

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**METODOLOGIA PARA DETERMINAÇÃO DE
PARÂMETROS PARA SOLOS NÃO SATURADOS
UTILIZANDO ENSAIOS COM UMIDADE CONHECIDA**

MARIA TÂMARA DE MORAES GUIMARÃES SILVA

ORIENTADOR: MANOEL PORFÍRIO CORDÃO NETO, DSc

DISSERTAÇÃO MESTRADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.DM – 182/09

BRASÍLIA / DF: DEZEMBRO / 2009



**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**METODOLOGIA PARA DETERMINAÇÃO DE
PARÂMETROS PARA SOLOS NÃO SATURADOS
UTILIZANDO ENSAIOS COM UMIDADE CONHECIDA.**

MARIA TÂMARA DE MORAES GUIMARÃES SILVA

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A
OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE.**

APROVADA POR:

**MANOEL PORFÍRIO CORDÃO NETO, DSc (UnB)
(ORIENTADOR)**

**JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO, PhD (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**LÍLIAN RIBEIRO REZENDE, DSc (Universidade Federal de Goiás)
(EXAMINADORA EXTERNA)**

DATA: BRASÍLIA/DF, 17 de DEZEMBRO de 2009

FICHA CATALOGRÁFICA

SILVA, MARIA TÂMARA DE MORAES GUIMARÃES SILVA	
Metodologia para Determinação de Parâmetros para Solos Não Saturados Utilizando Ensaio com Umidade Conhecida [Distrito Federal] 2009	
xiv, 98 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2009)	
Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.	
Departamento de Engenharia Civil	
1. Solos Não Saturados	2. Modelos Constitutivos
3. Controle de umidade	4. Sucção
I. ENC/FT/UnB	II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

SILVA, M. T. M. G. (2009). Metodologia para Determinação de Parâmetros para Solos Não Saturados Utilizando Ensaio com Umidade Conhecida. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 109 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Maria Tâmara de Moraes Guimarães Silva

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Metodologia para Determinação de Parâmetros para Solos Não Saturados Utilizando Ensaio com Umidade Conhecida.

GRAU / ANO: Mestre / 2009

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Maria Tâmara de Moraes Guimarães Silva
Avenida Presidente Kennedy, Qd.05, Lote 21
Jardim Alexandria
CEP 75.060-100 Anápolis/GO – Brasil
e-mail: mtamaram@hotmail.com

AGRADECIMENTOS

Agradeço a **Deus** pelo dom da vida, por todas as conquistas que Ele tem me proporcionado e por mais essa etapa vencida.

Aos meus pais, **Elinário** e **Tania**, pelo apoio de sempre, pela confiança e por todo crédito que sempre depositam em mim, essa vitória também é de vocês.

As minhas irmãs **Tanieli** e **Isabella**, pela torcida de sempre, pelos bons momentos vividos durante a pesquisa e por todo carinho que me faz mais forte.

Ao meu exemplo de força de vontade, meu marido e melhor amigo, **Pedro**, por todas as doses de estímulo, por sempre ter acreditado em mim, pela disposição de sempre, pela grande ajuda no laboratório, pela presença constante, você é fundamental!

Ao professor **Manoel Porfírio** pela disposição estando perto ou longe, pela paciência, pela amizade e pela orientação durante o desenvolvimento da pesquisa.

A **Márcia Mascarenha**, por ter “adotado” a pesquisa, pela amizade e pelo estímulo de sempre, muito obrigada!

Ao **Laboratório de Geotecnia** do Programa de Pós Graduação da Universidade de Brasília, por ter dado suporte necessário para o desenvolvimento da pesquisa, a **Professora Isabel** e aos técnicos: **Alessandro**, **Thiago** e **Vanilson**, pela ajuda com os ensaios.

Aos **professores** e **funcionários** do Programa de Pós-Graduação de Geotecnia, que contribuíram para a minha formação profissional durante todo esse período.

As minhas amigas, **Janáina**, **Joseleide**, **Lorena**, **Angela** e **Paula Emanoela** por todos os bons momentos que vividos com cada uma de vocês, pelas conversas, pelos sorrisos, vocês estarão sempre comigo, de perto ou de longe, na minha memória e nas minhas orações.

A todos os **amigos**, minha família aqui em Brasília, **Alexandre Resque**, **Angela Almeida**, **Andrelisa**, **Aureliano**, **Carlos Eduardo**, **Cláudia Champi**, **Cláudia Muneton**, **Eder Santos**, **Fernando Aquino**, **Hellen**, **Jacqueline**, **João Paulo**, **Juliana**, **Larissa Aguiar**, **Luiz Gustavo**, **Paola**, **Rafaela**, **Raimundo**, **Roberto Cardim**, **Marcos Honorato**, **Petrônio**, agradeço a cada um de vocês pelos inúmeros momentos importantes que passamos, pelas horas de estudo na sala dos alunos, por sempre encontrar um sorriso nos corredores da Geotecnia, pelas horas de conversas, pelos abraços, enfim, muito obrigada pela amizade!

Aos meus amigos que sempre estiveram presentes na torcida, **Eder Chaveiro, Francis, Jardel, Jefferson, Juliano, Larissa, Lindson, Marcelo Batista, Murillo, Sumaya**, e todos amigos não citados, pela força, pelo carinho, vocês são muito especiais.

Ao CNPq pelo apoio financeiro.

A todos as pessoas da minha família, tios, primos, aos amigos que fazem parte da minha vida e que contribuíram de alguma forma para as minhas conquistas.

Muito Obrigada!

RESUMO

De um modo geral, a determinação de parâmetros constitutivos para solos não saturados requer ensaios com controle de sucção ou que permitem a medida da sucção. Destacam-se neste caso, a técnica de translação de eixo, transferência de vapor ou técnicas osmóticas. Porém, de um modo geral, a grande maioria dos laboratórios de mecânica dos solos não dispõem destes ensaios e, mesmo quando dispõe, em todas essas técnicas o ensaio demanda um tempo muito longo para a obtenção dos resultados. Desta forma, é prática comum realizar ensaios denominados de “ensaio com umidades constantes” e estimar a sucção por meio da curva característica. Por outro lado, não existe a garantia que a umidade é constante durante o ensaio e, caso isso ocorra, a sucção nos poros será a mesma do início ou final do ensaio. Isso porque é um erro considerar que a sucção é controlada somente pela quantidade de água nos vazios, desprezando as variações que ocorrem no tamanho do poro onde a água está.

Neste sentido, o trabalho apresenta uma proposta de metodologia de determinação de parâmetros para solos não saturados por meio da realização corriqueiros e ensaios simples, sendo que nesta metodologia é considerada que há a variação da quantidade de água armazenada no solo e, ainda, que mudanças no tamanho do poro produzem variações no estado de sucção. Para isso, foram realizados ensaios para determinar como ocorre a saída de água das amostras em condições semelhantes às de realização dos ensaios. Além disso, foi realizado um estudo da influência do índice de vazios na curva característica dos solos. De posse desses resultados, foi possível realizar as análises de ensaios de adensamento e de cisalhamento direto com diferentes teores de umidade inicial, e ainda determinar parâmetros e superfícies de estado que somente eram possíveis por meio de ensaios com controle de sucção. Finalmente, a metodologia se mostrou uma ferramenta viável para a aplicação dos conceitos de mecânica dos solos não saturados na prática de engenharia, sendo necessário, entretanto maiores estudos de modo a garantir sua acurácia e precisão.

ABSTRACT

In general the determination of constitutive parameters for unsaturated soils requires tests with controlled suction or allows measurement of suction. In this case it is highlighted the technique of axis translation, steam transfer or osmotic techniques. But generally most laboratories of soil mechanics do not have these tests and even when they are available it takes a very long time to obtain the results. Thus, it is a common practice to perform tests called “tests with constant humidity” and estimate the suction through the characteristic curve. On the other hand, there is no guarantee that the humidity is constant during the test and, if this happens, the suction in the pores will be the same as in the beginning or the end of the test. It is a mistake to believe that the suction is controlled only by the amount of water in the voids, neglecting the variations that occur in the pore size where the water is.

In this sense, this study presents a proposed methodology for the determination of parameters for unsaturated soils by performing ordinary and simple tests, and it is considered in this methodology that there is the variation in the amount of water stored in the soil, and also that the changes in the pore size produce variations in the state of suction. For this, tests were conducted to determine how the output of water samples occurs in similar conditions to tests results. Furthermore, a study on the influence of voids levels in the soil characteristic curve was conducted. With these results, it was possible to perform analysis of consolidation tests and direct shear tests with different contents of initial humidity, and also to determine the parameters and surfaces state that were possible only by tests with controlled suction. Finally, the methodology proved to be a viable tool for implementing the concepts of mechanics of unsaturated soils in engineering practice, and further studies need however to ensure its accuracy and precision.

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. INTRODUÇÃO.....	1
1.2. MOTIVAÇÃO.....	2
1.3. OBJETIVOS DA PESQUISA.....	2
1.4. ESCOPO DA PESQUISA	2
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1. CONCEITOS.....	4
2.1.1. <i>Curva Característica</i>	5
2.2. MODELOS CONSTITUTIVOS PARA SOLOS NÃO SATURADOS.....	6
2.2.1. <i>Modelos Constitutivos Mecânicos</i>	6
2.2.2. <i>Modelos constitutivos hidromecânicos</i>	9
2.3. CARACTERIZAÇÃO MICROESTRUTURAL DOS SOLOS NÃO SATURADOS.....	14
2.3.1. <i>Porosimetria por Injeção de Mercúrio (MIP)</i>	15
2.4. TÉCNICAS DE CONTROLE DE SUCCÃO.....	17
2.4.1. <i>Translação de Eixos</i>	17
2.4.2. <i>Técnica Osmótica</i>	18
2.4.3. <i>Técnica de Equilíbrio de Vapor</i>	19
2.5. DISPOSITIVOS PARA MEDIÇÃO DE SUCCÃO	20
2.5.1. <i>Métodos diretos</i>	20
2.5.1.1. Placa de Sucção.....	21
2.5.1.2. Câmara de Pressão ou Câmara de Richards.....	21
2.5.1.3. Tensiômetro	23
2.5.2. <i>Métodos Indiretos</i>	24
2.5.2.1. Ponto de Congelamento	25
2.5.2.2. Sensores de Condutividade Térmica.....	25
2.5.2.3. Sensores de Condutividade Elétrica.....	26
2.5.2.4. Psicômetros.....	27
2.5.2.5. Papel Filtro.....	28
3. MATERIAIS E MÉTODOS	31
3.1. DEFINIÇÃO DA AMOSTRA	31
3.1.1. <i>Coleta da amostra</i>	31
3.1.2. <i>Preparação das amostras</i>	33

3.1.2.1. Caracterização e classificação da amostra	33
3.1.2.2. Obtenção da Curva de Compactação	34
3.1.2.3. Moldagem dos corpos de prova	35
3.2. REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS	36
3.2.1. <i>Ensaio de Curva Característica</i>	36
3.2.1.1. Ensaio de Papel Filtro	37
3.2.2. <i>Ensaio Oedométricos</i>	40
3.2.3. <i>Ensaio de Cisalhamento</i>	41
3.2.4. <i>Ensaio de Perda de Água com o Tempo</i>	41
3.3. DETERMINAÇÃO DAS SUPERFÍCIES DE ESTADO	43
4. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS	45
4.1. INTRODUÇÃO.....	45
4.2. ENSAIOS CARACTERIZAÇÃO E COMPACTAÇÃO	46
4.2.1. <i>Ensaio de Caracterização</i>	46
4.2.2. <i>Ensaio de Compactação Proctor Normal</i>	50
4.3. ENSAIOS DE PERDA DE UMIDADE COM O TEMPO	52
4.4. ENSAIO DE CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA	57
4.4.1. <i>Ensaio de adensamento</i>	57
4.4.2. <i>Ensaio de Cisalhamento</i>	63
4.5. ENSAIO DE CURVA CARACTERÍSTICA.....	68
5. ANÁLISES DOS RESULTADOS	71
5.1. ANÁLISES DA CURVA CARACTERÍSTICA.....	71
5.2. ANÁLISE DA DISTRIBUIÇÃO DE POROS	76
5.3. ANÁLISE DOS ENSAIOS DE ADENSAMENTO	80
5.4. ANÁLISE DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO	84
6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES FINAIS	90
6.1. CONCLUSÕES.....	90
6.2. SUGESTÕES FINAIS	92
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	93

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Elemento de solo não saturado com fase ar contínua (Fredlund & Rahardjo, 1993 - modificado).....	4
Figura 2.2 – Superfície de estado da saturação (a) e do índice de vazios (Fredlund & Rahardjo, 1993 - modificado).	7
Figura 2.3– Superfície de Escoamento proposta por Alonso <i>et al.</i> ,(1990). (a) Vista 3D; (b) Projeções nos planos (p, q).....	9
Figura 2.4 – Modelo para o comportamento das curvas de retenção de água do solo.....	13
Figura 2.5 Curvas de extrusão e intrusão da Boom clay em ensaios de MIP (Romero, 1999).16	
Figura 2.6 – Câmara de Richards conectada ao sistema de pressão.	23
Figura 2.7 – Tensiômetro simples com manômetro. (Soilcontrol, 2009)	23
Figura 2.8 – Componentes de um sensor de condutividade térmica (Fredlund & Rahardjo, 1993 - modificado).	26
Figura 2.9 – Esquema de um Psicrômetro Peltier (Campos, 1994 - modificado).....	28
Figura 2.10 – Determinação da sucção total por fluxo de vapor e a determinação da sucção mátrica por fluxo capilar (Marinho, 1995 - modificado).	29
Figura 3.1– Esquema do desenvolvimento da pesquisa.	31
Figura 3.2 – Localização do Campo Experimental do Programa de Pós Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília.	32
Figura 3.3– Curva de Compactação com a Energia Proctor Normal.	34
Figura 3.4 – Extração do corpo-de-prova compactado.	36
Figura 3.5 – Moldagem dos corpos de prova para o ensaio de sucção após compactação semi-estática.....	36
Figura 3.6 - Determinação dos pontos para realização dos ensaios de curva características... 37	
Figura 3.7 – Umedecimento por gotejamento de água destilada.	38
Figura 3.8 – Papel filtro e o corpo-de-prova moldado	39
Figura 3.9 – Corpos de prova identificados e lacrados na caixa de isopor.	39
Figura 3.10 – Corpos de prova durante o ensaio de perda de água com o tempo.....	42
Figura 3.11 – Trajetória de tensão para o ensaio realizado com umidade constante. (Fredlund & Rahardjo, 1993 - modificado).	43
Figura 4.1 – Curvas granulométricas obtidas a partir dos ensaios sem defloculante (SD) e com defloculante (CD) realizados para a amostra natural (Guimarães, 2002 - modificado).....	47
Figura 4.2 – Curvas granulométricas obtidas a partir dos ensaios com e sem defloculante em conjunto com o granulômetro a laser (ultrassom) (Silva, 2007 - modificado)	48
Figura 4.3 – Comparação entre as curvas granulométricas obtidas a partir dos ensaios com a amostra natural e compactada com o uso de defloculante e sem defloculante.	49
Figura 4.4 – Curva de Compactação com energia Proctor Normal.	50
Figura 4.5– Distribuição do índice de vazio de amostras compactadas estaticamente (Cui e Delage, 1996 - modificado).....	51
Figura 4.6 – Ensaio de Verificação da Variação da Umidade com o Tempo.	52
Figura 4.7– Relação de Variação da Temperatura com o período de 24h.	53
Figura 4.8 – Relação entre Perda de peso por redução de umidade e tempo.	53

Figura 4.9 – Relação entre umidade x tempo.....	54
Figura 4.10 – Ensaio de adensamento preliminar – determinação dos pontos para realização dos ensaios de curva características.	58
Figura 4.11 – Curvas de Adensamento obtidas para as diferentes umidades estudadas.....	59
Figura 4.12 – Resultados dos Ensaios de Adensamento obtidos para as umidades de 16% e 18%.....	60
Figura 4.13 – Resultados dos Ensaios de Adensamento obtidos para a umidade de 20%.....	61
Figura 4.14 – Resultados dos Ensaios de Adensamento obtidos para as umidades de 22% e 24%.....	62
Figura 4.15 – Resultados dos Ensaios de Cisalhamento obtidos para as umidades de 16%....	64
Figura 4.16 – Resultados dos Ensaios de Cisalhamento obtidos para as umidades de 18%....	65
Figura 4.17 – Resultados dos Ensaios de Cisalhamento obtidos para as umidades de 20%....	65
Figura 4.18 – Resultados dos Ensaios de Cisalhamento obtidos para as umidades de 22%....	66
Figura 4.19 – Resultados dos Ensaios de Cisalhamento obtidos para as umidades de 24%....	66
Figura 4.20 – Resultados dos Ensaios de Cisalhamento obtidos para a condição saturada....	67
Figura 4.21 – Curvas característica em função do grau de saturação.	69
Figura 4.22– Curvas Característica em função do teor de água do solo.	70
Figura 4.23 – Curvas Característica em função da umidade.....	70
Figura 5.1 – Modelo proposto por Wheeler <i>et al.</i> 2003.	71
Figura 5.2 – Modelo de curva característica proposto.	72
Figura 5.3 – Dados experimentais das curvas características e a representação pelo modelo proposto para os diferentes índices de vazios estudados.....	74
Figura 5.4 – Ajuste do Grau de Saturação, Valor de entrada de ar e da sucção com os diferentes índices de vazios.....	75
Figura 5.5 - Curvas características obtidas pelo MIP e pela técnica convencional (Prapaharan <i>et al.</i> , 1985).....	77
Figura 5.6 – Curvas características obtidas pelo MIP e outras técnicas convencionais: a) $\gamma = 16,7 \text{ kN/m}^3$; b) $\gamma = 13,7 \text{ kN/m}^3$ (modificada de Romero, 1999).	78
Figura 5.7 – Distribuição de poros para cada índice de vazios estudado.....	79
Figura 5.8 - Distribuição de poros para os diferentes índices de vazios estudados.	80
Figura 5.9 – Consideração da variação da sucção durante um ensaio com umidade constante.	82
Figura 5.10 – Superfície de estado da variação do índice de vazios.....	83
Figura 5.11 – Trajetória de tensão para o ensaio realizado com umidade constante. (Fredlund & Rahardjo, 1993 - modificado).	85
Figura 5.12 – Envoltória de resistência ao cisalhamento estendida.	85
Figura 5.13 – Curva de resistência ao cisalhamento para a amostra com 16% de umidade. ...	87
Figura 5.14 – Curva granulométrica da amostra compactada sem defloculante.....	88
Figura 5.15 – Esquema do mecanismo de resistência ao cisalhamento da amostra estudada..	88
Figura 6.1 – Procedimento de obtenção dos parâmetros não saturados.....	92

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1– Métodos Diretos para medida de sucção (Vilar, 1997 apud Calle, 2000 - modificado)	20
Tabela 2.2 – Métodos Indiretos para medida de sucção (Vilar, 1997 apud Calle, 2000 - modificado)	24
Tabela 4.1 – Resultados da Caracterização do Material Estudado.	49
Tabela 4.2 – Valores de umidade inicial e final para os ensaios de adensamento.	55
Tabela 4.3 – Valores de umidade inicial e final para os ensaios de adensamento.	56
Tabela 4.4 – Parâmetros de resistência obtidos nos ensaios de Cisalhamento.	68
Tabela 5.1 – Parâmetros do modelo em função do índice de vazios	74
Tabela 5.2 - Parâmetros de resistência obtidos nos ensaios de Cisalhamento.	84
Tabela 5.3 – Parâmetros de resistência para a condição não saturada.	86

NOMECLATURAS E ABREVIações

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing and Materials
AASHTO	American Association of State Highway Officials
BBM	Modelo Básico de Barcelona
ESEM	Microscopia Eletrônica de Varredura Ambiental
<i>apud.</i>	Citado por
MIP	Porosimetria por Injeção de Mercúrio
NBR	Normas Brasileiras
PEG	Polietileno de Glicol
PSD	Densidade do tamanho de poro
SEM	Microscopia Eletrônica de Varredura
SWEP	Sucção, Teor de Água, Índice de Vazios e Tensão Média
SUCS	Unified Soil Classification System

SÍMBOLOS

S_r	Grau de Saturação
$\sigma - u_a$	Tensão Líquida
$u_a - u_w$	Sucção
σ	Tensão Total
u_a	Poropressão de ar
u_w	Poropressão de água
W^M	Teor de Umidade Macroscópico
W^m	Teor de Umidade Microscópico
δ_{ij}	Delta de Kronecker
χ	Parâmetro de Bishop
τ	Tensão de Cisalhamento
c'	Coesão Efetiva
ϕ	Ângulo de Atrito Interno
ϕ^b	Ângulo de Atrito Interno devido a Sucção
p	Tensão Média
q	Tensão desvio
s	Sucção
p_0^*	Tensão de Escoamento Isotrópica para a condição saturada
p_0	Tensão de Escoamento Isotrópica para a sucção
p_s	Parcela de efeito coesivo devido ao acréscimo de sucção
M	Inclinação da Linha de estados críticos
s_0	Sucção de escoamento
D	Diâmetro do Poro
γ_{hg}	Tensão Superficial do Mercúrio
ϕ_{hg}	Ângulo de contato entre mercúrio e a amostra
ψ	Sucção Total
R	Constante Universal dos Gases
T	Temperatura
ρ_w	Massa Específica da Água
h_r	Umidade relativa
M_w	Massa Molecular da Água

pF	Logaritmo na base 10 da sucção em cm de coluna de água
L	Calor de Fusão da Água Pura
g	Aceleração da Gravidade
t_d	Depressão do Ponto de Congelamento
w	Umidade Gravimétrica
γ_s	Peso Específico dos Sólidos
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
c	Coesão
SD	Sem defloculante
CD	Com defloculante
EX	Exposto ao ar
CO	No interior da Célula Oedométrica
w_c	Umidade Corrigida
w_i	Umidade Inicial
w_k	Umidade referente a um tempo de ensaio inferior a 240 minutos
t	Tempo decorrido após o início do ensaio
Sr_{cte}	Grau de Saturação considerando Umidade Constante durante o ensaio
Sr_{var}	Grau de Saturação considerando Umidade Variável durante o ensaio
w	Umidade Gravimétrica
P_i	Ponto de Sucção Inicial
κ	<i>kappa</i>
λ	<i>lambda</i>
V_{ar}	Valor de Entrada de Ar
Sr_{res}	Grau de Saturação Residual
T_s	Tensão Superficial do Líquido
R_s	Raio de Curvatura do Menisco

1. Introdução

1.1. INTRODUÇÃO

A mecânica dos solos clássica, que trata da condição saturada do solo, na qual esse material é tratado como um sólido poroso que possui todos seus vazios preenchidos por água, vem sendo aplicada há décadas. Porém os solos não saturados, que possuem uma parte dos vazios preenchida por água e a outra parte por ar, não podem ser descritos satisfatoriamente pela mecânica dos solos clássica com os mesmos princípios aplicados aos solos saturados (Pereira, 1996).

Os principais fatores intervenientes para que se estabeleça um solo não saturado em um depósito de solo são as condições microclimáticas (Fredlund & Rahardjo, 1993). Por esse motivo os solos não saturados podem ser originados de diversas formas, tais como: origem sedimentar (solos eólicos, aluvionares, coluvionares) e origem residual (solos saprolíticos e lateríticos).

O nosso planeta possui a maioria de sua cobertura de solos não saturados e essa constatação fez com que surgisse a necessidade da criação de uma teoria que representasse bem esse material (Pereira, 1996). A maior parte do nosso país também obedece a essa regra, uma significativa parcela do território nacional está situada em regiões onde se apresenta o clima tropical úmido e sub úmido onde o solo predominante é o laterítico argiloso, e a região sul e o nordeste semi-árido onde a cobertura é composta por solos saprolíticos. (Rezende, 2003).

Em algumas regiões do Distrito Federal, o solo é formado por um manto de solo tropical, não saturado e poroso, que apresenta comportamento colapsível quando submetido a variações no estado de tensão e saturação. Deste modo o estudo da influência do índice de vazios na curva característica desse solo é importante para o desenvolvimento de uma metodologia de definição de parâmetros não saturados utilizando os ensaios com amostras saturadas ou com umidade constante ao longo do ensaio, tais como, ensaios de deformabilidade e de resistência.

1.2. MOTIVAÇÃO

No meio da engenharia civil, grande maioria das obras se encontra acima do lençol freático, sendo que a condição saturada pode ocorrer temporariamente devido a uma chuva de grande intensidade, ou uma variação na profundidade do lençol freático, ou por vazamento em alguma tubulação.

Na maioria dos laboratórios de geotecnia não existe equipamentos capazes de reproduzir essa condição de campo, estes equipamentos com controle de sucção dispõem de alta tecnologia, requerem bastante tempo para a realização do ensaio, e eleva os custos, como por exemplo, o ensaio triaxial com controle de sucção. Desta maneira, os ensaios de laboratório são realizados na tentativa de reproduzir, de maneira aproximada, o comportamento do solo não saturado, o que nem sempre ocorre.

Dessa forma, o desenvolvimento de uma metodologia que permita avaliar a sucção com ensaios corriqueiros, com a utilização dos equipamentos de uso comum nos laboratórios de geotecnia, traria uma contribuição significativa para o meio técnico, com a possibilidade de considerar a condição real, não saturada, na prática da engenharia geotécnica.

1.3. OBJETIVOS DA PESQUISA

O objetivo geral da pesquisa é o desenvolvimento de uma metodologia alternativa para avaliação da sucção em uma amostra compactada, utilizando ensaios de uso corriqueiro em laboratórios de geotecnia.

Como objetivos específicos, a pesquisa pretende avaliar a influência do índice de vazios na curva característica de uma amostra compactada de estrutura metaestável e ainda avaliar essa influência nos ensaios de adensamento e cisalhamento direto com controle de umidade.

1.4. ESCOPO DA PESQUISA

Esta dissertação está dividida em seis capítulos, da seguinte forma:

- No presente capítulo são apresentados a relevância e os objetivos da pesquisa;
- No capítulo 2 é apresentada a revisão bibliográfica onde são apresentados os conceitos, os principais modelos constitutivos para solos não saturados, e todo embasamento para a proposição da metodologia, objetivo da pesquisa;

- No capítulo 3 é apresentada a os materiais utilizados e metodologia utilizada nos diversos ensaios;
- No capítulo 4 os resultados dos ensaios realizados são apresentados;
- No capítulo 5 as análises realizadas a partir dos resultados são apresentadas;
- No capítulo 6 são apresentadas as conclusões finais do trabalho e as sugestões para pesquisas futuras.

2. Revisão Bibliográfica

O entendimento dos fenômenos e do comportamento dos solos não saturados é precedido pelo estudo dos conceitos desse tipo de solo, das relações volume/massa e das análises do estado de tensão, termos que serão detalhados a seguir.

2.1. CONCEITOS

De acordo com Fredlund & Morgensten (1978), solos não saturados possuem o grau de saturação abaixo de um ($S_r < 1$). Ainda, Fredlund e Rahardjo (1993), afirmam que esses solos são constituídos por quatro fases distintas, como mostra a Figura 2.1: partículas de solo, água, ar e a película contráctil que é um material constituinte da interface água – ar.

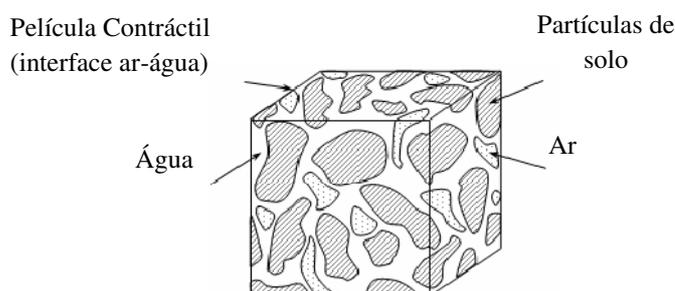


Figura 2.1 – Elemento de solo não saturado com fase ar contínua (Fredlund & Rahardjo, 1993 - modificado).

O desenvolvimento dos conceitos e da teoria da sucção no solo é proveniente dos princípios da Termodinâmica utilizados por estudiosos da física dos solos, e vem sendo utilizados desde o início do século XX (Fredlund & Raharjo, 1993).

Fredlund & Morgenstern (1978) afirmam que a consideração de um sistema multifásico é vantajosa para análise do comportamento mecânico e que as quatro fases do solo podem ser agrupadas duas a duas: sólidos e película contráctil que estão em equilíbrio estático e ar e água que podem fluir. A partir daí foram desenvolvidos estudos a partir de *null tests* nos quais eles

ratificaram a necessidade de se relacionar a influência da película contrátil na análise do estado de tensões do solo. Esses testes realizados mostraram que as variáveis que melhor definem o estado de tensões no solo não saturado eram $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$, onde σ é a tensão total, u_a é a poropressão de ar e u_w é a poropressão de água. A primeira variável corresponde à tensão líquida e a segunda a sucção matricial, que será melhor detalhada a seguir.

Sucção total é o termo utilizado quando esta é função da umidade relativa, sendo composta por duas componentes de sucção: a matricial e a osmótica. A sucção matricial é a energia da água livre do solo, que está ligada ao fenômeno da capilaridade devido à tensão superficial do solo. A sucção osmótica está relacionada com a presença de íons e outros componentes na água do solo (Fredlund & Raharjo, 1993).

Os estudos experimentais indicam que o comportamento tensão-deformação dos solos não saturados sofre influência da parcela matricial da sucção, e que a parcela osmótica possui uma contribuição desprezível. Este trabalho faz essa consideração desprezando o efeito da sucção osmótica no solo não saturado.

2.1.1. Curva Característica

A curva característica, também chamada de curva de retenção de água, é apresentada graficamente por uma relação entre a quantidade de água armazenada de uma amostra (grau de saturação, umidade gravimétrica ou volumétrica) e a sucção. A sucção possui uma relação inversa com o grau de saturação.

A forma da curva característica é um indicativo da influência do volume e da distribuição dos vazios, bem como da adsorção e da estrutura do solo. Isso porque para baixos valores de sucção, o efeito das forças capilares e a distribuição dos vazios determinam a quantidade de água no solo. Para altos valores de sucção, a superfície específica e a textura possuem uma maior influência que a estrutura do solo, já que pode ser feita a consideração que a água está adsorvida nas partículas sólidas (Soares, 2005).

Alguns fatores que interferem na curva característica são: a trajetória de obtenção da curva (secagem e molhagem), a granulometria, a mineralogia, estrutura do solo e a temperatura.

Segundo Romero & Vaunat (2000), os solos apresentam dois mecanismos de armazenamento de água, relacionadas às suas características estruturais. Na macroestrutura (água livre e meniscos), a sucção está relacionada à capilaridade, enquanto que na microestrutura (água adsorvida) a sucção está relacionada às ligações físico-químicas.

Dessa forma o teor de umidade do solo pode ser dividido em duas contribuições: um teor de umidade macroscópico (w^M) e um teor de umidade microscópico (w^m). A divisão entre essas regiões pode ser obtida pela curva característica ou pela curva de distribuição de poros do solo.

2.2. MODELOS CONSTITUTIVOS PARA SOLOS NÃO SATURADOS

2.2.1. Modelos Constitutivos Mecânicos

O princípio das tensões efetivas reflete para solos não saturados uma relação entre a resposta mecânica do solo e as variações na tensão efetiva, sendo que essa tensão é a diferença entre a tensão aplicada e a poropressão na água do solo, como mostra Equação (2.1):

$$\sigma_{ij}^* = \sigma_{ij} - \delta_{ij}u_w \quad (2.1)$$

onde o termo δ_{ij} é o delta de Kronecker.

Bishop, em 1959, propôs uma generalização do princípio das tensões efetivas para solos não saturados por meio de um parâmetro que indica quanto a poropressão influencia na tensão efetiva do solo, conforme apresentado nas Equação (2.2) abaixo:

$$\sigma_{ij}^* = (\sigma_{ij} - u_a \delta_{ij}) - \chi(u_a - u_w) \delta_{ij} \quad (2.2)$$

onde o termo χ , denominado parâmetro de Bishop, é função do grau de saturação, ou seja, para a condição saturada do solo o termo se iguala a um e para o solo totalmente seco o valor assumido é igual a zero. O parâmetro é função do material, sendo assim um parâmetro constitutivo.

