



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

***APLICAÇÃO DE UM MODELO
CONSTITUTIVO PARA A ANÁLISE DAS
DEFORMAÇÕES EM UM SOLO
COMPACTADO NÃO SATURADO***

AUTORA: JULIANA MARIA DE MORAIS SOBREIRA VALENÇA
ORIENTADOR: AMARO HENRIQUE PESSOA LINS

RECIFE, JUNHO DE 2002

UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

***APLICAÇÃO DE UM MODELO CONSTITUTIVO
PARA A ANÁLISE DAS DEFORMAÇÕES EM UM
SOLO COMPACTADO NÃO SATURADO***

Recife - Brasil

***APLICAÇÃO DE UM MODELO CONSTITUTIVO PARA A
ANÁLISE DAS DEFORMAÇÕES EM UM SOLO
COMPACTADO NÃO SATURADO***

Juliana Maria de Moraes Sobreira Valença

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS À OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Aprovada por:

Amaro Henrique Pessoa Lins, D. Sc.
(Presidente)

Raimundo Leidimar Bezerra, D. Sc.

Sílvia Romero de Melo Ferreira, D. Sc.

Lícia Mouta da Costa, D. Sc.

Recife, PE – Brasil
Junho de 2002

Valença, Juliana Maria de Moraes Sobreira Valença
Aplicação de um modelo constitutivo para a análise das deformações
em um solo compactado não saturado/Juliana Maria de Moraes Sobreira
Valença. – Recife, 2002.

Xx, 121 folhas: il., tab., gráf.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco.
Engenharia Civil, 2002.

Inclui bibliografia

1. Solos não saturados – Solos Compactados. 2. Deformações. 3.
Modelo elastoplástico. I. Título.

A meus pais, meu marido, meu filho e meus irmãos
e aos que colaboraram
para realização deste trabalho

AGRADECIMENTOS

A Deus, que é alicerce.

Aos meus pais , Paulo e Helena; meu esposo, Marcos; meu filho Marcos Neto; meus irmãos, Roberto, Geó e Guga; pelo apoio, pelo incentivo e pelo amor.

Ao meu orientador, professor Amaro Henrique Pessoa Lins pela orientação, incentivo, dedicação e sugestões para a realização desta Dissertação.

Ao corpo docente da Universidade Federal de Pernambuco, pelo apoio, incentivo e amizade, Lícia Mouta, Sílvio Romero, Washington, Jucá, José Maria, Jaime Cabral, Jaime Gusmão, Oscar, Bernard e demais.

Aos companheiros e amigos de Mestrado, Vera Melo, Stela Fucale, Suzete, João, Kaline, Adriana, Mônica, Silvana, Odete, Raimundo, Veruschka, Simone, Orlando, Érico, Ana Tereza, Felipe, Fernando, Samuel, Rogéria, Adriano, Cris, Marília, Renato e demais.

Aos funcionários e laboratoristas do Laboratório de Solos e Instrumentação da UFPE, Laudénice, Antônio Brito, Chico, João Telles, Everaldo e Joaquim.

Resumo da Dissertação apresentada à UFPE como parte dos requisitos necessários para obtenção do grau de Mestre em Ciências (M. Sc.)

***APLICAÇÃO DE UM MODELO CONSTITUTIVO PARA A ANÁLISE DAS
DEFORMAÇÕES EM UM SOLO COMPACTADO NÃO SATURADO***

por

Juliana Maria de Moraes Sobreira Valença

Amaro Henrique Pessoa Lins

Orientador

RESUMO

O presente trabalho tem por objetivo analisar a aplicabilidade do modelo elastoplástico desenvolvido por ALONSO, GENS e JOSA (1990) na análise do comportamento tensão-deformação de um solo compactado não saturado. O modelo foi utilizado na previsão do comportamento de amostras compactadas estaticamente, em diferentes condições de umidade e densidade, e ensaiadas numa célula edométrica com controle de sucção, aplicando-se carregamentos verticais e mantendo-se uma sucção constante, igual a 150kPa, até atingir-se um valor pré-definido de tensão vertical (50kPa, 100kPa, 400kPa), quando procedia-se a inundação da amostra.

Na definição das equações do modelo foram utilizados dois conjuntos de parâmetros, sendo o primeiro obtido por PERAZZO (1996) através de ensaios com tensão vertical de consolidação constante, variando a sucção e ensaios com sucção constante variando a tensão vertical de consolidação; e o segundo foi obtido a partir de ensaios edométricos com sucção constante e tensão vertical variável seguido de inundação sob tensão vertical constante.

Com base nas comparações das curvas tensão-deformação obtidas nos ensaios com as obtidas pelo modelo, são feitas considerações sobre a capacidade do modelo em prever o comportamento das amostras compactadas sob diferentes condições de compactação.

ABSTRACT

This dissertation aims to analyse the applicability, of an elasto-plastic model, proposed by ALONSO, GENS and JOSA (1990), to describe the stress-strain behaviour of an unsaturated compacted soil. The model was used to predict the behaviour of samples compacted statically, at different water content and density conditions, and tested in an oedometric apparatus under suction control. The vertical stress was applied in stages, at an increment ratio equal to one. The samples were inundated at specific vertical stresses of 50kPa, 100kPa and 400kPa.

Two sets of parameters were used in the model formulation. The first one was obtained by PERAZZO (1996) by using the results of oedometric tests with suction control in samples compacted at optimum water content at Proctor compaction curve; the second one was obtained from the results of the tests presented in this dissertation.

Based on the comparison of the experimental results with the model prediction, some considerations were made about the ability of the model to predict the stress-strain behaviour of unsaturated compacted samples, molded at different compaction conditions.

ÍNDICE

LISTA DE FIGURAS	xi
LISTA DE TABELAS	xviii
LISTA DE SÍMBOLOS	xx
CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO	
1.1. Introdução	1
1.2. Objetivos	3
1.3. Estrutura da Dissertação	3
CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	
2.1. Solos não saturados	5
2.2. Conceitos básicos sobre solos não saturados	6
2.2.1. Importância das condições climáticas	6
2.2.2. Propriedades das fases constituintes de um solo não saturado	6
2.2.3. Conceito de sucção	8
2.2.4. Variáveis tensionais	9
2.2.5. Compressibilidade	12
2.3. Solos compactados	16
2.3.1. Conceito	16
2.3.2. Compactação no laboratório	20
CAPÍTULO 3 - MODELOS ELASTOPLÁSTICOS	
3.1 Definição	23
3.2 Requisitos para constituição de um modelo elasto-plástico	24
3.3 Modelo cam-clay para solos saturados	25
3.4 Modelo cam-clay modificado para solos saturados	30
3.5 Comportamento elástico	31
3.6 Comportamento plástico	33

CAPÍTULO 4 – MODELAGEM DOS SOLOS NÃO SATURADOS

4.1 Histórico	34
4.2 Características relevantes dos solos parcialmente saturados	37
4.3 Formulação para estado de tensões isotrópicas segundo o modelo de ALONSO et al (1990)	40
4.3.1 Curva LC	44
4.3.2 Curva SI	47
4.3.3 Acoplamento das curvas SI e LC	49

CAPÍTULO 5 – PROPRIEDADES DO SOLO ENSAIADO

5.1 Propriedades do solo estudado	52
5.1.1 Localização	52
5.1.2 Aspectos climáticos	54
5.1.3 Aspectos geológicos	55
5.1.4 Aspectos geotécnicos	56
5.1.5 Aspectos topográficos	56
5.1.6 Aspectos geomorfológicos	57
5.2 Características do solo	57
5.2.1 Retirada das amostras	58
5.2.2 Granulometria	58
5.2.3 Limites de Atterberg e classificação do solo	59
5.2.4 Densidade relativa dos grãos	61
5.2.5 Peso específico aparente seco máximo e umidade ótima	61

CAPÍTULO 6 – METODOLOGIA EMPREGADA NOS ENSAIOS

6.1 Introdução	63
6.2 Moldagem dos corpos de prova	64
6.3 Equipamentos e técnicas de ensaio	67
6.4 Equipamentos – ensaio edométrico com sucção controlada	69

CAPÍTULO 7 – APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

7.1 Resultados dos ensaios	71
7.2 Análise dos resultados experimentais	79

7.2.1 Considerações gerais	79
7.3. Análise da aplicação do modelo de ALONSO et al (1990)	80
7.3.1. Parâmetros de PERAZZO (1996)	80
7.3.2. Parâmetros Modificados	94
7.4. Análise das deformações ocorridas sob tensão constante após a inundação	107
7.4.1. Parâmetros obtidos por PERAZZO (1996)	107
7.4.2. Parâmetros Modificados	112

CAPÍTULO 8 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS

PESQUISAS

8.1 Conclusões	117
8.2 Sugestões para futuras pesquisas	118

CAPÍTULO 9 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	119
--	------------

LISTA DE FIGURAS

CAPÍTULO 2

- Figura 2.1 - Estrutura floclulada
Figura 2.2 - Estrutura dispersa
Figura 2.3 - Variação da estrutura com as condições de compactação
Figura 2.4 - Curvas tensão-deformação das estruturas dispersas e flocluladas

CAPÍTULO 3

- Figura 3.1 - Relação entre volume específico e tensões médias em ensaios triaxiais sob carregamento isotrópico
Figura 3.2 - Superfície de Fronteira de estados possíveis
Figura 3.3 - Superfície de Plastificação do Cam-Clay
Figura 3.4 - Superfície do modelo Cam-Clay modificado no espaço (p' , q , v)
Figura 3.5 - Superfície de Plastificação do Cam-Clay modificado

CAPÍTULO 4

- Figura 4.1 Variação de Volume sob tensão isotrópica (BISHOP e BLIGHT, 1963)
Figura 4.2 Trajetórias de tensão para os ensaios (JOSA et al, 1987)
Figura 4.3 Deformações Volumétricas medidas em ensaios (JOSA et al., 1987)
Figura 4.4 Relação entre as tensões de pré-adensamento
Figura 4.5 Carregamento isotrópico a sucção constante (ALONSO et al., 1987)
Figura 4.6 Trajetórias de umedecimento a diferentes valores de tensão média
Figura 4.7 Trajetória de tensão de secagem
Figura 4.8 Representação da superfície de plastificação no espaço (p , q , s)
Figura 4.9 Formulação da lei de deformação elasto-plástica segundo o modelo de ALONSO et al (1990)

Figura 4.10 Acoplamento das curvas LC e SI

CAPÍTULO 5

- Figura 5.1 Rio Pirapama e Barragem do Rio Pirapama
- Figura 5.2 Mapa de Localização do Rio Pirapama e da Barragem Pirapama
- Figura 5.3 Bacia do Rio Pirapama
- Figura 5.4 Ensaio de granulometria
- Figura 5.5 Limite de Liquidez
- Figura 5.6 Ensaio de compactação

CAPÍTULO 6

- Figura 6.1 Trajetórias de Tensões seguidas nos ensaios
- Figura 6.2 Esquema do equipamento de membrana de pressão
- Figura 6.3 Visão geral do equipamento oedométrico com sucção controlada (FERREIRA, 1995)

CAPÍTULO 7

- Figura 7.1 Curvas Tensão – Deformação na umidade ótima
- Figura 7.2 Curvas Tensão – Deformação na umidade ótima –2%
- Figura 7.3 Curvas Tensão – Deformação na umidade ótima –4%
- Figura 7.4 Curvas Tensão – Deformação na umidade ótima
- Figura 7.5 Curvas Tensão – Deformação na umidade ótima
- Figura 7.6 Curvas Tensão – Deformação na umidade ótima –2%
- Figura 7.7 Curvas Tensão – Deformação na umidade ótima –4%
- Figura 7.8 Curva LC de PERAZZO (1996)
- Figura 7.9 Comparação da curva tensão-deformação teórica com a curva experimental - Ensaio 1.1
- Figura 7.10 Comparação da curva tensão-deformação teórica com a curva

- experimental – Ensaio 2.1
- Figura 7.11 Comparação da curva tensão-deformação teórica com a curva experimental Ensaio 3.1
- Figura 7.12 Comparação da curva tensão-deformação teórica com a curva experimental - Ensaio 4.1
- Figura 7.13 Comparação da curva tensão-deformação teórica com a curva experimental - Ensaio 1.2
- Figura 7.14 Comparação da curva tensão-deformação teórica com a curva experimental - Ensaio 2.2
- Figura 7.15 Comparação da curva tensão-deformação teórica com a curva experimental - Ensaio 3.2
- Figura 7.16 Comparação da curva tensão-deformação teórica com a curva experimental - Ensaio 4.2
- Figura 7.17 Comparação da curva tensão-deformação teórica com a curva experimental - Ensaio 1.3
- Figura 7.18 Comparação da curva tensão-deformação teórica com a curva experimental - Ensaio 2.3
- Figura 7.19 Comparação da curva tensão-deformação teórica com a curva experimental Ensaio 3.3
- Figura 7.20 Comparação da curva tensão-deformação teórica com a curva experimental - Ensaio 4.3
- Figura 7.21 Comparação da curva tensão-deformação teórica com a curva experimental - Ensaio 1.1
- Figura 7.22 Comparação da curva tensão-deformação teórica com a curva experimental - Ensaio 2.1
- Figura 7.23 Comparação da curva tensão-deformação teórica com a curva experimental - Ensaio 3.1
- Figura 7.24 Comparação da curva tensão-deformação teórica com a curva experimental - Ensaio 4.1
- Figura 7.25 Comparação da curva tensão-deformação teórica com a curva experimental - Ensaio 1.1
- Figura 7.26 Comparação da curva tensão-deformação teórica com a curva experimental - Ensaio 2.1

- Figura 7.27 Comparação da curva tensão-deformação teórica com a curva experimental - Ensaio 3.1
- Figura 7.28 Comparação da curva tensão-deformação teórica com a curva experimental - Ensaio 4.1
- Figura 7.29 Comparação da curva tensão-deformação teórica com a curva experimental - Ensaio 1.2
- Figura 7.30 Comparação da curva tensão-deformação teórica com a curva experimental - Ensaio 2.2
- Figura 7.31 Comparação da curva tensão-deformação teórica com a curva experimental - Ensaio 3.2
- Figura 7.32 Comparação da curva tensão-deformação teórica com a curva experimental - Ensaio 4.2
- Figura 7.33 Comparação da curva tensão-deformação teórica com a curva experimental - Ensaio 1.3
- Figura 7.34 Comparação da curva tensão-deformação teórica com a curva experimental - Ensaio 2.3
- Figura 7.35 Comparação da curva tensão-deformação teórica com a curva experimental - Ensaio 3.3
- Figura 7.36 Comparação da curva tensão-deformação teórica com a curva experimental - Ensaio 4.3
- Figura 7.37 Curva LC com Sucção de 150kPa
- Figura 7.38 Curva LC com Trajetória de Tensões(tensão de inundação de 100kPa)
- Figura 7.39 Curva LC com Trajetória de Tensões (tensão de inundação de 400kPa)
- Figura 7.40 Relação entre a tensão de pré-adensamento saturada e a densidade
- Figura 7.41 Comparação das curvas tensão-deformação teórica e experimental - Ensaio 1.1
- Figura 7.42 Comparação das curvas tensão-deformação teórica e experimental - Ensaio 2.1
- Figura 7.43 Comparação das curvas tensão-deformação teórica e experimental - Ensaio 3.1
- Figura 7.44 Comparação das curvas tensão-deformação teórica e experimental - Ensaio 4.1
- Figura 7.45 Comparação das curvas tensão-deformação teórica e experimental -

	Ensaio 1.2
Figura 7.46	Comparação das curvas tensão-deformação teórica e experimental - Ensaio 2.2
Figura 7.47	Comparação das curvas tensão-deformação teórica e experimental - Ensaio 3.2
Figura 7.48	Comparação das curvas tensão-deformação teórica e experimental - Ensaio 4.2
Figura 7.49	Comparação das curvas tensão-deformação teórica e experimental - Ensaio 1.3
Figura 7.50	Comparação das curvas tensão-deformação teórica e experimental - Ensaio 2.3
Figura 7.51	Comparação das curvas tensão-deformação teórica e experimental - Ensaio 3.3
Figura 7.52	Comparação das curvas tensão-deformação teórica e experimental - Ensaio 4.3
Figura 7.53	Comparação das curvas tensão-deformação teórica e experimental - Ensaio 1.1
Figura 7.54	Comparação das curvas tensão-deformação teórica e experimental - Ensaio 2.1
Figura 7.55	Comparação das curvas tensão-deformação teórica e experimental - Ensaio 3.1
Figura 7.56	Comparação das curvas tensão-deformação teórica e experimental - Ensaio 4.1
Figura 7.57	Comparação das curvas tensão-deformação teórica e experimental - Ensaio 1.1
Figura 7.58	Comparação das curvas tensão-deformação teórica e experimental - Ensaio 2.1
Figura 7.59	Comparação das curvas tensão-deformação teórica e experimental - Ensaio 3.1
Figura 7.60	Comparação das curvas tensão-deformação teórica e experimental - Ensaio 4.1
Figura 7.61	Comparação das curvas tensão-deformação teórica e experimental - Ensaio 1.2

- Figura 7.62 Comparação das curvas tensão-deformação teórica e experimental - Ensaio 2.2
- Figura 7.63 Comparação das curvas tensão-deformação teórica e experimental - Ensaio 3.2
- Figura 7.64 Comparação das curvas tensão-deformação teórica e experimental - Ensaio 4.2
- Figura 7.65 Comparação das curvas tensão-deformação teórica e experimental - Ensaio 1.3
- Figura 7.66 Comparação das curvas tensão-deformação teórica e experimental - Ensaio 2.3
- Figura 7.67 Comparação das curvas tensão-deformação teórica e experimental - Ensaio 3.3
- Figura 7.68 Comparação das curvas tensão-deformação teórica e experimental - Ensaio 4.3
- Figura 7.69 Curvas densidade – deformações finais na tensão de inundação de 50kPa
- Figura 7.70 Curvas densidade – deformações finais na tensão de inundação de 100kPa
- Figura 7.71 Curvas densidade – deformações finais na tensão de inundação de 400kPa
- Figura 7.72 Curvas umidade – deformações finais na tensão de inundação de 50kPa
- Figura 7.73 Curvas umidade – deformações finais na tensão de inundação de 400kPa
- Figura 7.74 Curvas Tensão de Inundação – Deformações Finais Modelo e Experimentais
- Figura 7.75 Curvas densidade – deformações finais na tensão de inundação de 50kPa
- Figura 7.76 Curvas densidade – deformações finais na tensão de inundação de 100kPa
- Figura 7.77 Curvas densidade – deformações finais na tensão de inundação de 400kPa
- Figura 7.78 Curvas umidade – deformações finais na tensão de inundação de 50kPa
- Figura 7.79 Curvas umidade – deformações finais na tensão de inundação de 400kPa
- Figura 7.80 Curvas Tensão de Inundação – Deformações Finais Modelo e Experimentais

LISTA DE TABELAS

CAPÍTULO 5

Tabela 5.1 Composição granulométrica e caracterização das amostras

CAPÍTULO 6

Tabela 6.1 Condições iniciais das amostras do grupo 1 (tensão vertical de inundação de 50kPa)

Tabela 6.2 Condições iniciais das amostras do grupo 2 (tensão vertical de inundação de 100kPa)

Tabela 6.3 Condições iniciais das amostras do grupo 1 (tensão vertical de inundação de 400kPa)

Tabela 6.4 Trajetórias dos ensaios edométricos

CAPÍTULO 7

Tabela 7.1 Condições iniciais e finais das amostras do GRUPO 1 (tensão vertical de inundação de 50 kPa)

Tabela 7.2 Condições iniciais e finais das amostras do GRUPO 2 (tensão vertical de inundação de 100 kPa)

Tabela 7.3 Condições iniciais e finais das amostras do GRUPO 3 (tensão vertical de inundação de 400kPa)

Tabela 7.4 Resultado dos Ensaio do GRUPO 1

Tabela 7.5 Resultado dos Ensaio do GRUPO 2

Tabela 7.6 Resultado dos Ensaio do GRUPO 3

Tabela 7.7	Parâmetros obtidos por Perazzo (1996)
Tabela 7.8	Varição da tensão de pré-adensamento com as densidades secas (kN/m ³)
Tabela 7.9	Parâmetros modificados

LISTA DE SÍMBOLOS

SIMBOLOGIA E ABREVIATURAS

α'	Inclinação da envoltória transformada
B	Parâmetro de poro-pressão de SKEMPTON (1954)
β	Parâmetro que controla a taxa de aumento de rigidez do solo com a sucção
β'	Fator que representa o número de ligações sob tração capaz de representar uma contribuição efetiva à resistência do solo (CRONEY et al (1958))
χ	Parâmetro que depende do grau de saturação, tipo, e estrutura do solo, sequência de umedecimento e secagem, nível, história e trajetória de tensões (BISHOP (1959))
χ_m	Parâmetro de tensão efetiva em relação a sucção matricial (RICHARDS (1965))
χ_s	Parâmetro de tensão efetiva em relação à sucção osmótica (RICHARDS (1965))
c'	Coesão efetiva
$d\varepsilon_v^p$	Incremento de deformação volumétrica plástica total ($d\varepsilon_v^p = d\varepsilon_{vp}^p + d\varepsilon_{vs}^p$)
$d\varepsilon_{vp}$	Incremento de deformação volumétrica total devido à variação da tensão média líquida
$d\varepsilon_{vp}^e$	Incremento de deformação volumétrica elástica devido à variação da tensão média líquida
$d\varepsilon_{vp}^p$	Incremento de deformação volumétrica plástica devido à variação da tensão média líquida
$d\varepsilon_{vs}$	Incremento de deformação volumétrica total devido à variação da sucção
$d\varepsilon_{vs}^e$	Incremento de deformação volumétrica elástica devido à variação da sucção
$d\varepsilon_{vs}^p$	Incremento de deformação volumétrica plástica devido à variação da sucção
δ	Parâmetro de OHMAKI (1982)
e	Índice de vazios
ε_a	Deformação específica axial

$\varepsilon_1, \varepsilon_3$	Deformações nas direções das tensões principais maior e menor, respectivamente
ε_s	Deformação cisalhante
ε_v	Deformação volumétrica
ϕ^b	Ângulo de atrito interno com relação à sucção matricial
ϕ^c	Ângulo de atrito interno efetivo
g	Aceleração da gravidade
G	Módulo de cisalhamento
G_0	Valor inicial de G
G_s	Densidade relativa
γ	Peso específico aparente
γ_d	Peso específico seco
$\gamma_{dm\acute{a}x}$	Peso específico seco máximo
γ_h	Peso específico aparente úmido
γ_w	Peso específico da água
Γ	Intercepto da linha de estado crítico para solo saturado (TOLL, 1990)
Γ_{aw}	Intercepto da linha de estado crítico para solo não saturado (TOLL, 1990)
η	Viscosidade Dinâmica
h_m	Sucção matricial (RICHARDS, 1965)
h_s	Sucção osmótica (RICHARDS, 1965)
ϑ	Parâmetro que controla a forma da superfície de escoamento
k	Parâmetro que descreve o aumento na coesão com a sucção
K_0	Coefficiente de empuxo no repouso
κ	Parâmetro de rigidez elástica para variações na tensão média líquida
λ_s	Parâmetro de rigidez para variações na sucção para estados virgens do solo
$\lambda(0)$	Valor de $\lambda(s)$ na sucção zero ($s=0$)
$\lambda(s)$	Parâmetro de rigidez para variações na tensão média líquida para estados virgens do solo (inclinação na curva de compressão virgem para sucção s do solo)
m	Massa total
m_a	Massa de ar
m_c	Massa de membrana contráctil

m_p	Relaciona-se à diferença entre p_o para elevados valores de sucção (p_o^∞) e p_o^*
m_s	Massa das partículas
m_w	Massa da água
M	Inclinação da linha de estado crítico
M_a	Coefficiente de tensão média líquida
M_w	Coefficiente de sucção
n_a	Porosidade com relação ao ar
n_c	Porosidade com relação à membrana contráctil
n_s	Porosidade das partículas sólidas
n_w	Porosidade com relação à água
p	Tensão média
p_c	Tensão de referência
p_o	Tensão de pré-adensamento ou de pré-consolidação
p_o^*	Tensão de pré-adensamento ou de pré-consolidação na condição saturada
p''	Sucção (Aitchinson e Donald, 1956)
q	Tensão desviatória
r	Parâmetro que define a máxima rigidez do solo
R	Constante universal (molar) do gás
RH	Umidade relativa
R_t	Força total de repulsão entre partículas
θ_w	Umidade volumétrica
ρ	Massa específica
ρ_a	Massa específica do ar
ρ_s	Massa específica das partículas do solo
ρ_w	Massa específica da água
s	$u_a - u_w$ (sucção matricial)
s'	$(\sigma'_1 + \sigma'_3) / 2$
s_o	Sucção de pré-adensamento
s_{osm}	Sucção osmótica
S_r	Grau de saturação
σ	Tensão normal total
σ'	Tensão efetiva

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Tensões principais maior, intermediária e menor, respectivamente
σ_c	Tensão confinante
σ_m	Tensão média total
$\sigma - u_a$	Tensão vertical líquida ou de consolidação (ensaios edométricos)
t	Temperatura
t'	$(\sigma'_1 + \sigma'_3) / 2$
\tanh	Tangente hiperbólica
u_a	Pressão do ar nos poros
u_{atm}	Pressão atmosférica
u_w	Pressão na água dos poros
u_a	Pressão absoluta do ar
u_v	Pressão de vapor d'água parcial no ar
u_{ov}	Pressão de saturação de vapor d'água na mesma temperatura
v	Volume específico
V	Volume total
V_a	Volume de ar
V_c	Volume da membrana contráctil
V_{cil}	Volume do cilindro de compactação
V_s	Volume das partículas sólidas do solo
V_w	Volume da água
ψ	Sucção total
ψ'	Parâmetro variando entre 0 e 1 para uma variação do grau de saturação entre 0 e 1
w	umidade
w_a	Massa molecular do ar
w_c	Umidade de compactação
w_{hig}	Umidade higroscópica
W	Peso do solo úmido
W_w	Peso da água a adicionar
ζ	Constante relacionada ao aumento de rigidez de cisalhamento do solo com a tensão média líquida
ζ_x e ζ_y	Parâmetros usados para definir m_p
ABNT	Associação Brasileira de normas Técnicas

IP	Índice de plasticidade
LC	Superfície de escoamento denominada “Loading-Collapse”
LEC	Linha do estado crítico
NBR	Norma Brasileira registrada no Instituto Nacional de Metrologia, Normalização e Qualidade Industrial
SI	Superfície de escoamento denominada “Suction Increase”

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

1.1. INTRODUÇÃO

Os solos compactados têm sido amplamente utilizados em obras de engenharia, tais como, aterros de barragens, rodovias, reaterros, barreiras impermeabilizantes para contenção de rejeitos, etc. Os solos compactados encontram-se, em geral, não saturados e podem apresentar elevados valores de poro-pressão negativa ou sucção mátrica. Para a realização correta de um projeto ou construção de um aterro compactado, é indispensável analisar-se adequadamente alguns fatores envolvidos no processo, tais como, tipo de material, condições de execução, fatores ambientais, técnicas construtivas, etc.

O comportamento dos solos compactados é fortemente influenciado pela sua estrutura. Embora já existam modernas técnicas e equipamentos que permitem observar-se com detalhes a estrutura dos solos compactados (microscópio eletrônico de varredura, porosimetria, etc.) , as diferenças de comportamento observadas nesses solos ainda são comumente atribuídas à estrutura inicial induzida pelo processo de compactação.

De uma forma geral, aceita-se que as grandes deformações de colapso devido à inundação verificadas nos solos compactados abaixo da umidade ótima, no ramo seco, deve-se à estrutura aberta colapsível feita de agregados de argila e/ou silte e areia. Enquanto que, os solos compactados no ramo úmido, possuem uma estrutura mais dispersa e apresentam colapsos bem menores, podendo até expandirem, sob certas condições.

É importante considerar que amostras compactadas no ramo seco e no ramo úmido diferem não apenas em relação à estrutura inicial, mas também no que se refere às sucções existentes antes do umedecimento. Portanto, é indispensável associar-se as

variáveis de estado e as variáveis tensionais para a modelagem correta do comportamento mecânico dos solos compactados.

Embora exista na literatura técnica nacional e internacional uma grande quantidade de dados sobre os solos compactados, verifica-se que eles são analisados de uma forma muito restrita, sem levar em consideração o acoplamento dos condicionantes estruturais e tensionais. Verifica-se que, na maioria das vezes, não se pode separar as variáveis envolvidas no problema.

Tem sido verificado nos últimos anos uma tendência crescente de utilização de modelos elastoplásticos para a modelagem dos solos compactados em laboratório ou em obras de engenharia, como aterros de barragens.

Apesar dos grandes esforços empreendidos pelos pesquisadores que se dedicam ao tema, necessita-se ainda de novos dados obtidos sob condições específicas, com os quais se possa testar os diversos modelos propostos na literatura. Observa-se uma grande defasagem entre o desenvolvimento teórico da questão e as análises experimentais. Este fato ocorre, principalmente, devido às grandes dificuldades experimentais relacionadas com a execução de ensaios em solos não saturados.

Os poucos trabalhos que envolvem a comparação de resultados experimentais de boa qualidade com as previsões feitas a partir de modelos elastoplásticos mostram que esses modelos não apenas reproduzem qualitativamente alguns aspectos básicos dos solos compactados não saturados, como também oferecem previsões quantitativas bastante aproximadas.

No presente trabalho, procura-se dar uma contribuição para o aperfeiçoamento dos modelos existentes, de modo que eles possam melhor representar o comportamento tensão-deformação dos solos compactados não saturados.

1.2. OBJETIVOS

Esta dissertação tem por objetivo analisar a aplicabilidade do modelo elastoplástico proposto por ALONSO, GENS e JOSA (1990) à previsão do comportamento tensão-deformação de amostras de um solo residual de gnaisse, compactadas estaticamente em diferentes condições de densidade e umidade.

Foram realizadas 12 séries de ensaios edométricos com sucção controlada, seguindo-se uma trajetória de carregamento vertical sob sucção constante, seguida da anulação total da sucção com a subsequente inundação das amostras.

Considerando-se as trajetórias seguidas nos ensaios, foi feita a reprodução dos mesmos, através do modelo de ALONSO et al (1990). Foram utilizados no modelo os parâmetros obtidos por PERAZZO (1996) e os parâmetros obtidos através dos resultados dos ensaios edométricos realizados nesta pesquisa.

1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Os estudos e análises desenvolvidos neste trabalho encontram-se distribuídos nos capítulos descritos a seguir:

CAPÍTULO 2 – é feita uma revisão bibliográfica, onde são enfocados os principais aspectos dos solos não saturados.

CAPÍTULO 3 – é feita uma abordagem sobre o desenvolvimento de modelos elastoplásticos aplicados na previsão do comportamento de solos saturados e não saturados.

CAPÍTULO 4 – é feita uma descrição mais detalhada do modelo de ALONSO et al (1990), apresentando-se a formulação do modelo e os procedimentos para definição dos parâmetros adotados na sua aplicação.

CAPÍTULO 5 – é feita uma apresentação do local de onde foram obtidas as amostras, e os seus diversos aspectos climáticos, geológicos, topográficos, geomorfológicos e geotécnicos. Apresentam-se também, os resultados da caracterização das amostras.

CAPÍTULO 6 – faz-se uma apresentação dos equipamentos e da metodologia empregada nos ensaios.

CAPÍTULO 7 – apresentam-se as curvas tensão-deformação obtidas nos ensaios e uma breve análise crítica desses resultados. Comparam-se os resultados experimentais com as previsões realizadas através do modelo de ALONSO, GENS e JOSA (1990).

CAPÍTULO 8 – são apresentadas as conclusões sobre o trabalho e algumas sugestões para futuras pesquisas sobre o tema.

CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. SOLOS NÃO SATURADOS

Um solo não saturado pode ser descrito como um meio multifásico constituído por três fases: sólida, líquida e gasosa. A fase sólida é representada pelos grãos do solo; a fase líquida, em geral, é ocupada pela água dos poros e a fase gasosa, na maioria dos casos, é constituída pelo ar. FREDLUND e MORGENSTERN (1977) defendem a existência de uma quarta fase, referente às interfaces entre a água e o ar, denominada “membrana contráctil”.

Os solos não saturados podem ser encontrados amplamente no seu estado natural ou em obras de engenharia, principalmente, em regiões de clima árido e semi-árido, tal como o Nordeste do Brasil.

Vários problemas importantes da engenharia geotécnica estão associados à condição não saturada dos solos. Verifica-se na literatura técnica nacional e internacional inúmeros relatos sobre problemas de engenharia provocados pela falta de uma abordagem adequada do comportamento dos solos não saturados.

Em função das suas características climáticas específicas, pode-se encontrar diversos exemplos de problemas envolvendo os solos não saturados no Nordeste do Brasil.

2.2. CONCEITOS BÁSICOS SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS

2.2.1. IMPORTÂNCIA DAS CONDIÇÕES CLIMÁTICAS

O clima desempenha um papel importante na formação e no comportamento de um solo não saturado. É ele que controla o balanço hídrico do solo referente aos processos de umedecimento devido às precipitações pluviométricas, e secagem relativa à evaporação e evapo-transpiração. Esses processos associados às condições de temperatura e constituição mineralógica dos materiais de origem conduzem à formação do solo e definem a condição de preenchimento dos poros pela água e pelo ar. Deste modo, tanto os índices de estado (grau de saturação e porosidade), como as componentes das variáveis tensionais (sucção) serão afetadas pelos condicionantes ambientais.

Em grande parte da superfície do território brasileiro os solos são encontrados em uma condição não saturada, existindo inclusive extensas zonas onde a previsão de saturação é praticamente impossível. A Região Nordeste é um grande exemplo deste fato devido ao clima semi-árido predominante. Nesses locais os solos estão sujeitos a variações de umidade que causam importantes modificações em seu comportamento mecânico. Da mesma forma, as obras de terra (barragens, aterros, etc...) são constituídas por solos compactados, em uma condição não saturada, que também estão sujeitas a importantes modificações de seu comportamento durante o período de construção e de sua vida (JUCÁ e LINS, 1991).

2.2.2. PROPRIEDADES DAS FASES CONSTITUINTES DE UM SOLO NÃO SATURADO

O ar, nos solos não saturados, pode se apresentar sob duas formas: na forma de bolhas de ar oclusas, se estiver em pequena quantidade, ou como canalíticos intercomunicados, inclusive com o meio externo. O papel destacado da presença de ar

está no fato de que a água, na superfície, se comporta como uma membrana. As moléculas de água, em contato com o ar, se orientam, em virtude da diferença da atração química das moléculas adjacentes. A tensão superficial é responsável pela medida desse comportamento, uma característica de qualquer líquido em contato com outro líquido ou com um gás.

É vantajoso reconhecer um solo não saturado como um sistema de quatro fases quando se realiza uma análise de tensões em um elemento (FREDLUND e MORGENSTERN, 1977). Do ponto de vista comportamental, um solo não saturado pode ser visualizado como uma mistura de duas fases que atingem o equilíbrio sob gradientes de tensões aplicadas (partículas sólidas e membrana contrátil) e duas fases que fluem sob gradientes de tensões aplicadas (ar e água). Do ponto de vista da relação volume - massa, para um solo não saturado, é possível considerar o solo como um sistema de três fases, desde que, o volume da membrana contrátil seja pequeno e esta massa possa ser considerada como parte da massa da água.

A membrana contrátil além de possuir a capacidade de exercer esforço de tração, atende as condições essenciais para ser considerada uma fase constituinte. Além de apresentar propriedades diferentes das propriedades da água, a transição da fase líquida para fase membrana é nítida; possuindo assim sua superfície limite definida.

A fase sólida do solo é constituída basicamente de partículas minerais, que variam de tamanho, forma, textura, composição mineralógica, superfície específica e configuração cristalográfica; e também, de disposição de água adsorvida. Fazendo esta parte da camada dupla difusa, não podendo ser retirada por ações hidrodinâmicas. Esta água é encontrada em volta da superfície das partículas sólidas da argila, e apresenta estrutura mais rígida e mais ordenada que a água livre, com grande viscosidade quando em poros muito finos.

A fase líquida é constituída de água livre, sais e ar dissolvidos nela. Do ponto de vista hidrodinâmico, a água capilar, retida por forças capilares provenientes da tensão superficial, e a água gravitacional, que circula livremente submetida fundamentalmente às forças de gravidade, formam uma unidade denominada água livre, (FREDLUND , 1993).

