Campus de São Carlos

**PRESSIÔMETROS, TENSÕES E DEFORMAÇÕES EM
SUB-BASES DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS**

Volume 1

JOHN KENNEDY GUEDES RODRIGUES

ORIENTADOR: PROF. DR. JOSÉ BERNARDES FELEX

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

**ESCOLA DE ENGENHARIA
DE SÃO CARLOS**

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
Departamento de Transportes

PRESSIÔMETROS, TENSÕES E DEFORMAÇÕES
EM SUB-BASES DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS

JOHN KENNEDY GUEDES RODRIGUES

Tese apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Doutor em Transportes.

Orientador: Professor Doutor JOSÉ BERNARDES FELEX

DEDALUS - Acervo - EESC

31100036266

São Carlos
1998

Class.	TESE/SES
Cuti.	4894
	v 1
Tombo	0194/98

08/02/98.

st 0984480

**Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento
da Informação do Serviço de Biblioteca - EESC-USP**

R696p
2v.

Rodrigues, John Kennedy Guedes
Pressiômetros, tensões e deformações em
sub-bases de pavimentos flexíveis / John Kennedy
Guedes Rodrigues. -- São Carlos, 1998.

Tese (Doutorado) -- Escola de Engenharia de
São Carlos-Universidade de São Paulo, 1998.
Área: Transportes.
Orientador: Prof. Dr. José Bernardes Felex.

1. Pavimentos. 2. Pressiômetros. 3. Tensões.
4. Deformações. I. Título.

FOLHA DE APROVAÇÃO

Candidato: Engenheiro **JOHN KENNEDY GUEDES RODRIGUES**

Tese defendida e aprovada em 08-07-1998
pela Comissão Julgadora:

Prof. Titular **JOSÉ BERNARDES FELEX (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo)

Prof. Doutor **MARCOS ANTONIO GARCIA FERREIRA**
(Universidade Federal de São Carlos - UFSCar)

Prof. Doutor **RAIMUNDO LEIDIMAR BEZERRA**
(Universidade Federal da Paraíba - UFPB)

Prof. Doutor **ALEXANDRE BENETTI PARREIRA**
(Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo)

Prof. Doutor **GLAUCO TULIO PESSA FABBRI**
(Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo)

p/ Prof. Doutor **ANTÔNIO NÉLSON R. DA SILVA**
Coordenador da Área de Transportes

JOSÉ CARLOS ANGELO CINTRA
Presidente da Comissão de Pós-Graduação da EESC

DEDICATÓRIA

"In memoriam" de Cláudio Motta e Manoel Rodrigues

A minha esposa e filhos: Ramonildes, Izabel e Cláudio Manoel

AGRADECIMENTOS

Ao Professor José Bernardes Felex, pela orientação e direção de aprendizado;

À CAPES - PICD, pela bolsa de estudo concedida;

À Associação Técnico Científica Ernesto Luiz de Oliveira Junior;

À Universidade Federal da Paraíba: em especial ao Departamento de Engenharia Civil do Campus II e ao Departamento de Engenharia Florestal do Campus VII;

À Coordenação de Pós-graduação em Engenharia Civil da UFRJ: em especial a Professora Laura Maria Goreth da Motta;

Ao Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos: em especial a Benedito Osvaldo de Souza;

Ao Departamento de Estradas de Rodagem do Estado da Paraíba: em especial ao engenheiro Oduval;

Aos professores e funcionários do Departamento de Transportes da Escola de Engenharia de São Carlos;

Aos amigos: Francisco Edmar Brasileiro, Flávio Cunto, Francisco Barbosa de Lucena, Sérgio e Carlos Motta, Sérgio Demarchi, Glauco Pontes, Roberto Aramaki, Ricardo Melo, Luzenira Brasileiro, Renata Algisi, Cynthia Perpétua, Marcelo Takeda, Sandra Oda, Juliana, Gilmar, Carlos Lima, Olaf, Marony, Cássio e Carlos Alexandre.

Em especial: a Onaldo e Socorro Rodrigues

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	iii
LISTA DE TABELAS	v
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	vi
LISTA DE SÍMBOLOS	vii
RESUMO	xii
ABSTRACT	xiii
1. INTRODUÇÃO E ESCOPO DO TRABALHO	1
1.1. BASES LÓGICAS	5
1.2. SOBRE O ESTUDO DE CASO	6
1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	9
2. GENERALIDADES SOBRE SOLOS¹⁰	
2.1. A ÁGUA NOS SOLOS	11
2.2. TENSÕES E DEFORMAÇÕES EM SÓLIDOS.....	12
2.3. TENSÕES EM SOLOS.....	20
2.4. ESTUDOS DE RELAÇÕES ENTRE DEFORMAÇÕES E TENSÕES	22
3. O PRESSIÔMETRO	28
3.1. HISTÓRICO DE USO DO PRESSIÔMETRO	29
3.1.1. O PRESSIÔMETRO DE <i>MENARD</i>	30
3.2. INTERPRETAÇÃO DE DADOS OBTIDOS COM USO DE PRESSIOMÊTROS.....	31
3.3. TENSÕES E DEFORMAÇÕES.....	32
3.4. FATORES QUE AFETAM A ANÁLISE DE DADOS OBTIDOS POR ENSAIOS COM O PRESSIÔMETRO.....	38
3.5. PREPARAÇÃO DO PRESSIÔMETRO PARA ENSAIOS.....	42

4. ENSAIO TRIAXIAL COM REPETIÇÃO DE APLICAÇÃO DE CARGAS	50
4.1. MÓDULO DE RESILIÊNCIA	52
4.2. DISCUSSÕES SOBRE OS MÉTODOS DE ENSAIOS PARA ESTIMAR O MÓDULO DE RESILIÊNCIA	57
4.2.1. TENSÕES DE DESVIO NA TENSÃO DE CONFINAMENTO E MÓDULO DE RESILIÊNCIA	58
4.2.2. TENSÃO DE CONFINAMENTO E MÓDULO DE RESILIÊNCIA	59
4.2.3. EFEITOS DO NÚMERO DE REPETIÇÕES DE TENSÕES DE DESVIO NA TENSÃO DE CONFINAMENTO	62
4.2.4. TEOR DE UMIDADE DO CORPO DE PROVA E MÓDULO DE RESILIÊNCIA	63
5. SOBRE ANÁLISE DE REGRESSÃO LINEAR.....	65
6. DOS DADOS	75
6.1. SOBRE AS CARACTERÍSTICAS DOS SOLOS ENSAIADOS	75
6.2. O MÉTODO E RESULTADOS PARA ENSAIOS TRIAXIAIS.....	79
6.3. O EQUIPAMENTO E RESULTADOS OBTIDOS PARA ENSAIOS TRIAXIAIS.....	82
6.4. COLETA DE DADOS EM CAMPO COM USO DO PRESSIÔMETRO PENCIL	88
6.5. TESTES COM PRESSIÔMETRO PENCIL, MÓDULOS DE ELASTICIDADE E REPETIÇÕES DE CARGA	90
7. O MANUSEIO DOS DADOS OBTIDOS	97
7.1. SOBRE A PREPARAÇÃO DE DADOS COLETADOS EM ENSAIOS TRIAXIAIS	97
7.2. SOBRE A PREPARAÇÃO DE DADOS COLETADOS COM O PRESSIÔMETRO	101
7.3. ESTIMATIVAS DE INTERVALOS DE CONFIANÇA PARA MÓDULOS.....	104
7.4. INTERSEÇÕES ENTRE INTERVALOS DE CONFIANÇA	108
8. CONCLUSÕES E SUGESTÕES	112
8.1. CONCLUSÃO FINAL	115
8.2. SUGESTÕES.....	116
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	118

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Componentes de pavimento flexível.....	1
Figura 2 – Área de distribuição de pressões por pneus.....	2
Figura 3 – Pavimentos flexíveis , quando submetidos a cargas de veículos.....	2
Figura 4 – O Pressiômetro PENCEL	4
Figura 5 – Localização dos trechos de rodovias utilizados para coleta de amostras e realização de ensaios “in situ” [BR 230 e PB 055 – Paraíba, Nordeste, Brasil]. ..	8
Figura 6 – Nomenclatura de frações de tamanho de partículas de solos	11
Figura 7 – Forças e tensões internas aos sólidos.....	13
Figura 8 – Elemento de sólido e eixos principais	14
Figura 9 – Alongamentos e encurtamentos de elemento de sólido	15
Figura 10 – Alongamentos e encurtamentos de elementos de sólido, devido a forças externas.....	16
Figura 11 – Rotação de elemento retangular de sólido.....	17
Figura 12 – Elemento de volume sob a ação de tensões.....	17
Figura 13 – Representação de camadas de pavimento para estudos sobre tensões.....	18
Figura 14 - Modelos de deformação referentes a alguns modelos para tensão. [a) uniaxial; b) hidrostático; c) triaxial; d) biaxial]	22
Figura 15 - Deformações por cisalhamento em solos granulares (O'REILLY & BROWN, 1991).	24
Figura 16 – Câmara para ensaios triaxiais.....	25
Figura 17 - Relações fundamentais entre tensões e deformações em solos (YODER & WITCZAK, 1975).....	26
Figura 18 - Módulo de resiliência, deformações plásticas e ciclos de carga [HURTADO, 1980].....	27
Figura 19 – O pressiômetro, segundo KOGLER & SCHEIDIG, 1948	28
Figura 20 – Geometria e tensões na sonda durante a preparação para ensaio	33
Figura 21 – Geometria e tensões após injeção de água na cavidade	34
Figura 22 – Tensões principais em um elemento de solo na cavidade cilíndrica.....	34
Figura 23 - Efeitos de instalação da sonda	39
Figura 24 –Variação de volume de uma sonda de comprimento finito e infinito em função da relação comprimento por diâmetro da sonda de um pressiômetro tipo <i>Menard</i> [BRIAUD, 1986].	40
Figura 25 - Relação pressão por volume de sonda do pressiômetro.....	41
Figura 26 – Esboço de funcionamento de pressiômetros tipo <i>Menard</i>	42
Figura 27 - Curvas para correção de perda de volume e de pressão.	43
Figura 28 – Tensões e deformações para a estimativa de módulo de elasticidade.	47
Figura 29– Esboço do corpo de prova e câmara para ensaios triaxiais com repetição de aplicação de cargas.	50
Figura 30 – Relação módulo de resiliência e tensões, segundo modelo bi-linear.	53
Figura 31 – Esboço de tendência da relação do módulo de resiliência, M_R , com o primeiro invariante de tensões, θ	55
Figura 32 – Módulos de resiliência estimados a partir de resultados obtidos em ensaios triaxiais com diferentes frequências e duração das tensões de desvio na tensão de confinamento (SWEERE, 1990).	63
Figura 33 – Variação na estimativa do módulo de resiliência com o aumento da umidade de compactação dos solos (AASHTO, 1993).....	64
Figura 34 - Reta $y = a.x + b$, resíduos e pares (x_i, y_i)	66

Figura 35 - Desvios na regressão linear	69
Figura 36 - Teste de hipótese para o coeficiente de correlação linear.....	71
Figura 37 - $\hat{y}_o$ é estimado por um valor individual de y (y_o) e pela média dos y	73
Figura 38 - Ilustração de intervalos de previsão e confiança em relação à média.....	74
Figura 39 - Distribuição granulométrica de amostras da BR 230.....	76
Figura 40 - Histograma sobre teores de umidade "in situ" de amostras na BR 230	77
Figura 41 - Distribuição granulométrica de amostras da PB 055	78
Figura 42 - Histograma sobre teores de umidade "in situ" de amostras na PB 055.....	78
Figura 43 - Equipamentos para ensaio triaxial com repetição de aplicação de cargas	82
Figura 44 - Vista geral de equipamento para ensaio triaxial	83
Figura 45 - Câmara triaxial no Laboratório de Geotecnia Escola de Engenharia de São Carlos.....	83
Figura 46 - Corpo de prova e fixadores de LVDTs	84
Figura 47 - Exemplo de estimativa de módulo de resiliência a partir de corpo de prova submetido a ensaio triaxial com repetição de cargas e método DNER (1994), BR 230	86
Figura 48 - Exemplo de estimativa de módulo de resiliência a partir de corpo de prova submetido a ensaio triaxial com repetição de cargas e método DNER (1994), PB 055	87
Figura 49 - Posição da sonda durante ensaio com o pressiômetro Pencil.	89
Figura 50 - Relação entre a tensões e deformações radiais para estimativa de módulos de elasticidade transversal -Exemplo para a BR 230 (ensaio número 24)	93
Figura 51 - Módulo de elasticidade e o número de aplicações de cargas - (BR 230, ensaio número 24)	93
Figura 52 - Relação entre a tensões e deformações radiais para estimativa de módulos de elasticidade transversal -Exemplo para a PB 055 (ensaio número 19)	95
Figura 53 - Relação entre o módulo de elasticidade e o número de aplicações de cargas - (PB 055, ensaio número 19)	95
Figura 54 - Módulos de resiliência a partir de dados obtidos em ensaios triaxiais	99
Figura 55 - Ilustração de procedimento para obter o módulo de resiliência para 10kPa ...	100
Figura 56 - Módulos de resiliência a partir de dados obtidos em ensaios triaxiais, incluindo a tensão de confinamento 10kPa.....	101
Figura 57 - Estimativas sobre módulos de elasticidade de Young a partir de dados obtidos com o pressiômetro	103
Figura 58 - Intervalos de confiança de módulos de resiliência estimados para o conjunto de amostras das sub-bases da BR 230 e PB 055	104
Figura 59 - Intervalos de confiança de módulos de resiliência estimados para amostras da sub-base da BR 230	105
Figura 60 - Intervalos de confiança de módulos de resiliência estimados para amostras da sub-base da PB 055	105
Figura 61 - Intervalos de confiança de módulos de elasticidade de Young estimados para o conjunto de cavidades na sub-bases da BR 230 e PB 055.....	106
Figura 62 - Intervalos de confiança de módulos de elasticidade de Young estimados para cavidades na sub-base da BR 230.....	106
Figura 63 - Intervalos de confiança de módulos de elasticidade de Young estimados para cavidades na sub-base da PB 055.....	107
Figura 64 - Interseção entre intervalos de confiança de módulos de elasticidade de Young estimados para cavidades na sub-base da BR 230 e PB 055.....	109
Figura 65 - Interseção entre intervalos de confiança de módulos de elasticidade de Young estimados para cavidades na sub-base da BR 230	109
Figura 66 - Interseção entre intervalos de confiança de módulos de elasticidade de Young estimados para cavidades na sub-base da PB 055	110

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Características físicas das estruturas dos pavimentos flexíveis estudados.....	7
Tabela 2 – Relações entre constantes elásticas	20
Tabela 3 - Diferenças básicas entre o comportamento mecânico dos solos e metais	23
Tabela 4 –Procedimentos de ensaios triaxiais com repetição de aplicação de cargas.	57
Tabela 5 – Valores críticos para controle do coeficiente de correlação r , para níveis de significância $(1 - \alpha)$ e N observações.....	70
Tabela 6 - Quadrados médios e graus de liberdade.....	71
Tabela 7 – Principal conjunto de ensaios para caracterização de materiais.....	75
Tabela 8 – Resultados de ensaios de caracterização sobre amostras da BR 230	76
Tabela 9 – Resultados de ensaios de caracterização sobre amostras da PB 055	77
Tabela 10 – Exemplo de resultados de ensaio triaxial na BR 230.....	85
Tabela 11 – Estimativa de módulos de resiliência para amostras da sub-base da BR 230.	86
Tabela 12 - Exemplo de resultados de ensaio triaxial na PB 055.....	87
Tabela 13 - Estimativa de módulos de resiliência para amostras da sub-base da PB 055..	88
Tabela 14 – Descrição de localização de cavidades para ensaios com o pressiômetro Pencil	89
Tabela 15 – Resumo de estimativas de módulo de elasticidade de Young (MPa) com uso do pressiômetro na sub-base da BR230 ("in situ")	91
Tabela 16 - Resumo de estimativas de módulo de elasticidade de Young (MPa) com uso do pressiômetro na sub-base da PB055 ("in situ").....	92
Tabela 17 – Coeficientes de relações entre módulos de elasticidade e número de aplicações de cargas para amostras "in situ" na BR 230	94
Tabela 18 – Coeficientes de relações entre módulos de elasticidade e número de aplicações de cargas para amostras "in situ" na PB 055.....	96
Tabela 19 – Análise de regressão sobre módulos de resiliência estimados com dados de ensaios triaxiais sobre o conjunto de amostras sobre a BR230 e a PB 055....	98
Tabela 20 - Análise de regressão sobre módulos de resiliência estimados com dados de ensaios triaxiais sobre as amostras provenientes da BR 230	98
Tabela 21 - Análise de regressão sobre módulos de resiliência estimados com dados de ensaios triaxiais sobre todas as amostras as amostras provenientes da PB 055	98
Tabela 22 – Módulos de resiliência para 10kPa.....	100
Tabela 23 – Análise de regressão sobre módulos de elasticidade estimados com dados de obtidos com o pressiômetro sobre o conjunto de cavidades na BR230 e na PB 055	102
Tabela 24 - Análise de regressão sobre módulos de elasticidade estimados com dados de obtidos com o pressiômetro sobre as cavidades na BR 230.....	102
Tabela 25 - Análise de regressão sobre módulos de elasticidade estimados com dados de obtidos com o pressiômetro sobre as cavidades na PB 055.....	102
Tabela 26 – Módulos de elasticidade estimados a partir de dados obtidos com uso de pressiômetro para 200 aplicações de cargas	104
Tabela 27 – Intervalos de confiança de módulos de elasticidade estimados a partir de dados obtidos com uso de pressiômetro para 200 aplicações de cargas	107

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
BR 230	Rodovia Transamazônica
COPPE	Coordenação de Programas de Pós-graduação em Engenharia da UFRJ
DER/PR	Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná
DER-MG	Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de Minas Gerais
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
EESC	Escola de Engenharia de São Carlos
EPUSP	Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
IPR	Instituto de Pesquisas Rodoviárias
ISRM	International Society for Rock Mechanics
ISSMFE	International Society for Soils Mechanics and Foundation Engineering
LCPC	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
LPC	Laboratoire des Ponts et Chaussées
LPC –TLM	Pressiômetro "Pressuremeter-penetrometer" desenvolvido por Louis Menard em 1978
LVDT	Linear Variable Differential Transducers
MIT	Massachusetts Institute of Technology
MTS	Material Testing System
PA108	Pressiômetro automático desenvolvido pelo Research Institute of Foundation and Underground da Rússia
PAC	Versão automática do pressiômetro de Menard
PAM	Pressiômetro do tipo SBP desenvolvido pelo "French Petroleum Institute" da França
PB 055	Rodovia estadual que interliga os municípios de Guarabira a Sapé no estado da Paraíba
PBP	Pressiômetros tipo "Menard ou "Pre-boring Pressuremeter"
PIP	Pressiômetros de penetração por percussão ou "Pushed-in Pressuremeter"
SBP	Pressiômetros auto-perfurantes ou "Self-boring Pressuremeter"
SHRP	Strategic Highway Research Program
UFRJ	Universidade Federal do Rio de Janeiro
UFRJ	Universidade Federal do Rio de Janeiro
UFRS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
USDA	United States Department of Agriculture
USP	Universidade de São Paulo

LISTA DE SÍMBOLOS

$\alpha = \arctg\left(\frac{dx_1}{dx_2}\right)$	Ângulo de abertura de elemento para estudo de tensões em sólidos
$\sqrt{\frac{V_0 + V_c}{V_0}} - 1$	Aumento relativo do raio da sonda em função do volume de água da sonda
$\Delta R_c = R_c - R_{c_0}$	Acréscimo de raio na cavidade
ε_{y_2}	Alongamento na direção "2"
dx_2	Altura de um elemento infinitesimal de sólido
h	Altura do corpo de prova
γ	Ângulo de torção de um elemento retangular do sólido
$2\pi(r+y)$	Aumento de circunferência na cavidade cilíndrica
p_i	Aumento de pressão interna nas paredes da cavidade cilíndrica
a	Aumento do raio da cavidade cilíndrica
a_i	Aumento do raio na direção radial
$(\delta r + \delta y)$	Aumento infinitesimal de espessura do raio da cavidade
$(r + \delta r)$	Aumento infinitesimal do raio da cavidade cilíndrica
b	Coefficiente da função $E = a + b \cdot \log(N)$
r	Coefficiente de correlação linear
ρ	Coefficiente de correlação linear da população
r^2	Coefficiente de determinação
β	Coefficiente de regressão da população
H	Comprimento da sonda para Kogler (1948)
ν	Constante característica do material que constitui o sólido conhecida como o coeficiente de Poisson
λ	Constante de LAMÉ
M_{ij}	Constantes características dos materiais estudados
$K_1 K_2 K_3 \text{ e } K_4$	Constantes do material do modelo bi-linear sugerido para solos argilosos
$\varepsilon_{\theta\theta}$	Deformação da circunferência da parede da cavidade em função do aumento relativo do raio da sonda
ε	Deformação específica de um sólido
ε_P	Deformação irreversível ou plástica durante os sucessivos ciclos de carregamentos
ε_c	Deformação na cavidade cilíndrica
γ	Deformação por ação de forças cortantes ou deformação por cisalhamento
ε_r	Deformação radial
ε_R	Deformação recuperável durante cada carregamento
ε_v	Deformação volumétrica
ε	Deformação específica axial

ε_{01} e ε_{02}	Deformações parciais de sólido
Δl	Deslocamento axial ou verticais
$y = \varepsilon_c \frac{a_0 a}{r}$	Deslocamento na cavidade cilíndrica
D_2	Diâmetro da sonda
d	Diâmetro do corpo de prova para o ensaio triaxial
D_3	Diâmetro inicial da cavidade
y_1 e y_2	Direções de deformação do lados do elemento sólido unitário "1"
"1" e "2"	Direções de deformação no plano
ε_{y_1}	Encurtamento na direção "1"
D_a	Espaçamento entre alças
δ_r	Espessura de um elemento do solo
δ_y	Espessura do elemento do solo
e	Espessura do elemento infinitesimal de sólido
t	Estatística "t" de Student
F_{estimado}	Estatística F estimada
$\wedge$	
$y = b_0 + b_1 \cdot x$	Expressão da reta de regressão linear sobre os pares , com coeficientes b_0 e b_1
F	Força axial
n_{kl}	Forças normais aplicadas sobre "k" a partir de "l"
ds	Hipotenusa de um elemento infinitesimal de sólido
$\varepsilon_{\theta\theta} = \frac{\Delta Rc_2}{Rc} - \frac{\Delta Rc_1}{Rc}$	Incremento de deformação da circunferência para um ciclo de carregamento e descarregamento em função do aumento relativo do raio da sonda
ε_p	Incremento de deformação plástica
$\partial \varepsilon_p(xyz)$	Incremento de deformação plástica nas direções x y z
$\partial \varepsilon_e(xyz)$	Incremento de deformação reversível ou "elástica" nas direções x y z
ΔP	Incremento de pressão na cavidade
$\sigma_{rr2} - \sigma_{rr1}$	Incremento de pressão no trecho onde há proporcionalidade de pressão e volume injetado
V_A e V_B	Incremento de volume no trecho da curva representativa da tensão em função da deformação admitido como a expressão do regime elástico do solo
$V_2 - V_1$	Incremento de volume no trecho onde há proporcionalidade de pressão e volume injetado
$\varepsilon^p_v(xyz)$	Incremento total de deformação plástica volumétrica num elemento do solo
P_A e P_B	Incrementos de pressão no trecho da da relação entre a tensão e a deformação radial considerado "elástico"
p	Índice é usado para indicar "direções principais" em dado plano
"1" "2" e "3"	Índices que indicam as direções principais de elemento de sólido
x, y e z	Índices que indicam os eixos dos sistemas de coordenadas adotado
"1"	Índices que indicam tensões e forças normais aplicadas no plano que contém a direção dx_2
"2"	Índices tensões e normais à direção dx_1
a	Intercepto da função $E = a + b \cdot \log(N)$
dx_1	Lado horizontal de um elemento infinitesimal de sólido
L	Largura de pneu
$\bar{x}$	Média de um conjunto de elementos x_i
$\bar{y}$	Média de um conjunto de elementos y_i
K	Módulo de deformação volumétrica

E	Módulo de elasticidade
G	Módulo de elasticidade transversal do sólido
M_R	Módulo de resiliência
E_R	Módulo de resiliência para Hurtado 1980
α	Nível de significância
QMR	Notação da média para a soma de quadrados (quadrados médios) da regressão
QMR_s	Notação da média para a soma de quadrados dos resíduos
QM	Notação da média para a soma de quadrados total
ε_{11} ε_{22} θ ε_{33}	Notações das componentes de deformação normal
$\varepsilon_{12}=\varepsilon_{21}$ $\varepsilon_{23}=\varepsilon_{32}$ θ $\varepsilon_{13}=\varepsilon_{31}$	Notações sobre as componentes de deformação por cisalhamento
N	Número de aplicações ou repetições de cargas
n	Número de observações
n	Número específico de repetições de aplicações de carga
(x_i, y_i)	Par de medidas ou contagens simultâneas respectivamente sobre os conjuntos X e Y
K_1 K_2	Parâmetros do solo estimados através de ajuste de pontos à função
u_a	Porosidade de ar
P	Pressão contra a parede da cavidade
P_c	Pressão corrigida
P_h	Pressão hidrostática atribuída à diferença de altura entre o medidor de pressão (manômetro) e o centro geométrico da sonda
p_0	Pressão interna na cavidade cilíndrica
P_l	Pressão obtida durante o ensaio
P_p	Pressão que não é exercida nas paredes da cavidade do solo
P	Pressão radial para Kogler (1948)
θ	Primeiro invariante de tensões ($\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$)
a_0	Raio da cavidade cilíndrica
r	Raio da sonda para Kogler (1948)
R_{c_0}	Raio da sonda preparada para início do teste
R_0	Raio da sonda preparada para início do teste
a_0	Raio inicial
$(r+y)$	Raio inicial do elemento do solo
ε_{y_1} e ε_{y_2}	Soma de deformações ε_{01} e ε_{02} isoladas
SQ	Soma dos quadrados dos erros de estimativa ou soma dos quadrados dos erros
SQR_s	Soma dos quadrados dos resíduos
SQR	Soma dos quadrados para a regressão
SQ	Soma total dos quadrados
$u_a - u_w$	Sucção do solo
σ_h	Tensão a que o solo foi submetido pela sua história de tensões
σ_3	Tensão de confinamento ou a pressão aplicada pelo fluido de confinamento
θ_0	Tensão de referência = 10 kPa
σ'	Tensão efetiva
u_w	Tensão neutra ou pressão neutra
σ	Tensão normal de tração ou compressão
u_a	Tensão nos poros devido às ações do ar nos vazios de solos
σ_1	Tensão principal maior
σ_2	Tensão principal menor
σ_r	Tensão radial de compressão na teoria da elasticidade

σ_D	Tensão de desvio na tensão de confinamento
q	Tensão de desvio na tensão de confinamento para Hurtado (1980)
σ_θ	Tensão tangencial
σ_T	Tensão total
τ	Tensões de cisalhamento
τ_{ij}	Tensões de cisalhamento aplicadas sobre "i" a partir de "j"
σ_{ij}	Tensões normais aplicadas sobre "i" a partir de "j"
$\sigma_r, \sigma_v, \sigma_\theta$	Tensões principais em um elemento de solo segundo teoria da expansão da cavidade cilíndrica
ε_{ij}^T	Tensor deformação
$\varepsilon_\theta = \frac{y}{r}$	Tensor tangencial de deformação
$\hat{y}_i$	Valor estimado para y_i a partir de x_i
$\hat{y}_o$	Valor estimado por um valor individual de y (y_o) pela média dos y
c	Valores de controle do coeficiente de correlação
ΔV	Variação no volume relativo ao volume da membrana após preparada para o ensaio
C_{1d} e M_{1d}	Variáveis relacionadas à tensão de sucção em solo
Y	Variável dependente
X	Variável independente
V_c	Volume corrigido
V_m	Volume da cavidade correspondente ao volume inicial da sonda
V_p	Volume de água injetado na sonda que não corresponde a nenhuma expansão da sonda
V_T	Volume do furo previamente aberto
V_o	Volume inicial na cavidade de solo correspondente ao raio a_o
V_i	Volume injetado na sonda em um determinado momento do ensaio com o pressiômetro
V	Volume em estágio de injeção de água na sonda de pressiômetro
V_L	Volume de água registrado durante ensaio com o pressiômetro

VOLUME II

Esse volume contém 6 documentos:

ANEXO A

BR 230 Rodovia Transamazônica

PB 055 Guarabira a Sapé, estado da Paraíba

Dados obtidos em ensaios triaxiais com repetição de aplicações de cargas

Anexo A1

ANEXO B

BR 230 Rodovia Transamazônica

PB 055 Guarabira a Sapé, estado da Paraíba

Dados obtidos em ensaios “in situ” com uso de pressiômetro PENCEL

Anexo B1

APÊNDICE A

Sobre a dedução da equação de equilíbrio no plano de um elemento de sólido

Apêndice A1

APÊNDICE B

Dedução da equação diferencial para exprimir os deslocamentos durante a expansão de cavidade cilíndrica em meio elasto-plástico contínuo, homogêneo e isotrópico

Apêndice B1

APÊNDICE C

Solução da equação diferencial para exprimir os deslocamentos durante a expansão de cavidade cilíndrica em meio elasto-plástico contínuo, homogêneo e isotrópico

Apêndice C1

APÊNDICE D

Estimativa do *módulo de elasticidade de Young* em função do aumento relativo do raio da sonda do pressiômetro

Apêndice D1

RESUMO

RODRIGUES, JOHN KENNEDY GUEDES (1998). *Pressiômetros, tensões e deformações em sub-bases de pavimentos flexíveis*. São Carlos, Brasil, 1998. Volume I (124p.), Volume II (102p.). Tese (doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Este trabalho contém relato e discussão sobre atividades e resultados obtidos durante uma tentativa para mostrar que pressiômetros e ensaios “in situ” podem ser úteis ao estudo de tensões e deformações de solos utilizados na construção de sub-base de pavimentos flexíveis. Verificaram-se condições para aceitar a hipótese: “os módulos de elasticidade, estimados a partir de manuseio sobre dados obtidos através de levantamentos em campo com uso de pressiômetros PENCEL, poderão ser utilizados para estudo da relação entre tensões e deformações de solos granulares de sub-bases de pavimentos flexíveis” – isso foi efetuado usando conceitos e estimativas de módulo de resiliência. Para isso, descreveram-se equipamentos e métodos de ensaio triaxiais com repetições de aplicações de cargas, para estimativa de módulos de resiliência, e, processos para levantamento de dados com o pressiômetro “in situ” nas sub-bases de pavimentos. Os dados usados foram obtidos nas rodovias BR 230 Rodovia Transamazônica e PB 055 Sapé a Guarabira, estado da Paraíba, Brasil. Estudos sobre a interseção de intervalos de confiança indicaram que, para o intervalo de tensões em sub-bases de pavimentos, as estimativas de módulos de elasticidade a partir de ensaios em campo com o uso de pressiômetros podem ser de mesma ordem de grandeza que os valores obtidos a partir de ensaios triaxiais em laboratório.