Pinheiro (2004) cita que a proposição feita por Bishop foi discutida por vários autores. Jennings & Burland, em 1962, questionaram a generalização de Bishop afirmando que ela não relaciona de forma adequada a variação de volume e de tensão efetiva, particularmente em solos com grau de saturação abaixo do crítico, não sendo apropriada para representar

fenômenos como o colapso. Outra limitação do parâmetro χ criticada pelos autores é a sua dependência das trajetórias de tensão e dos ciclos de molhagem e secagem.

Essas observações contribuíram para que eles destacassem a importância da separação de duas variáveis de tensão: a tensão líquida ($\sigma - u_a$), e a sucção representada por ($u_a - u_w$). Coleman, em 1962, sugeriu o uso de três variáveis no ensaio triaxial convencional: tensão axial ($\sigma_1 - u_a$), a tensão confinante ($\sigma_3 - u_a$) e a poropressão na água ($u_a - u_w$). Bishop & Blight (1963) reavaliaram a primeira equação proposta por Bishop, em 1959, e verificaram a não linearidade da relação sucção matricial e tensão efetiva, e assim eles afirmaram a importância da utilização das variáveis de estado de tensão de modo independente.

Matyas e Radhakrishna (1968) fizeram uma proposta de como tratar as variações no estado de tensões independentemente, e assumiram que o solo é um meio composto por três fases: a fase sólida representada pela variável σ_{ij} , a tensão na fase ar representada pelo tensor $\delta_{ij}u_a$ e a tensão na fase líquida dada pelo tensor $\delta_{ij}u_w$.

Os autores também afirmaram que o estado de tensões pode ser representado por dois tensores de tensão obtidos pela combinação dos tensores de cada fase citada, e ainda propuseram uma superfície que representa a resposta do solo a uma sollicitação que foi denominada superfície de estado. A Figura 2.2 representa duas superfícies de estado, uma que relaciona sucção e a tensão vertical ao grau de saturação e a outra ao índice de vazios.

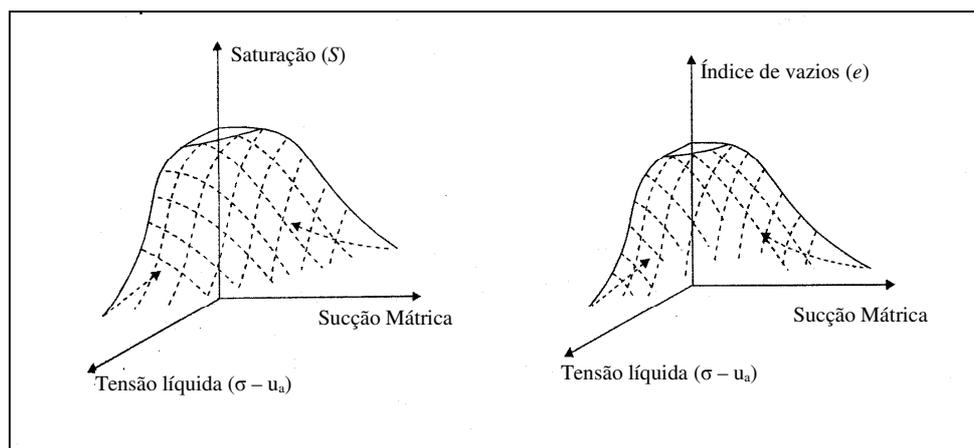


Figura 2.2 – Superfície de estado da saturação (a) e do índice de vazios (Fredlund & Rahardjo, 1993 - modificado).

A superfície de estado é uma função de qualquer variável do solo que seja dependente das variáveis de estado do solo (tensão líquida e sucção) como, por exemplo, índice de vazios, grau de saturação, os coeficientes de empuxo (K_0 , K_a , K_p), permeabilidade, resistência ao cisalhamento, módulos de Poisson, elasticidade, etc.

Exemplo disso é mencionado por Fredlund *et al.* (1978), quando modificaram o critério de ruptura de Mohr-Coulomb para solos não saturados definindo um novo ângulo de atrito considerando mudanças na resistência ao cisalhamento a mudanças em sucção, conforme a Equação (2.3) e a Equação (2.4) a seguir:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a)tg\phi + (u_a - u_w)tg\phi^b \quad (2.3)$$

$$\sigma_{ij}^* = \sigma_{ij} - \delta_{ij}u_w \quad (2.4)$$

onde τ é a tensão de cisalhamento; c' é a coesão efetiva, onde a sucção matricial e a tensão normal são nulas, ou seja, o lugar geométrico onde a envoltória de ruptura toca o eixo de tensão cisalhante; ϕ é o ângulo de atrito interno relacionado com a variável de tensão normal e ϕ^b é o ângulo que indica o coeficiente de incremento de resistência ao cisalhamento devido a sucção matricial.

Alonso *et al.* (1990), com o objetivo de representar o comportamento de solos não saturados e expansivos quando submetidos a trajetórias de tensão e sucção, propuseram um modelo constitutivo denominado Modelo Básico de Barcelona (BBM), que é uma extensão do modelo Cam – Clay Modificado. O modelo propõe uma superfície de escoamento no espaço definido pelas variáveis de estado: a tensão média, a tensão desvio, a sucção matricial e o índice de vazios. O BBM permite reproduzir o comportamento do solo não saturado quando submetido a trajetórias de carregamento e molhagem e prevê as deformações de expansão em trajetórias de molhagem quando submetido a baixas tensões de confinamento e ao colapso quando submetido a altas tensões de confinamento.

A Equação (2.5) e a Equação (2.6) que definem as superfícies de escoamento propostas pelo Modelo Básico de Barcelona são apresentadas a seguir:

$$f_{SI}(p, q, s, p_0^*) = q^2 - M^2(p_0 - p)(p + p_s) = 0 \quad (2.5)$$

$$f_{SI}(p, q, s, s_0) = s - s_0 = 0 \quad (2.6)$$

onde p é a tensão média; q é a tensão desvio; s é sucção; p_0^* é a tensão de escoamento isotrópica para a condição saturada; p_0 é a tensão de escoamento isotrópica para a sucção

igual a s ; p_s é a parcela de efeito coesivo produzido por acréscimo de sucção; M é a inclinação da linha de estados críticos e s_0 é a sucção de escoamento, ou seja o limite superior de sucção a partir do qual ocorreram deformações plásticas.

A superfície de escoamento proposta pelo BBM, apresentada pela Figura 2.3 a seguir, possui as curvas LC e SI, que são as curvas que determinam o início das deformações plásticas devido a ação das trajetórias de tensão e sucção respectivamente. Assim, qualquer trajetória de carregamento que ocorra no interior da superfície é considerada elástica e o efeito das deformações causadas por ela é recuperável.

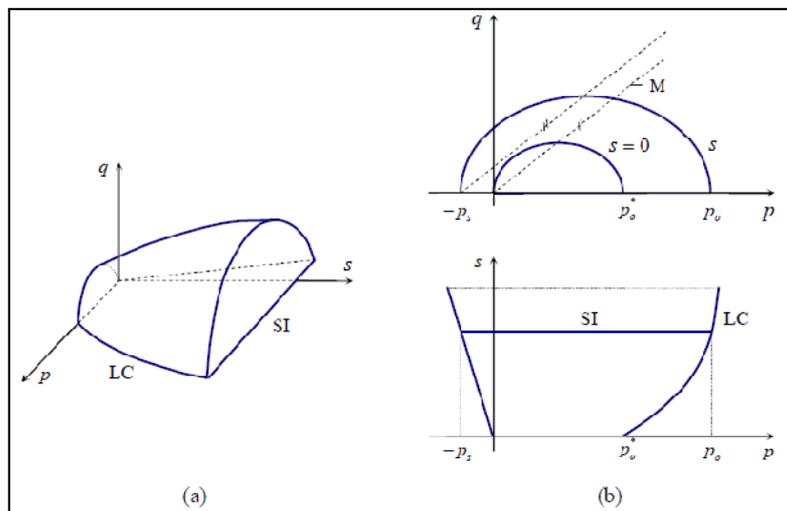


Figura 2.3– Superfície de Escoamento proposta por Alonso *et al.*,(1990). (a) Vista 3D; (b) Projeções nos planos (p, q)

As limitações desse modelo são apresentadas por Alonso *et al.*, (1999) como a dificuldade de representação das deformações de expansão plásticas durante ciclos de molhagem e secagem, do comportamento dos solos muito expansivos e da relação entre deformação e expansão com o estado de tensões inicial e a trajetória percorrida.

2.2.2. Modelos constitutivos hidromecânicos

Os modelos constitutivos aplicados a mecânica dos solos não saturados devem estudar os comportamentos mecânico e hidráulico em conjunto e os modelos propostos devem ser capazes de representar as variações desses comportamentos, que são dependentes,

principalmente, quando o solo não saturado sofre mudanças no grau de saturação ou variações em seu estado de tensões.

Os solos não saturados podem sofrer colapso ou expansão de acordo com o grau de saturação. O comportamento colapsível dos solos consiste na redução do volume da amostra, quando submetidos a um gradiente de tensão ou a uma mudança no grau de saturação e são sempre reduções irreversíveis. O comportamento expansivo do solo é melhor observado em camadas superficiais do solo, as quais sofrem maior ação do intemperismo. Esses fenômenos têm sido estudados como uma limitação da generalização do princípio das tensões efetivas utilizada para solos saturados. (Peixoto, 1999).

Um dos aspectos básicos que influencia as ações da mecânica do solo em seu comportamento hidráulico consiste na relação entre a tensão média ou índice de vazios do solo com a curva característica. Camapum de Carvalho & Leroueil (2000) propuseram um modelo capaz de transformar a curva característica com o objetivo de obter uma curva única e que representasse os diferentes índices de vazios para a distribuição de poros.

Romero (1999) propôs a representação de um ensaio com ciclos de sucção e tensão por meio de um diagrama múltiplo SWEF (sucção, teor de água, índice de vazios e tensão média). Nesse diagrama, a curva de retenção do solo ($e_w/u_a - u_w$) é completada com os gráficos da trajetória de tensões ($p/u_a - u_w$), da compressão isotrópica (p/e) e com as curvas que representam as variáveis volumétricas (e_w/e).

Pereira (1996) propôs uma superfície de estado no qual relaciona volume de água no solo com as variáveis de tensão e sucção a partir de resultados de ensaios realizados em um permeâmetro triaxial.

Cordão Neto (2005) afirma que a superfície proposta por Pereira (1996) se torna inadequada para representar a relação constitutiva utilizada numa solução acoplada do problema de consolidação, devido à consideração da tensão média líquida como uma das variáveis. Isso porque a saturação está mais relacionada com o volume de vazios que com o estado de tensão. Portanto, o autor faz uma modificação na superfície proposta por Pereira (1996), ao considerar que o índice de vazios é uma variável mais adequada que a tensão média para representar o teor volumétrico de água contida no solo.

Neste mesmo raciocínio, Gallipoli *et al.* (2003) propuseram uma curva de retenção na qual a variação do grau de saturação em solos não saturados é influenciada pela sucção e pelos diferentes índices de vazios. Quando combinado com um modelo elastoplástico, este modelo é capaz de representar mudanças irreversíveis do grau de saturação.

Com base nestas evidências experimentais, nas diversas formas de apresentação da curva característica e nas superfícies de estados propostas são desenvolvidos modelos constitutivos que acoplam o comportamento mecânico ao comportamento hidráulico, os quais são mencionados a seguir.

Vaunat *et al.* (2000) apresentaram um modelo constitutivo capaz de reproduzir a histerese hidráulica dos solos em trajetórias de secagem e umedecimento. Este modelo utiliza a mesma estrutura e as mesmas variáveis de estado do BBM, senso que neste modelo foram acrescentadas duas superfícies de escoamento (SI e SD), as quais definem as mudanças plásticas no teor de umidade do solo devido à secagem e ao umedecimento. Estas duas superfícies são acopladas entre si, mas não são influenciadas pela superfície de escoamento referente ao carregamento. A grande vantagem desse modelo é a capacidade de prever as mudanças irreversíveis do grau de saturação devido a ciclos de umedecimento e secagem.

Wheeler *et al.* (2003) apresenta a consideração da relação entre os diferentes papéis da poro-pressão de ar, poro-pressão da água com a água livre da amostra e do menisco de água que sugere que o grau de saturação exerce uma significativa influência no comportamento tensão – deformação do solo não saturado, além da influência da sucção. Nesse contexto, o autor propõe um novo modelo elastoplástico para os solos não saturados, envolvendo tanto a histerese hidráulica quanto o comportamento mecânico da amostra.

As variáveis de estado na maioria dos modelos constitutivos elastoplásticos para solos não saturados são: a tensão líquida, a sucção e o volume específico do solo (Alonso *et al.*, 1990). A influência das condições não saturadas no comportamento deste tipo de solo é expressa somente pela sucção, desconsiderando a influência direta do grau de saturação. Isto é importante devido a ocorrência da histerese hidráulica na curva de retenção de água durante os processos de molhagem e secagem, ou seja, duas amostras de solo sujeitas ao mesmo valor de sucção podem estar com graus de saturação diferentes caso uma esteja na trajetória de molhagem e a outra amostra na trajetória de secagem.

No estudo de amostras de solo é possível notar a água livre em seu interior, os vazios preenchidos por ar e os meniscos formados pelo contato entre partículas. Uma amostra com alto grau de saturação possui um grande número de vazios preenchidos por água e um pequeno número de vazios sob o efeito dos meniscos de água, sendo o inverso para uma amostra com baixo grau de saturação. Como consequência desse fenômeno, mesmo que os valores de tensão líquida, sucção e volume específico sejam os mesmos para duas amostras, pode-se esperar comportamentos mecânicos diferentes devido a interação entre o contato transmitido entre as partículas e a estrutura do solo será diferentes nos dois casos.

Em particular, a sucção influencia somente as forças normais no contato partícula-partícula, visto que mudanças de tensão líquida ou de sucção, pela ação da água livre, afetam ambas as forças normais e tangenciais dos contatos entre partículas. Isto significa que a grau de saturação terá uma influência direta no comportamento tensão deformação do solo, além de qualquer influência da sucção.

A influência do grau de saturação no comportamento tensão deformação do solo significa que os modelos constitutivos existentes são incapazes de representar precisamente os aspectos deste comportamento durante trajetórias de molhagem e secagem onde a histerese hidráulica é relevante. Um exemplo disso é a transição entre a condição saturada e a não saturada do solo, as quais possuem diferentes valores de sucção para as trajetórias de molhagem e secagem. Na trajetória de secagem, partindo de uma amostra saturada, o solo permanece na condição saturada até que o valor de sucção exceda o valor de entrada de ar da amostra. Até este ponto a amostra tem o comportamento tensão deformação representada pela tensão efetiva para solos saturados.

Na trajetória de molhagem, o solo permanece não saturado, reduzindo o valor de sucção e, assim, o comportamento tensão deformação não é governado pela tensão efetiva.

Outro exemplo dado por Wheeler *et al.*, (2003), sobre a influência do grau de saturação no comportamento mecânico do solo é a ocorrência de variações volumétricas irreversíveis durante ciclos de molhagem e secagem as quais não podem simular este comportamento por modelos tais como Alonso *et al.*, (1990).

Wheeler *et al.*(2003) apresenta também um modelo constitutivo para estados de tensão isotrópicas com a intenção de demonstrar equações matemáticas que são capazes de simular o este comportamento. A Figura 2.4 a seguir mostra a forma da curva de retenção de água,

prevista pelo modelo constitutivo proposto, em função do grau de saturação e da sucção modificada ($\ln s$).

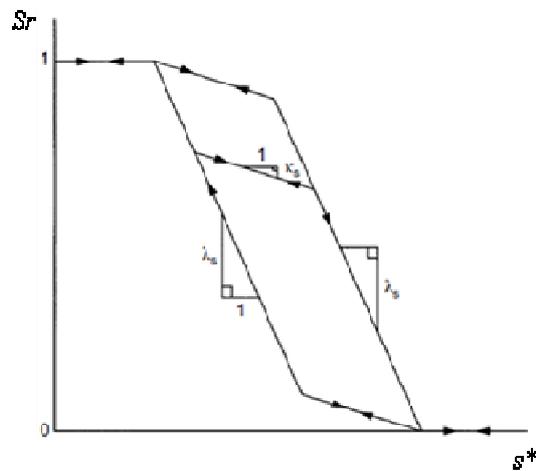


Figura 2.4 – Modelo para o comportamento das curvas de retenção de água do solo.

O comportamento do solo pode ser representado pelo modelo, inclusive as adequadas transições entre comportamento saturado e não-saturado, a ocorrência de deformações irreversíveis durante processos de secagem em ciclos de secagem-molhagem e a influência do ciclo de secagem-molhagem no comportamento durante um carregamento isotrópico. Este modelo também representa a influência da histerese hidráulica e das deformações volumétricas plásticas no grau de saturação e as variações que ocorrem com ele.

Sheng *et al.* (2004) apresentaram uma formulação completa de um modelo constitutivo elastoplástico para aplicação na mecânica dos solos não saturados, na qual incorpora ao BBM alguns aspectos dos modelos de Vaunat *et al.* (2000) e Wheeler *et al.* (2003), reformulando as equações constitutivas para implantação em códigos de elementos finitos. As variáveis de estado utilizadas nesse modelo são: índices de vazios, grau de saturação, tensores de tensão de Bishop e a sucção, permitindo que todas as equações constitutivas desenvolvidas se apliquem aos estados saturados e não saturados.

Em relação ao comportamento volumétrico do solo, esse modelo considera que a relação entre o logaritmo da tensão principal e o logaritmo do volume específico é linear, enquanto no BBM a linearidade é em relação ao volume específico escalar.

Em relação ao comportamento hidráulico, esse modelo adota as superfícies de escoamento propostas por Romero (1999) devido aos acréscimos e decréscimos de sucção. No entanto,

para que essas curvas sejam únicas para cada solo e independentes do índice de vazios, os autores definiram essas superfícies no plano S_r versus $(u_a - u_w)$, permitindo que a projeção dessas curvas no plano p versus $(u_a - u_w)$ sejam linhas horizontais. Assim como no modelo de Vaunat *et al.* (2000), as duas superfícies de escoamento devido à variação de sucção são acopladas entre si, mas não são influenciadas pela superfície de escoamento referente ao carregamento.

Em resumo, devido a evidências verificadas em ensaios de laboratório da existência do acoplamento entre o comportamento hidráulico e mecânico, diversos modelos constitutivos começaram a ser desenvolvidos considerando esse acoplamento, obtendo uma melhor representação do comportamento de solos não saturados. Estes modelos são desenvolvidos a partir do BBM (Alonso *et al.* 1990), diferenciando-se deste pelo acréscimo de superfícies de escoamento relacionadas ao grau de saturação do solo e, em alguns casos, pelas variáveis de estado utilizadas.

2.3. CARACTERIZAÇÃO MICROESTRUTURAL DOS SOLOS NÃO SATURADOS

De acordo com Alonso *et al.*, 1999, Camapum de Carvalho, 2007, Campos *et al.*, 2008, dentre outros, o arranjo estrutural dos solos não saturados influenciam o comportamento hidráulico e mecânicos desses solos de modo que ocorrem fenômenos de expansão e colapso.

Delage *et al* (1996) fez observações e medições importantes em nível microestrutural, sabendo que elas possibilitam um melhor entendimento da influência da microestrutura nas propriedades dos materiais e no comportamento em diversas condições de estado de tensão hidromecânico.

Diversas técnicas existentes de ensaios de laboratório são capazes de caracterizar a microestrutura do solo, como por exemplo, a microscopia eletrônica de varredura (SEM), a microscopia eletrônica de varredura ambiental (ESEM), o microscópio de varredura a laser e a porosimetria por injeção de mercúrio (MIP), que será discutida a seguir.

2.3.1. Porosimetria por Injeção de Mercúrio (MIP)

A porosimetria por injeção de mercúrio está sendo utilizada experimentalmente como um método para a determinação da distribuição, estrutura e deformabilidade de solos porosos (Delage & Lefebvre, 1984, Prapaharan *et al.*, 1985, Griffiths & Joshi, 1989, Delage *et al.*, 1996, Romero, 1999; Penumadu & Dean, 1999, Simms & Yanful, 2001, Buenfil, 2007, Romero & Simms, 2008, Mascarenha, 2008, dentre outros). Além dessa utilização, pesquisas têm sido desenvolvidas para a utilização deste método na determinação da curva de retenção (Prapaharan *et al.*, 1985 e Romero, 1999) e da condutividade hidráulica dos solos (Juang & Holtz, 1986 e Lapierre *et al.*, 1990).

O método da Porosimetria por injeção de mercúrio consiste no fato de que o mercúrio não é absorvido espontaneamente nos poros sem que haja uma pressão sobre ele. O procedimento de ensaio se inicia com a amostra em um recipiente preenchido com mercúrio. Com o acréscimo de pressão sobre o líquido a altura da coluna diminui a medida em que o mercúrio penetra nos poros da amostra. Com os dados de volume dos poros penetrados por mercúrio e de pressão aplicada, é obtida uma curva porosimétrica (Laboratórios de Meios Porosos e Propriedades Termofísicas, 2005).

A Equação (2.7) a seguir relaciona os diâmetros dos poros com a pressão aplicada.

$$D = -\frac{1}{P} 4\gamma_{hg} \cos\phi_{hg} \quad (2.7)$$

onde D é o diâmetro do poro, P é a pressão absoluta aplicada, γ_{hg} é a tensão superficial do mercúrio e ϕ_{hg} é o ângulo de contato entre o mercúrio e a amostra.

Os dados de extrusão da amostra são também calculados usando a Equação (2.7), considerando o decréscimo da pressão. As diferenças entre as curvas de intrusão e de extrusão podem ser utilizadas para caracterizar a estrutura dos poros como é apresentado pela Figura 2.5 a seguir:

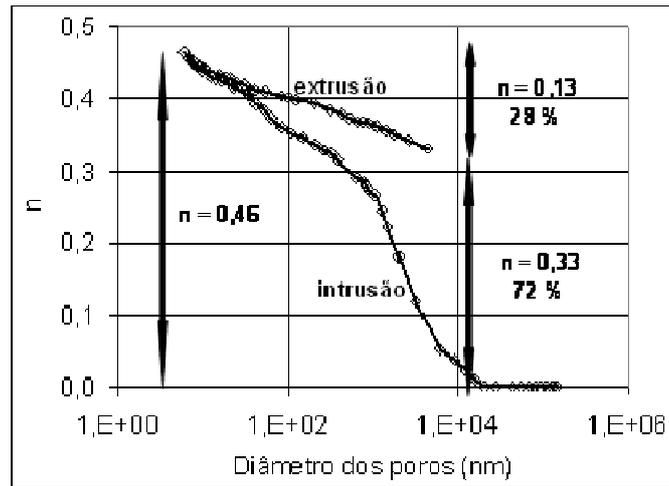


Figura 2.5 Curvas de extrusão e intrusão da Boom clay em ensaios de MIP (Romero, 1999).

Delage & Lefbvre (1984) realizaram dois ensaios MIP consecutivos na mesma amostra, sem a retirada do mercúrio, sendo que a pressão é reduzida à atmosférica no fim do primeiro ensaio. No segundo teste, apenas os menores poros foram preenchidos novamente, sugerindo que o mercúrio contido nos poros maiores não foi liberado no final do primeiro ensaio.

Assim, a injeção de mercúrio por aumento de pressão preenche os poros acessíveis e interconectados, enquanto que a liberação completa da pressão de intrusão expulsa somente parte do mercúrio dos poros, denominada de porosidade livre. Assim, a extrusão de mercúrio fornece as dimensões dos microporos do solo. Dessa forma, na

Figura 2.5 Curvas de extrusão e intrusão da Boom clay em ensaios de MIP (Romero, 1999), os microporos representam 28 % dos vazios do solo e os macroporos 72%.

De acordo com Romero e Simms (2008), o volume de vazios de um solo estimado pela técnica MIP não coincide com o valor real da amostra devido a limitações do equipamento. As principais limitações dessa técnica são: poros que são acessíveis apenas por meio de poros menores não são detectados até que esses últimos sejam penetrados, superestimando os valores de poros microestruturais; a máxima pressão do equipamento pode não ser suficiente para penetrar nos menores poros da amostra; a mínima pressão prática do aparato limita o máximo diâmetro a ser detectado.

Lawrence (1978), após um ensaio de MIP, removeu todo o mercúrio da amostra utilizada e repetiu o ensaio. Para as amostras dos solos ensaiados, nenhuma diferença significativa foi encontrada entre o primeiro e segundo teste. Segundo esse autor, isso ocorre porque o sistema

de poros é na maior parte preenchido por mercúrio incompressível. Portanto, qualquer dano à estrutura do solo devido à execução do ensaio é insignificante.

No entanto, segundo Penumadu & Dean (2000), isso não ocorre durante a aplicação de baixas pressões e antes que a intrusão inicial ocorra em materiais compressíveis. Esses autores observaram a ocorrência de mudança de volume inicial devido à compressão isotrópica em amostras argilosas antes da intrusão de mercúrio. O valor dessa compressão inicial pode ser desprezível ou não, dependendo do tipo de amostra ensaiada, se rígida ou mole.

Apesar dessas limitações, as medidas do MIP a nível microestrutural são importantes ferramentas para o entendimento do comportamento dos materiais a nível macroestrutural, tanto mecânico quanto hidráulico.

2.4. TÉCNICAS DE CONTROLE DE SUCÇÃO

O estudo do comportamento hidromecânico dos solos não saturados utiliza-se de equipamentos desenvolvidos com três técnicas de determinação da sucção: técnica de translação de eixos, osmótica e equilíbrio de vapor. As primeiras estão ligadas a determinação da sucção matricial, pelo equilíbrio dos fluxos e transferência de água líquida. A última, técnica de equilíbrio de vapor, a sucção determinada é a total que se dá pela transferência de vapor.

2.4.1. *Translação de Eixos*

A técnica de translação de eixos permite a determinação da sucção e o seu controle durante a execução dos ensaios por meio da mudança de referência da pressão atmosférica pela imposição de pressão artificial de ar na superfície da amostra de solo. Assim, ocorre um aumento de pressão negativa de ar na amostra igual a pressão artificial imposta pelo sistema, considerando a água e as partículas sólidas meios incompressíveis.

A aplicação desta técnica pode ser feita por dois processos: o primeiro é aumentar a pressão de ar enquanto a pressão de água permanece constante e o outro é o contrário, ou seja, aumentar a pressão de água enquanto a pressão de ar permanece sem se alterar.

Segundo Delage *et al.*, (2008) as desvantagens desta técnica são: é um método incapaz de representar as condições de campo onde a pressão de ar está em condições atmosféricas; existem dúvidas em quanto o processo de aplicação de pressão interfere na pressão de água que é retida por adsorção e ainda existe uma dificuldade na aplicação da técnica em amostras de solos com teor de umidade próximo a saturação pela ausência de continuidade da fase gasosa.

Mascarenha (2008) afirma que, embora com limitações a técnica de translação de eixos se mostra uma ferramenta útil no controle da sucção e vem sendo muito utilizada em laboratórios de solos não saturados. Escario & Sáez (1973), Barrera (2002), Soto (2004) e Rodrigues (2007) utilizaram o oedômetro com sucção controlada pela técnica de translação de eixos. Escario (1989) desenvolveu um equipamento de cisalhamento direto que se utiliza desta técnica, enquanto que o equipamento triaxial também utilizando dessa técnica foi desenvolvido por Bishop & Donald (1961), Ho & Fredlund (1982), Romero (1999), Buenfil (2007), Pereira (2006), entre outros.

2.4.2. Técnica Osmótica

A técnica osmótica tem como princípio o contato do solo com uma solução composta de polietileno de glicol (PEG), por meio de uma membrana semipermeável. A água se movimenta através da membrana pela diferença de potencial até atingir o equilíbrio. A membrana é permeável aos íons do soluto da água contida na amostra de solo e, assim, somente a sucção matricial é determinada, esse valor de sucção é função da concentração da solução.

Esse método fornece bons resultados para o intervalo de saturação em que a continuidade de ar não é garantida e pode alcançar valores de sucção elevados somente com o incremento na concentração da solução. Além disso, a amostra de solo não sofre aplicação de pressão ar, permanecendo praticamente em sua condição natural. Esse método é menos utilizado em laboratórios de geotecnia que a técnica de translação de eixos, porém pode ser utilizado em faixas de sucções maiores que esta técnica.

De acordo com Soto (2004), as membranas utilizadas na técnica osmótica de controle de sucção são constituídas por materiais tais como: celulose regenerada, acetato de celulose,

polietileno, policarbonato, polipropileno e outros, que são fabricadas com o intuito de ter resistência mecânica e à temperatura.

2.4.3. Técnica de Equilíbrio de Vapor

Esta técnica se baseia na aplicação de um potencial de água na amostra de solo realizado por meio de transferência de água em vapor de um sistema de referência com potencial conhecido para os poros do solo, até que o equilíbrio seja alcançado. O controle é realizado por meio de umidade relativa de um sistema fechado com relação ao vapor, esse controle pode ser realizado com soluções salinas ou ácidas.

Essa transferência de vapor de água para a amostra pode ser realizado por difusão, sendo que a amostra é colocada em um dessecador com uma amostra com concentração conhecida e temperatura constante por um período até que atinja um equilíbrio de sucção. Outra forma mais eficiente de transferir o vapor de água é utilizar um circuito de convecção forçada com uma bomba de ar, o qual pode exigir um menor tempo para alcançar o equilíbrio.

De acordo com Fredlund & Rahardjo (1993), a lei que define o equilíbrio entre o ambiente e a sucção da água do solo está relacionada com a umidade relativa do ar nesse ambiente e é denominada Lei Psicrométrica, que é dada pela Equação (2.8):

$$\psi = -RT\rho_w \frac{\ln(h_r)}{M_w} \quad (2.8)$$

onde ψ é a sucção total do solo em kPa ; R – constante universal dos gases ($8,3143J/mol.K$); T é a temperatura em K ; ρ_w é a massa específica da água ($998 kg/m^3$); h_r é a umidade relativa e M_w é a massa molecular da água ($0,018kg/mol$).

Ao se utilizar essa técnica a amostra não sofre alterações em sua condição de campo, é apropriado para determinação de altos valores de sucção e ainda é utilizada para calibração de equipamentos baseados em outras técnicas de medição. No entanto, os valores de sucção obtidos menores que $1 MPa$ não são confiáveis e o tempo gasto para alcance do equilíbrio de umidade é muito longo.

2.5. DISPOSITIVOS PARA MEDIÇÃO DE SUCCÃO

Variações climáticas e mudanças nos carregamentos geram uma mudança na quantidade de água no interior do solo. A quantidade de água em solos tem uma relação direta com a componente matricial da sucção. Por outro lado, a sucção osmótica não apresenta qualquer sensibilidade às variações na quantidade de água no solo, ou seja, as variações sofridas pela água armazenada no solo são representadas pelas mudanças na sucção matricial. Entretanto, a medição da sucção total é importante, principalmente em condições de altas sucções, nas quais se torna difícil a obtenção isolada da sucção matricial (Fredlund & Rahardjo, 1993).

Existem várias técnicas e equipamentos para se determinar a sucção total e a sucção mátrica, que podem ser utilizados em campo ou em laboratório. A relação entre sucção e volume de água do solo não saturado obtido por esses equipamentos e técnicas é denominada curva característica.

Os métodos de determinação da curva característica podem ser divididos em: métodos diretos e indiretos. Os métodos diretos medem umidade relativa do solo, que corresponde a sucção total e a sucção mátrica, que é a energia de tração da fase líquida do solo. Os métodos indiretos relacionam umidade em um meio poroso, em contato ou não com o solo, aos fenômenos físicos.

2.5.1. Métodos diretos

A Tabela 2.1 apresentada a seguir mostra um resumo de alguns métodos diretos para a medição de sucção.

Tabela 2.1– Métodos Diretos para medida de sucção (Vilar, 1997 apud Calle, 2000 - modificado)

Método	Realização	Tipo de sucção	Faixa de medida (kPa)	Observação
Placa de Sucção	Laboratório	Matricial	20 – 1500	A capacidade depende da pedra porosa. Utiliza a técnica de translação de eixos.
Membrana de Pressão	Laboratório	Matricial	Até 10000	Emprega a técnica de translação de eixos. Emprega membrana de celulose.

Método	Realização	Tipo de sucção	Faixa de medida (kPa)	Observação
Câmara de Pressão	Laboratório	Matricial	0 - 1500	Tempo de resposta em função da condutividade da pedra porosa.
Tensiômetros	Laboratório e Campo	Matricial	0 - 70	Tempo de resposta em função da condutividade da pedra porosa.