A concentração de gases na água, geralmente, aumenta com a pressão e diminui com a temperatura. Já os sais dissolvidos na água interferem no desenvolvimento da camada dupla difusa, que diminui com o aumento da concentração. A variação da concentração destes sais pode resultar em expansão ou contração do solo e variações de resistência.

A fase gasosa é composta por vapor de água e ar livre. A pressão de vapor é o mecanismo que regula a quantidade de vapor que existe em contato com o líquido, nas condições de equilíbrio entre a água que se evapora e a que se condensa através de sua superfície. Esta pressão de vapor depende da temperatura, da pressão parcial do ar mesclado com o vapor, da forma da superfície de separação entre as fases líquida e gasosa.

Como o solo não saturado apresenta as três fases, deve-se considerar a existência da interface ar- água e suas consequências para o equilíbrio interno das forças envolvidas.

2.2.3. CONCEITO DE SUCCÃO

De acordo com MEIBNER e BECKER (2002), duas variáveis de tensão independentes são necessárias para descrever o comportamento de um solo. Essas variáveis são a tensão total (σ_i) e as poro-presões da água e do ar (u_w e u_a). Juntas, a diferença entre a poro-pressão da água e a poro-pressão do ar ($u_a - u_w$) representam a sucção do solo.

Em solos não saturados a sucção desempenha um importante papel, visto que a mesma pode contribuir em muitos casos para uma variação significativa do comportamento mecânico do solo.

A existência de sucção em solos não saturados é reconhecida como decorrente de efeitos combinados de capilaridade (predominante em solos arenosos), de adsorção (associado a solos argilosos) e de osmose (que tem a mesma importância relativa tanto

no caso de solos saturados quanto não saturados). De acordo com a Equação 2.1 a sucção é constituída da soma de duas componentes:

$$S = S_M + S_O \quad 2.1$$

Sendo: S_M = sucção matricial;

S_O = sucção osmótica.

A sucção matricial é a componente dependente da matriz do solo, ou seja, a retenção da água é obtida pelas forças relativas à matriz sólida do solo: força de adsorção, que é o efeito das forças de superfície da partícula; e força de capilaridade, que é devido à tensão superficial dos meniscos e está relacionada à distribuição espacial e tamanho dos poros do solo. Ela representa a diferença entre a pressão intersticial do ar e a pressão neutra da água.

$$s = (u_a - u_w) \quad 2.2$$

A sucção osmótica é a componente proporcional ao efeito de substâncias dissolvidas na água retida no solo e resulta de diferenças nas concentrações do soluto em diferentes pontos no solo. Seu valor depende da composição da água que entra em contato com o solo; quando esta água é pura a sucção osmótica é máxima; e quando ela tem a mesma composição da água intersticial, a sucção osmótica é nula.

Segundo SCHREINER (1987), as variações tanto na sucção osmótica quanto na matricial afetam o comportamento do solo, mas por mecanismos diferentes.

2.2.4. VARIÁVEIS TENSIONAIS

As concepções de variáveis de estado, parâmetros de estado de tensão e superfície de estado são bastante utilizadas para expressar a relação funcional entre tensão e gradiente de deformação (MATYAS e RADAKRISHNA,1968). As variáveis

do estado tensional são as variáveis necessárias para a caracterização das condições de tensão a que o solo está submetido.

Considerando-se a aplicação do conceito de tensões efetivas de TERZAGHI (1923) aos solos não saturados verifica-se que a maioria das expressões propostas modificaram a equação de TERZAGHI (1923), de forma que somente uma variável era necessária para descrever o comportamento desses solos, tanto no que se refere a sua deformação volumétrica, como a sua resistência. Entre as principais expressões propostas a mais aceita foi a de BISHOP (1959):

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi \cdot (u_a - u_w) \quad 2.3$$

sendo σ a tensão total, u_a a pressão intersticial do ar, u_w a pressão intersticial da água, e χ um parâmetro altamente dependente do grau de saturação (ou sucção), mas também influenciado pela trajetória de tensões a que o solo está submetido (DONALD, 1960; BLIGHT 1965, 1967).

Alguns fenômenos (colapso e expansão) não foram compatíveis com a definição da tensão efetiva estabelecida na equação de BISHOP (1959). Posteriormente outros autores seguiram questionando o conceito de tensão efetiva de BISHOP (AITCHINSON, 1965; BLIGHT, 1965; BURLAND, 1965; entre outros), principalmente em relação às variações volumétricas.

De uma forma geral tem se observado que o conceito de tensões efetivas tal como proposto por BISHOP (1959) tem importantes limitações em relação a sua aplicação aos solos não saturados.

MATYAS e RADHAKRISHNA (1968) utilizaram o conceito de superfícies de estado para representar graficamente as relações entre cada uma das variáveis de estado (grau de saturação e índice de vazios) e o estado tensional de um solo não saturado, submetido a um estado de compressão isótropo. Nesta mesma linha seguiram BARDEN et al (1969), FREDLUND (1973), abandonando o conceito de tensões efetivas e

utilizando as variáveis tensionais σ_1-u_a , $\sigma_1-\sigma_3$, e u_a-u_w , para o estado triaxial, ou σ_1-u_a , e u_a-u_w para o caso de carga edométrica.

Posteriormente, FREDLUND e MORGENSTERN (1977) propuseram o equilíbrio das diferentes fases do solo não saturado, representando seu estado tensional a partir das seguintes variáveis tensionais: $(\sigma-u_a)$ ou $(\sigma-u_w)$ e (u_a-u_w) . FREDLUND (1987) afirma que não foram realizados experimentos nem tão pouco análises para eleger $(\sigma-u_a)$ e $(\sigma-u_w)$, como o par mais satisfatório. Estas mesmas variáveis haviam sido eleitas por COLEMAN (1962), BISHOP e BLIGHT (1963), MATYAS e RADHARISHINA (1968), entre outros. Por outro lado estes pares refletem as ações exteriores e interiores, separadamente, representando uma vantagem em sua utilização em laboratório, principalmente quando os resultados experimentais são baseados na técnica de translação de eixos (HILF, 1956) largamente utilizada na atualidade.

Para verificar a validade das variáveis do estado de tensões, FREDLUND e MORGENSTERN (1977) sugeriram o seguinte critério:

“Um aceitável conjunto de variáveis de estado de tensões independentes são aquelas que não produz distorção ou variação de volume de um elemento quando as componentes individuais das variáveis do estado de tensão são modificadas, porém a variável do estado de tensão se mantém constante.”

Os experimentos usados por FREDLUND e MORGENSTERN (1977) para provar a validade das variáveis são conhecidos como testes nulos (“null test”).

Com esses ensaios foi possível comprovar a validade das variáveis de estado tensional para um solo não saturado, as quais passaram a ser utilizadas nos estudos do comportamento desses solos.

As equações de força de equilíbrio para fase gasosa, a fase líquida, e membrana contrátil, juntas com a equação de equilíbrio total para os elementos de solo são usadas na formulação da equação de equilíbrio para a estrutura de solo.

Em suma, há três combinações possíveis de variáveis de estado de tensão que podem ser usadas para descrever o estado de tensão relevante para estrutura do solo e membrana contrátil, para um solo não saturado.

PRESSÃO REFERENTE	VARIÁVEIS DE ESTADO TENSIONAL
AR, u_a	$(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$
ÁGUA, u_w	$(\sigma - u_w)$ e $(u_a - u_w)$
TOTAL, σ	$(\sigma - u_a)$ e $(\sigma - u_w)$

As três combinações de variáveis do estado de tensão são obtidas de equações de equilíbrio para a estrutura do solo, as quais são derivadas com relação às três referências diferentes (isto é, u_a , u_w , e σ). Contudo, a combinação $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$ parece ser a mais satisfatória para o uso em engenharia. Essa combinação é vantajosa porque os efeitos de uma mudança na tensão normal total podem ser separados dos efeitos causados por uma mudança na poro-pressão da água.

2.2.5. COMPRESSIBILIDADE

No estudo dos solos saturados, os fluídos existentes nos vazios do solo são considerados praticamente incompressíveis, em virtude da maior compressibilidade da estrutura do solo em confronto com a água. No caso de solos não saturados, entretanto, a variação de volume do ar deve ser considerada, pois tem muita importância no comportamento do solo.

A variação de volume do ar pode ser devida tanto à variação de pressão, como à dissolubilidade do ar na água, também devida à variação de pressão. Para o estudo destes dois aspectos são empregadas as leis de BOYLE e de HENRY, respectivamente.

$$V_a = H.V_0 \quad 2.4$$

Onde H é chamado de coeficiente de solubilidade do ar na água, e indica a relação entre o volume de ar (na pressão do ar sobre a água) dissolvido por unidade de volume de água. O coeficiente de solubilidade varia com a temperatura, sendo esta variação pequena. A 15°C, H=0,0216, e a 30°, H= 0,0173. O volume de ar dissolvido é, portanto, cerca de **2%** do volume de água.

A expressão de H é dada por :

$$H = \frac{\gamma_0 \cdot R \cdot T}{18,015 \cdot H_1} \quad 2.5$$

Sendo:

- γ_0 = peso específico da água;
- R = constante dos gases;
- T = temperatura absoluta;
- H_1 = constante de Henry.

O comportamento mecânico dos solos não saturados é diretamente afetado pelas mudanças nas poro pressões da água e do ar. Duas classes de condições de poro pressões podem se desenvolver no campo. Primeiro, há as poro pressões associadas com os fluxos ou percolações dentro do solo. Segundo, há as condições de poro pressões que são produzidas a partir da aplicação de uma carga externa.

As poro pressões geradas imediatamente após o carregamento são comumente chamadas de poro pressões não drenadas. Na condição não drenada, a tensão total aplicada é transmitida para a estrutura do solo, para o ar nos poros e para a água nos poros dependendo assim de suas compressibilidades relativas. As poro pressões de ar e água induzidas podem ser consideradas como função da tensão total aplicada. Esse excesso de poro pressão será dissipado com o tempo.

Durante a compressão não drenada de um solo não saturado, o ar e água dos poros não fluem para fora do solo. Ocorre então uma variação de volume como resultado da compressão do ar e, em menor grau, da água. A compressibilidade da parte sólida do solo é desprezível para o intervalo de tensão encontrado na prática. A mudança de volume do fluido dos poros é relacionada com as mudanças nas poro pressões do ar e da água. Essas aumentam quando um solo não saturado é comprimido. Esse aumento é comumente chamado de excesso de poro pressão. A mudança de volume de uma fase é relacionada com a mudança de pressão pelo uso de sua compressibilidade. A compressibilidade isotérmica é definida como a variação de volume em um ponto na massa de solo com respeito a variação de pressão, por unidade de volume, sob temperatura constante:

$$C = -\frac{1}{V} \frac{dV}{du} \quad 2.6$$

Sendo: C = compressibilidade;

V = volume;

dV/du = variação de volume relacionado com variação de pressão;

du = variação de pressão.

Num solo não saturado, o fluido do poro consiste de água, ar livre, e ar dissolvido na água.

A compressibilidade isotérmica do ar pode ser expressa por:

$$C_a = \frac{-1}{V_a} \frac{dV_a}{du_a} \quad 2.7$$

Sendo: C_a = compressibilidade isotérmica do ar;

V_a = volume do ar;

dV_a/du_a = variação de volume em relação a variação pressão do ar;

u_a = pressão do ar.

A compressibilidade do ar é definida como:

$$C_a = \frac{1}{u_a} \quad 2.8$$

A equação mostra que a compressibilidade isotérmica do ar é inversamente proporcional a pressão do ar absoluta. Em outras palavras, a compressibilidade do ar diminui com o aumento da pressão do ar.

A compressibilidade da água é definida pela expressão:

$$C_w = -\frac{1}{V_w} \frac{dV_w}{du_w} \quad 2.9$$

Sendo: C_w = compressibilidade da água;

V_w = volume da água;

$\frac{dV_w}{du_w}$ = variação de volume da água em relação a variação de pressão da água;

u_w = pressão da água.

2.3. SOLOS COMPACTADOS

2.3.1. CONCEITO

O início da técnica de compactação é creditada ao engenheiro norte americano PROCTOR que, em 1933, publicou suas observações sobre a compactação de aterros, mostrando que, com uma certa energia de compactação aplicada, a massa específica resultante é função da umidade em que o solo estiver. Quando se compacta com umidade baixa, o atrito entre as partículas é muito alto e não se consegue uma significativa redução dos vazios. Para umidades mais elevadas, a água provoca um certo efeito de lubrificação entre as partículas, que deslizam entre si, acomodando-se num arranjo mais compacto. Há em uma energia aplicada, um certo teor de umidade, denominado umidade ótima, que conduz a uma massa específica máxima, ou uma densidade seca máxima.

Entende-se por compactação de um solo, o processo manual ou mecânico que visa reduzir o volume de seus vazios e, assim, aumentar sua resistência, tornando-o mais estável.

A compactação trata-se de uma operação simples e de grande importância pelos seus consideráveis efeitos sobre a estabilização de maciços terrosos, relacionando-se, intimamente, com os problemas de pavimentação e barragens de terra.

A estrutura de um solo compactado depende da umidade do solo e da energia de compactação. A Figura 2.3 reproduz o esquema apresentado por LAMBE (1958) para mostrar a variação da estrutura com as condições de compactação. A curva inferior é uma curva de compactação com uma certa energia, enquanto a superior corresponde a uma energia de compactação maior.

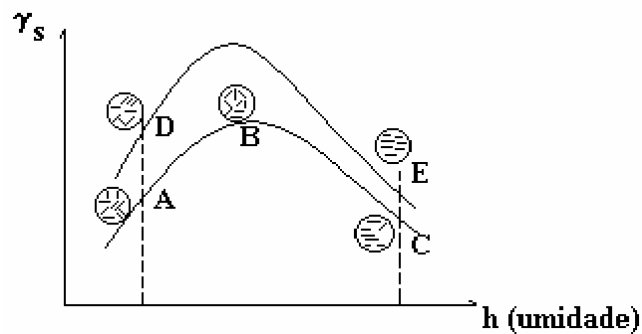


FIGURA 2.3. – VARIAÇÃO DA ESTRUTURA COM AS CONDIÇÕES DE COMPACTAÇÃO.

Quando o solo é compactado com um baixo teor de umidade, as forças entre as partículas de argila são predominantemente de atração de tal forma que a estrutura que se forma é floculada (ponto A). O aumento do teor de umidade tende a aumentar a repulsão entre as partículas e a reduzir, como conseqüência, a tendência à floculação. O menor grau de floculação permite um arranjo mais ordenado das partículas e uma densidade mais elevada (ponto B). Com um maior teor de umidade há uma maior redução da força de atração entre as partículas. A estrutura formada é dispersa, mas a densidade é mais baixa porque a quantidade de água adicionada diminui a quantidade de partícula por volume.

Consideremos agora o efeito da aplicação de uma maior energia de compactação. Quanto maior a energia de compactação tanto mais paralelas tendem a se dispor as partículas. Se o teor de umidade for baixo, isto provoca um aumento da densidade (ponto D), mas se o teor de umidade for elevado, a maior energia de compactação não consegue eliminar o ar existente nos vazios do solo, e a densidade pouco se altera, embora provoque maior paralelismo entre as partículas.

A magnitude da variação da estrutura com o teor de umidade depende das características do solo. Alguns solos apresentam grandes variações como a ilustrada na Figura 2.3, enquanto outros apresentam apenas pequena tendência à orientação das partículas à medida que o teor de umidade aumenta.

Se a estrutura tem importância na resistência do solo, dois corpos de prova moldados com a mesma densidade, mas com teores de umidade diferentes devem ter

comportamentos diferentes até mesmo quando colocados com o mesmo teor de umidade, pela introdução, de água sem variação do índice de vazios. Tal fato tem sido verificado experimentalmente.

O efeito da estrutura é muito mais pronunciado no desenvolvimento das tensões com as deformações do que na resistência final do solo. Na Figura 2.4, a curva F representa o resultado de um solo com estrutura floclada, enquanto a curva D é típica de um solo com estrutura dispersa.

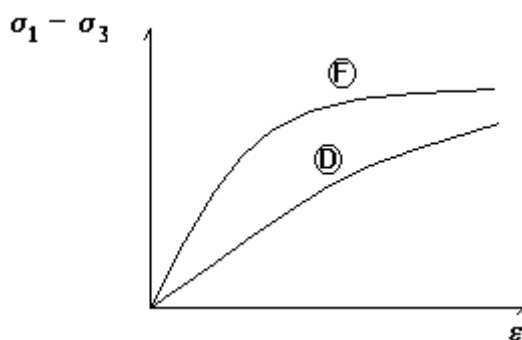


FIGURA 2.4 – CURVAS TENSÃO – DEFORMAÇÃO DAS ESTRUTURAS DISPERSA E FLOCLADA.

A estrutura do solo no plano de ruptura, após a ruptura, é dispersa. Num solo originalmente com estrutura dispersa, as tensões crescem paulatinamente até a ruptura, enquanto que num solo originalmente com estrutura floclada as tensões resistidas para pequenas deformações são elevadas, pois a orientação floclada das partículas oferece resistência à deformação, até que ela seja destruída pelas forças atuantes. As pressões neutras durante o carregamento são, por outro lado, bem maiores para o solo com estrutura dispersa do que para o solo com estrutura floclada.

2.3.2. COMPACTAÇÃO NO LABORATÓRIO

Existem diversos processos de compactação do solo em laboratório, dos quais os mais comuns são :

- 1) pela aplicação de uma carga estaticamente distribuída sobre toda a área da seção do corpo de prova;
- 2) por pisoteamento, que consiste na aplicação de cargas estáticas em áreas parciais da seção do corpo de prova;
- 3) por meio de impactos de um soquete, com seção menor do que a do molde que contém o solo, como no Ensaio Normal de Compactação;
- 4) por meio de vibração.

Um solo, com um determinado teor de umidade, pode ser compactado até uma certa densidade pelos diversos métodos acima, mas a estrutura com que ele fica depende do método empregado, conforme foi comprovado por SEED et al (1959) em investigações realizadas na Universidade da Califórnia.

Estas investigações mostraram que as deformações de cisalhamento produzidas no solo pela compactação tem um papel importante na orientação das partículas. Grandes deformações de cisalhamento tendem a desmanchar uma estrutura floclada, aumentando o grau de dispersão.

Se o solo for compactado pela aplicação de uma carga estática sobre a área do corpo de prova, as deformações de cisalhamento que ele sofre são pequenas. Mas se a compactação for por pisoteamento, grandes deformações de cisalhamento podem ocorrer se o teor de umidade for tal que o pistão de pisoteamento penetre bem no solo durante a compactação. Embora a mesma densidade possa ser atingida, o corpo de prova compactado por pisoteamento poderá ter uma estrutura bem mais dispersa do que o solo compactado por esforço estático.

Embora o efeito seja variável conforme as características de cada solo, as seguintes conclusões qualitativas foram obtidas por SEED e CHAN (1959) :

- 1) para amostras compactadas com teor de umidade abaixo do teor ótimo de umidade, nenhum dos métodos de compactação produzirão apreciáveis deformações de cisalhamento, e, conseqüentemente, todos o corpos de prova terão estrutura

essencialmente flokulada e bastante semelhante. O processo de compactação não tem, portanto, efeito sensível na resistência do solo;

2) para amostras compactadas com teor de umidade superior ao teor ótimo de umidade :

- a compactação por pisoteamento provoca as maiores deformações de cisalhamento e causam, portanto, um maior grau de dispersão. Num carregamento axial, e para pequenas deformações específicas, as pressões neutras são mais elevadas e as resistências menores;
- a compactação por impacto por soquete causa deformações de cisalhamento ligeiramente menores do que as causadas pelo pisoteamento, e o grau de dispersão não é tão elevado;
- a compactação estática causa pequenas deformações de cisalhamento e o corpo de prova se apresenta com estrutura bastante flokulada. Num carregamento axial, e para pequenas deformações específicas, as pressões neutras são mais reduzidas e as resistências mais elevadas;
- a compactação por vibração sobre toda a seção do corpo de prova não deveria provocar deformações de cisalhamento consideráveis. Entretanto, os resultados dos ensaios indicam que a vibração deve provocar uma reorientação das partículas, de forma que os corpos de prova ficam com estrutura mais dispersa de que quando compactados estaticamente.

Deve ser frisado que a diferença de comportamento dos corpos de prova, compactados pelos diversos processos, com umidade acima da ótima, só ocorre para pequenas deformações específicas. As resistências correspondentes a grandes deformações específicas, da ordem de 20 a 25% são praticamente independentes do processo de compactação.

CAPÍTULO 3 - MODELOS ELASTOPLÁSTICOS

3.1 DEFINIÇÃO

Para estabelecer uma previsão adequada do comportamento mecânico de diversos tipos de solos submetidos a tensões variadas, é necessário o desenvolvimento de modelos constitutivos capazes de reproduzir com significativa precisão as características básicas do comportamento observadas no material em estudo. De acordo com ALONSO et al (1987), a principal vantagem do modelo constitutivo é viabilizar o tratamento unitário dos resultados obtidos com diferentes tipos de ensaios e distintas trajetórias de tensões, possibilitando uma análise do conjunto com tratamento unificado. Os modelos permitem também uma melhor interpretação e identificação dos estados e dos parâmetros básicos que caracterizam o comportamento dos solos. Finalmente os modelos viabilizam a previsão e análise de situações reais da prática de engenharia (GENS e POTTS, 1988).

Os trabalhos pioneiros de COULOMB (1773) e RANKINE (1857) já descreviam a aplicação da teoria da plasticidade aos problemas geotécnicos. No entanto, foi a partir dos trabalhos de pesquisa desenvolvidos pelo grupo de Cambridge que o estudo de modelos elasto-plásticos para solos sofreu uma evolução positiva e definitiva.. Nesse período, os estudos se concentraram em aliar a teoria clássica da plasticidade aos resultados observados em argilas quando submetidas a ensaios de laboratório. Os modelos reproduziram os traços mais característicos do comportamento dos solos saturados em ensaios de laboratório e resultou numa família de modelos elasto-plásticos baseados no conceito de estados críticos. Como resultado, hoje os principais modelos desenvolvidos para solos não saturados baseiam-se na família de modelos de estados críticos.

3.2 REQUISITOS PARA CONSTITUIÇÃO DE UM MODELO ELASTO-PLÁSTICO

A caracterização de um modelo elastoplástico requer a definição dos seguintes pontos:

- o limite de um domínio elástico;
- o princípio da aditividade entre deformações elásticas e plásticas;
- uma lei de escoamento generalizada;
- uma regra de enrijecimento e amolecimento do material.

A definição do limite do domínio elástico é feita a partir de uma função de valor escalar $f(\sigma, h)$ que descreve o critério de plastificação e caracteriza os campos de tensões plasticamente admissíveis. Um campo de tensões σ , em um corpo B elastoplástico, é plasticamente admissível se pertence ao conjunto P , tal que :

$$P = \{ \sigma \in W' \mid f(\sigma, h) \leq 0 \text{ em } B \} \quad 3.1$$

onde: $f(\sigma, h) < 0$ significa que o campo de tensões pertence a região elástica;

$f(\sigma, h) = 0$ significa que o campo de tensões pertence a fronteira de plastificação, a partir da qual se desenvolvem deformações elásticas para processos de descarga e deformações plásticas para processos de carga.

Para materiais elásticos idealmente plásticos o critério de plastificação é constante e $f(\sigma, h) = 0$ não varia. No entanto, há materiais que exibem expansão ou contração no critério de plastificação. Ou seja, o domínio elástico pode variar em função do material exibindo endurecimento ou amolecimento.

Sob pequenas deformações é válida a decomposição aditiva para as deformações:

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad 3.2$$

onde: ε é a deformação total no ponto;

ε^e é a componente elástica e;

ε^p é a componente plástica da deformação total.

3.3 MODELO CAM-CLAY PARA SOLOS SATURADOS

Dentro dos primeiros trabalhos realizados a partir do conceito de estados críticos está o de ROSCOE, SCHOFIELD e WROTH (1958). Estes definiram uma superfície para especificar as deformações volumétricas plásticas onde foi introduzido o conceito de estados críticos. Com o passar do tempo houveram novas contribuições para o modelo elasto-plástico denominado CAM-CLAY.

Como existiram algumas insuficiências no modelo original foi proposto um novo modelo, o CAM-CLAY Modificado (ROSCOE e BURLAND, 1968; e SCHOFIELD e WROTH, 1968). Hoje já existe um conjunto de modelos baseados no conceito de estados críticos que, resumidamente, define o solo como um material elasto-plástico sujeito a endurecimento e amolecimento. Neste trabalho só serão apresentados em síntese os modelos originais que deram origem ao modelo proposto por ALONSO, GENS & JOSA (1990).

O modelo CAM-CLAY (ROSCOE e SCHOFIELD, 1963), foi desenvolvido para estados de carga axissimétricos e utiliza duas variáveis de tensões (q , p') e uma variável de volume específico (v), para representar as variáveis de estado dos solos. A relação entre o volume específico do solo (v) e a tensão média efetiva (p'), é estabelecida por:

$$v = N - \lambda \ln p'$$

onde N é uma constante do solo, determinada para $p' = 1 \text{ kN/m}^2$ (Figura 3.1), enquanto λ é a inclinação da linha de compressão virgem (ABCD).

A Figura 3.1 ilustra um processo de carga AB, descarga/recarga BEB, carga BC e descarga/recarga CFC, no espaço $(v, \ln p')$. É fácil observar a trajetória elasto-plástica em ABC e a trajetória puramente elástica em BEB e CFC. Nestes casos, para trajetórias de descarga/recarga, a equação é representada por:

$$v = v_k - k \ln p' \quad 3.4$$

$$v_k = v + k \ln p' \quad 3.5$$

onde o valor de v_k , depende da linha de descarga/recarga a que está submetida a amostra de solo.

Quando a amostra está sofrendo tensões de cisalhamento, submetida ao acréscimo de tensão desviatória q , aproxima-se da linha de estados críticos e são válidas as relações:

$$q = Mp' \quad 3.5$$

$$v = \Gamma - \lambda \ln(p') \quad 3.6$$

onde M e Γ são constantes do solo para a linha de estados críticos e os parâmetros de tensões q e p' são caracterizados por:

$$p' = \frac{\sigma_v + 2\sigma_h}{3} \quad 3.7$$

$$q = \sigma_v - \sigma_h \quad 3.8$$

Na Figura 3.2 está ilustrada a linha de estados críticos no espaço de tensões (q , p') e no espaço (p' , v).

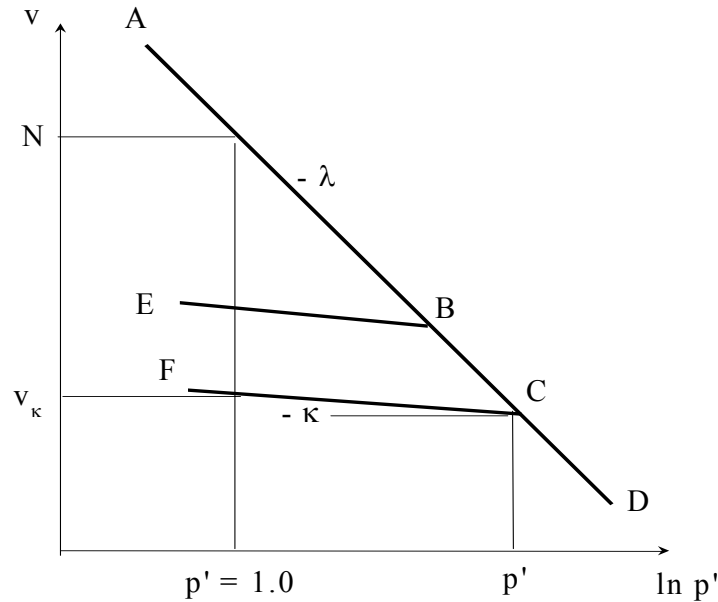


FIGURA 3.1 – RELAÇÃO ENTRE VOLUME ESPECÍFICO E TENSÕES MÉDIAS EM ENSAIOS TRIAXIAIS SOB CARREGAMENTO ISOTRÓPICO.

O modelo CAM-CLAY define também uma superfície de estados possíveis para uma amostra de solo (Figura 3.2). No interior desta superfície o solo está sujeito a deformações elásticas, enquanto que, a partir da fronteira é possível deformações elásticas para descarregamento e plásticas para carregamento. A superfície de escoamento é descrita pela seguinte equação:

$$q = \frac{Mp'}{(\lambda - \kappa)} (\Gamma + \lambda - \kappa - V - \lambda \ln(p')) \quad 3.9$$

representada na Figura 3.2, através de uma vista isométrica do espaço (p' , v , q).

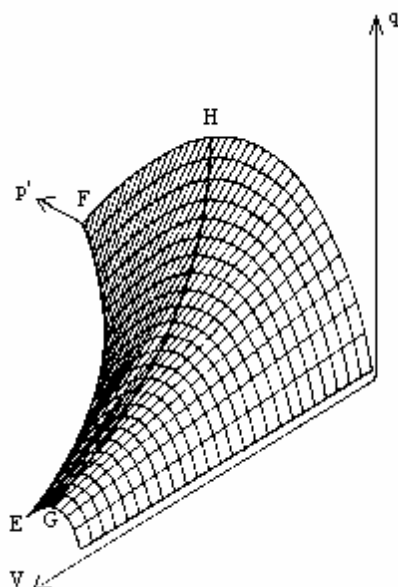


FIGURA 3.2 - SUPERFÍCIE DE FRONTEIRA DE ESTADOS POSSÍVEIS.

Onde EF é a linha de compressão virgem e GH a linha de estados críticos.

A Equação 3.9, apesar de descrever a combinação de tensões que causam plastificação, não é usada no sentido clássico da plasticidade como uma função de plastificação, uma vez que é necessário representar o estado de tensões corrente associado a um parâmetro de endurecimento capaz de estabelecer suas dimensões. No caso da Equação 3.6, o volume específico v varia para incrementos de tensões elásticas em um único 'locus' de plastificação. Portanto, a interseção da superfície de estados possíveis com a equação da linha de estados críticos (LEC ou CSL) (Figura 3.3), também chamada muro elástico, fornece a superfície de plastificação corrente:

$$q = Mp' \ln \left(\frac{p'_c}{p'} \right) \quad 3.10$$

Devido a algumas dificuldades observadas no modelo original para reproduzir algumas características típicas do comportamento dos solos saturados, como por exemplo:

- a descontinuidade na primeira derivada que existe na superfície de escoamento, quando $q = 0$. Isto implica em deformações cisalhantes não nulas diante de variações exclusivas de tensões médias ;
- para alguns tipos de incrementos de deformações, o modelo pode produzir variações de tensões muito altas.

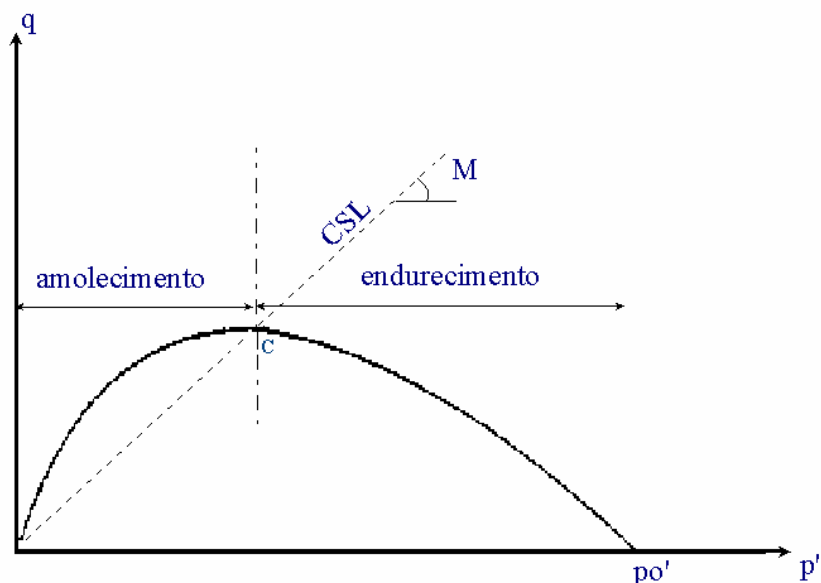


FIGURA 3.3 – SUPERFÍCIE DE PLASTIFICAÇÃO DO CAM-CLAY

ROSCOE & BURLAND (1968) sugeriram sua substituição pelo denominado CAM-CLAY Modificado. Inicialmente desenvolvido para estados de tensões típicas dos ensaios triaxiais, posteriormente generalizado por WOOD (1984) para estados 3D de sollicitação. A principal modificação implementada foi na superfície de plastificação.

3.4 MODELO CAM-CLAY MODIFICADO PARA SOLOS SATURADOS

De acordo com WOOD (1984) e DRUCKER-PRAGER (1952), o modelo CAM-CLAY Modificado utiliza para estados de sollicitação tridimensional os parâmetros p' e q (nomenclatura tradicional), tais que:

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) \quad 3.11$$

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}} \left[(\sigma'_1 - \sigma'_2)^2 + (\sigma'_2 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_3 - \sigma'_1)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad 3.12$$

Sendo: σ'_1 - tensão principal maior efetiva;

σ'_2 - tensão principal intermediária efetiva; e

σ'_3 - tensão principal menor efetiva.

As deformações volumétricas e as deformações cisalhantes associadas aos invariantes de tensões acima descritos são representados por:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \quad 3.13$$

$$\varepsilon_c = \frac{\sqrt{2}}{3} \left[(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad 3.14$$

onde: ε_1 - deformação na direção da tensão principal σ_1 ;

ε_2 - deformação na direção da tensão principal σ_2 ; e

ε_3 - deformação na direção da tensão principal σ_3 .

De acordo com a definição anterior, a linha de estados críticos é representada pela Equação 3.15. Em estados 3D, a linha de estados críticos será obtida substituindo as Equações 3.11 e 3.12 em 3.10, que resulta em:

$$(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 = \frac{2}{9} M^2 (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad 3.15$$

Definidos os parâmetros de tensão 3D, o quadro conceitual dos modelos de estados críticos descritos anteriormente, pode ser desenvolvido mais especificamente em função da teoria da elasticidade.

3.5 COMPORTAMENTO ELÁSTICO

É considerado que um solo tem comportamento elástico quando após um processo de carga ou descarga este retorna a sua forma original. Quando isto ocorre, o modelo envolve os seguintes parâmetros do material: módulo de Elasticidade E, coeficiente de Poisson ν , o módulo cisalhante G e o módulo volumétrico K. Uma vez que o comportamento elástico dos solos é não linear os parâmetros K e G, não são necessariamente constantes. De acordo com os modelos de estados críticos, K e G são dependentes das tensões médias p' , já que a variação volumétrica é uma reta no espaço $(\nu, \ln p')$. Portanto, o incremento da variação de volume elástica, definida em termos de volume específico, é:

$$d\varepsilon_v^e = -\frac{k}{\nu p'} dp' \quad 3.16$$

que define o módulo volumétrico,

$$K = \frac{dp'}{d\varepsilon_v^e} = \frac{\nu p'}{k} \quad 3.17$$

o módulo de elasticidade,

$$E = \frac{3\nu p'(1-2\nu)}{k} \quad 3.18$$

e o módulo cisalhante,

$$G = \frac{3vp'(1-2v)}{k(1+v)} \quad 3.19$$

A Figura 3.4 apresenta um exemplo típico de trajetória de tensões isotrópicas, caminho AB, no espaço (p', v) , onde $q = 0$. Esta trajetória pode ser alcançada carregando o solo na linha de expansão entre AY_1 e, posteriormente, sobre a linha de adensamento (NCL). Um exemplo de trajetória de carga anisotrópica é o caminho AD, que atravessa a superfície elástica através da linha AY_2 e continua na superfície segundo Y_2D . Ainda na Figura 3.4, ilustra-se a linha de estados críticos, onde o solo sofre deformações cisalhantes contínuas sem variação de volume e das componentes de tensões efetivas (Roscoe & Schofield, 1968).