Palavras-chave: pavimentos, pressiômetros, tensões, deformações

ABSTRACT

RODRIGUES, JOHN KENNEDY GUEDES (1998). *Pressuremeters, stress and strains in flexible pavement sub-bases*. São Carlos, Brasil, 1998. Volume I (124p.), Volume II (102p.). Doctor Thesis – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

In this work it was described and discussed the actions and the results obtained in activities to show that pressuremeters and "in situ" test should be useful to study stress and strains of soils used on building flexible pavement sub-base. It was verified some conditions to accept the hypothesis "the elasticity modulus estimated from data obtained from PENCEL pressuremeter data field surveying should be used to study granular soils stress and strain in the flexible pavement sub-bases" – this was done using the resilient modulus concepts and surveying. It was also described methods and equipment applied to dynamic triaxial tests, and the process used to survey field data using the pressuremeter to estimate the resilient modulus. The data was obtained in sub-bases from the BR 230 The Transamazonian Highway and PB 055 The Sape to Guarabira Highway, located in the State of Paraíba, Brazil. It was showed that the confidence intervals intersections among the elasticity modulus obtained from pressuremeter data field surveying and laboratory triaxial tests should have the same level of values.

Keywords: pavements, pressuremeters, stress, strains

1. INTRODUÇÃO E ESCOPO DO TRABALHO

Esse trabalho contém o relato e a discussão de atividades e resultados obtidos durante uma tentativa de mostrar que pressiômetros e ensaios “in situ” podem ser úteis ao estudo de tensões e deformações de solos utilizados na construção de sub-base de pavimentos flexíveis. Ou que módulos de elasticidade estimados a partir de dados obtidos em campo e ensaios com uso dessas sondas podem ser usados para estimativas de módulos que refletem o funcionamento estrutural e a história de cargas desses componentes de pavimentos.

O pavimento é que fornece a superfície para tráfego de veículos pelas rodovias. Dentre suas funções destacam-se suportar e transmitir entre componentes de pavimento esforços estáticos e dinâmicos provocados por cargas solicitantes provenientes dos veículos. O pavimento flexível é uma classe específica de pavimentos composto de camadas relativamente esbeltas construídas a partir do subleito compactado da via, materiais granulares e ligantes. Dentre os ligantes destacam-se os asfaltos derivados do petróleo. A Figura 1 é uma ilustração de componentes dos pavimentos.

Figura 1 – Componentes de pavimento flexível

As cargas são aplicadas em pavimento pelos pneus de veículos. A pressão de pneus define para cada veículo a superfície de contato entre os pneus e o pavimento, YODER & WITCZAK (1975) comentam que a maior parte das questões sobre a distribuição de esforços em pavimentos podem ser respondidas assumindo a hipótese de que a pressão aplicada ao pavimento é resultado da distribuição uniforme da carga por uma área constituída por círculos e retângulos. A Figura 2 ilustra o exposto.

Figura 2 – Área de distribuição de pressões por pneus

Chama-se *ruptura estrutural de pavimento* a perda de capacidade de suportar esforços ou a quebra de uma, ou mais, de suas camadas cuja magnitude torne o pavimento incapaz de suportar as cargas aplicadas na sua superfície. Os pavimentos são caracterizados por diferenças mecânicas na dissipação de tensões em sua estrutura. A Figura 3 se constitui em um exemplo de esboço sobre estruturas típicas de pavimentos flexíveis quando submetidos às tensões causadas pelos veículos.

Figura 3 – Pavimentos flexíveis , quando submetidos a cargas de veículos.

Durante a avaliação de comportamento de pavimentos flexíveis podem ser usadas técnicas empíricas para levantamento de dados e estimativa de valores para variáveis relacionadas com a resistência e rigidez de materiais utilizados na construção de suas camadas. Há também métodos racionais, que usam dados fundamentais ao conhecimento de tensões e deformações em solos e agregados dos pavimentos.

O estudo da relação entre as tensões e deformações a partir de valores de variáveis estimados através de modelos teóricos, ou dados obtidos em testes realizados em campo ou em laboratório é essencial para diagnósticos sobre condições estruturais de pavimentos, por consequência de condições oferecidas ao tráfego, conforto e segurança, no presente, e, para subsidiar a análise do desempenho futuro.

Ensaio como o triaxial com repetição de aplicação de cargas, utilizados para estimativa de módulos de elasticidade podem ser usados para melhor caracterizar materiais da estrutura de pavimentos e estudos sobre tensões e deformações de solos. Usando esse tipo de teste pode-se simular em laboratório condições de aplicação de cargas em campo e história de tensões de materiais.

Também, pode-se estimar valores de variáveis características de tensões, deformações ou deslocamentos de materiais que constituem as camadas do pavimento e sua fundação, a partir de equipamentos com resultados obtidos “in situ” - ensaios com placas, viga Benkelman, Falling Weight Deflectometer – que podem subsidiar com dados as análises sobre estruturas de pavimentos.

BRIAUD & SHIELDS (1979) propuseram uma adaptação do *pressiômetro de Menard*, Figura 4, utilizado para estudo de fundações, para substituir o ensaio de prova de carga sobre placas por um ensaio “in situ”, mais econômico e de fácil execução, e capaz de fornecer dados para avaliação estrutural e elaboração de projetos de restauração de pavimentos.

BRIAUD, LYTTON & HUNG (1982) relataram resultados de estudos sobre a aplicação do pressiômetro em projetos de pavimentos. Os ensaios realizados permitiram progressos em tentativas para obter módulos de elasticidade.

Figura 4 – O Pressiômetro PENCEL

BRIAUD, CONSENTINO & TERRY (1987) relataram dados sobre relações entre resultados de ensaios com o uso de pressiômetros e dados obtidos com uso de outros testes em materiais de camadas de pavimentos dos aeroportos de College Station, San Antonio e Possum Kingdom, com o Falling Weigth Deflectometer (FWD) e com ensaios triaxiais com repetição de aplicações de cargas. Os autores Discutem conseqüências de aplicação de módulos estimados a partir do ensaio com o pressiômetro em projetos de pavimentos de aeroportos.

CONSENTINO & CHEN (1991) relatam dados sobre a relação entre módulos de elasticidade estimados com o uso do pressiômetro e o Índice de Suporte Califórnia.

No Brasil, as primeiras experiências com o pressiômetro de *Menard* foram relatadas pelos professores *Ailton Alves Diniz e Jean Pierre Demartinecour* (1985) *apud* LUCENA et al. (1988). Esses autores têm relatado resultados de vários trabalhos com aplicação do pressiômetro adaptado de *Briaud & Shields* no Nordeste do Brasil. Segundo eles, os resultados obtidos indicam que o pressiômetro adaptado para estudos de pavimentos é um equipamento capaz de fornecer informações para dimensionamento e avaliação de pavimentos.

A obtenção de dados em ensaios com o pressiômetro consiste em acionar a dilatação radial de uma sonda cilíndrica inserida numa cavidade do solo e estimar a relação entre a pressão aplicada sobre as paredes da cavidade e a deformação radial

correspondente. Com a análise desses dados obtém-se uma função para expressar a relação entre as pressões e a deformação radial, o que pode ser útil para estimar módulos de elasticidade para expressar a rigidez do material sob ensaio.

Os testes para obtenção de dados com uso de pressiômetros são ensaios com carregamento radial de materiais “in situ”. Uma unidade de controle na superfície é usada para gerar a pressão necessária à injeção de água, ou gás, nas sondas.

1.1. Bases lógicas

Tentou-se verificar condições para aceitar a hipótese: *“os módulos de elasticidade, estimados a partir de manuseio sobre dados obtidos através de levantamentos em campo com uso de pressiômetros PENCEL poderão ser utilizados para estudo da relação entre tensões e deformações de solos granulares de sub-bases de pavimentos flexíveis”*.

Para isso, as bases lógicas adotadas foram fundamentadas em HEMPEL (1970, 1981): “A seqüência lógica de raciocínio necessária a verificação e consequentemente aceitação de uma hipótese pode ser o método ou “caminho” a ser adotado para aceitar ou rejeitar uma hipótese em questão”.

O pressuposto da *Indução por Enumeração* é que a conclusão acerca de todos os elementos de um conjunto com origem em premissas que se referem a alguns elementos observados desse conjunto, não assume a forma “Todos os F são G” - *Generalização Universal* - mas sim, que uma dada porcentagem dos F são G - *“Generalização Estatística”*.

Adotou-se, nesse trabalho, o método de inferência indutiva, freqüentemente denominado de “o teste da hipótese” [HEMPEL,(1970,1981)], isto é, a formulação de uma hipótese como tentativa de resposta a uma questão em estudo, e submissão da hipótese antagônica – a hipótese nula - à verificação empírica. Com isso, contrariamente ao que acontece na dedução, não se afirma que a conclusão será verdadeira, mesmo tomando como verdadeiras as premissas ou hipóteses auxiliares.

Um enunciado funciona como hipótese quando tomado na qualidade de premissa cujas conseqüências lógicas podem ser examinadas e comparadas com fatos realmente observados. Diz-se que a hipótese está confirmada se é adequadamente sustentada

pela evidência empírica. Entretanto, mesmo uma verificação de numerosos casos, com resultados inteiramente favoráveis ou contrários, não estabelece, nem refuta, uma hipótese de forma conclusiva. Fornece apenas um suporte mais ou menos sólido para ela ou para hipótese antagônica em caso de refutação [HEMPEL, (1970, 1981)].

Do ponto de vista metodológico, a certeza acerca do método adotado encontra-se em concluir que a hipótese levantada poderá ser rejeitada diante dos fatos observados segundo critérios preestabelecidos. Porém, nenhuma hipótese poderá ser confirmada definitivamente, a menos que a inferência seja feita em função da população e não de uma amostra que se diz representativa.

O caráter de pesquisa deve conter o espírito da imparcialidade na análise teórica e experimental de resultados. Ao tentarmos confirmar uma hipótese formulada, poderemos cair no risco da parcialidade e entusiasmo pela tal, o que tornaria o estudo ou qualquer resultado de pesquisa duvidoso. Porém, ao tentarmos refutar a hipótese antagônica ou “nula” teremos como objetivo, à luz dos dados observados, verificar se tal hipótese poderá ser rejeitada. Com isso, em caso de rejeição da hipótese antagônica, estaremos trazendo para a hipótese formulada um caráter de aceitação – ou de não rejeição – que será válido até que estudos futuros demonstrem o contrário.

1.2. Sobre o estudo de caso

Procurou-se verificar se o pressiômetro adaptado para estudos de camadas de pavimentos é um equipamento que possa fornecer dados para estimativa de módulos de elasticidade de solos que constituem camadas de sub-base de pavimentos flexíveis. Tenta-se responder tal questão comparando-se os módulos de resiliência estimados a partir de dados e resultados de ensaios triaxiais com repetição de aplicações de cargas, com os módulos de elasticidade estimados através de dados e resultados de ensaios “in situ” obtidos com o uso de pressiômetros. Os dados foram levantados:

- a) Em ensaios “in situ” na camada de sub-base de rodovias, uma federal – BR 230, a Rodovia Transamazônica – e outra estadual - PB 055, que liga Guarabira a Sapé no estado da Paraíba– cujas características físicas de suas estruturas encontram-se inseridas na Tabela 1. A localização geográfica desses trechos - estado da Paraíba, Nordeste do Brasil – é ilustrada na Figura 5.

- b) Em laboratório com amostras de solos dos dois segmentos de rodovias que foram caracterizadas e submetidas a ensaios triaxiais.

Tabela 1 – Características físicas das estruturas dos pavimentos flexíveis estudados

Segmento de rodovia	Revestimento	Base	Sub-base	Subleito
BR 230	5 cm de concreto	25 cm de solo granular	25 cm de solo granular	Solo granular
	betuminoso			
PB 055	5 cm de concreto	25 cm de solo laterítico	25 cm de solo granular	Solo argiloso
	betuminoso	concrecionado		

A opção por estudar a camada de sub-base dessas vias deu-se por:

- Posição* – A camada de sub-base encontra-se confinada na vertical e na horizontal, condições de confinamento adequadas para a expansão da sonda do pressiômetro;
- Granulometria* – A granulometria de materiais de sub-base pode facilitar a execução de furos para inserção da sonda do pressiômetro;
- Umidade* – A sub-base está menos sujeita a variações bruscas de umidade e devido a infiltrações por capilaridade, ou à percolação através de trincas superficiais no revestimento. Para solos arenosos é possível desprezar, sem cometer erros significativos na interpretação dos resultados de ensaios triaxiais com repetição de aplicações de cargas, tensões neutras e pressões nos poros por sucção devido a água. Isso facilita a realização de ensaios e exige menor sofisticação em equipamentos;
- Representatividade* – As camadas escolhidas são constituídas de material comum em grande parte das rodovias da região nordeste, cuja densidade é maior no litoral e na zona da mata. Nessas sub-regiões estão inseridas as principais rodovias estaduais e federais com maior fluxo de veículos de carga.

Figura 5 – Localização dos trechos de rodovias utilizados para coleta de amostras e realização de ensaios “in situ” [BR 230 e PB 055 – Paraíba, Nordeste, Brasil].

1.3. Organização do trabalho

O relato encontra-se dividido em um volume com sete capítulos, e outro contendo dois anexos e quatro apêndices. Além dessa *introdução*:

No *capítulo 2*, são definidos e descritos conceitos gerais sobre os solos, discutidos tópicos sobre a presença de água nos solos e suas conseqüências; analisados tópicos sobre tensões e deformações em sólidos e solos, e expostos aspectos teóricos sobre relações entre tensões e deformações.

No *capítulo 3*, é descrito o pressiômetro, são expostos tópicos sobre o uso e história desse equipamento; são analisados conceitos e técnicas para interpretação de dados obtidos com o uso de pressiômetro e discutidos fatores que afetam a análise de dados obtidos por uso de ensaios com o pressiômetro PENCEL.

No *capítulo 4*, é descrito o equipamento para ensaios triaxiais com repetição de cargas, são expostos conceitos e definições sobre o módulo de resiliência e discutidos processos para ensaios de solos e agregados. Também, discutem-se efeitos de tensões e repetições de cargas sobre os valores estimados para essa “propriedade da elasticidade” de solos.

No *capítulo 5*, expõe-se um resumo sobre definições e alguns fatos teóricos associados à análise de regressão linear. O motivo pelo qual se detém em estudo desses tópicos é a importância que essa técnica da estatística possuirá para o controle de resultados de ensaios, estimativas e obtenção de informações para tomada de decisões durante o processo de delineamento de conclusões decorrentes de trabalhos aqui relatados.

No *capítulo 6*, resumem-se fatos sobre o levantamento de dados, em campo e laboratório, e, descrevem-se equipamentos e dados obtidos.

No *capítulo 7*, relatam-se e discutem-se conseqüências de manuseio estatístico dos dados obtidos nos testes com o pressiômetro “in situ” na BR 230 e na PB 055, do estado da Paraíba, Brasil, e em laboratório através de ensaios triaxiais sobre amostras provenientes da sub-base desses segmentos de via estudados.

No *capítulo 8*, expõe-se conclusões e sugestões.

2. GENERALIDADES SOBRE SOLOS

Solos são um produto de intemperismo sobre rochas, por desintegração mecânica ou alteração química. A desintegração mecânica é resultado de ações de agentes naturais como a água, a variação de temperatura, o vento, ou crescimento de vegetação. A alteração química pode ser oxidação, hidratação, carbonatação e outras ações que modifiquem a composição química ou mineralógica de rochas.

Solos são o mais antigo e o mais complexo material de construção. Os tipos de solos, suas características ou propriedades variam no tempo e no espaço – e são difíceis de medir ou entender. As propriedades de solos que se estudarão estão incluídas dentre aquelas que definam o comportamento desses corpos quando usados para construir componentes de pavimentos nas rodovias. A complexidade de análise da resistência de solos é afetada por muitas variáveis, como sua densidade, o volume de água presente, suas estrutura e textura, o grau de confinamento e suas relações espaciais.

Solos são uma combinação de partículas sólidas, líquidas, e gasosas. A fase sólida tem uma ampla gama de formas de partículas, cujo tamanho e dureza variam entre o grosso e o rígido, de rochas densas aos seixos, e até as pequenas partículas invisíveis a olho nu. A fase líquida é constituída de água e eletrólitos dissolvidos. A fase gasosa é basicamente ar e gases orgânicos.

Das propriedades dos grãos (partículas) que constituem os solos destacam-se os *tamanhos dos grãos e sua distribuição*. A distribuição de tamanhos dos grãos de solos, conhecida como *granulometria de solos* é uma propriedade descritiva de parcela do arranjo de partículas usadas para identificar, classificar e avaliar características de solos e seu comportamento.

Em termos grosseiros, as partículas de solos podem ser classificadas em *finas*, *intermediárias* e *grossas*. As partículas finas denominam-se *argilas*. As partículas intermediárias, *silt*es. As partículas grossas, *areias* ou *pedregulhos*. *Fração* de um solo é o termo reservado para designar o volume de cada tipo de partícula da classificação argila, silte, areia ou pedregulho.

A Figura 6 ilustra a nomenclatura das frações de solos segundo diversos tipos de classificações.

AUTOR	Diametro dos grãos (mm)			
	100	10	1	0,1
				0,01
				0,001
UNIFIED	Pedregulho			
	Areia			
	Finos (argila e silte)			
	75	4.75	0.075	
AASHTO	Pedregulho			
	Areia			
	Silte			
	Argila			
	75	2	0.05	0.002
MIT	Pedregulho			
	Areia			
	Silte			
	Argila			
		2	0.06	0.002
ASTM	Pedregulho			
	Areia			
	Silte			
		4.75	0.075	0.002
USDA	Pedregulho			
	Areia			
	Silte			
	Argila			
		2	0.05	0.002
DNER	Pedregulho			
	Areia			
	Silte			
	Argila			
		2	0.075	0.005

Figura 6 – Nomenclatura de frações de tamanho de partículas de solos

O tamanho de partículas e sua distribuição nos solos são propriedades físicas que se relacionam com as propriedades mecânicas, e com seu comportamento durante as respostas às solicitações que esses materiais recebam de cargas externas.

Índice de vazios é a razão entre o volume de vazios e o volume da parte sólida dos solos.

Porosidade, a razão entre o volume de vazios e o volume total da amostra de solo.

2.1. A água nos solos

A água nos solos pode fazer parte de sua estrutura molecular (a *água de constituição*), aderir às partículas sólidas (a *água adsorvida*), e preencher os vazios entre partículas dos solos (a *água livre*). A propriedade mais usual para descrever o volume de água na constituição dos solos é conhecida como o *teor de umidade*, definido como a razão entre a massa de água contida nos vazios do solo e a massa de suas partículas.

Também pode-se medir a participação da água no arcabouço dos solos através do *grau de saturação*, definido como a razão entre o volume de água nos vazios de um solo (água livre) e o volume destes, expressa em porcentagem. *Grau de saturação* de solos é a porcentagem de água contida nos seus vazios. Quando a água ocupar todo o volume de vazios, diz-se que o solo é *saturado*. Solos *não-saturados* são aqueles cuja ocupação dos vazios pela água é parcial.

Drenar um solo é qualquer ação para retirar “água livre” de solos. *Ser drenado* é uma parcela do conjunto de verbetes que se usará para dizer que dado solo está (ou esteve) submetido à retirada de água de seus vazios. *Permeabilidade* é a propriedade de permitir o escoamento de água através dos vazios de solos – o grau de permeabilidade é expresso numericamente pelo *coeficiente de permeabilidade*.

Segundo YONG & WARKENTIN (1975), no arcabouço de solos não saturados existem forças entre partículas que se opõem à drenagem, ou a evaporação, de água dos vazios do solo. Essa retenção é causada por *forças* chamadas *de capilaridade*, ou da superfície de partículas de água ou grão de solo. As forças capilares dependem do tamanho e distribuição de vazios dos solos, e as ações entre partículas dependem da “superfície específica das partículas” e da natureza de superfícies dos grãos dos solos.

Para GUDEHUS et al. (1984), os solos que têm uma quantidade significativa de areia, caracterizam-se por ter uma superfície específica relativamente pequena, as ações entre o solo e água são determinadas principalmente pelas forças capilares. Ao contrário, em solos argilosos, cuja área específica é maior que nas areias, as ações entre superfícies de partículas predominam, mesmo em condições de “drenagem total”.

2.2. Tensões e deformações em sólidos

Em um corpo sujeito a forças de compressão ou tração, a definição mais genérica de *tensão* é a *força de compressão por unidade de área* da seção reta do corpo perpendicular à sollicitação. Entretanto, para estudo de sólidos e suas relações com as ações de cargas que lhes forem aplicadas é necessário conhecer a distribuição desses esforços e suas consequências no arcabouço interno desses corpos.

Poder-se-ia representar as distribuições internas de forças e tensões em um sólido através de um *elemento de sólido*, uma teórica imagem de uma muito pequena (infinitesimal) parte interna ao sólido. A Figura 7 ilustra uma representação adotada para o estudo de forças e tensões de um elemento triangular de sólido ABC. As convenções utilizadas são: dx_1 é o lado horizontal do elemento, ds , a sua hipotenusa, dx_2 , sua altura; os índices “1” indicam tensões e forças normais aplicadas no plano que contém a direção dx_2 , os índices “2”, tensões e normais à direção dx_1 ; $\alpha = \arctg\left(\frac{dx_1}{dx_2}\right)$; τ_{ij} , as tensões de cisalhamento aplicadas sobre “i”, a partir de “j”; σ_{ij} , idem para tensões; n_{kl} , as forças normais aplicadas sobre “k”, a partir de “P”; “e”, a espessura do elemento.

Figura 7 – Forças e tensões internas aos sólidos

Cisalhamento é a deformação que sofre um corpo quando sujeito à ação de forças cortantes. A tensão τ que atua na seção do corpo é chamada *tensão de cisalhamento*. A tensão que é normal à seção é σ , a *tensão normal*, que pode ser de tração ou compressão.

Mas, internamente, diz-se que a cada instante o sólido está em equilíbrio. E, as forças e tensões internas a seu arcabouço, também. Assim, as forças que agem sobre o triângulo ABC teriam para suas relações no estado de equilíbrio do elemento de sólido a expressão:

$$\sigma_{\alpha} \left(e \frac{dx_2}{\cos \alpha} \right) - \sigma_{11} (e dx_2) \cos \alpha - \sigma_{22} (e dx_2 \operatorname{tg} \alpha) \sin \alpha -$$

$$\tau_{12} (e dx_2) \sin \alpha - \tau_{12} (e dx_2) \cos \alpha = 0$$

E, deduz-se que;

$$\sigma_{\alpha} = \sigma_{11} \cos^2 \alpha + \sigma_{22} \sin^2 \alpha + \tau_{12} \sin 2\alpha$$

$$\tau_{\alpha} = \frac{\sigma_{22} - \sigma_{11}}{2} \cdot \sin 2\alpha + \tau_{12} \cos 2\alpha$$

Direções, ou eixos, principais são as direções ortogonais das componentes da tensão resultante máxima ou mínima em dado plano. As tensões correspondentes a essa projeção são conhecidas como *tensões principais*. A Figura 8 ilustra uma representação gráfica do tensor das tensões. O índice “p” é usado para indicar “nas direções principais”.