2.5.1.1. Placa de Sucção

O ensaio de determinação da sucção matricial do solo por meio de uma placa porosa com um alto valor de entrada de ar, denominada placa de sucção, consiste em manter o contato entre a amostra de solo e a placa porosa, saturada, que possua um valor de entrada de ar menor do que a sucção que se espera determinar. A partir desse contato estabelecido, a amostra e a placa porosa atingirão o equilíbrio hidráulico e, após esse tempo, o teor de umidade da amostra de solo é determinado (Presa *et al.* 1988).

Esse método consiste em estabelecer um gradiente de pressão em uma placa porosa, que está sob pressão atmosférica na parte superior, por meio da aplicação direta de sucção na parte inferior dessa placa, e assim é determina-se a sucção mátrica do solo sendo que a placa é permeável aos íons dissolvidos na água.

A dificuldade desse método está no risco da água cavitatar sob pressões em torno de -1atm e consiste na determinação das pressões negativas sofridas por ela, para sanar essa barreira é utilizado um disco de cerâmica de alto valore de entrada de ar e aplica-se a técnica de translação de eixos, sendo denominada de célula de pressão. Com o objetivo de aumentar a capacidade de determinação de sucção neste ensaio esse disco cerâmico pode ser substituído por uma membrana de celulose (Murrieta e Camapum de Carvalho, 1995).

2.5.1.2. Câmara de Pressão ou Câmara de Richards

A determinação da curva característica de um solo colapsível é descrita por Rodrigues (2007), utilizando uma câmara de pressão alternativa e obtendo a curva de retenção dos solos por meio da técnica de translação de eixos e da medida da pressão na água intersticial do solo.

O equipamento utilizado por Rodrigues (2007) consiste em um sistema onde a câmara de pressão permanece em conjunto com o sistema de drenagem, uma balança para a pesagem da água drenada e com o sistema de aquisição de dados, que consiste em um transdutor de pressão conectado à base da pedra porosa de alto valor de entrada de ar, para o registro das pressões da água intersticial do solo.

A metodologia de execução do ensaio se inicia com a aplicação de pressão de ar na câmara de pressão, que expulsa a água do solo, que é levada a balança pelo sistema de drenagem, onde seu peso é registrado. Assim, é possível obter a variação do peso de água drenada para cada pressão aplicada na amostra de solo no interior da câmara de pressão. Após o equilíbrio de peso a sucção é determinada pela diferença entre a pressão aplicada na câmara de pressão e a pressão medida pelo transdutor de pressão.

A câmara de pressão denominada Câmara de Richards é um equipamento que determina a curva característica do solo pela técnica de translação de eixos. É constituído, como mostra a

Figura 2.6 – Câmara de Richards conectada ao sistema de pressão., por uma câmara hermeticamente vedada e uma pedra porosa de alto valor de entrada de ar, que ligada ao sistema de pressão por uma mangueira pode determinar sucções matriciais de até 1500 kPa.

Para a realização do ensaio, a pedra porosa de alto valor de entrada de ar se encontra saturada e sob pressão atmosférica. Dessa forma, ao aplicar pressão de ar sobre o sistema, a sucção é imposta com um valor correspondente a essa pressão de ar. O corpo de prova que está em contato com a pedra porosa tende a ganhar ou a perder água em função da sucção do solo em relação a sucção aplicada pela pedra porosa. A estabilização da sucção imposta à amostra se dá pela verificação da variação do nível de água da bureta que recebe a água expulsa pelo sistema, a Figura 2.6 a seguir mostra o sistema e pressão conectada a Câmara de Richards.



Figura 2.6 – Câmara de Richards conectada ao sistema de pressão.

O valor de entrada de ar da pedra porosa e a capacidade do sistema de aplicação de pressão são os fatores que limitam a sucção máxima determinada por este equipamento.

2.5.1.3. *Tensiômetro*

De acordo com Azevedo & Silva (1999), tensiômetro é um equipamento constituído por uma cápsula porosa (porcelana ou cerâmica) conectada a um medidor de pressão na extremidade de um tubo, tendo todas as suas partes preenchidas por água, como mostra a Figura 2.7.



Figura 2.7 –. Tensiômetro simples com manômetro. (Soilcontrol, 2009)

Este equipamento possibilita a determinação da pressão negativa de água existente nos vazios da amostra de solo quando em contato com essa amostra. Esse contato permite que o solo absorva a água que está no interior do equipamento através da cápsula porosa. Como o

movimento descendente da água pela gravidade é restringido pela cápsula porosa o solo tem que exercer uma pressão para remover a água do interior do tudo do tensiômetro, que será registrada. A parcela osmótica da sucção não é considerada, pois os sais solúveis em água ficam livres para movimentar-se pela cápsula e a determinação da sucção matricial máxima fica restrita ao valor de entrada de ar da cápsula porosa.

Marinho & Chandler (1995), citados por Mascarenha (2008), afirmam que este equipamento apresenta facilidades de uso e custo baixo e pode ser utilizado tanto em campo quanto em laboratório, porém o risco de cavitação restringe as sucções registradas por ele e estão abaixo de 90 kPa. Esse fenômeno acontece devido a ocorrência de bolhas de ar no interior do sistema. Portanto, para aumentar a capacidade de determinação de sucção de um tensiômetro é necessário reduzir ao máximo qualquer tipo de núcleo de cavitação presente no sistema.

2.5.2. Métodos Indiretos

A Tabela 2.2 apresenta um resumo de alguns métodos que se utilizam de propriedades físicas do solo para a determinação da sucção.

Tabela 2.2 – Métodos Indiretos para medida de sucção (Vilar, 1997 apud Calle, 2000 - modificado)

Método	Realização	Tipo de sucção	Faixa de medida (kPa)	Observação
Ponto de Congelamento	Laboratório	Matricial e total	Todos os valores	Necessita de máxima precisão na pesagem.
Blocos Porosos	Laboratório e Campo	Matricial	10 - 1000	Histerese pronunciada, mais sensível às altas sucções. Longo tempo de resposta. Fácil deterioração do material.
Psicrômetro	Laboratório e Campo	Total e osmótica	100 - 8000	Mais recomendado para laboratório. Depende de rigoroso controle de temperatura.
Papel Filtro	Laboratório	Matricial e total	30 - 30000	Necessita de máxima precisão na pesagem.

2.5.2.1. Ponto de Congelamento

A diferença entre a temperatura de congelamento da água pura sob condições normais de pressão e a temperatura de congelamento da água dos poros do material define a depressão do ponto de congelamento. Esta diferença relaciona-se com a sucção por meio da Equação (2.9):

$$pF = \log \frac{L}{Tg} + \log t_d \quad (2.9)$$

onde pF é o logaritmo na base 10 da sucção em cm de coluna de água; L é o calor de fusão da água pura ($3,3 \times 10^9$ ergs/g); T é a temperatura absoluta de congelamento da água pura (273K); g é a aceleração da gravidade ($9,81\text{m/s}^2$); t_d é a depressão do ponto de congelamento da água em °C.

Uma amostra em contato com um medidor de temperatura sensível é submetida a ação de uma mistura com baixa temperatura, sendo que a temperatura da amostra é lida com frequência até atingir um valor próximo a -2°C . Após esse estágio a temperatura aumenta rapidamente e permanece constante por um período e se reduz gradativamente. Essa temperatura constante é denominada depressão do ponto de congelamento. As desvantagens desta técnica são: a possibilidade de alteração estrutural da amostra de solo em estudo e o surgimento de tensões devido ao processo de congelamento do material poroso.

2.5.2.2. Sensores de Condutividade Térmica

O solo possui propriedades térmicas que podem indicar seu teor de umidade, pois a condutividade térmica da água é melhor que a do ar. Com base nesses princípios foram desenvolvidos sensores de condutividade térmica para medição da sucção em solos tanto em campo, quanto em laboratório. Esse sistema não determina a fração osmótica da sucção, pois a presença de sais não interfere nos valores de condutividade térmica.

Um sensor de condutividade térmica é composto por um bloco cerâmico poroso com um dispositivo sensível a temperatura e um resistor de calor incorporado, que é a fonte de calor do sistema, como mostra a Figura 2.8.

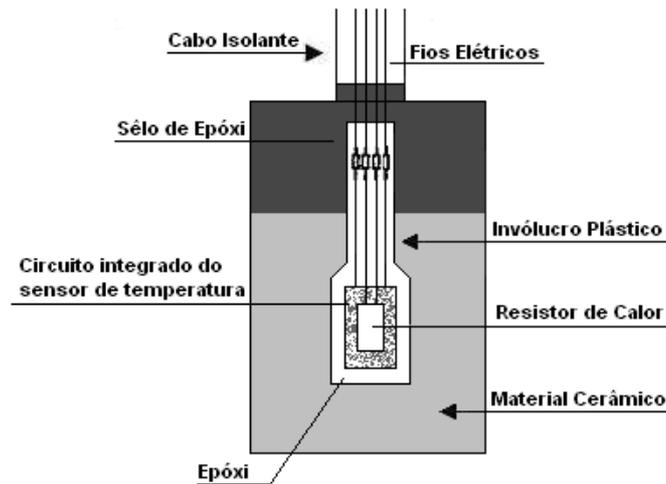


Figura 2.8 – Componentes de um sensor de condutividade térmica (Fredlund & Rahardjo, 1993 - modificado).

Esse sensor permite medições de sucção entre 1 e 1500kPa por meio do contato entre sensor e amostra de solo durante um período necessário para atingir o equilíbrio de sucção que, em função do tipo de solo, pode durar semanas. O resistor de calor fornecerá ao sistema, no interior do bloco poroso, uma quantidade controlada de calor que se dissipa parcialmente através do bloco, dependendo da quantidade de água presente neste bloco poroso. A fração de calor não dissipada altera a temperatura no interior do bloco poroso e é determinada pelo sensor.

Assim, a partir desses dados e da curva de calibração, se determina a sucção na amostra de solo em estudo. Esta calibração é feita separadamente para cada sensor, onde são medidas as sucções de equilíbrio, após o contato do sensor com materiais que possuam sucções conhecidas (Fredlund, 1992).

Zhang *et al.* (2001) afirmaram que para atingir o equilíbrio o sensor de condutividade térmica é função da condição do contato entre o sensor e a amostra de solo (resistor e sensor de temperatura), sendo que o sensor do tipo CSI 229 pode variar de minutos a horas.

2.5.2.3. Sensores de Condutividade Elétrica

Os sensores de condutividade elétrica são constituídos por elementos porosos, em sua maioria gesso, nos quais são acoplados pares de eletrodos. O grau de saturação do material poroso determina a resistência elétrica entre o par de eletrodos e material poroso.

De acordo com Pereira & Marinho (1998) as vantagens da utilização dos sensores de condutividade elétrica com os blocos porosos são: uso relativamente simples, utilização tanto no campo quanto em laboratório, a faixa de medição de sucção entre 20 kPa e 1500 kPa e o bloco de gesso é capaz de medir a parcela osmótica da sucção, mantendo a concentração de sais na água do bloco por um período.

As desvantagens deste método é a vulnerabilidade à histerese do solo, a calibração dos sensores, sendo que o espaçamento entre os eletrodos e o elemento poroso é função da calibração, e uma vida útil reduzida devido a deterioração do bloco de gesso, podendo alcançar 5 anos em função do ambiente em que o sensor for instalado.

A calibração destes sensores de condutividade elétrica segue os mesmos procedimentos da calibração dos sensores e condutividade térmica.

2.5.2.4. *Psicrômetros*

Os psicrômetros são dispositivos que foram desenvolvidos para obter dados meteorológicos de umidade relativa, sendo que os psicrômetros mais comuns são os psicrômetros de transistor.

Pereira & Marinho (1998) explicam que a técnica utilizada para determinação da sucção por meio dos psicrômetros tem como base a determinação da temperatura indicada entre duas sondas, sendo uma seca e a outra umedecida por uma gota de água. Ao entrar em contato com um ambiente menos úmido (amostra de solo), a sonda úmida perde umidade pela evaporação de água para o ambiente e esse fenômeno reduz a temperatura no interior dessa sonda. Ao atingir seu valor máximo teórico de redução de temperatura, a pressão de vapor da água que está livre na sonda é reduzida a pressão de vapor do ambiente atmosférico.

No interior da sonda existe um pequeno circuito ajustado com componentes elétricos para a determinação da diferença de temperatura entre as sondas úmida e seca. Os valores são determinados em voltagem, e são lidos pelo milivoltímetro (Mascarenha, 2008).

A Figura 2.9 mostra um esquema simplificado de um psicrômetro. A utilização de psicrômetros possibilita a determinação de valores elevados de sucção, variando de 100 a 8000 kPa (Fredlund & Rahardjo, 1993).

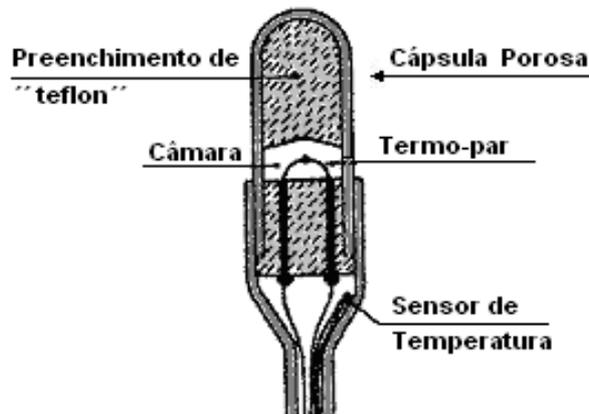


Figura 2.9 – Esquema de um Psicrômetro Peltier (Campos, 1994 - modificado).

A determinação da sucção em solos utilizando psicrômetros é bastante afetada pela variação de temperatura do ambiente, sendo sugerida a utilização deste dispositivo em um ambiente com temperatura controlada. A desvantagem da utilização desse método é a imprecisão para determinação de sucções abaixo de 1000kPa e a dimensão reduzida da amostra.

Além dos psicrômetros, existe uma metodologia cujas técnicas são mais simples e que também se baseiam no controle da umidade relativa, denominadas: métodos de transferência de vapor. O dessecador de vácuo é o equipamento mais comum e é constituído por um frasco com uma solução com valor de sucção conhecido vedado hermeticamente. A amostra de solo é colocada em contato com o dessecador por um período até que se atinja o equilíbrio de umidade relativa (Mascarenha, 2008).

2.5.2.5. *Papel Filtro*

O método do papel filtro vem sendo utilizado na mecânica dos solos e na agronomia por muito tempo e na década de 90 foi aceito como método indireto na obtenção da sucção dos solos não saturados, sendo vantajoso comparado a outras técnicas (Soares, 2005).

De acordo com Marinho (1995) a determinação da sucção por meio da técnica do papel filtro tem sido muito útil. O princípio básico desta técnica consiste na absorção e equilíbrio entre a umidade da amostra de solo e a do papel filtro, que possui um teor de umidade inferior ao da amostra, quando estes entram em contato.

O solo e o papel filtro entram em equilíbrio por meio do fluxo de vapor e por meio de fluxo líquido. Quando se deseja determinar a sucção total, o papel filtro deve ser colocado de forma

a não entrar em contato direto com o solo, ou seja, a sucção é determinada por fluxo de vapor. Quando se deseja fazer a determinação da sucção mátrica, o papel filtro esse contato com a amostra, permitindo o fluxo capilar, como mostra a Figura 2.10 a seguir:

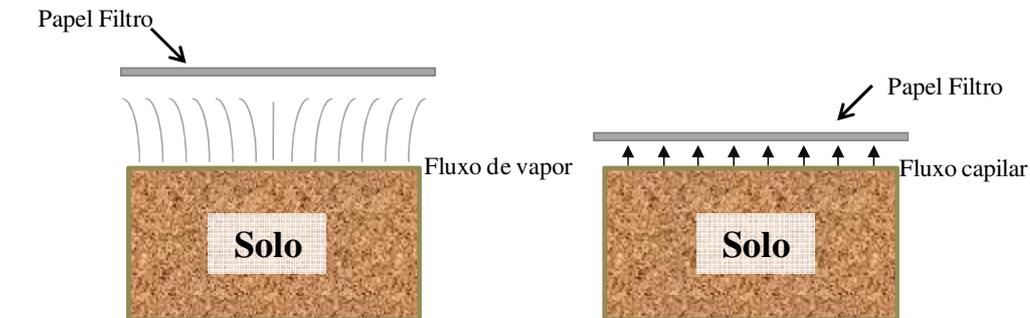


Figura 2.10 – Determinação da sucção total por fluxo de vapor e a determinação da sucção mátrica por fluxo capilar (Marinho, 1995 - modificado).

No estado de fluxo de vapor as moléculas de água têm que sair da água presente nos poros do solo, vencendo as forças capilares do solo e, eventualmente, forças osmóticas devido à presença de sais minerais. O espaço de ar deixado entre o solo e o papel filtro mostrado na Figura 2.10 fornece uma barreira para os sais, permitindo apenas o fluxo de vapor da água, ou seja, água pura. Já o fluxo por capilaridade ocorre por meio das partículas de solo e das fibras do papel filtro, sem que a água perca continuidade. Este fluxo implica numa interação entre o papel filtro (material poroso) e a água dos poros que pode possuir sais (Marinho, 1995). Portanto, se o fluxo ocorre apenas através de vapor, o papel filtro medirá sucção total, uma vez que estará incorporando forças osmóticas e capilares, que retêm a molécula de água. Quando o fluxo ocorre apenas por capilaridade, mede-se a sucção matricial, e neste caso, o componente osmótico não age como força adicional que impede o fluxo de água para o papel filtro.

No momento em que o papel filtro entra em contato com o solo a água é absorvida pelo papel filtro por meio do contato físico ou por meio do vapor de água. A pressão entra em equilíbrio, com o passar do tempo, quando essa absorção cessa, ou seja, quando o fluxo entre o papel e o solo for nulo.

Conhecendo-se a relação entre sucção e umidade do papel filtro, por meio da calibração deste material, a sucção do solo pode ser obtida com base nessa curva de calibração. Quando o

conjunto entra no estado de equilíbrio o sistema fornece a mesma sucção no solo e no material poroso, porém com teores de umidades diferentes. O tempo de equilíbrio é um fator de extrema importância para obtenção da correta sucção.

Para a determinação da sucção total, Marinho (1997) sugere o tempo máximo de 15 dias para os níveis de sucção de trabalho da engenharia geotécnica.

A técnica do papel filtro como ferramenta para a determinação da sucção se mostra simples e econômica, abrangendo uma faixa de sucção de 10 a 100000 kPa (0,1 a 1000 bars) (ASTM, 2003). O seu uso, no entanto, requer muito cuidado no que se refere a determinação do teor de umidade do papel filtro. Além disto, a interpretação dos resultados está intimamente ligada a aspectos tais como: tipo de contato, procedimentos utilizados para calibração e medição da sucção e tempo de equilíbrio (Marinho, 1995).

3. Materiais e Métodos

Neste capítulo será apresentada a descrição do solo escolhido para a presente pesquisa, além dos procedimentos e as normas de execução dos ensaios de laboratório. O ponto de maior importância deste capítulo será a apresentação dos procedimentos a serem realizados para a obtenção dos parâmetros de deformabilidade e resistência ao cisalhamento, bem como a forma em que as análises foram conduzidas.

As etapas realizadas para o desenvolvimento da pesquisa, e que, serão discutidas logo adiante, foram definidas de acordo com o diagrama apresentado pela Figura 3.1 a seguir.

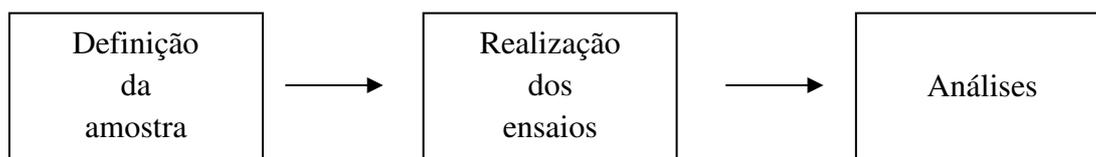


Figura 3.1– Esquema do desenvolvimento da pesquisa.

3.1. DEFINIÇÃO DA AMOSTRA

O solo utilizado nesta pesquisa foi coletado no Campo Experimental do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília, localizado em frente ao prédio SG – 12 e apresentado pela Figura 3.2. A principal vantagem na utilização deste solo é que o mesmo vem sendo estudado a vários anos, e, portanto, grande parte de suas características já são conhecidas.

3.1.1. Coleta da amostra

A escolha do local, apresentado na Figura 3.2, foi baseada nas características das amostras que representam o perfil de solo comumente encontrado no Plano Piloto, denominado de argila porosa de Brasília. Este solo foi dividido por Pastore (1996) *apud* Perez (1997) em três

horizontes:

- Horizonte de solo residual laterítico (0 a 8,8 m) constituído por uma argila arenosa vermelho escura (0 a 5,0 m) e uma argila pedregulho arenosa vermelho escura (5,0 a 8,8 m);
- Horizonte de transição (8,8 a 13,0 m), sendo constituído por um predomínio de solo laterítico (8,8 a 9,8 m) e poucas estruturas reliquiares (9,8 a 10,3 m);
- Horizonte de solo saprolítico de metarritimito (10,3 a 15,0 m) constituído por uma intercalação de quartzo (10,3 a 11,3 m) e um silte argiloso vermelho (11,3 a 15 m).

As amostras para a realização dos ensaios realizados são provenientes da primeira camada, constituída por um solo residual laterítico formado por uma argila arenosa vermelho escura. Foram coletadas amostras deformadas de uma faixa de profundidade de 1,80 a 2,20 m, em volume suficiente para realização de todos os procedimentos e ensaios necessários.

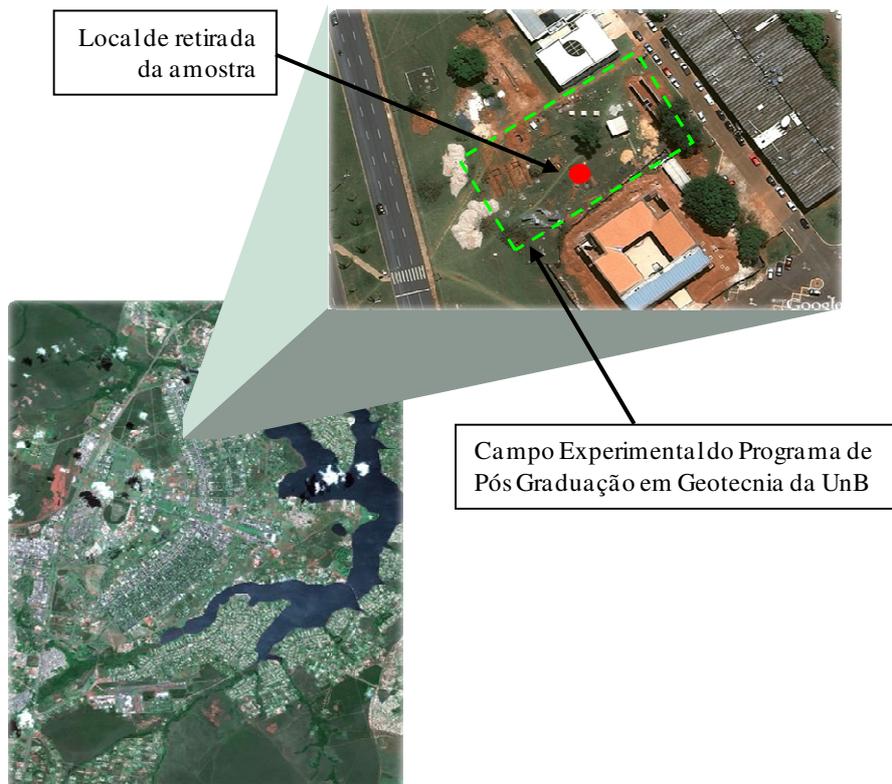


Figura 3.2 – Localização do Campo Experimental do Programa de Pós Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília.

3.1.2. Preparação das amostras

A preparação das amostras foi realizada com o objetivo de realizar os estudos para o desenvolvimento da pesquisa em amostras com o mínimo de variabilidade de propriedades possível. Sendo assim, a amostra, após ser coletada em campo, passou por um processo de secagem ao ar até atingir a sua umidade higroscópica, para então ser peneirada na peneira número 10 com abertura de 2,0 mm. A partir das amostras peneiradas foram feitos os ensaios de caracterização e classificação da amostra, apresentados a seguir.

3.1.2.1. Caracterização e classificação da amostra

A caracterização geotécnica desse solo foi obtida de acordo com as especificações existentes nas normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). A seguir serão mencionados os ensaios realizados e as normas técnicas utilizadas.

- Umidade natural e higroscópica (w): NBR 6457/1986;
- Peso específico dos sólidos (γ_s): NBR 6508/1984;
- Limite de liquidez (LL): NBR 6459/1984;
- Limite de plasticidade (LP): NBR 7180/1984;
- Análise Granulométrica com e sem defloculante: NBR 7181/1986.

Além disso, a análise granulométrica também foi realizada utilizando o Granulômetro a laser modelo MASTERSIZER S STANDARD BENCH produzido pela Malvern Instruments Ltda da Inglaterra. Este equipamento utiliza o ultra-som como agente desagregador das partículas aglomeradas, sendo possível operar numa faixa granulométrica de 0,5 a 900 μm .

As determinações dos diâmetros dos grãos são feitas por meio da passagem da mistura solo-dispersante por um par de lentes em que são incididos feixes de raios laser. Esses resultados foram armazenados no sistema de aquisição de dados acoplado em um computador conectado ao granulômetro a laser, e com a utilização de um software foi possível processar os dados e definir a curva granulométrica das partículas das amostras após o processo de compactação.

Foram realizados ensaios granulométricos em amostras antes e depois do processo de compactação com o objetivo de se entender como o processo de compactação afeta a

formação de pacotes de argilas. Os resultados foram comparados aos dados obtidos de acordo com Silva (2007) seguindo Guimarães (2002).

Além disso, com o objetivo de avaliar a influência do agente desagregador durante as análises granulométricas, além do ultra-som do equipamento, as amostras ficavam imersas em uma solução de hexametáfosfato de sódio, agente defloculante, num processo semelhante ao que é realizado no ensaio de sedimentação (NBR-7181/96).

3.1.2.2. Obtenção da Curva de Compactação

O ensaio de compactação foi realizado com a energia Proctor Normal acordo com a NBR 7182/86 (Solo – Ensaio de Compactação) seguindo os procedimentos de preparação prescrita pela Norma NBR 6457 (Amostras de Solo – Preparação para Ensaio de Compactação e Ensaio de Caracterização).

Para a execução desse ensaio, optou-se por não reutilizar a amostra de solo, para não gerar a quebra excessiva dos grãos ou pacotes de argilas.

Na Figura 3.3 é apresentada a curva de compactação na energia Proctor Normal. Além disso, a curva de saturação, o ponto no ramo seco utilizado durante a pesquisa, o ponto nas condições de campo de acordo com Silva (2007), respectivamente.

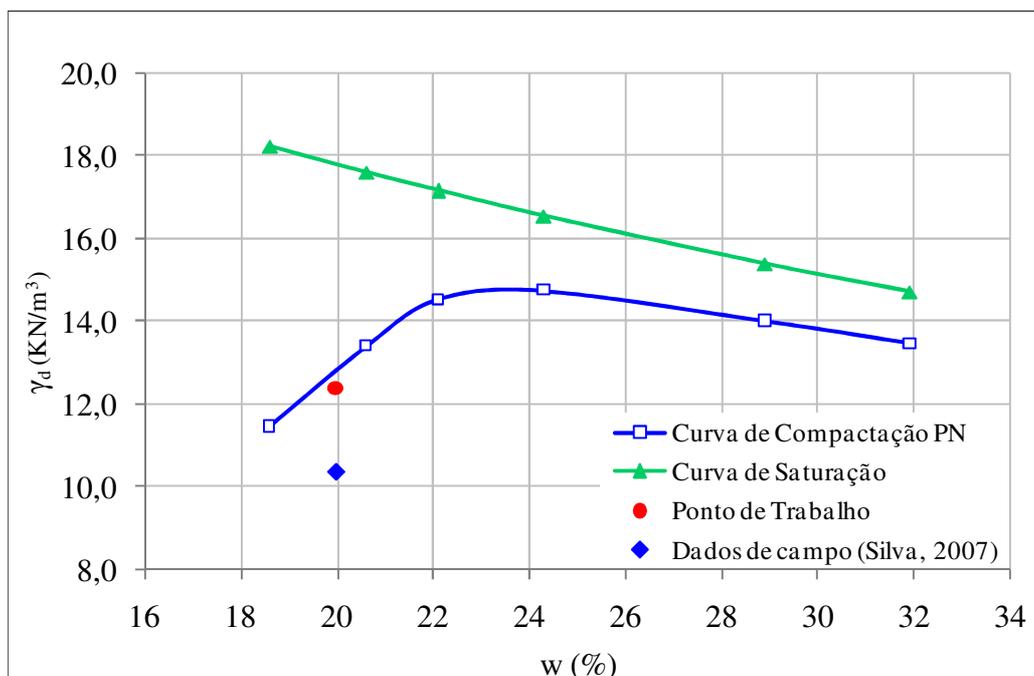


Figura 3.3– Curva de Compactação com a Energia Proctor Normal.

O ponto de trabalho foi definido pela umidade de campo, obtida por Silva (2007), que corresponde a um ponto do ramo seco da curva de compactação Proctor normal.

3.1.2.3. *Moldagem dos corpos de prova*

Para que a produção de corpos de prova em laboratório representasse melhor o comportamento da amostra natural foi necessário um maior controle na produção dessas amostras de solo. Sendo assim, optou-se por utilizar uma moldagem de corpos de prova que reproduzisse mais fielmente as características já conhecidas do solo estudado, tais como, elevado índice de vazios, as quais são determinantes no comportamento mecânico e hidráulico do solo.

A moldagem dos corpos de prova foi realizada a partir de amostras deformadas pelo processo de compactação semi-estática. Esta solução foi adotada baseada no estudo de Camapum de Carvalho *et al.* (1987), que afirmam que a utilização da energia de compactação estática proporciona uma maior repetição das propriedades dos solos e ainda se ajusta ao comportamento dos solos compactados em campo.

Por outro lado, Gallipoli *et al.* (2003), recomendam a realização de ensaios de compactação semi-estática a uma energia que corresponda a uma tensão de 400 kPa para se obter uma estrutura porosa “fabricada” em laboratório.

Esse método foi adotado buscando reproduzir características próximas as encontradas em campo, como a alta porosidade dos solos típicos de Brasília, uma vez que essa tensão de 400 kPa é menor que a tensão correspondente a energia de compactação Proctor Normal.

Todas as amostras ensaiadas passaram pelo processo de compactação semi-estática, que foi realizada no cilindro pequeno com uma energia correspondente a uma tensão de 400 kPa, mantendo constantes a densidade e a umidade estabelecidas para todos os corpos de prova. Após a moldagem, os corpos de prova foram extraídos do molde, como mostra a Figura 3.4, a partir dos quais foram moldados os corpos de prova para os demais ensaios citados posteriormente.



Figura 3.4 – Extração do corpo-de-prova compactado.

3.2. REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS

3.2.1. *Ensaio de Curva Característica*

Os corpos de prova para os ensaios de papel filtro foram moldados a partir das amostras compactadas, utilizando os anéis de moldagem (Figura 3.5).



Figura 3.5 – Moldagem dos corpos de prova para o ensaio de sucção após compactação semi-estática

As curvas características foram determinadas por meio do ensaio de papel filtro, detalhado posteriormente, em três condições de índice de vazios distintas: na condição natural do solo,

ou seja, com o índice de vazios próximo ao de campo obtido pela compactação semi-estática; na condição não saturada após ciclo de carregamento e descarregamento e na condição saturada após ciclo de carregamento e descarregamento, a Figura 3.6 apresenta essas condições por meio dos pontos A, B e C.