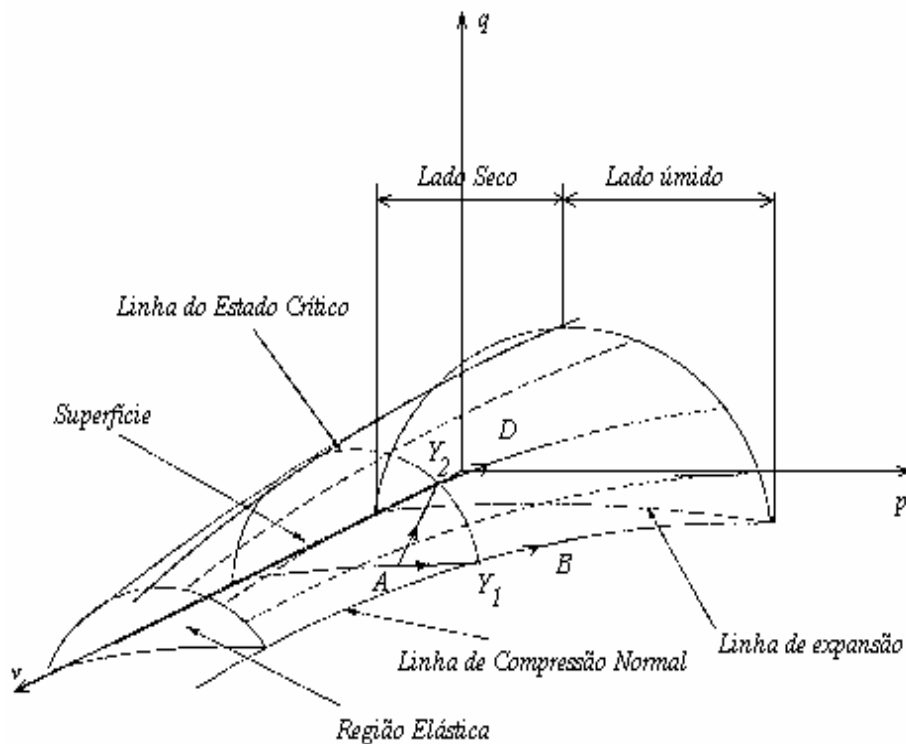


FIGURA 3.4 – SUPERFÍCIE DO MODELO CAM-CLAY MODIFICADO NO ESPAÇO (p, q, v) .

3.6 COMPORTAMENTO PLÁSTICO

O comportamento plástico é definido quando ocorrem deformações irreversíveis no solo em processos de carga ou descarga. Foi utilizado um novo critério para o CAM-CLAY Modificado, caracterizado por:

$$q^2 - M^2 (p' - p'_o) - p'^2 = 0 \quad 3.19$$

que representa a equação de uma elipse no plano (q, p') , onde M é constante e p'_o define o tamanho da elipse, como ilustrado na Figura 3.5.

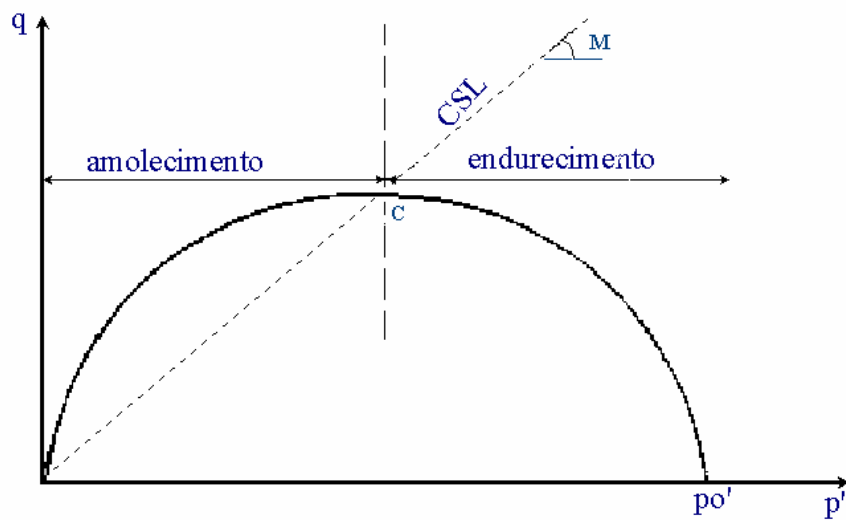


FIGURA 3.5 – SUPERFÍCIE DE PLASTIFICAÇÃO DO CAM-CLAY MODIFICADO.

CAPÍTULO 4 – MODELAGEM DOS SOLOS NÃO SATURADOS

4.1 HISTÓRICO

O desenvolvimento de modelos constitutivos para solos não saturados foi baseado em desenvolvimentos similares para solos saturados. Este capítulo apresenta uma revisão sumária sobre os vários tipos de modelos constitutivos capazes de reproduzir o comportamento mecânico dos solos não saturados e, em particular o desenvolvimento do modelo proposto por ALONSO et al. (1990).

A partir dos capítulos anteriores podemos concluir que a previsão do comportamento mecânico dos solos exige a elaboração de modelos constitutivos capazes de reproduzir com significativa acurácia as características básicas do comportamento observadas nestes materiais. No capítulo antecedente foi apresentada uma revisão dos princípios básicos dos modelos originais da família CAM-CLAY para solos saturados, servindo assim de base para a evolução dos modelos seguintes.

Diante das dificuldades encontradas para descrição do comportamento de solos não saturados e para aferição das variáveis relevantes a um modelo constitutivo, seu desenvolvimento vem sendo mais intenso nos últimos anos. Entretanto, os estudos relativos ao comportamento dos solos não saturados vêm sendo realizados há mais de duas décadas. Segundo ALONSO (1993), os modelos constitutivos disponíveis para solos não saturados podem ser agrupados na seguinte classificação:

- expressões analíticas ;
- superfícies de estado;
- modelos clássicos;
- modelos elastoplásticos.

No estudo dos solos não saturados é sempre pertinente uma discussão sobre vantagens e desvantagens entre modelos elásticos e elastoplásticos. As principais vantagens dos modelos elásticos estão na maior simplicidade de sua implantação numérica e na relativa facilidade de obtenção dos parâmetros dos solos, apesar de consumir muito tempo também, nos ensaios de laboratório com sucção controlada, como descrevem WHEELER e KARUBE (1995). A principal desvantagem da classe de modelos elásticos é não simular a diferença entre as deformações reversíveis e as deformações irreversíveis, resultando assim numa representação do comportamento dos solos muito simplificada.

WHEELER e KARUBE (1995) também relataram que as limitações dos modelos elásticos são evidentes ainda a partir da consideração de uma superfície de estado única entre o índice de vazios, a tensão efetiva e a sucção, quando os resultados experimentais e a analogia com os solos saturados demonstram claramente que a superfície só é única para a condição virgem de carregamento. Isto significa que a utilização de modelos elásticos deveriam limitar-se a condições de carga ou de descarga monótonas, com parâmetros do solo obtidos a partir de ensaios de laboratório com trajetória de tensões apropriadas ao problema analisado. Isto, no entanto, é muito difícil, uma vez que a trajetória de tensões em campo não é conhecida antecipadamente.

Com todas essas limitações dos modelos elásticos, verifica-se nos últimos anos a pluralização nos estudos de desenvolvimento de modelos para solos não saturados baseados na plasticidade. ALONSO et al. (1987) esboçaram com detalhes um amplo painel capaz de propiciar o desenvolvimento de modelos elastoplásticos. A partir daí foram publicados uma série de trabalhos (ALONSO et al, 1990; ALONSO et al, 1992; ALONSO et al 1994; BOLZON et al., 1996; CUI et al.,1995; GEHLING, 1994; GENS e ALONSO, 1992; JOMMI e DIPRISCO, 1994; KARUBE, 1988; KATO MATSUOKA e SUN, 1995; KOHGO et al., 1993A E 1993B; WHEELER e SIVAKUMAR, 1992,

1993, 1995) que demonstram que a evolução dos modelos elastoplásticos é um dos aspectos principais da pesquisa em solos não saturados, como observa GENS (1995).

ALONSO et al (1987), baseados na teoria da elastoplasticidade, apresentaram um modelo constitutivo capaz de reproduzir o comportamento tensão - deformação dos solos parcialmente saturados. Sendo este modelo formulado usando dois estados independentes de variáveis de tensão: o excesso de tensão total sobre a pressão do ar e a sucção. O modelo é capaz de representar, de uma maneira consistente e unificada, muitas das características fundamentais do comportamento dos solos parcialmente saturados que foi tratado separadamente pelos modelos propostos anteriormente. Devido a evidência experimental ter sido limitada, o modelo foi aceito na forma mais simples possível para prover uma estrutura básica permitindo extensões com o avançar das pesquisas. É importante ressaltar que a aplicabilidade deste modelo está limitada a solos de moderada a leve expansão (areias, siltes, areias argilosas, argilas arenosas e até mesmo argilas de baixa plasticidade), excluindo os solos que apresentem materiais altamente expansivos.

4.2 CARACTERÍSTICAS RELEVANTES DOS SOLOS PARCIALMENTE SATURADOS

Apresentando-se como um dos principais aspectos, no que diz respeito ao comportamento de solos parcialmente saturados, vem a consequente variação volumétrica quando estes solos sofrem mudanças de umidade. Dando ênfase em algumas variáveis significativas do seu comportamento.

Como parte principal de um todo é importante caracterizar a sucção total e suas duas componentes: a sucção mátrica, $(u_a - u_w)$ e a sucção osmótica, π . Como comentado no Capítulo 2, a sucção mátrica está associada a dois processos de interação da água com a matriz do solo: a capilaridade e adsorção. Já a sucção osmótica é relacionada à concentração de sais na água do solo. Para a faixa de variação de umidade usuais na

engenharia, a componente relevante no comportamento dos solos não saturados é a sucção mátrica, enquanto que a influência da sucção osmótica é insignificante.

Como resultado de ensaios realizados durante a evolução nos estudos dos solos parcialmente saturados, chegou-se a algumas conclusões: um aumento na sucção contribui para o enrijecimento do solo contra variações da carga externa aplicada e aumenta a tensão de pré-adensamento aparente, ou seja um aumento na sucção mátrica causa um aumento na rigidez do solo. Por outro lado, o umedecimento, que reduz a sucção mátrica, induz ao colapso.

Esta característica é comumente observada nos solos não saturados de baixa a média densidade, tanto natural como compactado. As amostras sofrem colapso ou expansão sob umedecimento para determinadas faixas de tensões aplicadas. A intensidade do colapso depende da magnitude da tensão confinante aplicada. Para baixa tensão confinante observa-se uma pequena expansão. Para tensões mais elevadas, no entanto, ocorre um aumento contínuo do colapso com a tensão. Frequentemente, observa-se um colapso máximo para determinado valor de "tensão crítica", além da qual o colapso diminui com a tensão aplicada.

Dependendo da trajetória de tensão aplicada, os resultados de ensaios divulgados na literatura em amostras submetidas a uma combinação sequencial de carregamento e umedecimento (onde não há diminuição do grau de saturação) revela que a deformação volumétrica final para um estado comum de tensão e sucção é, comumente, independente da trajetória de tensão seguida pela amostra. Neste caso, os resultados de ensaios de colapso podem ser descritos por superfícies de estado, que relacionam a variação de volume de um solo com a tensão isotrópica e sucção aplicadas. Este tipo de relação foi proposta inicialmente por BISHOP e BLIGHT (1963) e está ilustrado na Figura 4.1.

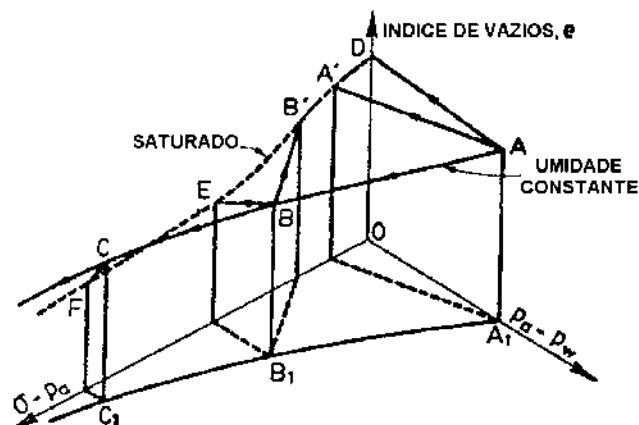


FIGURA 4.1 - VARIAÇÃO DE VOLUME SOB TENSÃO ISOTRÓPICA (BISHOP E BLIGHT, 1963).

Entretanto, para trajetórias de tensões generalizadas a deformação volumétrica apresenta uma forte dependência da trajetória. Alguns autores mostram que trajetórias que envolvem aumento na sucção (secagem) e subsequente aumento da tensão aplicada ou, alternativamente, aumento na tensão aplicada seguido por secagem, com as mesmas condições iniciais e finais de tensões, apresentam variações de volumes distintas. Na Figura 4.2, por exemplo, estão apresentadas as trajetórias impostas a três amostras de solo de uma mesma série de ensaios (JOSA et al., 1987). As três amostras partem de um mesmo ponto inicial A e chegam a um mesmo ponto final G através de distintas trajetórias (ADG, ACFG, ABEG). As deformações volumétricas resultantes estão apresentadas na Figura 4.3, a partir do índice de vazios.

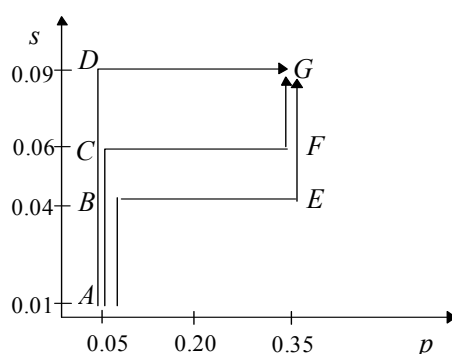
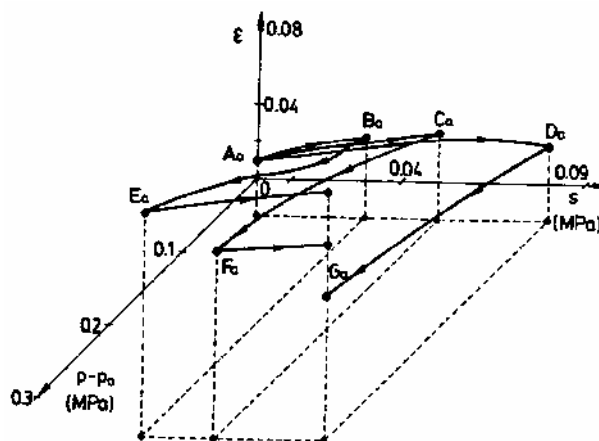


FIGURA 4.2 - TRAJETÓRIAS DE TENSÃO PARA OS ENSAIOS (JOSA et al., 1987).



**FIGURA 4.3 - DEFORMAÇÕES VOLUMÉTRICAS MEDIDAS EM ENSAIOS
(JOSA et al., 1987)**

4.3 FORMULAÇÃO PARA ESTADO DE TENSÕES ISOTRÓPICAS SEGUNDO O MODELO DE ALONSO et al. (1990)

A aplicação do modelo exige a determinação dos seguintes parâmetros:

A) Estado Inicial:

- tensão inicial: p_i, q_i, s_i ;
- volume específico: v_0 ;
- parâmetros de endurecimento que definem a posição inicial da superfície de escoamento:

p – tensão de pré-consolidação para um certo nível de sucção;

p^*_o – tensão de pré-consolidação para sucção igual a zero; e

S_0 – parâmetro de endurecimento da curva de escoamento ‘SI’;

B) Parâmetros diretamente associados com a curva de escoamento ‘LC’:

p^c – estado de tensões de referência, determinado em ensaio;

k - parâmetro de rigidez elástico para variações na tensão média total, p ;

$\lambda(0)$ – valor de λ (s) na sucção zero ($s = 0,0$);

r – parâmetro que define a rigidez máxima do solo para altos níveis de sucção, varia entre 0 e 1; e

β - parâmetro que controla a taxa de aumento de rigidez do solo com a sucção;

C) Parâmetros diretamente associados com a variação na sucção e curva de escoamento 'SI':

λ_s – inclinação da curva tensão, escala logarítmica, e volume específico, para variação da sucção s ;

κ_s – parâmetro de rigidez elástica para variações na sucção;

D) Parâmetros diretamente associados com a mudança da tensão cisalhante e resistência ao cisalhamento:

M – inclinação da linha de estados críticos, admite-se que é constante;

k – constante para aumento da coesão com o aumento da sucção; e

G – módulo cisalhante dentro do domínio elástico.

Considerando um ensaio isotrópico com sucção constante sujeito a incrementos de carga (p), o modelo foi formulado usando duas variáveis de tensão:

$$p = \sigma_m - u_a = \frac{(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)}{3} - u_a \quad 4.1$$

$$s = u_a - u_w \quad 4.2$$

Sendo: p - tensão total média excedente sobre a pressão do ar, e

s - sucção

As deformações plásticas podem ser decorrentes do aumento da sucção ou da tensão total. O comportamento de duas amostras de solo sob sucções diferentes ($s = 0$ e $s = s_1$) e carregamento isotrópico é representado na Figura 4.4.

Para amostra saturada a tensão de escoamento é p^*_0 (tensão de pré-adensamento saturada) enquanto que, para a amostra sob sucção s , o escoamento se dará a uma tensão p_0 maior. Para cada valor de sucção existe um valor de tensão de escoamento

correspondente. Para dois pontos pertencentes a mesma curva de escoamento, tais como os pontos 1 e 3 na Figura 4.4, é possível estabelecer uma relação entre p_o e p^*_o através dos volumes específicos do solo nestes pontos.

Admitindo a trajetória de tensões 1-2-3, em que o solo é inicialmente descarregado de p^*_o a p_o , sob sucção constante (trecho 1-2) e depois submetido a uma redução na sucção de s_1 a zero, sob tensão constante p^*_o (trecho 2-3), tem-se:

$$v = N(s) - \lambda(s) \ln \frac{p}{p_c} \quad 4.3$$

onde: v - volume específico;

$N(s)$ - volume específico inicial; e

p_c - estado de tensão de referência em que $v = N(s)$.

O descarregamento com sucção constante (trecho 1-2) encontra-se na região elástica, portanto:

$$dv = -\kappa \frac{dp}{p} \quad 4.4$$

onde: κ - parâmetro de rigidez elástica para variação da tensão p .

O umedecimento indicado do ponto 2 ao 3 também ocorre no domínio elástico e a deformação volumétrica neste trecho é expressa por:

$$dv = -\kappa_s \frac{ds}{(s + p_{at})} \quad 4.5$$

Sendo: p_{at} - pressão atmosférica, presente na expressão para evitar valores infinitos quando a sucção aproxima-se de zero; e

κ_s - parâmetro de rigidez elástica para variação da sucção s .

Relacionando os volumes específicos dos pontos 1 e 3 chega-se a :

$$v_1 + \Delta v_p + \Delta v_s = v_3 \quad 4.6$$

Substituindo as equações na Equação 4.6 pode-se chegar à expressão que relaciona “ p_o ” e “ p^*_o ” e representa a equação da curva de escoamento,

$$\left(\frac{p_0}{p^c}\right) = \left(\frac{p_0^*}{p^c}\right)^{[\lambda(0)-\kappa]/[\lambda(s)-\kappa]} \tag{4.7}$$

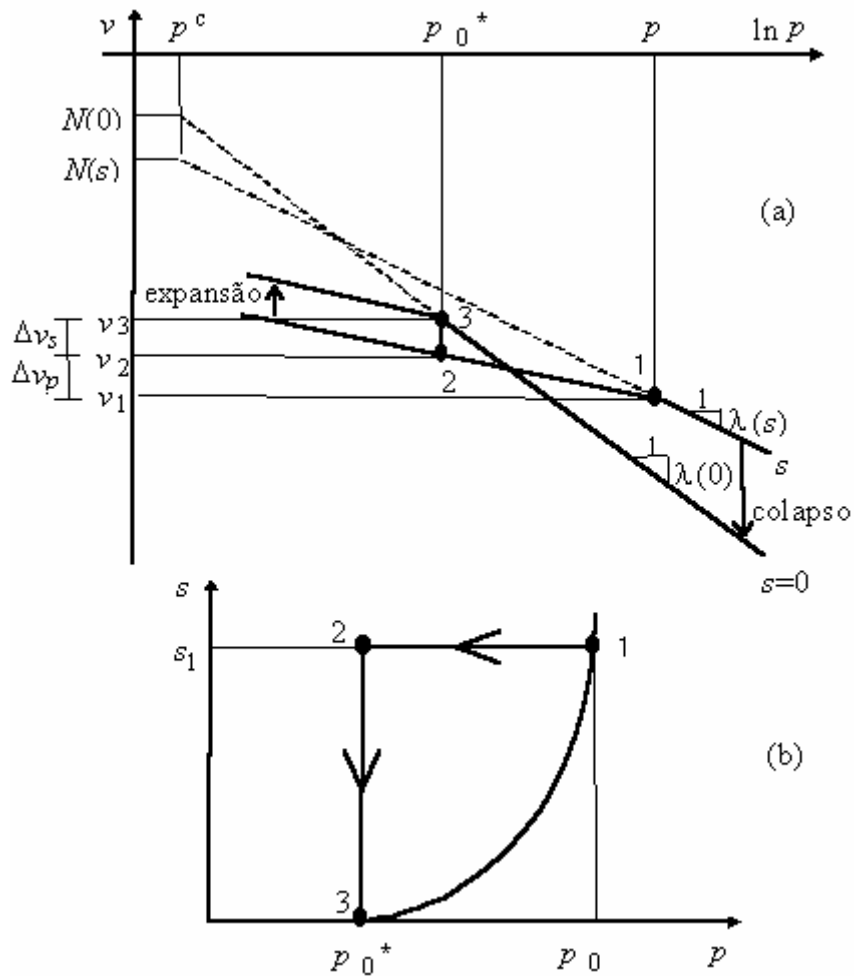


FIGURA 4.4 – RELAÇÃO ENTRE AS TENSÕES DE PRÉ-ADENSAMENTO.

onde: $\lambda(0)$ - inclinação da linha de adensamento virgem saturada e;

$\lambda(s)$ - inclinação da linha de adensamento virgem para uma determinada sucção s , tal que

$$\lambda(s) = \lambda(0)[(1 - r)\exp(-\beta s) + r] \tag{4.8}$$

sendo: β - parâmetro que controla a taxa do aumento da rigidez do solo com a sucção; e

r - constante relacionada com a rigidez máxima do solo, tal que: $r = \lim_{s \rightarrow \infty} \frac{\lambda(s)}{\lambda(0)}$

A Equação 4.7 define o aumento na tensão de escoamento isotrópica, p_o , com o aumento da sucção e o fenômeno de colapso observado nos caminhos de umedecimento. Como resultado, a curva de escoamento dada pela Equação 4.7 é chamada curva de escoamento carregamento-colapso, ou curva LC (after loading-collapse).

4.3.1 SUPERFÍCIE DE ESCOAMENTO NO ESPAÇO (p, q, s)

Para incluir o efeito das tensões cisalhantes, deve-se incorporar a tensão desvio, q .

A superfície de escoamento é expressa pela equação:

$$F_1(p', q, s, p'_o(0)) = q^2 - M^2 (p' + p_s)(p'_o - p') = 0 \quad 4.9$$

Sendo:

$$p_s = K \cdot s \quad 4.10$$

Quando o solo está saturado, ou seja $s = 0$, a superfície de plastificação do modelo de ALONSO et al (1990) coincide com a superfície de plastificação do modelo CAM-CLAY Modificado (SCHOFIELD e WROTH, 1968).

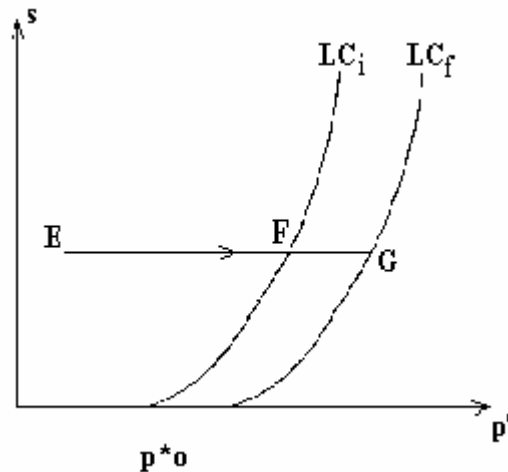
Neste caso, para $s = 0$ tem-se, o $p_s = 0$ e $p^*_o = p_o$, logo:

$$F(p, q, p_o) = q^2 - M^2 p \cdot (p_o - p) = 0 \quad 4.11$$

A posição da curva LC no espaço $p' - s$ é fixada pelo valor da pressão p^*_o .

A movimentação da curva LC, aumentando o domínio elástico, implica na introdução de alguma deformação volumétrica plástica e este movimento é controlado

pelo parâmetro de endurecimento p^*_o . Tal como pode ser visto na Figura 4.5, a trajetória de tensões EG, que consiste no carregamento do solo a sucção constante, provoca deformações compressivas no solo de origem puramente elástica (EF) e deformações que são parte elásticas e parte plásticas (EG).



**FIGURA 4.5: CARREGAMENTO ISOTRÓPICO A SUCCÃO CONSTANTE
(APÓS ALONSO et al, 1987).**

A deformação gerada no trecho EF pode ser calculada utilizando, simplesmente, a equação:

$$\delta \varepsilon_v^e = \frac{\kappa}{\nu p} \delta p \quad 4.12$$

A deformação no trecho EG necessita de uma expressão pouco mais complexa:

$$\delta \varepsilon_v = \frac{\kappa}{\nu p'} \delta p' + \frac{\lambda(0) - \kappa}{\nu p^*_o} \delta p^*_o \quad 4.13$$

A Figura 4.6 apresenta o comportamento do solo sob trajetória de umedecimento. Considerando a trajetória AB, que corresponde a redução da sucção a um valor de p constante e inferior a p^*_o , observa-se que apenas deformações expansivas elásticas são geradas. Segundo ALONSO, GENS e JOSA (1990) estas deformações podem ser determinadas pela equação:

$$\delta \varepsilon_v^e = \frac{\kappa_s}{\nu(s + p_{at})} \delta s \quad 4.14$$

Por outro lado, a trajetória CM, que corresponde a redução da sucção a um valor de p' constante e maior que p_o^* , observa-se que no trecho CD ocorre expansão elástica e no trecho DM, uma parcela de colapso plástico acrescida à deformação anterior. Esta deformação descrita pode, então, ser expressa utilizando-se a equação:

$$\delta\varepsilon_v = \frac{\kappa_s}{v(s + p_{atm})} \delta s + \frac{\lambda(0) - \kappa}{vp_o^*} \delta p_o^* \quad 4.15$$

O segundo termo da equação resulta da primeira hipótese feita por ALONSO, GENS e HIGHT (1987), que o fenômeno do colapso observado na trajetória de tensão envolvendo redução na sucção é essencialmente o mesmo processo da compressão plástica que ocorre no carregamento isotrópico além do ponto de escoamento.

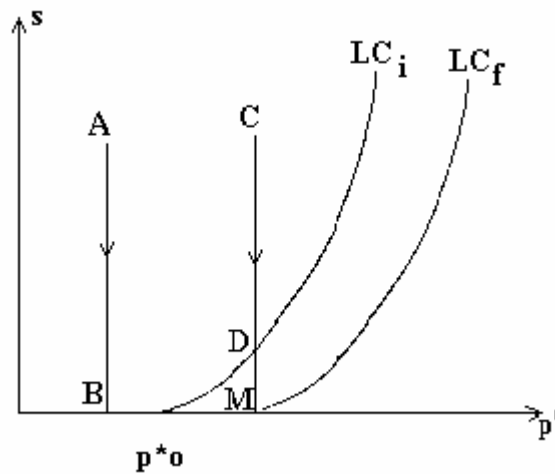


FIGURA 4.6: TRAJETÓRIAS DE UMEDECIMENTO A DIFERENTES VALORES DE TENSÃO MÉDIA (APÓS ALONSO et al., 1987).

4.3.2 CURVA SI

ALONSO, GENS e JOSA (1990) definiram uma segunda curva de escoamento, a curva de escoamento SI ("Suction Increase") que consiste de uma linha reta e paralela ao eixo p' e é expressa pela equação:

$$F_2(s, s_0) = s - s_0 = 0 \quad 4.16$$

A Figura 4.7 apresenta um incremento de sucção que resulta no deslocamento da curva para além do valor máximo de sucção já experimentado pelo solo. Este incremento de sucção produz uma redução no volume específico do solo que pode ser quantificado pelo índice de compressão λ_s .

No trecho OP as deformações elásticas geradas podem ser calculadas pela equação:

$$\delta\varepsilon_v^e = \frac{\kappa_s}{v(s + p_{at})} \delta s \quad 4.17$$

Verifica-se que no trecho PQ ocorrem deformações elásticas e plásticas cuja expressão utilizada para sua determinação é:

$$\delta\varepsilon_v^p = \frac{\lambda_s - \kappa_s}{v(s + p_{at})} \delta s_o \quad 4.18$$

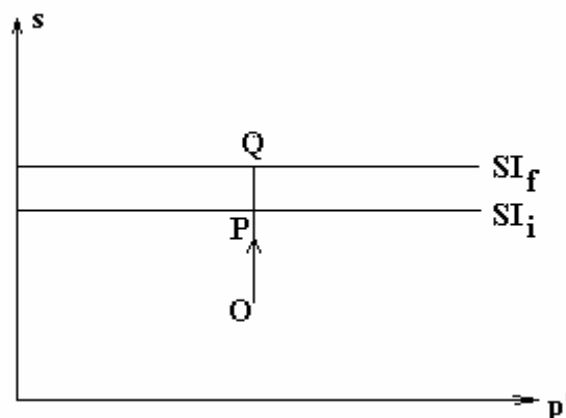


FIGURA 4.7 TRAJETÓRIA DE TENSÃO DE SECAGEM.

ALONSO et al. admitiram que λ_s e os dois índices de expansão elástica κ e κ_s tinham um valor constante, com somente $\lambda(s)$ variando com a sucção.

A Figura 4.8 apresenta as superfícies de plastificação segundo os planos bidimensionais das variáveis de estado $(p \times q)$ e $(p \times s)$, segundo o Modelo de ALONSO et al (1990), estas duas superfícies, LC e SI, definem o campo de tensões que limitam uma região elástica.

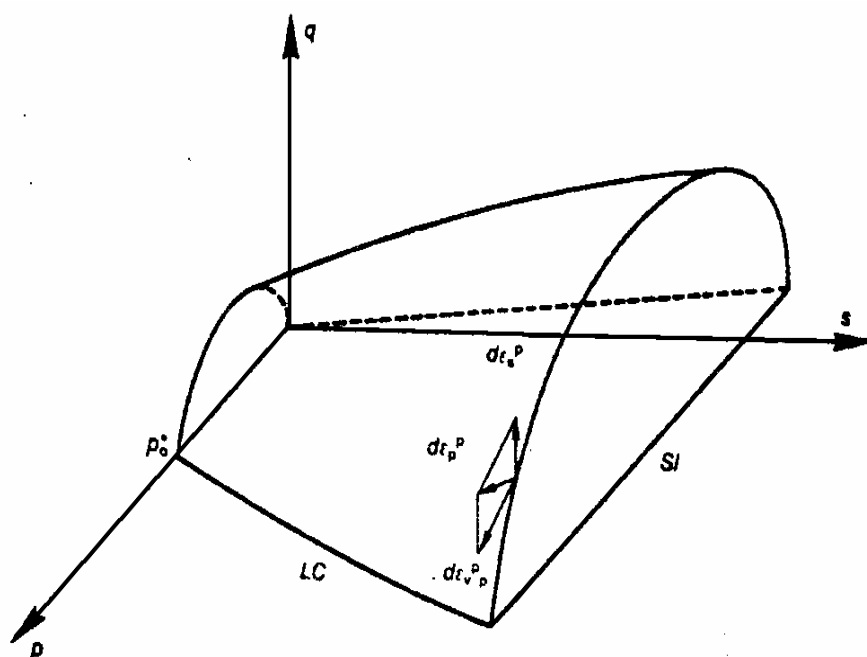


FIGURA 4.8: REPRESENTAÇÃO DA SUPERFÍCIE DE PLASTIFICAÇÃO NO ESPAÇO (p, q, s) .

4.3.3 ACOPLAMENTO DAS CURVAS SI E LC

JOSA et al., (1987) mostraram que a movimentação da curva SI afeta a resposta do solo com relação a curva LC.

ALONSO, GENS e HIGHT (1987) sugeriram um acoplamento entre a movimentação das curvas SI e LC, conforme está apresentado na Figura 4.10.

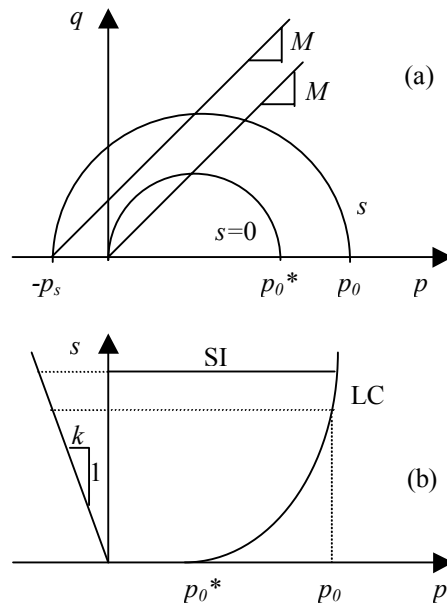


FIGURA 4.9: FORMULAÇÃO DA LEI DE DEFORMAÇÃO ELASTO-PLÁSTICA SEGUNDO O MODELO DE ALONSO et al., (1990)

Os incrementos de deformação podem ser divididos em duas parcelas devido aos:

- incrementos elásticos:

$$d\varepsilon_v^e = d\varepsilon_{vp}^e + d\varepsilon_{vs}^e \quad 4.19$$

Sendo: $d\varepsilon_v^e$ - incremento de deformação volumétrica elástica total;

$d\varepsilon_{vp}^e$ - incremento de deformação volumétrica elástica devido à variação de tensão p ;

$d\varepsilon_{vs}^e$ - incremento de deformação volumétrica elástica devido à variação de sucção s .

- incrementos plásticos:

$$d\varepsilon_v^p = d\varepsilon_{vp}^p + d\varepsilon_{vs}^p \quad 4.20$$

Sendo: $d\varepsilon_v^p$ - incremento de deformação volumétrica plástica total;

$d\varepsilon_{vp}^p$ - incremento de deformação volumétrica plástica devido à variação de tensão p ;

$d\varepsilon_{vs}^p$ - incremento de deformação volumétrica plástica devido à variação de sucção s .

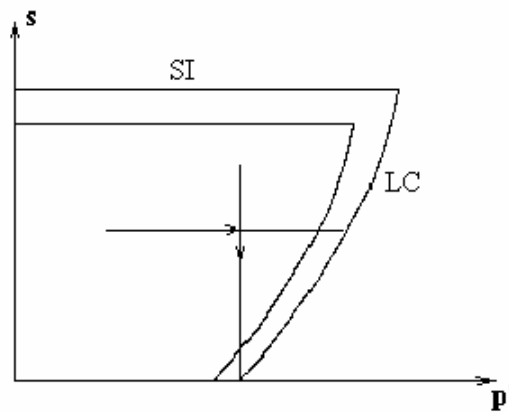


FIGURA 4.10: ACOPLAMENTO DAS CURVAS SI E LC.

O parâmetro q , responsável pelo efeito da tensão cisalhante produz, em situações localizadas na região elástica, incremento de deformação cisalhante elástica:

$$d\varepsilon_s^e = \frac{1}{3G} dq \quad 4.21$$

Sendo: G - módulo cisalhante

Em situações que ultrapassam a região elástica, resultando em deformação plástica, o acréscimo no parâmetro conduzirá a deformações calculadas pela expressão:

$$d\varepsilon_s^p = \frac{\lambda_s - \kappa_s}{\nu} 2\alpha q \quad 4.22$$

$$\alpha = \frac{1}{\left(1 - \frac{k}{\lambda(0)}\right)} \left[\frac{M(M-9)(M-3)}{9 \cdot (6-M)} \right] \quad 4.23$$

Sendo: α - parâmetro introduzido para que a lei de escoamento simule deformação lateral zero para o estado de tensões correspondente a valores de K_o de JAKY (1948), citado por ALONSO et al (1990), onde:

$$K_o = 1 - \text{sen } \phi' = \frac{(6-2M)}{(6+M)} \quad 4.24$$

Substituindo as Equações 4.12 e 4.14 na Equação 4.19 e somando a Equação 4.21, obtém-se a expressão para cálculo do incremento de deformação elástica total:

$$d\varepsilon^e = \frac{k}{v} \frac{dp}{p} + \frac{k_s}{v} \frac{ds}{(s + p_{\text{atm}})} + \frac{1}{3G} dq \quad 4.25$$

CAPÍTULO 5 – CARACTERÍSTICAS DA BARRAGEM DE PIRAPAMA

5.1 PROPRIEDADES GERAIS

5.1.1 LOCALIZAÇÃO

As amostras de solo utilizadas neste trabalho foram obtidas do Furo nº 01 da área de empréstimo da Barragem de Pirapama - PE. Este local foi escolhido em função de já haver um programa de pesquisa com este solo desenvolvido no laboratório de solos/DEC/UFPE. A Figura 5.1 esboça a localização do Rio Pirapama e da Barragem do Rio Pirapama.