Figura 8 – Elemento de sólido e eixos principais

E, na direção p , os conjuntos de planos ortogonais são dados: $\operatorname{tg}(2\alpha_p) = \frac{2\tau_{12}}{\sigma_{11} - \sigma_{22}}$

Um sólido é constituído de moléculas, e entre as moléculas há um conjunto de forças que as mantêm no arcabouço desses corpos. Essas mesmas forças opõem-se às mudanças de forma do sólido que forças externas tendam a gerar. Os deslocamentos de partículas de sólido provocados por forças externas são parte de um conjunto de

mudanças de forma conhecido por *deformação*. E, o trabalho executado pelas forças externas ao movimentar partículas do solo é acumulado no arcabouço do material sob forma de *energia potencial de deformação*.

A propriedade de sólidos poderem voltar à forma inicial após a deformação é conhecida como *elasticidade* do sólido. *Deformação elástica* é a que desaparece com a cessação da causa. [opõe-se à deformação plástica]. *Deformação plástica* ou permanente é a que permanece após cessada a causa [opõe-se à deformação elástica]. É importante definir o verbete *resiliência*, a “propriedade pela qual a energia armazenada em um corpo deformado é devolvida quando cessa a tensão causadora de deformação elástica”.

Para pequenas deformações, define-se *módulo de elasticidade* (para tração ou compressão simples) de sólidos como a “razão entre tensões aplicadas por forças externas e as deformações em um elemento do sólido”. Se usarmos a notação “ E ” para o módulo de elasticidade, e “ ε ” para a deformação específica de um sólido, a definição pode conduzir à expressão para tensão:

$$\sigma = E\varepsilon$$

A um alongamento no elemento de sólido corresponde um encurtamento na direção ortogonal. Adotando-se o elemento de sólido retangular ilustrado na Figura 9, direções de deformação y_1 e sua ortogonal y_2 , lados do elemento sólido unitário “1”, direções de deformação no plano “1” e “2”; encurtamento na direção “1”, ε_{y_1} ; correspondente alongamento na direção “2”, ε_{y_2} .

Figura 9 – Alongamentos e encurtamentos de elemento de sólido

E, lembrando-se que a aplicação de esforços cuja direção seja diferente às direções ortogonais y_1 e y_2 leva o sólido em equilíbrio a ter as deformações parciais ε_{01} e ε_{02} , às deformações ε_{y_1} e ε_{y_2} correspondem a soma das deformações ε_{01} e ε_{02} isoladas. (Figura 10). O problema poderia ser resolvido em um plano.

Figura 10 – Alongamentos e encurtamentos de elementos de sólido, devido a forças externas

Ou seja, numa seção plana de um corpo:

$$\varepsilon_{11} = \frac{1}{E}(\sigma_{11} - \nu \cdot \sigma_{22})$$

$$\varepsilon_{22} = \frac{1}{E}(\sigma_{22} - \nu \cdot \sigma_{11})$$

ou,

$$\sigma_{11} = \frac{E}{1 - \nu^2}(\varepsilon_{11} + \nu \cdot \varepsilon_{22})$$

$$\sigma_{22} = \frac{E}{1 - \nu^2}(\varepsilon_{22} + \nu \cdot \varepsilon_{11})$$

E, “ ν ” é uma constante característica do material que constitui o sólido, conhecida como o *coeficiente de Poisson*.

Quando as deformações forem uma torção, e γ for o ângulo de rotação de um elemento retangular do sólido (Figura 11) define-se G , o *módulo de elasticidade transversal do sólido*: a razão entre a tensão de cisalhamento τ aplicada no sólido e o ângulo de torção, γ .

Figura 11 – Rotação de elemento retangular de sólido

A relação entre os *módulos de elasticidade* e o *coeficiente de Poisson* pode ser expressa:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

O elemento de sólido solicitado por uma força externa tem volume que pode ser representado como exposto na Figura 12.

Figura 12 – Elemento de volume sob a ação de tensões

A relação entre essas variáveis pode ser expressa sob a forma de matrizes a seguir:

$$\begin{bmatrix} \sigma_{11} & \tau_{12} & \tau_{13} \\ \tau_{12} & \sigma_{22} & \tau_{23} \\ \tau_{13} & \tau_{23} & \sigma_{33} \end{bmatrix} = [\tau_{ij}]$$

Também, cada material que constitua o sólido pode ter propriedades que são condições de contorno para os estudos da igualdade entre as tensões estudadas. O elemento a ser analisado poderá fornecer dados e relações geométricas, ou de materiais, que condicionem as análises.

Pavimentos (YODER & WITCZAK, 1975) podem ter tensões em suas camadas estudadas a partir de hipóteses para cargas e transmissão entre camadas (Figura 13).

Figura 13 – Representação de camadas de pavimento para estudos sobre tensões

Diz YODER (1975, páginas 261 a 265):

Em pesquisas e desenvolvimento teórico para identificar fundamentos para controle de um conjunto de procedimentos racionais para projeto e avaliação de pavimentos, a maioria recorreu às teorias associadas a explicação de viscoelasticidade linear.

Um elemento de pavimentos (Figura 13) sujeito a esforços nos três planos tem 15 tipos de tensões, deformações e deslocamentos. Para expressar as relações entre esse conjunto escrevem-se nove equações para o equilíbrio de tensões e deformações, e são necessárias mais seis para obter um sistema solúvel nas incógnitas estudadas. As seis equações restantes são obtidas estudando o comportamento de materiais para construção de pavimento sob a ação de tensões e deformações.

Se os índices x , y e z indicam os eixos dos sistemas de coordenadas adotados; “1”, “2” e “3” são índices que indicam as direções principais do elemento sob observação, as deformações axiais são indicadas por “ ε ”; “ γ ”, as deformações por ação de forças cortantes; “ τ ”, as tensões de cisalhamentos; E , o módulo de elasticidade de Young; “ σ ”, as tensões principais, e M_{ij} são valores para expressar constantes características dos materiais estudados, o sistema de equações de tais relações pode ser descrito:

$$\begin{array}{rcccccc} \varepsilon_x = & M_{11}\sigma_x & +M_{12}\sigma_y & +M_{13}\sigma_z & +M_{14}\tau_{xy} & +M_{15}\tau_{yz} & +M_{16}\tau_{xz} \\ \varepsilon_y = & M_{21}\sigma_x & M_{22}\sigma_y & +M_{23}\sigma_z & +M_{24}\tau_{xy} & +M_{25}\tau_{yz} & +M_{26}\tau_{xz} \\ \varepsilon_z = & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \gamma_{xy} = & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \gamma_{yz} = & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \gamma_{xz} = & M_{61}\sigma_x & +M_{62}\sigma_y & +M_{63}\sigma_z & +M_{64}\tau_{xy} & +M_{65}\tau_{yz} & +M_{66}\tau_{xz} \end{array}$$

E, ao introduzir as hipóteses de que os materiais são homogêneos e isotrópicos :

$$\begin{aligned}\varepsilon_x &= M_{11}\sigma_x + M_{12}(\sigma_y + \sigma_z) \\ \varepsilon_y &= M_{11}\sigma_y + M_{12}(\sigma_x + \sigma_z) \\ \varepsilon_z &= M_{11}\sigma_z + M_{12}(\sigma_x + \sigma_y) \\ \gamma_{xy} &= 2(M_{11} - M_{12})\tau_{xy} \\ \gamma_{yz} &= 2(M_{11} - M_{12})\tau_{yz} \\ \gamma_{xz} &= 2(M_{11} - M_{12})\tau_{xz}\end{aligned}$$

As relações acima levam a mostrar que:

$$M_{11} = \frac{1}{E}; \quad M_{12} = -\frac{\nu}{E}$$

Sobre o sistema de equações anterior pode permitir identificar o comportamento dos materiais de pavimento em relação à elasticidade linear, com as hipóteses de isotropia e homogeneidade. E, se “ λ ” é a constante de LAMÉ; “ G ”, o módulo de elasticidade transversal; “ K ”, o módulo de deformação volumétrica, e $A = \sqrt{(E + \lambda)^2 + 8\lambda^2}$. As relações entre essas variáveis podem ser resumidas na Tabela 2.

Tabela 2 – Relações entre constantes elásticas

Constante elástica	λ (força por quadrado do comprimento)	G (força por quadrado do comprimento)	E (força por quadrado do comprimento)	ν (unidades)	K (força por quadrado do comprimento)
Relação					
G			$\frac{G(3\lambda + 2G)}{\lambda + G}$	$\frac{\lambda}{2(\lambda + G)}$	$\frac{3\lambda + 2G}{3}$
λ	E	$\frac{A + (E - 3\lambda)}{4}$		$\frac{A - (E + \lambda)}{4\lambda}$	$\frac{A + (3\lambda + E)}{6}$
	ν	$\frac{\lambda(1 - 2\nu)}{2\nu}$	$\frac{\lambda(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{\nu}$		$\frac{\lambda(1 + \nu)}{3\nu}$
	K	$\frac{3(K - \lambda)}{2}$	$\frac{9K(K - \lambda)}{3K - \lambda}$	$\frac{\lambda}{3K - \lambda}$	
Relação					
	E	$\frac{G(2G - E)}{E - 3G}$		$\frac{E - 2G}{2G}$	$\frac{GE}{3(3G - E)}$
G	ν	$\frac{2G\nu}{1 - 2\nu}$	$2G(1 + \nu)$		$\frac{2G(1 + \nu)}{3(1 - 2\nu)}$
	K	$\frac{3K - 2G}{3}$	$\frac{9KG}{3K + G}$	$\frac{3K - 2G}{2(3K + G)}$	
Relação					
E	ν	$\frac{\nu E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}$	$\frac{E}{2(1 + \nu)}$		$\frac{E}{3(1 - 2\nu)}$
	K	$\frac{3K(3K - E)}{9K - E}$	$\frac{3EK}{9K - E}$	$\frac{3K - E}{6K}$	
Relação					
ν	K	$\frac{3K\nu}{1 + \nu}$	$\frac{3K(1 - 2\nu)}{2(1 + \nu)}$	$3K(1 - 2\nu)$	

2.3. Tensões em solos

Os solos são sólidos que possuem as fases sólida, líquida e a gasosa interagindo simultaneamente para distribuir tensões e deformações entre as partículas de seu arcabouço. Por isso, os estudiosos dos solos desenvolveram conceitos específicos para a análise de tensões e deformações nesses materiais.

Os elementos de solo submetidos as cargas externas recebem tensões que podem ser decompostas nas três direções do espaço. O *solo* é geralmente um material que, na maioria dos casos é *confinado*. O efeito do confinamento dos solos e as ações que os elementos de solo recebem de quem os confinam são um esforço conhecido como a *tensão devido ao confinamento do solo*, que se soma às tensões devido às cargas externas nesse material.

Para estudos nos solos, as fontes de tensões podem ser decompostas em: (1) *inter-granulares* – tensões resultantes do contato entre partículas de solo, e (2) pressões aplicadas pela água – tensões induzidas por pressões de água e (3) pressões aplicadas pelo ar e outros gases nos vazios de solos. A primeira é chamada *tensão efetiva*, σ' ; a segunda é denominada de *tensão neutra*, u_w , ou *pressão neutra*; e a terceira *tensão nos poros devido às ações do ar nos vazios de solos*, u_a . A soma das tensões efetiva e neutra, é denominada de *tensão total*, σ_T . Se o solo é saturado, a tensão nos poros devido à ação de ar é nula.

O estudo de tensões em solos usa conceitos da mecânica dos sólidos. Mas, a maneira com que são preenchidos os vazios e a ação da água na transmissão de cargas fez separar a análise de tensões e deformações nos solos em duas hipóteses, para o solo saturado e para o não-saturado.

Terzaghi, em 1936, liderou a divulgação de conceitos sobre estudos de tensões em solos. FREDLUND & RAHARDJO (1993) publicaram uma interessante discussão sobre o comportamento de solos saturados, ou não, quando solicitados por tensões. Autores como BISHOP & HENKEL (1972) divulgaram resultados de tentativas de estimar as tensões efetivas em solos.

2.4. Estudos de relações entre deformações e tensões

Um corpo sujeito a forças externas sofre deformações, e as solicitações por deformação podem ser expressas pelas componentes do tensor para deformação, $(\varepsilon_{ij})^T$:

$$\varepsilon_{ij}^T = \begin{bmatrix} \varepsilon_{11} & \varepsilon_{12} & \varepsilon_{13} \\ \varepsilon_{21} & \varepsilon_{22} & \varepsilon_{23} \\ \varepsilon_{31} & \varepsilon_{32} & \varepsilon_{33} \end{bmatrix}$$

Para o estado tridimensional de deformação a notação em forma de tensor é dada por $\varepsilon_{ij}^T = \{\varepsilon_{11}, \varepsilon_{22}, \varepsilon_{33}, \varepsilon_{12}, \varepsilon_{23}, \varepsilon_{13}\}$, sendo ε_{11} , ε_{22} , e ε_{33} , notações das componentes de deformação normal e $\varepsilon_{12} = \varepsilon_{21}$, $\varepsilon_{23} = \varepsilon_{32}$, e $\varepsilon_{13} = \varepsilon_{31}$, notações sobre as componentes de deformação por cisalhamento. Na **Figura 14** estão inseridos alguns exemplos de modelos de deformação utilizados em interpretações teóricas de relações entre tensões e deformações de solos em alguns modelos de tensão.

Figura 14 - Modelos de deformação referentes a alguns modelos para tensão.
[a) uniaxial; b) hidrostático; c) triaxial; d) biaxial]

LADE (1979) afirma que muitos dos conceitos derivados de estudos da relação entre tensões e deformações obtidas para metais realizados em 1868 por *Tresca e Vernant* contribuíram para os estudos em solos em tentativas para explicar o seu comportamento mecânico, sem suficiente rigor por conta das diferenças básicas entre os dois materiais quando submetidos a tensões (**Tabela 3**).

Tabela 3 - Diferenças básicas entre o comportamento mecânico dos solos e metais

Solos	Metais
Capacidade de suporte aumenta com tensão de confinamento;	Capacidade de suporte independe da tensão de confinamento;
Volume variável sob cisalhamento em condições drenadas;	Volume constante sob cisalhamento;
Comportamento elasto-plástico com pequenos aumentos da tensão, quando comparados aos metais;	Comportamento inicial linear com deformações permanentes após a tensão limite;
Deformação permanente diminui com o aumento da tensão de confinamento.	Deformação permanente independe da tensão de confinamento.

Para GUDEHUS et al. (1984), a primeira expressão para exprimir a relação entre tensões e deformações em solos foi estabelecida por *Boussinesq* em 1874 ao estender a “lei de Hooke” e propor a aceitação da dependência entre o módulo de elasticidade e a tensão aplicada. Segundo os autores, a idéia de *Boussinesq* ficou esquecida durante 50 anos, sendo retomada em 1925 por *Terzaghi* que propôs uma expressão não linear específica para estimativa de parâmetros da compressão oedométrica.

Para DYER (1986), a relação entre a tensão e as deformações nos solos, quando submetidos a carregamentos sucessivos, pode ser elástica e plástica porque há deformações permanentes e deformações reversíveis. Segundo o autor, um dos primeiros modelos aplicado aos solos sem fazer analogia aos resultados obtidos em estudo de metais foi proposto por *Drucker* et al. em 1957.

Uma das hipóteses adotadas consistiu em admitir que o incremento de deformação total em um elemento de solo se decompõe nas três direções em $\varepsilon_{i(x,y,z)}$. E, para uma tensão solicitante as componentes podem ser estimadas pela soma do incremento de deformação plástica, $\partial\varepsilon_{p(x,y,z)}$, com o incremento de deformação reversível ou “elástica” $\partial\varepsilon_{E(x,y,z)}$ na respectiva direção:

$$\partial\varepsilon_{I(x,y,z)} = \partial\varepsilon_{p(x,y,z)} + \partial\varepsilon_{E(x,y,z)}$$

Segundo DESAI & SIRIWARDANE (1984), o incremento total de deformação plástica volumétrica num elemento do solo, $\varepsilon_{v(x,y,z)}^p$, pode ser estimado pela soma de incrementos de deformações plásticas nas direções x , y e z , correspondentes às tensões principais σ_x , σ_y e σ_z :

$$\varepsilon_{v(x,y,z)}^p = \sum_{i=1}^n \partial \varepsilon_{i(x,y,z)}^p$$

Para cada tensão aplicada em um solo, e inferior a *tensão “de limite elástico”* e a *carga de ruptura do solo*, tem-se um incremento de deformação que em parte é recuperável, e em outra não. A deformação recuperável, ε_R , é aproximadamente constante durante cada carregamento. A deformação irreversível ou plástica, ε_p , durante os sucessivos ciclos de carregamento, tende a decrescer com as aplicações de cargas.

Após este estágio, o comportamento do solo, em cada ciclo de carga, é “quase-elástico”, e as deformações passam a ser denominadas “*deformações elásticas*”. Nessa mesma etapa os incrementos de deformações plásticas ou permanentes, desenvolvido durante cada ciclo, são relativamente pequenos, porém para um grande número de aplicações da carga, o incremento total de deformação permanente pode vir a ser significativo.

As tensões de cisalhamento, τ , e suas respectivas deformações, γ , levam à elasticidade e plasticidade. A **Figura 15** ilustra o exposto para solo granular, drenado e submetido sucessivas vezes a mesma tensão de cisalhamento (O'REILLY & BROWN, 1991).

Figura 15 - Deformações por cisalhamento em solos granulares (O'REILLY & BROWN, 1991).

Para análises sobre pavimentos, o mais clássico dos estudos deve-se a HVEEM (1955) ao analisar experimentalmente a deformação de subleito de rodovias, e separar as parcelas de deformações “elástica” ou “plástica”. O autor pode ser considerado o introdutor dos conceitos *resiliência*, ou “resiliency”, e *rigidez*, “stiffness” para o estudo de materiais em pavimentos.

O ensaio de laboratório mais usado para análise de parâmetros para descrever o comportamento de materiais do ponto de vista de devolução da energia de deformação, a resiliência, é o triaxial.

A Figura 16 ilustra a câmara usada. Há que se recordar nos ensaios triaxiais mais comuns que a carga axial aplica a tensão de desvio na tensão de confinamento $\sigma_D = \sigma_1 - \sigma_3$, a pressão aplicada pelo fluido de confinamento, σ_3 , é a tensão principal maior, σ_1 ; e a tensão principal menor, por características do equipamento é igual a pressão no fluido, $\sigma_2 = \sigma_3$.

Figura 16 – Câmara para ensaios triaxiais

SEED et al. (1962) descreveram o uso de ensaios triaxiais com cargas repetidas para estimativas de módulo de resiliência, uma analogia ao “módulo de elasticidade”. A definição adotada para o *módulo de resiliência* é a razão entre a tensão de desvio na

tensão de confinamento, σ_d , carregada e descarregada durante um número específico de repetições, n , e a deformação recuperável axial, ε_a :

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_a}$$

Para YODER & WITCZAK (1975) o estudo de relações entre tensões e deformações de solos pode partir de três relações físicas: a) a relação entre a tensão aplicada na massa de solo e as deformações produzidas, b) dependência entre deformações e o tempo de aplicação de uma tensão constante, o corpo ser viscoso ou não viscoso, c) e o quanto que o material volta ao seu estado anterior quando as tensões são dissipadas, comportamento plástico ou elástico. A Figura 17 ilustra o exposto pelos autores.

Figura 17 - Relações fundamentais entre tensões e deformações em solos (YODER & WITCZAK, 1975)

Segundo O'REILLY & BROWN (1991), o comportamento mecânico dos solos, quando submetido a tensões, pode ser simulado através de relações determinadas a partir de análise numérica (métodos dos elementos finitos, por exemplo), ou através de análise física (usando resultados de ensaios em laboratórios e/ou "in situ"). Para os autores, o segundo processo reproduz aspectos das respostas estruturais de solos. Porém, são

desprezados dados com intuito de simplificação. Isso não invalida o processo, pois um mesmo tipo de solo pode ser “modelado” por diferentes métodos.

Na **Figura 18** estão inseridos esboços, idealizados por *Hurtado & Jorge** em 1980 apud O'REILLY & BROWN (1991) para ilustrar o comportamento mecânico dos solos sob cargas sucessivas de compressão triaxial com tensão de confinamento constante.

Figura 18 - Módulo de resiliência, deformações plásticas e ciclos de carga [HURTADO, 1980].

Observe-se que o módulo de resiliência, dito E_R , aumenta, enquanto o incremento de deformação plástica, ε_p , decresce. Esta tendência pode ser observada em gráficos onde o número de carregamentos, N , pertence ao eixo das abcissas. Se as características do material permanecem inalteradas, ou não variam significativamente, E_R e ε_p aumentam linearmente com o logaritmo do número N . Os valores estimados de E_R e ε_p também podem aumentar com o acréscimo na tensão de desvio na tensão de confinamento (q).

* HURTADO A. & JORGE, E.D (1980). *A methodology to predict the elastic and inelastic behaviour of railroad ballast*. Phd. Dissertation. Department of Civil Engineering, University of Massachusetts.

3 O PRESSIÔMETRO

CLARKE (1995) divulgou a seguinte definição para pressiômetro:

“O pressiômetro é uma sonda cilíndrica que tem uma membrana flexível e expansível para aplicar pressão uniforme nas paredes de um furo no solo”.

A Figura 19 ilustra o pressiômetro e a sonda idealizados por KOGLER & SCHEIDIG (1948).

Figura 19 – O pressiômetro, segundo KOGLER & SCHEIDIG, 1948

O verbete *pressiômetro* – pressuremeter - foi usado por *Menard* para descrever o equipamento por ele desenvolvido em 1955. BAGUELIN et al. (1978) referiram-se à sonda do pressiômetro como “um dispositivo capaz de ser usado para aplicação de pressão hidráulica através de uma membrana flexível nas paredes de uma cavidade cilíndrica no solo”.

O desenvolvimento do pressiômetro contou com a colaboração de vários autores – BAGUELIN et al. (1972), JEZEQUEL et al. (1968), BRIAUD (1979), CLARKE (1995), ERVIN (1989), etc. - ou *Kogler* em 1933 (KOGLER & SCHEIDIG, 1948).

3.1 Histórico de Uso do Pressiômetro

Em 1954, *Fang* da Universidade de Purdue e *Menard* da Universidade de Illinois, em trabalhos independentes e simultâneos, começaram a desenvolver o primeiro pressiômetro. O instrumento desenvolvido por *Menard* foi apresentado em 1955 e ficou conhecido como o pressiômetro de *Menard*.

Em 1957, em Chicago, *Menard* apresentou os primeiros estudos de solos obtidos a partir de ensaios com o seu equipamento. *Fukuoka*, em 1959, no Japão desenvolveu um “pressiômetro” do tipo PBP para obter valores do módulo de deformação lateral do solo. Neste mesmo ano, *Menard* desenvolveu o “Slotted Tube”.

Em 1963, *Menard* publicou funções e gráficos relacionando dados levantados com o seu equipamento a dados obtidos através do ensaio de placa.

JEZEQUEL, em 1968, na França desenvolveu um pressiômetro auto-perfurante (Self-Boring Pressuremeter - SBP). SUYAMA, IMAI E OHYA (1966) desenvolveram o “Lateral Load Tester” e em seguida o “Elastometer 100”, ambos do tipo Preboring Pressuremeter (PBP).

HUGHES et al. (1971) desenvolveram um pressiômetro do tipo auto-perfurante (SBP) na Universidade de Cambridge, o qual foi denominado de “Cankometer”, hoje comercializado pela “Cambridge In Situ”. Em 1975, na Inglaterra, a “Building Research Establishment” desenvolveu o “Pushed Shelby Tube Pressuremeter”.

Em 1978, na Rússia, o “Russian Research Institute of Foundation and Underground Bases” desenvolveu um pressiômetro automático, denominado de PA108. Simultaneamente, na França, o “Institut Français de Pétrole” desenvolveu um pressiômetro do tipo SBP, denominado de PAM.

Em 1978, BAGUELIN, JEZEQUEL & SHIELDS publicaram o livro “Pressuremeter and Foundation Engineering”. Em 1982, o *Laboratoire des Ponts et Chaussées* (LPC) em conjunto com *Louis Menard* desenvolveram o LPC-TLM “Pressuremeter-penetrometer”.

BAGUELIN et al. (1978) constatou que 75% de todas as atividades relacionadas com mecânica dos solos e fundação do *Laboratoire Central des Ponts e Chaussées* estavam associadas com o uso de pressiômetros. Em 1970, o LCPC realizou cerca de 25000 ensaios com uso de pressiômetros. *Bonne Esperance* na França, em 1984, desenvolveu o PAC - versão automática do pressiômetro de Menard (PBP). A ROCTEST e a CAMBRIDGE IN SITU (1988) desenvolveram um pressiômetro de alta pressão para ensaios em rocha.

3.1.1 O pressiômetro de Menard

Em resumo, foram desenvolvidos ou adaptados vários tipos de pressiômetros para projetos de fundação, que podem ser inseridos em três categorias: de *Menard* ou *PBP - Pre-boring pressuremeter*, *Auto-perfurante* ou *SBP - Self-boring Pressuremeter* e o de *penetração* ou *PIP- Pushed-in Pressuremeter*.

O *pressiômetro tipo Menard*, o equipamento proposto para o levantamento de dados usados nesse trabalho é uma sonda que, ao ser expandida, exerce pressão na cavidade no solo (*furo*). Essa sonda é inflada pela injeção de água ou gás, controlada, em medidas de volume e pressão, por uma unidade externa, um manômetro e um medidor do volume injetado. Pressões e variações de volumes são monitorados durante o ensaio. Os resultados podem ser úteis para obtenção de relações entre pressões aplicadas na parede da cavidade e volumes injetados e tornar possível o estudo das propriedades mecânicas do solo sob carregamentos radiais.

Durante o uso de pressiômetros tipo “*Menard*”, abrem-se furos para inserção da sonda - a aplicação de carga é por injeção de água ou gás. Os pressiômetros “*auto-perfurantes*” contêm dispositivos para perfurar a cavidade em conjunto com a introdução da sonda. Nos pressiômetros “*de penetração*” a inserção da sonda é feita por percussão.

3.2 Interpretação de dados obtidos com uso de pressiômetros

LAMÉ (1852) foi o primeiro a estudar e analisar a expansão de uma cavidade cilíndrica. JEZEQUEL et al. (1968), usando o exposto por LAMÉ (1852), mostraram ser possível operar pressiômetros - ou sonda em cavidade de solo - sem interferir nas propriedades físicas dos solos observados. Este estudo deu origem ao desenvolvimento do pressiômetro auto-perfurante, o SBP, na França e no Reino Unido. Avanços na análise e na interpretação dos dados obtidos com uso do pressiômetro têm sido realizados em paralelo com o desenvolvimento desse equipamento.

Em 1971, o *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées* (LCPC) elaborou uma norma descrevendo o procedimento de ensaio e interpretação dos dados obtidos com o uso do pressiômetro de *Menard* (PBP), que foi substituída pela norma LCPC-SETRA (1985). Alguns países, incluindo França, Rússia e EUA têm desenvolvido especificações próprias e alguns procedimentos têm sido recomendados e publicados pela *International Society for Rock Mechanics* (ISRM).