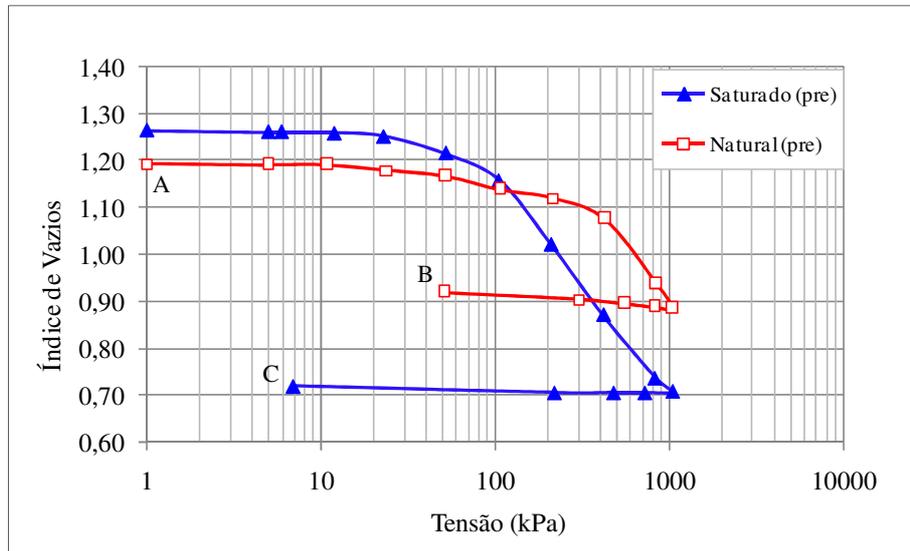


Figura 3.6 - Determinação dos pontos para realização dos ensaios de curva características

3.2.1.1. Ensaio de Papel Filtro

Os ensaios foram realizados no Laboratório do Programa de Pós – Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília. O procedimento utilizado para a obtenção da curva característica foi a técnica do papel filtro. Esta técnica consiste em manter um solo com uma umidade conhecida em contato com o papel filtro, que possui umidade menor que a sua, fazendo com que o papel absorva uma porção da água do solo, até que todo o sistema esteja equilibrado. O objetivo dessa técnica é obter a relação entre umidade ou grau de saturação e a sucção do solo e a representação gráfica desta relação é denominada curva característica.

Os ensaios de sucção foram realizados em trajetórias mistas de molhagem e secagem. A partir dos valores do índice de vazios, umidade e massa específica de cada uma das amostras, foi possível realizar a estimativa de umidade e da massa úmida a ser atingida para cada corpo de prova. Na trajetória de umedecimento, as umidades foram estimadas com relação a umidade de compactação e, para atingir a massa úmida desejada, foi realizado gotejamento com água destilada como mostra a Figura 3.7 a seguir. Na trajetória de secagem, as umidades desejadas

foram estimadas com relação a umidade de compactação, porém redução da massa se deu pela secagem ao ar.



Figura 3.7 – Umedecimento por gotejamento de água destilada.

Após a obtenção das massas ideais calculadas para cada corpo de prova, papéis filtro foram previamente recortados em círculos, com diâmetro determinado pelas dimensões do molde, os quais foram colocados em contato com os corpos de prova.

Seguindo recomendações propostas na literatura, o papel filtro utilizado nos ensaios para a determinação das curvas características dos solos é da marca e modelo Whatman N° 42, que apresenta as curvas de calibração previamente determinadas por alguns autores. Para a realização de todos os ensaios, o papel filtro se encontrava na condição seca ao ar, o que é garantido pela utilização de um papel que é armazenado em condições secas e arejadas e que foi retirado diretamente de sua caixa para o ensaio.

Para cada corpo-de-prova foram colocados três círculos de papéis filtro, sendo o intermediário de diâmetro menor em relação aos dois outros, o que garantiu a sua proteção contra a contaminação por partículas de solo como mostra a Figura 3.8 a seguir.



Figura 3.8 – Papel filtro e o corpo-de-prova moldado

Os pacotes formados pelos corpos de prova e os papéis filtro foram envolvidos por papel filme e também por papel alumínio, sendo lacrados com fita adesiva, identificados com data e números para cada corpo de prova e acondicionadas em caixa de isopor em condições de temperatura constante por um período de 15 dias, como apresentado na Figura 3.9 a seguir.



Figura 3.9 – Corpos de prova identificados e lacrados na caixa de isopor.

Ao final deste período, os pacotes formados pelo corpo-de-prova e os papéis foram abertos e, com o auxílio de uma pinça, os papéis filtros intermediários e superior foram pesados em uma balança de precisão de 0,0001 mm. Estando o sistema corpo-de-prova / papéis filtro em equilíbrio, a pesagem de ambos papéis possibilita a verificação da execução correta do ensaio.

Os papéis foram secos em estufa por um período de duas horas, a uma temperatura de aproximadamente 105° C, e pesados novamente. Com a intenção de garantir que a remoção do papel filtro do ambiente de equilíbrio e da estufa ocorresse sem variação significativa de umidade, o deslocamento do papel entre o sistema de equilíbrio e a balança e entre a estufa e a balança foi realizado mais rapidamente possível.

Os corpos de prova também passaram por outra pesagem. E, na etapa final do ensaio por meio da balança hidrostática, foram obtidas as massas específicas dos corpos de prova, o que possibilitou a geração das curvas características das amostras de solo estudadas.

3.2.2. Ensaio Oedométricos

Os ensaios oedométricos foram realizados seguindo os procedimentos do Laboratório de Geotecnia da Universidade de Brasília e foram utilizados os corpos de prova obtidos a partir da compactação semi - estática da amostra, descrita anteriormente. Este ensaio teve como objetivo avaliar a compressibilidade e o colapso do solo em diferentes condições de umidade, variando de 16% a 24% e ainda, na condição saturada.

Os ensaios foram realizados segundo os procedimentos do Laboratório de Geotecnia da Universidade de Brasília. O carregamento inicial adotado foi de 6,25 kPa e os demais estágios de carregamento foram de 12,5 kPa; 25 kPa; 50 kPa; 100 kPa; 200 kPa; 400 kPa; 800 kPa; 1000 kPa; os quais foram aplicados sucessivamente, após a estabilização das leituras de deformabilidade, ao atingir o maior carregamento procedeu-se estágios de descarregamentos reduzindo as cargas aplicadas para 750 kPa; 500 kPa; 250 kPa e 0 kPa, respectivamente, também após a estabilização das leituras de deformabilidade.

Para a verificação do potencial de colapso, as amostras com umidades de 22% e 24% foram inundadas após a estabilização das leituras de deformabilidade da amostra com o carregamento de 1000 kPa.

3.2.3. Ensaio de Cisalhamento

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados com o objetivo de obter os parâmetros de resistência dos solos, coesão (c) e ângulo de atrito (ϕ), para as diferentes condições de umidade variando de 16% a 24% e para a condição saturada. Essas umidades foram obtidas pelo processo de secagem ao ar para as umidades abaixo da umidade de compactação e por molhagem, por meio de gotejamento de água, para as umidades acima da umidade de compactação. Para a condição saturada a amostra passou pelo processo de saturação por um período de 12 horas, antes de iniciar o ensaio de cisalhamento.

O procedimento adotado nos ensaios de cisalhamento direto foram os prescritos por Head (1982), onde a tensão é aplicada e permanece constante até que a estabilização das deformações verticais aconteça. A partir desta etapa a tensão de cisalhamento é aplicada à amostra a uma velocidade conhecida e suficiente para se garantir a drenagem. Para a realização do ensaio de cisalhamento para a condição saturada a amostra foi inundada por 12 horas anteriormente à aplicação da tensão vertical e ao início da fase de cisalhamento.

Para a determinação da envoltória de resistência as amostras foram submetidas a três níveis de tensão normal iguais a 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa e velocidade de deslocamento para a fase de cisalhamento foi de 0,4572 *mm/min*, definida em função do período de duração de 4 horas para garantir a drenagem durante a realização de cada ensaio.

A determinação dos pontos da envoltória de resistência para obtenção dos parâmetros de coesão e ângulo de atrito foi definida por meio da análise das tensões cisalhantes máximas e residuais para cada ensaio realizado. Para as amostras que não apresentaram tensão de pico, o gráfico tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal foi plotado em escala logarítmica e foi adotado como tensão de ruptura o ponto em que a tensão aplicada na amostra se tornou constante.

3.2.4. Ensaio de Perda de Água com o Tempo

O ensaio de perda de água com o tempo foi realizado para constatar o grau de influência das características do meio, tais como a temperatura, umidade do ar do Laboratório do Programa de Pós-Graduação Geotecnia da Universidade de Brasília, nos ensaios realizados para o desenvolvimento da pesquisa.

Para realização deste ensaio foi compactado um corpo de prova nas mesmas condições que as dos ensaios anteriores, ou seja, as amostras compactadas semi-esticamente com uma energia equivalente a uma tensão de 400 kPa e umidade igual a 20%.

Após a compactação dessa amostra, e a partir dela, foram moldados corpos de prova semelhantes aos corpos de prova do ensaio oedométrico. Um corpo de prova foi mantido no interior da célula oedométrica, dentro do anel de moldagem, com papel filtro e pedra porosa em suas faces superior e inferior, com o intuito de simular a condição de realização dos ensaios de adensamento e cisalhamento, como mostra a Figura 3.10. O outro corpo de prova foi retirado do anel de moldagem e mantido exposto ao ar em condições normais de temperatura.

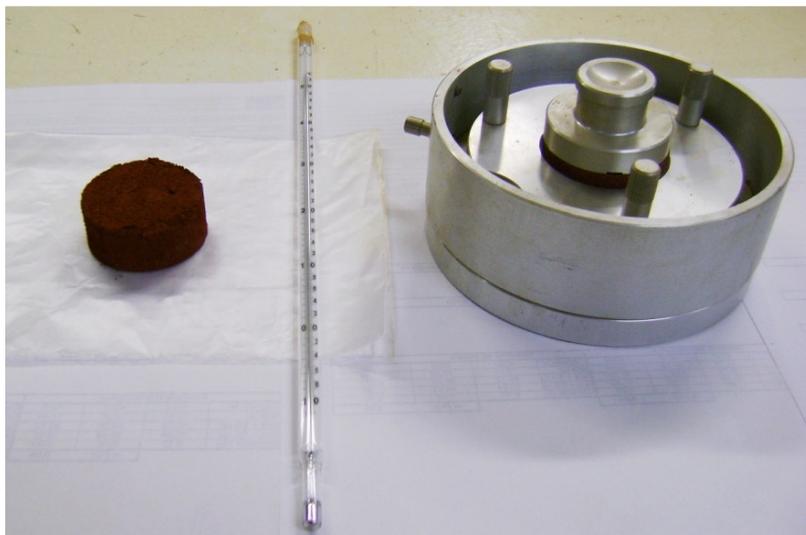


Figura 3.10 – Corpos de prova durante o ensaio de perda de água com o tempo.

Os ensaios foram realizados por um período de 24 horas, no qual os pesos dos corpos de prova e a temperatura no momento da pesagem foram registrados simultaneamente, para que a evolução da perda de água para o meio pudesse ser determinada.

Um ponto de questionamento é o fato de o ensaio ter sido realizado apenas com a umidade de 20%, ou seja, umidade de compactação, apesar de ser ideal que o experimento seja realizado com todas as umidades utilizadas nos ensaios adensamento e cisalhamento, ou seja, 16%, 18%, 20%, 22% e 24%. Porém, acredita-se que isso não produz grandes erros na avaliação da perda de água das amostras, o que será demonstrado mais detalhadamente nos resultados.

3.3. DETERMINAÇÃO DAS SUPERFÍCIES DE ESTADO

Os ensaios de compressibilidade, para a determinação da superfície de estado, são realizados com controle de sucção, entretanto esses ensaios exigem um longo tempo para a sua realização, os equipamentos são de alto custo e ainda não estão disponíveis em diversos laboratórios de mecânica dos solos.

Para suprir essas deficiências, é comum a realização de ensaios com umidade natural, considerando que esta permanecerá constante e que ela representa a condição não saturada. Porém, caso haja mudança na quantidade de água armazenada ou no volume de vazios do solo, esses ensaios não representarão de maneira adequada o comportamento do solo, uma vez que a sucção não será constante durante o ensaio.

Para avaliação da compressibilidade e da resistência das amostras de solo em questão, foram realizados ensaios oedométricos e de cisalhamento direto para cada umidade de interesse, 16%, 18%, 20%, 22%, 24%, conforme descrito anteriormente.

Entretanto, nem a umidade nem a sucção são mantidas constantes durante o ensaio. Fredlund e Rahardjo (1993) apresentam na Figura 3.11 um exemplo de como a sucção pode variar durante o ensaio de cisalhamento triaxial, mesmo mantendo-se a umidade constante durante o ensaio.

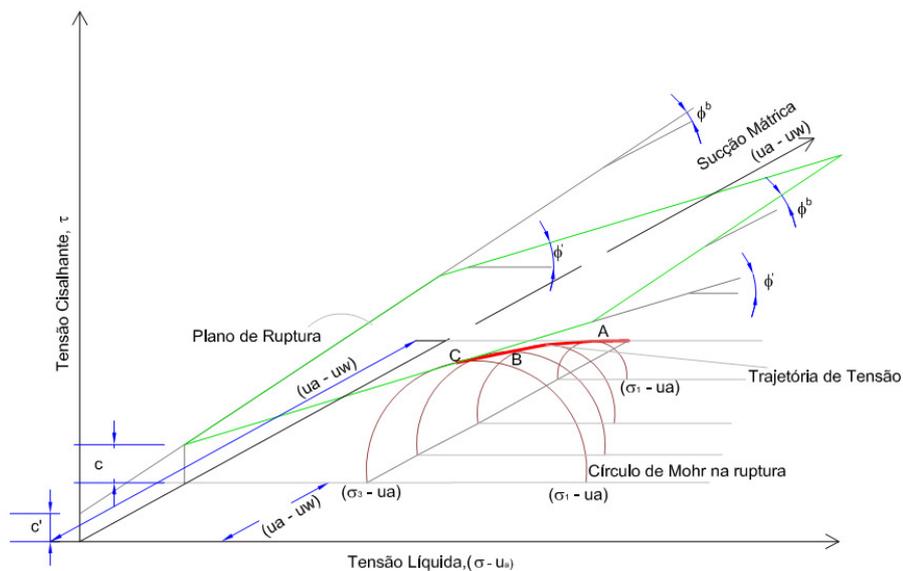


Figura 3.11 – Trajetória de tensão para o ensaio realizado com umidade constante. (Fredlund & Rahardjo, 1993 - modificado).

Assim, é possível corrigir o valor da umidade e sucção durante o ensaio, fazendo uso de duas ferramentas obtidas durante a pesquisa: a relação entre volume de água armazenado, sucção e índice de vazios e a taxa de saída de água da amostra com o tempo é possível, descritas posteriormente.

Corrigindo-se os valores de sucção dos ensaios ocorridos devido a perda de água da amostra e da variação do índice de vazios, é possível obter as superfícies de estados para a deformabilidade e a envoltória de Mohr Coulomb estendida.

4. Apresentação dos Resultados

4.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo serão apresentados os resultados dos ensaios de laboratório realizados a partir das amostras compactadas do solo do Campo Experimental do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília, objeto de estudo desta pesquisa. Inicialmente serão apresentados resultados de caracterização e compactação deste solo. Conforme será apresentado, a caracterização hidromecânica do solo foi realizada para amostras compactadas no ramo seco da curva de compactação. Além disso, essas amostras foram compactadas estaticamente com o objetivo de obter uma homogeneidade das amostras em questão.

Foram realizados ensaios de caracterização mecânica quanto à deformabilidade e à resistência ao cisalhamento. Para o primeiro grupo foram realizados ensaios de compressão oedométrica na condição saturada e não saturada. Procedimento semelhante foi utilizado para a caracterização do comportamento quanto à resistência, ou seja, também foram realizados ensaios na condição saturada e não saturada.

Para a caracterização hidráulica foram realizados ensaios para avaliar a capacidade de armazenamento do solo – curva característica. A técnica utilizada foi a de papel filtro. Conforme foi apresentado anteriormente, a partir da umidade natural (ou de compactação da amostra) o solo foi umedecido ou secado. Além disso, este ensaio foi realizado com diferentes índices de vazios.

Conforme explicado no capítulo 1, o objetivo desse trabalho é desenvolver uma metodologia de obtenção de parâmetros para modelos constitutivos sem a necessidade de utilização de ensaios com controle de sucção como, por exemplo, a translação de eixo que requer um tempo alto para a estabilização das amostras. Para isso, foram utilizados ensaios denominados ensaios com umidade constante, com diferentes valores de umidade inicial.

Porém, durante a execução do ensaio há uma perda de água que pode ser significativamente importante para a determinação do comportamento do solo. Dessa forma, foi realizado um ensaio que mede a perda de água do solo em condições similares às dos ensaios realizados.

Conforme será discutido posteriormente, o processo de calibração dos parâmetros para os modelos constitutivos utilizados requer que os ensaios sejam analisados conjuntamente, de modo a verificar como, por exemplo, a variação da umidade durante a execução do ensaio e a influência no comportamento mecânico quanto a resistência do solo em questão.

Desta forma, neste capítulo serão apresentados os resultados de todos os ensaios realizados durante esta pesquisa, bem como comentários sobre como as condições em que estes foram realizados influenciaram nos resultados.

4.2. ENSAIOS CARACTERIZAÇÃO E COMPACTAÇÃO

4.2.1. Ensaio de Caracterização

Conforme dito anteriormente, o solo utilizado nessa pesquisa é proveniente do campo experimental do Programa de Pós-graduação em Geotecnia, retirado de uma faixa de profundidade de 1,80 a 2,20 metros.

A esta profundidade, o solo do campo experimental é definido com um solo residual maduro, que geralmente é denominado como argila porosa vermelha colapsível de Brasília. Este solo já foi caracterizado por diversos autores tendo como características de campo, por ser um solo poroso, e a umidade de campo permanece em torno de 20% nas diferentes épocas do ano (Guimarães, 2002).

Outro aspecto que merece destaque é o fato do solo possuir concreções ou pacotes de grãos menores (partículas menores que 0,01 mm) que formam grãos maiores e tem forte influência no comportamento mecânico e hidráulico deste solo, conforme poderá ser visto posteriormente. Estas concreções podem ser melhor visualizadas pelas curvas granulométricas do solo. Guimarães (2002) realizou ensaios de granulometria com e sem o uso de defloculante, que tem papel fundamental na análise da curva granulométrica, uma vez que é um agente químico desagregador das concreções existentes na amostra. As curvas granulométricas são representadas pela siglas SD – sem defloculante, CD – com defloculante, e apresentadas pela Figura 4.1 a seguir.

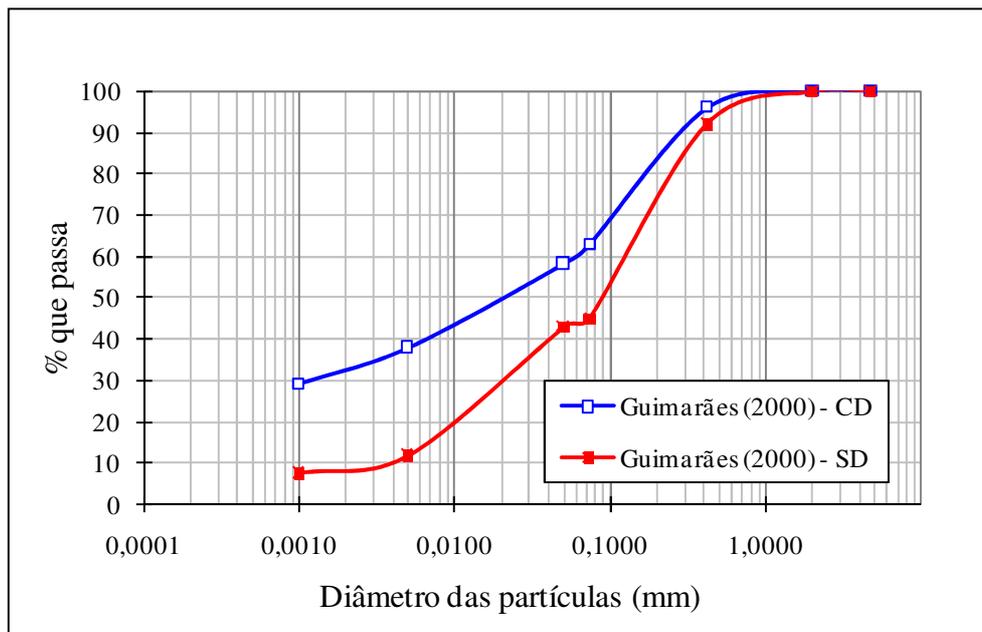


Figura 4.1 – Curvas granulométricas obtidas a partir dos ensaios sem defloculante (SD) e com defloculante (CD) realizados para a amostra natural (Guimarães, 2002 - modificado).

Além do ensaio apresentado pela figura anterior, Silva (2007) apresenta, para este mesmo solo, curvas granulométricas com a ação de defloculante realizadas com o ensaio de sedimentação, curvas granulométricas com a utilização de ultrassom realizado no granulômetro a laser e ainda nesse equipamento foram determinadas as curvas granulométricas utilizando a combinação desses agentes desagregadores. Sendo o defloculante um agente químico e o ultrassom um agente mecânico é possível notar que as agregações sofrem influência de ambos, conforme pode ser visto na

Figura 4.2.

É de fundamental importância um melhor entendimento dessas agregações, uma vez que elas podem interferir no comportamento mecânico (deformabilidade e resistência ao cisalhamento) e hidráulico (permeabilidade e armazenamento).

Quanto à deformabilidade, estas concreções são rígidas quando o solo se encontra no estado seco, e comportam-se de forma semelhante a grãos de areia. A medida que há o aumento de umidade, essa rigidez tende a diminuir, o que favorece a formação de um solo com uma estrutura instável, ou meta-estáveis.

No que se referem à resistência ao cisalhamento, essas mesmas concreções comportam-se como grãos de areias quando no estado seco e como argilas quando no estado úmido no que

se refere ao ângulo de atrito entre as partículas do solo. Desta forma, ensaios realizados em diferentes condições de umidade tenderam a apresentar diferentes valores de ângulos de atritos. Isso foi observado experimentalmente por Pereira (1996) e discutido por Cordão Neto (2005).

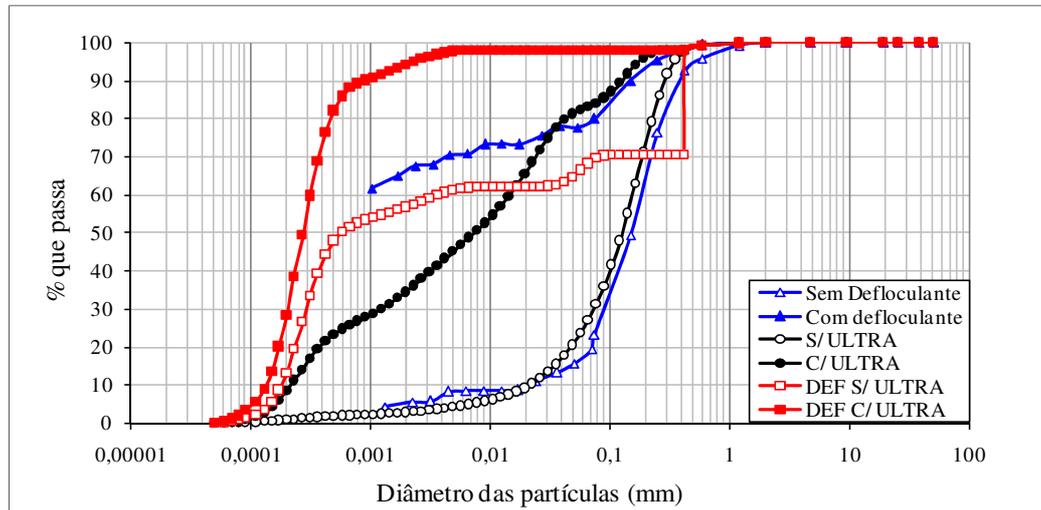


Figura 4.2 – Curvas granulométricas obtidas a partir dos ensaios com e sem defloculante em conjunto com o granulômetro a laser (ultrassom) (Silva, 2007 - modificado)

Finalmente, a água armazenada no interior das concreções de argila (microporos) tem um comportamento diferente da água armazenada nos macroporos ou poros entre essas concreções. Isso influencia fortemente no comportamento da curva característica ou curva de retenção do solo.

Dessa forma, como o solo estudado nessa pesquisa foi compactado, é necessário saber o que acontece com estas agregações de argilas durante o processo de compactação. Assim, a Figura 4.3 apresenta o ensaio de granulometria com defloculante e sem defloculante, (CD e SD), para as amostras naturais e compactadas. Conforme esperado, a compactação no ramo seco da curva favorece a formação de concreções, sendo que para o caso de amostra compactada sem o uso de defloculante as frações argila e silte praticamente não são percebidas.

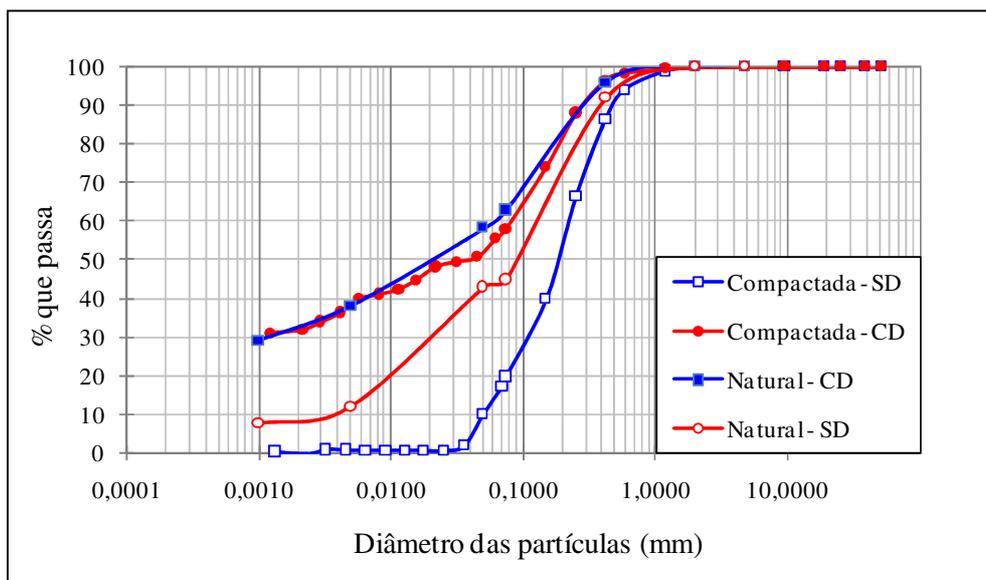


Figura 4.3 – Comparação entre as curvas granulométricas obtidas a partir dos ensaios com a amostra natural e compactada com o uso de defloculante e sem defloculante.

Para a completa caracterização do material foram realizados também os ensaios dos limites de Attemberg (Limite de Plasticidade e de Liquidez) e o ensaio de massa específica real dos grãos e índice de vazios, que são apresentados pela Tabela 4.1 a seguir:

Tabela 4.1 – Resultados da Caracterização do Material Estudado.

Parâmetro	Profundidade 1,8 a 2,2 m
LL	26
LP	36
IP	10
Gs	2,74
$e_{compactado}$	1,16

A amostra de solo em sua condição natural, de acordo com a Metodologia AASHTO – *American Association of State Highway Officials*, foi classificada como um solo siltoso. Segundo a metodologia SUCS – *Unified Soil Classification System*, a amostra pode ser classificada como siltes inorgânicos, argilas inorgânicas ou siltes orgânicos.

4.2.2. Ensaio de Compactação Proctor Normal

Conforme discutido no capítulo anterior, as amostras do solo estudado foram compactadas com o objetivo de obter condições semelhantes às apresentadas em campo no que se refere à porosidade e à umidade. A principal vantagem de se utilizar amostras compactas é a redução da variabilidade dos resultados, o que facilita o processo de entendimento do comportamento do solo.

A curva de compactação do solo para a energia Proctor Normal e a curva de saturação para o solo estudado são apresentadas na Figura 4.4 – Curva de Compactação com energia Proctor Normal. a seguir. Guimarães (2002) apresenta valores de campo para a amostra natural a uma profundidade de 2,0 m, umidade igual a 20%, peso específico seco igual a $11,7 \text{ kN/m}^3$, os quais mostram-se coerentes com os valores, obtidos por Silva (2007), apresentados na Figura 4.4.

A Figura 4.4 apresenta o ponto de trabalho, que foi definido pela umidade de campo (20%), obtido por Silva (2007) e Guimarães (2002), e pela energia de compactação, a qual reproduziu a estrutura porosa e metaestável da amostra de campo. O peso específico das amostras ensaiadas sofreu uma alteração, ficando em torno de $12,4 \text{ KN/m}^3$, devido ao processo de compactação semi-estática das amostras de solo. São apresentadas também, a curva de compactação semi-estática das amostras de solo. São apresentadas também, a curva de compactação dinâmica com a energia Proctor Normal, e a curva de saturação.

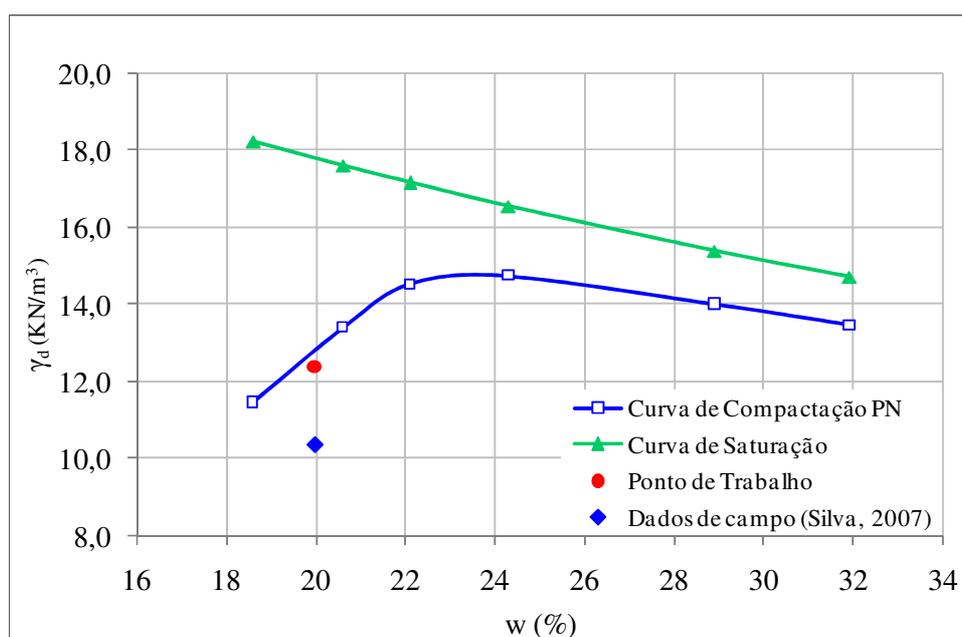


Figura 4.4 – Curva de Compactação com energia Proctor Normal.

Além disso, vale ressaltar que as amostras foram obtidas por meio de compactação semi-estática, na qual cada camada foi compactada a uma tensão correspondente a 400 kPa. Essa energia, inferior a energia Proctor normal, foi sugerida por Gallipoli *et al.* 2003, uma vez que esse nível de energia permite obter amostras suficientemente porosas de modo a facilitar a melhor compreensão da influência da porosidade no comportamento hidráulico.

Conforme dito anteriormente, um dos objetivos de utilizar amostras compactadas neste trabalho era o de eliminar ou minimizar os efeitos da heterogeneidade nas amostras ensaiadas. Porém, isso não acontece por completo. Cui e Delage (1996) apresentam uma extensa discussão sobre controle de compactação de amostras. Além disso, os autores apresentam resultados de como a densidade pode variar dentro de um mesmo corpo de prova compactado (Figura 4.5). Cabe ressaltar que o procedimento utilizado neste trabalho é semelhante ao utilizado pelos autores, sendo assim de se esperar que haja uma variabilidade na densidade das amostras.

Dentre os pontos importantes discutidos por Cui e Delage (1996) sobre a variabilidade do índice de vazios das amostras compactadas semi-estaticamente, destaca-se o fato de que essa variabilidade dificulta a interpretação dos resultados, principalmente no que se refere a separar o que seria influência da sucção mátrica aplicada e o que seria influência na densidade da amostra. Isso será levado em consideração nas discussões da análise dos resultados e calibração dos parâmetros dos modelos.

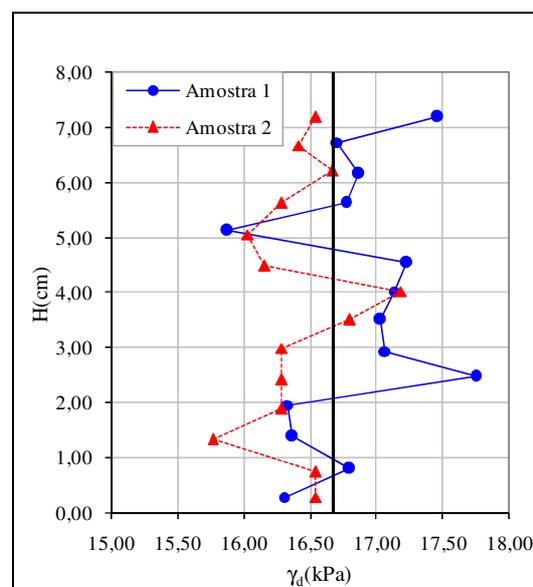


Figura 4.5– Distribuição do índice de vazios de amostras compactadas estaticamente (Cui e Delage, 1996 - modificado).

