



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ**  
**CENTRO DE TECNOLOGIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA HIDRÁULICA E AMBIENTAL**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**ANÁLISE EXPERIMENTAL E NUMÉRICA DE UM TALUDE EM SOLO  
RESIDUAL SUBMETIDO À VARIAÇÃO DAS CONDIÇÕES HIDRÁULICAS**

**JORGE HENRIQUE RIBEIRO LINS**

**FORTALEZA**

**2022**

JORGE HENRIQUE RIBEIRO LINS

ANÁLISE EXPERIMENTAL E NUMÉRICA DE UM TALUDE EM SOLO RESIDUAL  
SUBMETIDO À VARIAÇÃO DAS CONDIÇÕES HIDRÁULICAS

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial para obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Francisco Chagas da Silva Filho

FORTALEZA

2022

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação  
Universidade Federal do Ceará  
Biblioteca Universitária  
Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

---

L731a Lins, Jorge Henrique Ribeiro.  
Análise experimental e numérica de um talude em solo residual submetido à variação das condições hidráulicas / Jorge Henrique Ribeiro Lins. – 2022.  
168 f. : il. color.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Geotecnia, Fortaleza, 2022.  
Orientação: Prof. Dr. Francisco Chagas da Silva Filho.

1. Curva de retenção. 2. Histerese hidráulica. 3. Condutividade hidráulica. 4. Precipitações . 5. Estabilidade de taludes. I. Título.

CDD 624.15

---

JORGE HENRIQUE RIBEIRO LINS

ANÁLISE EXPERIMENTAL E NUMÉRICA DE UM TALUDE EM SOLO RESIDUAL  
SUBMETIDO À VARIAÇÃO DAS CONDIÇÕES HIDRÁULICAS

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial para obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Francisco Chagas da Silva Filho

Aprovada em \_\_\_\_/\_\_\_\_/\_\_\_\_\_.

BANCA EXAMINADORA

---

Prof. Dr. Francisco Chagas da Silva Filho (Orientador)  
Universidade Federal do Ceará (UFC)

---

Prof. Dr. Anderson Borghetti Soares (Examinador interno)  
Universidade Federal do Ceará (UFC)

---

Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Júnior (Examinador externo)  
Universidade Federal do Rio Grande do Norte (UFRN)

Aos meus pais, Rita e Darival.

Às minhas avós Lilita e Ritinha (*in memoriam*).

## AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus pelas oportunidades de crescimento humano, de aprendizado e por fazer-me corajoso com Sua presença nas coisas simples e inesperadas, tanto nos momentos bons como nos ruins. Agradeço aos meus pais pelo amor e pela dedicação e porque, ainda que estejam longe, são a minha maior segurança nessa vida.

Agradeço ao Prof. Francisco Chagas da Silva Filho pela orientação, por seus ensinamentos e sua generosidade. Em um período muito conturbado de pandemia e incertezas, sua confiança e incentivo foram essenciais para que esta etapa da minha vida tivesse um desfecho positivo.

Agradeço à equipe do Laboratório de Mecânica dos Solos e Pavimentação (LMSP – UFC) pelo apoio, em especial ao Anselmo, ao Prof. Roberto e ao Prof. Rosiel. Agradeço ainda a toda a equipe de docentes e técnicos do Programa de Pós-Graduação do Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental.

Agradeço também aos meus irmãos Juliana e Davi, que fazem os meus passos pelo mundo muito mais felizes, tendo mérito em todas as etapas que já concluí. Aos meus amigos da UFC, pelas emoções, aprendizados e risos durante as nossas trajetórias durante o Mestrado.

Agradeço ao CNPq, pelo apoio financeiro para a realização desta pesquisa.