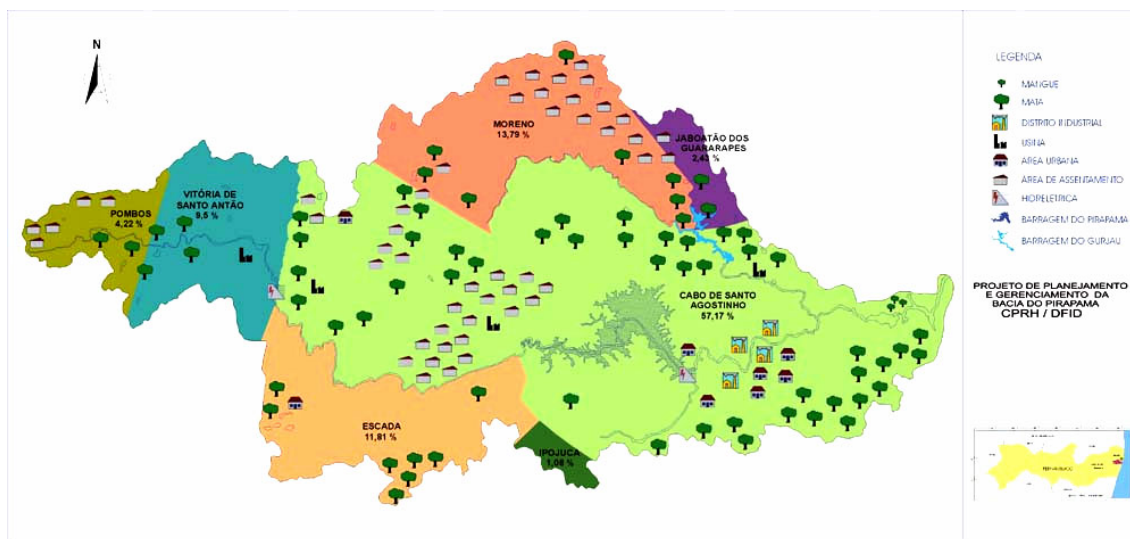


FIGURA 5.1 – RIO PIRAPAMA E BARRAGEM DO RIO PIRAPAMA.

O empreendimento constitui-se em uma barragem de acumulação em construção no Rio Pirapama, para regularização das descargas desse curso d'água, com vistas ao abastecimento urbano.

O local de sua construção se situa no município do Cabo, Estado de Pernambuco, a cerca de 30km ao sul da capital, Recife. O eixo selecionado está localizado, mais precisamente, a montante de uma série de meandros que o rio apresenta ao atravessar o Distrito Industrial aí existente e a cidade do Cabo.

A barragem considerada tem como finalidade principal reforçar o abastecimento urbano da região em apreço, mais especificamente, daquelas localidades que compõem o setor sul da Região Metropolitana do Recife, compreendendo a cidade do Cabo e seu

distrito industrial, Ponte dos Carvalhos, Pontezinha, Muribeca dos Guararapes, Praias da Zona Sul, desde Piedade até Barra de Jangada; Prazeres e seu Distrito Industrial e finalmente a alça sul dos Grandes Anéis do Sistema de Recife.

A incorporação dessa obra ao sistema de abastecimento deverá elevar em $5,64\text{m}^3/\text{s}$ a atual capacidade de produção proporcionada pelos sistemas em operação, possibilitando o atendimento a uma demanda adicional de 2.500.000 habitantes.

A barragem sobre o Rio Pirapama foi projetada visando o represamento de $60.937.000\text{m}^3$ de água, tendo por finalidade principal conforme assinalado, o reforço do abastecimento de água da Região Metropolitana do Recife.

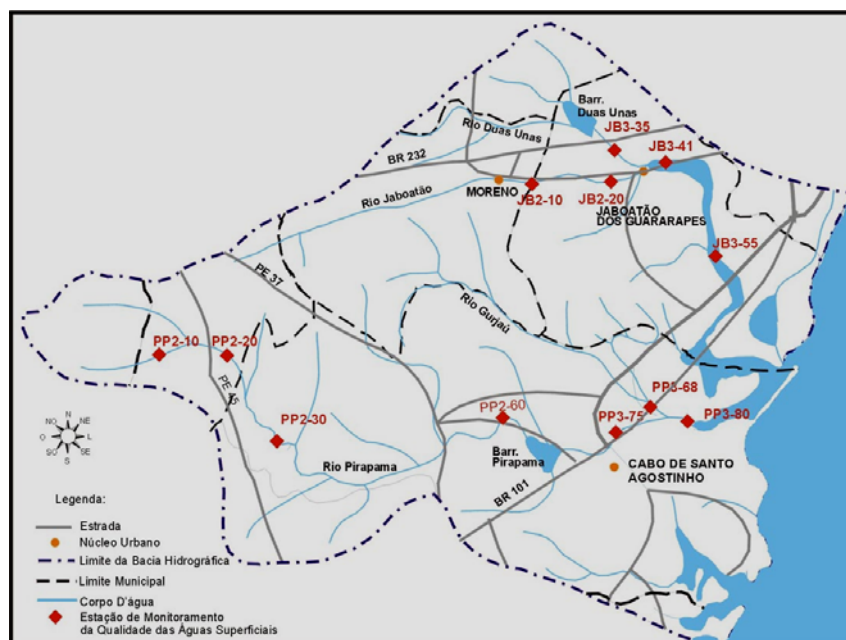


FIGURA 5.2 – MAPA DE LOCALIZAÇÃO DO RIO PIRAPAMA E DA BARRAGEM PIRAPAMA.

5.1.2 ASPECTOS CLIMÁTICOS

As informações sobre os aspectos climáticos e geológicos foram obtidas a partir de relatórios constantes no CPRH.

O perfil estudado se localiza numa área de clima úmido e com uma antiga cobertura vegetal na zona da mata sul de Pernambuco. Com chuvas abundantes e médias pluviométricas em torno de 1800mm anuais, a fachada oriental do Nordeste se caracteriza por chuvas de outono - inverno justificando a identificação de um clima quente e úmido, pseudo tropical.



FIGURA 5.3 – BACIA DO RIO PIRAPAMA.

As temperaturas são relativamente uniformes ficando em torno de 24° com oscilação em torno de 4°. O inverno é chuvoso e menos quente com mais frequência dos efeitos da massa de ar polar deslocada do sul.

5.1.3 ASPECTOS GEOLÓGICOS

A zona da mata caracterizada por ter sido coberta por uma camada vegetal densa com pluviosidade considerável e bem distribuída, contribui com uma intensa alteração

bioquímica superficial dando origem a solos argilosos profundos com espessura de mais de 10m.

Os solos são quase todos oriundos do Pré-Cambriano, ou sejam, podzólico vermelho - amarelo orto, fase floresta subperenifólia. Também nas várzeas dos rios principais da região os canaviais ocupam consideráveis áreas, principalmente em solos aluviais distróficos e eutróficos com textura indiscriminada, fase floresta perenifólia de várzea. São solos com horizontes B textural e argila de baixa atividade não hidromórfica.

As sondagens executadas indicam a presença de descontinuidades estruturais (fendas e fraturas), as quais são favoráveis às perdas d'água. Contudo, essas fraturas se fecham a uma profundidade média de 30m ou, superficialmente estão preenchidas por veios de quartzo.

Além disso, considerando-se as áreas em que o embasamento está coberto pela camada residual, as chances de fuga são mínimas e, se ocorrerem, serão de pequena monta e temporárias.

Outro aspecto importante é a influência do relevo no deflúvio superficial. Em certas áreas a água escoia superficialmente perdendo gradativamente a velocidade, enquanto que em outras ocorre um aumento de velocidade, a medida em que o gradiente aumenta, impedindo a infiltração e carreando o material superficial.

5.1.4 ASPECTOS GEOTÉCNICOS

Na área do eixo barrável ocorre um migmatito epibolítico, mostrando em alguns locais ainda evidência do gnaiss anterior a migmatização, possui xistosidade com a

direção de 30° a AZ. Essa rocha encontra-se bastante fraturada, embora raramente essas fraturas apresentem abertura maior que 1,0mm. O espaçamento entre elas varia de 0,10 a 1,50m.

A existência de blocos de grandes dimensões, imersos numa matriz areno-argilosa, principalmente na ombreira direita, deixam clara a possibilidade da existência de tálus.

Na área do sangradouro, constatou-se ocorrência de horizontes distintos, constituídos por solo residual, saprolito, rocha sã e, em certas zonas, blocos de rochas cimentados por silte argiloso.

Essas condições geotecnológicas indicam possibilidades de erosão regressiva na faixa de saprolito e defluxo no contato rocha sã / saprolito, no lado esquerdo do canal de sangria, configuração esta que favorece a instabilidade dos taludes dos cortes que serão ali procedidos.

5.1.5 ASPECTOS TOPOGRÁFICOS

Existência de boqueirões, que, embora estreitos, não possuem taludes muito íngremes até a cota de 60m, com exceção de alguns trechos, onde cortes para estradas carrocáveis deixam taludes de 1:2 (H:V), o maior dos taludes possui declividades de 1,5:1(H:V), com ângulo máximo de inclinação de 37°.

5.1.6 ASPECTOS GEOMORFOLÓGICOS

Na porção da bacia a montante da barragem, o rio Pirapama tem, em geral, uma declividade longitudinal pouco acentuada, entremeada em alguns trechos com

corredeiras e pequenas cascatas. O rio se apresenta com maior declive, numa curta distância a montante da Usina hidrelétrica da Cachoeira Tapada, onde se verifica um desnível de 40m em apenas 150m. A contribuição de pequenos e múltiplos afluentes propicia um aumento de transporte de carga sólida.

A parte baixa da bacia, a jusante da rodovia BR-101 tem um relevo mais plano, destacando-se apenas, as elevações correspondentes ao aglomerado do Cabo e as rochas efusivas, assim como aos sedimentos do grupo Barreiras.

5.2 CARACTERÍSTICAS DO SOLO

Nas rochas locais, mineralogicamente domina a ocorrência de feldspatos que, associados ao tipo climático local e a ocorrência, mesmo em pequenas proporções, de anfíbio, favorecem o domínio do intemperismo químico que conduz a formação de solos essencialmente argilo-siltosos de cor vermelha e/ou alaranjada.

Os fortes declives do relevo local contribuem para uma infiltração, principalmente nas áreas desmatadas, médio a moderada, fato que vem dificultar e/ou impedir a lixiviação dos solos finos resultantes da decomposição dos feldspatos e maciços da rocha local, propiciando as condições necessárias para a formação de solos espessos e maduros, que de acordo com estudos executados na área do canal de sangria e ombreira direita, chegam a atingir 8m.

A ocorrência de solos aluvionares restringe-se aos terraços e calha menor da rede hidrográfica e texturalmente são constituídos por siltes, argilas e areias compressíveis, haja vista o seu posicionamento topográfico.

5.2.1 RETIRADA DAS AMOSTRAS

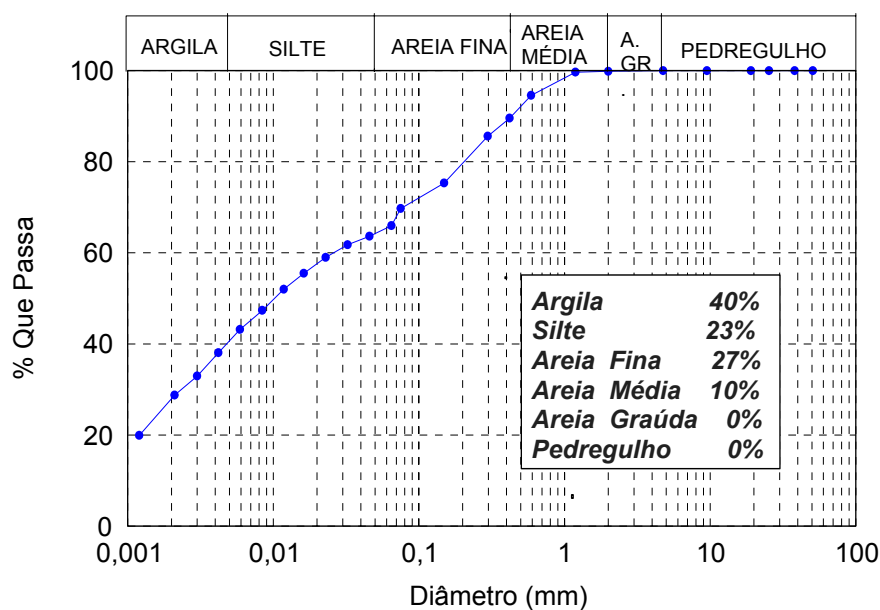
Foram utilizadas amostras deformadas obtidas com furo de trado com $\varnothing = 8''$, até 10m de profundidade. Os primeiros 0,50m de solo do furo foram desconsiderados

devido a presença de matéria orgânica, proveniente de raízes. A partir dos 0,50m, era coletada a cada metro de profundidade todo o solo removido do furo.

As amostras do solo foram acondicionadas em sacos de polietileno e levadas ao laboratório. No presente estudo foram selecionadas amostras na profundidade de 1,50m a 2,50m. O material apresentava-se com baixa umidade e na forma de torrões. Realizou-se então a secagem ao ar e o destorroamento da amostra. Para tanto empregou-se o almofariz com a mão de gral recoberta com borracha. Esta operação foi realizada cuidadosamente, evitando-se a quebra dos grãos. Fez-se em seguida o quarteamento do solo destorroado e guardou-se as amostras em sacos de polietileno para depois realizarem-se os ensaios programados.

5.2.2 GRANULOMETRIA

Foram realizados ensaios de sedimentação e peneiramento para a determinação da granulometria do solo estudado, segundo as normas da ABNT, NBR 7181. A composição granulométrica da amostra está apresentada na Tabela 5.1 e na Figura 5.4.



LABORATÓRIO DE SOLOS/UFPE

FIGURA 5.4 - ENSAIO DE GRANULOMETRIA.

5.2.3 LIMITES DE ATTERBERG E CLASSIFICAÇÃO DO SOLO

Os ensaios para determinação dos limites de Atterberg foram realizados na parte do solo que passou na malha da peneira nº 40 (0,42mm). O limite de liquidez e o limite de plasticidade foram determinados de acordo com as normas da ABNT NBR 6459 e NBR 7180. O limite de liquidez foi determinado no aparelho de Casagrande. Os resultados dos ensaios para determinação dos limites de Atterberg encontram-se na Tabela 5.1 e nas Figuras 5.4 e 5.5. Com os resultados dos limites de Atterberg e da curva granulométrica determinou-se a atividade das amostras de acordo com a expressão de SKEMPTON (1953):

$$\text{Atividade} = \frac{IP}{\% \leq 2\mu\text{m}} \quad 5.1$$

A atividade obtida foi de 0,70, ou seja, o solo é classificado como inativo.

TABELA 5.1 - COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA E CARACTERIZAÇÃO DAS AMOSTRAS

CARACTERIZAÇÃO DO SOLO	
COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA	Pedregulho + areia grossa - 0% Areia média - 10% Areia fina - 27% Silte - 23% Argila - 40%
CARACTERIZAÇÃO DO SOLO	Amostra 1 (prof. 1,5 - 2,5 m)
% PARTÍCULAS < 2µm	28%
LIMITE DE LIQUIDEZ	49%
LIMITE DE PLASTICIDADE	29,53%
ÍNDICE DE PLASTICIDADE	19,47%
ATIVIDADE	0,70

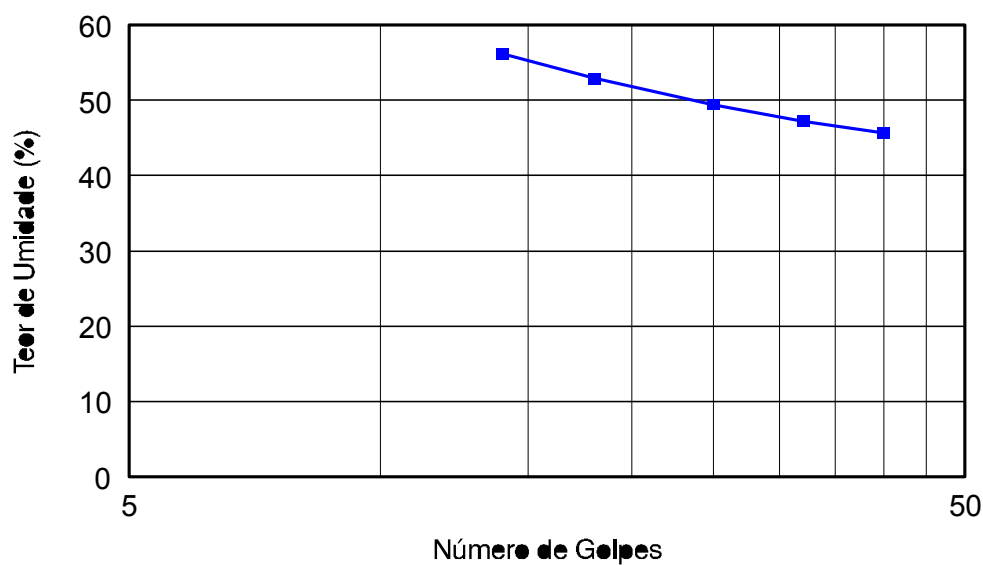


FIGURA 5.5 - LIMITE DE LIQUIDEZ.

5.2.4 DENSIDADE RELATIVA DOS GRÃOS

A determinação da densidade relativa dos grãos, G_s , foi feita de acordo com as normas da ABNT, NBR 6508. Para esses ensaios utilizou-se o material que passou na peneira nº10 (2,0mm). O material foi previamente secado em estufa. Foram usados picnômetros de 50 ml. Considerou-se como valor de densidade relativa dos grãos a média de duas determinações, sob as mesmas condições. O peso específico dos grãos foi de $2,675 \text{ g/cm}^3$.

5.2.5 PESO ESPECÍFICO APARENTE SECO MÁXIMO E UMIDADE ÓTIMA

Os ensaios de compactação dinâmica tipo PROCTOR normal foram realizados de acordo com as normas da ABNT, NBR 7182, NBR 6457. Utilizou-se o cilindro de compactação com $V_{\text{útil}}$ (volume útil) = 993 cm^3 e o soquete pesando 2,5 kgf. A altura de queda foi de 0,30m. A compactação foi feita em três camadas. Apresenta-se na Figura 5.6 a curva de compactação dinâmica obtida.

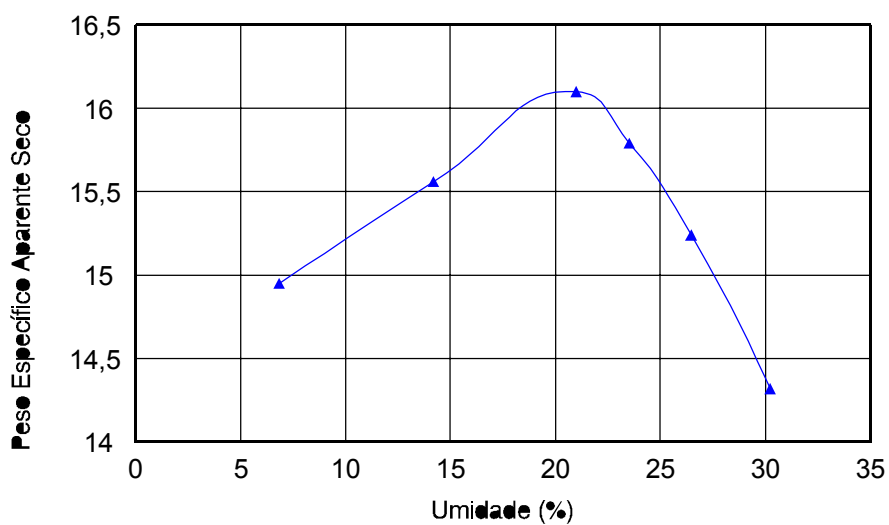


FIGURA 5.6 - ENSAIO DE COMPACTAÇÃO.

Através do gráfico observa-se que a umidade ótima do solo é $W_{\text{ót}} = 21,2\%$ e seu peso específico aparente seco máximo é $\gamma_{\text{smáx}} = 16,15 \text{ kN/m}^3$.

CAPÍTULO 6 – METODOLOGIA EMPREGADA NOS ENSAIOS

6.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo serão apresentadas as metodologias dos ensaios edométricos com sucção controlada, descrevendo-se sua montagem e o procedimento de ensaio utilizado. Para uma melhor descrição, serão mostrados também os caminhos de tensões desenvolvidos pelas amostras ao longo dos ensaios.

Foram realizados vários ensaios utilizando o mesmo solo estudado por PERAZZO (1996), com amostras compactadas com diversas umidades e densidades, para, além de analisar o efeito estrutural e mecânico nos solos compactados, estabelecer uma comparação entre os resultados obtidos através do modelo desenvolvido por

ALONSO et al (1990), para um mesmo tipo de solo, utilizando os mesmos parâmetros de modelagem, sob diferentes caminhos de tensões.

PERAZZO (1996) realizou ensaios edométricos com sucção constante e tensões verticais variáveis e ensaios edométricos com tensão vertical constante e sucção variável para definir assim os parâmetros a serem empregados no modelo de ALONSO et al (1990). No presente trabalho foram realizados ensaios com uma mesma sucção (150kPa), sob umidades e densidades diferentes, carregando o solo até três tensões de umedecimento finalizando com a aplicabilidade dos mesmos parâmetros encontrados por PERAZZO (1996) no modelo de ALONSO et al (1990).

Os ensaios foram realizados em três grupos, em relação aos valores de tensões verticais de inundação. Cada grupo foi dividido em subgrupos em função dos valores de umidade e densidade. A partir desses ensaios foi possível obter o comportamento do solo nas condições ensaiadas. Todos os ensaios foram desenvolvidos sob sucção constante, ficando estabelecidas três tensões verticais de inundação: 50kPa, 100kPa e 400kPa.

Com base nos resultados dos ensaios verificou-se a aplicabilidade do modelo de ALONSO et al (1990) utilizando os mesmos parâmetros encontrados por PERAZZO (1996).

6.2 MOLDAGEM DOS CORPOS DE PROVA

Os corpos de prova foram compactados estaticamente utilizando-se um cilindro com 3,0 cm de altura e 8,07 cm de diâmetro.

A compactação estática foi realizada de acordo com os seguintes procedimentos:

1. calculava-se o peso úmido do solo com base nos valores de umidade (w) e peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{sm\acute{a}x}$) da curva de compactação, através da seguinte equação :

$$W = \gamma_h \cdot V_{cil} \quad 6.1$$

onde:

$$\gamma_h = \gamma_d \cdot (1 + h) \quad 6.2$$

Sendo :W = peso do solo úmido;

γ_h = peso específico aparente úmido do solo;

V_{cil} = volume do cilindro.

2. lubrificava-se as paredes internas do molde e dos pistões com pomada de vaselina.
3. procedia-se a compactação na prensa cuja capacidade era de 10t. A velocidade empregada foi 0,245mm/min.

Concluída a compactação, determinava-se o peso e a altura da amostra, e calculava-se a densidade úmida. Admitiu-se como aceitável variações inferiores a 5% do valor previsto. A amostra era, então, acondicionada em sacos plásticos, além de papel alumínio, e guardada dentro da câmara úmida. Para esses corpos de prova o tempo de cura era de , no mínimo, três dias.

Inicialmente os corpos de prova eram moldados, a partir de uma amostra compactada com diâmetro superior o do anel de consolidação para diminuir a pressões radiais residuais a que os corpos de prova eram submetidos durante o processo de compactação. Utilizava-se o seguinte procedimento: debastava-se a camada superficial da amostra com a ajuda de uma espátula e cravava-se o anel. O anel avançava na amostra à medida que os excessos laterais e a superfície inferior eram debastados. Com o material que sobrava da moldagem retiravam-se três cápsulas para a determinação do teor de umidade.

Apresenta-se na Tabela 6.1 as condições de compactação das diversas séries de amostras.

TABELA 6.1 - CONDIÇÕES INICIAIS DAS AMOSTRAS DO GRUPO 1 (TENSÃO VERTICAL DE INUNDAÇÃO DE 50 kPA).

Ensaio	Condição Inicial
--------	------------------

	w(%)	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	e	Sr(%)
1-1	21,2	16,25	0,963	57,23
2-1	21,2	15,98	0,795	77,02
3-1	21,2	15,75	0,801	73,26
4-1	21,2	15,50	0,835	62,95
1-2	19,2	16,25	0,708	72,73
2-2	19,2	15,98	0,786	66,11
3-2	19,2	15,75	0,767	67,55
4-2	19,2	15,50	0,797	64,39
1-3	17,2	16,25	0,744	58,45
2-3	17,2	15,98	0,763	57,44
3-3	17,2	15,75	0,789	55,96
4-3	17,2	15,50	0,778	58,12

TABELA 6.2 - CONDIÇÕES INICIAIS DAS AMOSTRAS DO GRUPO 2 (TENSÃO VERTICAL DE INUNDAÇÃO DE 100 kPA).

Ensaio	Condição Inicial			
	w(%)	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	e	Sr(%)
1-1	19,71	14,55	0,815	63,83
2-1	20,10	15,50	0,704	75,40
3-1	20,12	14,97	0,762	69,67
4-1	22,03	14,83	0,779	74,60

TABELA 6.3 - CONDIÇÕES INICIAIS E FINAIS DAS AMOSTRAS DO GRUPO 3 (TENSÃO VERTICAL DE INUNDAÇÃO DE 400kPA).

Ensaio	Condição Inicial			
	w(%)	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	e	Sr(%)
1-1	21,2	16,25	0,963	57,23
2-1	21,2	15,98	0,771	71,37
3-1	21,2	15,75	0,739	7,3

4-1	21,2	15,50	0,726	75,28
1-2	19,2	16,25	0,707	71,32
2-2	19,2	15,98	0,681	74,27
3-2	19,2	15,75	0,723	69,15
4-2	19,2	15,50	0,787	63,77
1-3	17,2	16,25	0,693	64,36
2-3	17,2	15,98	0,736	60,34
3-3	17,2	15,75	0,705	61,22
4-3	17,2	15,50	0,772	57,61

6.3 EQUIPAMENTOS E TÉCNICAS DE ENSAIO

Após a pesagem do conjunto anel + solo, montava-se a célula de adensamento utilizando-se sempre papel filtro, sob a membrana “Visking”, entre a amostra e as pedras porosas. A drenagem dos corpos de prova era feita pelas saídas indicadas na Figura 6.2.

A membrana semipermeável permite o livre acesso da água livre à amostra pela parte inferior, sem deixar que a pressão de ar se dissipe através da mesma. No ensaio colocou-se a membrana semipermeável, saturada em água destilada, sobre a pedra porosa de grãos grossos da base da célula.

Após o fechamento da célula, aplicava-se a pressão de gás (nitrogênio), abrindo-se então, a passagem de água para conectar a pedra porosa da base ao sistema de drenagem à pressão atmosférica e imediatamente a seguir aplicava-se a carga no pendural.

Os seguintes cuidados eram tomados para a obtenção de boa precisão nas cargas aplicadas :

1. a relação dos braços de alavanca das prensas foi verificada com uma célula de carga;
2. os pesos utilizados foram aferidos;
3. procurava-se sempre manter o braço de alavanca na direção horizontal.

A vedação entre o pistão e a célula foi feita com graxa para rolamentos, visando não permitir o vazamento da pressão de ar. As deformações verticais dos corpos de prova foram medidas através de extensômetros mecânicos com sensibilidade de 0,01mm. Após o término do ensaio o corpo de prova era retirado e colocado em cápsulas para determinação de umidade.

As amostras eram carregadas, sob sucção constante de 150 kPa, até a tensão vertical de inundação em estágios de carga classificadas na Tabela 6.4. Acompanhava-se, em cada estágio, as deformações dos corpos de prova em função do tempo e, permitia-se atingir o equilíbrio. Após o último estágio de tensão, anulava-se a pressão de ar do corpo de prova, e permitia-se a expansão ou o colapso da amostra. Indica-se na Tabela 6.4 e na Figura 6.1 as trajetórias de tensões dos ensaios:

TABELA 6.4 – TRAJETÓRIAS DOS ENSAIOS EDOMÉTRICOS.

Ensaio	Sucção (kPa)	Tensão de Inundação(kPa)	Estágios de Carga
1	150 (cte)	50	12,5; 25 e 50kPa
2	150 (cte)	100	12,5; 25; 50 e 100kPa
3	150 (cte)	400	12,5; 25; 50; 100 e 400kPa

Abaixo estão relacionadas as trajetórias de tensões seguidas pelos ensaios:

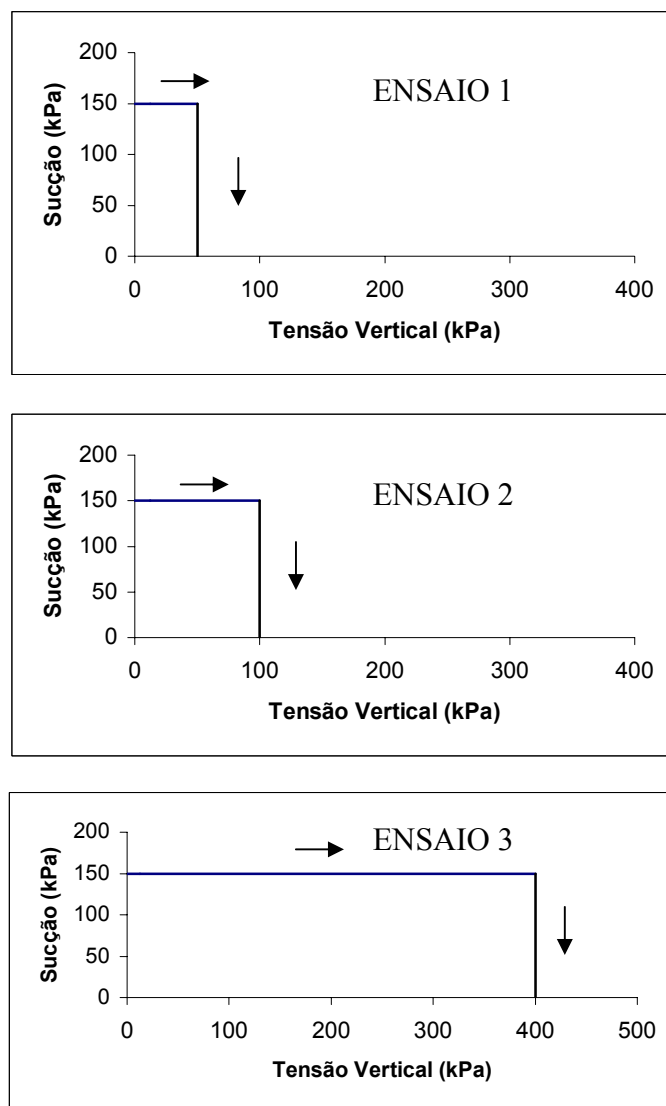


FIGURA 6.1 – TRAJETÓRIAS DE TENSÕES SEGUIDAS NOS ENSAIOS.

6.4 EQUIPAMENTOS – ENSAIO EDMÉTRICO COM SUCCÃO CONTROLADA

A célula edométrica com controle de sucção é um equipamento simples e que possibilita conhecer o comportamento do solo não saturado quanto à variação de volume. O controle de sucção (s) e a aplicação da tensão vertical (σ_v) possibilitam a realização de diferentes caminhos de tensões no espaço (s, σ_v).

A célula edométrica (Figura 6.2) é constituída por 3 peças: corpo cilíndrico e bases inferior e superior, cujos contatos são feitos através de O’rings para permitir uma

vedação adequada. A base inferior possui duas conexões para ligação com o reservatório com água (elemento 1 da Figura 6.3) e um encaixe onde é fixada uma pedra porosa de grãos grossos saturada, em contato com o sistema de drenagem à pressão atmosférica. Sobre esta pedra são colocados uma membrana semipermeável e um papel filtro.

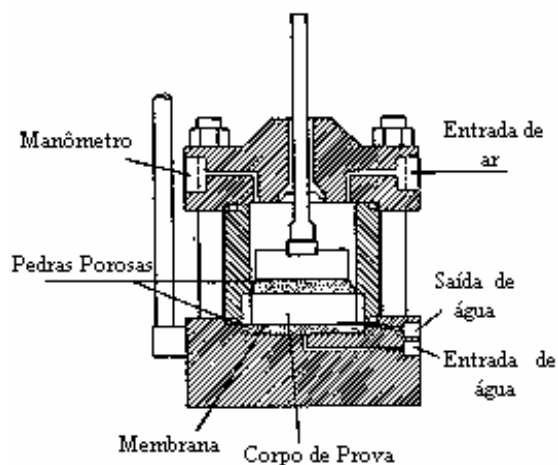


FIGURA 6.2 – ESQUEMA DO EQUIPAMENTO DE MEMBRANA DE PRESSÃO (ESCARIO, 1969).

- (1) Reservatório
- (2) Braço de alavanca
- (3) Contrapesos superiores
- (4) Extensômetro
- (5) Manômetro
- (6) Válvula de passagem
- (7) Célula edométrica de sucção controlada
- (8) Estrutura da prensa
- (9) Consolo de aço
- (10) Base da prensa
- (11) Pesos
- (12) Mesa de apoio
- (13) Contrapesos inferiores

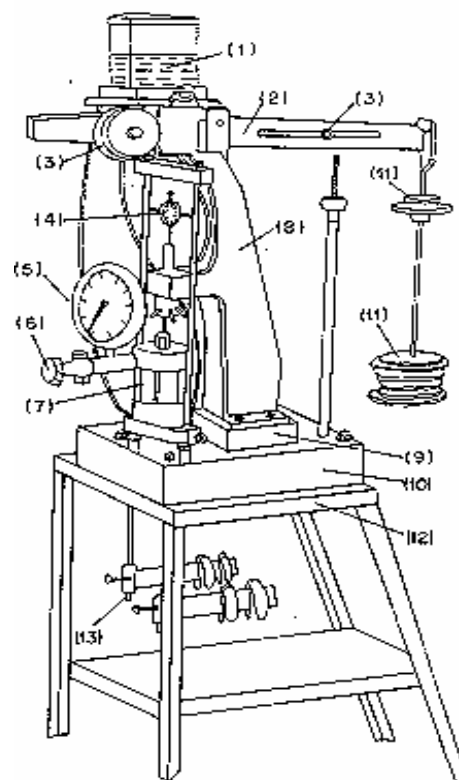


FIGURA 6.3 – VISÃO GERAL DO EQUIPAMENTO OEDOMÉTRICO COM SUCCÃO CONTROLADA (FERREIRA, 1995).

A base superior possui conexões para a aplicação da pressão de ar (nitrogênio) e para acoplar o manômetro. Nela está localizado o pistão, que através da placa de carga, transmite para o corpo de prova a carga aplicada no pendural da prensa. O sistema de aplicação de carga vertical é similar ao utilizado no ensaio edométrico convencional. A colocação do manômetro (elemento 5) e válvula de passagem de ar (elemento 6) provoca na célula um peso excêntrico que impede a verticalidade do sistema de aplicação de carga. Para equilibrar o sistema aplica-se uma carga excêntrica no pendural de sustentação da célula, que por meio de contrapesos ajusta o sistema, corrigindo a excentricidade (elemento 13), FERREIRA (1995).

CAPÍTULO 7 – APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

7.1 RESULTADOS DOS ENSAIOS

Neste capítulo são apresentados os resultados dos ensaios edométricos e faz-se uma análise detalhada desses resultados. As séries de ensaios foram identificadas através da tensão de inundação e das condições de compactação das amostras, de acordo com as Tabelas 7.1, 7.2 e 7.3 .

Os ensaios foram agrupados da seguinte forma:

GRUPO 1 – TENSÃO VERTICAL DE INUNDAÇÃO DE 50 kPa;

GRUPO 2 – TENSÃO VERTICAL DE INUNDAÇÃO DE 100 kPa;

GRUPO 3 – TENSÃO VERTICAL DE INUNDAÇÃO DE 400 kPa.

Os subgrupos :

SUBGRUPO 1 – UMIDADE ÓTIMA = 21,2%;

SUBGRUPO 2 – UMIDADE ÓTIMA – 2% = (19,2%);

SUBGRUPO 3 – UMIDADE ÓTIMA – 4% = (17,2%).