4.3. ENSAIOS DE PERDA DE UMIDADE COM O TEMPO

Conforme descrito anteriormente, ensaios de adensamento e resistência ao cisalhamento foram realizados com umidade inicial conhecida. É comum admitir que durante a realização destes ensaios a umidade permanece constante e desta forma é possível avaliar a sucção da amostra. Se isso for verdadeiro, é possível ainda obter-se os parâmetros para a utilização nos modelos.

Entretanto, durante o ensaio, especialmente o ensaio de adensamento por ser mais longo, as amostras tendem a perder umidade para o meio. Para que fosse possível medir a quantidade de água perdida por uma amostra durante o ensaio foi realizado o ensaio de perda de umidade, descrito no capítulo anterior.

O procedimento de ensaio, apresentado pela Figura 4.6, foi realizado na época seca do ano com as amostras em duas condições distintas, sendo que a primeira amostra foi exposta ao ar por todo o período de ensaio, representada no gráfico com a sigla (EX –exposta ao ar), fato que representa a condição extrema de perda de umidade para o meio. A segunda condição a amostra foi moldada e colocada dentro de uma célula oedométrica com todos os seus componentes, tais como, pedra porosa, papel filtro, e os elementos de vedação da célula, com o objetivo de registrar a perda de umidade da amostra nas mesmas condições que as da realização do ensaio, representada no gráfico com a sigla (CO – célula oedométrica).

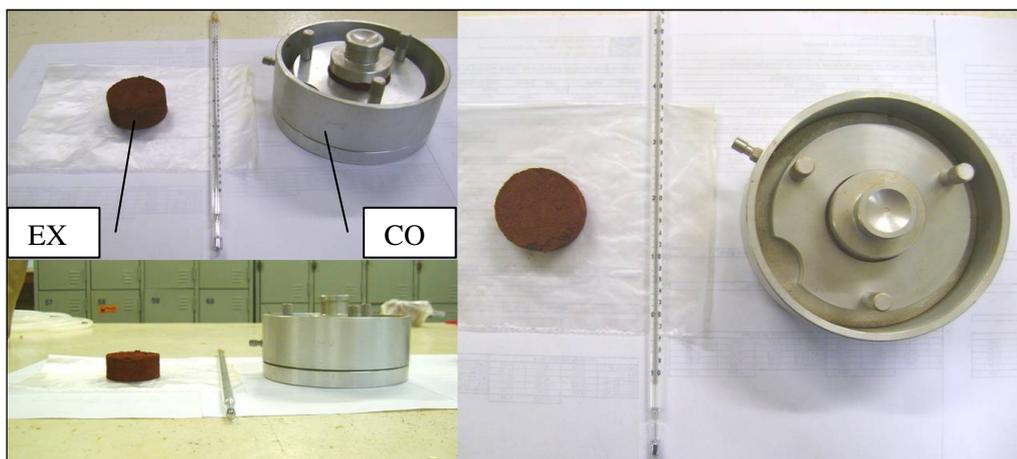


Figura 4.6 – Ensaio de Verificação da Variação da Umidade com o Tempo.

A umidade inicial das amostras foi determinada e, a partir da massa dos corpos de prova, obtidos por meio de pesagem em uma balança de precisão centesimal, em intervalos de tempo pré-determinados em um período de 24 horas, foram obtidos as variações de umidade com o

tempo no ambiente do laboratório de Geotecnia do Programa de Pós Graduação da Universidade de Brasília.

Na Figura 4.7 é apresentada a variação da temperatura durante o ensaio, sendo que a máxima temperatura registrada foi de 25,2°C e a mínima de 24,8°C. A baixa variabilidade de temperatura pode ser explicada pela localização do laboratório de Geotecnia que se situa no subsolo do prédio SG-12 da Universidade de Brasília, o que reduz a variação de temperatura.

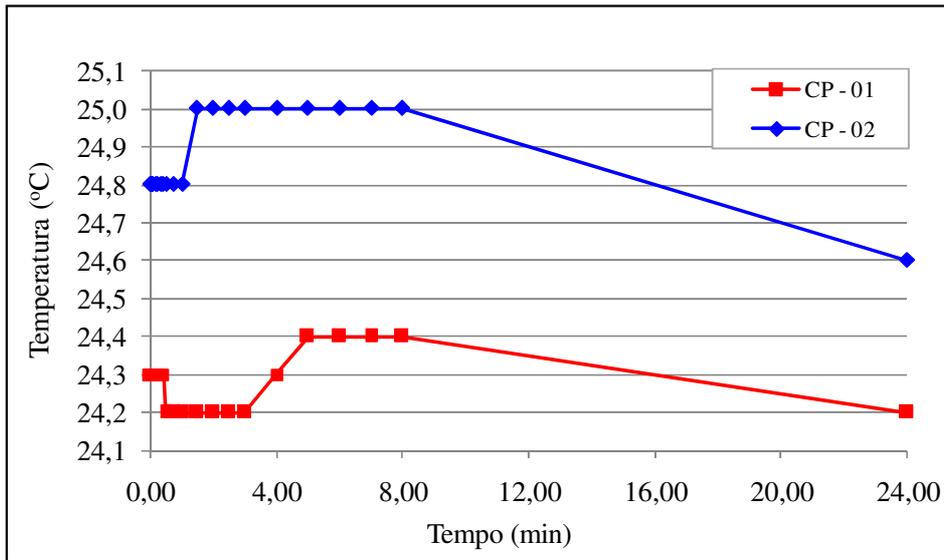


Figura 4.7– Relação de Variação da Temperatura com o período de 24h.

Os resultados para ambos os ensaios são apresentados na Figura 4.8 e na Figura 4.9. Observa-se que, como o esperado, a amostra exposta ao ar sofreu uma perda de água maior e mais rápida que a que se encontrava em condições semelhantes aos do ensaio.

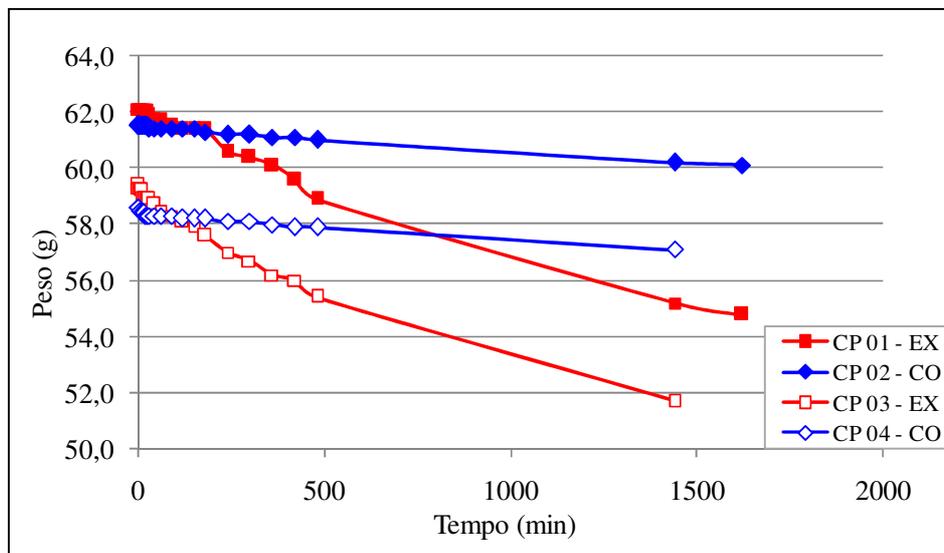


Figura 4.8 – Relação entre Perda de peso por redução de umidade e tempo.

As equações que serão utilizadas na previsão da variação da umidade durante os ensaios de adensamento e cisalhamento direto foram obtidos a partir do ajuste dos resultados dos ensaios realizados para os corpos de prova CP 01-CO e CP 04-CO, uma vez que estes foram executados em condições similares às condições de ensaio.

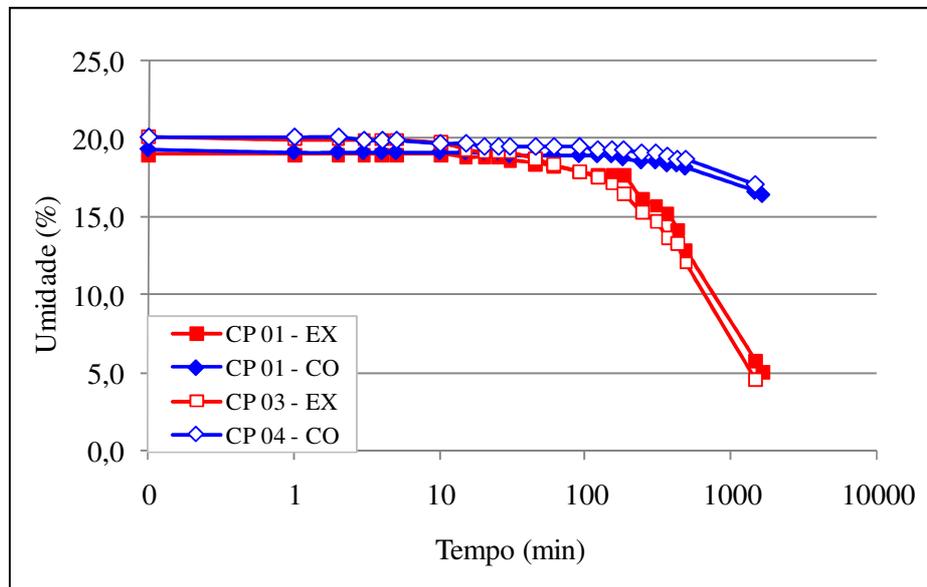


Figura 4.9 – Relação entre umidade x tempo.

A seguir são apresentadas as Equações (4.1 e (4.2, que permitem calcular a umidade da amostra, para um tempo t qualquer após o início do ensaio. Observa-se que duas relações \log x linear são utilizadas, sendo uma para valores de tempo menores que 240 minutos e outra para tempos maiores que 240 minutos. As Equações (4.1 e (4.2 são apresentas a seguir:

$$w_c = w_i - (0,35 \cdot \log t) - \text{para } t < 240 \text{ min} \quad (4.1)$$

$$w_c = w_k - 1,7 \log \left(\frac{t_k}{240} \right) - \text{para } t > 240 \text{ min} \quad (4.2)$$

Onde:

w_c – Umidade corrigida;

w_i – Umidade inicial;

w_k – Umidade referente a última tensão menor que 240 minutos;

t – tempo decorrido após o início do ensaio.

Apesar de não ser a forma mais precisa de controle de umidade de uma amostra, a utilização da Equação (4.1) e da Equação (4.2) tem como vantagem a simplicidade e principalmente permitem avaliar a importância da perda de umidade em ensaios ditos como de umidade constante.

Além disso, para demonstrar as potencialidades dessa técnica, são apresentados na

Tabela 4.2 e na Tabela 4.3 resultados que comparam os valores de umidade inicial e final das amostras por meio de ensaios e utilizando as Equações (4.1) e (4.2). Os valores de umidade, inicial e final, indicados como medidos na tabela foram obtidos a partir dos ensaios e os valores indicados na tabela como calculados a partir das equações acima apresentadas.

Para demonstrar os ensaios de adensamento com umidade inicial das amostras de 16%, 18% e 20% observa-se que as equações propostas para previsão da umidade ao longo do ensaio apresentam resultados satisfatórios. Não foi possível fazer este tipo de comparação para os ensaios de 22 e 24% , devido a problemas durante a execução dos mesmos.

Tabela 4.2 – Valores de umidade inicial e final para os ensaios de adensamento.

Amostras	Umidade		
	Medida		Calculada
	Inicial	Final	Final
16%	16,0	13,8	13,8
18%	18,0	15,8	15,8
20%	20,0	16,7	17,1
22%	22,0	-	19,8
24%	24,0	-	22,9
Saturado	24,0	25,7	26,2

Para os ensaios de cisalhamento direto, foi realizado procedimento semelhante e é apresentado na Tabela 4.3. Esta tabela apresenta 4 colunas, sendo a primeira correspondente a umidade inicial desejada no início do ensaio. Porém, devido a problemas de execução do ensaio esta umidade nem sempre é alcançada. A terceira coluna da Tabela 4.3 corresponde a umidade final da amostra, medida após o final do ensaio.

A quarta e a quinta coluna correspondem a umidade inicial da amostra medida, por ensaio, e a umidade estimada, respectivamente. Conforme apresentado na tabela, não foi possível obter as umidades iniciais da maioria das amostras. Assim, a quinta coluna foi calculada utilizando a umidade final e as Equações (4.1) e (4.2). Observa-se que, quando a umidade inicial medida é conhecida, os valores calculados para a umidade estimada são satisfatórios. Além disso, para as amostras com umidade inicial desejada igual a 20%, observa-se que os valores obtidos por meio da utilização das equações são próximos a 20%. Vale ressaltar que esta umidade corresponde a umidade de compactação e, que para estas amostras não foi necessário realizar correções de umidade antes do início da realização dos ensaios.

Tabela 4.3 – Valores de umidade inicial e final para os ensaios de adensamento.

Umidade inicial desejada(%)	Tensão vertical(kPa)	Umidade final medida(%)	Umidade inicial medida(%)	Umidade inicial estimada(%)
16%	50	14,1	16	15,83
	100	15	16,8	16,8
	200	16	-	17,68
18%	50	17,9	-	19,66
	100	17,4	18,8	19,10
	200	17,3	19,1	19,09
20% (umidade de compactação)	50	18,6	-	20,40
	100	18,3	-	20,02
	200	18,7	-	20,43
22%	50	22,01	-	23,7
	100	21,5	-	23,17
	200	22	-	23,7
24%	50	24,2	-	26
	100	24,3	-	26
	200	24,3	-	26,1

Assim, pelo exposto anteriormente, pode-se concluir que o ensaio de medida de perda de umidade com o tempo pode ser utilizada como ferramenta para avaliar o que acontece com a quantidade de água armazenada nas amostras durante o ensaio e, indiretamente, avaliar a variação da sucção.

Como recomendações finais para a aplicação desta técnica, sugere-se que os ensaios de controle de umidade por meio da medida da perda de umidade com o tempo seja realizado em condições similares as dos ensaios realizados. Além disso, se recomenda a determinação da umidade do corpo de prova no início do ensaio, após a moldagem do mesmo, e ao final do ensaio, para todos os pontos das amostras compactadas. Os valores de umidade da amostra no início do ensaio são determinados por meio de pesagem do molde do equipamento. Isso permitirá a validação das equações obtidas, e dará maior confiabilidade a técnica.

4.4. ENSAIO DE CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA

Neste item serão apresentados os ensaios de adensamento e de cisalhamento direto para a condição saturada e para a condição não saturada. Conforme descrito anteriormente, os ensaios realizados na condição não saturada foram realizados com controle de umidade, ou como foram definidos anteriormente, com umidade inicial conhecida. Porém, como relatado no item 5.3, durante o tempo de duração do ensaio as amostras de solo perdiam umidade e, por meio das equações também apresentadas no item anterior, foi possível corrigir os valores de umidade durante o ensaio.

4.4.1. Ensaio de adensamento

Os primeiros ensaios de adensamento realizados neste trabalho tiveram como objetivo auxiliar na definição da metodologia, uma vez que o estudo da curva característica requereu a definição de índices de vazios iniciais, conforme descrito no capítulo 4. Estes ensaios, aqui denominados de preliminares, são apresentados na Figura 4.10, onde é possível visualizar os resultados para a amostra saturada e para a amostra natural.

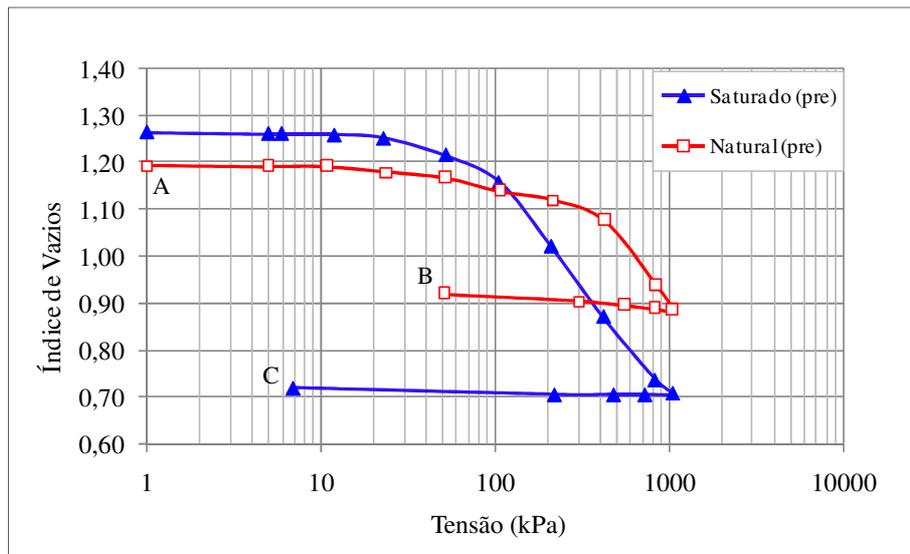


Figura 4.10 – Ensaio de adensamento preliminar – determinação dos pontos para realização dos ensaios de curva características.

Como apresentado pela Figura 4.10, as curvas mostram um potencial de colapso como consequência da estrutura metaestável. Essa estrutura metaestável é consequência do processo de compactação, que foi realizado no ramo seco e com uma energia inferior a proctor normal. Os pontos A, B e C posicionam-se sobre diferentes estados do solo, o que permitirá melhor compreender a influência desses estados no comportamento da curva característica, conforme descrito anteriormente. Conforme será apresentado posteriormente, foram realizados ensaios para determinação da curva característica para os pontos A, B e C.

Além disso, foram realizados ensaios de adensamento com objetivo de avaliar o comportamento mecânico do solo no que se refere a deformabilidade, sendo que estes possuíam valores de umidade inicial desejadas iguais a: 16%, 18%, 20%, 22% e 24%. Os resultados desses ensaios são apresentados na Figura 4.11 a seguir.

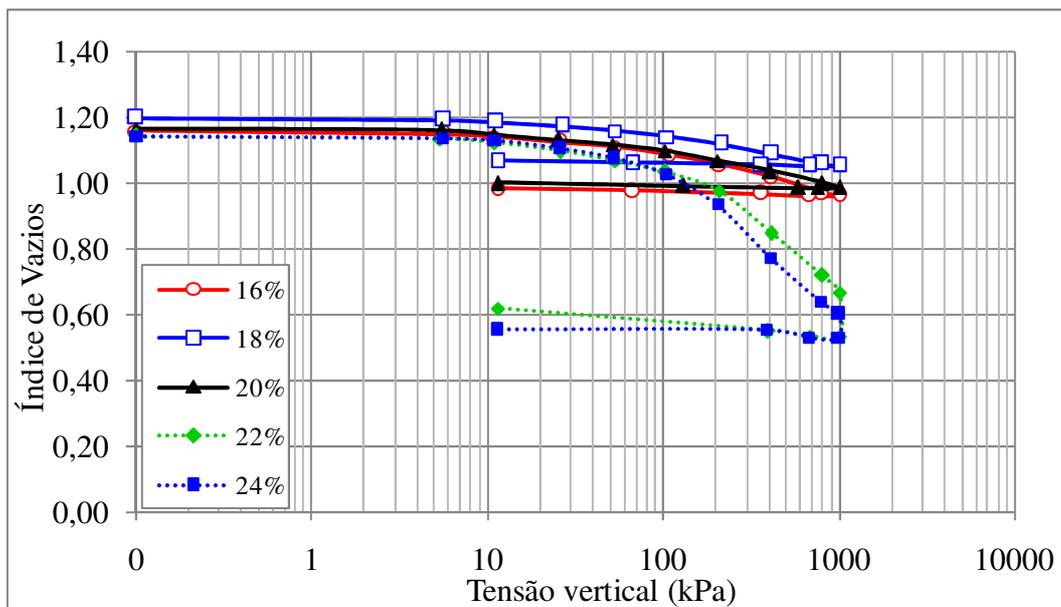


Figura 4.11 – Curvas de Adensamento obtidas para as diferentes umidades estudadas.

Conforme apresentado na metodologia, todos os corpos de prova foram compactados na umidade de 20% (ramo seco) com uma energia inferior a proctor normal e correspondente a uma tensão vertical de 400 kPa. A partir disso, os valores de umidade inicial desejada foram obtidos por meio de secagem (para as amostras com umidade inicial de 16% e 18%) ou molhagem (amostras de 22% e 24%).

Entretanto, qualquer conclusão sobre os valores iniciais de índice de vazios deve levar em consideração a variação natural que esta variável sofre devido ao próprio processo de compactação, conforme discutido no início deste capítulo e por outros autores como, por exemplo, Cui e Delage (1996). Esta informação é destacada agora porque terá grande influência no processo de modelagem que será apresentado no capítulo seguinte.

Nas Figuras 4.12, 4.13 e 4.14 são apresentados os resultados da variação do índice de vazios, umidade e saturação para as amostras durante o ensaio de adensamento. As umidades apresentadas nestas figuras foram calculadas por meio das equações definidas no item anterior, ou seja, Equações 4.1 e 4.2. Isso foi possível porque os tempos de aplicações de cargas eram conhecidos.

Outro ponto que deve ser destacado nas Figuras 4.12, 4.13 e 4.14 são os símbolos utilizados nas legendas – $Sr-w_{var}$ e $Sr-w_{cte}$ – que correspondem ao grau de saturação (Sr) calculado considerando que durante a realização do ensaio a umidade foi variável ou mantida constante, respectivamente.

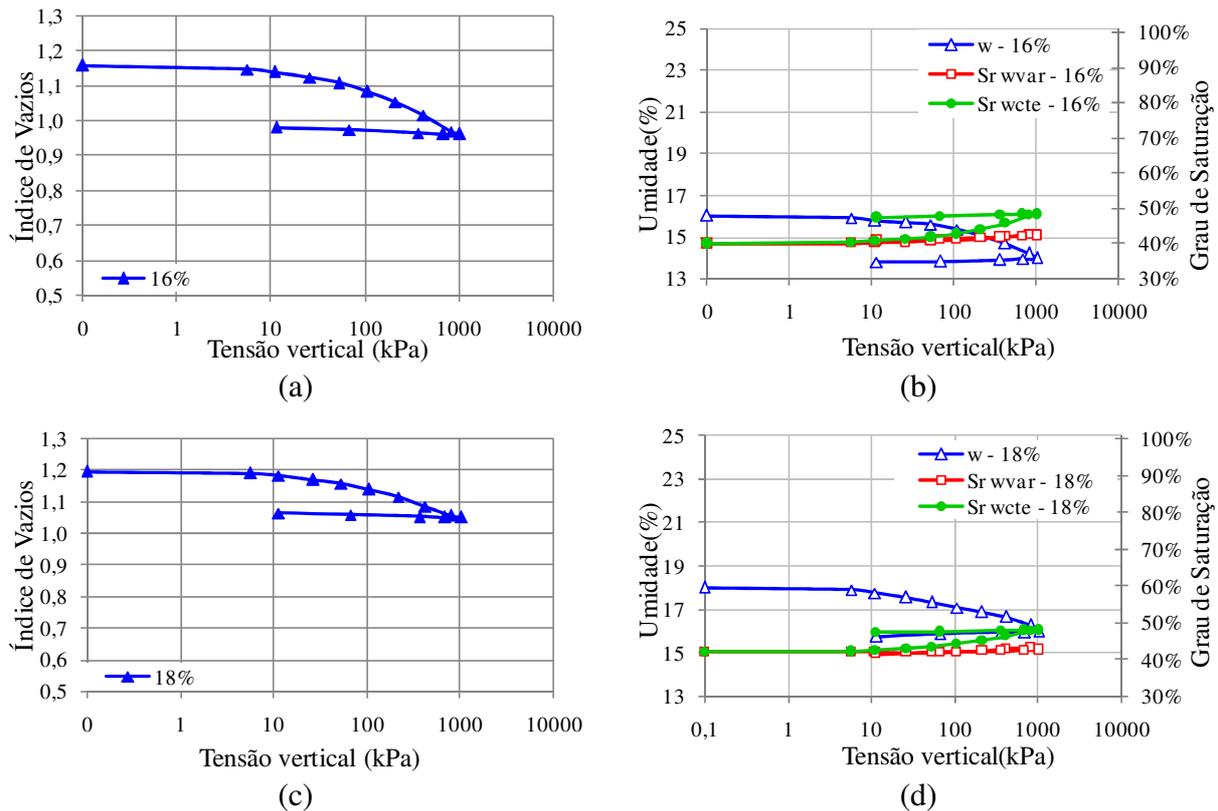


Figura 4.12 – Resultados dos Ensaios de Adensamento obtidos para as umidades de 16% e 18%.

Para as amostras com 16% e 18% de umidade inicial, mostradas na Figura 4.12, observa-se que quando a perda de umidade é considerada, a saturação permanece praticamente constante. Isso ocorre porque o fechamento de vazios que produz um aumento do grau de saturação é compensado pela saída de água. Por outro lado, se a umidade é considerada constante a saturação varia de forma inversamente proporcional ao índice de vazios, como o esperado. Em nenhuma hipótese o grau de saturação ultrapassa o limite de 50%.

De um modo geral, observa-se que a umidade variou aproximadamente 2% para todos os ensaios, com exceção dos que foram saturados em algum estágio de carga. Isso ocorreu porque o tempo de realização dos ensaios é aproximadamente o mesmo para todas as amostras. Assim, o cálculo da umidade realizado por meio das equações obtidas a partir do ensaio de perda de umidade, descrito no item anterior, leva ao mesmo resultado.

Por outro lado, a variação do grau de saturação tem amplitude diferente para cada amostra. Isso ocorre devido à diferença no valor do índice de vazios, que por sua vez é função da umidade inicial das amostras.

A amostra com 20% de umidade, apresentada na Figura 4.13(a) e Figura 4.13(b), tem um comportamento semelhante ao das amostras de 16% e 18%, porém a redução do índice de vazios não é compensada totalmente pela perda de água sendo que o grau de saturação sofre uma pequena variação.

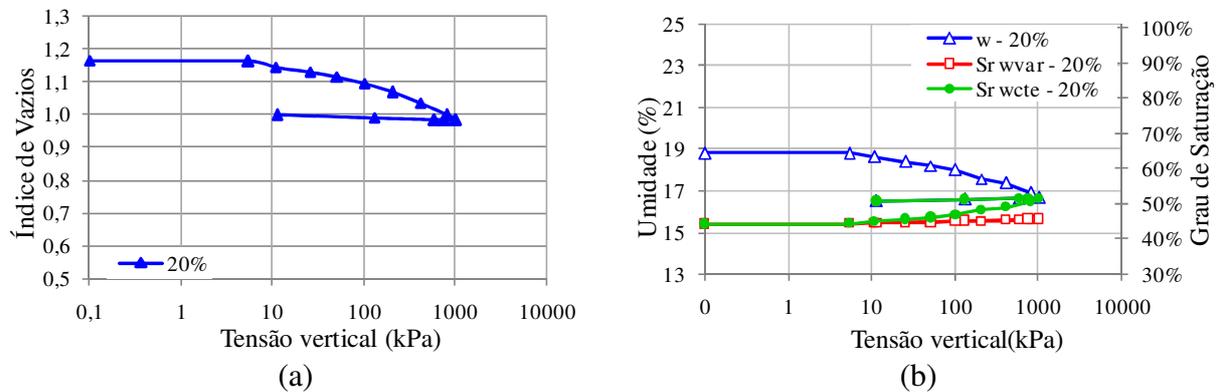
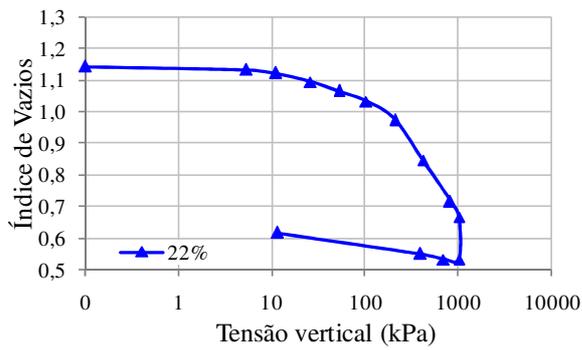


Figura 4.13 – Resultados dos Ensaios de Adensamento obtidos para a umidade de 20%

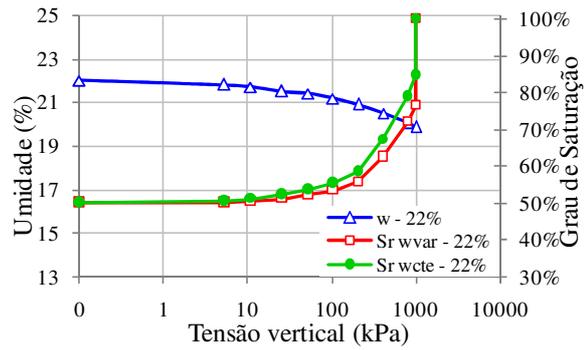
No outro extremo, as amostras com 22% e 24% de umidade inicial, também tendem a perder em torno de 2% de umidade durante o ensaio. Porém, o grau de saturação durante a realização do ensaio sofre grandes variações, sendo que nem mesmo considerando a perda de água durante o ensaio é suficiente para diminuir este efeito, sendo que é possível atingir-se altos valores de grau de saturação, entre 70 e 90%, somente pelo processo de carregamento.

Os aspectos apresentados anteriormente têm forte impacto no comportamento do solo, uma vez que em amostras mais úmidas o processo de carregamento tem dois efeitos associados, sendo o primeiro o próprio carregamento que é transferido para o esqueleto sólido e o segundo é o processo de saturação pelo simples fechamento dos vazios do solo. Já para as amostras mais secas o grau de saturação permanece constante, ou praticamente constante.

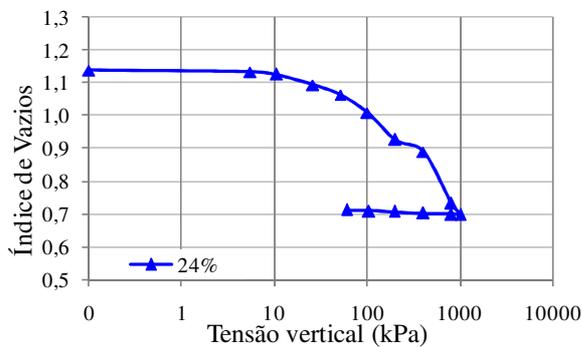
Conforme será apresentado posteriormente, estas variações no grau de saturação afetam a sucção do solo e devem ser levadas em consideração quando da análise dos ensaios de adensamento com o auxílio da curva característica.



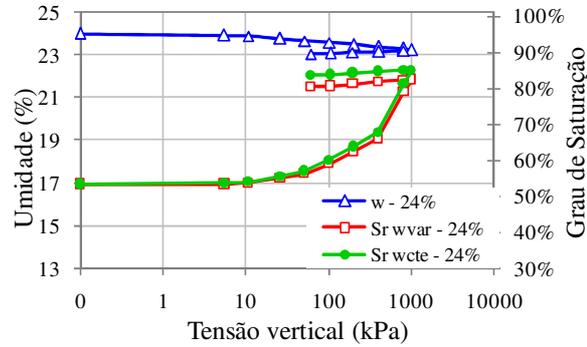
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 4.14 – Resultados dos Ensaios de Adensamento obtidos para as umidades de 22% e 24%.

Quanto aos resultados da variação do índice de vazios, observa-se que o comportamento das amostras de 18%, 20%, 22% e 24% estão dentro do comportamento esperado, ou seja, aumento da deformabilidade com o aumento da umidade inicial. A amostra de 16% apresenta uma deformação superior a amostra de 18%, o que está em desacordo com o comportamento esperado. Entretanto, não é possível associar este comportamento com nenhum fenômeno, uma vez que os valores de grau de saturação das duas amostras são próximos e essa diferença pode estar associada a variações decorrentes do processo de compactação e moldagem do próprio corpo de prova.