## RESUMO

O desenvolvimento econômico e social de uma região passa necessariamente pelo desenvolvimento de uma infraestrutura que permita seu adequado uso e ocupação, sendo comuns obras de corte e aterro para fins rodoviários ou de ocupação. É de especial interesse da Geotecnia o estudo do comportamento dos taludes derivados de tais adaptações do terreno. No contexto brasileiro, a prevalência de solos tropicais e sua condição não saturada trazem mais complexidade ao estudo, adicionando à análise do estado de tensões a variável sucção. Para esses solos, o agente mais comum de promoção de deformações e perda de resistência é o avanço da frente de umedecimento devida às chuvas. Desse modo, é fundamental a verificação da influência das precipitações no comportamento de taludes em condições tropicais. Diante da exposição anterior, o presente estudo tem por objetivo a análise do comportamento hidromecânico de um talude rodoviário formado por um solo residual e não saturado, em uma etapa laboratorial de determinação de parâmetros, seguida de uma modelagem numérica. Foram conduzidos experimentos para a determinação de parâmetros de resistência (ângulo de atrito e coesão efetivos), hidráulicos e relativos à condição não saturada (curva de retenção e ângulo que relaciona resistência e coesão), somados aos ensaios de caracterização (granulometria, Limites de Atterberg e índice de vazios). No estudo numérico, buscou-se visualizar a influência das precipitações e dos parâmetros hidráulicos (curva de retenção e condutividade hidráulica saturada) na distribuição da poropressão no interior do talude e na sua estabilidade. Após a etapa numérica, verificou-se que as diferentes características de precipitação (intensidade e duração) aumentaram as poropressões e diminuíram a resistência do material, como esperado. Todavia, não foi suficiente para deflagrar qualquer ruptura no talude estudado. Para os parâmetros hidráulicos, foram constatados seus papéis críticos na percolação pelo maciço e como isto é refletido nos cálculos dos fatores de segurança.

**Palavras chaves:** Curva de retenção; Histerese hidráulica; Condutividade hidráulica; Precipitações; Estabilidade de taludes.

## **ABSTRACT**

In the Brazilian context, the prevalence of tropical soils and their unsaturated condition add more complexity to the study of slope stability, introducing the suction variable to the stress state analysis. Another problem common to residual soils is the uncertainty and variability of its parameters, due to the complex pedological mechanisms involved in its formation. For them, the most common agent for promoting deformation and loss of strength is the advance of the wetting front due to rainfalls. Thus, it is essential to verify the influence of precipitation on slope behavior in residual conditions. This paper presents an analysis of the behavior of a highway slope formed by residual and unsaturated soil, in a laboratory stage of parameter determination followed by a numerical analysis. Experiments were carried out for the determination of resistance, hydraulic and relative to the unsaturated condition parameters, added to the characterization tests. In the numerical analysis, visualization of the influence of rainfall and hydraulic parameters on the pore pressure distribution inside the slope and on its stability was intended. After the numerical step, it was found that the different rainfall characteristics (intensity and duration) increased the pore pressures and decreased the strength of the material, as expected. However, it was not enough to trigger any rupture in the studied slope. For the hydraulic parameters, their critical roles at seepage through the soil and how this is reflected on the calculations of safety factors were verified.