A *International Society for Soils Mechanics and Geotechnical Engineering* tem desenvolvido e publicado trabalhos sobre procedimentos atuais sobre o uso de pressiômetros. Em 1988, foi publicada uma norma ASTM com procedimentos de ensaios em solos e interpretação dos dados obtidos com uso de pressiômetro (ASTM - D4719-87).

Entre 1982 e 1990 foram realizadas três conferências internacionais específicas sobre utilização, difusão, aplicação, e desenvolvimento de ensaios com uso do pressiômetro. A primeira foi realizada em Paris (França - 1982), a segunda no Texas (EUA - 1985). Em 1990 foi realizada terceira conferência em Oxford nos Estados Unidos.

BAGUELIN et al. (1978), BRIAUD (1992) e CLARKE (1995) expõem que o modelo teórico ideal para interpretação dos dados obtidos com uso do pressiômetro poderia ser fundamentado no estudo da expansão de uma cavidade cilíndrica em meio elasto-plástico contínuo. Para eles, as principais dificuldades de interpretação de dados obtidos com uso do pressiômetro estariam relacionadas com a natureza do solo e o método de inserção da sonda.

A teoria da expansão de uma cavidade cilíndrica, em casos específicos, pode não ser adequada para interpretação dos dados obtidos a partir de ensaios com uso de pressiômetros do tipo PBP e PIP. O uso dessa teoria depende do tipo de parâmetros requeridos, do tipo de pressiômetro, do procedimento de ensaio e da instalação da sonda.

Para efeito de interpretação teórica do ensaio com uso do pressiômetro, a situação ideal é aquela em que a sonda tem relação entre o comprimento e o diâmetro de sonda grande o suficiente para assumir o modelo de expansão cilíndrica circular infinitamente longa e cuja inserção no solo - homogêneo e isotrópico - é perfeitamente vertical sem causar distúrbio nas paredes do furo.

Na teoria da elasticidade: a tensão radial de compressão, σ_r , é igual e oposta à tensão tangencial, σ_θ :

$$\sigma_r = -\sigma_\theta$$

A deformação volumétrica, ε_v , é nula, ou seja, não há variação de volume durante o ensaio:

$$\Delta_v = \varepsilon_{rr} + \varepsilon_{\theta\theta} + \varepsilon_{zz} = 0$$

A inclinação da função que expressa a relação entre tensão e deformação é o módulo de elasticidade transversal, G. A função que relaciona as tensões e deformações - pressão e volume - medidas durante o ensaio com uso do pressiômetro é:

$$\sigma_r - \sigma_\theta = \frac{G\Delta V_c}{V_c}$$

3.3 Tensões e Deformações

Após inserção no solo, as condições de solicitação deveriam, através da preparação da sonda para testes (injeção prévia de água na membrana), corresponder à história de tensões do material. Nestas hipóteses, o raio da cavidade é a_0 ; a pressão interna, p_0 , *que seria* igual à tensão a que o solo foi submetido durante sua história antes do ensaio, σ_h (Figura 20). Um elemento infinitesimal de solo teria raio $(r + \delta r)$.

Figura 20 – Geometria e tensões na sonda durante a preparação para ensaio

A injeção de água provoca o aumento de pressão interna para p_i . A membrana e a cavidade expandem-se na direção radial para a_i . Os movimentos são radiais e supõe-se a simetria em torno do eixo. O raio inicial do elemento expande-se para $(r+y)$ e a espessura aumenta para $(\delta_r + \delta_y)$, a pressão na membrana aumenta de p_o para p_i . (Figura 21).

Figura 21 – Geometria e tensões após injeção de água na cavidade

Um elemento do solo, com espessura δ_r , e raio r , distante do centro da cavidade $(r+y)$, sujeito as tensões principais σ_r , σ_θ e σ_v , (Figura 22) pode ter a equação de equilíbrio escrita como (TIMOSHENKO e GOODIER, 1951 - Apêndice A).

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0$$

Figura 22 – Tensões principais em um elemento de solo na cavidade cilíndrica

Assim, o tensor tangencial de deformação, ε_θ , pode ser expresso pela função:

$$\varepsilon_\theta = \frac{y}{r}$$

O aumento de circunferência na cavidade cilíndrica aumenta de $2\pi r$ para $2\pi(r+y)$. A espessura do elemento do solo, de δ_y , e a deformação radial, ε_r , fica:

$$\varepsilon_r = \frac{\delta_y}{\delta_r}$$

As variáveis medidas durante o teste que use o pressiômetro são: a pressão aplicada na parede da cavidade, p_i , e o aumento do raio da membrana em função do volume injetado na sonda, a_i . A deformação tangencial na parede da cavidade ou deformação na cavidade, ε_c , pode ser expressa em função do aumento relativo do raio da cavidade por:

$$\varepsilon_c = \frac{a - a_0}{a_0}$$

A variação de volume com a injeção de água, deformação da cavidade, pode ser estimada por:

$$\frac{\Delta V}{V} = 1 - \frac{1}{(1 + \varepsilon_c)^2}$$

Onde:

V é o volume no estágio de ensaio observado ($V_0 + \Delta V$);

ΔV é a variação no volume relativo ao volume da membrana após preparada.

Essas expressões sobre a expansão de cavidade perfurada num solo ideal, homogêneo, isotrópico, somadas à hipótese de que a relação entre tensão e deformação é elástica e linear, isto é, que se obedece à lei de *Hooke*, as deformações radial, tangencial e axial, ε_r , ε_θ e ε_z , podem ser relacionadas com as tensões principais pela seguintes funções:

$$E\varepsilon_r = \sigma_r - \mu(\sigma_\theta + \sigma_z)$$

$$E\varepsilon_\theta = \sigma_\theta - \mu(\sigma_z + \sigma_r)$$

$$E\varepsilon_z = \sigma_z - \mu(\sigma_\theta + \sigma_r)$$

Onde: E é módulo de elasticidade e ν o coeficiente de *Poisson* do solo.

Usando a hipótese que a deformação vertical é nula, a formulação resume-se a:

$$\sigma_z = \nu(\sigma_\theta + \sigma_r)$$

Com as expressões anteriores deduziu-se (ver Apêndice B) a equação diferencial que caracteriza a expansão da cavidade perfurada:

$$r^2 \frac{d^2 y}{dr^2} + r \frac{dy}{dr} - y = 0$$

Onde, as condições de contorno são:

$$y = 0 \quad \text{para } r = \text{infinito};$$

$$y = (a - a_0) \quad \text{para } r = a$$

Os deslocamentos e tensões no solo podem ser estimados (ver apêndice C) por:

$$y = \varepsilon_c \frac{a_0 a}{r}$$

$$\Delta \sigma_r = \sigma_r - \sigma_h = 2G\varepsilon_c \frac{a_0 a}{r^2}$$

$$\Delta \sigma_\theta = \sigma_\theta - \sigma_h = -2G\varepsilon_c \frac{a_0 a}{r^2}$$

Onde:

G é o módulo de elasticidade transversal do solo;

σ_h é a tensão a que o solo foi submetido durante sua história antes do ensaio.

Durante os ensaios, assume-se que não existam variações no volume do solo, ou seja, as deformações ocorrem a volume constante durante a fase “elástica”. Na parede da cavidade, $r = a$, e $\sigma_r = p$. Como $(a - a_0)$ é pequeno durante a expansão de preparação da membrana pode-se escrever:

$$p - \sigma_h = 2G\varepsilon_c$$

O módulo de elasticidade transversal no início do teste pode ser estimado a partir de deslocamentos da parede da cavidade, da variação de volume da sonda, e da mudança de pressão que causa tais deslocamentos. A primeira estimativa módulo de elasticidade transversal do solo é dada por:

$$G = \frac{1}{2} \frac{(p - \sigma_h)}{\varepsilon_c}$$

Ou, em função de variação de volumes por:

$$G = (p - \sigma_h) \frac{V}{\Delta V}$$

Onde: V = é o volume inicial na cavidade correspondente ao raio a_0 .

Segundo CLARKE (1995), essa formulação pode conduzir a estimativas apropriadas de módulos de elasticidade em ensaios com cargas repetidas sobre solos. Os valores obtidos podem ser mais representativos que os módulos estimados em ensaios convencionais com um único carregamento.

Para BRIAUD (1992), a primeira estimativa de módulo de elasticidade obtido a partir de resultados de ensaio com uso do pressiômetro tem um valor relativamente baixo porque:

- a) É estimado a partir de um incremento de deformação relativamente alto, cerca de 2 a 5% para cada incremento de pressão;
- b) A estimativa de módulo é baseada na hipótese de que o solo tem comportamento elástico, e portanto, com um mesmo módulo de elasticidade na tensão e na compressão. Para BRIAUD (1992) os módulos estimados são uma média entre os módulos na compressão e na tensão;
- c) O valor do primeiro módulo de elasticidade é influenciado pela abertura da cavidade e inserção da sonda na fase de preparação do ensaio;
- d) O valor do primeiro módulo de elasticidade também é influenciado pela razão comprimento da sonda pelo diâmetro. A estimativa de valores para a função adotada para obter o módulo de elasticidade usa da hipótese de que a sonda é infinitamente longa em relação ao seu diâmetro.

A análise de dados obtidos do ensaio com o pressiômetro pode ser resumida: a tensão de compressão radial, σ_r , pode ser estimada a partir da pressão exercida pela sonda nas paredes da cavidade no solo; da deformação radial na cavidade, ε_c , por definição α/α_o , onde α é o aumento do raio da cavidade cilíndrica, e α_o , o raio inicial. Ambos são estimados a partir do volume de água injetado na sonda e da pressão necessária para seu incremento. Os dados podem ser usados para obter funções entre tensão e deformação “in situ” características do solo. As funções plotadas, ou suas expressões, podem ser usadas para obter a tangente a suas curvas, *uma estimativa do módulo de elasticidade transversal (G)*.

3.4 Fatores que afetam a análise de dados obtidos por ensaios com o pressiômetro

Ensaio “in situ” e em laboratórios estão sujeitos à ação de fatores intrínsecos ao ensaio ou ao meio onde são realizados. Tais efeitos podem causar a incompatibilidade entre os resultados obtidos e a sua interpretação. Isso pode acarretar, às vezes, estimativas erradas sobre as variáveis estudadas. A seguir, serão descritos alguns fatos que podem interferir na interpretação dos dados obtidos por ensaios com o pressiômetro.

A instalação da sonda altera as paredes da cavidade no solo. É essencial que a tensão de preparação da membrana seja menor que a tensão a que o solo fora submetido antes.

Para BRIAUD (1992), a *preparação e a qualidade do furo* é responsável pela coerência da análise dos dados. Segundo o autor, dois critérios básicos devem ser atendidos: o diâmetro do furo deverá estar dentro de limites corretos, adequados ao diâmetro da sonda. O equipamento e processos para a execução do furo deverão causar o mínimo de distúrbio nas paredes do solo. O autor sugere as relações:

$$1,03 D_2 < D_3 < 1,2 D_2$$

Onde:

D_2 = diâmetro da sonda;

D_3 = diâmetro inicial da cavidade.

Figura 23 - Efeitos de instalação da sonda

A inserção da sonda na cavidade, pode ter influência na função que relaciona tensão e deformação. Assim, usando as ilustrações da Figura 23:

- a) Se o furo for pequeno e a inserção da sonda for forçada, a curva representativa da tensão em função da deformação teria a forma da curva B. Nesse caso as variáveis estimadas, a partir dessa curva, serão alteradas parcialmente, e não poderão ser usadas em conjunto para análise de solos sensíveis ao amolgamento;
- b) Se o furo for largo, a curva representativa da tensão em função da deformação terá a forma da curva C. Nesse caso o limite de pressão do solo poderá não ser estimável;
- c) Se o furo sofrer um grande alargamento, corre-se o risco de inflar a sonda ao limite máximo de volume do equipamento, sem atingir as pressões desejadas necessárias ao estudo do solo. A curva representativa da tensão em função da deformação terá a forma da curva C'. Neste caso a curva representativa da tensão em função da deformação estimada é imprópria para estimativa de variáveis estruturais do solo;
- d) A curva ideal a ser obtida em ensaio com o pressiômetro tem a forma semelhante a curva A. Nela estariam assegurados resultados compatíveis com o procedimento e a interpretação do ensaio.

Ao adotar as teorias sobre expansão de cavidade cilíndrica para análise de resultados obtidos em ensaios com o pressiômetro, pressupõe-se que a sonda ao expandir terá a forma de um cilindro com comprimento infinitamente longo. Nos pressiômetros do tipo *Menard* a sonda é composta de três células para garantir a expansão da célula central o mais próximo possível de um cilindro. Para os pressiômetros cuja sonda é composta de uma única célula de carga – mono-celulares – isso é uma limitação.

Segundo BRIAUD et al. (1986), o erro máximo nas estimativas será cometido quando a relação entre o comprimento e o diâmetro da sonda for igual a um “1” – a cavidade seria essencialmente uma esfera. É como inflar uma esfera e usar funções próprias de um cilindro. Para esse caso, o módulo estimado seria igual a 1,33 vezes o real. O erro máximo a ser cometido seria de 33%. Quando a relação entre o comprimento e o diâmetro da sonda for maior que um “1”, o erro tenderá a ser menor que 33% (Figura 24). Os autores sugerem um valor mínimo de 6,5 para a razão entre o comprimento e o diâmetro da sonda como forma de minimizar tal erro.

Figura 24 – Razão da variação de volume de uma sonda de comprimento finito e infinito em função da relação comprimento por diâmetro da sonda de um pressiômetro tipo *Menard* [BRIAUD, 1986].

As funções para estimativa do módulo de elasticidade transversal são:

$$\text{Para o cilindro} \quad G = \frac{\Delta P}{\Delta V} V_m$$

$$\text{Para a esfera} \quad G = \frac{3}{4} \frac{\Delta P}{\Delta V} V_m$$

Onde:

G = Módulo de elasticidade transversal;

ΔP = Incremento de pressão na cavidade;

ΔV = Incremento de volume de fluido injetado na sonda;

V_m = Volume da cavidade correspondente ao volume inicial da sonda.

Figura 25 - Relação pressão por volume de sonda do pressiômetro.

Durante os testes de solos, a pressão contra a parede da cavidade (P) e a expansão da cavidade em função do volume (V) são registrados pela unidade de controle. Com os dados obtidos, plotam-se curvas pressão em função de volumes, ou pressão em função de deformação radial, representações gráficas de volumes injetados na sonda em função da pressão aplicada. Essas funções representam a tensão em função da deformação de solo “in situ” (Figura 25 - Relação pressão por volume de sonda do pressiômetro.). O ensaio pode ser realizado com expansão da sonda com iguais incrementos de pressão ou de volumes (Figura 26).

Figura 26 – Esboço de funcionamento de pressiômetros tipo Menard

3.5 Preparação do pressiômetro para ensaios

Para garantir o perfeito funcionamento do pressiômetro e controle da qualidade de resultados obtidos, apesar das limitações mecânicas do equipamento, são necessárias, no mínimo, as ações prévias de preparação do equipamento que se seguem. As ações preliminares são:

- a) Enchimento da sonda com água;
- b) Correção de vazamentos;
- c) Estimativa do volume de água que preenche tubulações e outras partes do equipamentos diferentes da sonda;
- d) Estimativa de pressão para vencer a resistência da membrana.

A sonda do pressiômetro do tipo *Menard* é inflada através da injeção de água ou gás (Figura 26). É necessário expulsar o ar da tubulação, e verificar possíveis vazamentos na tubulação da sonda e da unidade de controle. Isso é feito a partir da injeção de água isenta de impurezas e aplicação da pressão máxima suportada pelo equipamento.

A cada pressão P , há um volume de água injetado, V_p , que não corresponde a nenhuma expansão da sonda. Isso é atribuído à expansão da membrana e das tubulações do equipamento. A estimativa desse volume pode ser efetuada com a inserção da sonda em um tubo cilíndrico rígido. Enche-se a sonda e lêem-se os incrementos de pressões e de volumes correspondentes, obtendo-se uma função representativa da tensão em relação à deformação, a curva plotada é a *curva de perda de volume* (Figura 27 – Curva A).

Com a sonda inserida no furo do solo, para um dado volume injetado na sonda, V_i , existe uma pressão correspondente, P_p , que não é exercida nas paredes do furo do solo. Isso acontece devido à resistência da membrana de borracha que envolve a sonda. Para estimar as perdas de pressão atribuídas às ações de resistência da membrana correspondentes aos incrementos de pressão aplicados durante a realização do ensaio: coloca-se a sonda ao ar livre, enche-a e lêem-se os incrementos de pressão e de volume, até os limites máximos do equipamento. Com os resultados obtidos plota-se uma curva de perda de pressão, útil para estimar a pressão perdida por ação de resistência da membrana (Figura 27 - Curva B).

Figura 27 - Curvas para correção de perda de volume e de pressão.

A primeira etapa da *análise de dados* obtidos por ensaios com o pressiômetro consiste na plotagem para correção da curva de pressão na membrana em função do volume injetado em relação às perdas de volume e de pressão.

Cada dado “bruto” corresponde a um dado de pressão e volume corrigidos. Para correção em valores de volume, subtrai-se do volume obtido durante o ensaio, V_L , a perda de volume, V_P , atribuído à expansão da membrana na cavidade e perdas nas tubulações expressos por:

$$V_c = V_L - V_P$$

Para correção de pressão subtrai-se da pressão obtida durante ensaios a perda devido à resistência da membrana. A correção da pressão inclui a correção de pressão hidrostática atribuída à diferença de altura entre o medidor de pressão (manômetro) e o centro da sonda:

$$P_c = P_L - P_p + P_h$$

Para *estimativa do módulo de elasticidade* por analogia ao módulo de elasticidade de *Young*, lembre-se que este é uma em função do módulo de elasticidade transversal, que por sua vez, é a tangente à curva pressão em função da deformação radial exercida pela sonda do pressiômetro na cavidade do solo.

Para os ensaios com repetição de cargas, a estimativa é análoga a do módulo de elasticidade transversal estimado após a primeira aplicação de carga, considerando o intervalo de proporcionalidade entre tensões e deformações a ocorrência do “regime elástico”. Para isso, adota-se a hipótese de que a expansão da cavidade cilíndrica em um solo é infinitamente longa (JAMIOLKOWSKI et al., 1985). O módulo de elasticidade transversal é estimado por:

$$G = 0,5 \frac{a}{a_0} \left(\frac{\Delta P}{\Delta \varepsilon_c} \right)$$

Como a razão $\frac{a}{a_0}$ é próximo a 1 (um). A estimativa do módulo de elasticidade transversal passa a ser escrita em função do aumento relativo do raio:

$$G = \frac{1}{2} \left(\frac{\Delta P}{\Delta \varepsilon_c} \right)$$

Ou, em função do volume de fluido injetado:

$$G = V \left(\frac{\Delta P}{\Delta V} \right)$$

A combinação das deduções anteriores permite escrever que:

$$E = (1 + \nu) 2G$$

O módulo de elasticidade transversal após à primeira aplicação da carga, E , pode então ser estimado em função da variação de volume do furo no solo pela função:

$$E = 2(1 + \nu) V \frac{\Delta P}{\Delta V}$$

Ou em função do aumento do raio do furo no solo,

$$E = (1 + \nu) R \frac{\Delta P}{\Delta R}$$

Os cálculos para estimativa do módulo de elasticidade a partir de resultados obtidos em ensaios com o pressiômetro é realizado, de uma maneira geral, em função do volume injetado na sonda e da pressão aplicada para sua expansão.

Menard, em 1957, adotou para estimativa do módulo de elasticidade a expressão:

$$E_m = 2,66 \left[V_0 + 0,5(V_B - V_A) \right] \left(\frac{P_A - P_B}{V_A - V_B} \right)$$

Onde:

V_0 = Volume inicial da sonda preenchida apenas com o volume inicial de água;

V_A e V_B = Incrementos de volume no trecho da curva representativa da tensão em função da deformação admitido como a expressão do regime elástico do solo, que corresponde aos incrementos de pressão P_A e P_B respectivamente (Figura 25).

Na Rússia (CLARKE, 1995) o módulo é estimado a partir da função:

$$E = K_r a_A \left(\frac{P_A - P_B}{a_A - a_B} \right)$$

Onde:

K_r = Coeficiente tabelado que depende do tipo de solo e seu limite de liquidez.

P_A e P_B = Incrementos de pressão no trecho da curva tensão/deformação, considerado elástico, correspondente aos aumentos no raio da sonda a_A e a_B relativo aos incrementos de volume, V_A e V_B (Figura 25).

Na Suécia (CLARKE, 1995) o módulo é estimado a partir da função:

$$E_m = 2,66 \left(\frac{P_A - P_B}{V_A - V_B} \right) \left\{ [V_0 + 0,5(V_B - V_A)] [V_T + 0,5(V_B - V_A)] \right\}^{0,5}$$

Onde: V_T = Volume do furo previamente aberto.

Por definição, a deformação da circunferência da parede da cavidade, $\varepsilon_{\theta\theta}$, é:

$$\varepsilon_{\theta\theta} = \frac{\Delta R_c}{R_c}$$

O incremento de deformação para um ciclo de carregamento e descarregamento pode ser expresso:

$$\varepsilon_{\theta\theta} = \frac{\Delta R_{c2}}{R_c} - \frac{\Delta R_{c1}}{R_c}$$

O raio da sonda preparada para início do teste, R_{c_0} , é estimado pela expressão:

$$R_{c_0} = R_0 + \left(\frac{\Delta R}{R_0} \right)_c x R_0$$

Onde, R_0 é o raio da sonda preparada para início do teste. $\left(\frac{\Delta R}{R_0} \right)_c$ pode ser estimado

usando-se o roteiro exposto na Figura 28.

Figura 28 – Tensões e deformações para a estimativa de módulo de elasticidade.

Nesse instante, o raio da cavidade R_c é,

$$R_c = R_0 + \left(\frac{\Delta R}{R_0} \right) R_0$$

O acréscimo de raio na cavidade é dado por:

$$\Delta R_c = R_c - R_{c0}$$

O módulo de elasticidade de Young para o solo pode ser estimado por:

$$E = (1 + \nu) R \frac{\Delta P}{\Delta R}$$

No apêndice D, relata-se a dedução de uma expressão para a estimativa de módulo de elasticidade de Young, E , em função do aumento relativo do raio da sonda que expressa o módulo de elasticidade em função do aumento do raio do furo no solo:

$$E = (1 + \nu) \cdot (\sigma_{rr1} - \sigma_{rr2}) \frac{\left(1 + \left(\frac{\Delta R}{R_0}\right)_2\right)^2 + \left(1 + \left(\frac{\Delta R}{R_0}\right)_1\right)^2}{\left(1 + \left(\frac{\Delta R}{R_0}\right)_2\right)^2 - \left(1 + \left(\frac{\Delta R}{R_0}\right)_1\right)^2}$$

A Figura 28 ilustra a estimativa, em função de tensão e deformação radiais das constantes usadas na expressão do módulo de elasticidade. Ali:

R_0 = Raio inicial da sonda;

V_0 = Volume de água inicial da sonda;

V_c = Volume de água injetado durante o ensaio;

$\frac{\Delta R}{R_0} = \sqrt{\frac{V_0 + V_c}{V_0}} - 1$ = aumento relativo do raio da sonda em função do volume de água da sonda;

$\Delta P = (\sigma_{rr1} - \sigma_{rr2})$ = Incremento de pressão no trecho onde há proporcionalidade de pressão e volume injetado. “Trecho linear” da curva representativa da tensão em função da deformação radial;

$\Delta V = (V_2 - V_1)$ = Incremento de volume no trecho onde há proporcionalidade de pressão e volume injetado - “trecho linear” - da curva representativa da tensão em função da deformação radial;

ν = Coeficiente de *Poisson*.

Para o coeficiente de *Poisson*, ν , adotam-se valores característicos de tipos de solos:

- a) Para argilas saturadas, por exemplo, considerando-se que não há variação significativa no volume de água do solo durante o ensaio, para estimativa de E pode-se adotar o valor “0,5”;
- b) Para solos parcialmente saturados, ou drenáveis durante o ensaio, podem-se assumir valores menores para tal coeficiente (BAGUELIN, 1978);
- c) *Centre d'Etudes Menárd* (1967) sugere o valor de 0,33 para o coeficiente de *Poisson*, ν . Neste trabalho, durante conversões de módulos de elasticidade transversal, G , para módulos de elasticidade de Young, E , para o coeficiente de *Poisson* adotamos o valor de 0,33.

4. ENSAIO TRIAXIAL COM REPETIÇÃO DE APLICAÇÃO DE CARGAS

O ensaio triaxial com repetição de aplicação de cargas consiste em submeter um corpo de prova cilíndrico, envolto por uma membrana de material impermeável, a uma força axial repetidas vezes com tensão resultante abaixo da tensão de ruptura do corpo de prova. As tensões aplicadas são a tensão principal, σ_1 , e a tensão de confinamento, σ_3 constante a cada ciclo de aplicação da força axial (Figura 29). Os dados obtidos desse teste são tensões e deslocamentos. A prova pode ser realizada com ou sem drenagem da água contida no corpo de prova.

Assumindo-se que o material é homogêneo e isotrópico, e medindo a força axial, F , e o diâmetro do corpo de prova, d , pode-se estimar o estado de tensão axial, σ_1 , a que a amostra foi submetida. A tensão de confinamento, σ_3 , é obtida pela inserção de ar ou líquidos sob pressão na câmara triaxial. Para medir a tensão de confinamento são usados manômetros externos à câmara, ou células de cargas no seu interior.

Figura 29– Esboço do corpo de prova e câmara para ensaios triaxiais com repetição de aplicação de cargas.

As tensões de desvio na tensão de confinamento no ensaio triaxial são as aplicadas por uma força sobre o topo do corpo de prova – a *força de compressão repetida* – teoricamente igual a tensão principal maior, menos a tensão principal menor ou intermediária ($\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_2$).

Os deslocamentos axiais ou verticais, Δl , são medidos a cada carregamento, por LVDTs (*Linear Variable Differential Transducers*) fixados em alças presas no terço médio da altura, h , ou tomando-se como referencial o topo do corpo. As deformações axiais, ε_a , são estimadas a partir da razão entre os deslocamentos, Δl , e o espaçamento entre alças, D_a , ou, a altura do corpo de prova.

No início de 1955, *Seed* e seus colaboradores evidenciaram a importância de simular em laboratório o comportamento de solos que compunham a estrutura dos pavimentos. Isto originou o ensaio atualmente conhecido como ensaio triaxial com aplicação de cargas repetidas. Nesses estudos, concluiu-se que tensões quase estáticas durante realização dos ensaios triaxiais convencionais (BISHOP & HENKEL, 1972) não simulariam de maneira satisfatória o comportamento de solos sob condições de repetição de cargas “in situ”.

Para aplicar forças axiais, usou-se a queda de pesos para aplicar e remover tensões de desvio na tensão de confinamento por um período de um segundo. O intervalo entre aplicações era de dois segundos, a tensão de confinamento, mantida constante. Com o dispositivo adotado tinha-se um cuidado de não afetar o nível de tensão aplicada com frequências rápidas. Em 1962, *Seed et al.* reestruturaram o mecanismo de carga para aplicar tensões de forma mais simples, e a técnica de ensaio simulasse melhor a passagem de rodas dos veículos.