As amostras de 22% e 24% apresentam valores de grau de saturação elevados (superiores a 70%) ao final do estágio de carregamento de 1000 kPa. Observa-se que, conforme discutido

anteriormente, o próprio processo de carregamento produz uma redução no grau de saturação que não é observado na amostras com menores valores de umidade.

Este comportamento é essencial para o entendimento do colapso de solos com estas características uma vez que o colapso da amostra será função da umidade inicial. Enquanto para amostras, com umidade inicial menor que a umidade de saturação produzirá uma elevação do grau de saturação de aproximadamente 50% para 100%, e um colapso proporcional a esta elevação, amostras mais úmidas já partem de valores de grau de saturação mais elevados e conseqüentemente parte do colapso que ocorreria devido ao processo de molhagem já ocorreu devido à elevação do grau de saturação produzido pelo carregamento.

Essa informação é relevante quando da realização de ensaios semelhantes para amostra naturais, uma vez que a umidade inicial é fundamental para avaliar o colapso máximo da amostra. Entretanto, a umidade natural é função das condições climáticas que variam durante o ano. Assim, deve haver o cuidado de levar a amostras para valores correspondentes as umidades de campo específicas para cada época do ano.

4.4.2. Ensaio de Cisalhamento

São apresentados neste item os resultados dos ensaios de cisalhamento direto realizados nos solos estudados, com o objetivo de definir os parâmetros de resistência do solo, ou seja, coesão e ângulo de atrito.

Os ensaios de cisalhamento foram realizados para todas as amostras com o controle de umidade para as tensões normais de 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa. Os resultados são apresentados pelas Figuras 4.15, 4.16, 4.17, 4.18 e 4.19:

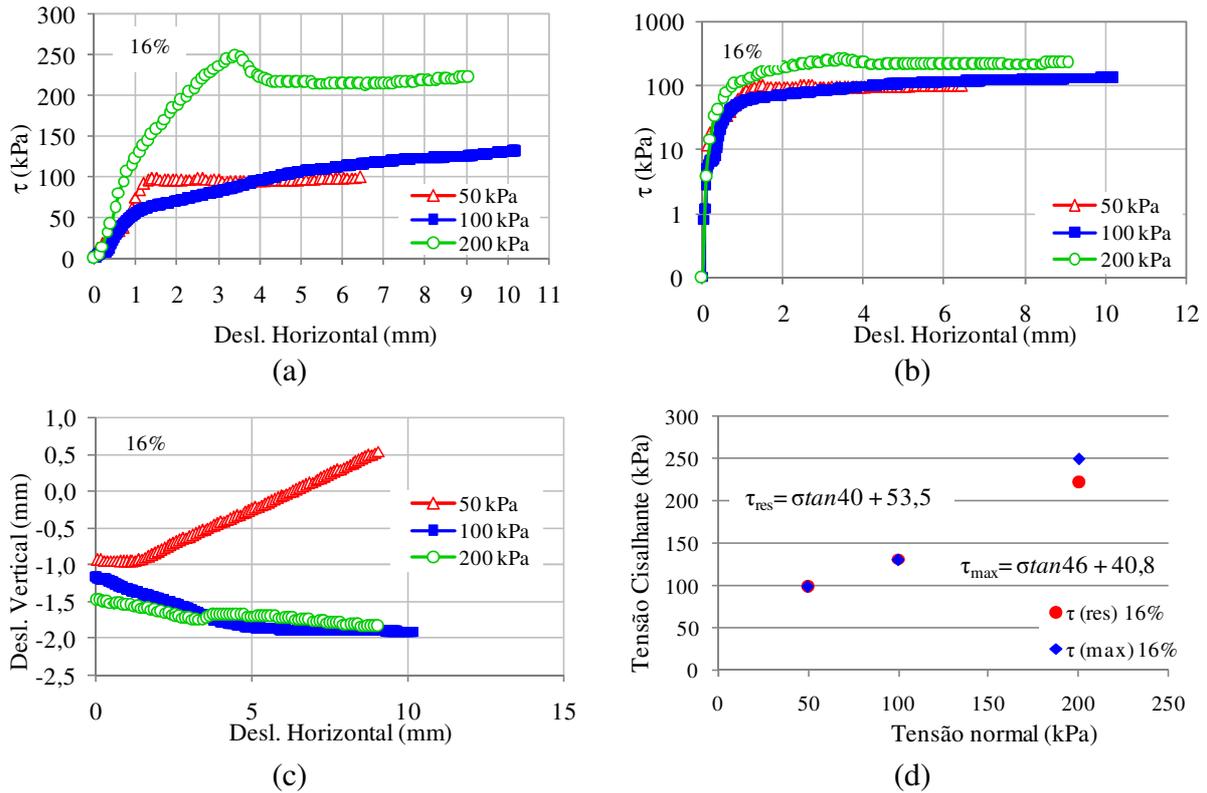
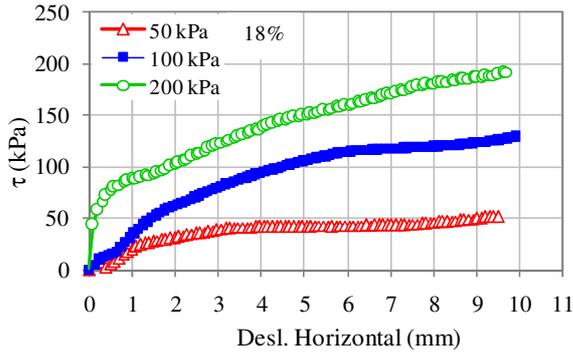


Figura 4.15 – Resultados dos Ensaios de Cisalhamento obtidos para as umidades de 16%.

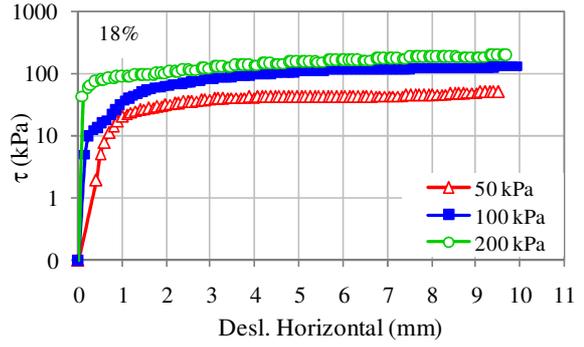
Observa-se para a umidade igual a 16% um de pico de resistência ao cisalhamento, para a tensão normal de 200 kPa, característico de materiais pré-adensados, o que não aconteceu para as outras amostras com os níveis de tensão normal ensaiados. Para esse mesmo nível de carga é possível notar um comportamento dilatante, típico de materiais pré-adensados, o que se dá pelo efeito da sucção presente nesta amostra, que maximiza o efeito de pré-adensamento.

Para a amostra com 18% de umidade nota-se que não houve estabilização das leituras para os níveis de tensões aplicados de 100 kPa e 200 kPa, para o máximo deslocamento que o equipamento permite. Com auxílio do gráfico que apresenta a relação entre deslocamento vertical e deslocamento horizontal nota-se, ainda, para o comportamento dilatante.

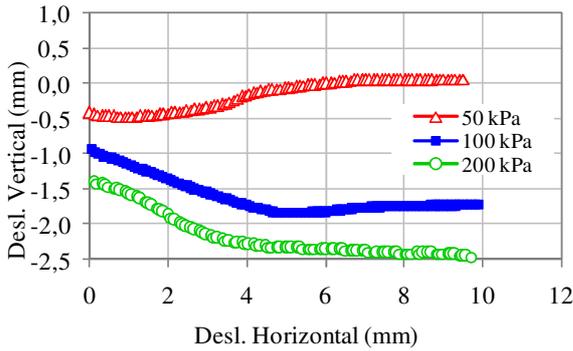
Para a amostra com 20% de umidade não houve estabilização das leituras para nenhum dos níveis de carregamento ensaiados e o comportamento dilatante é verificado apenas para o carregamento de 50 kPa numa menor proporção que para os outros teores de umidade.



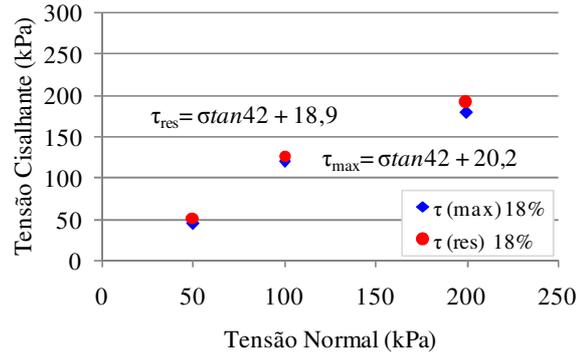
(a)



(b)

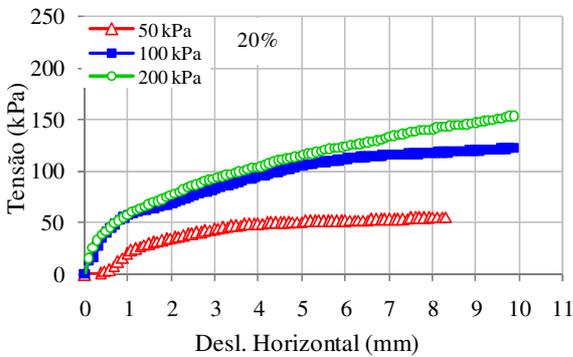


(c)

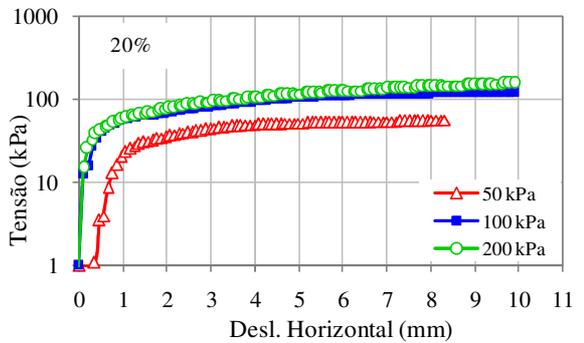


(d)

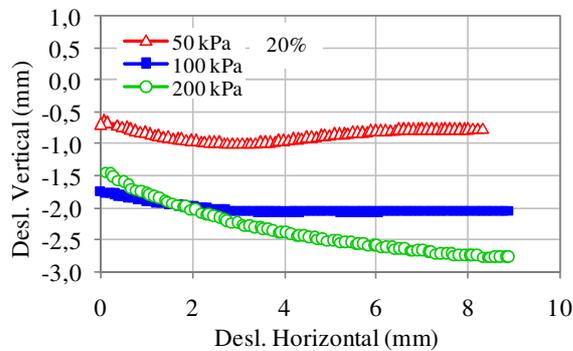
Figura 4.16 – Resultados dos Ensaio de Cisalhamento obtidos para as umidades de 18%.



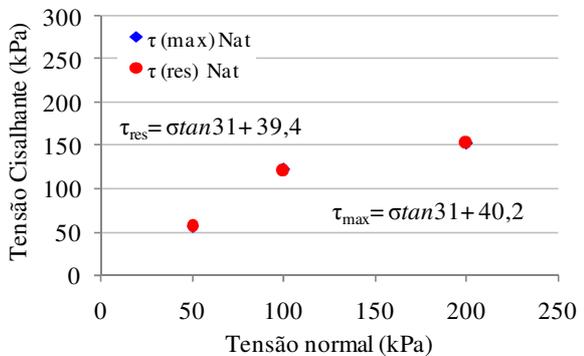
(a)



(b)

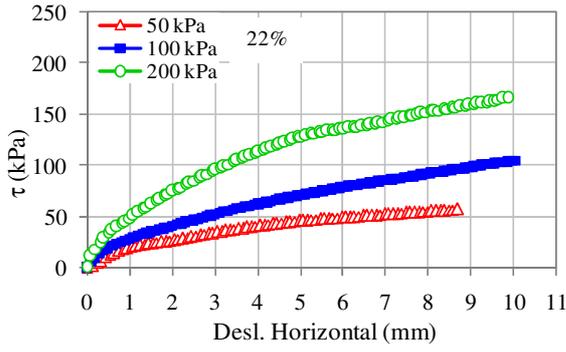


(c)

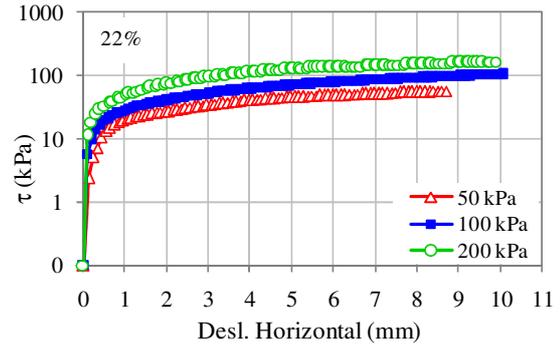


(d)

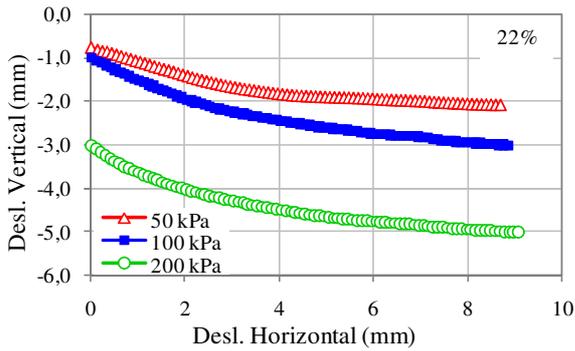
Figura 4.17 – Resultados dos Ensaio de Cisalhamento obtidos para as umidades de 20%.



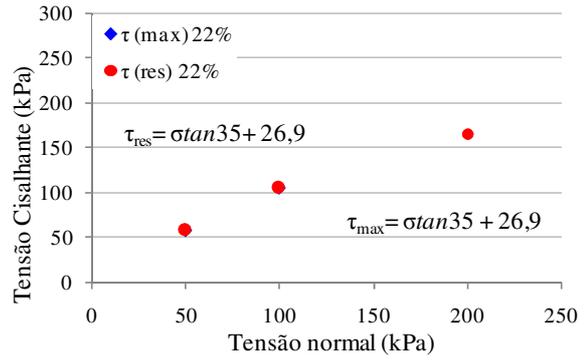
(a)



(b)

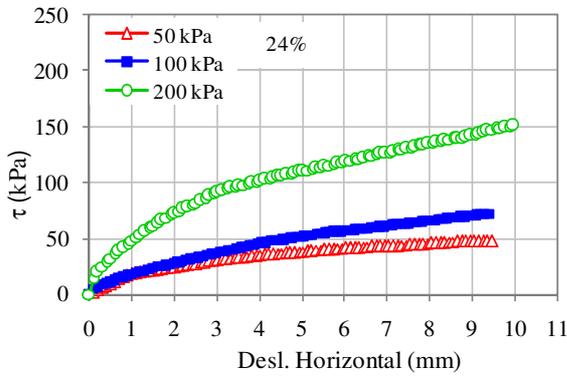


(c)

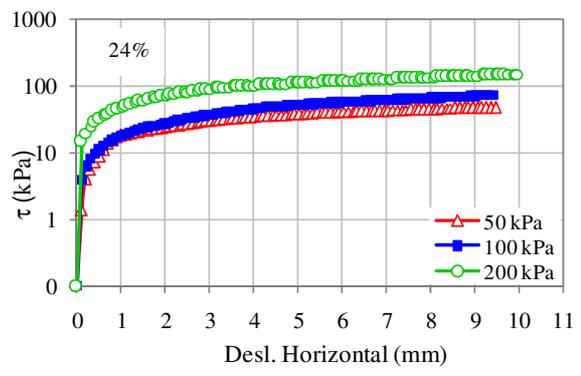


(d)

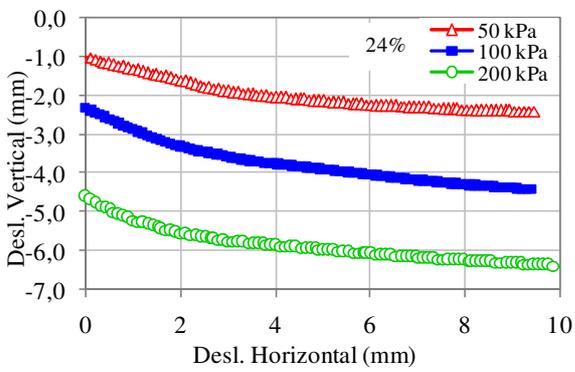
Figura 4.18 – Resultados dos Ensaio de Cisalhamento obtidos para as umidades de 22%.



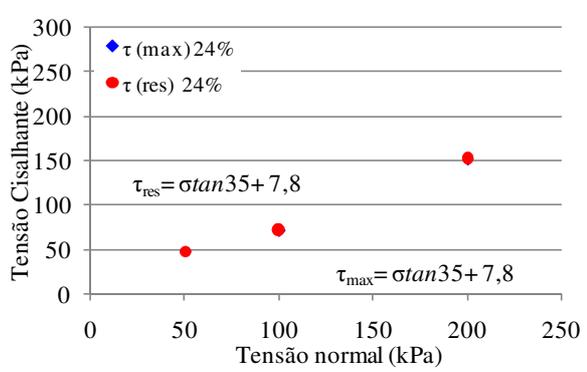
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 4.19 – Resultados dos Ensaio de Cisalhamento obtidos para as umidades de 24%.

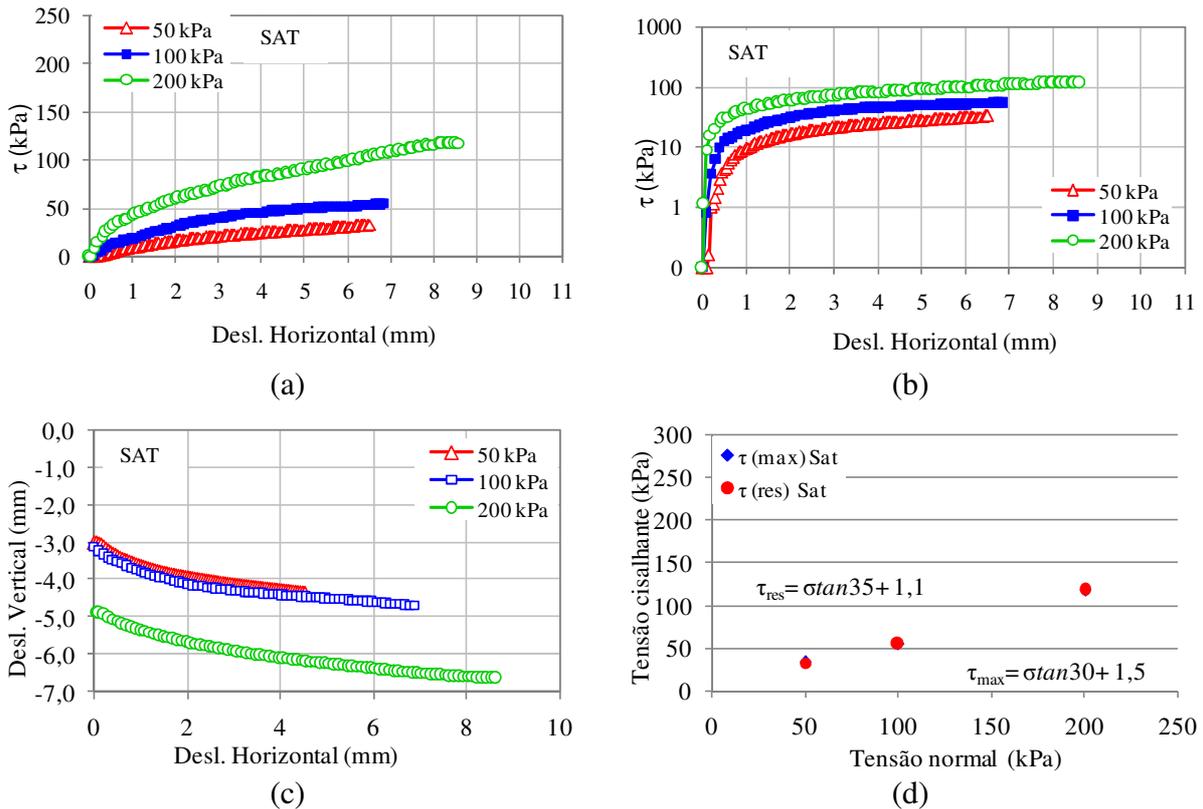


Figura 4.20 – Resultados dos Ensaios de Cisalhamento obtidos para a condição saturada.

O comportamento de resistência ao cisalhamento verificado para as amostras com 22% e 24% de umidade foram similares, o qual não apresentou estabilização das leituras, para os níveis de carregamentos ensaiados, até o limite do equipamento. Nessas amostras não se verifica o fenômeno da dilatância, visto que, para esses teores de umidade a sucção tem pouca influência na forma das curvas, porém influencia o valor da coesão conforme mostra a Tabela 4.4.

O comportamento sem a influência da sucção nas amostras de 22% e 24% é confirmado pelo ensaio realizado com a amostra saturada, onde a amostra se comporta similarmente, sem a estabilização das leituras até atingir o limite do equipamento e ainda a ausência e comportamento dilatante.

A Tabela 4.4 a seguir apresenta o resumo dos valores de coesão e atrito obtidos para os diversos ensaios realizados. Os valores foram obtidos a partir das equações geradas a partir do critério de ruptura definido por Pacheco e Silva e do critério da tensão cisalhante máxima, apresentadas nas Figuras 4.15, 4.16, 4.17, 4.18, 4.19 e 4.20:

Tabela 4.4 – Parâmetros de resistência obtidos nos ensaios de Cisalhamento.

Umidades	Tensão Cisalhante Máxima		Pacheco e Silva	
	c (kPa)	ϕ (°)	c (kPa)	ϕ (°)
16%	40,8	46	53,5	40
18%	20,2	42	18,9	42
20%	40,2	31	39,4	31
22%	26,9	35	26,9	35
24%	7,8	35	7,8	35
Saturado	1,5	30	1,1	30

Os valores obtidos pelas equações para a coesão c , principalmente para o ângulo de atrito apresentados na Tabela 4.4, são considerados altos para a amostra estudada e serão discutidos posteriormente no capítulo de análise dos resultados.

4.5. ENSAIO DE CURVA CARACTERÍSTICA

De uma forma geral, ensaios para obtenção da curva característica são realizados considerando-se o índice de vazio constante. Entretanto, diversos trabalhos apresentam resultados mostrando como o índice de vazio afeta o comportamento da curva característica (Pereira, 1996, Gallipoli *et al.* 2003 e Cordão Neto 2005), conforme discutido no capítulo 2 deste trabalho.

Para o solo estudado nessa pesquisa, é possível visualizar a influência do índice de vazio na curva característica por meio das Figuras 4.21, 4.22 e da 4.23. Nestas figuras são apresentados os resultados para diferentes índices de vazios, onde em cada figura é utilizado uma relação de massa (umidade gravimétrica – w) ou volume (grau de saturação – S_r – e umidade volumétrica – e_w) para expressar a quantidade de água armazenada. Os índices de vazios utilizados são iguais a 0,77, 0,97 e 1,16, que correspondem aos pontos A, B e C na Figura 4.10, mostrada anteriormente. O procedimento de realização do ensaio foi descrito no capítulo anterior.

A análise da Figura 5-y ($e_w \times u_a - u_w$) mostra que, quando a variável umidade volumétrica ($e_w = V_w/V$) é utilizada, a influência do índice de vazio praticamente desaparece. Porém, devido imprecisão durante o ensaio observa-se que ocorre o cruzamento entre as curvas com diferentes índices de vazios, o que não deveria ocorrer. Um comportamento semelhante é observado quando é utilizada a variável umidade gravimétrica. Entretanto, neste caso, para

valores próximos a entrada de ar, há um distanciamento entre as curvas, que é influenciada pelo índice de vazio.

A análise da Figura 4.21 mostra a influência do índice de vazios quando o grau de saturação é considerado nas curvas características. O primeiro efeito é o deslocamento das curvas. Além disso, há uma leve mudança na forma nas curvas, produto da mudança na micro e macro-estrutura decorrente dos diferentes níveis de carregamentos. Observa-se ainda que a partir de um valor, as curvas são coincidentes para um determinado valor de sucção. Neste caso, este valor corresponde ao volume de água que está armazenada nos poros que não foram afetados pelos carregamentos. Enrique (1999) e Mascarenha (2008) definem que este tamanho de poro como o tamanho corresponde aos microporos.

Finalmente é possível observar uma leve mudança de forma quando da redução do índice de vazios. Isso ocorre porque o valor de sucção esta associado a distribuição de poros preenchidos por água. A medida que o solo é carregado, há o fechamento dos macro poros, que estão associados às sucções mais baixas.

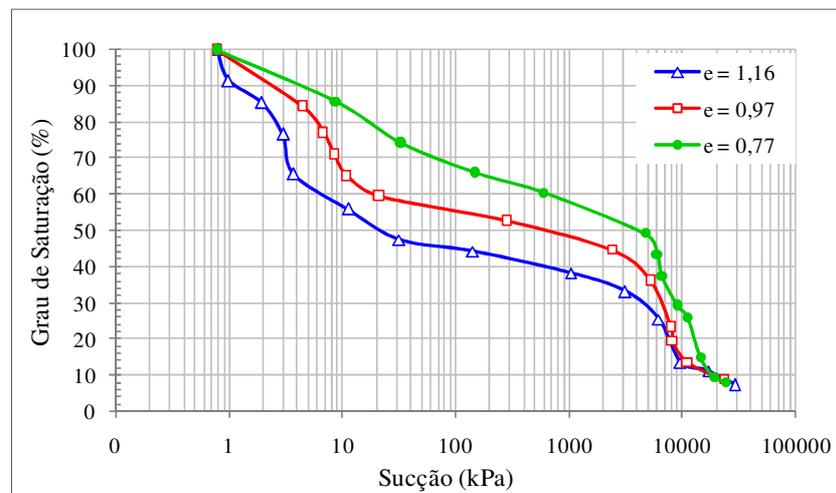


Figura 4.21 – Curvas característica em função do grau de saturação.

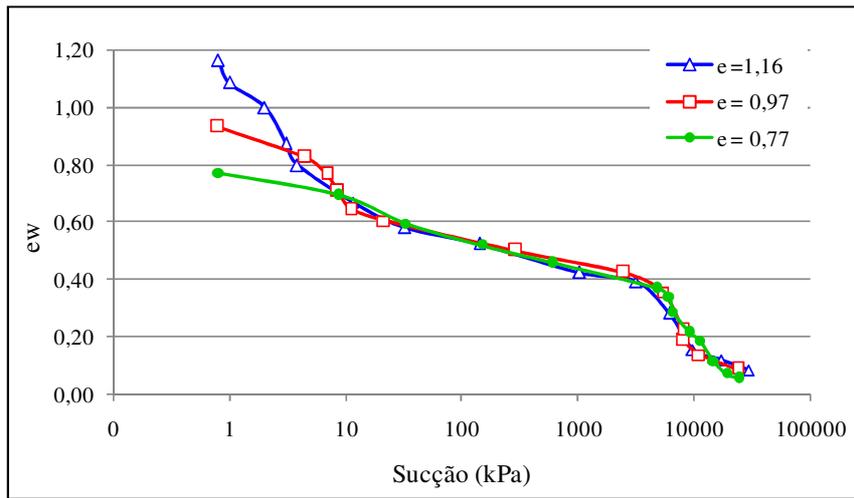


Figura 4.22- Curvas Característica em função do teor de água do solo.

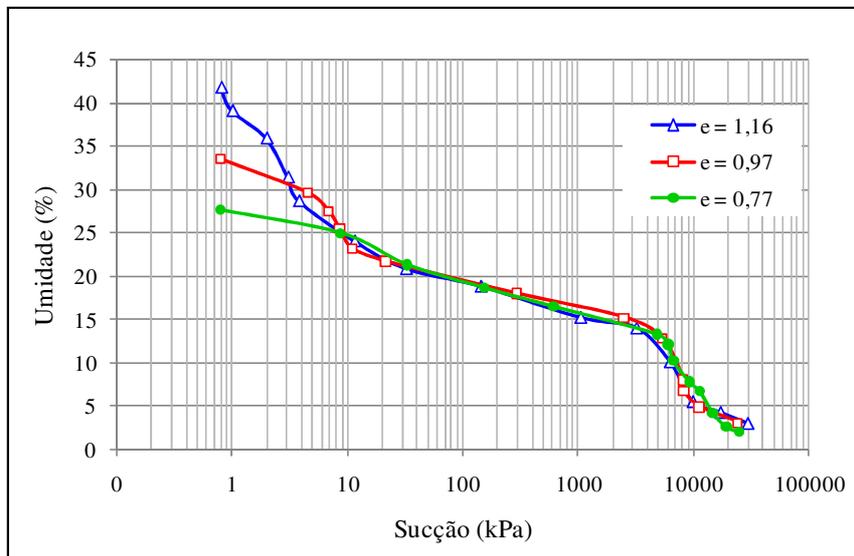


Figura 4.23 – Curvas Característica em função da umidade.

5. Análises dos resultados

Neste capítulo serão apresentadas as análises dos ensaios de laboratório realizados com a amostra utilizada no desenvolvimento desta pesquisa.

5.1. ANÁLISES DA CURVA CARACTERÍSTICA

A partir dos resultados das curvas características com diferentes índices de vazios, obtidas pelo ensaio do papel filtro, conforme discutido no capítulo anterior gerou-se um modelo de curva característica. Este modelo considera o grau de saturação como uma função do índice de vazios e da sucção, diferente do que é considerado em alguns modelos, em que o grau de saturação é função apenas da sucção.

O modelo proposto tem como base o modelo de Wheeler *et al.* 2003, que é formado por retas, na escala logarítmica, como mostrado na Figura 5.1 abaixo:

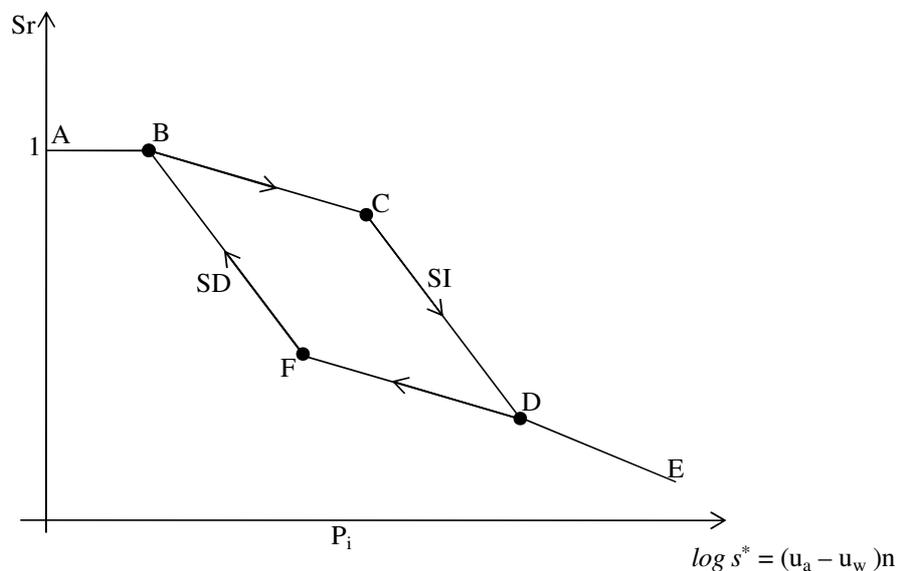


Figura 5.1 – Modelo proposto por Wheeler *et al.* 2003.

O gráfico é representado pela relação entre grau de saturação e sucção modificada, obtida pelo produto da sucção pelo valor da porosidade. Cada trecho representado na figura possui um significado físico, os quais são definidos a seguir. No trecho AB a amostra continua com o grau de saturação igual a 100%, as retas BC e FD são paralelas e representam o trecho em que a sucção da amostra já é conhecida pelo solo, e as retas BF e CD, denominadas SD e SI, que também são paralelas, porém representam o trecho virgem de sucção para a amostra em estudo.

O conjunto de retas formado pelos pontos ABCDE corresponde a uma trajetória de secagem, e os pontos EDFBA uma trajetória de molhagem. O ponto B corresponde ao valor de entrada de ar na macroestrutura e o ponto D corresponde ao valor de entrada de ar na microestrutura.

O modelo proposto nesta pesquisa é uma simplificação do modelo proposto por Wheeler *et al.* (2003) considerando apenas trajetórias mistas (secagem e molhagem) para os ensaios de curvas características, e também é formado por retas, representado pela Figura 5.2. Este modelo também parte da relação entre grau de saturação e sucção modificada.