Obs.: O grupo 2 só foi ensaiado com amostras compactadas na umidade ótima (21,2%).

Os corpos de prova estão divididos de acordo com as suas respectivas densidades:

CORPOS 1 – 16,25 kN/m³

CORPOS 2 – 15,98 kN/m³

CORPOS 3 – 15,75 kN/m³

CORPOS 4 – 15,50 kN/m³

Na identificação dos ensaios nas Tabelas 7.1, 7.2 e 7.3 o primeiro algarismo refere-se à densidade do corpo de prova e o segundo indica a umidade da série. Por exemplo, na Tabela 7.1 o Ensaio 1.1 indica que foi utilizado o corpo de prova na condição 1 ($\gamma_s=16,25\text{kN/m}^3$), na umidade ótima (21,2%).

TABELA 7.1 - CONDIÇÕES INICIAIS E FINAIS DAS AMOSTRAS DO GRUPO 1 (TENSÃO VERTICAL DE INUNDAÇÃO DE 50 kPa).

Ensaio	Condição Inicial				Condição Final		
	w(%)	γ (kN/m^3)	e	Sr(%)	w(%)	e	Sr(%)
1-1	21,2	16,25	0,963	57,23	24,21	1,454	43,94
2-1	21,2	15,98	0,795	77,02	24,37	0,761	84,52
3-1	21,2	15,75	0,801	73,26	25,52	0,774	86,98
4-1	21,2	15,50	0,835	62,95	20,78	0,807	67,92
1-2	19,2	16,25	0,708	72,73	23,29	0,691	88,89
2-2	19,2	15,98	0,786	66,11	24,40	0,758	84,90
3-2	19,2	15,75	0,767	67,55	23,96	0,749	84,40
4-2	19,2	15,50	0,797	64,39	24,60	0,785	82,65
1-3	17,2	16,25	0,744	58,45	26,88	0,742	95,60
2-3	17,2	15,98	0,763	57,44	26,97	0,741	96,06
3-3	17,2	15,75	0,789	55,96	28,57	0,768	98,14
4-3	17,2	15,50	0,778	58,12	23,63	0,771	80,89

Onde: w (umidade)

γ_d (peso específico seco)

e (índice de vazios)

Sr (grau de saturação)

TABELA 7.2 - CONDIÇÕES INICIAIS E FINAIS DAS AMOSTRAS DO GRUPO 2 (TENSÃO VERTICAL DE INUNDAÇÃO DE 100 kPA).

Ensaio	Condição Inicial				Condição Final		
	w(%)	γ (kN/m ³)	e	Sr(%)	w(%)	e	Sr(%)
1-1	19,71	14,55	0,815	63,83	28,97	0,787	97,19
2-1	20,10	15,50	0,704	75,40	25,32	0,650	102,8
3-1	20,12	14,97	0,762	69,67	28,96	0,707	108,15
4-1	22,03	14,83	0,779	74,60	25,81	0,735	92,69

TABELA 7.3 - CONDIÇÕES INICIAIS E FINAIS DAS AMOSTRAS DO GRUPO 3 (TENSÃO VERTICAL DE INUNDAÇÃO DE 400kPA).

Ensaio	Condição Inicial				Condição Final		
	w(%)	γ (kN/m ³)	e	Sr(%)	w(%)	e	Sr(%)
1-1	21,2	16,25	0,963	57,23	24,21	0,876	100
2-1	21,2	15,98	0,771	71,37	24,37	0,671	100
3-1	21,2	15,75	0,739	74,3	25,52	0,653	89,08
4-1	21,2	15,50	0,726	75,28	20,78	0,630	74,84
1-2	19,2	16,25	0,707	71,32	23,29	0,647	97,17
2-2	19,2	15,98	0,681	74,27	24,40	0,622	100
3-2	19,2	15,75	0,723	69,15	23,96	0,630	93,08
4-2	19,2	15,50	0,787	63,77	24,60	0,677	100
1-3	17,2	16,25	0,693	64,36	26,88	0,618	100
2-3	17,2	15,98	0,736	60,34	26,97	0,632	100
3-3	17,2	15,75	0,705	61,22	28,57	0,597	100
4-3	17,2	15,50	0,772	57,61	23,63	0,639	91,81

Apresentam-se nas Figuras 7.1 a 7.7, as curvas tensão – deformação de cada série de ensaios. As curvas estão agrupadas em função do teor de umidade das amostras, para cada valor de tensão de inundação. Por fim, estão indicadas nas Tabelas 7.4 a 7.6 os valores de expansão ou colapso ocorridos após a redução da sucção, no final dos estágios de carregamento em cada ensaio.

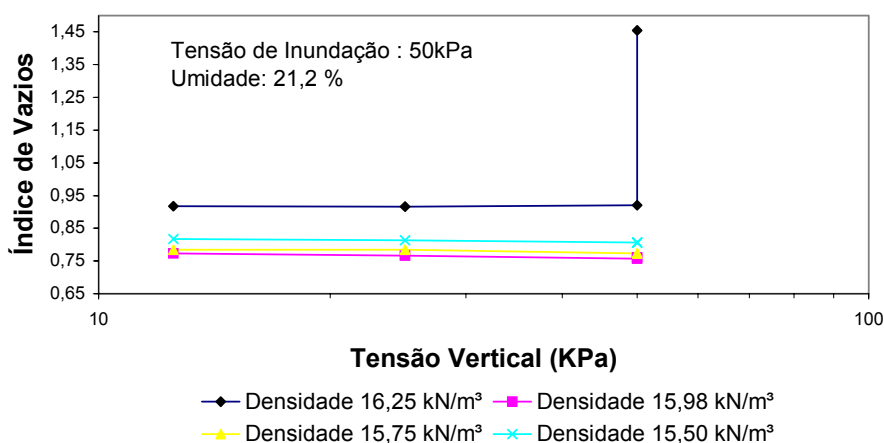


FIGURA 7.1 – CURVAS TENSÃO – DEFORMAÇÃO NA UMIDADE ÓTIMA .

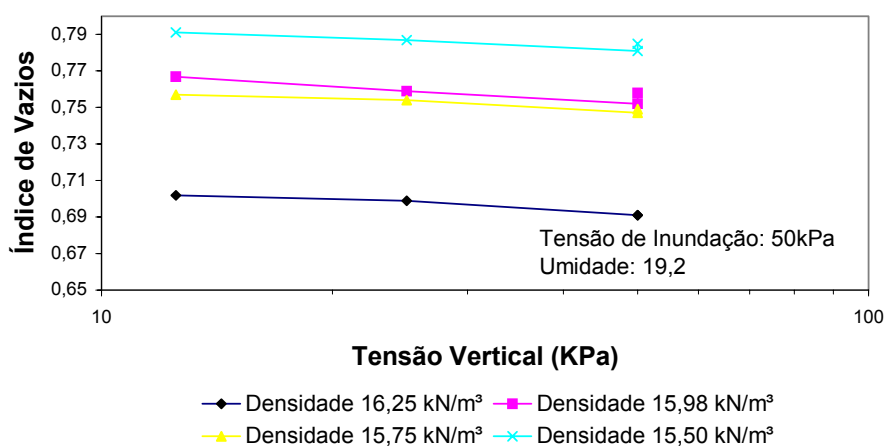


FIGURA 7.2 – CURVAS TENSÃO – DEFORMAÇÃO NA UMIDADE ÓTIMA –2% .

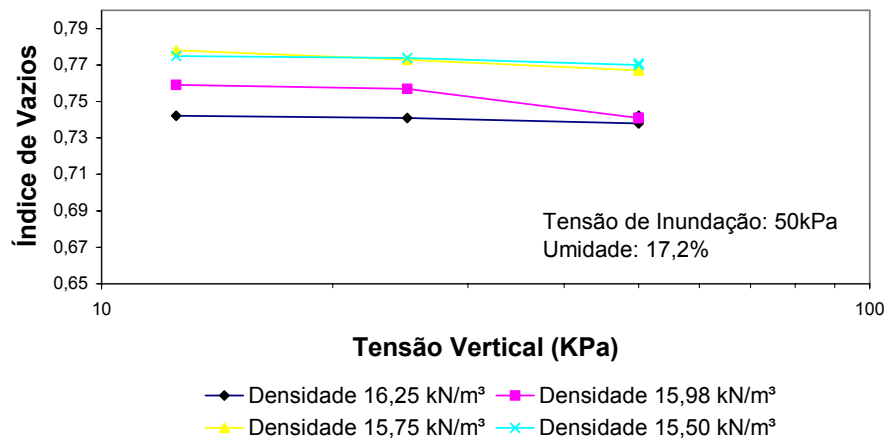


FIGURA 7.3 – CURVAS TENSÃO – DEFORMAÇÃO NA UMIDADE ÓTIMA –4% .

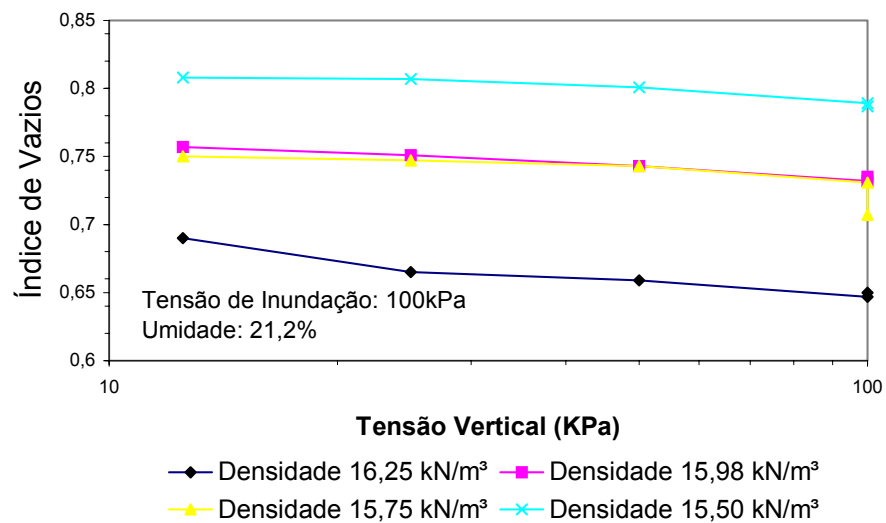


FIGURA 7.4 – CURVAS TENSÃO – DEFORMAÇÃO NA UMIDADE ÓTIMA .

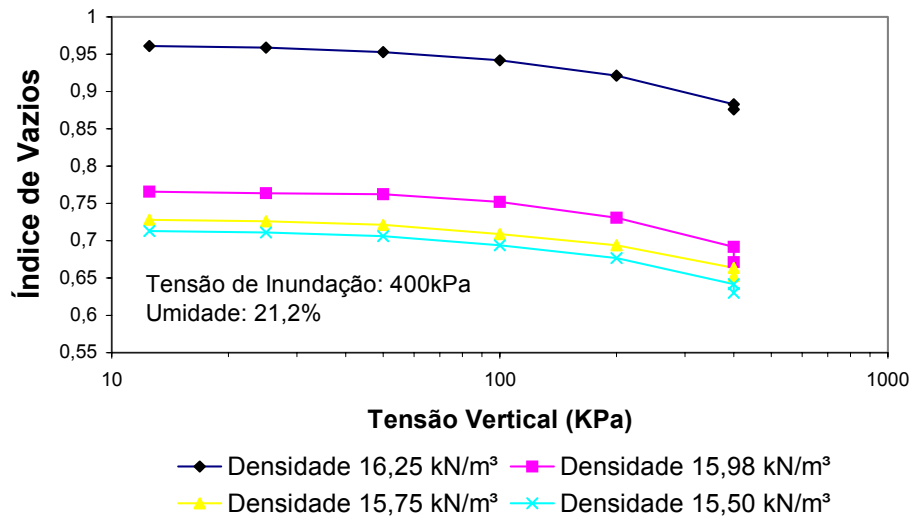


FIGURA 7.5 – CURVAS TENSÃO – DEFORMAÇÃO NA UMIDADE ÓTIMA .

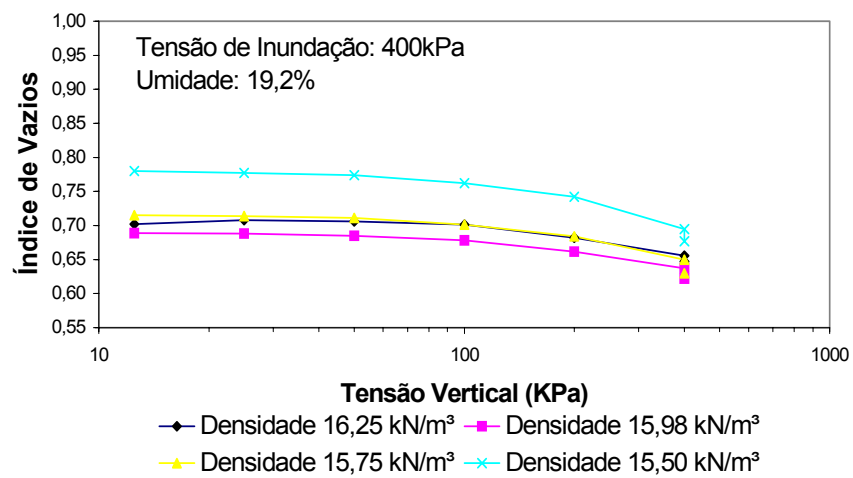


FIGURA 7.6 – CURVAS TENSÃO – DEFORMAÇÃO NA UMIDADE ÓTIMA -2% .

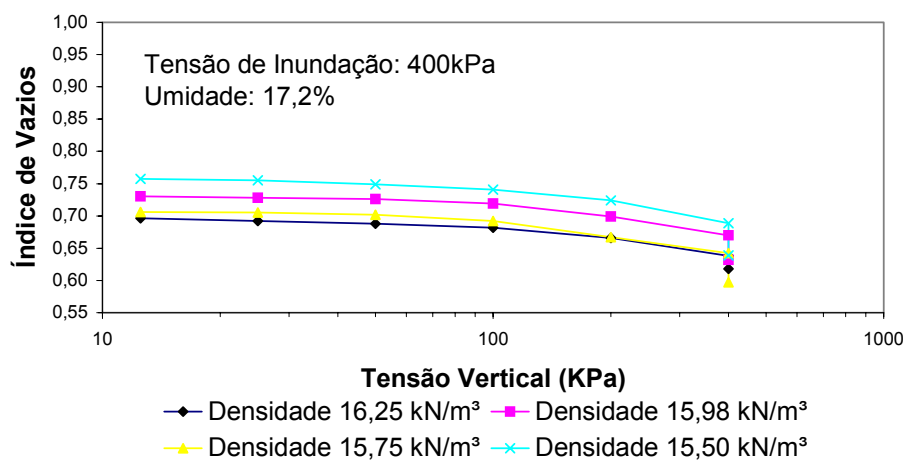


FIGURA 7.7 – CURVAS TENSÃO – DEFORMAÇÃO NA UMIDADE ÓTIMA –4% .

TABELA 7.4 - RESULTADO DOS ENSAIOS DO GRUPO 1.

Ensaio	Percentual de Colapso (%)	Percentual de Expansão (%)
1-1	-	2,01
2-1	-	0,50
3-1	-	0,12
4-1	-	0,11
1-2	-	0,03
2-2	-	0,76
3-2	-	0,26
4-2	-	0,50
1-3	-	0,53
2-3	-	0,05
3-3	-	0,13
4-3	-	0,13

TABELA 7.5 - RESULTADO DOS ENSAIOS DO GRUPO 2.

Ensaio	Percentual de Colapso (%)	Percentual de Expansão (%)
1-1	-	0,43
2-1	-	0,39
3-1	3,15	-
4-1	0,24	-

TABELA 7.6 - RESULTADO DOS ENSAIOS DO GRUPO 3.

Ensaio	Percentual de Colapso (%)	Percentual de Expansão (%)
1-1	0,73	-
2-1	2,72	-
3-1	1,49	-
4-1	1,66	-
1-2	1,27	-
2-2	2,20	-
3-2	2,77	-
4-2	2,29	-
1-3	2,88	-
2-3	5,16	-
3-3	6,38	-
4-3	6,48	-

7.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

7.2.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Os ensaios edométricos com sucção controlada, com inundação das amostras sob tensão vertical constante, tiveram por objetivo simular em laboratório trajetórias de carregamento e umedecimento, geralmente encontradas em obras de engenharia, tais como: aterros de barragens e de rodovias. As amostras foram compactadas com graus de compactação elevados ($90 \leq GC < 100$) e teores de umidade variando entre $W_{ót}$ e $W_{ót}-4\%$. Deste modo, pretende-se analisar o comportamento de variação de volume das amostras quando inundadas sob tensão vertical constante.

Neste trabalho considerou-se o colapso como sendo a redução de volume causada pela redução da sucção no solo através do umedecimento. As deformações produzidas pelo colapso são plásticas (irreversíveis). A ocorrência do colapso e os processos que podem provocá-lo estão diretamente ligados à estrutura do solo, sua constituição (granulométrica, mineralógica) e organização dos elementos (FUTAI, 1997).

Considerando-se as Figuras 7.1 a 7.7 verifica-se que durante o processo de umedecimento, dependendo da tensão de inundação, o solo expandia ou colapsava. Sabe-se que qualquer solo não saturado pode expandir ou colapsar durante o processo de umedecimento (redução da sucção). Quando a tensão de inundação era suficientemente baixa, para uma variação da sucção, ocorria a expansão, caso contrário ocorria o colapso. Resultados semelhantes têm sido relatados na literatura, como por exemplo: em MASWOSWE (1985), ensaiando uma argila arenosa compactada estaticamente, e JUSTO et al (1984), ensaiando amostras compactadas de argila expansiva. Ensaio com sucção controlada têm mostrado também que pode ocorrer uma inversão no sinal das deformações volumétricas em amostras submetidas a uma trajetória de umedecimento (ESCÁRIO e SÁEZ, 1973; COX, 1978; JOSA et al, 1987; FERREIRA, 1989).

No presente trabalho, observou-se que quando a sucção era reduzida de 150kPa para 0, com uma tensão vertical de 50 kPa, as amostras sofriam expansão. Nos ensaios onde a saturação ocorreu com uma tensão vertical de 100kPa, parte das amostras colapsou, enquanto que outra parte das amostras expandiu. Nos ensaios com tensão vertical de 400kPa, todas as amostras colapsaram. Dessa forma, é possível estabelecer a importância do nível de tensão vertical a que o solo é submetido, seguindo-se trajetórias de tensões semelhantes, com a mesma variação da sucção durante o processo de umedecimento.

7.3. ANÁLISE DA APLICAÇÃO DO MODELO DE ALONSO et al (1990)

7.3.1. PARÂMETROS OBTIDOS POR PERAZZO (1996)

Apresenta-se, a seguir, uma comparação entre os resultados obtidos a partir dos ensaios realizados em laboratório e as previsões obtidas através da aplicação do modelo de ALONSO et al (1990). O objetivo fundamental desta análise é testar a capacidade de previsão do modelo, utilizando os parâmetros obtidos anteriormente por PERAZZO (1996), em ensaios com diferentes caminhos de tensões, diferentes sucções, utilizando amostras de um mesmo solo. PERAZZO (1996) ensaiou amostras do mesmo solo utilizado neste trabalho, compactadas na umidade ótima da curva Proctor Normal.

PERAZZO (1996) realizou cinco ensaios edométricos com tensão vertical de consolidação ($\sigma - u_a$) constante, variando a sucção ($u_a - u_w$), e cinco ensaios edométricos com sucção constante, variando a tensão vertical de consolidação, para determinação dos parâmetros do solo saturado. Esses ensaios tiveram o objetivo de determinar os parâmetros do modelo de ALONSO et al (1990), para uma posterior comparação com os resultados obtidos em laboratório.

Os parâmetros foram obtidos através das médias de cada série de resultados dos ensaios edométricos convencional e edométricos com sucção controlada. Os valores de

p_c , β e r foram calculados através dos métodos das tentativas e erros, idêntico ao de AGUILAR (1990).

Estão apresentados na Tabela 7.7 os parâmetros determinados por PERAZZO (1996).

TABELA 7.7 – PARÂMETROS OBTIDOS POR PERAZZO (1996).

k_o	k_s	λ_o	r	β (MPa) ⁻¹	p_c (MPa)	P_o^* (MPa)
0,007	0,00835	0,0731	0,55	5,0	0,01	0,08

Assim, obteve-se a curva de escoamento LC e SI apresentada na Figura 7.8.

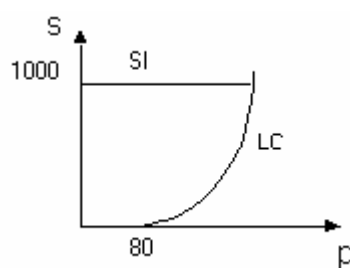


FIGURA 7.8 – CURVA LC OBTIDA POR PERAZZO (kPa) (1996).

Com base no modelo de ALONSO et al (1990) e adotando-se os parâmetros obtidos por PERAZZO (1996) foram feitas previsões do comportamento tensão-deformação de cada um dos ensaios edométricos apresentados nas Figuras 7.1 a 7.7. Estão apresentadas nas Figura 7.9 a 7.36 as comparações das curvas tensão-deformação obtidas através das previsões feitas pelo modelo e as respectivas curvas experimentais.

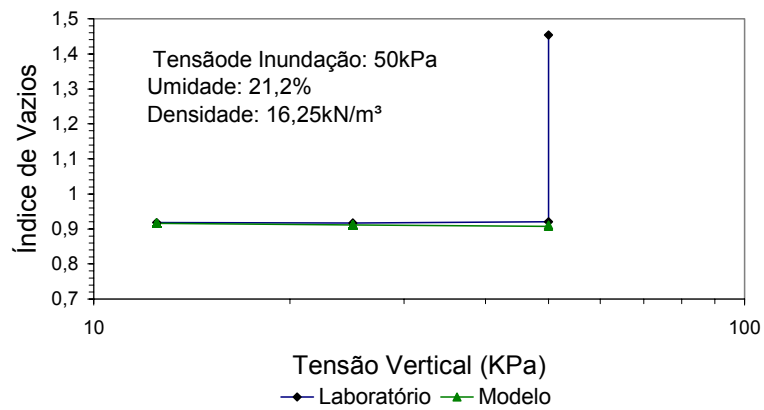


FIGURA 7.9 – COMPARAÇÃO DA CURVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO TEÓRICA COM A CURVA EXPERIMENTAL - ENSAIO 1.1.

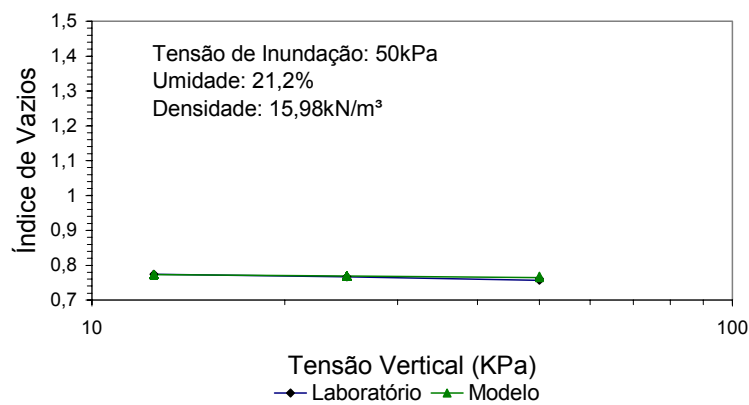


FIGURA 7.10 – COMPARAÇÃO DA CURVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO TEÓRICA COM A CURVA EXPERIMENTAL – ENSAIO 2.1.

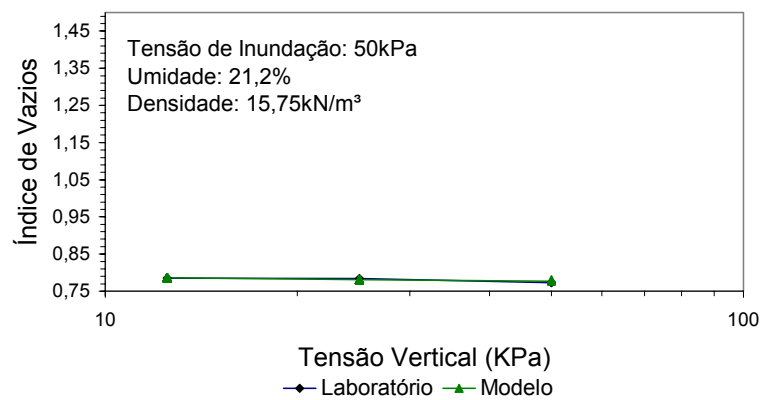


FIGURA 7.11 – COMPARAÇÃO DA CURVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO TEÓRICA COM A CURVA EXPERIMENTAL ENSAIO3.1.

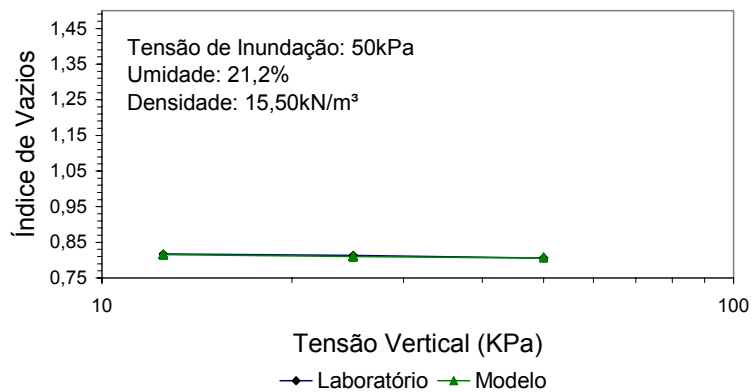


FIGURA 7.12 – COMPARAÇÃO DA CURVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO TEÓRICA COM A CURVA EXPERIMENTAL - ENSAIO 4.1.

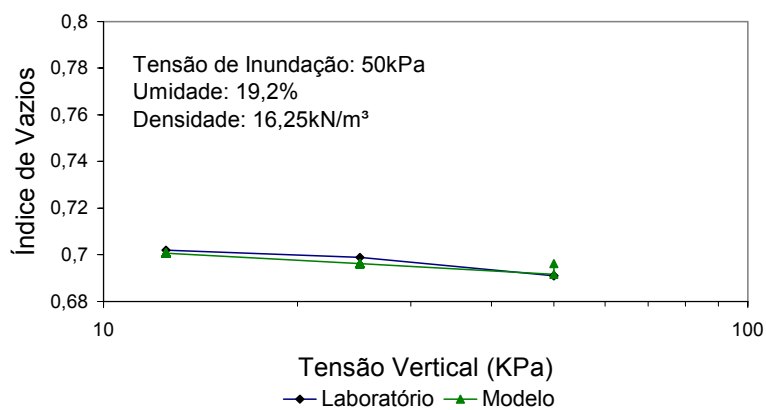


FIGURA 7.13 – COMPARAÇÃO DA CURVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO TEÓRICA COM A CURVA EXPERIMENTAL - ENSAIO 1.2.

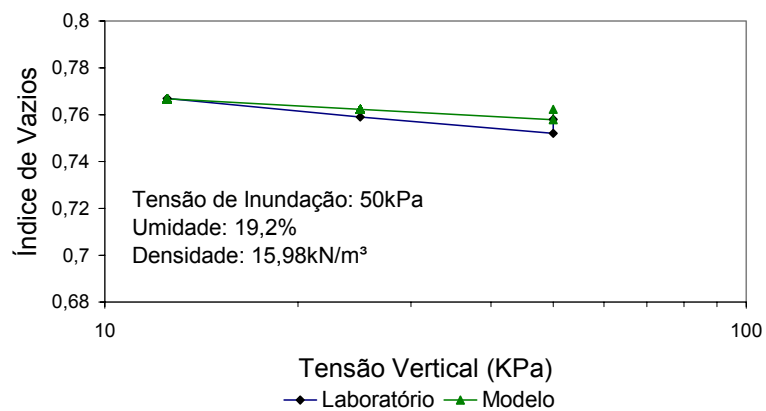


FIGURA 7.14 – COMPARAÇÃO DA CURVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO TEÓRICA COM A CURVA EXPERIMENTAL - ENSAIO 2.2.

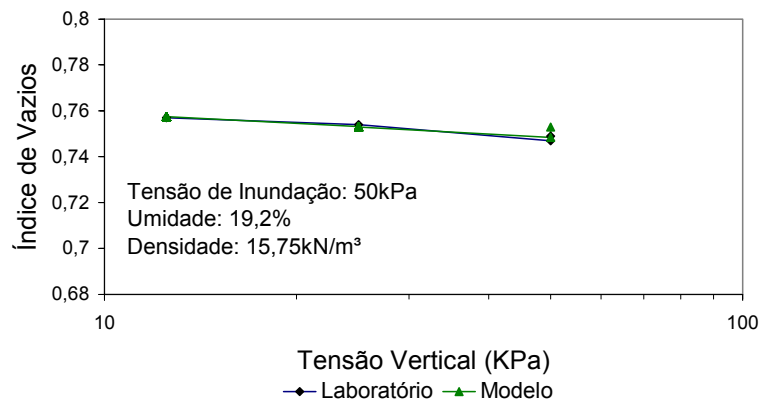


FIGURA 7.15 – COMPARAÇÃO DA CURVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO TEÓRICA COM A CURVA EXPERIMENTAL - ENSAIO 3.2.

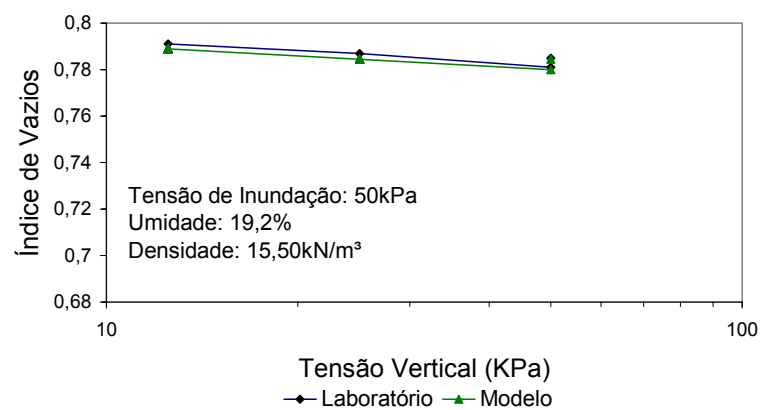


FIGURA 7.16 – COMPARAÇÃO DA CURVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO TEÓRICA COM A CURVA EXPERIMENTAL - ENSAIO 4.2.

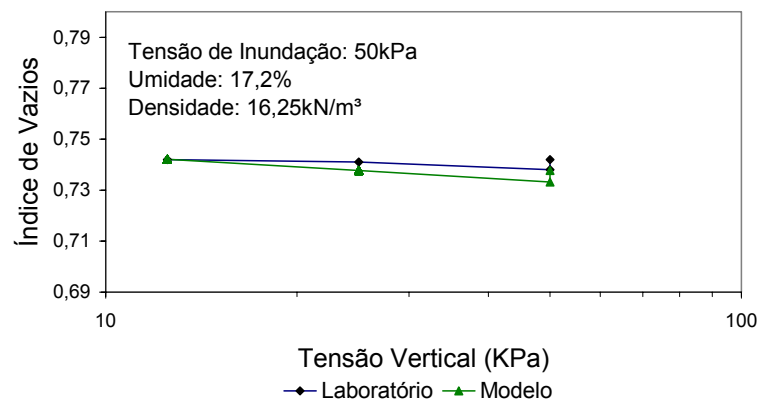


FIGURA 7.17 – COMPARAÇÃO DA CURVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO TEÓRICA COM A CURVA EXPERIMENTAL - ENSAIO 1.3.

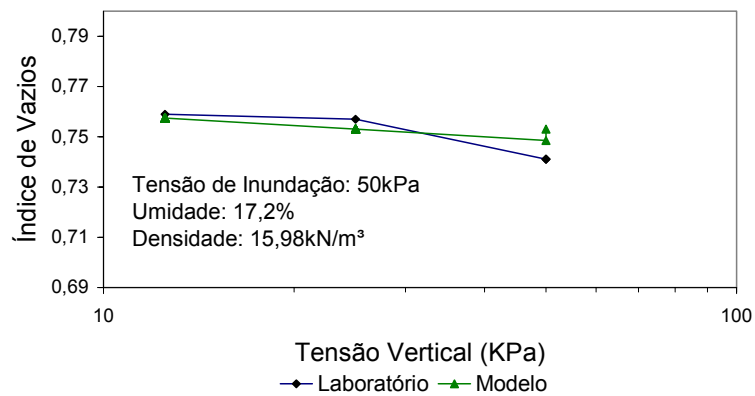


Figura 7.18 – Comparação da curva tensão-deformação teórica com a curva experimental - Ensaio 2.3.

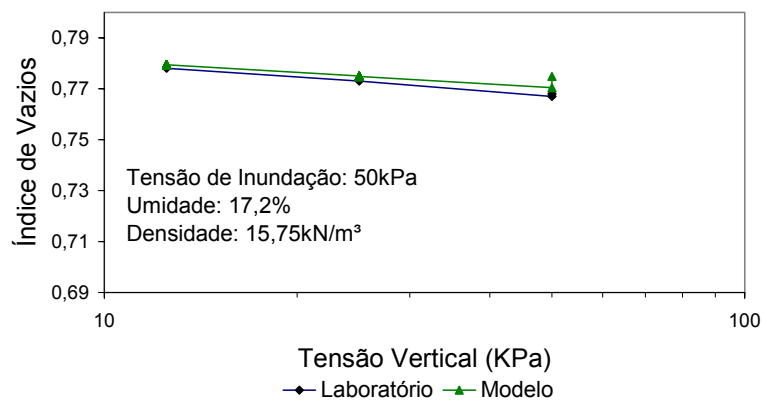


Figura 7.19 – Comparação da curva tensão-deformação teórica com a curva experimental Ensaio 3.3.

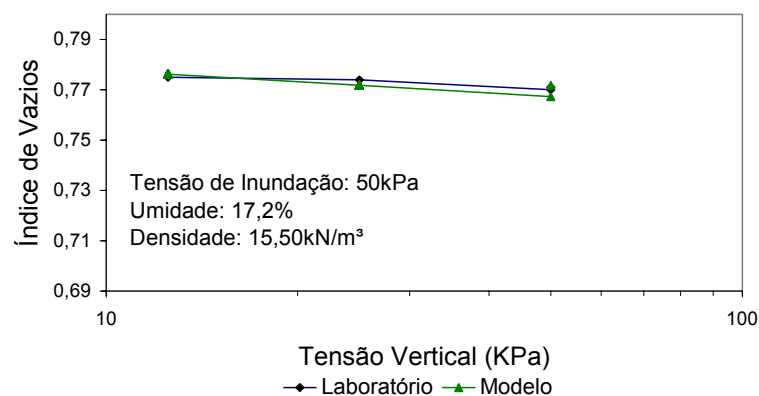


FIGURA 7.20 – COMPARAÇÃO DA CURVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO TEÓRICA COM A

CURVA EXPERIMENTAL - ENSAIO 4.3.

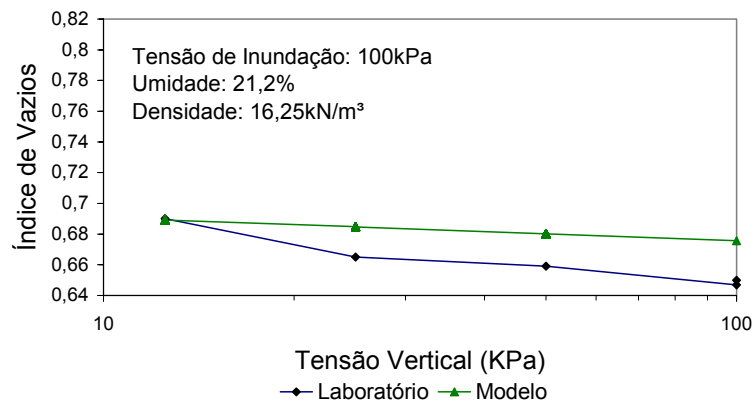


FIGURA 7.21 – COMPARAÇÃO DA CURVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO TEÓRICA COM A CURVA EXPERIMENTAL - ENSAIO 1.1.