No Brasil, década de 70, os primeiros ensaios triaxiais com repetição de aplicação de cargas em estudos de solos foram realizados pela Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ), Coordenação de Pós-graduação de Engenharia (COPPE) e Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR). Esses estudos resultaram nas dissertações de mestrado de PREUSSLER (1978) e SVENSON (1980). Atualmente, no Brasil, além da COPPE, já detém recursos humanos e materiais para realizar estes ensaios, por exemplo: DER-MG, DER/PR, EESC/USP, EPUSP, IPR/DNER, UFRS.

4.1. Módulo de resiliência

A razão entre as tensões de desvio na tensão de confinamento, σ_d , aplicada repetidas vezes, e a deformação axial recuperável, ε_a , relativa a um número n específico de aplicações de carga,

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_a} ,$$

é definida como *módulo de resiliência*.

O *módulo de resiliência*, M_R , é a variável que pode ser usada para caracterizar a rigidez - “stiffness” - de solos. O termo resiliência - “resiliency” - foi introduzido por *Hveem* em 1955, ao testar a hipótese de que a deformação de materiais provenientes do subleito solicitados por cargas dinâmicas era só em parte recuperável, e não totalmente reversível ou “elástica”.

O termo rigidez foi atribuído por *L.W. Nijborer e C. van der Poel*, a razão entre a força aplicada num pavimento e a deflexão (MEDINA, 1991). Em 1962, *Seed* utilizou a terminologia de *Hveem* para descrever seus ensaios triaxiais com repetição de aplicação de cargas, e definiu a estimativa do módulo de resiliência por analogia ao módulo de elasticidade de Young.

O primeiro equipamento para ensaio, desenvolvido por modificações do que se usava para ensaio triaxial foi proposto pela AASHTO (AASHTO T 274-82; AASHTO, 1982) e levou a *equipamentos pneumáticos desenvolvidos a partir de modificações sobre métodos de ensaio com o equipamento triaxial convencional*. Ao longo dos anos, modificações foram feitas com vistas a aperfeiçoar a proposta de teste (AASHTO Design Guide, 1986; AASHTO Design Guide, 1993 - essas normas recomendam *equipamentos eletro-hidráulicos*). O método da AASHTO T 294-92I (Resilient Modulus of Unbound Granular Base/Subbase Materials and Subgrade Soils) tem sido, provisoriamente, o mais sugerido como substituto ao AASHTO T 274-82. O programa SHRP (Strategic Highway Research Program) também adotou um processo que é uma modificação do AASHTO T 274-82.

A AASHTO sugere o método TP46-94/edition 1A (Standard Test Method for Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials – AASHTO Provisional Standard) onde estão inseridos procedimentos e características de equipamentos a serem utilizados para estimativa do módulo de resiliência a partir de resultados de ensaio triaxial com repetição de aplicação de cargas. Também os equipamentos sugeridos são eletro-hidráulicos.

No Brasil, o procedimento de ensaio normatizado pelo DNER - DNER ME 131/86 e atualmente DNER ME 131/94 - foi elaborado na COPPE/UFRJ, em 1988 com *equipamentos sugeridos: pneumáticos, conforme AASHTO (1982)*. HICKS (1970), para solos argilosos, sugeriu o modelo elástico bi-linear para relacionar a variação do módulo de resiliência, M_R , em função das tensões principal e intermediária a partir das funções abaixo. A Figura 30 ilustra a estimativa das constantes K_1 ; K_2 ; K_3 ; e K_4

$$M_R = K_2 + K_3[K_1 - \sigma_d] \quad \text{para } K_1 > \sigma_d$$

$$M_R = K_2 + K_4[\sigma_d - K_1] \quad \text{para } K_1 < \sigma_d$$

Figura 30 – Relação módulo de resiliência e tensões, segundo modelo bi-linear.

No Brasil, SVENSON (1980), a partir de resultados de ensaios triaxiais com repetição de aplicação de cargas em amostras de quatro solos argilosos chegou às seguintes conclusões: a) O módulo de resiliência dos solos argilosos compactados é influenciado pela intensidade das tensões de desvio na tensão de confinamento, b) A relação entre o módulo de resiliência e a tensões de desvio na tensão de confinamento

pode ser representada, na maioria dos casos, a partir do modelo bi-linear e, às vezes, por um modelo linear, c) O modelo bi-linear, em que o módulo decresce muito com as tensões de desvio na tensão de confinamento para valores pequenos de sollicitação, é mais comum próximo ao teor ótimo da curva de compactação. A autora sugere um modelo para aproximação de estimativas de módulo:

$$M_R = K_1 \sigma_d^{K_2}$$

Onde:

σ_d = Tensões de desvio na tensão de confinamento;

K_1, K_2 = Parâmetros do solo estimados através de ajuste de pontos à função.

Segundo MOTTA (1991), o modelo de SVENSON (1980) elimina a necessidade de estimar quatro (04) constantes do modelo bi-linear, operações passíveis de erro durante a interpretação dos resultados, o que pode reverter as vantagens durante aplicações. Em consonância com SVENSON (1980), o método AASHTO T 294 (AASHTO, 1993) sugeriu o uso desses conceitos como forma de relacionar o módulo de resiliência e as tensões de desvio na tensão de confinamento para solos classificados como A-4, A-5, A-6, e A-7.

A expressão a seguir pode ser útil para explicar a relação entre o módulo de resiliência de solos granulares, obtidos em ensaios triaxiais com tensões de desvio repetidas, com a tensão de confinamento constante. Segundo SWEERE (1990) esta equação foi inicialmente sugerida por *Monismith et al.** em 1967.

$$M_R = K \sigma_3^n$$

Onde:

M_R = Módulo de resiliência;

σ_3 = Tensão de confinamento;

O modelo “ $K - \theta$ ” é sugerido por alguns pesquisadores para representar a relação entre o módulo de resiliência e as variações nas tensões de desvio e nas tensões de

* MONISMITH, C.L., SEED, H.B., MITRY, F.G. and CHAN, C.K. (1967). Prediction of pavement deflection from laboratory tests. Proceedings, Second International Conference Structural Design of Asphalt Pavement, Ann Arbor, USA. Pp.109-140.

confinamento durante o ensaio triaxial de cargas repetidas. A expressão a seguir e a Figura 31 constituem-se em representação e esboço de tendência do modelo “ $K - \theta$ ” para tendências crescentes do módulo de resiliência e em função de tensões aplicadas.

$$M_R = k_1 \theta^{K_2}$$

Onde:

M_R = Módulo de resiliência;

θ = Primeiro invariante de tensões ($\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$);

k_1, k_2 = Variáveis estimadas através de ajuste de pontos à função.

Figura 31 – Esboço de tendência da relação do módulo de resiliência, M_R , com o primeiro invariante de tensões, θ .

SWEERE (1990) sugeriu correção no modelo “ $K - \theta$ ”, por considerá-lo incorreto no balanço de unidades. A correção seria feita dividindo-se o primeiro invariante por um valor unitário de tensão de referência em unidade usual no meio da engenharia, $\theta_0 = 1 \text{ kPa}$ (*um quilo Pascal*). A expressão seria rescrita:

$$M_R = k_1 \left(\frac{\theta}{\theta_0} \right)^{K_2}$$

Onde,

M_R = Módulo de resiliência (MPa , *mega Pascal*);

θ = Primeiro invariante ($\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$) (MPa);

θ_0 = tensão de referência = $1,0 \text{ kPa}$

k_1, k_2 = Variáveis estimadas através de ajuste de pontos à função.

MACÊDO (1996) sugeriu uma função útil para processamento de resultados de ensaio triaxial com repetição de aplicação de cargas para representar a relação entre módulo de resiliência, tensões de desvio na tensão de confinamento e tensão de confinamento. O autor, em um estudo de caso, constatou que o modelo é adequado para caracterizar o comportamento de resiliência dos solos que estudou é:

$$M_R = K_1 \sigma_d^{k_2} \sigma_3^{k_3}$$

Onde,

M_R = Módulo de resiliência;

σ_3 = Tensão de confinamento;

σ_d = Tensões de desvio na tensão de confinamento;

k_1, k_2 e k_3 = Variáveis estimadas através de ajuste de pontos à função.

Em solos argilosos, comuns em subleitos de pavimentos, a interpretação dos resultados de ensaios triaxiais com repetição de aplicação de cargas não deve desprezar o efeito da tensão de sucção. Segundo FREDLUND & RAHARDJO (1993), uma terceira variável, função da tensão de sucção, deve ser adicionada às expressões que relacionam as tensões com o módulo de resiliência:

$$M_R = f[(\sigma_3 - u_a) \cdot (\sigma_d) \cdot (u_a - u_w)]$$

Onde:

M_R = Módulo de resiliência;

σ_3 = Tensão de confinamento;

σ_d = Tensões de desvio na tensão de confinamento;

u_a = poro pressão de ar;

$u_a - u_w$ = Sucção do solo.

FREDLUND & RAHARDJO (1993) sugerem para expressar a relação do módulo de resiliência com as tensões de desvio na tensão de confinamento e a sucção do solo:

$$\log M_R = C_{1d} - M_{1d} \sigma_{1d}$$

Onde,

C_{1d} e M_{1d} = Variáveis relacionadas à tensão de sucção do solo.

4.2. Discussões sobre os Métodos de Ensaio para estimar o módulo de resiliência

Na Tabela 4 estão inseridos alguns tipos de ensaios sugeridos por órgãos rodoviários dos Estados Unidos, classificados segundo o tipo de solo, a aplicação de tensões, as tensões de confinamento, o número de aplicações de carga.

Tabela 4 – Procedimentos de ensaios triaxiais com repetição de aplicação de cargas.

Orgão	Solo	História de tensões			Ensaio		
		σ_3 (psi)	σ_d (psi)	N	σ_3 (psi)	σ_d (psi)	N
AASHTO 274-82	Solo coesivo	6	2,4,8,10	200	6	1,2,4,8,10	200
					3	1,2,4,8,10	
					8	1,2,4,8,10	
	Solo granular	5 10 15	5,10 10,15 15,20	200	20	1,2,5,10,15,20	200
					15	1,2,5,10,15	
					10	1,2,5,10,15	
AAHTO TP46-94	Solos de base e Solos de sub- bases	15	15	500/1000	5	1,2,5,10,15	100
					10	1,2,5,10,15	
					15	1,2,5,10,15	
	Solos de subleito	6	4	500/1000	1	1,2,5,7,5,10	100
					3	3,6,9	
					5	5,10,15	
SRHP -48	Solos coesivos	6	4	200	10	10,20,30	100
					15	10,15,30	
					20	15,20,40	
	Solos granulares	15	15	200	6	2,4,6,8,10	100
					4	2,4,6,8,10	
					2	2,4,6,8,10	
New York DOT	Solos coesivos	5	1,2,3,4,5,6,7,8,9,10	200	6	2,4,6,8,10	200
					4	2,4,6,8,10	
					2	2,4,6,8,10	
	Solos granulares	5	5,10	200	3	3,6,9	200
					5	5,10,15	
					10	10,20,30	
New York DOT	Solos coesivos	5	1,2,3,4,5,6,7,8,9,10	200	15	10,15,30	200
					20	15,20,40	
					6	1,2,3,4,5,6,7,8,9,10	
	Solos granulares	5	5,10	200	3	1,2,3,4,5,6,7,8,9,10	200
					0	1,2,3,4,5,6,7,8,9,10	
					20	1,2,5,10,15,20	
New York DOT	Solos coesivos	5	1,2,3,4,5,6,7,8,9,10	200	15	1,2,5,10,15,20	200
					10	1,2,5,10,15	
					5	1,2,5,10,15	
	Solos granulares	5	5,10	200	1	1,2,5,10,15	200
					1	1,2,5,10,15	
					1	1,2,5,10,15	

O caráter da recuperação de deformações em solos é influenciado por variáveis que nem sempre estão associadas às propriedades de elasticidade. Pesquisas para identificar a influência destas variáveis no comportamento do módulo de resiliência associado às deformações reversíveis, M_R , e ao comportamento “elástico” de solos são numerosas. Descrevem-se, a seguir, resultados de algumas dessas investigações.

O procedimento a ser seguido para realização de ensaios triaxiais com repetição de aplicação de cargas, da sua concepção aos dias atuais, vem sofrendo modificações visando aumentar a coerência entre as propostas do processo e os resultados obtidos.

Segundo MACÊDO (1996), uma das críticas aos processos de ensaio estaria relacionada à aplicação de cargas para simular a história de tensões dos materiais. É difícil repetir tensões nas camadas de pavimento sob condições de tráfego. O autor acrescenta: “...como o principal objetivo é simular as condições de campo em laboratório, não parece adequado investigar características de deformação sob condições de tensão superiores às verificadas nas estruturas de pavimento...”. A contestação é coerente para o estudo de deformações permanentes. Poderá haver dúvidas para tensões abaixo da qual o solo foi submetido antes.

4.2.1. Tensões de desvio na tensão de confinamento e módulo de resiliência

Embora não seja significativa a influência da tensões de desvio na tensão de confinamento no resultado da estimativa do módulo de resiliência para solos granulares, é prudente observar em ajustes de funções que expressam relações entre variáveis de causa e de efeito, todos os fatores que caracterizem o ensaio e a estimativa de módulos.

SEED & CHAN (1961) não observaram mudanças significativas no módulo de resiliência quando da aplicação de tensões de desvio na tensão de confinamento menores que as tensões de ruptura, após 100 repetições. Os autores constataram efeitos de “dilatância” em amostras de solos granulares, que provocavam diferenças no valor do módulo de resiliência com o número de repetições de aplicações de carga.

No Brasil, PREUSSLER (1978) observou, em estudo de caso, que: a) Para a relação σ_1/σ_2 maior que três (3) a maioria dos resultados obtidos para módulos de resiliência (85%) tiveram variações inferiores a 14% com a repetição de cargas; b) Para relação σ_1/σ_2 variando entre dois (2) e três (3), 75% dos resultados obtidos para módulos de resiliência tiveram variações em média de 8%. O autor conclui “...O módulo de resiliência, para os solos estudados, varia pouco com o valor da repetição das tensões de desvio na tensão de confinamento”.

SEED & CHAN (1959) e KAWAKANI & OGAMA (1965), observaram o efeito da repetição das tensões de desvio na tensão de confinamento no comportamento de solos argilosos. Verificaram que, para pequenas tensões de desvio o módulo de resiliência decrescia rapidamente com o acréscimo das repetições de tensões, e, para valores maiores de tensões de desvio, o acréscimo seria pouco significativo.

4.2.2. Tensão de confinamento e módulo de resiliência

A *tensão de confinamento*, σ_3 , é obtida por pressão sobre o corpo de prova - *tensão radial* - teoricamente igual a tensão principal menor ou intermediária ($\sigma_3 = \sigma_2$). A sua influência sobre o comportamento de resiliência dos solos pode ser observada analisando dados obtidos em ensaios triaxiais onde se mantenham as tensões de desvio na tensão de confinamento.

A *influência do tipo de aplicação da tensão de confinamento*, com repetição ou constantes, sobre comportamento de resiliência dos solos em ensaios triaxiais, com tensões de desvio na tensão de confinamento axial variável, foi estudada por ALLEN & THOMPSON (1974). Relatam esses pesquisadores que os módulos de resiliência estimados a partir de resultados de ensaios com tensão de confinamento constante foram maiores quando comparados com os obtidos em ensaios com tensão de confinamento com repetição. BROWN & HYDE (1975), em estudo similar, ao adotarem a média dos valores de tensões de confinamento (σ_3) aplicadas repetidas vezes nos corpos de provas, não verificaram diferenças significativas entre o valor do módulo de resiliência estimado a partir da aplicação de tensões de confinamento constantes ou repetidas.

MACÊDO (1996) afirma que em *solos granulares* a rigidez é influenciada principalmente pela tensão de confinamento, devido ao aumento das deformações volumétricas que contribui para o aumento do atrito entre as partículas.

Em geral, a tendência observada por vários pesquisadores sobre o comportamento de valores do módulo de resiliência em função da tensão de confinamento é a crescente. Ou seja, em ensaios triaxiais com tensões de desvio na tensão de confinamento repetidas em níveis abaixo da tensão de ruptura do solo e tensões de confinamento constantes e crescentes há tendência de aumento do módulo de resiliência.

De maneira análoga ao estudo feito para solos granulares, SEED & CHAN (1959) relataram que *para solos argilosos, a tensão de confinamento exercia pouca influência na estimativa do módulo de resiliência*. No Brasil, SVENSON (1980) também constatou esse fato ao estudar solos argilosos compactados.

HICKS & MONISMITH (1971) ressaltam a importância do confinamento de solos na análise de relações entre as estimativas de módulo de resiliência e as tensões durante ensaios triaxiais, em particular a tensão em que se iniciem os testes sobre os materiais estudados – o autor iniciava seus ensaios com uma tensão de confinamento de 6,89kPa. Em campo, essas relações determinantes do comportamento de solos e agregados são expressas em função de uma *tensão de confinamento* a que o solo “parece” estar iniciando seu trabalho para resistir às solicitações.

A tensão para confinamento de corpos de prova no início de solicitações por testes triaxiais ainda é um campo de trabalho e pesquisa pouco explorado e há poucas informações sobre o comportamento de solos e agregados em relação a essa variável. Para uma tentativa de estimar a tensão de confinamento a que a sub-base ensaiada esteve submetida procuraram-se fundamentos expostos em estudos teóricos (ou relatos práticos) e relatórios sobre manuseio de dados obtidos em campo durante o processamento de dados obtidos em ensaios triaxiais, ou com o pressiômetro.

Como resultado, de um lado verificou-se que a AASHTO em seu “designation” TP46-94 [AASHTO (1996)] mantém 20,7kPa como a primeira tensão de confinamento durante ensaios triaxiais para estimativa de módulos de resiliência para solos e agregados. Por outro lado, localizou-se no próprio documento da AASHTO

que essa é uma restrição proveniente dos equipamentos pneumáticos recomendados por aquele órgão. A própria AASHTO sugere o uso de equipamentos eletro-hidráulicos, de maior custo, para os testes.

Já em 1974, ALLEN & THOMPSON (1974) discutindo a influência de tensões de confinamento em ensaios sobre as estimativas de módulos de resiliência, justificaram o uso de tensões menores de que 20,7kPa para o início dos ensaios.

SWEERE (1990) enfrentou dificuldades em definir qual o mínimo de tensão para confinamento que se deveria adotar em ensaios triaxiais. Por isso recorreu a estudos teóricos fundamentados nas teorias de Boussinesq e Odemark para estimar tensões que simulassem nos testes em laboratório o confinamento de materiais na construção de bases durante as solicitações pelas cargas em campo. O resultado foram tensões para confinamento em laboratório entre 10 e 20kPa.

As informações relatadas acima [SWEERE, 1990 e ALLEN & THOMPSON, 1974] foram anexadas ao arcabouço desse trabalho após a realização dos ensaios em laboratório. O método de ensaio triaxial adotado foi o proposto pelo DNER (1994), que sugere 21kPa para a primeira tensão de confinamento. Isso levou à necessidade de raciocínios análogos aos dos autores citados para processar dados de maneira com as solicitações de solos em campo.

O melhor resultado obtido por SWEERE (1990) e ALLEN & THOMPSON (1974) foi identificar informações que sugeriram analogias entre a ação da tensão inicial de confinamento em campo e a pressão de pré-adensamento do ensaio de adensamento. Isso levou a adotar a hipótese de estimativa para a pressão de adensamento exposta a seguir: *o comportamento de solos durante solicitações nos pavimentos faz com que a tensão de confinamento no início das ações cíclicas durante a passagem de veículos seja da ordem de “uma tensão inicial de confinamento”*.

Esse tópico necessita ser melhor pesquisado, mas para continuar as análises relatadas no presente trabalho adotamos a tensão mínima proposta por SWEERE (1990): 10kPa, estimada ensaio a ensaio, a partir das funções que expressavam o módulo de resiliência em função de tensões para confinamento.

4.2.3. Efeitos do número de repetições de tensões de desvio na tensão de confinamento

BROWN & HYDE (1975) mostraram que a resiliência dos solos granulares era pouco afetada pela história de tensões dos materiais. Observaram que ensaios para estimar valores de variáveis relacionadas à resiliência dos solos granulares poderiam partir de um mesmo corpo de prova submetido a vários ensaios sem afetar os valores de módulos de resiliência obtidos.

SEED & CHAN (1958), com objetivo de estudar o efeito da história de tensões, submeteram corpos de prova de argilas compactadas a uma série de aplicações de tensões repetidas e de diferentes grandezas. Observaram acréscimos de resistência à deformação, e atribuíram-na a uma provável reestruturação das partículas causada pelo deslocamento da água adsorvida. No Brasil, SVENSON (1980) constatou, em corpos de prova de solos argilosos, que “as deformações axiais, permanentes e recuperável, medidas no ensaio triaxial dinâmico dependem do número de aplicações de carga, N , aquelas crescendo cumulativamente com N e estas diminuindo com N^n ”.

BARKSDALE (1975) mostrou que para simular com eficácia as condições de carregamento em campo, as tensões deveriam ser aplicadas em função do tempo. Suas conclusões indicaram que a duração do pulso de carga na estrutura dos pavimentos sob tráfego e velocidades normais (70 km/h) variam em torno de 0,02 segundos na superfície do pavimento, e 0,1 segundos para pontos distantes da área de aplicação com 70 cm de profundidade. Já a frequência, por sua vez, é função das condições de fluxo de tráfego da estrada em estudo.

O efeito da duração e frequência de aplicações de carga na estimativa do módulo de resiliência em solos granulares foi estudado por SWEERE (1990) com processo sugerido por Kalcheff & Hicks* em 1973. Os resultados indicaram não existir significativa influência da duração e da frequência de aplicação de cargas sobre os módulos de resiliência dos solos granulares (Figura 32).

* KALCHEFF, I.V. R.G. HICKS (1973). A test procedure for determining the resilient characteristics of granular materials. Journal of Testing and Evaluation, ITEVA. Vol. 1, No. 6.

Figura 32 – Módulos de resiliência estimados a partir de resultados obtidos em ensaios triaxiais com diferentes frequências e duração das tensões de desvio na tensão de confinamento (SWEERE, 1990).

Segundo SVENSON (1980), a duração e a frequência das cargas não influem na estimativa do módulo de resiliência de solos argilosos : “não se tem notado influência substancial nas condições dos ensaios: frequências de 20 a 60 ciclos por minuto, duração de 0,86 a 2,86 segundos...”.

4.2.4. Teor de umidade do corpo de prova e módulo de resiliência

O módulo de resiliência decresce com o aumento do teor de umidade do corpo de prova. Segundo *Thompson & Robnett** (1979), apud SWEERE (1990), o grau ou estado de saturação dos solos tem considerável efeito na estimativa do módulo de resiliência. A Figura 33 ilustra a variação do módulo de resiliência em função do aumento da umidade de compactação para alguns tipos de solos da Louisiana.

Segundo SWEERE (1990), durante ensaios de resiliência em solos com alto grau de saturação e poucos permeáveis deve-se tomar cuidados. Caso não seja efetuada uma perfeita drenagem, a mudança de volume pode gerar nas amostras a transformação de

* THOMPSON, M.R. and ROBNET, Q.L. (1979). Resilient properties of subgrade soil. Transportation Engineering Journal, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, vol. 105.

pressões negativas em pressões positivas. Isto levaria a uma diminuição acentuada no módulo de resiliência, ou à ruptura do corpo de prova.

Figura 33 – Variação na estimativa do módulo de resiliência com o aumento da umidade de compactação dos solos (AASHTO, 1993).

Os solos granulares possuem alta permeabilidade e boa drenagem com baixos valores de tensão de sucção. Essas características fazem com que os resultados de ensaios triaxiais com repetição de aplicação de cargas possam ser interpretados em função da tensão total. Com isso, descarta-se a necessidade de medida da sucção, simplificando a técnica de ensaio e o equipamento exigidos.

Segundo PREUSSLER (1983), o módulo de resiliência diminui muito com o aumento da umidade de compactação, que por sua vez está diretamente relacionada com o grau de compactação. O autor sugere, para solos granulares, que a prática de compactação seja realizada com teores de umidade abaixo ou próximos ao teor ótimo do solo.

SVENSON (1980) em estudo sobre solos argilosos compactados, inferiu que: “o efeito da umidade de compactação influi na estimativa de relação entre o módulo de resiliência e a intensidade das tensões de desvio na tensão de confinamento, e, para teores altos de umidade, o módulo de resiliência varia pouco com o acréscimo das tensões de desvio na tensão de confinamento”.

5. SOBRE ANÁLISE DE REGRESSÃO LINEAR

Este capítulo contém um resumo sobre definições e alguns fatos teóricos associados à análise de regressão linear. O motivo pelo qual se detém em estudo desses tópicos é a importância que essa técnica da estatística possuirá para o controle de resultados de ensaios, estimativas e obtenção de informações para tomada de decisões durante o processo de delineamento de conclusões decorrentes de trabalhos aqui relatados.

Dentre os usos da estatística, está investigar relações entre medidas, ou contagens, simultâneas sobre ocorrências de variáveis distintas. Há duas questões básicas:

- a) Há relações entre as medidas, ou contagens, simultâneas sobre conjuntos de variáveis?
- b) Qual é a expressão (se existir) dessa relação?

A respostas às questões sobre relações entre medidas simultâneas sobre variáveis distintas são fornecidas através do uso de:

- a) *Análise de correlação* - o estudo da existência e do grau de relacionamento entre as medidas, ou contagens observadas;
- b) *Análise de regressão* - o estudo de expressão numérica de relações entre medidas e contagens.

Se:

- a) (x_i, y_i) é um par de medidas ou contagens simultâneas, respectivamente sobre os conjuntos X e Y . X é dita *variável independente*, e Y , *variável dependente*;

- b) $\hat{y}_i$ é o valor estimado para y_i , a partir de x_i ; o erro de estimativa de y_i é $\left[y_i - \hat{y}_i \right]$;
- c) A distância entre y_i e $\hat{y}_i$ em um sistema de eixos cartesianos que possua x_i em abscissas, e y_i em ordenadas, $\sqrt{\left(y_i - \hat{y}_i \right)^2}$ é conhecido como *resíduo de estimativa*, ou simplesmente resíduo no par $\left(x_i, \hat{y}_i \right)$;
- d) Em n observações, $SQ = \sum_{i=1}^n \left(y_i - \hat{y}_i \right)^2$ é conhecido como a *soma dos quadrados dos erros de estimativa*, ou, *soma dos quadrados dos erros*.

Reta de regressão linear, ou, por abuso de linguagem, *regressão linear*, é a representação cartesiana da melhor expressão de relações numéricas entre medidas simultâneas sobre duas variáveis distintas, X e Y .