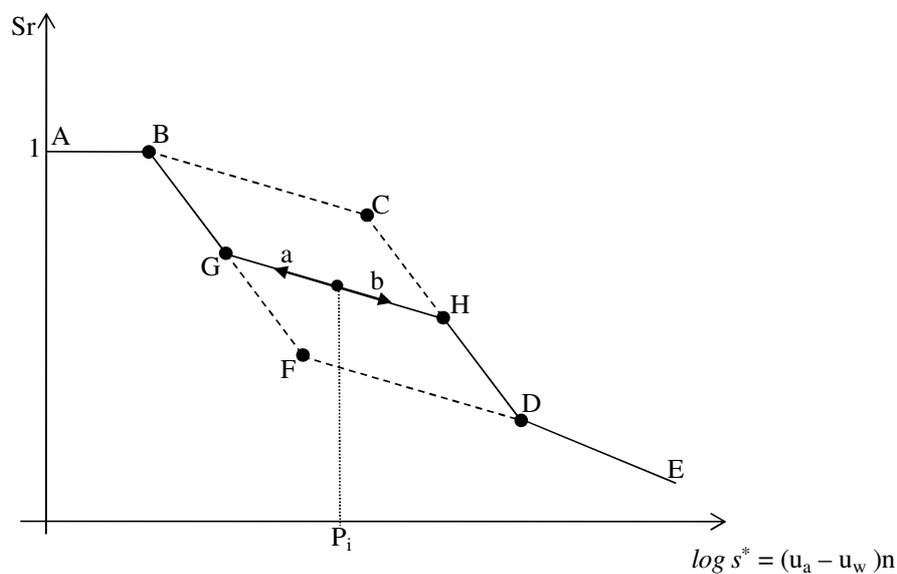


Figura 5.2 – Modelo de curva característica proposto.

Neste modelo, a partir do ponto inicial P_i (estado inicial), seguindo uma trajetória de molhagem (a), a curva característica segue sobre a reta GH que é paralela a reta BC. Esta reta GH intercepta a reta BF no ponto G, no qual ocorre uma mudança na inclinação da curva característica,

indicando o início do trecho virgem de sucção para trajetória de molhagem. Do ponto inicial até o ponto G é elástico, ou seja, um trecho pelo qual o solo já foi submetido a ciclos de secagem e molhagem. Por outro lado, o trecho representado pelo ponto G até o ponto B corresponde a um trecho virgem de molhagem, ou seja, esse solo não possui em seu histórico sucção correspondente a esses valores em ciclos de molhagem.

Da mesma forma, seguindo a trajetória de secagem (b), a curva característica intercepta a reta CD no ponto H, que corresponde ao limite de ciclagem de secagem e molhagem semelhante ao ponto G. A partir do ponto H, a curva segue um trecho virgem para a trajetória de secagem até o momento em que a água começa a sair do microporo, ou seja, até alcançar o valor de entrada de ar no microporo representado pelo ponto D.

O comportamento verificado experimentalmente com os ensaios realizados em laboratório pode ser perfeitamente reproduzido pelo modelo proposto, como mostra a Figura 5.3 a seguir.

Sendo assim, é possível determinar a inclinação das retas BF e CD (κ e λ) e das retas BC, GH e FD de forma simples. Além disso, é possível determinar os pontos em que há mudança de comportamento da curva característica, ou seja, o ponto B que é o ponto de entrada de ar na macroestrutura, o ponto D que é o ponto de entrada de ar na microestrutura e ainda o ponto C, que é o ponto de transição entre o trecho de recarregamento de sucção e o trecho virgem de sucção.

Os parâmetros necessários para a representação dos dados experimentais pelo modelo proposto nesta pesquisa são os seguintes: inclinação da reta GH (κ); inclinação das retas BG e HD (λ); valor de entrada de ar nos macroporos (V_{ar}), ou seja, ponto B; grau de saturação residual ($S_{r_{res}}$), ponto F, a sucção modificada $(u_a - u_w)_{SI}$, ponto C e, o valor de sucção natural da amostra (P_i), a partir do qual se iniciou a trajetória mista.

Os valores das variáveis em função do índice de vazios foram obtidos por meio dos ajustes dos gráficos apresentados e são mostrados na Figura 5.3 e na Tabela 5.1 a seguir:

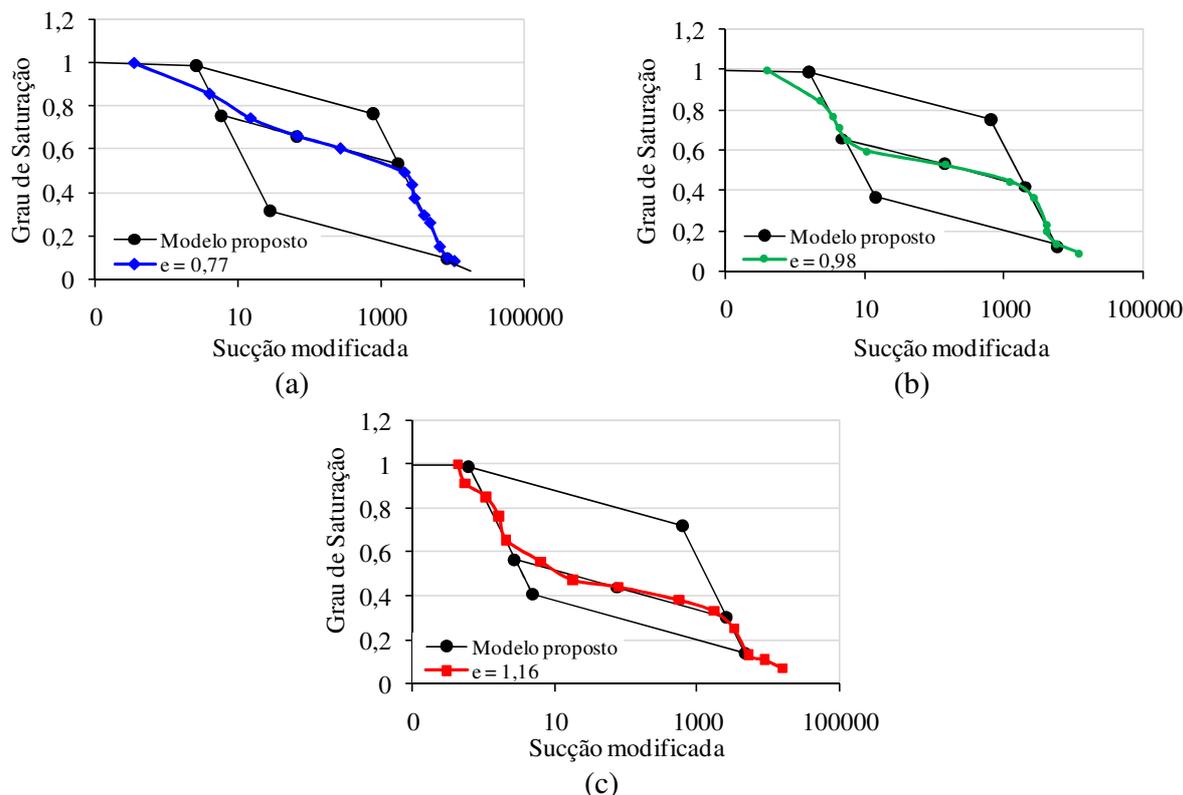


Figura 5.3 – Dados experimentais das curvas características e a representação pelo modelo proposto para os diferentes índices de vazios estudados.

Tabela 5.1 – Parâmetros do modelo em função do índice de vazios

e	V_{ar}	Sr_{res}	(u_a-u_w)_{SI}
1,16	0,6	0,41	580
0,98	1,5	0,37	630
0,77	2,5	0,32	750

Conforme apresentado na Figura 5.3 e na Tabela 5.1, os índices de vazios não influenciam nos parâmetros κ_s e λ_s . No entanto, o incremento nos valores de índice de vazios diminui os valores de entrada de ar e da sucção natural do solo e aumenta o grau de saturação residual.

Na Figura 5.4 são plotados os valores dos parâmetros V_{ar} , Sr_{res} e $(u_a - u_w)_{SI}$ em função do índice de vazios, onde verifica-se que a variação desses parâmetros com o índice de vazios pode ser representado por um ajuste linear. As equações (5.1), (5.2) e (5.3) representam esses ajustes.

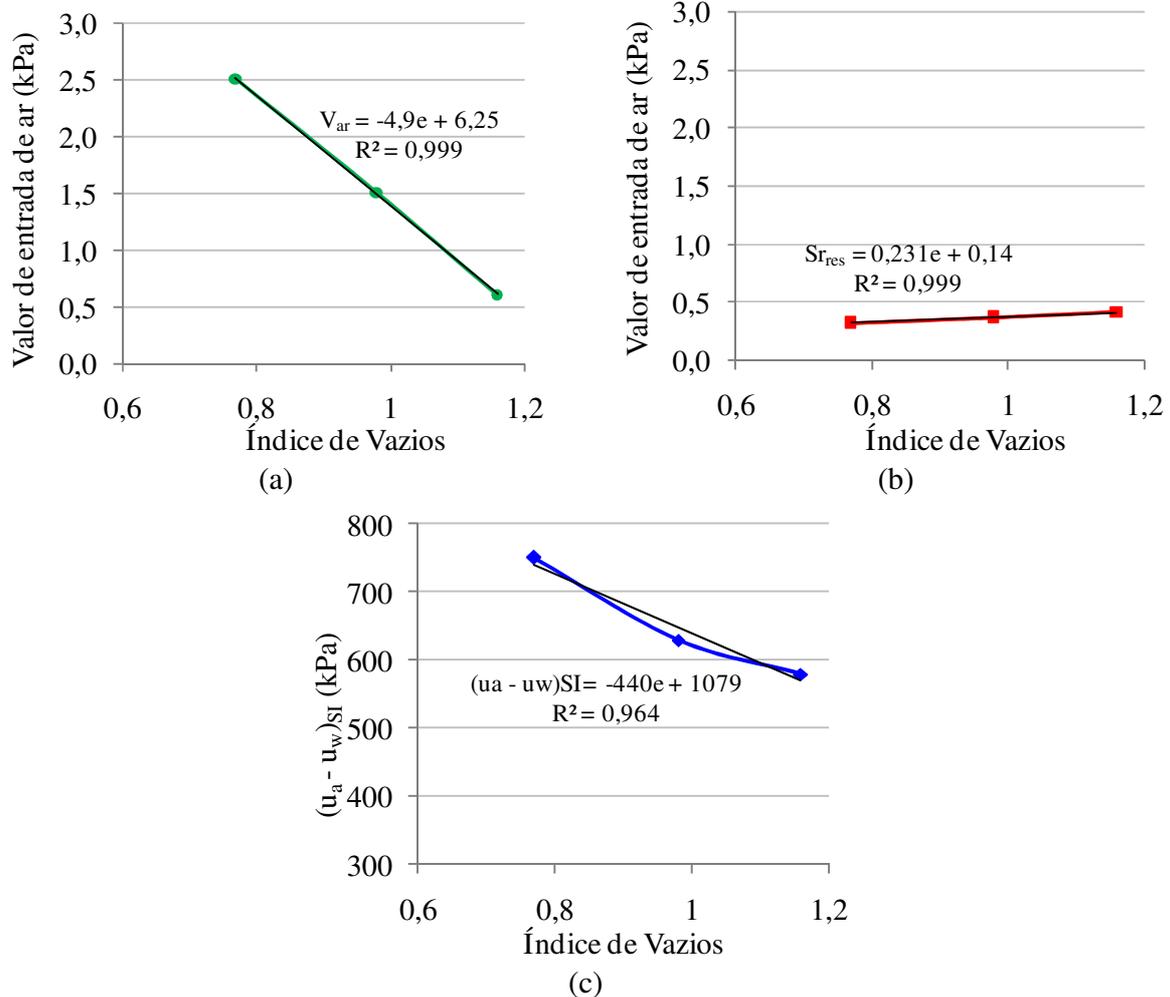


Figura 5.4 – Ajuste do Grau de Saturação, Valor de entrada de ar e da sucção com os diferentes índices de vazios.

A completa modelagem da curva característica pode ser representada pelas equações que relacionam o índice de vazios com as variáveis: grau de saturação residual, valor de entrada de ar e ainda a sucção SI da amostra, mostradas a seguir:

$$(u_a - u_w)_{SI} = -440e + 1079 \quad (5.1)$$

$$V_{ar} = -4,9e + 6,25 \quad (5.2)$$

$$S_{r_{res}} = 0,231e + 0,14 \quad (5.3)$$

Assim, a partir das equações (5.1), (5.2 e (5.3 e dos valores de λ e κ , é possível escrever uma equação para a curva característica em função do índice de vazios e da sucção, conforme apresentado a seguir:

$$\begin{aligned}
 S_r &= 1 \text{ se } s < s_{ar} \\
 S_r &= 1 - \lambda s * \log\left(\frac{s}{s_{ar}}\right) \text{ se } s_{ar} < s < s_{sd} \\
 S_r &= 1 - \kappa s * \log\left(\frac{s}{s_{sd}}\right) \text{ se } s_{sd} < s < s_{si} \\
 S_r &= 1 - \lambda s * \log\left(\frac{s}{s_{si}}\right) \text{ se } s_{si} < s < s_{mic} \\
 S_r &= 1 - \kappa s * \log\left(\frac{s}{s_{mic}}\right) \text{ se } s_{mic} < s
 \end{aligned}
 \tag{5.4}$$

onde, s_{ar} é o valor de entrada de ar no micro poro, s_{sd} e s_{si} representam os pontos G e H na figura 5.2, e s_{mic} representa o valor de entrada de ar no micro poro. Neste trabalho os valores de $\lambda s = 0.65$ e $\kappa s = 0.09$.

5.2. ANÁLISE DA DISTRIBUIÇÃO DE POROS

Conforme apresentado no capítulo de revisão bibliográfica, a distribuição de poros por meio de ensaios de porosimetria por injeção de mercúrio, é uma importante ferramenta para compreender o comportamento mecânico e hidráulico do solo.

Uma importante informação obtida por meio desse ensaio é o PSD (densidade de tamanho de poros) que é a derivada da distribuição dos tamanhos dos poros. O PSD é obtido a partir da Equação (5.5, que fornece o diâmetro dos poros dominantes da amostra.

$$PSD = \frac{-de}{d(\log D)} \tag{5.5}$$

Prapaharan *et al.* (1985) apresentam as curvas características de um solo argiloso obtidas pelo MIP e por uma técnica convencional, a qual não é identificada pelos autores, como mostra a Figura 5.5

Observa-se que para os menores valores de sucção, em torno de 10 kPa, as duas curvas são coincidentes. Entre 10 e 200 kPa, os valores de sucção obtidos pelo MIP são maiores que os fornecidos pela técnica tradicional. A partir de 200 kPa as curvas obtidas pelas diferentes técnicas se distanciam, sendo os valores do MIP inferiores aos valores da outra técnica utilizada.

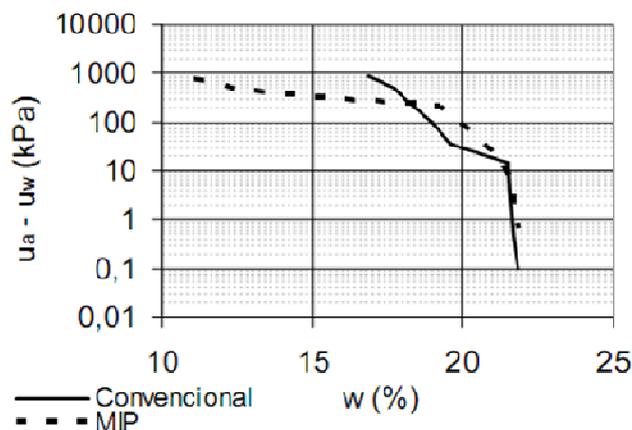


Figura 5.5 - Curvas características obtidas pelo MIP e pela técnica convencional (Prapaharan *et al.*, 1985).

Romero (1999) realizou ensaios utilizando o SMI e a técnica de equilíbrio a vapor para a determinação das curvas características de amostras de solo com diferentes densidades. Os resultados obtidos pelo autor, foram comparados aos obtidos utilizando os resultados dos ensaios de porosimetria por injeção de mercúrio, para valores de densidades de 16,7 kN/m³ (Figura 5.6a) e 13,7 kN/m³ (Figura 5.6b). Observa-se que as curvas obtidas por meio dos métodos convencionais e do MIP, embora não possuam os mesmos valores, apresentam uma boa concordância quanto à forma.

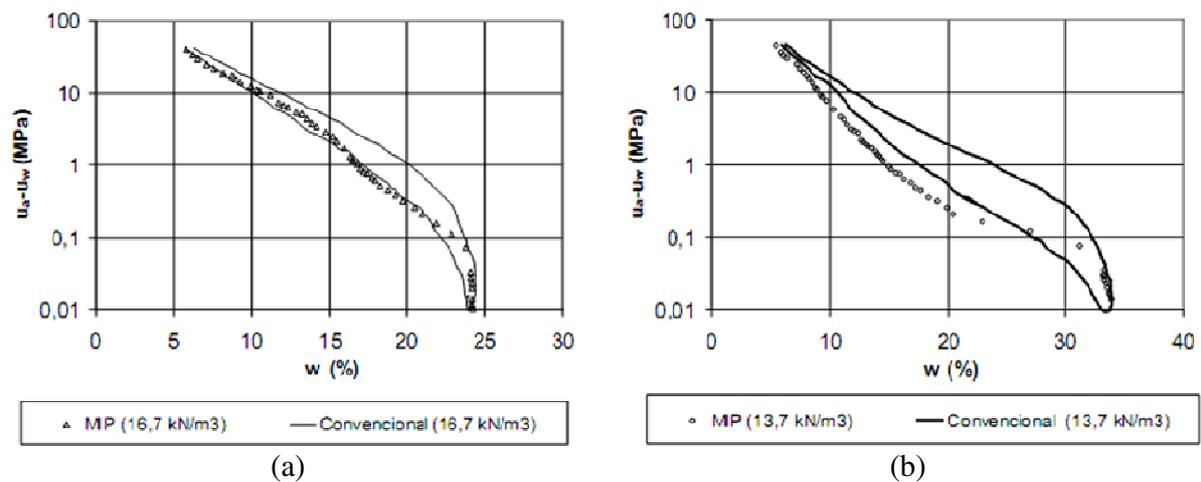


Figura 5.6 – Curvas características obtidas pelo MIP e outras técnicas convencionais: a) $\gamma = 16,7 \text{ kN/m}^3$; b) $\gamma = 13,7 \text{ kN/m}^3$ (modificada de Romero, 1999).

Buenfil (2007) apresenta curvas características de duas amostras compactadas com diferentes índices de vazios, essas curvas foram obtidas com a utilização do psicrômetro, o oedômetro com sucção controlada e o MIP, que representou satisfatoriamente os resultados obtidos pelas outras técnicas, confirmando-se como uma boa alternativa na determinação de curvas características.

Sendo assim, o método aplicado por Prapaharan *et al.* (1985) e Romero (1999) se apresenta como uma alternativa confiável na determinação de curvas características do solo, sendo necessários ensaios de laboratório para validar sua eficiência. Cabe ressaltar que esse método não permite a visualização da histerese das curvas características, sendo essa a desvantagem em relação aos outros métodos tradicionais de determinação de sucção dos solos.

Entretanto, nesta pesquisa utilizou-se o mesmo princípio de obtenção da curva característica a partir do MIP, porém a técnica desenvolvida por Mascarenha (2008) que propõe o caminho inverso, a determinação da distribuição de poros por meio da curva característica. Essa técnica parte da Equação de Kelvin, apresentada a seguir que, permite relacionar a sucção ($u_a - u_w$), a tensão superficial do líquido, T_s e, o raio de curvatura do menisco, R_s . Sabendo-se que o raio de curvatura do menisco, é função do tamanho do poro existente no interior da amostra e da quantidade de água armazenada no interior desse poro, é possível obter uma relação entre a o diâmetro do poro e a sucção.

$$(u_a - u_w) = \frac{2T_s}{R_s} \quad (5.6)$$

Seguindo a sugestão de Mascarenha (2008) foi possível obter as curvas de distribuição de poros para a amostra estudada com os diferentes índices de vazios, como mostra a Figura 5.8 apresentada adiante. Observa-se, então, que a amostra natural ($e = 1,16$) possui uma estrutura bimodal, ou seja, existem dois tamanhos de poro dominantes, como mostra a Figura 5.7a. Após o processo de carregamento até 1000 kPa, seguido de descarregamento, há uma redução na densidade de macroporos (Figura 5.7b), porém a estrutura permanece bimodal. E após a saturação, a estrutura da amostra passa ser unimodal, sendo que é evidente a predominância apenas dos microporos, como pode ser visto na Figura 5.7c).

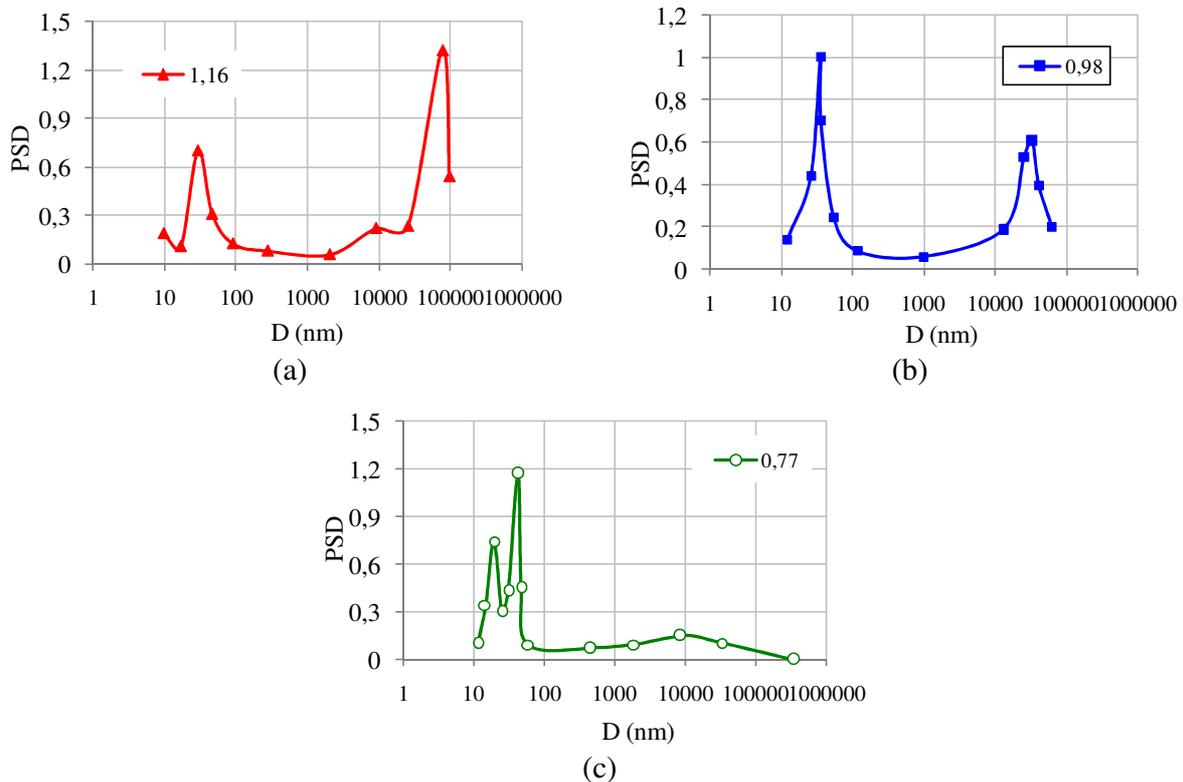


Figura 5.7 – Distribuição de poros para cada índice de vazios estudado.

Para uma melhor visualização da modificação da distribuição de poros para diversos índices de vazios, devido a diferentes trajetórias de carga e sucção do solo estudado, os gráficos da Figura 5.7 foram acoplados em um único gráfico, conforme mostra a Figura 5.8. Observa-se que a

redução dos valores de índice de vazios do solo provoca o fechamento dos macroporos da amostra e a translação dos valores do diâmetro de poros dominante na macroestrutura conforme verificado por Buenfil (2007).

Por outro lado, não houve alterações na distribuição de poros da microestrutura do solo após a carga e o umedecimento, independente da trajetória seguida, do nível do colapso e do valor de índice de vazios final. A manutenção da distribuição de poros microestrutural com as trajetórias de carregamento também foi verificada por Simms & Yanful (2002), Romero et al. (2005) e Buenfil (2007). Esses resultados confirmam a definição de microestrutura de Romero & Vaunat (2000), no qual a microestrutura é a parte do solo não afetada por trajetórias de carregamento.

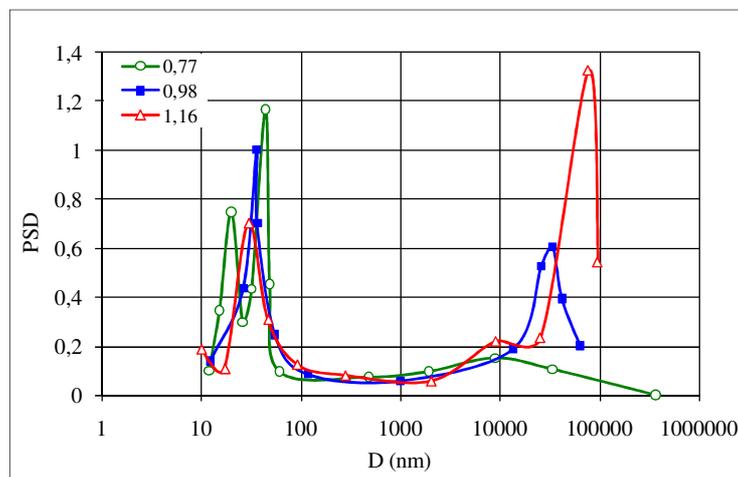


Figura 5.8 - Distribuição de poros para os diferentes índices de vazios estudados.

5.3. ANÁLISE DOS ENSAIOS DE ADENSAMENTO

Como explicado no item anterior, foi definida uma função que relaciona o grau de saturação com o índice de vazios e com a sucção. Vale ressaltar que a função definida por meio do ensaio de perda de água com o tempo, elucidado no capítulo anterior, permitiu a definição do grau de saturação para qualquer instante do ensaio.

O ensaio de adensamento fornece dados de índice de vazios, a umidade inicial é conhecida e o tempo de duração do ensaio é determinado. Assim, utilizando as Equações (5.7 e (5.8, obtidas a

partir dos resultados dos ensaios de perda de água, foi calculada a variação da umidade com o tempo e assim foi possível obter a umidade em qualquer instante do ensaio de adensamento.

$$w_c = w_i - (0,35 \cdot \log t) - \text{para } t < 240 \text{ min} \quad (5.7)$$

$$w_c = w_k - 1,7 \log \left(\frac{t_k}{240} \right) - \text{para } t > 240 \text{ min} \quad (5.8)$$

Onde:

w_c – Umidade corrigida;

w_i – Umidade inicial;

w_k – Umidade referente a última tensão menor que 240 minutos;

t – tempo decorrido após o início do ensaio.

Conhecidos os diferentes índices de vazios, a umidade inicial e peso específico dos grãos foi possível calcular o grau de saturação para qualquer instante de realização do ensaio de adensamento. De posse dos dados de índices de vazios, grau de saturação para cada instante e da Equação 5.4 foi possível a determinação da sucção para qualquer instante de realização do ensaio.

A Figura 5.9 apresenta gráficos que mostram a diferença entre a determinação da sucção com a consideração da variação da umidade durante a realização dos ensaios e sem a consideração dessa variação.

A Figura 5.9 apresenta ainda, os valores de sucção para cada nível de carga do ensaio de adensamento. Pode ser observado que para as umidades mais altas estudadas (22% e 24%) a consideração de que a umidade é constante durante o ensaio, é válida. Porém, para as umidades mais baixas (16%, 18% e 20%), essa consideração de umidade constante não é correta, pois, ao considerar a umidade constante, durante o fechamento dos vazios supõe-se o aumento da saturação do solo e a conseqüente redução dos valores de sucção. No entanto, a redução da umidade pela perda de água para o meio pode compensar a redução do índice de vazios e diminuir a saturação do solo, gerando incrementos nos valores de sucção.

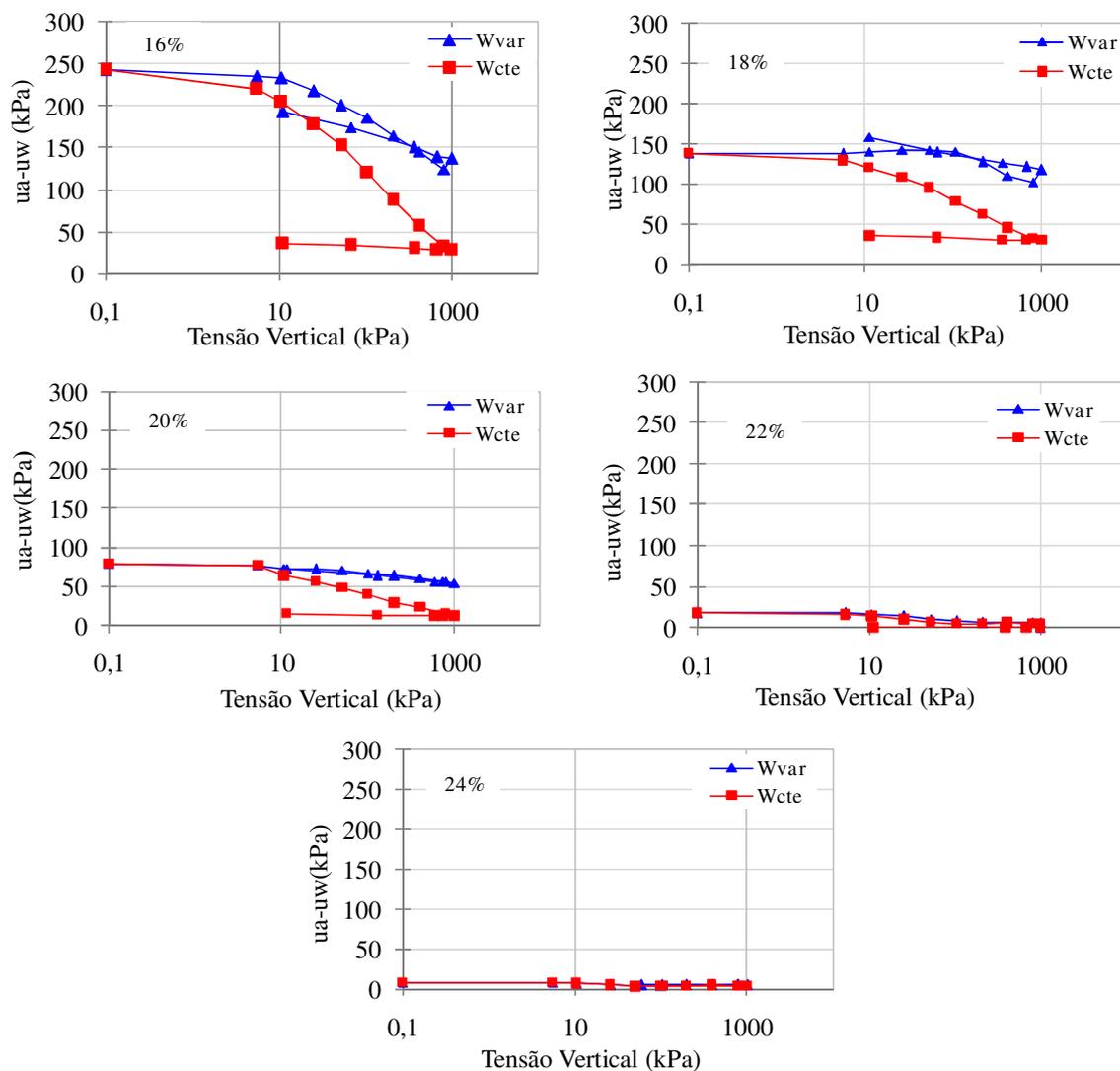


Figura 5.9 – Consideração da variação da sucção durante um ensaio com umidade constante.

Para cada ponto obtido nos diversos ensaios de adensamento foram coletados os dados de índice de vazios, tensão vertical e a sucção, permitindo gerar a superfície de estado para a variação do índice de vazios da amostra estudada.