**Keywords:** SWCC; Hysteresis; Soil conductivity; Rainfall; Slope stability.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 2.1 – Resumo dos tópicos do capítulo.....	23
Figura 2.2 - Perfil de solo e condições ambientais.....	24
Figura 2.3 - Poropressões na zona vadosa.....	25
Figura 2.4 - Capilaridade de um líquido: a) tubo capilar e b) grãos em contato.....	27
Figura 2.5 - Esquema para sucção total, matricial e osmótica.....	29
Figura 2.6 - Curva de retenção típica para um silte.....	31
Figura 2.7 - Estágios da curva de retenção.....	32
Figura 2.8 - Curvas de retenção para diferentes solos.....	33
Figura 2.9 - Curva de retenção para solos tropicais.....	34
Figura 2.10 - Histerese na curva de retenção.....	34
Figura 2.11 - Trajetórias básicas de uma família de curvas de retenção.....	35
Figura 2.12 - Retração da membrana contráctil pela elevação da sucção.....	41
Figura 2.13 - Histerese na função condutividade hidráulica.....	43
Figura 2.14 - Variação do parâmetro $\chi$ com o grau de saturação e com o tipo de solo.....	45
Figura 2.15 - Estado de tensões para as três dimensões.....	47
Figura 2.16 - Representação da equação de Fredlund <i>et al.</i> (1978) para a resistência ao cisalhamento em solos não saturados.....	50
Figura 2.17 - Projeção da envoltória no plano $(\tau) \times (u_a - u_w)$ .....	51
Figura 2.18 - Projeção da envoltória no plano $(\tau) \times (\sigma_f - u_a)$ .....	51
Figura 2.19 - Projeções da envoltória de resistência para uma argila vermelha.....	52
Figura 2.20 - Maneiras de se trabalhar com a envoltória não linear.....	53
Figura 2.21 - Relação conceitual entre curva característica e envoltória de ruptura.....	54
Figura 2.22 - Resultados de ensaios de cisalhamento direto modificado para duas argilas.....	55
Figura 2.23 - Variação de parâmetros de resistência com a sucção.....	56
Figura 2.24 - Decréscimo do ângulo de atrito pela sucção.....	56
Figura 2.25 - Proposta de aspecto de uma envoltória de ruptura.....	57
Figura 3.1 - Episódios de escorregamento e Coeficiente final.....	68
Figura 3.2 - Redução do fator de segurança em função da duração da chuva.....	70
Figura 3.3 - Perfil de sucção em Pa após evento de 20 mm/h e 66 horas, com a) e b) referentes às condutividades de $5 \cdot 10^{-5}$ e $5 \cdot 10^{-6}$ m/s, respectivamente.....	73

Figura 3.4 - Fator de segurança em função da duração da chuva e para diferentes condutividades hidráulicas. ....	74
Figura 3.5 - Superfícies críticas em função da duração da chuva, para as condutividades hidráulicas de $5.10^{-5}$ m/s e $5.10^{-6}$ m/s. ....	74
Figura 3.6 - Perfil de infiltração e umidade. ....	76
Figura 3.7 - Evolução do perfil de poropressões (à esquerda) e de grau de saturação (à direita) durante infiltração. ....	77
Figura 3.8 - Cenários de infiltração mais comuns. ....	78
Figura 3.9 - Poropressões devidas à infiltração para as condições de $q < k_{sat}$ e $q \geq k_{sat}$ , (a) e (b), respectivamente. ....	79
Figura 3.10 - Tipos de possíveis perfis de redistribuição após o final da infiltração. ....	80
Figura 3.11 - Perfil de poropressão da água com a evolução da chuva. ....	81
Figura 3.12 - Fatores de segurança com o tempo para diferentes de razões de $\phi^b / \phi'$ ....	82
Figura 4.1 - Programa de ensaios e resultados pretendidos. ....	85
Figura 4.2 - Bloco de amostra indeformado. ....	86
Figura 4.3 - Fluxograma de utilização das amostras. ....	87
Figura 4.4 - Curva granulométrica do solo. ....	88
Figura 4.5 - Permeabilidade a partir da célula de adensamento. ....	90
Figura 4.6 - Procedimentos de ensaio: a) extração; b) saturação; c) secagem. ....	92
Figura 4.7 - a) procedimento recomendado pela ASTM D 5298-16 e b) procedimento adotado na pesquisa. ....	93
Figura 4.8 - Curva de retenção para o solo em análise. ....	95
Figura 4.9 - Envoltória de tensões totais. ....	97
Figura 4.10 - Envoltória de tensões efetivas. ....	97
Figura 4.11 - Curvas tensões vs deformações para o ensaio triaxial saturado. ....	98
Figura 4.12 - Resistência ao cisalhamento em função da sucção. ....	100
Figura 4.13 - Variação do parâmetro $\phi^b$ com a sucção matricial. ....	101
Figura 5.1 - Esquema das análises propostas e os resultados pretendidos. ....	103
Figura 5.2 - Curvas principais pelo modelo de Fredlund e Xing (1994). ....	106
Figura 5.3 - Condutividade hidráulica relativa para as curvas de retenção do estudo. ....	108
Figura 5.4 - Médias mensais de precipitação e de dias com chuvas. ....	111
Figura 5.5 - Pluviograma semanal do ano de 2009. ....	112
Figura 5.6 - Precipitações diárias para os três meses escolhidos. ....	112
Figura 5.7 - Cenários para as análises de fluxo e estabilidade. ....	113