Figura 34 - Reta $y = a.x + b$, resíduos e pares (x_i, y_i)

A Figura 34 ilustra a representação cartesiana da expressão de relações numéricas entre medidas simultâneas sobre duas variáveis distintas, $X = \{x_i, i = 1, \dots, n\}$ e $Y = \{y_i, i = 1, \dots, n\}$, em um sistema de eixos cartesianos que possua x_i em abscissas, e y_i em ordenadas; uma reta que aproxime a expressão numérica linear das relações entre os pares (x_i, y_i) e respectivos resíduos, $\left[y_i - \hat{y}_i\right]$. O critério adotado para a escolha da *melhor reta de regressão linear* sobre os pares (x_i, y_i) e $\left(x_i, \hat{y}_i\right)$ é obter a mínima soma dos quadrados dos desvios,

$$SQ = \sum_{i=1}^n \left(y_i - \hat{y}_i\right)^2$$

E, a expressão da *melhor reta de regressão linear* sobre os pares (x_i, y_i) é $\hat{y} = b_0 + b_1 \cdot x$, onde:

$$b_1 = \frac{n \cdot \left(\sum_{i=1}^n x_i \cdot y_i\right) - \left(\sum_{i=1}^n x_i\right) \cdot \left(\sum_{i=1}^n y_i\right)}{n \cdot \left(\sum_{i=1}^n x_i^2\right) - \left(\sum_{i=1}^n x_i\right)^2},$$

$$b_0 = \bar{y} - b_1 \cdot \bar{x},$$

E, $\bar{x}$ é a média de x_i ; $\bar{y}$ é a média de y_i .

Sobre a *existência da relação linear entre x_i e y_i* poderão ocorrer as hipóteses:

- Existir a relação linear entre os pares (x_i, y_i) , expressa por uma *reta de regressão linear*;
- Existir uma relação não linear entre os pares (x_i, y_i) , que talvez possa ser expressa por uma curva diferente de uma reta;
- Não existir a relação entre os pares de medidas ou contagens simultâneas (x_i, y_i) .

A resposta à questão “*existe ou não relação linear sobre os pares (x_i, y_i)* ” é dada por resultados de análises sobre valores de coeficientes de correlação linear, r , uma medida do grau de relação entre os pares (x_i, y_i) :

$$r = \frac{n \cdot \left(\sum_{i=1}^n x_i \cdot y_i \right) - \left(\sum_{i=1}^n x_i \right) \cdot \left(\sum_{i=1}^n y_i \right)}{\sqrt{n \cdot \left(\sum_{i=1}^n x_i^2 \right) - \left(\sum_{i=1}^n x_i \right)^2} \cdot \sqrt{n \cdot \left(\sum_{i=1}^n y_i^2 \right) - \left(\sum_{i=1}^n y_i \right)^2}},$$

Diz-se que é sempre possível obter uma *reta de regressão* para um conjunto de pares (x_i, y_i) - mas, a reta será útil para as estimativas $\hat{y}_i$ se existir um certo grau de relação linear entre estes pares. O *coeficiente de correlação linear*, r , é uma medida desse “grau de relacionamento”. Para julgar o *grau de relacionamento linear* entre os pares (x_i, y_i) , há dois caminhos:

- Escolher valores mínimos para o *coeficiente de correlação linear*, r ;
- Ou analisar o *coeficiente de determinação*, r^2 , a porcentagem da variação de valores y_i que é explicada pela *reta de regressão*.

O desvio de estimativa (erro) de y_i em relação a média, $\bar{y}$, $(y_i - \bar{y})$, pode ser pensado como a soma de duas componentes:

$$y_i - \bar{y} = \left(y_i - \hat{y}_i \right) - \left(\hat{y}_i - \bar{y} \right),$$

Onde: $\left(\hat{y}_i - \bar{y} \right)$ pode ser associado à parcela de erro de estimativa que é explicada pela *reta de regressão* - chamado *desvio ou variação explicada na estimativa de y_i* ;

$\left(y_i - \hat{y}_i \right)$, pode ser associado à parcela de erro de estimativa que não é explicada pela *reta de regressão* - é o chamado *desvio ou variação não explicada na estimativa de y_i* .

É usual a notação: *Variação total = Variação não explicada + Variação explicada*

E, o uso da *soma de quadrados de desvios* para análise dos erros associados à *reta de regressão sobre n pares*:

$$\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2 = \sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2 + \sum_{i=1}^n (\hat{y}_i - \bar{y})^2 ,$$

Onde:

$\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2$, é chamada *soma total dos quadrados SQ* ;

$\sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2$, é chamada *soma dos quadrados dos resíduos, SQRs* ;

$\sum_{i=1}^n (\hat{y}_i - \bar{y})^2$, é a *soma dos quadrados para a regressão, SQR* .

A Figura 35 ilustra a distribuição de desvios na estimativa de y_i .

Figura 35 - Desvios na regressão linear

O *coeficiente de determinação, r^2* , é a parcela de variação nos valores de y que é explicada pela regressão linear simples com x . A expressão r^2 é:

$$r^2 = \frac{SQR}{SQ}$$

E, quanto mais próximo de “1” é o coeficiente de determinação r^2 , mais forte é a relação linear entre os pares (x_i, y_i) .

Outra forma de estudar a linearidade de medidas simultâneas é considerar a população de onde elas provêm. O *coeficiente de correlação linear da população* é designado por ρ . Para verificar a existência da relação linear pode-se fazer o teste de hipótese descrito a seguir:

- a) Se $\rho = 0$, não há relação linear entre os elementos da população;
- b) Se $\rho \neq 0$, há relação linear entre os elementos da população.

O teste de hipótese é formulado:

$$H_0 : \rho = 0$$

$$H_1 : \rho \neq 0$$

- a) O nível de significância adotado é $\alpha = 0,01$ ou $\alpha = 0,05$;
- b) A estatística usada é o próprio coeficiente de correlação r , com valores de controle, c , conforme CHASE & BROWN (1992), apêndice B, página A – 22, que, pela importância transcreve-se para a Tabela 5;

Tabela 5 – Valores críticos para controle do coeficiente de correlação r , para níveis de significância $(1 - \alpha)$ e N observações

N	$\alpha = 0,05$	$\alpha = 0,01$	N	$\alpha = 0,05$	$\alpha = 0,01$
4	0,950	0,999	20	0,444	0,561
5	0,878	0,959	22	0,423	0,537
6	0,811	0,917	24	0,404	0,515
7	0,754	0,875	26	0,388	0,496
8	0,707	0,834	28	0,374	0,479
9	0,666	0,798	29	0,368	0,470
10	0,632	0,765	30	0,361	0,463
11	0,602	0,735	40	0,312	0,402
12	0,576	0,708	50	0,279	0,361
13	0,553	0,684	60	0,254	0,330
14	0,532	0,661	90	0,205	0,239
15	0,514	0,641	100	0,196	0,256
16	0,497	0,623	250	0,124	0,163
17	0,482	0,606	500	0,088	0,115
18	0,456	0,575	1000	0,062	0,081
19	0,456	0,575			

- c) Efetua-se o teste estatístico de dupla cauda, conforme ilustrado na Figura 36. A região crítica do teste são os valores $r \geq c$ ou $r \leq -c$;
- d) Rejeita-se $H_0 : \rho = 0$, se $r \geq c$ ou $r \leq -c$. Rejeita-se a hipótese $H_0 : \rho = 0$ em favor da hipótese $H_1 : \rho \neq 0$. Aí conclui-se que há relações lineares entre os pares (x_i, y_i) .

Figura 36 - Teste de hipótese para o coeficiente de correlação linear

Ao analisar uma regressão sobre n pares (x_i, y_i) , as somas de quadrados são associadas aos graus de liberdade conforme resumido na Tabela 6. A média para as somas de quadrados (*quadrados médios*) é obtida dividindo-se o valor da soma de quadrados pelo número de graus de liberdade correspondente ao seu tipo. A Tabela 6 contém também a notação usada para a média de somas de quadrados (da regressão, de resíduos e total) - adota-se também o nome *quadrados médios*.

Tabela 6 - Quadrados médios e graus de liberdade.

Tipo de soma de quadrados	Graus de liberdade	Notação da média para a soma de quadrados (<i>quadrados médios</i>)
Regressão	(1)	QMR
Resíduos	$(n - 2)$	$QMRs$
Total	$(n - 1)$	QM

O *quadrado médio dos resíduos*, $QMRs$, é uma estimativa não tendenciosa da variância do erro associado à regressão. Isso permitiu [HOFFMAN & VIEIRA (1977), páginas 46 a 60] desenvolver um teste de hipótese para verificar a significância do coeficiente de regressão b_1 , da reta de regressão $\left[\hat{y} = b_o + b_1 \cdot x \right]$ sobre os pares (x_i, y_i) - a *análise da variância sobre a regressão*.

Para isso, se β é o coeficiente de regressão da população de onde provêm os pares (x_i, y_i) , $\left[\hat{y} = \beta_o + \beta \cdot x \right]$, o teste de hipótese é formulado:

$$H_o : \beta = 0$$

$$H_1 : \beta \neq 0$$

E,

- A estatística usada é $F_{\text{estimado}} = \frac{QMR}{QMRs}$, que tem distribuição F com 1 e $(n-2)$ graus de liberdade, relativo ao nível de significância adotado;
- Efetua-se o teste estatístico efetuando o teste F , ou verificando se $F_{\text{estimado}} \geq F[1, (n-2)]$;
- Rejeita-se $H_o : \beta = 0$ em favor da hipótese alternativa $H_1 : \beta \neq 0$, ao nível de significância adotado.

$$\text{Se, } t \text{ é o } t \text{ de Student, } b' = t \left(\frac{\alpha}{2} \right) \cdot \left[\frac{1}{n} + \frac{\left(\bar{x} \right)^2}{\sum_{i=1}^n \left(x_i - \bar{x} \right)^2} \right] \cdot \left[\frac{\sum_{i=1}^n \left(y_i - \hat{y}_i \right)}{(n-2)} \right], \text{ os intervalos}$$

de confiança $(1-\alpha)$ dos coeficientes de regressão linear $\left[\hat{y} = b_o + b_1 \cdot x \right]$ são estimados:

$$b_o - b' \leq \beta_o \leq b_o + b'$$

E,

$$b_1 - t\left(\frac{\alpha}{2}\right) \cdot \frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)}{(n-2) \cdot \left[\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \right]} \leq \beta \leq b_1 + t\left(\frac{\alpha}{2}\right) \cdot \frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)}{(n-2) \cdot \left[\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \right]}$$

Para estudos sobre a variação de $\hat{y}$ adota-se o conceito de *intervalo de previsão*, ou *de estimativa* - o intervalo de confiança aplicado a uma variável aleatória.

A Figura 37 ilustra as relações entre a estimativa de y_i , $\hat{y}_i$ e as quantidades da população que estão sendo estimadas.

Figura 37 - $\hat{y}_o$ é estimado por um valor individual de y (y_o) e pela média dos y

Se t é o t de Student, o intervalo de previsão para $\hat{y}_o$, de estimativas de y_i a partir de $x_i = x_o$, ao nível de confiança $(1-\alpha)$ pode ser obtido:

$$\left[\hat{y}_o = b_0 + b_1 \cdot x \right]$$

Para n pares (x_i, y_i) , o intervalo de estimativa ao nível de confiança $(1-\alpha)$ é:

$$\hat{y}_o \pm t\left(\frac{\alpha}{2}\right) \cdot \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y})^2}{(n-2)}} \right] \cdot \left[\sqrt{1 + \frac{1}{n} + \frac{(x_o - \bar{x})^2}{\left(\sum_{i=1}^n x_i^2\right) - \frac{\left(\sum_{i=1}^n x_i\right)^2}{n}}} \right],$$

O intervalo de confiança $(1-\alpha)$, em relação à média de todos os valores y_i da população, μ_y correspondente a $x_i = x_o$, pode ser estimado:

$$\hat{y}_o \pm t\left(\frac{\alpha}{2}\right) \cdot \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y})^2}{(n-2)}} \right] \cdot \left[\sqrt{\frac{1}{n} + \frac{(x_o - \bar{x})^2}{\left(\sum_{i=1}^n x_i^2\right) - \frac{\left(\sum_{i=1}^n x_i\right)^2}{n}}} \right]$$

A Figura 38 ilustra intervalos de previsão de confiança em relação à média.

Figura 38 - Ilustração de intervalos de previsão e confiança em relação à média

6. DOS DADOS

Neste capítulo, resumem-se fatos sobre o levantamento de dados, e descrevem-se equipamentos e resultados obtidos.

6.1. Sobre as características dos solos ensaiados

Para conhecimento das propriedades dos materiais da sub-base dos pavimentos da BR 230 e da PB 055 foram:

- a) Executados ensaios para caracterização sobre amostras coletadas nos locais de ensaios em campo, no próprio campo;
- b) Executados ensaios para caracterização sobre amostras coletadas nos locais de ensaios em campo, no laboratório. A Tabela 7 resume o principal conjunto de testes utilizados;
- c) Estimadas características elásticas de materiais da sub-base em campo, com uso de pressiômetro tipo PENCEL;
- d) Estimadas características elásticas de amostras de solos da sub-base, através de ensaios triaxiais com repetição de aplicação de cargas.

Tabela 7 – Principal conjunto de ensaios para caracterização de materiais

Ensaio	Método
Determinação do teor de umidade "in situ"	DNER ME 52-64
Determinação da massa específica aparente seca "in situ"	DNER ME-92-64
Determinação de massa específica dos sólidos	DNER ME 84-64
Análise granulométrica por peneiramento e sedimentação	DNER ME 51-64
Determinação de limite de liquidez	DNER ME 44-71
Determinação de limite de plasticidade	DNER ME 82-63
Ensaio de compactação	DNER ME 47-64.
Índice de Suporte Califórnia	DNER ME 50-64

No segmento estudado na BR 230, foram coletadas amostras de solos da sub-base em vinte e sete furos de sondagem a trado manual. A Tabela 8, a Figura 39 e a Figura 40 contêm um resumo dos resultados dos principais testes para identificar as características dos materiais analisados.

Tabela 8 – Resultados de ensaios de caracterização sobre amostras da BR 230

Ensaio	Resultados médios
Determinação do teor de umidade "in situ"	Umidade média = 9,93 % ; Desvio padrão = 1,37%
Determinação da massa específica aparente seca "in situ"	Massa específica aparente seca média = 1,98 g/cm ³ Desvio Padrão = 0,02 g/cm ³
Determinação de massa específica dos sólidos	Massa específica dos sólidos = 2,6 g/cm ³
Determinação de limite de liquidez	Não determinado
Determinação de limite de plasticidade	Não possui limite de plasticidade
Ensaio de compactação, energia intermediária	Massa específica aparente seca máxima = 2,04 g/cm ³ Teor de umidade ótimo para compactação = 8,5 %
Índice de Suporte Califórnia	Índice de suporte Califórnia = 25 %

Figura 39 – Distribuição granulométrica típica de amostras da BR 230

Figura 40 – Histograma sobre teores de umidade “in situ” de amostras na BR 230

No segmento estudado na PB 055, foram coletadas amostras de solos da sub-base em quarenta e cinco furos de sondagem a trado manual. A Tabela 9, a Figura 41 e a Figura 42 contêm um resumo dos resultados dos principais testes para identificar as características dos materiais analisados.

Tabela 9 – Resultados de ensaios de caracterização sobre amostras da PB 055

Ensaio	Resultados médios
Determinação do teor de umidade "in situ"	Umidade média = 8,70 % ; Desvio padrão = 1,53 %
Determinação da massa específica aparente seca "in situ"	Massa específica aparente seca média = 1,82 g/cm ³ Desvio Padrão = 0,03 g/cm ³
Determinação de massa específica dos sólidos	Massa específica dos sólidos = 2,62 g/cm ³
Determinação de limite de liquidez	Não determinado
Determinação de limite de plasticidade	Não possui limite de plasticidade
Ensaio de compactação, energia intermediária	Massa específica aparente seca máxima = 2,00g/cm ³ Teor de umidade ótimo para compactação = 10,6%
Índice de Suporte Califórnia	Índice de suporte Califórnia = 16%

Figura 41 – Distribuição granulométrica típica de amostras da PB 055

Figura 42 – Histograma sobre teores de umidade “in situ” de amostras na PB 055

Do ponto de vista de construção de pavimentos, os materiais da sub-base das amostras coletadas na BR 230 e PB 055 poderiam ser classificados, pelas propostas da AASHTO (M145-73, AASHTO, 1974), como *materiais granulares*, e por terem menos de 35% de grãos passando na peneira de malhas quadradas de abertura 0,075mm, são materiais não plásticos, ditos solos tipo *A-2-4*.

No campo, o teor de umidade médio dos solos da sub-base na BR 230 foi 9,93%. Para o segmento da PB 055, 8,7%. Esses valores foram usados para controle de umidade de ensaio dos corpos de prova nos ensaios triaxiais em laboratório.

A adoção de energia intermediária para os ensaios de compactação visou obter dados de controle dos corpos de prova para testes em laboratório compatíveis com as especificações adotadas durante a construção, onde esse tipo de controle de energia para compactação foi usado durante a construção.

6.2. O método e resultados para ensaios triaxiais

Adotou-se, para ensaios triaxiais, o método DNER ME 131/94 (DNER, 1994), que “estabelece um método para estimar os valores do módulo de resiliência de solo para várias tensões aplicadas, de utilidade para o projeto de pavimentos flexíveis”.

O equipamento recomendado em DNER (1994) é o “triaxial de carga repetida”, composto de:

- a) Célula triaxial;
- b) Sistema pneumático com reguladores de pressão, válvula de transmissão, cilindro de pressão, pistão de carga;
- c) Dispositivo mecânico para controle de tempo de abertura de válvula e frequência de aplicação de carga;
- d) Sistema de vácuo para controlar a existência de furos na membrana que envolve o corpo de prova;
- e) Transdutores tipo “linear variable differential transformer, LVDT”, alças de fixação, oscilógrafo e amplificador. Os LVDTs transformam deslocamentos axiais em potenciais elétricos registráveis pelo oscilógrafo. Os equipamentos devem ser pré-calibrados para relacionar potenciais elétricos com deslocamentos.

Os corpos de prova foram compactados em moldes em que a relação da altura com o diâmetro era igual a dois, 10, e 5cm respectivamente, de acordo com especificações contidas no item 5 de DNER (1994). Visando simular as condições de solicitação dos

solos “in situ”, cuidados especiais para drenagem ou umedecimento dos corpos de prova antes dos testes fizeram aproximar os corpos de prova das condições existentes em campo para a umidade média dos solos da sub-base dos trechos da BR 230, ou PB 055.

Considerando que os solos estudados foram classificados como “granulares” e não possuíam plasticidade, os processos de carga foram os previstos no item 6.2 de DNER (1994):

- a) Aplicar uma tensão de confinamento (σ_3) de 70kPa (0,70 kgf/cm²);
- b) Aplicar 200 vezes a tensão de desvio na tensão de confinamento (σ_d) de 70kPa (0,70 kgf/cm²), com uma frequência de 20 ciclos minuto, duração de 0,1 segundos;
- c) Aplicar 200 vezes a tensão de desvio na tensão de confinamento (σ_d) de 210kPa (2,10 kgf/cm²), com uma frequência de 20 ciclos minuto, duração de 0,1 segundos;
- d) Aplicar uma tensão de confinamento (σ_3) de 105kPa (1,05 kgf/cm²);
- e) Aplicar 200 vezes a tensão de desvio na tensão de confinamento (σ_d) de 105kPa (1,05 kgf/cm²), com uma frequência de 20 ciclos minuto, duração de 0,1 segundos;
- f) Aplicar 200 vezes a tensão de desvio na tensão de confinamento (σ_d) de 315kPa (3,15 kgf/cm²), com uma frequência de 20 ciclos minuto, duração de 0,1 segundos;
- g) Aplicar uma tensão de confinamento (σ_3) de 21kPa (0,21 kgf/cm²) e 200 vezes a tensão de desvio na tensão de confinamento (σ_d) de 21kPa com uma frequência de 20 ciclos por minutos, duração de 0,1 segundo e registrar o oscilógrafo a deformação não recuperada após 200 aplicações do carregamento vertical;
- h) Repetir o procedimento anterior para tensões de desvio na tensão de confinamento (σ_d) de 42kPa e 63kPa;

- i) Aplicar uma tensão de confinamento (σ_3) de 35kPa e 200 vezes a tensão de desvio na tensão de confinamento (σ_d) de 35kPa com uma frequência de 20 ciclos por minutos, duração de 0,1 segundo e registrar no oscilógrafo a deformação não recuperada após 200 aplicações do carregamento vertical;
- j) Repetir o procedimento anterior para tensões de desvio na tensão de confinamento (σ_d) de 70kPa e 105kPa;
- k) Manter aplicações de tensões de confinamento e de desvio na sequência:

$$\begin{array}{ll} \sigma_3 = 52,5\text{kPa} & \sigma_d = 52,5\text{kPa} \\ & \sigma_d = 105\text{kPa} \\ & \sigma_d = 57,5\text{kPa} \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} \sigma_3 = 70\text{kPa} & \sigma_d = 70\text{kPa} \\ & \sigma_d = 140\text{kPa} \\ & \sigma_d = 210\text{kPa} \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} \sigma_3 = 105\text{kPa} & \sigma_d = 105\text{kPa} \\ & \sigma_d = 210\text{kPa} \\ & \sigma_d = 315\text{kPa} \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} \sigma_3 = 140\text{kPa} & \sigma_d = 140\text{kPa} \\ & \sigma_d = 280\text{kPa} \\ & \sigma_d = 420\text{kPa} \end{array}$$

- l) Registrar no oscilógrafo a deformação, para o par de valores (σ_3 , σ_d), após cada 200 aplicações de carregamento vertical (σ_d).

6.3. O equipamento e resultados obtidos para ensaios triaxiais

O equipamento utilizado para ensaios triaxiais com repetição de aplicação de cargas pertence ao Laboratório de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. Um esboço do desse aparato é ilustrado na Figura 43.

Figura 43 –Equipamentos para ensaio triaxial com repetição de aplicação de cargas

O sistema para carga é hidráulico, e a força vertical axial aplicada no topo do corpo de prova tem forma, duração e frequência selecionadas em um gerador de funções. A prensa é do tipo MTS (*Material Testing System – Modelo 815*).

A pressão de confinamento é aplicada sobre o corpo de prova por ar comprimido em tubulações que interligam um compressor de ar à câmara triaxial. A Figura 44, a Figura 45 e a Figura 46 ilustram o exposto.

Figura 44 – Vista geral do equipamento para ensaio triaxial

Figura 45 – Câmara triaxial do Laboratório de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos

Figura 46 – Corpo de prova e fixadores de LVDTs

As amostras para moldagem de corpos de prova foram previamente secas, destorroadas e quarteadas.

- a) O teor de umidade para compactação dos corpos de prova variou em $\pm 1,0\%$ da umidade ótima obtida em ensaio de compactação. Através do umedecimento em câmara úmida, ou a partir da drenagem antes do ensaio, foram obtidos corpos de prova em que, no início dos testes, o teor de umidade estivesse próximo ao teor de umidade médio estimado “in situ” dos segmentos de rodovias estudados;
- b) Durante a moldagem de corpos de prova para compactação usaram-se soquetes, dividiu-se a montagem em cinco camadas em moldes de altura 10 cm e diâmetro 5,0 cm. Para controle da compactação usou-se o processo de “equivalência entre massa e volume”.

Foram efetuados dezesseis ensaios sobre amostras provenientes da BR 230 e catorze sobre amostras de solos da sub-base da PB 055. No total foram moldados seis corpos de prova para cada segmento.

A Tabela 10 ilustra resultados de testes sobre um corpo de amostra proveniente da BR 230.

Tabela 10 – Exemplo de resultados de ensaio triaxial na BR 230

Tensão de confinamento (MPa)	Tensão de desvio (MPa)	Deformação Axial (mm/mm)	Módulo de resiliência (MPa)
0.021	0.017	0.000106	158
	0.032	0.000239	134
	0.052	0.000239	218
0.035	0.035	0.000133	265
	0.061	0.000239	256
	0.082	0.000398	207
0.53	0.041	0.000239	173
	0.082	0.000848	97
	0.131	0.000451	291
0.070	0.049	0.000186	263
	0.107	0.000345	310
	0.182	0.000477	381
0.105	0.079	0.000212	374
	0.192	0.000371	518
	0.285	0.000610	468
0.140	0.117	0.000239	493
	0.233	0.000424	551
	0.391	0.000689	567

A estimativa dos módulos de resiliência usou a expressão proposta em DNER ME 131/94, item 7.1:

$$M_R = k_1 \sigma_3^{k_2}$$

Onde:

M_R é o módulo de resiliência;

k_1 e k_2 são coeficientes obtidos por regressão linear sobre a expressão acima, quando transformada para $\log(M_R) = \log(k_1) + k_2 \log(\sigma_3)$

A Figura 47 ilustra o primeiro dos resultados obtidos para um corpo de prova moldado com amostra da BR 230. O anexo A contém detalhes para todos os corpos de prova e segmentos testados.

Figura 47 – Exemplo de estimativa do módulo de resiliência a partir de corpo de prova submetido a ensaio triaxial com repetição de cargas e método DNER (1994), BR 230

A Tabela 11 resume resultados de estimativas de coeficientes para retas de regressão sobre módulos de resiliência para amostras da BR 230. Para maiores detalhes sobre os dados, consulte-se o anexo A.

Tabela 11 – Estimativa de módulos de resiliência para amostras da sub-base da BR 230

	Número da amostra	Coefficiente K_1	Coefficiente K_2	Coefficiente de determinação R^2
	1	963	0.41	0.47
	2	946	0.38	0.39
	3	1760	0.76	0.76
	4	1969	0.75	0.75
	5	1336	0.72	0.72
	6	1993	0.87	0.87
	7	2573	0.89	0.89
	8	1971	0.81	0.81
	9	1674	0.66	0.77
	10	3385	0.92	0.85
	11	692	0.40	0.77
	12	2335	0.72	0.83
	13	1620	0.58	0.69
	14	1509	0.56	0.82
	15	1505	0.58	0.72
	16	1604	0.64	0.69

$$M_R = k_1(\sigma_3)^{k_2}$$

As Tabela 12 e a Figura 48, analogamente, resumem exemplos para a PB 055.

Tabela 12 - Exemplo de resultados de ensaio triaxial na PB 055

Tensão de confinamento (MPa)	Tensão de desvio (MPa)	Deformação Axial (mm/mm)	Módulo de resiliência (MPa)
0.021	0.017	0.000108	155
	0.040	0.000135	293
	0.061	0.000189	322
0.035	0.035	0.000189	185
	0.069	0.000271	254
	0.096	0.000271	355
0.053	0.049	0.000108	451
	0.096	0.000298	323
	0.148	0.000352	421
0.070	0.064	0.000189	338
	0.121	0.000325	371
	0.198	0.000406	489
0.105	0.098	0.000189	516
	0.191	0.000379	503
	0.275	0.000676	406
0.140	0.128	0.000244	526
	0.275	0.000406	677
	0.386	0.000568	679

Figura 48 – Exemplo de estimativa do módulo de resiliência a partir de corpo de prova submetido a ensaio triaxial com repetição de cargas e método DNER (1994), PB 055

A Tabela 13 resume resultados de estimativas de coeficientes para retas de regressão sobre módulos de resiliência para amostras da PB 055. Para maiores detalhes sobre os dados, consulte-se o anexo A.