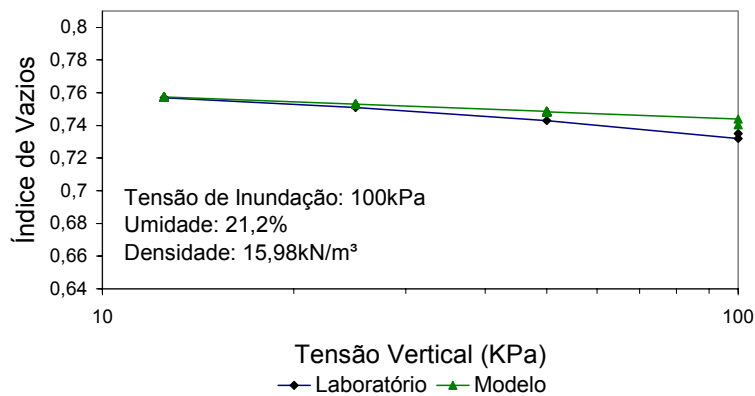


FIGURA 7.22 – COMPARAÇÃO DA CURVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO TEÓRICA COM A CURVA EXPERIMENTAL - ENSAIO 2.1.

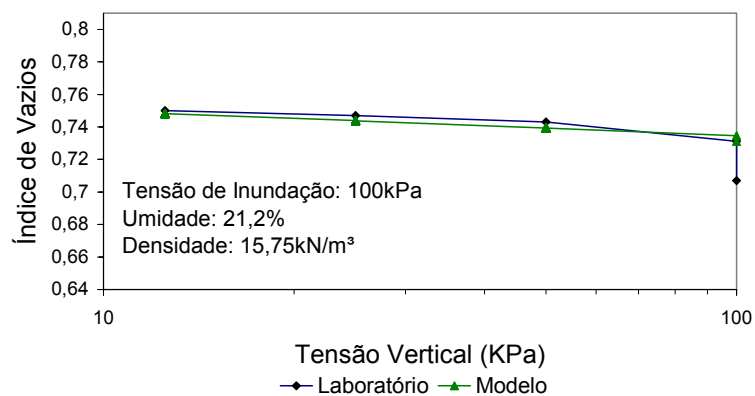


FIGURA 7.23 – COMPARAÇÃO DA CURVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO TEÓRICA COM A

CURVA EXPERIMENTAL - ENSAIO 3.1.

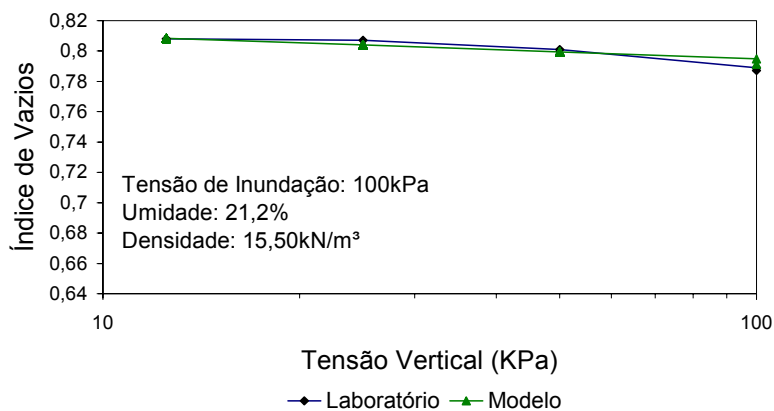


FIGURA 7.24 – COMPARAÇÃO DA CURVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO TEÓRICA COM A CURVA EXPERIMENTAL - ENSAIO 4.1.

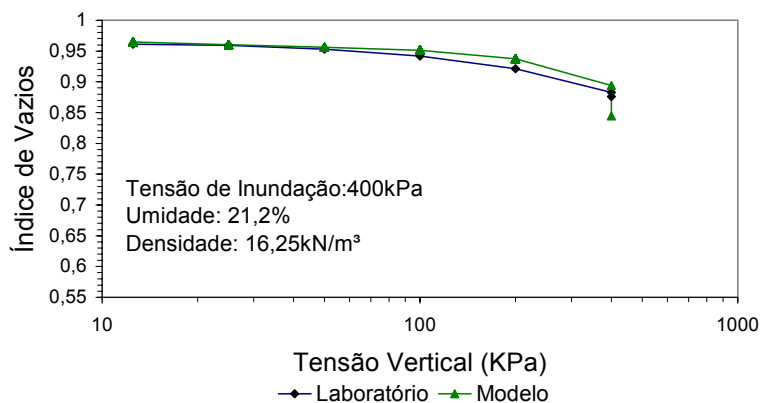


FIGURA 7.25 – COMPARAÇÃO DA CURVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO TEÓRICA COM A CURVA EXPERIMENTAL - ENSAIO 1.1.

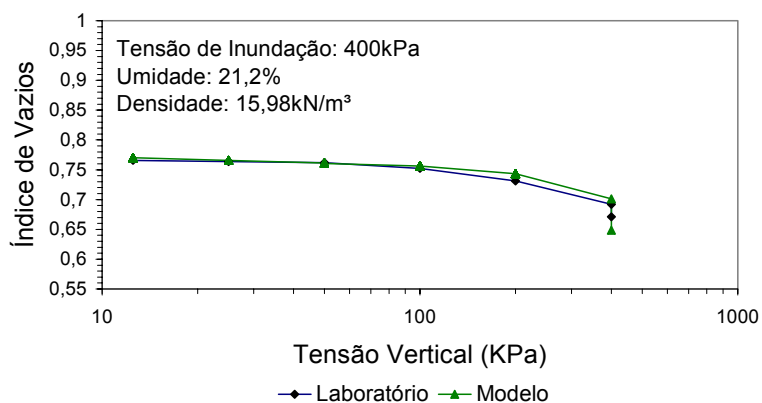


FIGURA 7.26 – COMPARAÇÃO DA CURVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO TEÓRICA COM A

CURVA EXPERIMENTAL - ENSAIO 2.1.

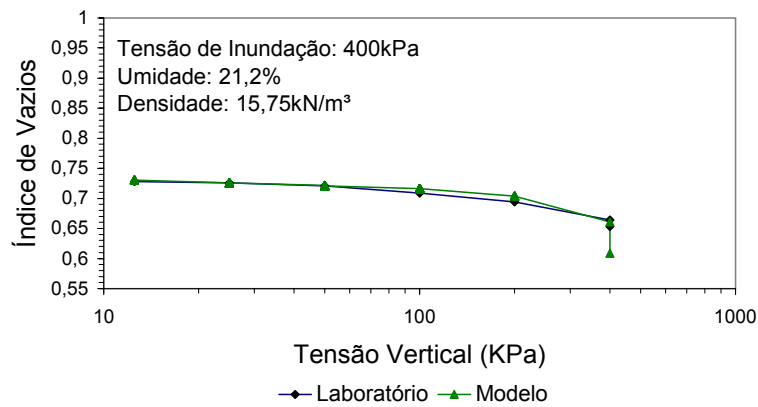


FIGURA 7.27 – COMPARAÇÃO DA CURVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO TEÓRICA COM A CURVA EXPERIMENTAL - ENSAIO 3.1.

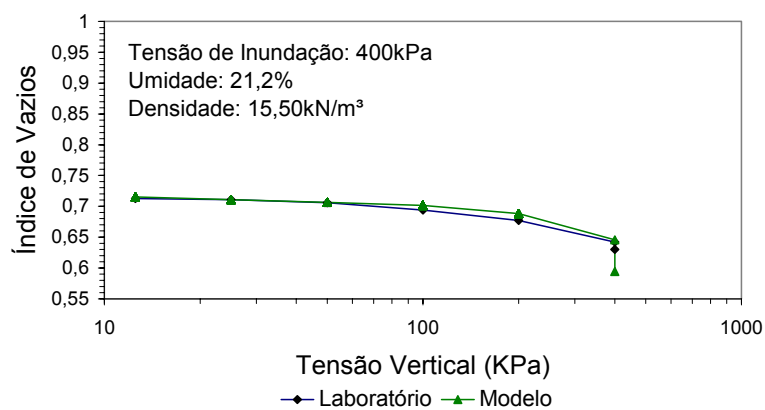


FIGURA 7.28 – COMPARAÇÃO DA CURVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO TEÓRICA COM A CURVA EXPERIMENTAL - ENSAIO 4.1.

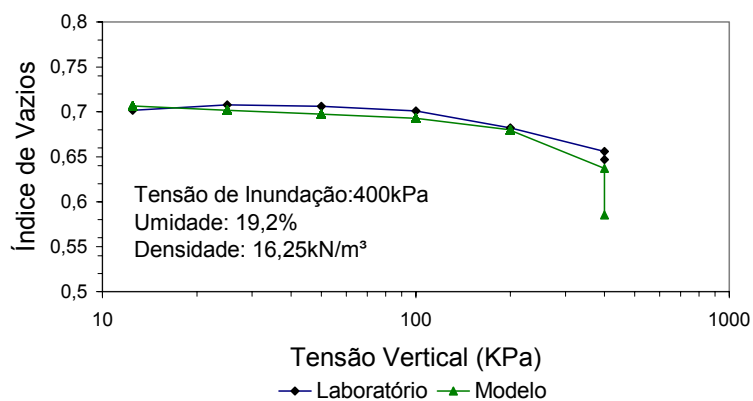


FIGURA 7.29 – COMPARAÇÃO DA CURVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO TEÓRICA COM A

CURVA EXPERIMENTAL - ENSAIO 1.2.

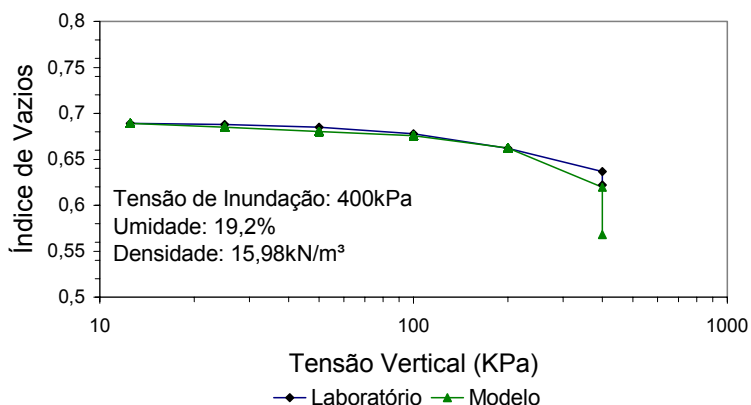


FIGURA 7.30 - COMPARAÇÃO DA CURVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO TEÓRICA COM A CURVA EXPERIMENTAL - ENSAIO 2.2.

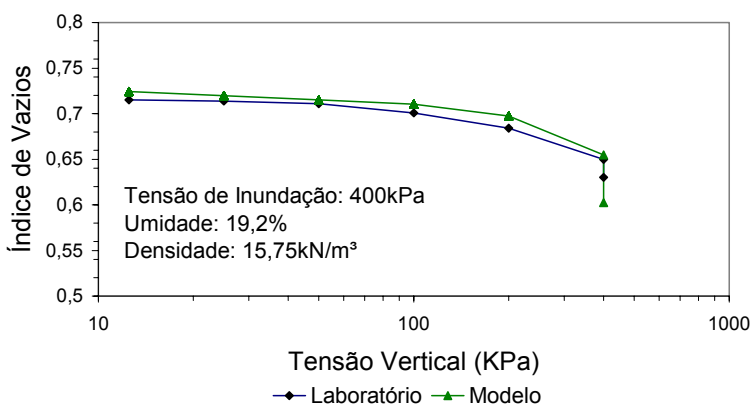


FIGURA 7.31 - COMPARAÇÃO DA CURVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO TEÓRICA COM A CURVA EXPERIMENTAL - ENSAIO 3.2.

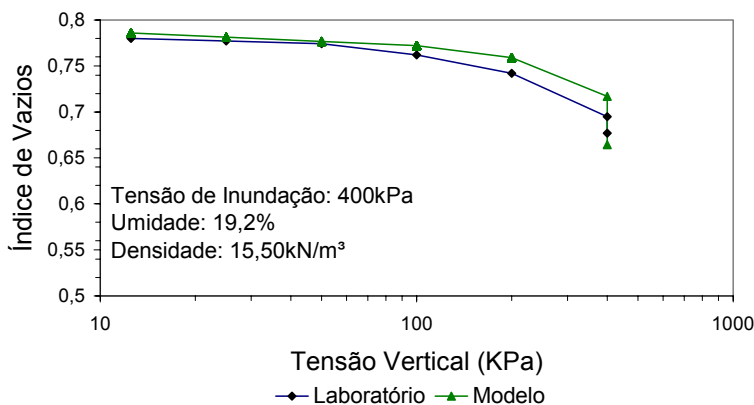


FIGURA 7.32 - COMPARAÇÃO DA CURVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO TEÓRICA COM A

CURVA EXPERIMENTAL - ENSAIO 4.2.

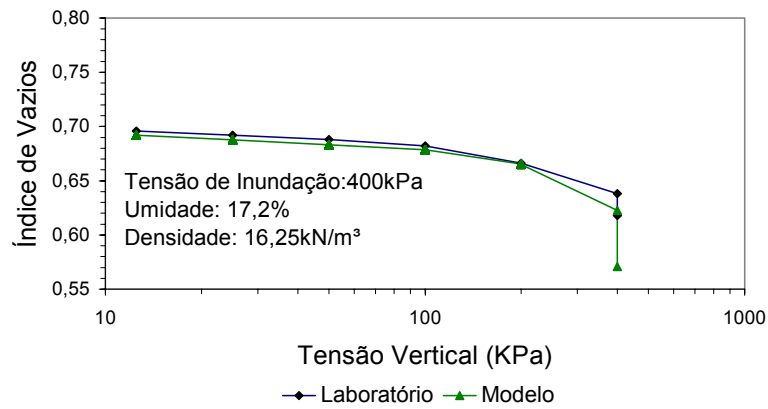


FIGURA 7.33 – COMPARAÇÃO DA CURVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO TEÓRICA COM A CURVA EXPERIMENTAL - ENSAIO 1.3.

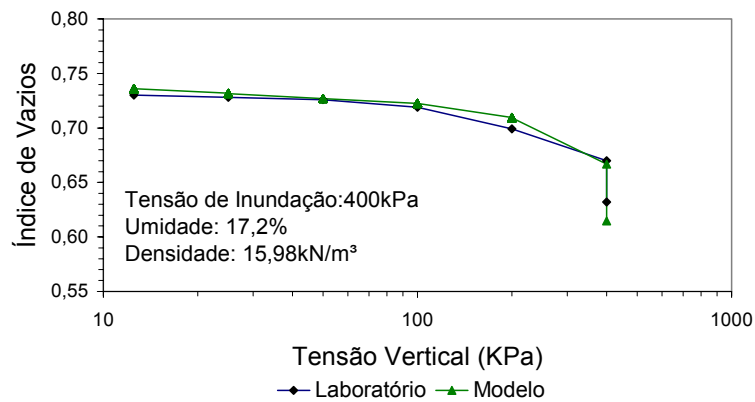


FIGURA 7.34 – COMPARAÇÃO DA CURVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO TEÓRICA COM A CURVA EXPERIMENTAL - ENSAIO 2.3.

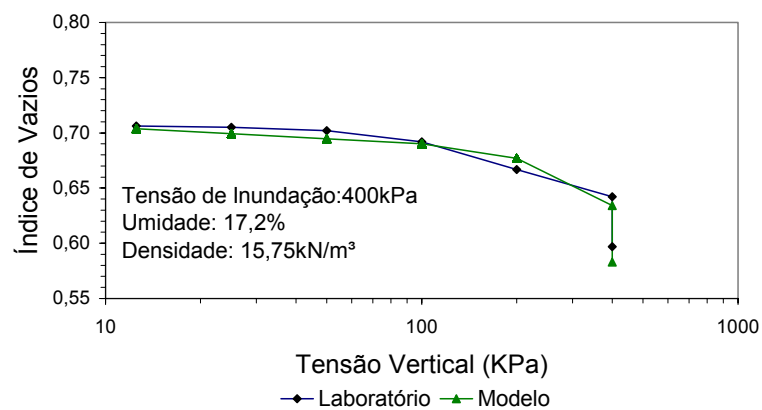


FIGURA 7.35 – COMPARAÇÃO DA CURVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO TEÓRICA COM A

CURVA EXPERIMENTAL - ENSAIO 3.3.

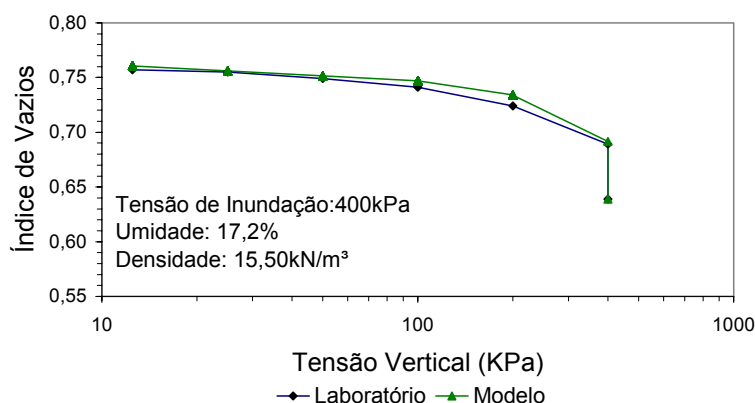


FIGURA 7.36 – COMPARAÇÃO DA CURVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO TEÓRICA COM A CURVA EXPERIMENTAL - ENSAIO 4.3.

De acordo com as comparações apresentadas nas Figuras 7.9 a 7.36, verifica-se uma boa concordância na maioria dos ensaios, no que diz respeito ao processo de carregamento mas, na maioria dos casos, o modelo não consegue simular com “exatidão” as deformações finais após o umedecimento das amostras. Foi possível observar que com as amostras na umidade ótima sob densidade seca máxima ($16,25\text{kN/m}^3$), condições adotadas nos ensaios de PERAZZO (1996), o modelo reproduziu o comportamento do solo de maneira satisfatória; principalmente sob a tensão de inundação de 400kPa. É importante frisar que os dados de entrada do modelo foram obtidos através de ensaios totalmente distintos daqueles que foram utilizados para comparação de resultados.

Nos ensaios realizados por PERAZZO (1996) foram seguidas trajetórias de tensões com o aumento da tensão vertical e sucção constante, com um posterior descarregamento, e ensaios com sucção crescente e tensão vertical constante. No presente trabalho, seguiram-se trajetórias com tensões verticais crescentes e sucção constante, seguidas de um estágio de umedecimento através da redução da sucção.

Na determinação dos parâmetros do modelo no trabalho de PERAZZO (1996) todas as amostras ensaiadas haviam sido compactadas na condição de umidade ótima e peso específico seco máximo, enquanto que, no presente trabalho foram ensaiadas amostras de solo compactadas estaticamente, com diferentes valores de peso específico

seco e umidade, com o objetivo de analisar-se a influência das condições de compactação sobre o comportamento tensão-deformação do solo.

No presente trabalho, considerou-se um conjunto único de parâmetros do modelo obtidos por PERAZZO (1996) e, admitiu-se que esses parâmetros são representativos para todas as amostras compactadas em diferentes condições de densidade e umidade. Essa suposição foi baseada na proposta de ALONSO et al (2000).

Nos ensaios com baixa tensão de inundação (50kPa), o modelo constatou o comportamento de expansão sofrido por todas as amostras após a inundação, mas não quantificou com acurácia a variação dessas deformações finais. O comportamento geral de expansão das amostras pode ser explicado pelo fato de que a pressão de pré adensamento saturada ($p_o^* = 80$ kPa) é maior do que a tensão de inundação (50kPa) do ensaio, fazendo com que o solo esteja presente na região elástica da curva LC, de acordo com Figura 7.37. Logo, a redução da sucção nesse nível de tensão causa deformações reversíveis.

Nos ensaios onde a inundação ocorreu sob uma tensão vertical de 100kPa verificou-se que as amostras com pesos específicos secos maiores expandiram, enquanto que as demais sofreram colapso, embora as diferenças de pesos específicos secos fossem inferiores a 1,6%. Nas amostras com as mesmas condições de compactação das amostras utilizadas nos ensaios de PERAZZO (1996) o modelo simulou de maneira satisfatória.

De acordo com a Figura 7.38, as condições de inundação das amostras sob tensão vertical de 100kPa estão muito próximas da superfície LC, numa zona de transição entre as deformações elásticas e as plásticas. Através do modelo verificou-se um comportamento inicial de expansão, com um subsequente colapso, como apresentado na Figura 7.37. Até o solo atingir a curva LC ocorrem deformações reversíveis e, depois de ultrapassada esta curva, as deformações são irreversíveis. Com isso, observou-se uma discordância entre o comportamento final do laboratório e do modelo. Nos ensaios 1.1 e 2.1, as curvas experimentais apresentaram expansão, enquanto que as previsões do modelo indicaram uma expansão inicial com um subsequente colapso em todas as amostras.

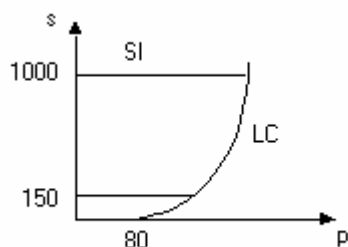
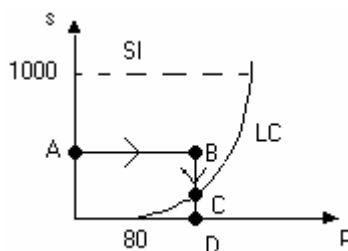
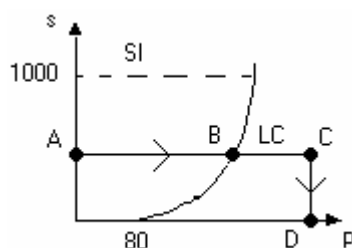


FIGURA 7.37 – CURVA LC COM SUCCÃO DE 150kPA.



**FIGURA 7.38 – CURVA LC COM TRAJETÓRIA DE TENSÕES
(TENSÃO DE INUNDAÇÃO DE 100kPA).**



**FIGURA 7.39 – CURVA LC COM TRAJETÓRIA DE TENSÕES
(TENSÃO DE INUNDAÇÃO DE 400kPA).**

Considerando-se que foi utilizado no modelo apenas um conjunto único de parâmetros representativos de todas as condições de compactação das amostras, é possível que pequenas diferenças nos parâmetros possam ter influenciado na trajetória de deformação verificada no modelo.

Nos ensaios com tensão de inundação de 400 kPa os resultados do modelo também foram coerentes com os de laboratório apenas no processo de carregamento, diferindo nas variações percentuais de colapso, após a inundação. Verifica-se na Figura 7.39 que, durante o carregamento sob sucção constante, a amostra começa a sofrer deformações irreversíveis na ultrapassagem a superfície LC. Este comportamento pode ser observado nas Figuras 7.9 a 7.36 tanto nas curvas referentes às previsões do modelo

quanto nas curvas experimentais. Analisando-se a Figura 7.25, onde as condições de compactação são as mesmas de PERAZZO (1996), observou-se que o modelo foi capaz de reproduzir o comportamento do solo com boa aproximação.

Durante o estágio de inundação, sob uma tensão vertical de 400kPa, todas as amostras colapsaram, de acordo com a previsão do modelo (Figuras 7.25 a 7.36).

7.3.2. PARÂMETROS MODIFICADOS

Considerando-se as discordâncias observadas nas análises das previsões onde se utilizou os parâmetros de PERAZZO (1996), decidiu-se testar o modelo de ALONSO et al (1990) adotando-se os parâmetros obtidos a partir dos ensaios realizados no presente trabalho

Inicialmente, admitiu-se que o valor de p_0^* , ao invés de ser constante para todas as condições de compactação, deve aumentar com o aumento da pesos específico seco seca. Esta hipótese baseia-se nas observações de DE MELO (1992), que sugeriu uma relação crescente da tensão de pré-adensamento de amostras compactadas com o aumento da pressão de compactação. Tomou-se uma referência para p_0^* o valor da tensão de pré-adensamento, obtida em um ensaio edométrico convencional, com uma amostra compactada na umidade ótima e densidade seca igual a 15,75 kN/m³. A partir deste valor de referência, estabeleceu-se a variação de p_0^* apresentada na Tabela 7.8 e na Figura 7.40.

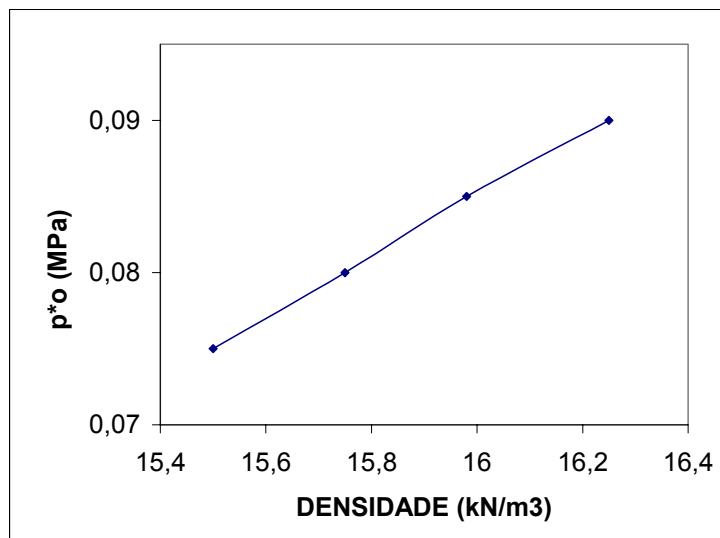


FIGURA 7.40 – RELAÇÃO ENTRE A TENSÃO DE PRÉ-ADENSAMENTO SATURADA E A DENSIDADE.

Em relação aos parâmetros $\lambda(0)$, r e β foram determinados novos valores a partir dos resultados obtidos nos ensaios realizados nesta pesquisa. Esses dados estão apresentados na Tabela 7.9.

TABELA 7.8 – VARIAÇÃO DA TENSÃO DE PRÉ-ADENSAMENTO COM AS DENSIDADES SECAS (kN/M³).

γ_d (kN/m ³)	16,25	15,98	15,75	15,50
p_0^* (MPa)	0,09	0,085	0,08	0,075

TABELA 7.9 – PARÂMETROS MODIFICADOS.

k_o	k_s	λ_o	r	β (MPa) ⁻¹	p_c (MPa)
0,007	0,008	0,045	0,85	15,0	0,01

Apresenta-se nas Figuras 7.41 a 7.68 as comparações das curvas tensão-deformação obtidas nos ensaios de laboratório com as respectivas curvas obtidas através das previsões do modelo de ALONSO et al (1990), utilizando-se os novos parâmetros para modelo.

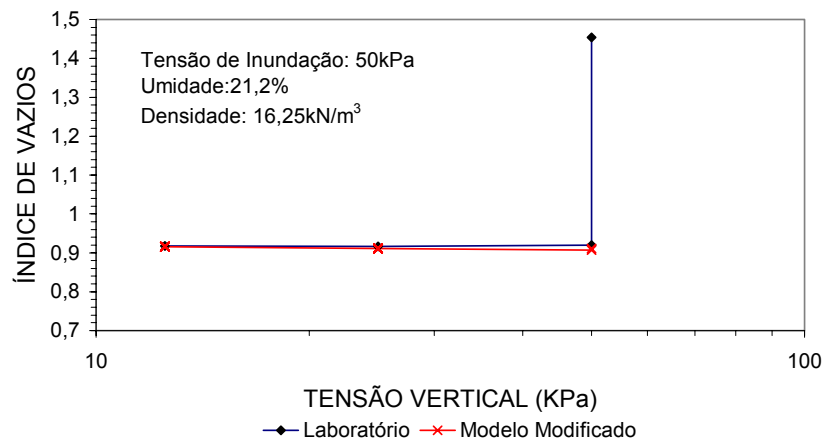


FIGURA 7.41 – COMPARAÇÃO DAS CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO TEÓRICA E EXPERIMENTAL - ENSAIO 1.1.

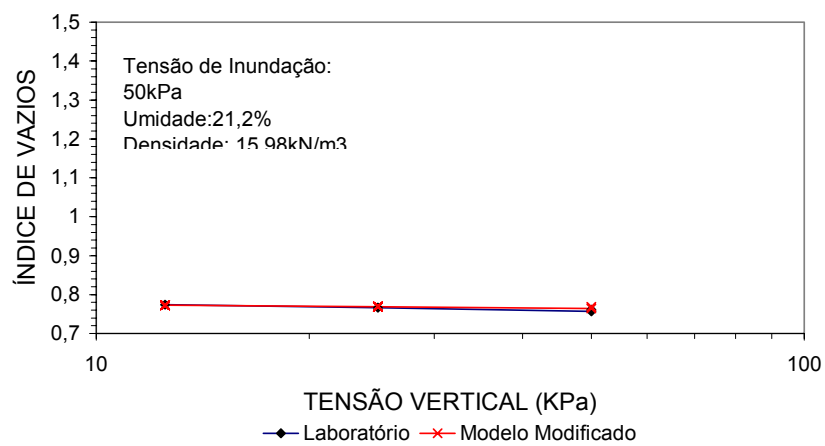


FIGURA 7.42 – COMPARAÇÃO DAS CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO TEÓRICA E EXPERIMENTAL - ENSAIO 2.1.

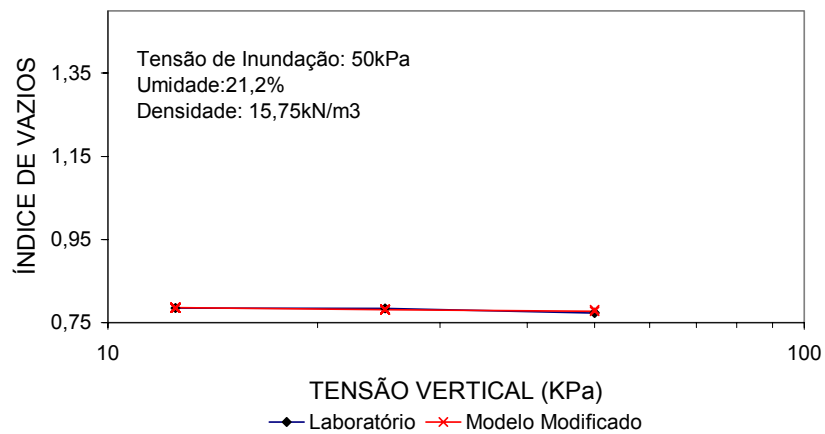


FIGURA 7.43 – COMPARAÇÃO DAS CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO TEÓRICA E EXPERIMENTAL - ENSAIO 3.1.

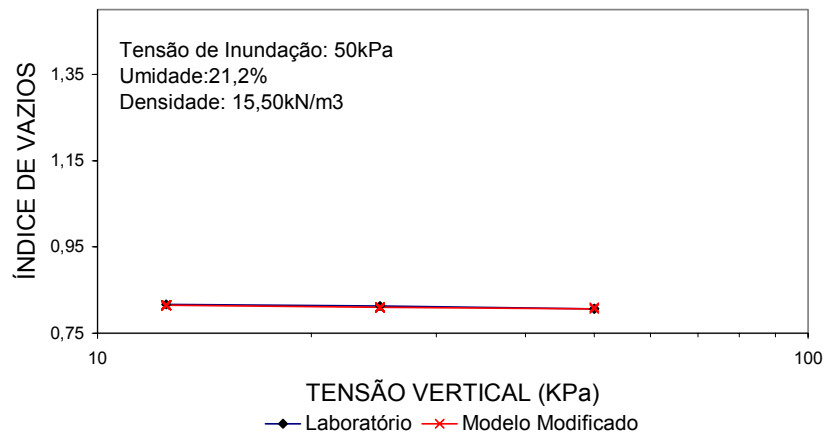


FIGURA 7.44 – COMPARAÇÃO DAS CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO TEÓRICA E EXPERIMENTAL - ENSAIO 4.1.

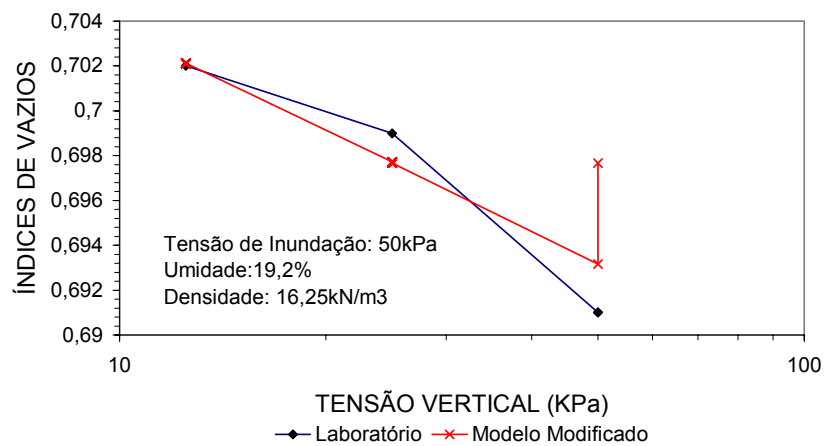


FIGURA 7.45 – COMPARAÇÃO DAS CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO TEÓRICA E EXPERIMENTAL - ENSAIO 1.2.

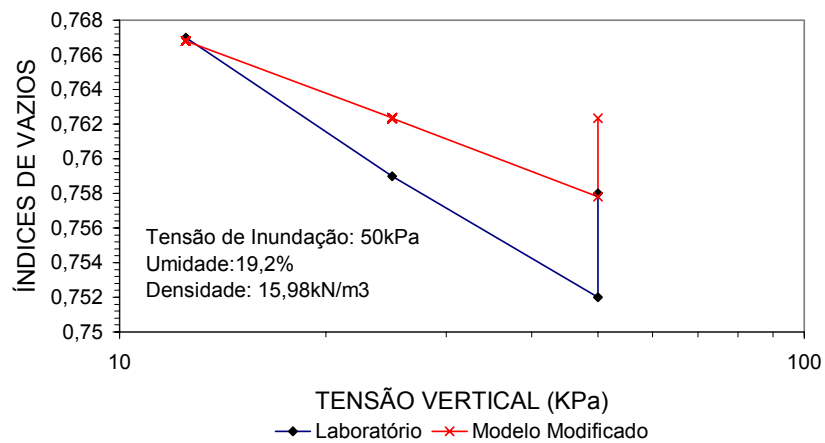


FIGURA 7.46 – COMPARAÇÃO DAS CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO TEÓRICA E EXPERIMENTAL - ENSAIO 2.2.

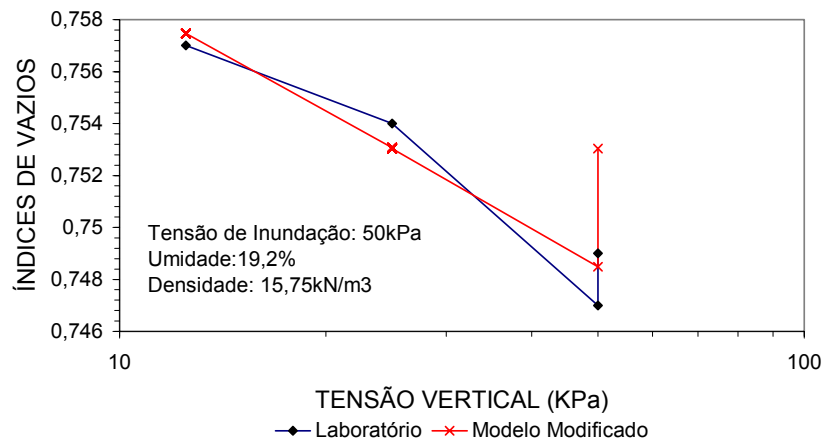


FIGURA 7.47 – COMPARAÇÃO DAS CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO TEÓRICA E EXPERIMENTAL - ENSAIO 3.2.

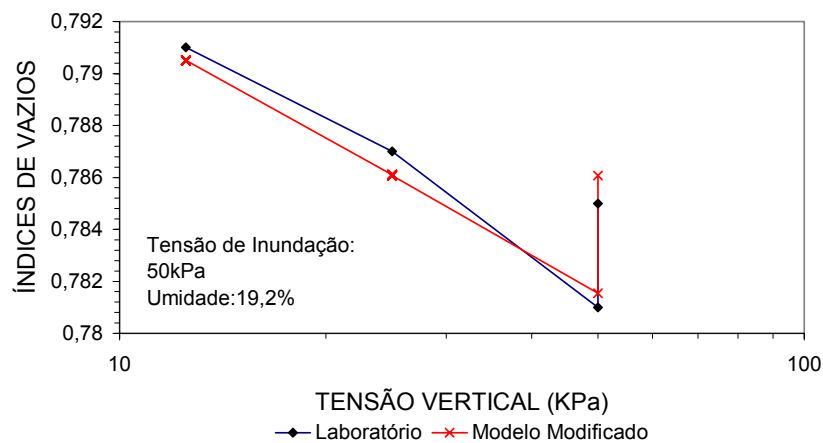


FIGURA 7.48 – COMPARAÇÃO DAS CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO TEÓRICA E EXPERIMENTAL - ENSAIO 4.2.