Figura 5.8 - Geometria do talude.....	115
Figura 5.9 - Malha utilizada. ....	117
Figura 6.1 - Poropressões anuais de CRS – ks1: a) pontos A, B, C e D; b) pontos E, F, G e H. .....	121
Figura 6.2 - Poropressões anuais de CRS – ks2: a) pontos A, B, C e D; b) pontos E, F, G e H. .....	122
Figura 6.3 - Poropressões anuais de CRS – ks3. ....	124
Figura 6.4 - Poropressões anuais de CRU – ks1: a) pontos A, B, C e D; b) pontos E, F, G e H. .....	124
Figura 6.5 - Poropressões anuais de CRU – ks2.....	126
Figura 6.6 - Poropressões anuais de CRU – ks3.....	127
Figura 6.7 - Perfis críticos para as modelagens com a curva de retenção no ramo de secagem. .....	128
Figura 6.8 - Perfis críticos para as modelagens com a curva de retenção no ramo de umedecimento.....	129
Figura 6.9 - Poropressões diárias dos pontos da direita para CRS – ks1: a) cenário 1; b) cenário 2; c) cenário 3; d) cenário 4. ....	130
Figura 6.10 - Poropressões diárias dos pontos da direita para CRS – ks2: a) cenário 1; b) cenário 2; c) cenário 3; d) cenário 4. ....	132
Figura 6.11 - Poropressões diárias dos pontos da direita para CRS – ks3: a) cenário 1; b) cenário 2; c) cenário 3; d) cenário 4. ....	134
Figura 6.12 - Poropressões diárias dos pontos da direita para CRU – ks1: a) cenário 1; b) cenário 2; c) cenário 3; d) cenário 4. ....	136
Figura 6.13 - Poropressões diárias dos pontos da direita para CRU – ks2: a) cenário 1; b) cenário 2; c) cenário 3; d) cenário 4. ....	137
Figura 6.14 - Poropressões diárias dos pontos da direita para CRU – ks3: a) cenário 1; b) cenário 2; c) cenário 3; d) cenário 4. ....	138
Figura 6.15 - Comparativo de poropressões para o final de eventos selecionados (CRS – ks1). .....	140
Figura 6.16 - Comparativo de poropressões para o final de eventos selecionados (CRS – ks3). .....	141
Figura 6.17 - Graus de saturação para o final de eventos selecionados: a) CRS – ks1; b) CRS – ks3.....	142

Figura 6.18 - Comparativo de poropressões para o final de eventos selecionados (CRU – ks1). .....	142
Figura 6.19 - Comparativo de poropressões para o final de eventos selecionados (CRU – ks3). .....	143
Figura 6.20 - Fator de segurança em função do tempo para CRS – ks1. ....	144
Figura 6.21 - Fator de segurança em função do tempo para CRS – ks2. ....	145
Figura 6.22 - Fator de segurança em função do tempo para CRS – ks3. ....	146
Figura 6.23 - Fator de segurança em função do tempo para CRU – ks1.....	146
Figura 6.24 - Fator de segurança em função do tempo para CRU – ks2.....	147
Figura 6.25 - Fator de segurança em função do tempo para CRU – ks3.....	147
Figura 6.26 - Resultados por condutividade saturada para o cenário 2: a) ks1; b) ks2; c) ks3. .....	148
Figura 6.27 - Resultados por curva de retenção para o cenário 2: a) secagem; b) umedecimento.....	150
Figura 6.28 - Comparativos para os quatro cenários: a) CRS – ks1; b) CRS – ks3.....	151
Figura 6.29 - Comparativo para diferentes intensidades de chuvas: a) CRS – ks1; b) CRU – ks1; c) CRS – ks3; d) CRU – ks3. ....	152