Tabela 13 - Estimativa de módulos de resiliência para amostras da sub-base da PB 055

	Número da amostra	Coeficiente K ₁	Coeficiente K ₂	Coeficiente de determinação R ²
$M_R = k_1(\sigma_3)^{k_2}$	1	1017	0.29	0.31
	2	1379	0.40	0.41
	3	1221	0.34	0.32
	4	1476	0.55	0.55
	5	1513	0.56	0.56
	6	571	0.15	0.26
	7	930	0.27	0.27
	8	1812	0.52	0.59
	9	787	0.28	0.41
	10	1118	0.34	0.36
	1	1047	0.44	0.41
	12	1603	0.50	0.74
	13	4215	0.88	0.62
	14	3592	0.57	0.49

6.4. Coleta de dados em campo com uso do pressiômetro PENCEL

Para a realização dos ensaios com o pressiômetro, adotou-se o procedimento sugerido por BRIAUD (1992). Em síntese:

- a) Após abertura da cavidade, diâmetro de 33mm, na sub-base, onde foi usado trado manual, inseriu-se a sonda no centro geométrico da camada estudada (Figura 49);

Figura 49 – Posição da sonda durante ensaio com o pressiômetro Pencil.

- b) Após inserção da sonda, aplicam-se as cargas – com mínimo de sete, e máximo de dez repetições. O limite para a carga foi 400kPa;
- c) Lê-se o volume de água injetado na sonda.

Foram realizados quarenta e cinco ensaios “in situ”, no segmento da PB 055, e vinte e sete na BR 230.

Na Tabela 14 estão inseridos dados relativos a: à descrição, à quantidade, à localização, ao tipo de pavimento, e à denominação dos trechos escolhidos para os ensaios com o pressiômetro PENCEL.

Tabela 14 – Descrição de localização de cavidades para ensaios com o pressiômetro Pencil

Segmento de rodovia	Número de ensaios	Trilha de roda do pavimento	Espaçamento entre as cavidades
BR 230	27	Externa	5,0 m
PB 055	45	Externa	5,0 m

6.5. Testes com pressiômetro PENCEL, módulos de elasticidade e repetições de carga

Para identificar expressões de relações entre o número de repetições de cargas (N) e os módulos de elasticidade a partir de dados obtidos em ensaios com repetições de aplicações de cargas em cavidade no solo:

- a) Adotaram-se os critérios sugeridos por BRIAUD (1992) e CLARKE (1995) que propõem eliminar a primeira aplicação da carga do conjunto de observações usado para estimativa do módulo de elasticidade;
- b) Os dados obtidos em campo permitiam a estimativa, ensaio a ensaio, de módulos de elasticidade transversal das sub-bases observadas. E, através de uso da relação entre propriedades elásticas de solos $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$, onde G designa o módulo de elasticidade transversal; E , o módulo de elasticidade de *Young*; ν o coeficiente de *Poisson* de solo, estimaram-se os módulos de elasticidade dos materiais estudados.
- c) Se E é o módulo de elasticidade de *Young*; e, N , o número de repetições de aplicações de carga em cada cavidade, a forma de expressões para a relação entre estas duas variáveis pode, segundo HURTADO & JORGE (1980), ser $E = a + b \log(N)$;
- d) O critério para seleção de função de melhor ajuste, em cada análise de ensaio, foi o maior coeficiente de determinação (R^2).

A Tabela 15 resume resultados de estimativas do módulo de elasticidade de *Young* a partir de módulos de elasticidade transversal estimado a partir de resultados de testes com pressiômetro PENCEL sobre a sub-base da BR 230.

Tabela 15 – Resumo de estimativas de módulo de elasticidade de Young (MPa) com uso do pressiômetro na sub-base da BR230 (“in situ”)

Número do ensaio	Número de aplicações de 400 kPa						
	1	2	3	4	5	6	7
1	13	61	68	83	86	92	94
2	12	64	75	80	86	99	77
3	15	59	72	73	81	84	80
4	13	57	62	65	72	72	76
5	14	78	85	89	91	99	97
6	12	60	77	90	94	87	96
7	18	60	68	71	72	77	75
8	11	69	84	87	94	94	92
9	15	68	83	90	110	101	109
10	17	101	120	135	117	138	121
11	14	97	99	111	117	114	127
12	19	70	86	89	97	96	97
13	20	66	76	84	83	90	94
14	17	57	66	70	69	73	76
15	15	62	66	77	81	85	89
16	13	63	74	80	83	86	86
17	15	65	75	80	83	86	90
18	13	62	75	85	86	92	91
19	12	89	111	108	109	115	122
20	13	47	56	60	62	67	67
21	13	73	82	86	85	90	96
22	16	74	82	81	80	84	84
23	22	124	124	119	152	169	179
24	25	130	150	166	168	191	186
25	23	87	109	104	115	117	115
26	24	109	136	139	139	136	144
27	19	69	88	89	92	92	82

A Tabela 16 resume resultados de estimativas do módulo de elasticidade de Young a partir de módulos de elasticidade transversal estimado a partir de resultados de testes com pressiômetro PENCEL sobre a sub-base da PB 055.

Tabela 16 - Resumo de estimativas de módulo de elasticidade de Young (MPa) com uso do pressiômetro na sub-base da PB055 ("in situ")

Número do ensaio	Número de aplicações de 400 kPa						
	1	2	3	4	5	6	7
1	12	58	70	76	77	82	84
2	21	111	137	137	129	154	150
3	20	96	118	129	123	152	156
4	22	106	141	128	142	138	140
5	28	160	195	189	251	251	260
6	13	57	62	60	76	79	80
7	19	86	101	121	122	104	130
8	15	78	97	100	108	113	120
9	12	51	65	70	74	106	110
10	30	220	134	260	241	183	300
11	10	69	76	77	88	86	90
12	12	60	76	77	88	86	92
13	32	70	75	78	77	81	90
14	14	102	136	161	207	198	200
15	20	82	101	98	112	122	120
16	27	76	84	91	91	94	100
17	18	70	80	87	87	96	99
18	14	57	67	64	69	71	72
19	23	115	162	172	175	178	180
20	9	52	61	61	61	74	78
21	16	79	86	101	97	92	95
22	10	51	79	96	112	85	99
23	19	96	117	151	155	145	150
24	7	33	51	63	64	77	80
25	5	35	45	53	82	66	80
26	6	36	41	72	87	86	90
27	30	66	76	75	81	85	91
28	9	35	47	53	64	69	72
29	8	42	61	64	76	75	80
30	6	37	53	57	74	61	75
31	7	39	58	57	62	69	72
32	12	61	117	154	185	141	170
33	6	31	61	93	136	125	140
34	8	45	93	74	101	157	160
35	5	33	45	93	61	82	85
36	7	34	79	59	117	78	99
37	8	33	71	77	78	94	100
38	8	62	71	70	83	93	100
39	7	46	47	61	73	62	75
40	10	54	66	71	69	127	120
41	14	100	171	168	183	170	190
42	24	149	182	205	193	189	195
43	18	102	140	158	193	165	192
44	17	61	68	71	93	71	90
45	23	67	73	82	91	96	99

A Figura 50 e a Figura 51 ilustram exemplos de estimativa de módulo de elasticidade transversal e de Young do segmento de rodovia BR 230. A Tabela 17 resume os coeficientes de expressões para as relações entre repetições e resultados de teste “in situ” para obter dados de estimativa para módulos de elasticidade na BR 230. Para maiores detalhes sobre os dados, consulte-se o anexo B.

Figura 50 - Relação entre a tensões e deformações radiais para estimativa de módulos de elasticidade transversal –Exemplo para a BR 230 (ensaio número 24)

Figura 51 - Módulo de elasticidade e aplicações de cargas (N) (BR 230, ensaio número 24)

Tabela 17 – Coeficientes de relações entre módulos de elasticidade e número de aplicações de cargas para amostras ‘in situ’ na BR 230

	Número da amostra	Coeficiente “a”	Coeficiente “b”	Coeficiente de determinação R ²
	1	41	65	0.97
	2	54	42	0.53
	3	49	42	0.88
	4	46	35	0.97
	5	67	37	0.95
	6	46	61	0.84
	7	53	29	0.93
	8	60	44	0.86
	9	46	77	0.90
	10	96	42	0.41
	11	78	52	0.88
$E = a + b \cdot \log(N)$	12	59	49	0.90
	13	52	49	0.96
	14	49	32	0.93
	15	45	52	0.97
	16	52	43	0.96
	17	53	49	0.96
	18	42	55	0.94
	19	79	49	0.80
	20	37	37	0.97
	21	63	37	0.92
	22	71	15	0.71
	23	78	100	0.72
	24	128	33	0.95
	25	77	50	0.80
	26	102	52	0.70
	27	63	39	0.75
	Média	61.26	49.68	0.85
	Desvio padrão	18.04	19.81	0.14

A Figura 52 e a Figura 53 ilustram exemplos de estimativas de módulos de elasticidade transversal e de Young do segmento de rodovia BR 230. A Tabela 18 resume os coeficientes de expressões para as relações entre repetições e resultados de teste “in situ” para obter dados de estimativa para módulos de elasticidade na BR 230. Para maiores detalhes sobre os dados, consulte-se o anexo B.

Figura 52 - Relação entre a tensões e deformações radiais para estimativa de módulos de elasticidade transversal –Exemplo para a PB 055 (ensaio número 19)

Figura 53 - Relação entre o módulo de elasticidade e o número de aplicações de cargas (N) – Segmento(PB 055, ensaio número 19)

Tabela 18 – Coeficientes de relações entre módulos de elasticidade e número de aplicações de cargas para amostras ‘in situ’ na PB 055.

	Número da amostra	Coeficiente “a”	Coeficiente “b”	Coeficiente de determinação R²
	1	58	14	0.98
	2	114	20	0.74
	3	94	31	0.88
	4	114	16	0.62
	5	153	58	0.87
	6	53	14	0.8
	7	88	20	0.66
	8	78	21	0.98
	9	44	32	0.81
	10	184	35	0.16
	11	68	11	0.91
	12	61	16	0.95
	13	68	8	0.77
	14	100	61	0.93
	15	81	21	0.91
	16	75	12	0.96
	17	69	15	0.96
	18	58	7	0.87
	19	125	34	0.87
	20	50	12	0.79
	21	81	9	0.59
	22	58	26	0.68
	23	99	32	0.82
	24	32	25	0.98
	25	31	25	0.81
	26	30	34	0.9
	27	65	12	0.91
	28	33	21	0.98
	29	43	20	0.96
	30	38	19	0.84
	31	40	17	0.93
	32	72	59	0.78
	33	26	64	0.94
	34	37	61	0.79
	35	34	29	0.6
	36	40	33	0.58
	37	37	34	0.94
	38	57	20	0.84
	39	42	16	0.77
	40	43	37	0.66
	41	116	42	0.77
	42	159	27	0.66
	43	105	48	0.87
	44	59	14	0.56
	45	63	18	0.95
	Média	71	27	0.81
	Desvio padrão	36	15	0.15

$$E = a + b \cdot \log(N)$$

7. O MANUSEIO DOS DADOS OBTIDOS

Neste capítulo, relatam-se e discutem-se conseqüências de manuseio estatístico dos dados obtidos nos testes com o pressiômetro “in situ” na BR 230 e na PB 055, e em laboratório através de ensaios triaxiais sobre amostras provenientes da sub-base desses segmentos de via estudados. As condições de contorno adotadas foram principalmente conclusões expostas por autores como SWEERE (1990), ALLEN & THOMPSON (1974), e MONISMITH, OGAWA & FREEME (1975).

7.1. Sobre a preparação de dados coletados em ensaios triaxiais

Os primeiros procedimentos para manusear os dados obtidos a partir de ensaios triaxiais foram submeter à análise de regressão e verificar a qualidade estatística dos resultados obtidos. Para isso: a expressão para o módulo de resiliência foi transformada para processamento através do método dos mínimos quadrados para a expressão $\log(M_R) = \log(k_1) + k_2 \log(\sigma_3)$.

O processamento de dados se deu em microcomputadores padrão IBM PC e o programa usado foi o STATISTICA 95, da StatSoft. Foram adotados três conjuntos de dados provenientes de ensaios sobre: o total das amostras, as amostras provenientes da PB 055 e as amostras provenientes da BR 230.

A Tabela 19, a Tabela 20 e a Tabela 21 resumem os dados numéricos obtidos e respectivas associações a testes estatísticos. A Figura 54 resume as estimativas de módulos de resiliência para os três casos estudados: amostras das BR 230 e PB 055 e o conjunto desses dados.

Tabela 19 – Análise de regressão sobre módulos de resiliência estimados com dados de ensaios triaxiais sobre o conjunto de amostras sobre a BR230 e a PB 055

Expressão	Valor	Resultado de teste estatístico
$M_R = 1585(\sigma_3)^{0.56}$	Número de ensaios	629
		<i>Grande amostra (N>30)</i>
	Coefficiente de correlação	0.766
		Com 95% de confiança $r > 0.081$ (tabela 5), rejeita-se a hipótese de que não há relação linear entre os logaritmos de tensões confinantes e o logaritmo de módulos de resiliência estimados através de ensaios triaxiais
	F estimado	88.21
	F para controle	3.0E-122
		$F_{\text{estimado}} > F[1, (n-2)]$ e rejeita-se a hipótese de que os coeficientes da regressão não sejam significativos

Tabela 20 - Análise de regressão sobre módulos de resiliência estimados com dados de ensaios triaxiais sobre as amostras provenientes da BR 230

Expressão	Valor	Resultado de teste estatístico
$M_R = 1862(\sigma_3)^{0.67}$	Número de ensaios	336
		<i>Grande amostra (N>30)</i>
	Coefficiente de correlação	0.886
		Com 95% de confiança $r > 0.112$ (tabela 5), rejeita-se a hipótese de que não há relação linear entre os logaritmos de tensões confinantes e o logaritmo de módulos de resiliência estimados através de ensaios triaxiais
	F estimado	1213.94
	F para controle	2.94E-113
		$F_{\text{estimado}} > F[1, (n-2)]$ e rejeita-se a hipótese de que os coeficientes da regressão não sejam significativos

Tabela 21 - Análise de regressão sobre módulos de resiliência estimados com dados de ensaios triaxiais sobre todas as amostras provenientes da PB 055

Expressão	Valor	Resultado de teste estatístico
$M_R = 1288(\sigma_3)^{0.43}$	Número de ensaios	293
		<i>Grande amostra (N>30)</i>
	Coefficiente de correlação	0.693
		Com 95% de confiança $r > 0.118$ (tabela 5), rejeita-se a hipótese de que não há relação linear entre os logaritmos de tensões confinantes e o logaritmo de módulos de resiliência estimados através de ensaios triaxiais
	F estimado	269.96
	F para controle	2.25E-43
		$F_{\text{estimado}} > F[1, (n-2)]$ e rejeita-se a hipótese de que os coeficientes da regressão não sejam significativos

Figura 54 – Módulos de resiliência a partir de dados obtidos em ensaios triaxiais

Em síntese, estudos com uso da análise de regressão indicam que o módulo de resiliência para os solos usados na construção das sub-bases da BR230 e da PB 055 poderiam ser estimados através de funções obtidas por análise de regressão sobre dados obtidos por ensaios triaxiais com repetições de aplicações de carga.

Adotar a analogia à pressão de pré-adensamento proposta por SWEERE (1990) e ALLEN & THOMPSON (1974), e assumir a hipótese de que *o comportamento de solos durante solicitações nos pavimentos faz com que a tensão de confinamento no início das ações cíclicas durante a passagem de veículos seja da ordem de “uma tensão inicial de confinamento”*, apesar do assunto necessitar ser melhor pesquisado, pode justificar a adoção de tensão mínima para confinamento em ensaios triaxiais proposta por SWEERE (1990): 10kPa.

Isso nos levou a adotar as funções de estimativa para o módulo de resiliência em cada ensaio, a partir de tensões de confinamento, para sugerir valores numéricos desse módulo quando a tensão para confinamento fosse 10kPa, um processo ilustrado graficamente na Figura 55. A Tabela 22 resume os resultados de estimativa de módulos de resiliência para os ensaios realizados e pressão para confinamento 10kPa.

Figura 55 – Ilustração de procedimento para obter o módulo de resiliência para 10kPa

Tabela 22 – Módulos de resiliência para 10kPa

BR230		PB055	
Ensaio	Módulo de resiliência (MPa)	Ensaio	Módulo de resiliência (MPa)
1	146	1	267
2	164	2	219
3	53	3	255
4	62	4	117
5	49	5	115
6	36	6	286
7	43	7	268
8	47	8	165
9	808	9	216
10	49	10	234
11	110	11	138
12	85	12	160
13	112	13	73
14	114	14	260
15	104		
16	84		

A Figura 56 resume estimativas para o módulo de resiliência a partir de ensaios triaxiais, quando se inclui estimativas para a tensão de confinamento 10kPa.

Figura 56 - Módulos de resiliência a partir de dados obtidos em ensaios triaxiais, incluindo a tensão de confinamento 10kPa

7.2. Sobre a preparação de dados coletados com o pressiômetro

Os primeiros procedimentos para manusear os dados obtidos a partir de ensaios com o pressiômetro foram submeter à análise de regressão e verificar a qualidade estatística dos resultados obtidos. Para isso: a expressão para o módulo de elasticidade de YOUNG foi admitida, para processamento através do método dos mínimos quadrados, ser a expressão $E = a + b \cdot \log(N)$, onde N é o número de repetições de cargas. O processamento de dados se deu em microcomputadores padrão IBM PC, e o programa usado foi o STATISTICA 95, da StatSoft. Foram adotados três conjuntos de dados provenientes de ensaios “in situ” sobre: o total de cavidades perfuradas nas sub-bases, as cavidades na PB 055 e as cavidades na BR 230.

A Tabela 23, a Tabela 24 e a Tabela 25 resumem os dados numéricos obtidos e respectivas associações a testes estatísticos. A Figura 57 resume as estimativas para os três casos estudados.

Tabela 23 – Análise de regressão sobre módulos de elasticidade estimados com dados obtidos com o pressiômetro sobre o conjunto de cavidades na BR230 e na PB 055

Expressão		Valor	Resultado de teste estatístico
$E = 72.88 + 51.61 \log(N)$	Número de ensaios	432	Grande amostra ($N > 30$)
	Coefficiente de correlação	0.333	Com 95% de confiança $r > 0.098$ (tabela 5), rejeita-se a hipótese de que não há relação linear entre os dados obtidos com o pressiômetro e o logaritmo do número de aplicações de carga
	F estimado	53.74	$F_{\text{estimado}} > F[1, (n-2)]$ e rejeita-se a hipótese de que os coeficientes da regressão não sejam significativos
	F para controle	1.15E-12	

Tabela 24 - Análise de regressão sobre módulos de elasticidade estimados com dados obtidos com o pressiômetro sobre as cavidades na BR 230

Expressão		Valor	Resultado de teste estatístico
$E = 75.46 + 35.25 \log(N)$	Número de ensaios	162	Grande amostra ($N > 30$)
	Coefficiente de correlação	0.348	Com 95% de confiança $r > 0.190$ (tabela 5), rejeita-se a hipótese de que não há relação linear entre os dados obtidos com o pressiômetro e o logaritmo do número de aplicações de carga
	F estimado	22.00	$F_{\text{estimado}} > F[1, (n-2)]$ e rejeita-se a hipótese de que os coeficientes da regressão não sejam significativos
	F para controle	5.79E-06	

Tabela 25 - Análise de regressão sobre módulos de elasticidade estimados com dados obtidos com o pressiômetro sobre as cavidades na PB 055

Expressão		Valor	Resultado de teste estatístico
$E = 71.33 + 61.43 \log(N)$	Número de ensaios	270	Grande amostra ($N > 30$)
	Coefficiente de correlação	0.344	Com 95% de confiança $r > 0.121$ (tabela 5), rejeita-se a hipótese de que não há relação linear entre os dados obtidos com o pressiômetro e o logaritmo do número de aplicações de carga
	F estimado	36.06	$F_{\text{estimado}} > F[1, (n-2)]$ e rejeita-se a hipótese de que os coeficientes da regressão não sejam significativos
	F para controle	6.21E-09

Figura 57 – Estimativas sobre módulos de elasticidade de Young a partir de dados obtidos com o pressiômetro

Em síntese, estudos com uso da análise de regressão indicam que o módulo de elasticidade de Young para os solos usados na construção das sub-bases da BR230 e da PB 055 poderiam ser estimados através de uso de dados coletados com o uso de pressiômetros “in situ”.

As condições para o ensaio no campo não permitem repetir as condições de teste no laboratório [200 repetições de aplicações de carga conforme prevê DNER (1994) ou 100 repetições de acordo com a AASHTO (1996)]. Numa tentativa de simular a ação de 200 repetições de carga, adotou-se a hipótese de que as funções para estimativa dos módulos de elasticidade obtidos com o uso de dados provenientes de testes com o pressiômetro podem ser úteis para a estimativa de módulos correspondentes a esse volume de repetições de solicitações. A Tabela 26 resume resultados obtidos com a aplicação dessa hipótese.

Tabela 26 – Módulos de elasticidade estimados a partir de dados obtidos com uso de pressiômetro para 200 aplicações de cargas

	Expressão	Estimativa de módulo de elasticidade (MPa)
Todas as cavidades	$E = 72.88 + 5161 \log(N)$	189
Cavidades na BR 230	$E = 75.46 + 35.25 \log(N)$	156
Cavidades na PB 055	$E = 71.33 + 6143 \log(N)$	212

7.3. Estimativas de intervalos de confiança para módulos

Adotaram-se, para continuidade dos estudos, intervalos de confiança associados às estimativas de módulos obtidos através de aceitação das retas de regressão obtidas.

A Figura 58, a Figura 59 e a Figura 60 resumem os intervalos de confiança nas estimativas de módulos de resiliência a partir de dados de ensaios triaxiais provenientes dos três conjuntos de amostras analisados.

Figura 58 – Intervalos de confiança de módulos de resiliência estimados para o conjunto de amostras das sub-bases da BR 230 e PB 055

Figura 59 - Intervalos de confiança de módulos de resiliência estimados para amostras da sub-base da BR 230

Figura 60 - Intervalos de confiança de módulos de resiliência estimados para amostras da sub-base da PB 055

A Figura 61, a Figura 62 e a Figura 63 resumem os *intervalos de confiança* nas estimativas de módulos de elasticidade a partir de dados de ensaios com o

pressiômetro, provenientes dos três conjuntos de cavidades nas sub-bases aqui analisados.

Figura 61 – Intervalos de confiança de módulos de elasticidade de Young estimados para o conjunto de cavidades na sub-bases da BR 230 e PB 055

Figura 62 - Intervalos de confiança de módulos de elasticidade de Young estimados para cavidades na sub-base da BR 230

Figura 63 - Intervalos de confiança de módulos de elasticidade de Young estimados para cavidades na sub-base da PB 055

A Tabela 27 resume os limites de intervalos de confiança de módulos de elasticidade de Young estimados a partir de dados obtidos usando as funções que os relacionam com o número de aplicações de carga para 200 repetições.

Tabela 27 – Intervalos de confiança de módulos de elasticidade estimados a partir de dados obtidos com uso de pressiômetro para 200 aplicações de cargas

	Expressão	Intervalo superior	Intervalo inferior
Todas as cavidades	$E = 72.88 + 51.61 \log(N)$	263	120
Cavidades na BR 230	$E = 75.46 + 35.25 \log(N)$	206	107
Cavidades na PB 055	$E = 71.33 + 61.43 \log(N)$	305	120

7.4. Interseções entre intervalos de confiança

Adotam-se, neste item, as convenções:

- a) Hachuras pretas verticais para delimitar os limites de tensões de confinamento para solicitações em bases de pavimentos propostas por SWEERE (1990);
- b) Hachuras vermelhas inclinadas para representar limites de intervalos de confiança de módulo de elasticidade de Young;
- c) Linhas azuis para amostras provenientes da BR 230, verdes para PB055 e vermelhas para o conjunto de solos de sub-base analisados para representar funções de expressão do módulo de resiliência;
- d) Linhas pretas para representar limites de intervalos de confiança em estimativas de módulos.

Para orientar conclusões e contribuir para a explicação de relações entre dados, a Figura 64, a Figura 65, e a Figura 66 contêm resultados de plotagem de:

- a) Intervalos de confiança de estimativas do módulo de resiliência em função da tensão de confinamento obtidos a partir de uso de dados coletados em ensaios triaxiais com repetições de carga em laboratório;
- b) Módulo de elasticidade de Young obtido através do uso de expressões deduzidas com dados provenientes de testes em campo sobre materiais de construção de sub-bases para 200 aplicações de carga na BR 230 e na PB 055;
- c) Limites de pressões de confinamento propostos por SWEERE(1990) para bases de pavimento.

Figura 64 – Interseção entre intervalos de confiança de módulos de elasticidade de Young estimados para cavidades na sub-base da BR 230 e da PB 055

Figura 65 - Interseção entre intervalos de confiança de módulos de elasticidade de Young estimados para cavidades na sub-base da BR 230

Figura 66 – Interseção entre intervalos de confiança de módulos de elasticidade de Young estimados para cavidades na sub-base da PB 055

Em resumo, em tentativas de uso e manuseio de dados obtidos através *de ensaios triaxiais em laboratório* e medidas com o pressiômetro em campo, tanto para os sub-conjuntos isolados de amostras na BR 230 e PB 055, como para o conjunto de todos esses dados, ocorreram áreas de interseção definidas entre os intervalos de confiança sugeridos pela análise estatística sobre as distribuições de estimativas de módulos de resiliência a partir de resultados de ensaios triaxiais, e de módulos de elasticidade de Young (*a partir de testes em campo com o pressiômetro*), através de produtos da análise de regressão.

Os dados e hipóteses expostos por MONISMITH, OGAWA & FREEME (1975), página 7, podem ser usados para justificar a extensão do uso dos limites de tensões de confinamento conforme o que aqui se fez, segundo o proposto por SWEERE (1990).

Reafirma-se que o confinamento de sub-bases de pavimentos no Brasil é um tópico que exige maior volume de investimento em pesquisas, porque infelizmente há um vácuo sobre a análise desse tópico durante as tentativas de consulta às principais bases de artigos e publicações. Após a proposta dos equipamentos pneumáticos para

uso nos estudos de pavimentos, ocorreu um afastamento dos pesquisadores em rodovias do uso de meios mais sofisticados como os eletro-hidráulicos comuns na mecânica dos solos para os ensaios triaxiais, recomendados pela AASHTO desde 1986 (AASHTO, 1986).

Repete-se, com a justificativa do parágrafo anterior, que no trabalho aqui relatado adota-se, como limites para tensões de confinamento, o mínimo de 10kPa, e o máximo de 40kPa.

Isto posto, por analogia ao vocabulário de controle de qualidade (JURAN & GRZYNA, 1991), pode-se concluir que *nas interseções entre intervalos de confiança, estimativas de módulos de resiliência efetuadas através de ensaios triaxiais com repetição de cargas em laboratório, e de módulos de elasticidade de Young a partir de resultados de ensaio em campo com o pressiômetro, se controlados pelas tensões de confinamento, poderiam refletir o mesmo processo de solicitação e resposta dos materiais granulares de construção de sub-bases de pavimentos flexíveis.*

Recordando o exposto por LADE (1979), resumido na tabela 3, o conteúdo dos parágrafos anteriores é equivalente à verificação de condições para aceitar a hipótese: *“os módulos de elasticidade, estimados a partir de manuseio sobre dados obtidos através de levantamentos em campo com uso de pressiômetros PENCEL poderão ser utilizados para estudo da relação entre tensões e deformações de solos granulares de sub-bases de pavimentos flexíveis”.*

8. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Métodos racionais para avaliação de comportamento de materiais de construção de pavimentos flexíveis usam informações fundamentais para o conhecimento de tensões e deformações em solos e agregados, e podem ser associados a técnicas empíricas para levantamento de dados e estimativa de valores para variáveis relacionadas com a resistência e rigidez de sólidos.