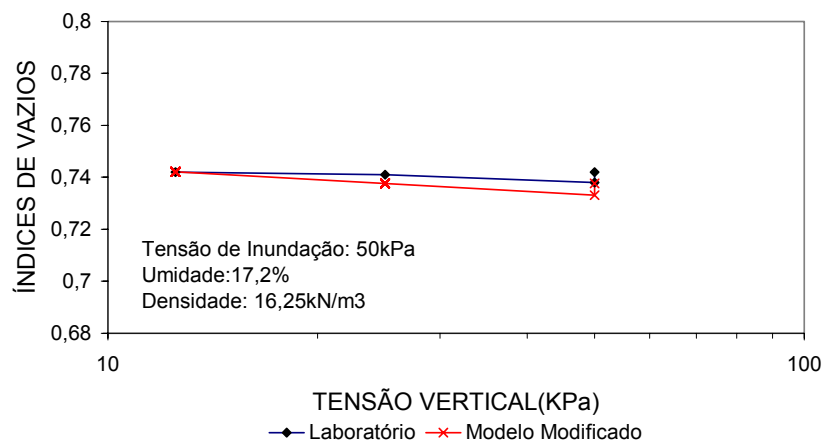


FIGURA 7.49 – COMPARAÇÃO DAS CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO TEÓRICA E EXPERIMENTAL - ENSAIO 1.3.

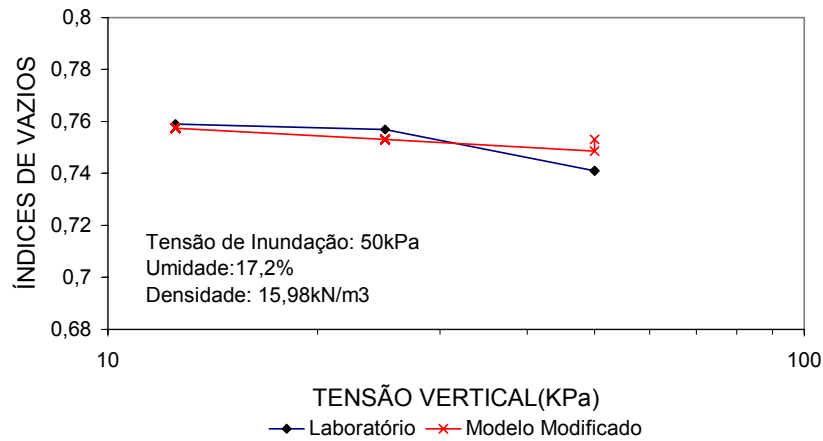


FIGURA 7.50 – COMPARAÇÃO DAS CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO TEÓRICA E EXPERIMENTAL - ENSAIO 2.3.

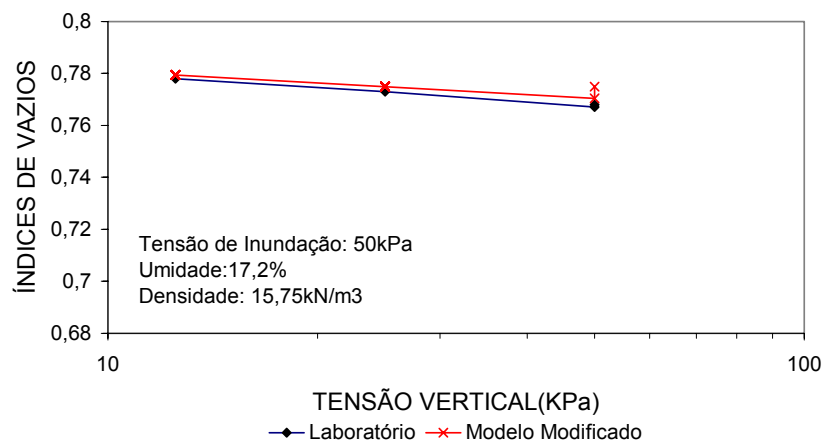


FIGURA 7.51 – COMPARAÇÃO DAS CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO TEÓRICA E EXPERIMENTAL - ENSAIO 3.3.

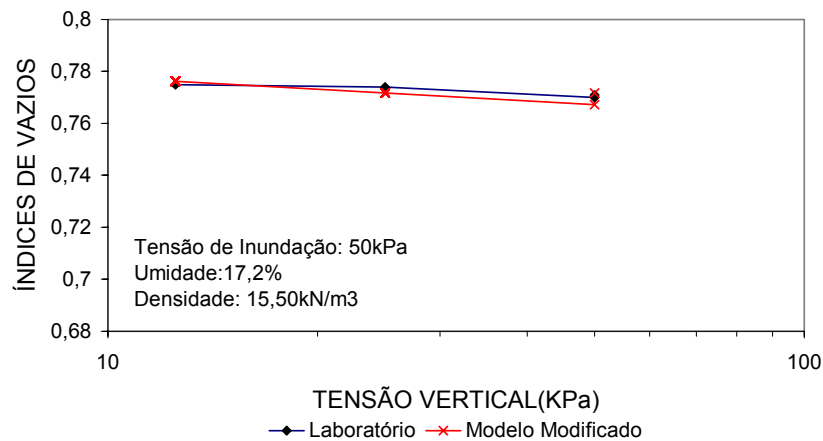


FIGURA 7.52 – COMPARAÇÃO DAS CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO TEÓRICA E EXPERIMENTAL - ENSAIO 4.3.

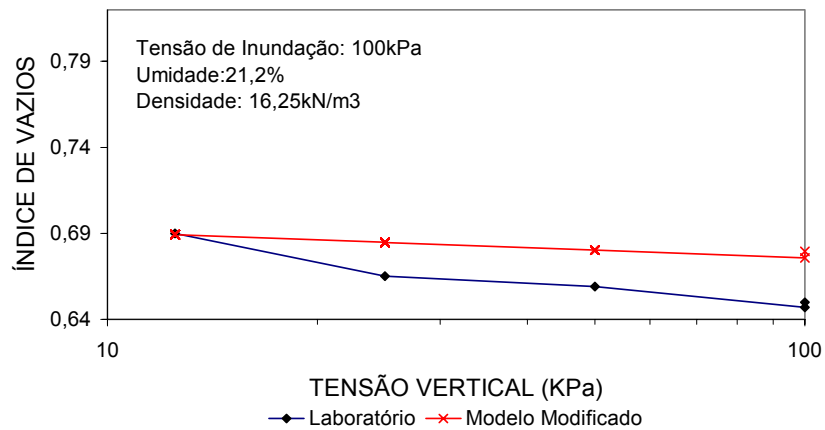


FIGURA 7.53 – COMPARAÇÃO DAS CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO TEÓRICA E EXPERIMENTAL - ENSAIO 1.1.

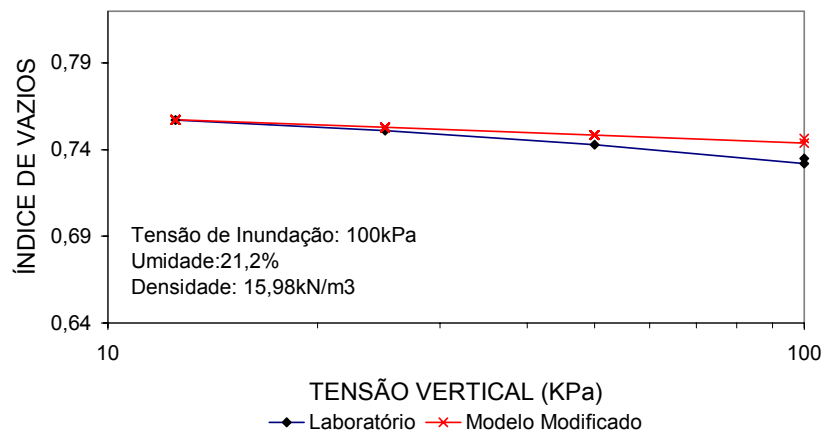


FIGURA 7.54 – COMPARAÇÃO DAS CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO TEÓRICA E EXPERIMENTAL - ENSAIO 2.1.

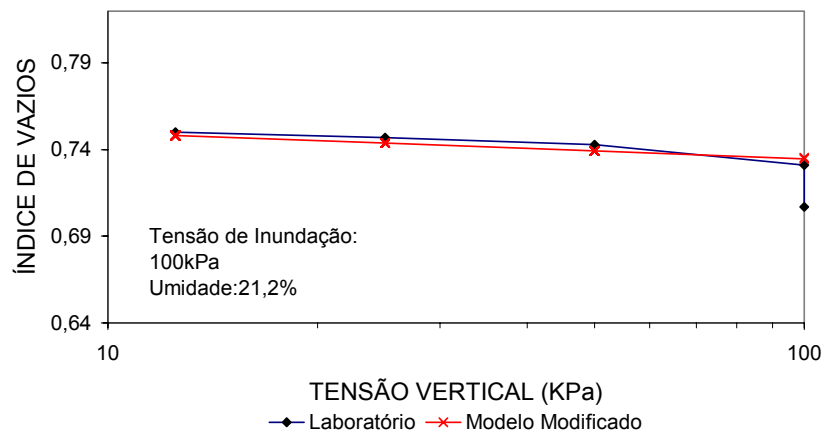


FIGURA 7.55 – COMPARAÇÃO DAS CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO TEÓRICA E EXPERIMENTAL - ENSAIO 3.1.

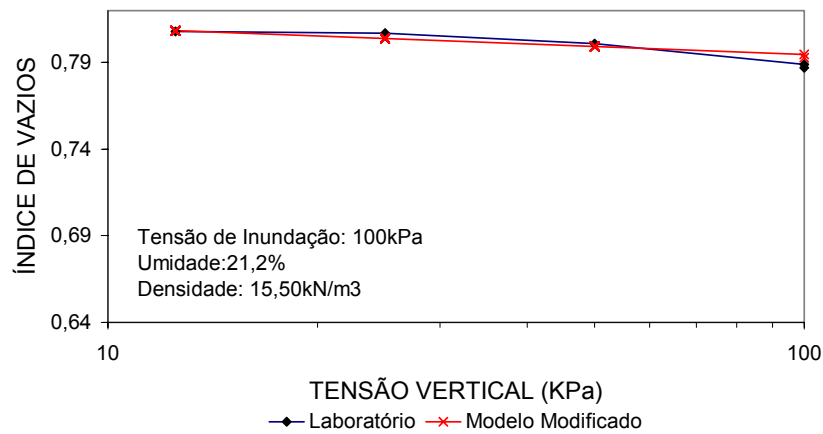


FIGURA 7.56 – COMPARAÇÃO DAS CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO TEÓRICA E EXPERIMENTAL - ENSAIO 4.1.

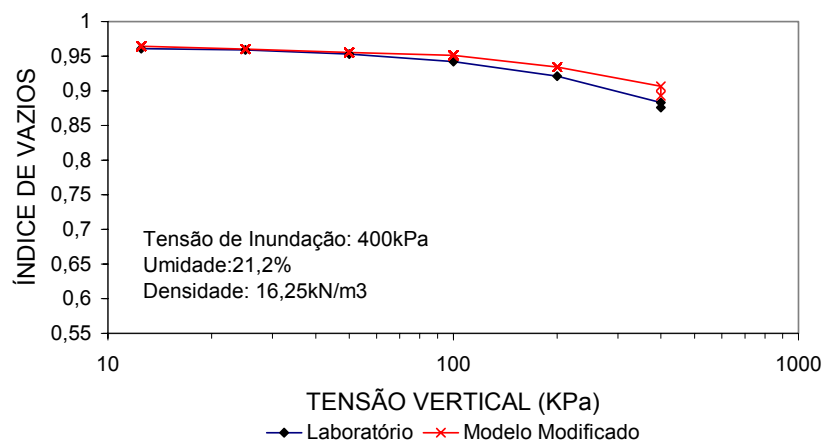


FIGURA 7.57 – COMPARAÇÃO DAS CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO TEÓRICA E EXPERIMENTAL - ENSAIO 1.1.

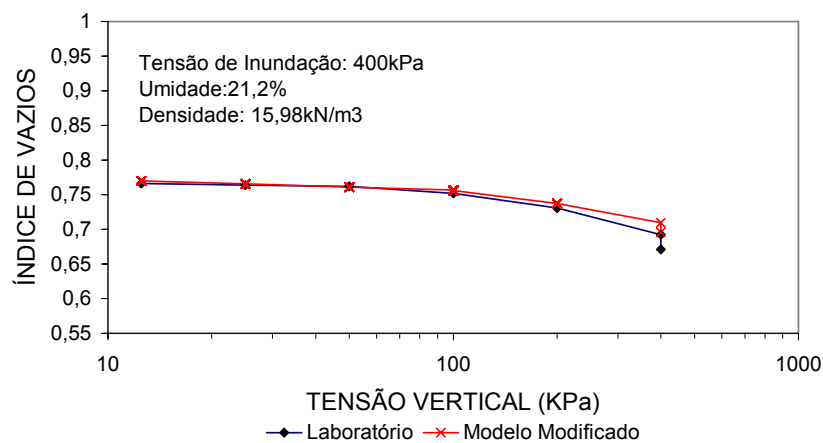


FIGURA 7.58 – COMPARAÇÃO DAS CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO TEÓRICA E EXPERIMENTAL - ENSAIO 2.1.

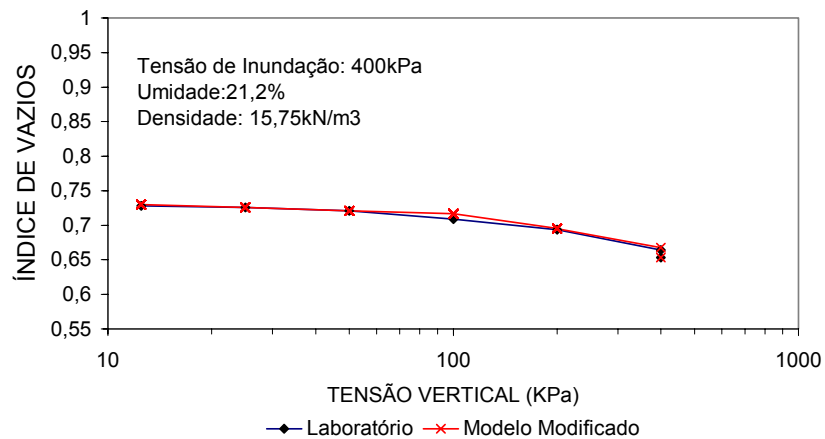


FIGURA 7.59 – COMPARAÇÃO DAS CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO TEÓRICA E EXPERIMENTAL - ENSAIO 3.1.

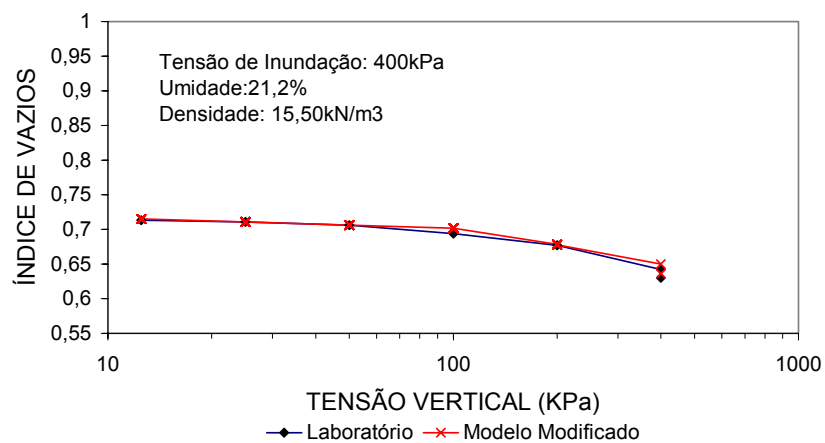


FIGURA 7.60 – COMPARAÇÃO DAS CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO TEÓRICA E EXPERIMENTAL - ENSAIO 4.1.

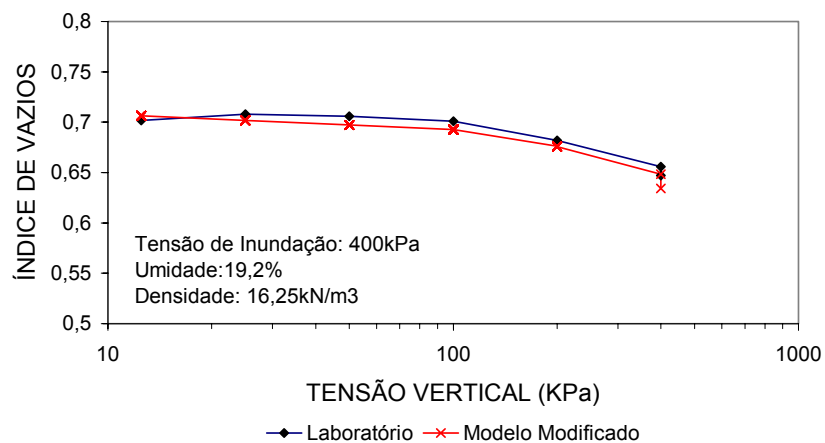


FIGURA 7.61 – COMPARAÇÃO DAS CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO TEÓRICA E EXPERIMENTAL - ENSAIO 1.2.

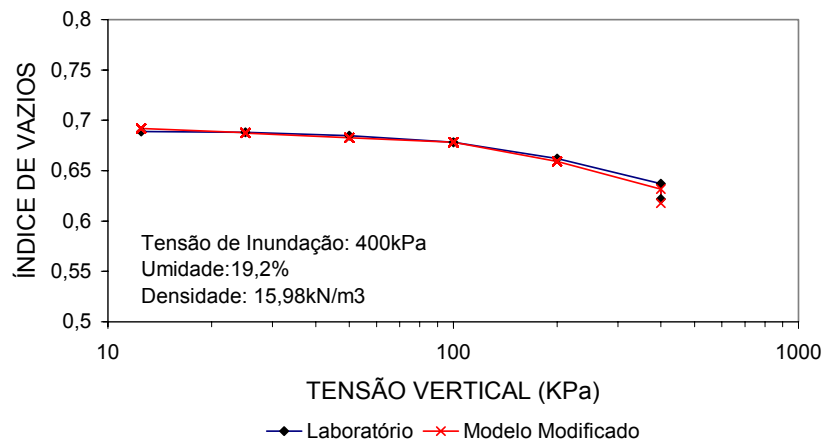


FIGURA 7.62 – COMPARAÇÃO DAS CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO TEÓRICA E EXPERIMENTAL - ENSAIO 2.2.

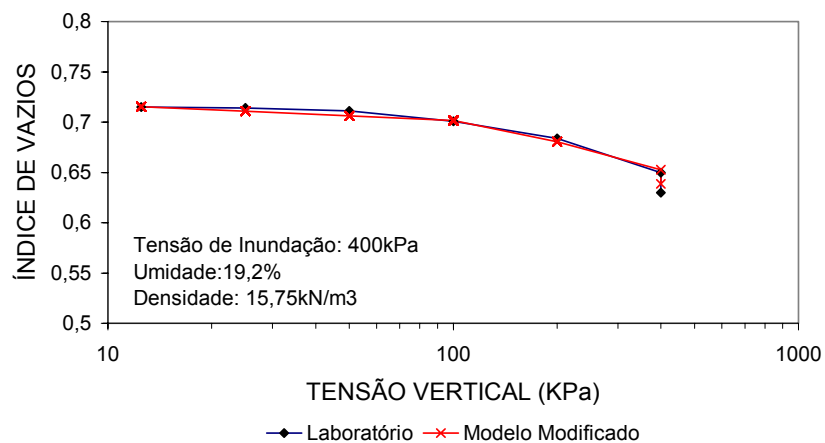


FIGURA 7.63 – COMPARAÇÃO DAS CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO TEÓRICA E EXPERIMENTAL - ENSAIO 3.2.

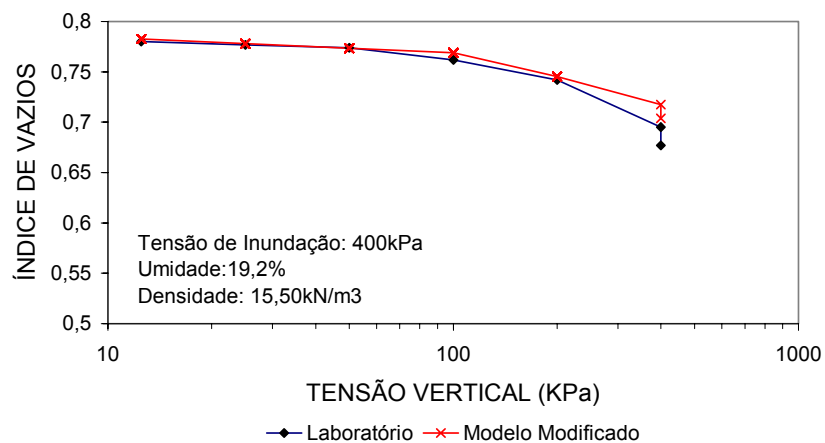


FIGURA 7.64 – COMPARAÇÃO DAS CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO TEÓRICA E EXPERIMENTAL - ENSAIO 4.2.

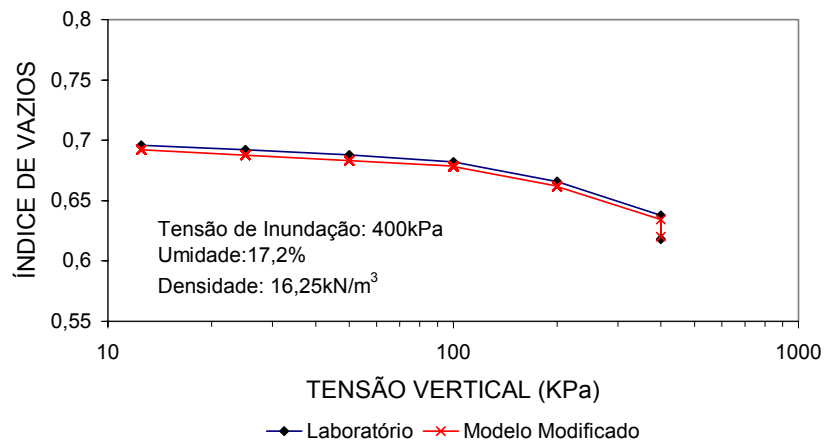


FIGURA 7.65 – COMPARAÇÃO DAS CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO TEÓRICA E EXPERIMENTAL - ENSAIO 1.3.

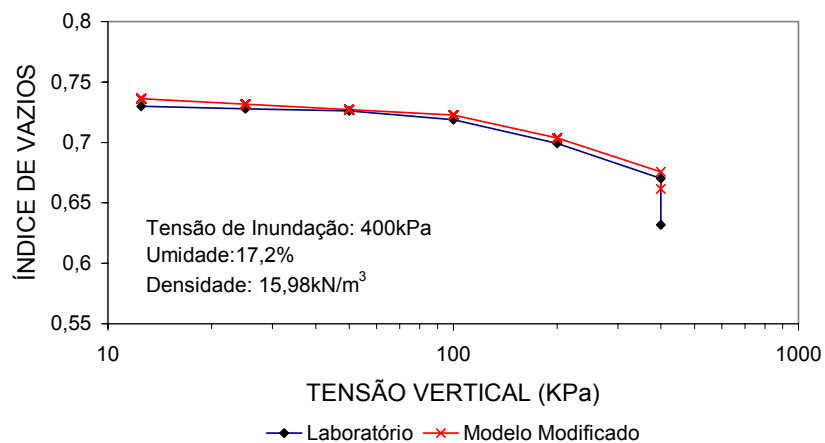


FIGURA 7.66 – COMPARAÇÃO DAS CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO TEÓRICA E EXPERIMENTAL - ENSAIO 2.3.

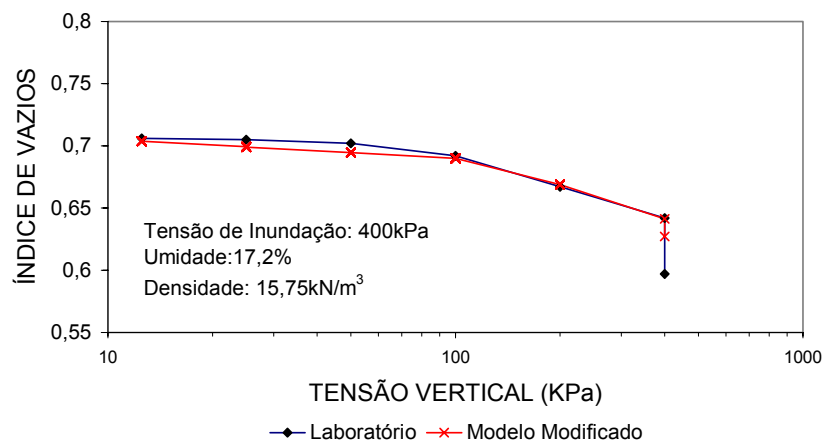


FIGURA 7.67 – COMPARAÇÃO DAS CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO TEÓRICA E EXPERIMENTAL - ENSAIO 3.3.

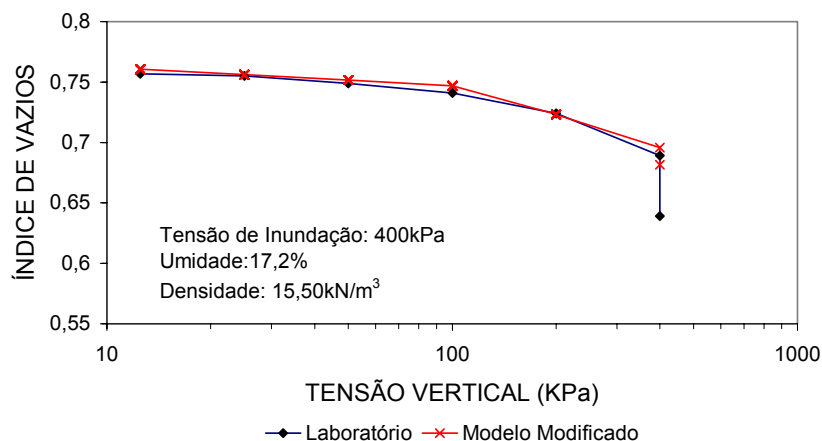


FIGURA 7.68 – COMPARAÇÃO DAS CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO TEÓRICA E EXPERIMENTAL - ENSAIO 4.3.

Comparando-se os resultados obtidos pelo modelo, utilizando-se os parâmetros de PERAZZO (1996) e os novos parâmetros, verifica-se que houve uma melhor concordância dos valores previstos com os valores modificados, no segundo caso.

Na primeira série de ensaios, tensão de inundação de 50 kPa, o modelo foi capaz de prever as respostas elásticas do solo aproximando-se mais do comportamento experimental deste. Na segunda série, tensão de inundação de 100kPa, o modelo reproduziu com maior acurácia essa fase de transição da região elástica para região plástica estabelecendo a diminuição do colapso com o aumento da densidade, além de coincidir os valores de deformações finais. Da mesma forma, na série de tensão de inundação de 400 kPa, o modelo foi eficaz não somente no comportamento do solo durante o processo de carregamento, mas também aproximou-se dos valores de deformações finais.

De fato, as deformações finais (colapso e expansão) medidas nessa segunda análise se aproximaram mais dos valores medidos em laboratório, concluindo que utilizando os parâmetros de rigidez (r , β) e o $\lambda(0)$ obtidos através da média dos ensaios; associados a uma variação da tensão de pré-adensamento com o peso específico seco, o modelo de ALONSO et al (1990) simulou de maneira satisfatória o comportamento desse solo.

Considerando-se as análises apresentadas acima, pode-se supor que, no presente caso, a adoção de um conjunto único de parâmetros do modelo de ALONSO et al (1990) não é adequada para representar o comportamento tensão-deformação de um solo compactado, em diferentes condições iniciais de umidade e densidade seca. Essas suposições não corroboram com as suposições de ALONSO et al (1990).

7.4. ANÁLISE DAS DEFORMAÇÕES OCORRIDAS SOB TENSÃO CONSTANTE APÓS A INUNDAÇÃO

7.4.1. PARÂMETROS OBTIDOS POR PERAZZO (1996)

Apresentam-se nas Figuras 7.69 a 7.74 os valores das deformações de expansão ou colapso, sob tensão constante e redução da sucção, plotados em função da umidade ou da densidade inicial da amostra.

Na Figura 7.69 estão apresentados os gráficos de variação das deformações volumétricas em função da densidade, referentes aos ensaios onde a inundação ocorreu sob uma tensão vertical de 50kPa. Estão indicadas também as curvas obtidas a partir do modelo de ALONSO et al (1990). Verificou-se que as deformações finais obtidas no laboratório, além de serem muito pequenas, não são compatíveis com as curvas obtidas pelo modelo. O modelo, mesmo apresentando boa concordância nos trechos de carregamento com sucção constante, não foi capaz de prever quantitativamente o comportamento do solo na inundação. Entretanto, o modelo indicou que, nas condições do ensaio, todas as amostras sofreriam expansão.

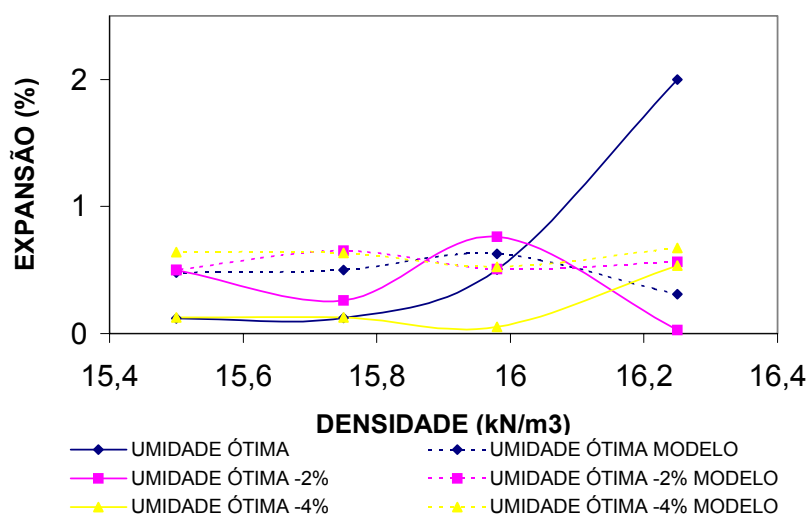


FIGURA 7.69 – CURVAS DENSIDADE – DEFORMAÇÕES FINAIS NA TENSÃO DE INUNDAÇÃO DE 50kPa .

De acordo com a Figura 7.70, referente aos ensaios do Grupo 2, com inundação sob tensão vertical de 100kPa, as amostras com densidades iguais a 15,98kN/m³ e 16,25kN/m³ apresentaram expansão, enquanto que as demais (com densidade menores de 15,75 kN/m³ e 15,50 kN/m³) colapsaram. Esse comportamento global não foi indicado pelo modelo, que previu apenas o colapso das amostras, para todos os valores de densidade.

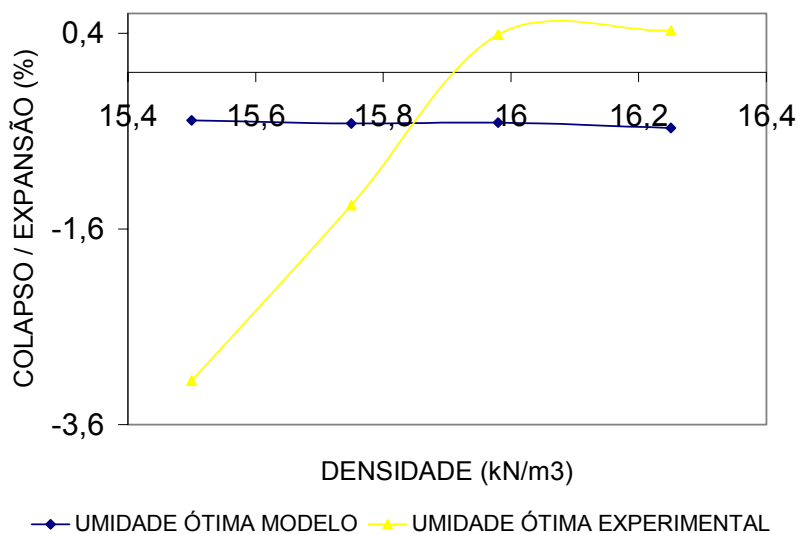


FIGURA 7.70 – CURVAS DENSIDADE – DEFORMAÇÕES FINAIS NA TENSÃO DE INUNDAÇÃO DE 100KPA.

Verifica-se na Figura 7.71, referente aos ensaios com inundação sob uma tensão vertical de 400kPa, que não há uma boa concordância entre os valores experimentais e os resultados obtidos pelo modelo. Neste caso o modelo prevê deformações finais (colapsos) maiores do que as observadas nos ensaios.

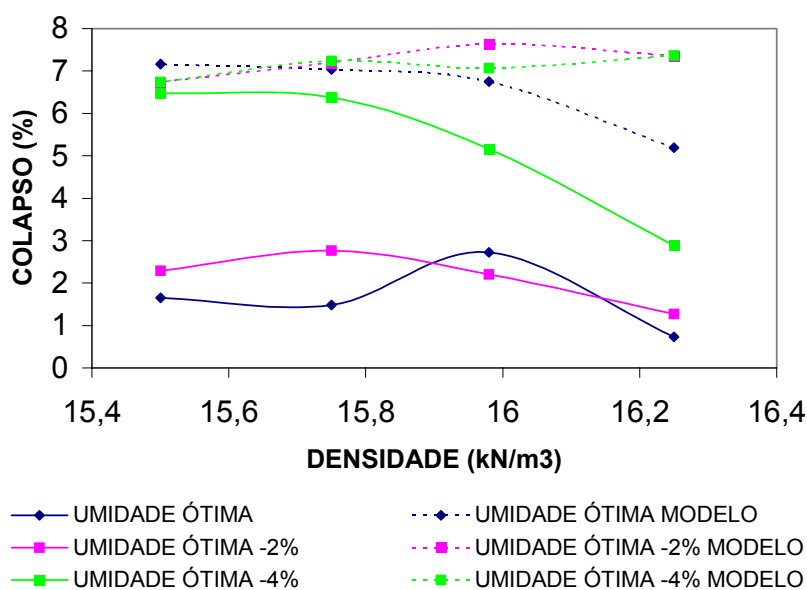


FIGURA 7.71 – CURVAS DENSIDADE – DEFORMAÇÕES FINAIS NA TENSÃO DE INUNDAÇÃO DE 400kPa.

Os dados apresentados nas Figuras 7.72 a 7.74, estão representados nas Figuras 7.9 a 7.36, plotando-se os valores da deformação volumétrica após a inundação em função da umidade de compactação da amostra. Nesses gráficos são apresentados apenas os resultados das séries de ensaios referentes às tensões de inundação de 50kPa e 400kPa, tendo em vista que, na série correspondente à tensão de 100kPa, foram ensaiadas, apenas, amostras compactadas com umidade ótima.

Verifica-se na Figura 7.72, correspondente aos ensaios inundados sob uma tensão de 50kPa, que não há tendência única de variação da deformação volumétrica com a variação de umidade. De um modo geral, os valores de expansão foram muito pequenos, inferiores a 0,4% do volume total, havendo apenas uma curva que mostra uma expansão elevada. Justificou-se essa ocorrência devido a problemas no ensaio. Observa-se um aumento da expansão quando a umidade varia de Wót-4% para Wót-2%, seguido de uma redução quando a umidade aumenta para Wót. Também é possível notar que o modelo é capaz de prevê o comportamento do solo no umedecimento sob baixas tensões de inundação.

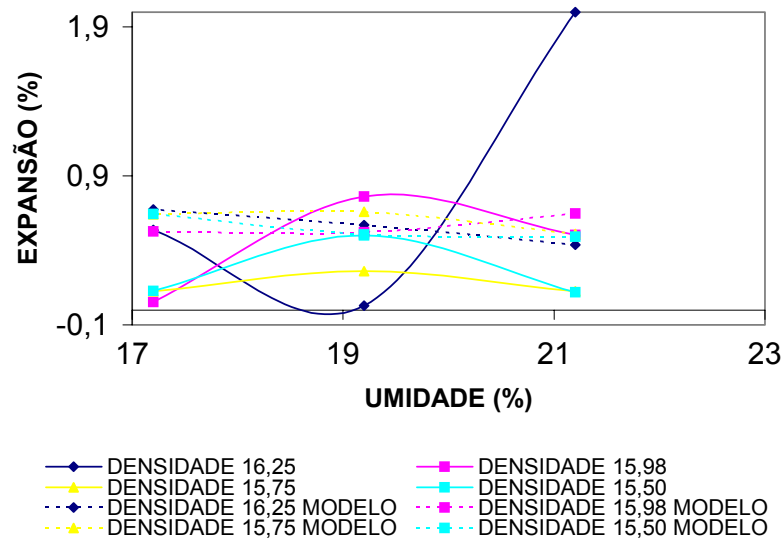


FIGURA 7.72 – CURVAS UMIDADE – DEFORMAÇÕES FINAIS NA TENSÃO DE INUNDAÇÃO DE 50kPA.