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Equações de ajuste para a curva de retenção.....	37
Tabela 2.2 - Tempos de equilíbrio para o método do papel filtro. ....	59
Tabela 2.3 - Curvas de calibração para diferentes tipos de papel filtro.....	60
Tabela 3.1 - Agentes e causas de movimentos de massa.....	63
Tabela 3.2 - Proposta de Varnes (1978) para fatores e ações.....	64
Tabela 3.3 - Classificação dos movimentos de massa por Varnes (1978). ....	65
Tabela 3.4 - Caracterização dos principais grupos de movimentos de massa por Augusto Filho (1992). ....	66
Tabela 4.1 - Parâmetros do Modelo de Fredlund e Xing (1994).....	95
Tabela 5.1 - Resumo dos parâmetros de Fredlund e Xing (1994).....	107
Tabela 5.2 - Resumo das condutividades hidráulicas saturadas empregadas.....	107
Tabela 5.3 - Resumo de resultados laboratoriais.....	109
Tabela 5.4 - Resumo dos cenários.....	113
Tabela 5.5 - Nomenclatura das configurações do solo.....	114
Tabela 5.6 - Resumo das condições de contorno.....	118

## **LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS**

ANA	Agência Nacional de Águas
ASTM	American Society for Testing Materials
CNPq	Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rofagem
INMET	Instituto Nacional de Meteorologia
HIDROWEB	Sistema de Informações Hidrológicas da ANA
NBR	Norma Brasileira de Referência da ABNT
SEI	Superintendência de Estudos Econômicos e Sociais da Bahia
UFC	Universidade Federal do Ceará

## LISTA DE SÍMBOLOS

### Alfabeto Latino

a	Parâmetro de ajuste	[Adimensional]
c, c'	Coesão do solo	$ML^{-1}T^{-2}$
e	Índice de vazios	[Adimensional]
h	Carga hidráulica	L
i	Número do intervalo de integração	[Adimensional]
j	Intervalo de integração referente à sucção $\psi$	[Adimensional]
k, k ( $\psi$ )	Coeficiente de permeabilidade na sucção $\psi$	$LT^{-1}$
ks	Condutividade hidráulica saturada	$LT^{-1}$
m	Parâmetro de ajuste	[Adimensional]
n	Parâmetro de ajuste	[Adimensional]
S	Grau de saturação	%
$S_m$	Sucção matricial	$ML^{-1}T^{-2}$
$S_o$	Sucção osmótica	$ML^{-1}T^{-2}$
$S_t$	Sucção total	$ML^{-1}T^{-2}$
$u_a$	Pressão de ar	$ML^{-1}T^{-2}$
$u_w$	Poropressão da água	$ML^{-1}T^{-2}$
$(u_a - u_w)$	Sucção matricial	$ML^{-1}T^{-2}$
$(u_a - u_w)_b$	Pressão de entrada de ar	$ML^{-1}T^{-2}$
w	Umidade gravimétrica	%

### Alfabeto Grego

$\gamma_w$	Peso específico da água	$ML^{-2}T^{-2}$
$\Theta$	Umidade volumétrica	%
$\theta_s$	Umidade volumétrica de saturação	%
$\theta_r$	Umidade volumétrica residual	%
$\pi$	Sucção osmótica	$ML^{-1}T^{-2}$
$\sigma$	Tensão total	$ML^{-1}T^{-2}$
$\sigma'$	Tensão efetiva do solo	$ML^{-1}T^{-2}$
$\sigma_1, \sigma_3$	Tensões principais totais	$ML^{-1}T^{-2}$
$\sigma'_1, \sigma'_3$	Tensões principais efetivas	$ML^{-1}T^{-2}$
$(\sigma - u_a)$	Tensão normal líquida	$ML^{-1}T^{-2}$
$\tau$	Resistência ao cisalhamento	$ML^{-1}T^{-2}$