Utilizando os resultados dos ensaios de adensamento, apresentados no capítulo anterior, e a Equação (5.9) proposta por Lloret & Alonso (1985), gerou-se (Δe) com a tensão vertical e a sucção. Os valores de sucção desta superfície foram determinados considerando os valores de perda de umidade com o tempo.

$$\Delta e = a + b \cdot \log(\Delta\sigma) + c \cdot \log(\Delta u_a - u_w) + d \cdot (\Delta\sigma) \cdot (\Delta u_a - u_w) \quad (5.9)$$

onde a , b , c e d são parâmetros de ajustes da equação. A Tabela 5.2 a seguir mostra os parâmetros fornecidos pelo melhor ajuste da superfície:

Tabela 5.2 – Parâmetros da Superfície de Estado.

a	b	c	d
0,0406	0,0841	0,0226	0,0347

A Figura 5.10 apresenta esta superfície de estado, onde é possível observar o comportamento colapsível do solo, uma vez que, para um determinado nível de carga, ao reduzir o nível de sucção, a amostra sofre compressão.

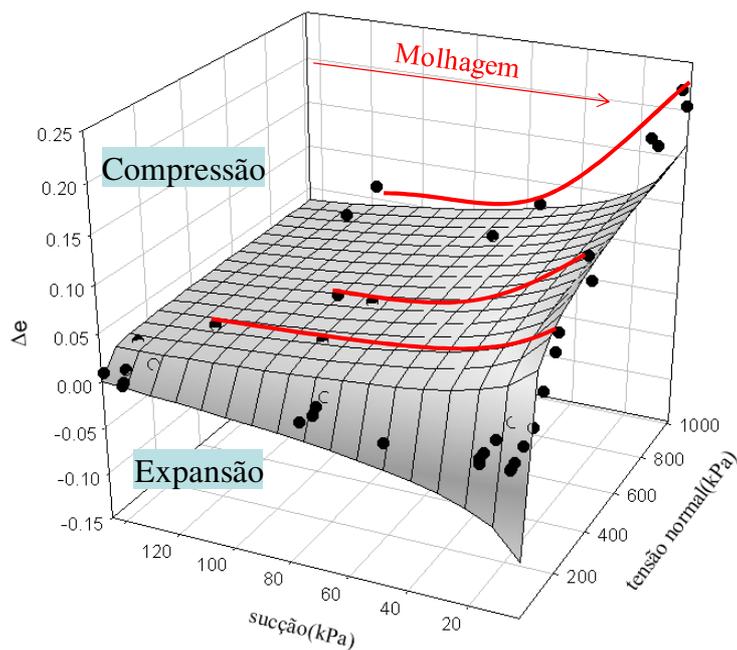


Figura 5.10 – Superfície de estado da variação do índice de vazios.

5.4. ANÁLISE DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO

Conforme apresentado no capítulo anterior, a Tabela 5.3 a seguir apresenta o resumo dos valores de coesão e atrito, obtidos para os diversos ensaios de resistência ao cisalhamento. Os valores foram obtidos pelas equações geradas a partir do critério de ruptura definido por Pacheco e Silva e do critério da tensão cisalhante máxima.

Tabela 5.3 - Parâmetros de resistência obtidos nos ensaios de Cisalhamento.

Umidades	Tensão Cisalhante Máxima		Pacheco e Silva	
	c (kPa)	ϕ (°)	c (kPa)	ϕ (°)
16%	40,8	46	53,5	40
18%	20,2	42	18,9	42
20%	40,2	31	39,4	31
22%	26,9	35	26,9	35
24%	7,8	35	7,8	35
Saturado	1,5	30	1,1	30

Após análise prévia dos dados da Tabela 5.3, notou-se uma grande discrepância entre os valores de ângulo de atrito e de coesão para as amostras ensaiadas e, ainda, a inexistência de um padrão de crescimento ou decréscimo da coesão com relação ao teor de umidade das amostras, o que não retrata o comportamento esperado.

Os dados obtidos nos ensaios de resistência ao cisalhamento foram tratados com a expectativa de ajustar todos os pontos obtidos em uma envoltória de ruptura estendida, semelhante à proposta por Fredlund & Rahardjo (1993), representada pela Figura 5.11. Os autores comentam que durante a realização do ensaio com umidade constante a trajetória de tensão se desloca em função da variação da sucção.

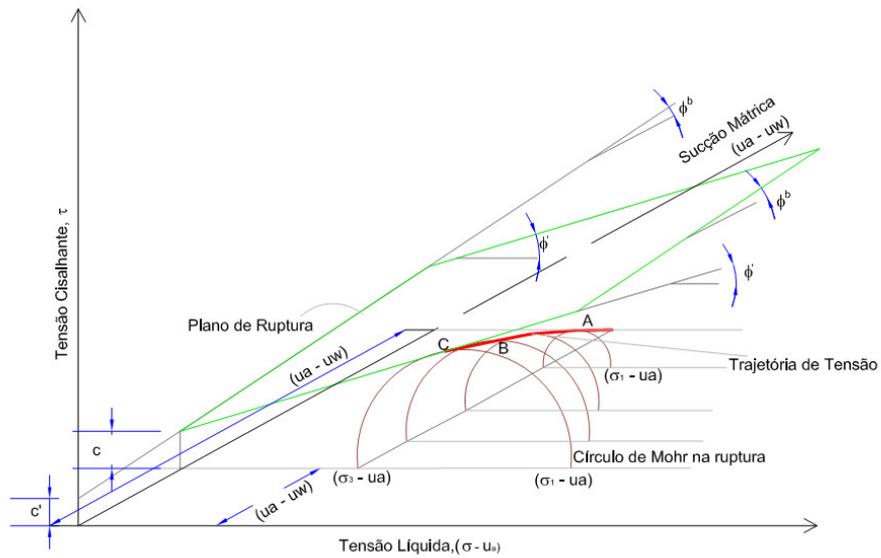


Figura 5.11 – Trajetória de tensão para o ensaio realizado com umidade constante. (Fredlund & Rahardjo, 1993 - modificado).

A envoltória de resistência, obtida com os dados dos ensaios de resistência ao cisalhamento realizados para os diferentes teores de umidade, é apresentada pela Figura 5.12 a seguir. Vale ressaltar que os valores de sucção foram obtidos considerando a redução dos valores de umidade devido a perda de água para o meio.

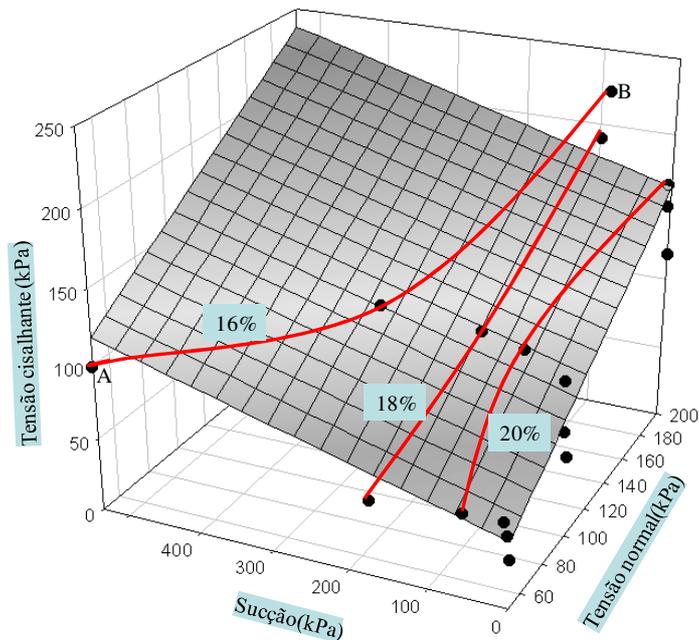


Figura 5.12 – Envoltória de resistência ao cisalhamento estendida.

Com auxílio da envoltória de resistência ao cisalhamento, foi realizado um ajuste dos dados obtidos ao plano, seguindo a Equação .

$$\tau = c + (\sigma - u_a) \cdot \operatorname{tg} \phi' + (u_a - u_w) \cdot \operatorname{tg} \phi^b \quad (5.10)$$

Com esse ajuste foi possível obter os valores dos parâmetros de resistência para a condição não saturada da amostra, c' - coesão, ϕ^b - ângulo de atrito interno devido a sucção e ϕ - ângulo de atrito interno do critério de ruptura de Mohr Coulomb como mostra a Tabela 5.4.

Tabela 5.4 – Parâmetros de resistência para a condição não saturada.

Coesão efetiva (kPa)	ϕ' (°)	ϕ^b (°)
4,70	40	7,8

Os valores de ângulo de atrito do critério de ruptura de Mohr Coulomb encontrados foram considerados valores elevados. O ângulo de atrito interno devido à sucção (ϕ^b) não atingiu as expectativas e os valores de coesão provenientes da envoltória ficaram próximos aos valores encontrados anteriormente para a amostra saturada.

Entretanto, não se pode afirmar que os dados dos ensaios de resistência ao cisalhamento, com diferentes teores de umidade, obtidos pela envoltória de resistência, estão incorretos.

Nota-se, pela análise da envoltória de resistência, que houve uma variação nos níveis de sucção durante o ensaio, como, por exemplo, o ensaio de resistência ao cisalhamento com o teor de umidade da amostra igual a 16%, onde a sucção varia de 500 kPa a 80 kPa, representados pelos pontos A e B apresentado na Figura 5.12, respectivamente. Assim, a tentativa de gerar uma envoltória para essa amostra nos leva a uma reta que interpola pontos que não fazem sentido físico em serem ajustados.

Outro fator que deve ser levado em consideração é a mudança da estrutura da amostra durante a realização do ensaio. Conforme visto na Figura 5.7, há uma mudança na distribuição de poros na amostra, passando de uma estrutura predominantemente macroestrutural para microestrutural

quanto submetida a carregamento. Dessa forma, a relação entre microestrutura e a macroestrutura no comportamento do solo é alterada quando a tensão normal do ensaio de cisalhamento varia de 50 kPa a 200 kPa.

Por fim, durante o ensaio, acontece uma variação do mecanismo de cisalhamento da amostra. Por exemplo, para a amostra de 16% de umidade, os pacotes formados pelos grãos de argila estão mais secos, portanto, mais rígidos e se comportam como grãos de areia. Tal fato foi verificado na curva de resistência ao cisalhamento com carregamento de 200 kPa para o teor de umidade de 16%, rerepresentada pela Figura 5.13, onde houve o fenômeno de dilatância que é, predominantemente, comportamento de solos pré adensados e areias densas.

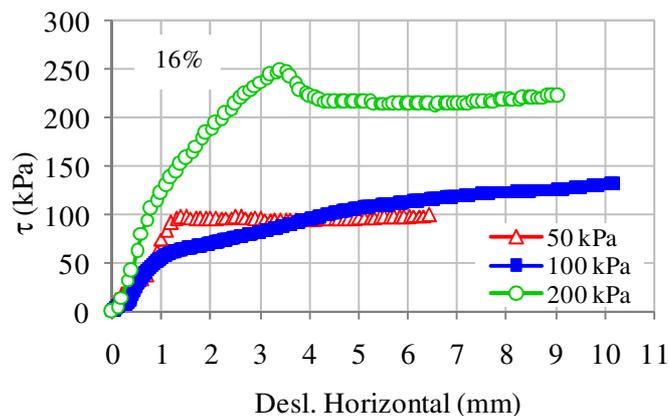


Figura 5.13 – Curva de resistência ao cisalhamento para a amostra com 16% de umidade.

Além do exposto, e conforme pode ser visto na curva granulométrica realizada após o processo de compactação da amostra de solo sem defloculante apresentada na Figura 5.14, a amostra seca possui uma grande porcentagem de grãos de argila que estão unidos em pacotes com granulometria típica de areia, além disso, o baixo teor umidade aumenta a rigidez desses pacotes de argila, de modo que a resistência ao cisalhamento ocorre pelo atrito entre os pacotes de argila, fazendo com que o comportamento da amostra estudada seja semelhante ao comportamento de uma areia.

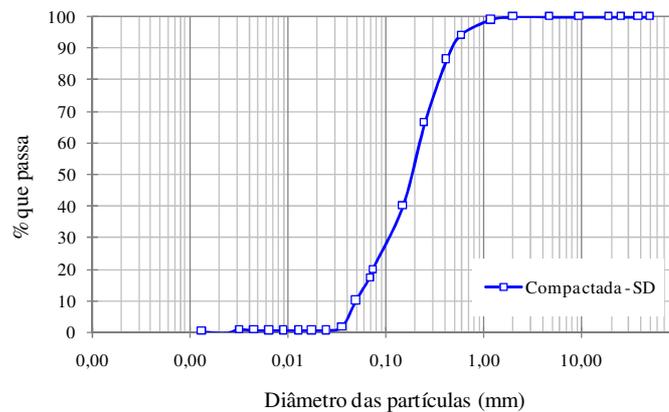


Figura 5.14 – Curva granulométrica da amostra compactada sem defloculante.

O aumento do teor de umidade das amostras ensaiadas causa um amolecimento dos pacotes de argila ao ponto de modificar o comportamento quanto à resistência ao cisalhamento das amostras. Sendo que, para a condição saturada, o cisalhamento age no interior dos pacotes de argila e o comportamento passa a ser semelhante ao comportamento de uma argila saturada.

A transição entre o comportamento dos pacotes de argila, semelhante a areia e a argila, pode ser ilustrado conforme a Figura 5.15, onde para as condições mais secas o comportamento da amostra tende a ser semelhante ao comportamento de areia e com o aumento no teor de umidade esse comportamento tende a se assemelhar cada vez mais ao comportamento de uma argila.

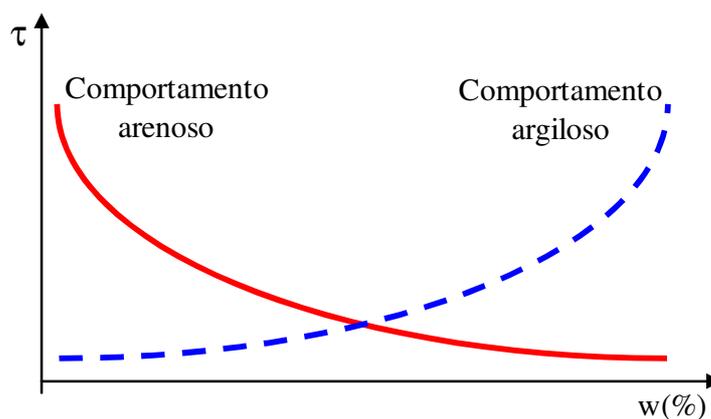


Figura 5.15 – Esquema do mecanismo de resistência ao cisalhamento da amostra estudada.

Cabe ressalva que utilizando a metodologia apresentada nessa dissertação foi possível avaliar o valor da sucção durante o ensaio de cisalhamento direto e assim corrigir os resultados das sucções e traçar a superfície de estado para a resistência da amostra.

Entretanto, a envoltória de ruptura estendida proposta por Fredlund & Rahardjo (1993) não se aplica para a amostra estudada, visto que o comportamento quanto a resistência ao cisalhamento é influenciado pela sucção, pela mudança na estrutura da amostra e pelo teor de umidade.

6. Conclusões e sugestões finais

6.1. CONCLUSÕES

Com base nos resultados apresentados e nas análises realizadas, conclui-se que:

- A determinação de parâmetros não saturados por meio de ensaios convencionais é de grande dificuldade em sua aplicação, pois demanda um tempo grande e requer equipamentos que não estão disponíveis na maioria dos laboratórios de geotecnia;
- O solo deve ser encarado como um meio poroso e multifásico. Seu comportamento não pode ser entendido sem a análise conjunta da influência da distribuição de poros e das suas diferentes fases;
- O avanço no desenvolvimento de modelos constitutivos para solos não saturados não ;e acompanhado por técnicas experimentais de fácil utilização e que viabilize a utilização destes modelos na prática da Engenharia Civil;
- Apesar da pequena variação de peso específico, a técnica de compactação semi – estática se mostra eficiente para a obtenção de amostras homogêneas, sendo bastante útil quando se pretende entender o comportamento do material, sendo possível isolar variáveis;
- A técnica do papel filtro associada a metodologia de obtenção de amostras com diferentes índices de vazios, permite estudar a influência da porosidade na capacidade de retenção do solo;
- Ensaios, considerados com umidade constante, devem prever formas de avaliar a interação da amostra com o meio, em condições semelhantes as que estes ensaios são realizados;
- As variáveis de estado (índice de vazios, umidade) devem ser avaliadas no início e ao final da realização de cada ensaio;

- O comportamento da amostra é fortemente influenciado pela presença de pacotes de argila e isso pode ser perfeitamente visualizado nos ensaios de granulometria;
- A amostra com porosidade próxima a encontrada em campo, pode ser obtida por meio de compactação semi-estática variando a umidade e a energia de compactação;
- A consideração de que os ensaios realizados em laboratório ocorrem com umidade constante pode levar a erros relevantes;
- Os resultados dos ensaios de perda de água da amostra foram capazes de prever, de forma satisfatória, a trajetória de umidade durante a realização dos ensaios;
- A umidade inicial e a consideração da umidade constante, durante a realização dos ensaios de laboratório, têm forte influência na trajetória do grau de saturação durante o ensaio. E isso, tem grande influência nos resultados destes ensaios;
- A variação na umidade tem forte influência na resposta mecânica do solo estudado, sendo que, no caso do ensaio de cisalhamento essa resposta pode ser visualizada em termos da forma da curva tensão/deformação e nos valores de coesão aparente;
- A realização do ensaio de curva característica com diferentes índices de vazios se mostrou uma ferramenta útil para avaliar a distribuição de poros, uma vez que a mudança na porosidade afeta visivelmente a forma da curva característica;
- O modelo para curva característica proposto conseguiu reproduzir com sucesso os resultados experimentais realizados;
- Associando o modelo proposto para curva característica e o ensaio de perda de água, foi possível avaliar a trajetória de sucção durante os ensaios de laboratório;
- A metodologia apresentada na Figura 6.1 permite, por meio de um procedimento padrão, a obtenção dos parâmetros não saturados do solo estudado;

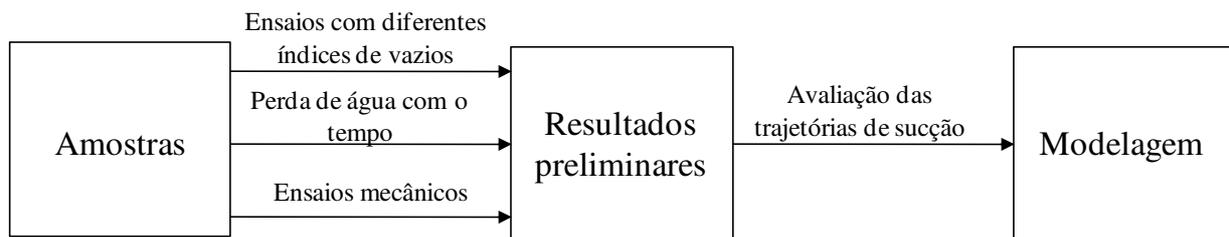


Figura 6.1 – Procedimento de obtenção dos parâmetros não saturados.

- A partir dos resultados obtidos, foi possível traçar a superfície de estado para o solo estudado.
- A consideração da envoltória de Mohr – Coulomb para solos que possuem pacotes de argila, se mostra ineficaz uma vez que desconsidera a interação existente entre a distribuição de poros, rigidez das concreções e volume de água armazenado.

6.2. SUGESTÕES FINAIS

A partir das conclusões obtidas com o desenvolvimento deste trabalho, e das deficiências durante a realização do mesmo, sugere-se:

- Validação da metodologia proposta neste trabalho com ênfase para os ensaios de curva característica com diferentes índices de vazios;
- Realização de ensaios de perda de água em amostras com diferentes teores de umidades iniciais;
- Estudar técnicas de obtenção de amostras artificiais que reproduz da forma mais fiel possível as condições encontradas em campo;
- Utilizar a metodologia de obtenção de parâmetros em modelos elastoplásticos, tais como o Modelo Básico de Barcelona, e outros;
- Utilizar os parâmetros encontrados em simulações de obras de Engenharia Civil.

Referências Bibliográficas

ABNT (1986). Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização: NBR-6457, ABNT, Rio de Janeiro, RJ, 9 p.

Alonso, E., Gens, A. & Josa, A. (1990). A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique*, 40 (3): 405-430.

Alonso, E, Vaunat, J. & Gens, A (1999). Modelling the mechanical behaviour of expansive clays. *Engineering Geology*, 54: 173-183.

ASTM, (2003) Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper. ASTM D 5298.

Azevedo, J. A. D. & Silva, E. M. da (1999). Tensiômetro : dispositivo prático para controle de irrigação. Embrapa Cerrados. Circular Técnica, 1: 1-39.

Barrera, M. B. (2002). Estudio Experimental del Comportamiento Hidro-mecánico de Suelos Colapsables. Tese de doutorado, Departamento de Engenharia de Terreno e Cartografia, Universidade Politécnica da Catalunia, Barcelona, 480 p.

Bishop, A. W. (1959). The principle of effective stress. Lecture delivered in Oslo, Norway in 1995, printed in *Teknisk Ukeblad*, 106 (39): 859-863.

Bishop, A. W., & Blight, G. E. (1963). Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils. *Geotechnique*, 13 (3): 177-197.

Buenfil, C. M. B. (2007). Caracterización Experimental del Comportamiento Hidromecánico de una Arcilla Compactada. Tese de doutorado, Departamento de Engenharia de Terreno e Cartografia, Universidade Politécnica da Catalunia, Barcelona, 466 p.

Calle, J.A.C. Análise de ruptura de talude em solo não saturado. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2000, 156p.

Camapum de Carvalho, J., Crispel, J. J, Mieussens, C., Nardone, A., La Reconstitution des Éprouvettes em Laboratoire, Théorie et Pratique Opératoire, Rapport de recherche LCPC, n° 145, 54p.

Camapum de Carvalho, J. (2007). Relato sessão 2: Solos expansivos e colapsáveis. VI Simpósio Brasileiro de Solos não Saturados, Salvador, Bahia, 2: Xx-xx.

Camapum de Carvalho, J. & Leroueil, S. (2000). Modelo de normalização da curva característica. 32º Reunião Anual de Pavimentação, Brasília, DF, 1:96-106.

Camapum de Carvalho, J. & Leroueil, S. (2004). Curva característica de sucção transformada. Solos e Rochas, 27 (3): 231-242.

Campos, I. C. O., Guimarães, E. M. & Camapum de Carvalho, J. (2008). Busca de entendimento da curva característica de materiais expansivos. XIV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Búzios, Rio de Janeiro, 1535-1542.

Coleman, J. D., (1962). Stress/Strain relations for partly saturated soils. Geotechnique 12 (4), 348-350.

Cordão Neto, M. P. (2005). Análise hidro-mecânica de barragens de terra construídas com materiais colapsíveis. Tese de Doutorado, Publicação G.TD – 028/05, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 152 p.

Cui, Y.J., & Delage, P. (1996). Yielding and plastic behaviour of an unsaturated compacted silt. Géotechnique, 46 (2): 291-311.

Delage, P. & Graham, J. (1996). Mechanical behaviour of unsaturated soils: understanding the behaviour of unsaturated soils requires reliable conceptual models. Proceedings of 1st International Conference on Unsaturated Soils, Paris, França, 1223-1256.

Delage, P. , Cui, Y.J. Cui, Y.J, Howatt, M.D (1996). Microstructure of a compacted silt. Canadian Geotechnique Journal, 33: 150-158.

Delage, P. & Lefebvre, G. (1984). Study of the structure of a sensitive champlain clay and of its evolution during consolidation. Canadian Geotechnique Journal, 21: 21-35.

Delage, P., Romero, E. & Tarantino, A. (2008). Recent developments in the techniques of controlling and measuring suction in unsaturated soils. Proc. 1st Eur. Conf. Unsaturated Soils, Dirham, UK, London, ISBN 978-0-415-47692-8, 519-523.

Escápio, V. (1989). Formulaciones para la definición de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos parcialmente saturados. Bol. Soc. Española de Mecánica del Suelo, 92: 3-12.

Fredlund, D.G. (1992). Background, theory, and research related to the use of thermal conductivity sensors for matric suction measurement. Advances in measurement of soil physical properties: bringing theory into practice. Especial Publication Soil Science, 3: 249-262.

Fredlund, D.G., Morgenstern, N. R. & Widger, R.A. (1978). The shear strength of unsaturated soils. Canadian Geotechnical Journal, 15(3): 313-321.

Fredlund, D.G. & Rahardjo, H. (1993). Soil Mechanics for Unsaturated Soils. JohnWiley & Sons, New York, United States of America, 517 p. Fredlund, D.G. & Xing, A. (1994). Equations for the soil-water characteristic curve. Canadian Geotechnical Journal, 31(3): 521-532.

Gallipoli, D., Wheeler, S. J. & Karstunen, M. (2003). Modelling the variation of degree of saturation in a deformable unsaturated soil. Géotechnique, 53: 105-112.

Griffiths, F.J. & Joshi, R.C (1989). Changes in pore size distribution due to consolidation of clays. Géotechnique, 39 (1): 159-167.

Guimarães, R.C. (2002). Análise das Propriedades e Comportamento de um Perfil de Solo Laterítico aplicada ao Estudo do Desempenho de Estacas Escavadas. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-091A/02, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 183 p.

Ho, Y.F. & Fredlund, D.G. (1982). A multistage triaxial test for insaturated soils. Geotechnical Testing Journal, 5 (1/2): 18-25. Geotechnical Testing Journal, 5 (1/2): 18-25.

Jeannings, J. E. & Burland, J. B., (1962) Limitations to the use of effective stresses partly saturated soils. Geotechnique, 12 (No. 2): pp. 125-144.

Juang, C.H. & Holtz, R.D. (1986). Fabric, pore size distribution and permeability of sandy soils. Journal of Geotechnical Engineering, 112 (9): 855-868.

Laboratórios de Meios Porosos e Propriedades Termofísicas. (2005). Pesquisa, porosimetria por injeção de mercúrio. Consultada em www.lmpt.ufsc.br no dia 15/05/2005.

Lapierre, C., Leroueil, S. & Locat, J. (1990). Mercury intrusion and permeability of Louisville clay. Canadian Geotechnique Journal, 27: 761-773.

Lawrence, G.P. (1978). Stability of soil pores during mercury intrusion porosimetry. J Soil Sci., 29: 299-304.

Lloret, A. & Alonso, E.E. (1985). States Surfaces for Partially Saturated Soil. Proc. 11th ICSMFE. S. Francisco – USA. 557-562

Marinho, F.A.M.(1995) A técnica do papel filtro para medição de sucção. Encontro sobre Solos Não Saturados, Rio Grande do Sul, 1: 112-125.

Marinho, F.A.M. (1997) Medição de Sucção em Solos. 3º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Rio de Janeiro, RJ, 2: 373-397.

Mascarenha, M.M.A. (2008). Influência da Microestrutura no Comportamento Hidro-mecânico de uma Argila Siltosa não Saturada Incluindo Pequenas Deformações. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-056/08, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 158 p.

Matyas, E.L. & Radhakrishna, H. S. (1968). Volume change characteristics of partially saturated soils. *Geotechnique*, 18 (4): 432–448.

Murrieta, P.S.N. & Camapum de Carvalho, J. Método para medir sucção em solos não saturados. *Encontro de Solos Não Saturados, Rio Grande do Sul*, 1: 143-158p, 1995.

Penumadu, D. & Dean, J. (1999). Compressibility effect in evaluating the pore-size distribution of kaolin clay using mercury intrusion porosimetry. *Canadian Geotechnical Journal*, 37: 393-405.

Penumadu, D. & Dean, J. (2000). Compressibility effect in evaluating the pore-size distribution of kaolin clay using mercury intrusion porosimetry. *Canadian Geotechnical Journal*, 37: 393-405.

Pereira, J.H.F. (1996). Numerical Analysis of the Mechanical Behavior of Collapsing Earth Dams During First Reservoir Filling. PhD Thesis, University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada, 449 p.

Pereira, J.H.F. e Marinho, F. Apostila do Curso de Mecânica dos Solos Não Saturados. XI COBRAMSEG – Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Geotecnia, Brasília, DF, 1998.

Pinheiro, M. (2004). tij-unsat: Um Novo Modelo Elastoplástico para Solos não saturados. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-118A/04, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 191 p.

Peixoto, R. J.,(1999) Aplicação de Modelos Constitutivos na Avaliação do Comportamento Mecânico da Argila Porosa Colapsível. Dissertação de Mestrado, Publicação G.TM-064/99, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF.

Perez, E.N.P (1997). O uso da Teoria da Elasticidade na Determinação do Módulo de Young do Solo Adjacente a Estacas Carregadas Verticalmente na Argila Porosa de Brasília, Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF, 146p.

Prapaharan, S., Altschaeffl, A.G. & Dempsey, B.J.(1985). Moisture curve of a compacted clay: mercury intrusion method. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(9): 1139-1143.

Presa, E. P. , Lins, A.H.P. , Campos, L.E.P. , Ignatius, S.G. , Camapum de Carvalho, J. , Dias, R. D. (1988). Ensaios de laboratório em solos parcialmente saturados. *Simpósio Sobre Novos Conceitos em Ensaios de Campo e Laboratório em Geotecnia, Rio de Janeiro, ABMS*,1:251-278.

Rezende, L. R., Estudo do Comportamento de Materiais Alternativos Utilizados em Estruturas de Pavimentos Flexíveis. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-014/03, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 372 p.

Rodrigues, R. A., Modelação das Deformações por Colapso devidas a ascensão de Lençol Freático. Tese de Doutorado Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2007.

Romero, E. (1999). Characterisation and Thermo Hydro-mechanical Behaviour of Unsaturated Boom Clay: An Experimental Study. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia de Terreno e Cartografia, Universidade Politécnic da Catalunia, Barcelona. 405 p.

Romero, E., Hoffmann, C., Castellanos, E., Suriol, J. & Lloret, A (2005). Microstructural changes of compacted bentonite induced by hydro-mechanical actions. *Advances in Understanding Engineered Clay Barriers*, E.E., Alonso & A. Ledesma (eds.), Taylor & Francis Group, London: 193-202.

Romero, E. & Simms, P.H (2008). Microstructure investigation in unsaturated soils: A review with special attention to contribution of mercury intrusion porosimetry and environmental scanning electron microscopy. *Geotech. Geol. Eng.* DOI 10.1007/s10706-008-9204-5.

Romero, E. & Vaunat, J. (2000). Retention curves of deformable clays. *Experimental Evidence and Theoretical Approaches in Unsaturated Soils*, Tarantino & Mancuso (eds.), Balkema, Rotterdam: 91-106.

Sheng, D., Sloan, S. W. & Gens, A. (2004). A constitutive model for unsaturated soils: thermomechanical and computational aspects. *Computational Mechanics Journal*: 453-465.

Silva, J. P. (2007). Estudos Preliminares para a implantação de trincheiras de infiltração. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-154A/07, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 183 p.

Simms, P.H. & Yanful, E.K. (2001). Measurement and estimation of pore shrinkage and pore distribution in a clayey till during soil-water characteristic curve tests. *Canadian Geotechnical Journal*, 38: 741-754.

Simms, P.H. & Yanful, E.K. (2002). Predicting soil-water characteristic curves of compacted plastic soils from measured pore-size distributions. *Géotechnique*, 52 (4): 269-278.

Simms, P.H. & Yanful, E.K. (2004). A discussion of the application of mercury intrusion porosimetry for the investigation of soils, including an evaluation of its use to estimate volume change in compacted clayey soils. *Géotechnique*, 54 (6): 421-426.

Simms, P.H. & Yanful, E.K. (2004). A pore-network model for hydromechanical coupling in unsaturated compacted clayey soils. *Canadian Géotechnique Journal*, 42: 499-514.

Soares, R. M., (2005) Resistência ao Cisalhamento de um solo coluvionar não saturado do Rio de Janeiro, RJ. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC-Rio, 2005.

Soto, M.A.A (2004). Comparação entre Métodos de Imposição e Controle de Sucção em Ensaios com Solos não Saturados (2004). Tese de doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 206 p.

Vaunat, J. Romero, E. & Jommi, C. (2000). An elastoplastic hydromechanical model for unsaturated soils. *Experimental Evidence and Theoretical Approaches in Unsaturated Soils*, Tarantino & Mancuso (eds.). Balkema, Rotterdam: 121-138.

Wheeler, S. J., Sharma, R. S. & Buisson, M. S. R. (2003). Coupling of hydraulic hysteresis and stress-strain behaviour in unsaturated soils. *Géotechnique*, 53: 41-54.

Zhang, X., Leong, E.C. & Rahardjo, H. (2001). Evaluation of a thermal conductivity sensor for measurement of matric suction in residual soil slopes. *Proc. 14 th Southeast Asian Geotechnical Conference*, Hong Kong: 611-616.