A Figura 7.73 fortalece a afirmativa que as previsões do modelo de ALONSO, GENS e JOSA (1990) para deformações finais sob altas tensões de umedecimento não são eficazes, pois apresenta colapsos maiores do que os experimentais.

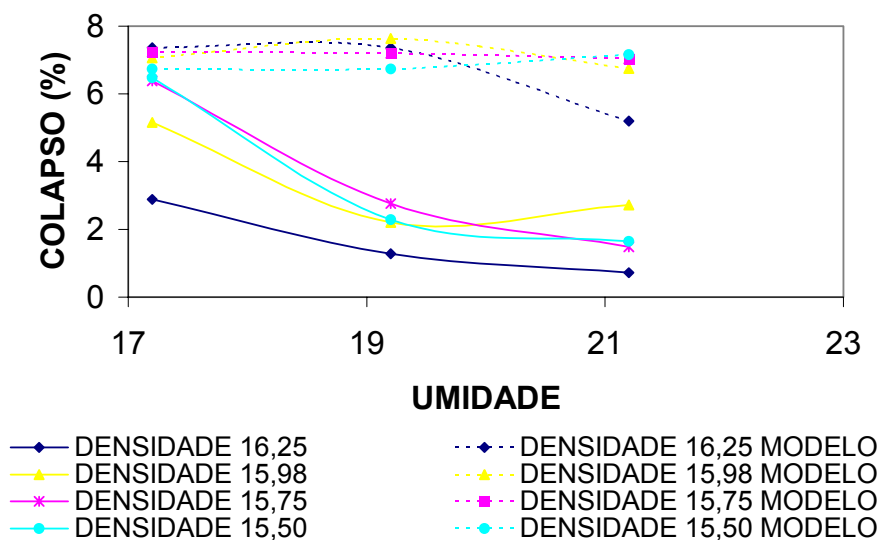


FIGURA 7.73 – CURVAS UMIDADE – DEFORMAÇÕES FINAIS NA TENSÃO DE INUNDAÇÃO DE 400kPA.

Ainda pela Figura 7.73 observa-se uma tendência do solo em apresentar um colapso máximo com a diminuição da densidade, o que é efetivamente mostrado no conceito de colapso onde este associa a constituição e organização dos elementos do solo à sua amplitude. Também é concluído que quanto mais próximo da umidade ótima maior a resistência do solo ao colapso.

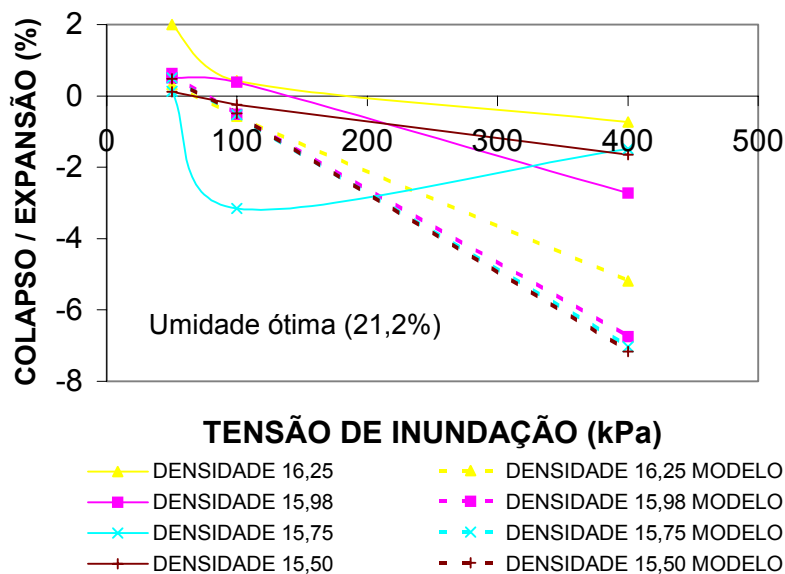


FIGURA 7.74 – CURVAS TENSÃO DE INUNDAÇÃO – DEFORMAÇÕES FINAIS MODELO E EXPERIMENTAIS.

A Figura 7.74 mostra-se a variação das deformações finais com as tensões de inundação na umidade ótima, nos resultados experimentais e nos resultados obtidos pelo modelo de ALONSO et al (1990). Verifica-se que o modelo é capaz de prever a resposta do solo, de maneira razoável, sob baixas tensões de inundação. No caso de altas tensões de umedecimento, o modelo apresenta deformações irreversíveis bem maiores do que o real comportamento do solo.

7.4.2 PARÂMETROS MODIFICADOS

Como discutido anteriormente, o modelo não foi suficientemente capaz de reproduzir adequadamente as variações de volume das amostras durante a inundação, sob tensão vertical constante, quando foram adotados os parâmetros obtidos por PERAZZO (1996). Entretanto, a adoção de novos parâmetros, baseados nos resultados dos ensaios realizados neste trabalho, permitiu a obtenção de uma boa aproximação dos resultados experimentais com os previstos através do modelo.

Apresentam-se nas Figuras 7.75 a 7.77 as curvas de variação da deformação volumétrica no estágio de inundação, correspondentes às tensões verticais de 50, 100 e 400kPa.

Verifica-se na Figura 7.75, correspondente à tensão vertical de 50kPa, que ocorreu expansão em todos os ensaios, em toda faixa de densidade seca. Os valores de expansão medidos e os previstos foram pequenos, inferiores a 1% do volume inicial das amostras. Observa-se uma boa aproximação entre os valores previstos pelo modelo e os valores experimentais.

Os resultados apresentados na Figura 7.76, correspondente à pressão vertical de 100kPa, em amostras compactadas na umidade ótima, mostram que as amostras com densidades menores ($\gamma_s=15,50$ e $15,75$ kN/m³) colapsaram, enquanto as amostras mais densas ($\gamma_s=15,98$ e $16,25$ kN/m³) expandiram. Observa-se uma excelente aproximação entre os valores medidos e os previstos para densidades superiores a $15,75$ kN/m³.

Verifica-se na Figura 7.77, correspondente aos ensaios inundados sob uma tensão vertical de 400kPa, que ocorreu o colapso em todas as amostras. Observa-se uma boa concordância entre os valores medidos e os calculados pelo modelo nas amostras compactadas na umidade ótima -2%. As curvas referentes à umidade ótima -4% apresentaram um desvio significativo entre os valores medidos e os calculados, embora haja uma boa concordância entre os valores referentes à amostra com densidade próxima da densidade seca máxima.

Os gráficos apresentados nas Figuras 7.75 a 7.77 mostram uma boa concordância entre os valores de deformação volumétrica experimentais e os calculados, dentro de uma faixa de valores de umidade e grau de compactação da ordem de $W_{ót}$ a $W_{ót}-4\%$ e $90 \leq GC < 100$. Isto pode ser uma indicação de que os parâmetros do modelo deveriam ter sido definidos para condições ainda mais específicas no entorno da curva de compactação Proctor normal.

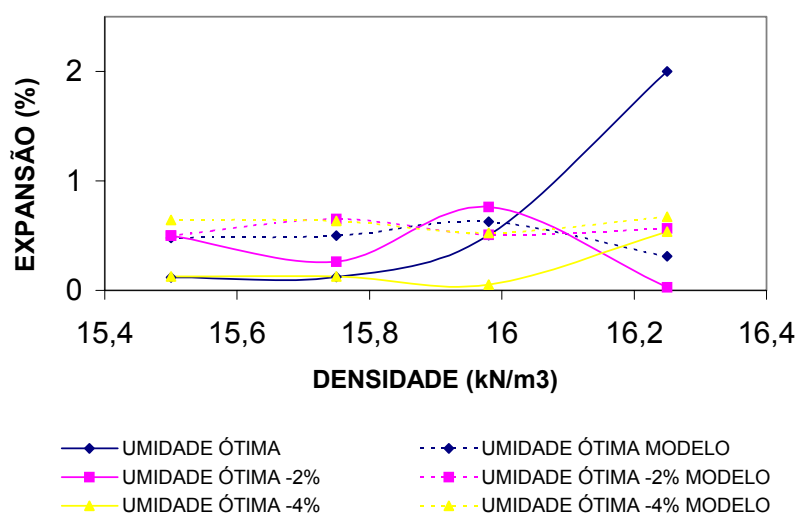


FIGURA 7.75 – CURVAS DENSIDADE – DEFORMAÇÕES FINAIS NA TENSÃO DE INUNDAÇÃO DE 50kPa .

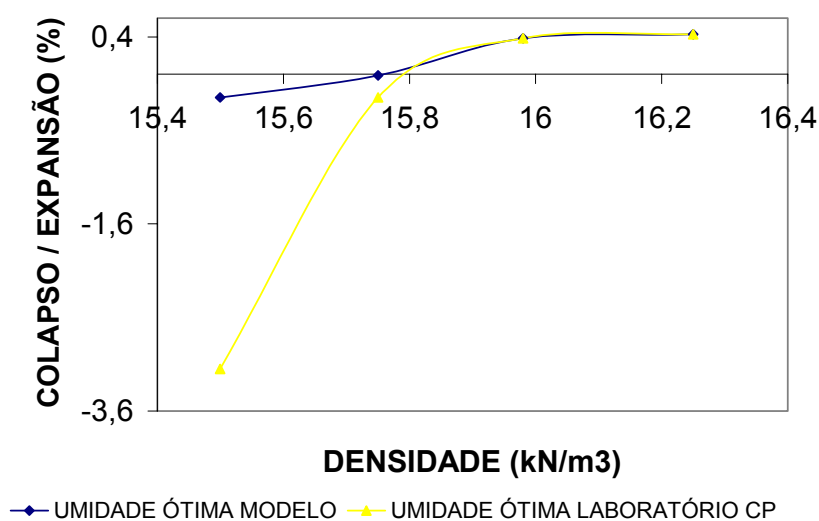


FIGURA 7.76 – CURVAS DENSIDADE – DEFORMAÇÕES FINAIS NA TENSÃO DE INUNDAÇÃO DE 100kPa.

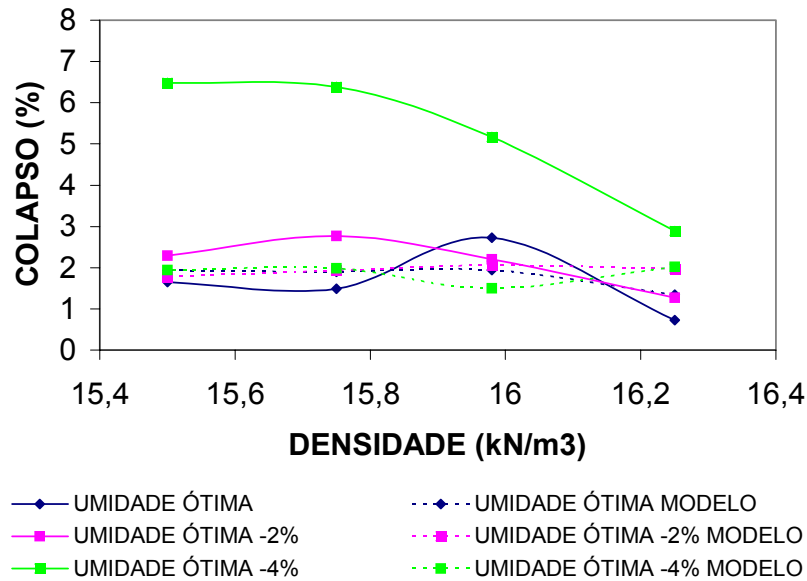


FIGURA 7.77 – CURVAS DENSIDADE – DEFORMAÇÕES FINAIS NA TENSÃO DE INUNDAÇÃO DE 400kPa.

Apresentam-se nas Figuras 7.78 e 7.79 as curvas de variação das deformações volumétricas ocorridas no processo de inundação das amostras sob tensões verticais de 50kPa e 400kPa.

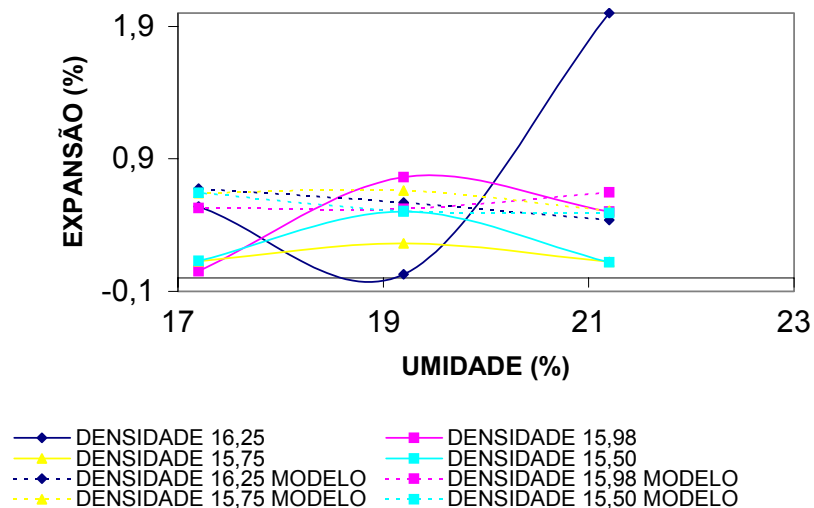


FIGURA 7.78 – CURVAS UMIDADE – DEFORMAÇÕES FINAIS NA TENSÃO DE INUNDAÇÃO DE 50kPa.

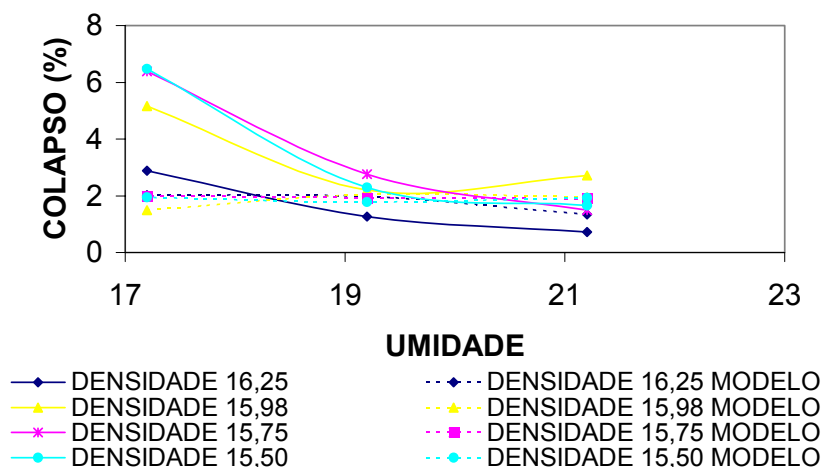


FIGURA 7.79 – CURVAS UMIDADE – DEFORMAÇÕES FINAIS NA TENSÃO DE INUNDAÇÃO DE 400KPA.

Verifica-se na Figura 7.79 que há uma boa concordância entre os valores de deformação previstos e os experimentais, na faixa de valores de umidade entre umidade ótima e umidade ótima -2%. Diferenças significativas podem ser observadas entre os valores medidos e os previstos, para umidades inferiores à umidade ótima -2%. Este fato conduz à suposição de que não se pode representar o comportamento do solo compactado, em diferentes condições de compactação, por um conjunto único de parâmetros do modelo de ALONSO, GENS e JOSA (1990).

Estão plotados na Figura 7.80 os valores de expansão / colapso em função das tensões de inundação. Observa-se uma tendência de aumento do colapso das amostras com o aumento da tensão de inundação.

Como uma visão geral da comparação dos resultados experimentais e numéricos, a Figura 7.80 apresenta a variação das deformações finais com as tensões de inundação. Com isso, verifica-se uma tendência de aumento do colapso com o aumento da tensão de umedecimento, caracterizando visivelmente a transição da zona elástica (baixas tensões) para a zona plástica (altas tensões).

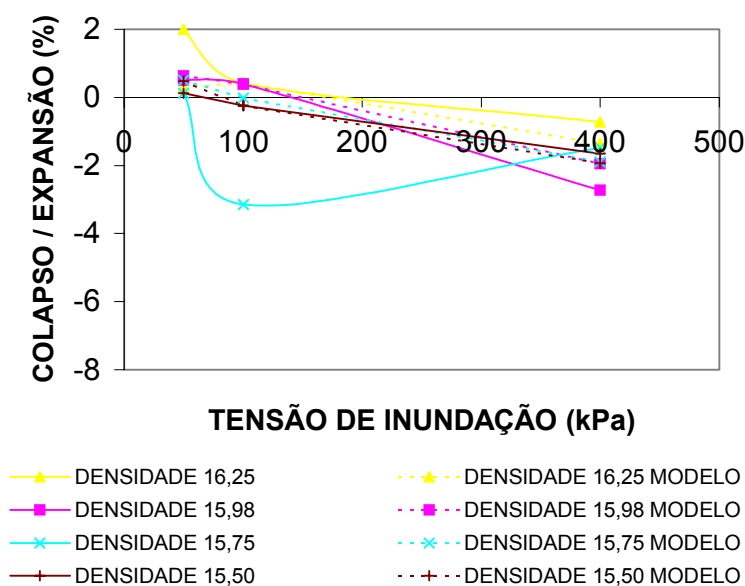


FIGURA 7.80 – CURVAS TENSÃO DE INUNDAÇÃO – DEFORMAÇÕES FINAIS: MODELO E EXPERIMENTAIS.

Como já havia sido mencionado anteriormente, as deformações volumétricas ocorridas sob uma tensão vertical igual a 50kPa são pequenas, inferiores a 1%. De um modo geral, houve uma boa concordância entre os valores experimentais e os valores previstos pelo modelo de ALONSO et al (1990).

Finalmente é possível observar que o modelo de ALONSO et al (1990) se ajustou de maneira significativa aos resultados experimentais com a modificação da tensão de pré-adensamento saturada e dos parâmetros de compressão elástica. Estabelecendo assim a dependência da máxima pressão sofrida pelo solo com a respectiva densidade seca, a limitação do uso de parâmetros calculados em ensaios diferentes (mesmo solo), a inadequada utilização de um conjunto único de parâmetros e a importância do teor de umidade inicial do solo nas deformações finais (colapsos) causadas pelo umedecimento.

CAPÍTULO 8 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

8.1. CONCLUSÕES

Considerando-se os resultados apresentados neste trabalho, pode-se estabelecer as seguintes conclusões:

1. Nos ensaios edométricos onde a inundação ocorreu sob baixa tensão vertical (50kPa), todas as amostras apresentaram um comportamento expansivo, independente das condições de compactação. Essa tendência também foi verificada pelo modelo de ALONSO et al (1990).
2. Nos ensaios onde a inundação ocorreu sob uma tensão de 100kPa, verificou-se que algumas amostras expandiram, enquanto outras colapsaram. De acordo com as superfícies SI e LC obtidas pelo modelo, as condições de inundação nesses deveriam conduzir a uma expansão inicial e uma posterior colapso. As diferenças notadas devem-se, provavelmente, às “incorrecções” relacionadas com a determinação dos parâmetros do modelo e às diferenças nas condições de compactação das amostras.
3. Todas as amostras submetidas à inundação sob uma tensão vertical de 400kPa apresentaram colapso. O percentual de colapso teve uma tendência de crescimento em função da redução na densidade seca e do teor de umidade de compactação. Essas tendências também foram verificadas pelos resultados obtidos através do modelo.

De um modo geral, quando foram utilizados os parâmetros do modelo determinados por PERAZZO (1996) não houve boa concordância entre os resultados das previsões feitas pelo modelo e os resultados experimentais. Apenas nos ensaios realizados com amostras compactadas no entorno da condição ótima da curva de compactação (γ_{smax} e W_{ot}) obtiveram-se boas concordâncias. Este fato pode ser considerado como uma indicação de que os parâmetros do modelo de ALONSO et al

(1990) não podem ser considerados constantes para qualquer condição de compactação do solo.

A utilização de um novo conjunto de parâmetros do modelo de ALONSO et al (1990) determinados a partir dos resultados dos ensaios realizados nesta pesquisa, permitiram um melhor ajuste dos resultados experimentais com as previsões feitas pelo modelo. Entretanto, observa-se que não houve um ajuste “perfeito” para todas as condições de compactação das amostras. Isto reforça a hipótese de que não se pode definir um conjunto único de parâmetros do modelo de ALONSO et al (1990) para qualquer condição de compactação das amostras.

8.2. SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Com base nos resultados obtidos no presente trabalho sugere-se:

- Utilizar o procedimento abordado neste trabalho, adotando-se faixas de variação de densidades e umidades mais amplas. Por exemplo: GC variando entre 70 a 100% e ΔW variando entre $W_{ot} - 6\%$ a $W_{ot} + 2\%$.
- Determinar experimentalmente os parâmetros do modelo de ALONSO et al (1990) para diversas condições de umidade e densidade;
- Utilizar as propostas revisadas do modelo de ALONSO et al (1990) para analisar os novos resultados;
- Definir o padrão de variação dos parâmetros do modelo em função das condições de compactação

CAPÍTULO 9 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AITCHISON, G. D. & DONALD, I. B.**, 1956, *Effective Stresses in Unsaturated Soils*. Proc. 2nd Aus-New Zela. S. M. Conf., Christchurch, 192 – 199.
- AITCHISON, G. D. & WOODBURN, J. A.**, 1969, *Soil Suction Foundation Design*. Proc. 7th I. C. S. M. F. E., México, vol. 2, 1 – 18.
- AITCHISON, G. D.**, 1961, *Relationship of Moisture Stress and Effective Stress Function in Unsaturated Soils*. Poro Pressure and Suction in Soils, London. 47 – 52.
- AITCHISON, G. D.**, 1965, *The Separate of the Site Investigation of Soil Proprieties and Selection of Operational Envirolment in the Determination of Foundation Design on Expansive Soils*. Proc. 3rd Asian Reg. Conf. On S. M. F. E., Haifa, vol. 2, 72 – 77.
- ALONSO, E. E., GENS, A. & GEHLING, W. Y. Y.** 1994, *Elasto-plastic Model for Unsaturated Expansive Soils*. Proc. 3rd Eur. Conference Num. Methods Geotech. Eng. Manchester, 11-18.
- ALONSO, E. E. & GENS, A.**, 1993, *On The Mechanical Behavior of Arid Soils*, Engineering Characteristics of Arid Soils, Barcelona. 177 – 206.
- ALONSO, E. E., GENS, A. & HIGHT, D. W.**, 1987, *Special Problem soils*. Proc. 9th E. C. S. M. F. E., Dublin General Report, Section 5, 5.1 – 5.60.
- ALONSO, E. E.**, 1993, *Constitutive Modelling of unsaturated Soils*. Unsaturated Soils, Recente Developments and Aplications, vol. 2, Barcelona.
- ALONSO, E. E., JOSA, A. & GENS, A.**, 1992, *Modeling the Behaviour of Compacted Soil upon Wetting*. Raúl Marsal Volume, S. M. M. M., Mexico, 207– 223.

-
- ALONSO, E. E., GENS, A. & JOSA, A.**, 1990, *A Constitutive Model for Partially Saturated Soils*. Géotechnique, vol. 40, N. 3, 405 – 430.
- ARAGÃO, C. J. G. & MELO, A. C.**, 1982, *Fundações Rasas em solos Colapsíveis no Semi-árido de Pernambuco*. VII COBRASEF, Olinda, vol. 2, 14 – 22.
- BALMACEDA, A.**, 1991, *Suelos Compactados: Um estudio Teórico y Experimental*. Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Catalunã, Barcelona.
- BARDEN, L., MCGROWN, A. & COLLINS, K.**, 1973, *The Collapse Mechanism in Partially Saturated Soils*. Engineering Geology, vol. 7, 49 – 60.
- BARDEN, L., MEDEDOR, A. O. & SIDES, G. R.**, 1969, *Volume Change Characteristics of Unsaturated Clays*, J. of Soil Mech. and Found. Div., A. S. C. E., vol. 95, SM 1, 33 – 51.
- BISHOP, A. W.**, 1959, *The Principle of Effective Stress*. Teknik Ukebland 106 (39), 859 - 863.
- BISHOP, A. W.**, 1961, *The Mesurement of Pore Pressure in the Triaxial Test*. Pore Pressure and Suction in Soils Conference, Butterwoths.
- BISHOP, A. W., ALPAN, I., BLIGHT, G. E. & DONALD, I. B.**, 1960, *Factores Controlling the Strength of Partly Saturated Cohesive Soils*, Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, A. S. T. M., Colorado, 503 - 532.
- BISHOP, A. W., BLIGHT, G. E.**, 1963, *Some Aspects of Effective Stress in Saturated and Partly Saturated Soils*, Géotechnique, vol. 13, 177 – 198.
- BISHOP, A. W., DONALD, I. B.**, 1961, *Experimental Study of Partly Saturated Soil in the Triaxial Aparatus*. Proc. 5th I. C. S. M. F. E., Paris, vol. 1, 13 – 22.

-
- BURLAND, J. B.**, 1965, *Some Aspects of Mechanical Behavior of Partly Saturated Soils*. Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas, Butterworth, Austrália, 270 – 278.
- BLIGHT, G. E.**, 1965, *A Study of Effective Stress for Volume Change*. Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas: 259-169. Butterworths. Sydney.
- BOLZON, G. SCHREFLER B. A. & ZIENKIEWICZ, O. C.**, 1996, *Elasto-plastic Soil Constitutive Laws Generalised to Partially Saturated States*. Geotechnique, 46.
- COLEMAN, J. D.**, 1962, *Stress Investigation for Partly Saturated Soils*. Correspondence in Géotechnique, vol. 12, N. 4, 348 – 350.
- COX, D. W.**, 1978, *Volume Change of Compacted Clay Fill*. *Clay Fills*. ICE, London, 79 – 86.
- CUI, Y. J, DELAGE, P. & SULTAN, N.**, 1995, *An Elasto-plastic Model for Compacted Soils*. 1st Int. Conf. on Unsaturated Soils, Paris, 2, 703 – 709.
- DONALD, I. B.**, 1956, *Shear Strength Measurements in Unsaturated Noncohesive Soils with Negative Pore Pressure*. Proc. 2nd Conf. On S. M. F. E., New Zeal, 200 – 207.
- ESCÁRIO, V.**, 1969, *Determination of Geotechnical Characteristics of Expansive Soils*. 2nd Int. Conf. On Exp. Soils, Texas, vol. 1, 114 – 120.
- ESCÁRIO, V. & SÁEZ, J.**, 1973, *Measurement of the Properties of Swelling and Colapsing Soils under Controlled Suction*. Proc. 3rd Int. Conf. On Exp. Soils, Haifa, 196 – 200.
- FERREIRA, S. R. M.**, 1989, *Solos Especiais – Colapsíveis, Dispersivos e Expansivos*, Relatório anual do CNPq.

-
- FERREIRA, S. R. M.**, 1995, *Colapso e Expansão de Solos Naturais Não Saturados Devido à Inundação*, Tese de Doutorado, COPPE, Rio de Janeiro.
- FERREIRA, S. R. M.**, 1994, *Técnicas de Ensaio e Fatores de Influência nas Medidas de Deformação de Solos Colapsíveis e Expansivos*. Anais 2º Simpósio Sobre Solos Não Saturados, Recife, 19 - 30.
- FREDLUND, D. G.**, 1979, *Appropriate Concepts and Technology for Unsaturated Soils*. Can. Geot. Div. A. S. C. E., vol. 103, GT5, 445 – 466.
- FREDLUND, D. G. & MORGENSTERN, N. R.**, 1993, *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. John Willy & Sons, Inc.
- FREDLUND, M. D., FREDLUND, D. G. & WILSON, G. W.**, 1997, *Prediction of the Soil Water Characteristic Curve from Grain Size Distribution and Volume Massa Properties*. Anais do 3º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Rio de Janeiro, vol. 1, 13 – 23.
- GENS, A. & ALONSO, E. E.**, 1992, *A Framework for the Behavior of Unsaturated Expansive Soils*. Canad. Geoth. Jnl., vol. 29, 1013 – 1032.
- GENS, A., ALONSO, E. E. & SURIOL, J. & LLORET, A.**, 1995, *Effect of Structure on the Volumetric Behaviour of a Compacted Soil*. 1st Int. Conf. on Unsaturated Soils, Paris, 83-88.
- GENS, A. & POTTS, D. M.**, 1982b, *Application of Critical State Soil Models to the Prediction of the Behaviour of a Normally Consolidated Low Plasticity Clay*. Proc. 1st Int. Symp. Num. Mod. Geomech. , Zurich, 312-323.
- HEAD, K. H.**, 1986, *Manual of Soil Laboratory Testing*, vol. 3, John Wiley & Sons, Inc.

- HILF, J. W.**, 1956, *An Investigation of Pore-Water in Compacted Cohesive Soils*. Technical Memorandum N. 654, Bureau of Reclamation U. S. Department of Interior, Denver, Colorado.
- JENNINGS, J. E. B. & BURLAND, J. B.**, 1962, *Limitation on the Use of Effective Stresses in Partly Saturated Soils*. Géotechnique, vol. 12, N. 84, SM5, 125 – 144.
- JOSA, A., BALMACEDA, A., GENS, A. & ALONSO, E. E.**, 1992, *An Elastoplastic Model for Partly Saturated Soils Exhibiting a Maximum of Collapse*. Proc. 3th Int. Conf. Computational Plasticity, Barcelona, 815 – 826.
- JOSA, A., ALONSO, E. E., LLORET, A. & GENS, A.**, 1987, *Stress-strain Behaviour of Partially Saturated Soils*. Proc. 9th European Conf. Soil Mech. Fdn Eng., Dublin, 2, 561 – 564.
- JUCÁ, J. F. T. & FRYDMAN, S.**, 1995, *Estate of the Art Report – Experimental Techniques*. Encontro Sobre Solos Não Saturados, Porto Alegre, 76 – 111.
- JUCÁ, J. F. T.**, 1993, *Comportamiento de los Suelos Parcialmente Saturados Bajo Succión Controlada*. Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Ingenieros de Caminhos, Canales y Puertos. Madrid.
- JUSTO, J. L., DELGADO, A. & RUIZ, J.**, 1984, *The influence of the Stress Path in the Collapse-swelling of Soils at the Laboratory*. Proc. 5th Int. Conf. Expansive Soils, Adelaide: 67-71.
- JOMMI, C. & DI PRISCO, C.**, 1994, *Un Semplice Approccio Teorico per la Modellazione del Comportamento meccanico de terreni granulari parzialmente saturi (in Italian)*. Conf. Il Ruolo dei Fluidi nei problemi di ingegneria geotecnica, Mondovi, 167-188.
- KARUBE, D., & KATO, S.**, 1989, *Yield Functions of Unsaturated Soil*. Proc. 12th Int. Conf. Soil Mech Fdn Engng, vol 1, pp. 615-618.

-
- KONGO, Y., NAKANO, M. & MIYAZAKI, T.**, 1991, *Elastoplastic Constitutive Modelling for Unsaturated Soils*. Computer Methods and Advances in Geomechanics, Balkema, pp. 631--636.
- LAMBE, T. W.**, 1960, *A Mechanistic Picture of Shear Strength in Clay*. Research Conf. Shear Strength of Cohesive Soils, Colorado, 555 – 580.
- LAMBE, T. W.**, 1958, *The Structure of Compacted Clay*. Jnl. of Soil Mech. And Foundn.. Div. ASCE, 84 (SM2), 1-34.
- LINS, A. H. P e JUCÁ, J. F. T.**, 1991, *Determinação da Poropressão em um Solo Residual Compactado Não Saturado*, II Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, São Paulo.
- LINS, A. H. P** , 1991, *Resistência e Poropressão Desenvolvidas em um Solo Compactado Não Saturado em Laboratório*, Tese D. Sc., COOPPE-UFRJ.
- LINS, A. H. P** , 1992, *Discussion na Alternative Framework for Unsaturated Soil Behavior-by Wheeler, S. J., Desenvolvidas em um Solo Compactado Não Saturado em Laboratório*, Tese D. Sc., Géotecnicque, vol. 42, N. 3, , 525 – 526.
- LINS, A. H. P** , 1993, *The Shear Strength of na Unsaturated Compacted Soil*, Proc. Geotechnical Engineering of Hard Soils-Soft Rocks, Athens, Greece, 20-23, 641 – 646.
- LINS, A. H. P** , 1994, *Comportamento Tensão-Deformação-Resistência dos Solos Compactados Não Saturados*. 2º Simpósio Sobre Solos Não Saturados, Recife-PE, 167 – 183.
- LINS, A. H. P** , 1994, *The Development of Pore-Water Pressure in a Compacted Soil*, Proc. XIII Int. Conf. On Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, vol. 1, 177 – 180.

-
- LLORET, A., ALONSO, E. E.**, 1980, *Consolidation of Unsaturated Soils Including Swelling and Collapse Behavior*, *Géotechnique*, vol. 30, N. 4, , 449 – 477.
- LLORET, A., ALONSO, E. E.**, 1985, *State Surface for Partially Saturated Soils*, Proc. 11 th I. C. S. M. F. E., San Francisco, vol. 2, N. 4, , 557 – 562.
- MASWOSWE, J.**, 1985, *Stress Path for a Compacted Soil during Collapse due to wetting. PhD Thesis*, Imperial College, London.
- MATYAS, E. L. & RADHAKRISNA, H. S.**, 1968, *Volume Change Characteristics of Partially Saturated Soils*, *Géotechnique*, vol. 18, N. 4, , 432 – 448.
- MITCHEL, J. K.**, 1976, *Fundamentals Soil Behavior*, John Wiley and Sons. Inc. New York, 442.
- PERAZZO, G. M. & LINS, A. H. P.**, 1997, *Aplicação de um Modelo Elastoplástico na Análise do Comportamento Tensão-Deformação de um Solo Não Saturado Compactado*. Anais de 3º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Rio de Janeiro, 261 – 270.
- PERAZZO, G. M.**, 1996, *Aplicação de um Modelo Elastoplástico na Análise do Comportamento Tensão-Deformação de um Solo Não Saturado Compactado*.
- PROCTOR, R. R.**, 1933, *Fundamental Principles of Soil Compaction*. *Engineering News Record* 111, 245-248, 286-289, 348-351.
- ROSCOE, K. H. & SHOFIELD, A. N.**, 1963, *Mechanical Behavior of an Idealised Wet Clay*, Proc. 2nd Eur. Conf. S. M. F. E., vol. 1, Wiesbaden, 47 – 54.
- ROSCOE, K. H. & BURLAND, J. B.**, 1968, *On Generalized Stress-Strain Behavior of Wet Clay*, *Engineering plasticity*, Cambridge University Press, 535 – 609.
- ROSCOE, K. H., SHOFIELD, A. N. & WHOTH, C. P.**, 1958, *On the Yielding of Soils*, *Géotechnique*, vol. 8, 22 – 52.

SHOFIELD, A. N. & WHOTH, C. P., 1968, *Critical State Soil Mechanics*, McGraw-Hill Book Co., London.

SEED, H. B. & CHAN, C. K., 1959, *Structure and Strength Characteristics of compacted Clays*, Int. of the SMFD, ASCE, 85 (SMJ). 87-128.

TERZAGHI, K., 1936, *The Shearing Resistance of Saturated Soils and the Angle between the Planes of Shear*. Proc. 1st Int. Conf. Soil Mech., vol. 1, 54 – 56.

TOLL, D. G., 1990, *A Framework for Unsaturated Soil Behavior*. Géotechnique, vol. 40, N. 1, , 31 – 44.

WHEELER, S. J. & SIVAKUMAR, V., 1995, *An Elasto-plastic Critical State Framework for Unsaturated Soil*. Géotechnique, vol. 45, N. 1, , 35 – 53.

WHEELER, S. J. & KARUBE, D., 1995, *State of the Art report. Constitutive Modelling*. 1st Int. Conf. on Unsaturated Soils, Paris, 3.

WHEELER, S. J., 1996, *Inclusion of Specific Water Volume Within an Elasto-plastic Model for Unsaturated Soil*. Can. Geotech. J., vol. 33, 42 – 57.

WOOD, D. M., 1990, *Soil Behavior and Critical State Soil Mechanics*. Cambridge University Press.