$\tau (u_a-u_w)$	Resistência ao cisalhamento proporcionada pela sucção	$ML^{-1}T^{-2}$
$\phi'$	Ângulo de atrito efetivo do solo	°
$\phi^b$	Ângulo de contribuição da sucção matricial	°
$\chi$	Parâmetro de ajuste de Bishop	[Adimensional]
$\psi$	Sucção total	$ML^{-1}T^{-2}$
$\psi_r$	Sucção relativa à umidade residual	$ML^{-1}T^{-2}$
$\psi_{\text{papel}}$	Sucção do papel filtro	$ML^{-1}T^{-2}$

## SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO.....	19
1.1	Objetivos.....	21
1.2	Estrutura da Dissertação .....	21
2.	INTRODUÇÃO TEÓRICA AO COMPORTAMENTO DOS SOLOS NÃO SATURADOS .....	23
2.1	Aspectos iniciais .....	23
2.2	Definições de sucção .....	26
2.2.1	<i>Sucção Matricial</i> .....	27
2.2.2	<i>Sucção Osmótica</i> .....	28
2.3	Curvas de retenção.....	29
2.3.1	<i>Características e estágios da curva de retenção</i> .....	30
2.3.2	<i>Histerese</i> .....	34
2.3.3	<i>Modelos para a representação da curva de retenção</i> .....	37
2.4	Fluxo em solos não saturados .....	38
2.4.1	<i>Equações para movimento de água no solo</i> .....	38
2.4.2	<i>Função Condutividade Hidráulica</i> .....	40
2.4.3	<i>Alguns aspectos da função de condutividade hidráulica</i> .....	43
2.5	Resistência ao cisalhamento em solos não saturados .....	44
2.5.1	<i>Estado de tensões para não saturados</i> .....	44
2.5.2	<i>Equações de resistência ao cisalhamento</i> .....	47
2.5.2.1	<i>Equação proposta por Bishop et al. (1960)</i> .....	48
2.5.2.2	<i>Equação proposta por Fredlund et al. (1978)</i> .....	48
2.5.3	<i>Considerações sobre a envoltória de resistência ao cisalhamento</i> .....	49
2.6	Determinação da sucção para a Mecânica dos solos não saturados .....	57
2.6.1	<i>Metodologia do papel filtro</i> .....	58
2.7	Considerações finais .....	61
3.	CONSIDERAÇÕES SOBRE A ESTABILIDADE DE TALUDES NA CONDIÇÃO NÃO SATURADA.....	62
3.1	Introdução aos movimentos de massa .....	62
3.2	Classificação dos movimentos de massa .....	64
3.3	Estabilidade de taludes e a condição não saturada .....	67
3.3.1	<i>Taludes em solo não saturado e precipitações</i> .....	67

3.3.2	<i>Atuação da infiltração da água da chuva em taludes não saturados</i> .....	75
3.4	Considerações finais .....	83
4.	APRESENTAÇÃO DO CASO EM ESTUDO E DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS .....	84
4.1	Apresentação do caso .....	84
4.2	Ensaio de laboratório .....	84
4.2.1	<i>Ensaio de caracterização</i> .....	87
4.2.1.1	<i>Ensaio Granulométrico</i> .....	87
4.2.1.2	<i>Limites de Atterberg</i> .....	88
4.2.1.3	<i>Densidade específica dos sólidos</i> .....	89
4.2.1.4	<i>Massa específica aparente</i> .....	89
4.2.2	<i>Ensaio das propriedades hidráulicas</i> .....	89
4.2.2.1	<i>Condutividade hidráulica saturada</i> .....	89
4.2.2.2	<i>Curva de retenção</i> .....	91
4.2.3	<i>Ensaio de resistência ao cisalhamento</i> .....	96
4.2.3.1	<i>Ensaio de compressão triaxial</i> .....	96
4.2.3.2	<i>Ensaio de cisalhamento direto</i> .....	98
4.3	Considerações finais .....	101
5.	ANÁLISES DE FLUXO TRANSIENTE E DE ESTABILIDADE DE TALUDES – METODOLOGIA .....	102
5.1	Parâmetros geotécnicos utilizados .....	104
5.1.1	<i>Curvas de retenção</i> .....	104
5.1.2	<i>Coefficientes de permeabilidade e funções de condutividade hidráulica</i> .....	107
5.1.2	<i>Resumo dos parâmetros de resistência</i> .....	109
5.2	Características pluviométricas e cenários de chuva .....	110
5.3	Metodologia das análises .....	114
5.3.1	<i>Análises de fluxo</i> .....	114
5.3.1.1	<i>Generalidades</i> .....	115
5.3.1.2	<i>Malha de elementos finitos para as análises</i> .....	116
5.3.1.3	<i>Condições de contorno</i> .....	117
5.3.1.4	<i>Outras considerações sobre as análises de fluxo</i> .....	118
5.3.2	<i>Análises de estabilidade de taludes</i> .....	119