Ensaio, como o triaxial com repetição de aplicação de cargas, podem ser usados para melhor caracterizar materiais da estrutura de pavimentos, e orientar estudos sobre tensões e deformações, e simular em laboratório a aplicação de cargas em campo e a história de tensões de materiais.

Para verificar condições para aceitação da hipótese: *“os módulos de elasticidade, estimados a partir de manuseio sobre dados obtidos através de levantamentos em campo com uso de pressiômetros PENCEL poderão ser utilizados para estudo da relação entre tensões e deformações de solos granulares de sub-bases de pavimentos flexíveis”*, relataram-se e discutiram-se atividades durante ações e trabalhos sobre módulos de elasticidade, funcionamento estrutural e história de cargas desses componentes de pavimentos.

O procedimento adotado foi executar ensaios “in situ” para obter dados e estimar módulos de elasticidade transversal de componentes da sub-base de rodovias, a BR 230, a Rodovia Transamazônica, e a PB 055, que liga Guarabira a Sapé no estado da Paraíba, e, executar em laboratório ensaios triaxiais com repetições de aplicações de cargas sobre amostras das camadas ensaiadas em campo.

Mas, dentre outras hipóteses para o delineamento de conclusões que se segue, deve-se incluir nos raciocínios a hipótese aceita pelo meio técnico brasileiro de que os ensaios triaxiais executados de acordo com o método fixado pelo DNER (DNER, 1994) fornecem módulos de resiliência que refletem o comportamento de materiais de construção de pavimentos.

No capítulo 2:

- a) Foram definidos e descritos conceitos gerais sobre os solos, mostrando que esse produto do intemperismo sobre rochas, o mais antigo material de construção, é uma combinação de partículas sólidas, líquidas e gasosas cujo comportamento depende das propriedades e arranjos das partículas sólidas e das suas relações com as outras fases componentes do arcabouço dos solos;
- b) Ao discutir a presença de água nos solos e suas conseqüências foram ilustradas algumas das forças que governam as ações internas ao arcabouço dos solos;
- c) Mas, foi ao analisar tópicos sobre tensões e deformações em sólidos e solos que foram expostos aspectos teóricos sobre relações entre tensões e deformações. Em particular, as aplicações dessas teorias à estimativa de módulos de elasticidade do ponto de vista de comportamento de materiais usados na construção de pavimentos: os módulos de resiliência;
- d) Caso se queira ressaltar algum tópico entre os expostos ter-se-ia que recordar as aplicações da mecânica dos sólidos aos estudos de propriedades de materiais em camadas de pavimentos, e a exposição sobre relações entre propriedades de elasticidade de solos ou agregados.

No capítulo 3:

- a) É descrito o pressiômetro, e são expostos tópicos sobre o uso e história desse equipamento;
- b) São discutidos fatores que afetam a análise de dados obtidos por uso de ensaios com o pressiômetro PENCEL;

- c) E, são analisados conceitos e técnicas para interpretação de dados obtidos com o uso de pressiômetro;
- d) Os tópicos a ressaltar são a exposição de deduções que mostram que o pressiômetro PENCEL facilita o levantamento de dados para estimativa dos módulos de elasticidade transversal, e de Young.

No capítulo 4:

- a) É descrito o equipamento para ensaios triaxiais com repetição de aplicação de cargas;
- b) São expostos conceitos e definições sobre o módulo de resiliência;
- c) São discutidos processos para ensaios de solos e agregados;
- d) Também, discutem-se efeitos de tensões e repetições de cargas sobre os valores estimados para essa “propriedade da elasticidade” de solos;
- e) Há a ressaltar que o ensaio triaxial tem o crédito de ser aceito como uma simulação do comportamento de solos e agregados, quando confinados e solicitados por tensões. O capítulo contém amplo relato sobre discussões das relações entre o comportamento de solos e as ações de diversas variáveis que o solicitariam.

No capítulo 5:

- a) Expõe-se um conjunto de definições e alguns fatos teóricos associados à análise de regressão linear; a técnica da estatística usada para o controle de resultados de ensaios, estimativas e obtenção de informações para orientar a tomada de decisões durante o processo de delineamento de conclusões decorrentes de trabalhos aqui relatados;
- b) Há a ressaltar a discussão de alguns conceitos recentes sobre o coeficiente de correlação, destacando-se a introdução de valores para controle e níveis de significância dessa variável. Também destacam-se as discussões sobre intervalos de confiança de valores estimados através da técnica de análise de regressão.

No capítulo 6: resumem-se fatos sobre o levantamento de dados, e descrevem-se equipamentos e resultados obtidos.

No capítulo 7:

- a) Relatam-se e discutiram-se conseqüências de manuseio estatístico dos dados obtidos nos testes com o pressiômetro “in situ” na BR 230 e na PB 055, do estado da Paraíba, Brasil, e em laboratório através de ensaios triaxiais sobre amostras provenientes da sub-base desses segmentos de via estudados;
- b) Destacou-se que intervalos de confiança sobre resultados de estimativas obtidas através de uso de regressões lineares para módulos de elasticidade de Young e módulos de resiliência, com condições de contorno conforme SWEERE (1990), ALLEN & THOMPSON (1974) e MONISMITH, OGAWA & FREEME (1975) permitiram delinear condições para aceitar a hipótese que se desejou testar - tensões de confinamento entre os limites mínimo de 10kPa e máximo de 40kPa, usados como hipóteses como válidas para sub-bases;
- c) Os dados e hipóteses expostos por MONISMITH, OGAWA & FREEME (1975), página 7, são justificativas para os limites de tensões de confinamento conforme o proposto por SWEERE (1990).

8.1. Conclusão final

É fundamental ressaltar que a “busca de interseções entre intervalos de confiança sugeridos pela análise estatística sobre as distribuições de estimativas de módulos de resiliência a partir de resultados de ensaios triaxiais, e de módulos de elasticidade de Young (obtidos a partir de testes em campo com o pressiômetro), a partir de produtos de análise de regressão” foi um método para manuseio dos dados expostos no capítulo 6 (e relatado no capítulo 7), que se mostrou um processo eficaz e eficiente em indicar que as interseções entre intervalos de confiança (figuras 64, 65 e 66), se obtidas por métodos que incluam o controle pelas tensões de confinamento entre 10 e 40 kPa, poderiam exprimir o processo de solicitação e resposta às tensões dos materiais granulares de construção de sub-bases de pavimentos flexíveis.

Indo além, as “discussões de LADE (1979) para explicitar analogias entre o comportamento de solos e metais sob solicitação de tensões (cujos resultados estão resumidos na tabela 3)” são suporte para mostrar que tensões confinantes entre 10 e 40kPa podem ser condições de contorno para aceitar a hipótese “*os módulos de elasticidade, estimados a partir de manuseio sobre dados obtidos através de levantamentos em campo com uso de pressiômetros PENCEL poderão ser utilizados para estudo da relação entre tensões e deformações de solos granulares de sub-bases de pavimentos flexíveis*”.

8.2. Sugestões

A repetição dos processos adotados nesse trabalho poderá contribuir para ampliar o conhecimento sobre o comportamento de materiais de sub-bases nos pavimentos brasileiros. Ou seja, a adaptação do *pressiômetro de Menard*, BRIAUD & SHIELDS (1979), figura 4, para substituir o ensaio de prova de carga sobre placas por um ensaio “in situ”, mais econômico e de fácil execução, e capaz de fornecer dados para avaliação estrutural e elaboração de projetos de restauração de pavimentos pode fornecer conjuntos de ações para obtenção e interpretação de dados compatíveis com os obtidos através de ensaios triaxiais para a análise de sub-bases de pavimentos flexíveis.

Mas, o conhecimento de condições de confinamento de materiais de construção nas sub-bases de pavimentos brasileiros ainda exige grande volume de investimento em pesquisas para cobrir o vácuo sobre a análise desse tópico em nossas principais bases de artigos e publicações, porque a tensão de confinamento é uma das mais importantes variáveis para definir relações entre tensões e deformações nas camadas de pavimento. Particularmente a aplicação de programas para computador (tipo ELSYM5, FEPAVE, ILLI-PAVE ou assemelhados; análise numérica com aplicação de teorias clássicas como as de Boussinesq e Odemark, ou teoria dos elementos finitos podem levar a contribuições valiosas para o entendimento de comportamento de materiais das sub-bases (e mesmo de subleitos de rodovias), quando solicitadas pela cargas advindas do tráfego de veículos.

O AASHTO Design Guide, 1986, e o AASHTO Design Guide, 1993 recomendam *equipamentos eletro-hidráulicos para os ensaios de estimativa de módulos de resiliência*. O método da AASHTO T 294-92I (Resilient Modulus of Unbound Granular Base/Subbase Materials and Subgrade Soils) é o mais sugerido como substituto ao AASHTO T 274-82. A AASHTO, no método TP46-94/edition 1A (Standard Test Method for Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials – AASHTO Provisional Standard) também sugere usar equipamentos eletro-hidráulicos para testes. Após a proposta dos equipamentos pneumáticos pelo DNER (DNER, 1982), nos estudos sobre camadas de pavimentos, ocorreu um afastamento dos pesquisadores brasileiros em rodovias do uso de meios mais sofisticados como os eletro-hidráulicos, comuns na mecânica dos solos para os ensaios triaxiais e recomendados pela AASHTO desde 1986 (AASHTO, 1986), porque o procedimento de ensaio normatizado pelo DNER - DNER ME 131/86, e atualmente DNER ME 131/94, sugere equipamentos pneumáticos, conforme AASHTO (1982).

O parágrafo anterior faz sugerir que há o que se discutir para que órgãos brasileiros envolvidos com o estudo de pavimentos incluam entre suas ações a atualização dos equipamentos normatizados pelo Departamento Nacional de Estradas de Rodagem para aperfeiçoar a capacidade de análises sobre comportamento de materiais para construção de pavimentos e suas “propriedades de elasticidade” no Brasil.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (1974). PT.1 *Specifications* (M 145-73). Washington, D.C.
- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (1986). AASHTO Designations: T 274-82 - *Standard method of test for resilient modulus of subgrade soils. Methods of sampling and testing*. Washington, D.C.
- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (1992). Interim method of test for resilient modulus of granular base/sub-base materials and subgrade soils. SHRP protocol P46. AASHTO designation T 294-92I.
- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (1993). U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration National Highway Institute. *Design procedures for new pavements - A training course - Participant's manual*. ERES - Consultants 1.ed. Washington, D.C.
- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (1996). AASHTO Designations: TP46-94 - *Standard test method for determining the resilient modulus of soils and aggregate materials*. Provisional Standard, edition 1A. Washington, D.C.
- ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION (1991). Norme Française, NF P94-110 - Sols: *Reconnaissance et essai. Essai pressiométrique Ménard* Paris.
- ALLEN, J.J.; THOMPSON, M.R. (1974). Resilient response of granular materials subjected to time-dependent lateral stresses. *Transportation Research Record* n.510, pp. 1-13.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1988). ASTM Standard D4719-87 - *Standard test method for pressuremeter testing in soils*. Philadelphia. (Annual book of ASTM standard, Vol. 04.08).
- BAGUELIN, F.; JEZEQUEL, J.F.; LEMEE, E.; LE MAHAUTE, A. (1972). Expansion des sondes cylindriques dans les sols cohérents. *Bull. Liaison Labo. P. et Ch.* September - October.
- BAGUELIN, F.; JEZEQUEL, J.F.; SHIELDS, D.H. (1978). The pressuremeter and foundation engineering. 1. ed. *Series on Rock and Soil Mechanics*, vol. 2, n.4, (1974/77), Clausthal-Zellerfeld, W. Germany, Trans Tech Publications.

- BARKSDALE, R.D. (1975). Compressive stress pulse times in flexible pavements for use in dynamic testing. *Transportation Research Record*, n.537, pp.32-44.
- BISHOP, A.W.; HENKEL, D. (1972). *The measurement of soil properties in the triaxial test*. London, Edward Arnold Ltda.
- BRAUN, M. (1978). *Differential equation and their applications*. Berlin, Springer Verlag.
- BRIAUD, J.L. (1979). *The pressuremeter: application to pavement design*. Ph.D. Dissertation - Civil Engineering, University of Ottawa.
- BRIAUD, J.L.; SHIELDS, D.H. (1979). A special pressuremeter test for pavement evaluations and design. *Geotechnical Testing Journal*, vol. 2, n.3.
- BRIAUD, J.L.; LYTTON, R.L.; HUNG, J.T. (1982). Using a pressuremeter for pavement design and evaluation. In: International Symposium on Bearing Capacity of Roads and Airfields. Trondheim, Noruega.
- BRIAUD, J. L.; TUCKER, L.M.; MAKARIM, C.A. (1986). The pressuremeter and its marine applications. In: *International Symposium, 2., (ASTM Special Technical Publication n.950)*. A&M University, College Station, Texas, 2-3 May.
- BRIAUD, J.L.; CONSENTINO, P.J.; TERRY, T.A. (1987). Pressuremeter modulus for airport pavement design and evaluation. *Report DOT/FAA/PM-87-10*.
- BRIAUD, J.L. (1992). *The pressuremeter*. 1. ed. Rotterdam, A.A. Balkema, p.322.
- BROWN, S.F.; HYDE, A.F.L. (1975). Significance of cyclic confining stresses in repeat-load triaxial testing of granular materials. *Transportation Research Record*, n.537, p.49-58.
- CHASE, W.; BOWN, F. (1992). *General Statistics*. New York, John Wiley & Sons, Inc.
- CHEN, Y.T. (1990). *Correlating the pressuremeter with the california bearing ratio*. M.S. Thesis. Texas Tech. University.
- CONSENTINO, P.J.; CHEN, Y.T. (1991). Correlating resilient moduli from pressuremeter tests to laboratory California Bearing Ratio tests. Soils, Geology, and Foundations, Geotechnical Engineering. *Transportation Research Record*, n.1309.
- CLARKE, B.G. (1995). *Pressuremeter in geotechnical design*. London, An Imprint of Chapman & Hall.
- DESAI, C.S.; SIRIWARDANE, H.J. (1984). *Constitutive laws for engineering materials, with emphasis on geologic materials*. New Jersey, Prentice-Hall; Englewood Cliffs, p. 568.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1994). ME-131/94 Solos – *Determinação do módulo de resiliência*. Brasília, DF. Ministério dos Transportes.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1985). DNER-PRO 159-85 - *Projeto de Restauração de Pavimentos Flexíveis e Semi-rígidos*. Rio de Janeiro.
- DYER M. (1986). Experimental soil engineering and models for geomechanics. In: SYMPOSIUM INTERNATIONAL FOR NUMERICAL AND ANALYTICAL METHODS IN GEOMECHANICS, 2., p. 873-906.
- DRUCKER, D.C.; GIBSON, R.E.; HENKEL, D.J. (1957). Soil mechanics and work-hardening theories of plasticity. *Trans. ASCE*, n.122, p. 338-346.

- ERVIN, M.C. (1983). *In-situ testing for geotechnical investigations*. Proceedings of an extension course on in-situ testing for geotechnical investigations. Sydney, A.A.Balkema/Rotterdam, May-june.
- FREDLUND, D.G.; RAHARDJO, H., (1993). *Soil mechanics for unsaturated soils. school of civil and structural engineering*. New York, John Wiley & Sons, Inc.
- GUDEHUS, G.; DARVE, F.; VARDOULAKIS, I. (1984). Constitutive relations for soils. In: INTERNATIONAL WORKSHOP ON CONSTITUTIVE RELATIONS FOR SOILS, Grenoble, France, 6-8 September, 1982. A.A.Balkema.
- HEMPEL, C.G. (1970). *Aspects of scientific explanation and other essays in the philosophy of science*. New York., The Free Press.
- HEMPEL, C.G. (1981). *Filosofia da ciência natural*. Trad. por P.S. ROCHA. 3.ed. Rio de Janeiro, ZAHAR Editores.
- HICKS, R.G. (1970). *Factors influencint the resilient properties of granular materials*. Tese (Doutorado) - Universidade da Califórnia, Berkeley.
- HICKS, R.G., MONISMITH, C.L. (1971). Factors influencint the resilient properties of granular materials. *Highway Research Record*, 345, Highway Soils Engineering.
- HOFFMANN, R., VIEIRA, S. (1977). *Análise de regressão: uma introdução a econometria*, São Paulo, Hucitec- EDUSP.
- HVEEM, F.N. (1955). Pavement deflection and fatigue failures, *Transportation Research Record*, p. 43-87.
- HUGHES, J.M.O.; WROTH, G.P.; WINDLE, D. (1977). Pressuremeter tests in sand. *Geotechnique*, vol.27, n. 4.
- JAMIOLKOWSKI, M. (1985). New developments in field and laboratory testing of soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 11., San Francisco, vol.1, 12-16 August. A.A. Balkema.
- JEZEQUEL, J.F.; LEMASSON, H.; TOUZE, J.(1968). Le pressiometre Louis Menard: quelques problemes de mise en oeuvre et leur influence sur les valeurs pressiometriques. *Bulletin de Liaison des Laboratoires Routiers des Ponts et Chaussées*, n.32.
- JURAN, J.M.; GRZYNA, F.M. (1991). *Controle de qualidade, conceitos, políticas e filosofia da qualidade*. São Paulo, Makron, McGraw-Hill.
- KAWAKANI, F.; OGAMA, G. (1965). Strenght and deformation of compacted soil subjected to repeated stress applications. In: INTERNATIONAL CONFERENCE OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 6., Canada.
- KOGLER, F.; SCHEIDIG, A. (1948). *Baugrund und Bauwerk, Fünfte Durchgesehene und Verbesserte Auflage*. Berlin, Mit 298 Textabbildungen und 2 Tafeln, Verlag Von Wilhelm Ernst & Sohn.
- LABORATOIRES CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSEES – LCPC-SETRA (1985). *Regles de justification des foundations sur pieux a partir des resultats des essais pressiometriques*. Paris, Service d'études techniques des routes et autoroutes, October.
- LADE, P.V. (1979). *Three-dimensional stress-strain behaviour and modelling of solid*?. Lectures at the ruhr-university Bochum.

- LAMÉ, G. (1852). *Leçons sur la théorie mathématique de L'élasticité des corps solides*, Paris, Bachelier.
- LENTZ, R.W.; BALADI, G.Y. (1981). Constitutive equation for permanent strain of sand subjected to cyclic loading. *Transportation Research Record*, n.810, p.50-54.
- LUCENA, F.B., COSTA, C.R.V., BRASILEIRO, F.E. GONFIN, Y.C., SOUZA, J.B.Q. (1988). Características e propriedades de resistência dos materiais dos trechos experimentais da BR 230/PB. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 23., *Anais*. Florianópolis.
- MACÊDO, J.A.G. (1996). *Interpretação de ensaios defletométricos para avaliação estrutural de pavimentos flexíveis*. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- MEDINA, J. (1991). Evolução da mecânica dos pavimentos no Brasil. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 25., *Anais*. São Paulo.
- MEDINA, J. (1997). *Mecânica dos pavimentos*, 1 ed. Rio de Janeiro, Editora UFRJ.
- MENARD, L. (1957). *An apparatus for measuring the strength of soils in place*. Dissertation. Universidade de Illinois.
- MONISMITH, C.L., OGAWA, N., FREEME, R. C. (1975). Permanent deformation characteristics of subgrade soils due to repeated loading *Transportation Research Record*, n. 537, In: Annual Meeting of the Transportation Research Board, 54., Washington, D.C.
- MOTTA, L.M.G. (1991). *Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis; critérios de confiabilidade e ensaios de cargas repetidas*. Tese (Doutorado). Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- ODA, M. (1972). Initial fabrics and their relations to mechanical properties of granular material. *Soils and Foundations*, v.12, n.12, p.17-36.
- O'REILLY, M.P.; BROWN, S.F. (1991). *Cyclic loading of soils: from theory to design*. Nottingham. Blackie and Son Ltd Bishopbriggs.
- PREUSSLER, E.S. (1979). A consideração das deflexões na avaliação estrutural de pavimentos asfálticos. In: SIMPÓSIO INTERNACIONAL DE AVALIAÇÃO DE PAVIMENTOS E PROJETO DE REFORÇO, Rio de Janeiro, *Anais*. ABPv.
- PREUSSLER, E.S. (1983). *Estudo da deformação resiliente de pavimentos flexíveis e aplicação ao projeto de camadas de reforço*. Tese (Doutorado) Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- PREUSSLER, E.S. (1978). *Ensaio triaxiais dinâmicos de um solo arenoso*. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- PUMPHREY, N.D.J.; LENTZ, R.W. (1986). Deformation analyses of florida highway subgrade sand subjected to repeated load triaxial test. *Transportation Research Record*, n.1089, p.49-56.
- ROCTEST (1995). *Standard Pencil pressuremeter 2500 kPa capacity*. Instruction manual. Montreal. ROCTEST Limited, Irad/Gage geotechnical and structural instrumentation and techniques.
- SEED, H.B.; CHAN, C.K. (1958). Effect of stress history and frequency of stress application on deformation of clay subgrades under repeated loading – *Proceedings of Highway Research Board*, vol. 37.

- SEED, H.B.; CHAN, C.K. (1959). Structure and strength of compacted clays. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division - ASCE*, vol. 85.
- SEED, H.B.; CHAN, C.K. (1961). Effect of duration of stress application on soil deformation under repeated loading. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5., Paris.
- SEED, H.B.; CHAN, C.K.; LEE C.E. (1962). Resilience characteristics of subgrade soils and their relation to fatigue failures in asphalt pavements. In: INTERNATIONAL CONFERENCE STRUCTURAL DESIGN OF ASPHALT PAVEMENTS. *Proceedings*. Ann Arbor. vol. 1, p.611-636.
- SVENSON, M. (1980). *Ensaaios triaxiais dinâmicos de solos argilosos*. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- STATISTICA (1995). *Statistica for Windows*. Tulsa, OK, EUA. StatSoft, Inc.
- SWEERE G.T.H. (1990). *Unbound granular bases for roads*. Ter verkrijging van de graad van doctor - Road and Railroad Research Laboratory of the Faculty of Civil Engineering of Delft University of Technology.
- TERZAGHI, K. (1936). *The shearing resistance of saturated soils and the angle between the planes of shear*. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1., *Proceedings*. vol. 1.
- TIMOSHENKO, S.; GOODIER, J.N. (1951). *Theory of elasticity*. 2^{ed}. New York, McGraw-Hill Book Company, Inc.
- YODER, E.J.; WITCZAK, M.W. (1975). *Principles of pavement design*. 2^{ed}. New York, John Wiley & Sons.
- YONG, R.N.; WARKENTIN, B.P. (1975). Soil properties and behaviour. Amsterdam, *Developments in Geotechnical Engineering*, 5. Elsevier Scientific Publishing Company.

OBRAS CONSULTADAS

- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY OFFICIALS (1962). *Pavement research special report 61E*. Washington, D.C.
- ATKINSON, J.H.; SALLFORS, G. (1990). Experimental determinations of stress strain time characteristics in laboratory and in situ test. In: EUROPEAN CONFERENCE SMFE, 10., Florence, Italy, p. 915-958.
- BOYCE, W.E. and DiPrima, R.C. (1969). *Elementary differential equations and boundary value problem*. New York, John Wiley and Sons.
- BRIAUD, J.L.; LYTTON, R.L.; HUNG, J.T.; (1983). Obtaining moduli from cyclic pressuremeter tests. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, May.
- BRIAUD, J.L.; NOUBANI, A.; KILGORE, J.; TUCKER, L.M. (1985c). Correlation between pressuremeter data and other parameters. *Research Report*, Civil Engineering, Texas A&M University.
- CARTER, M.; BENTLEY, S.P. (1991). *Correlations of soil properties*. London, Pentech press limited.
- CERNICA, JOHN, N. (1995). *Geotechnical Engineering*, Soil Mechanics, New York, John Wiley & Sons, Inc.
- CHEN, Z.H. (1995). In: FIRST INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS. *Proceedings*. Unsaturated Soils. Paris, 6-8 September, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. 3v.
- DE SOUSA COUTINHO, GABRIEL A. F. (1990). Radial expansion of cylindrical cavities in sandy soils. Application to pressuremeter tests. Lab Nacional de Engenharia Civil, Lisboa. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 27, n.6, Dec, p.737-748.
- ELLIOTT R.P.; THORNTON S.I. (1990). Resiliente Modulus and AASHTO pavement design. *Transportation Research Record*, n.1196, p.116-124.
- FREDLUND, D.G.; BERGAN, T.; WONG, P.K. (1977). Relation between resilient modulus and stress condition for cohesive subgrade soils. *Transportation Research Record*, n.642, pp.73-81.
- HAAS, R.; HUDSON, W.R.; ZANIEWSKI, J. (1994). *Modern pavement management*. Malamar; Florida, Krieger Publishing Co.
- KASIANCHUCK, D.A.; ARGUE, G.H. (1972). A comparison of plate load testing with the wave propagation technique. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE STRUCTURAL DESIGN OF FLEXIBLE PAVEMENTS, 3., London, p. 444-454.

- LOFTI, H.A.; SCHWARTZ, C.W.; WITCZAK M.W. (1988). Compaction specification for the control of pavement subgrade rutting. *Transportation Research Record*, n. 1196.
- MANASSERO, M. (1989). Stress-strain relationships from drained self-boring pressuremeter tests in sands. *Geotechnique* vol. 39, n.2, June, p. 293-307.
- MEDINA, J.; PREUSSLER, E. S. (1980). Características resilientes de solos em estudos de pavimentos. *Revista Solos e Rocha*, vol. 1, Abril.
- MITCHELL, J.K. (1993). *Fundamentals of soil behavior*. 2.ed. New York, John Wiley & Sons, Inc.
- MURAT, JEAN-ROBERT; LEMOIGNE, YANNICK (1988). Improved calibration and correction techniques for pressuremeters. *Geotechnical Testing Journal*, vol.11, n.3, September, p.195-203.
- NOGAMI, J.S.; VILLIBOR, D.F. (1995). *Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos*. São Paulo, Editora Vilibor.
- PALMER, A.C.; PEARCE, J.A. (1973). Plasticity theory without yield surfaces. In: SYMPOSIUM ON ROLE OF PLASTICITY IN SOIL MECHANICS. *Proceedings*. Cambridge, p.188-200.
- PARRY, R.H.G. (1995). *Mohr circles, stress paths and geotechnics*. London, E & FN Spon an Imprint of Chapman & Hall.
- PORTER O. J. (1942). Foundations for flexible pavements. In: REUNIÃO ANUAL DO HIGHWAY RESEARCH BOARD, 22., U.S.A.
- SHIELDS, D.H.; BAUER, G.E., (1975). Determination of the modulus of deformation of sensitive clay using laboratory and in situ tests. *ASCE Spec. Conf. In situ measurement of soil properties*, Raleigh., vol. 1, p.395-421.
- WOOD, D.M. (1982). Laboratory investigations of the behaviour of soils under cyclic loading: A Review. *Soil Mechanics - Transient and Cyclic Loads*. Edited by G.N. Pande O.C. Zienkiewicz. John Wiley & Sons Ltd.