6.	ANÁLISES DE FLUXO TRANSIENTE E DE ESTABILIDADE DE TALUDES - RESULTADOS .....	120
6.1	Perfis de sucção iniciais.....	120
6.1.1	<i>Configuração CRS – ks1</i> .....	120
6.1.2	<i>Configuração CRS – ks2</i> .....	122
6.1.3	<i>Configuração CRS – ks3</i> .....	123
6.1.4	<i>Configuração CRU – ks1</i> .....	124
6.1.5	<i>Configuração CRU – ks2</i> .....	125
6.1.6	<i>Configuração CRU – ks3</i> .....	126
6.1.7	<i>Perfis de sucção críticos</i> .....	127
6.2	Respostas das configurações de solo aos cenários de chuva.....	129
6.2.1	<i>Gráficos da variação diária das poropressões</i> .....	129
6.2.2	<i>Comentários</i> .....	140
6.3	Análises de estabilidade de taludes .....	143
6.3.1	<i>Fatores de segurança pelo tempo</i> .....	143
6.3.2	<i>Comentários</i> .....	148
7.	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	154
7.1	Ensaio laboratoriais.....	154
7.2	Análises numéricas .....	155
7.3	Sugestões para futuros trabalhos .....	157
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	159

## 1. INTRODUÇÃO

A infraestrutura é um elemento indispensável para o desenvolvimento socioeconômico de uma região. Ela permite a expansão da atividade econômica e da ocupação humana, aumentando a atratividade para investimentos e proporcionando a melhoria das condições de vida e da cadeia produtiva. Dentre outros fatores, a adequada concepção de uma infraestrutura precisa passar pelo entendimento das características geográficas e das dinâmicas climáticas da região a qual se pretende servir.

Neste contexto, a Geotecnia possui um papel crucial, pois é uma das faces da Ciência e da Engenharia na interpretação, previsão e resolução de questões envolvendo alterações no estado natural do terreno. De interesse para o presente estudo é a adaptação de um talude natural para a construção de um sistema viário. Uma tarefa muitas vezes complexa devido à natureza heterogênea dos materiais envolvidos e das interações que eles têm com os atores climáticos. Todavia, a compreensão do problema pode ser feita por diferentes abordagens.

No sentido da simplificação do comportamento geotécnico, a Mecânica dos Solos Clássica considera o solo um material sólido e poroso, com apenas um fluido preenchendo estes vazios, seja a água ou o ar. Logo, o solo seria um material bifásico, trazendo uma redução da quantidade de variáveis a serem estudadas no entendimento do comportamento mecânico e hidráulico. Outra possibilidade é a abordagem pela Mecânica dos Solos Não Saturados. Neste caso, há a consideração da coexistência do ar e da água e de como a interação entre eles atua no interior dos vazios do solo. A expressão mais destacada desta relação é a sucção matricial, que consiste na redução da pressão da água para valores abaixo da atmosférica. Assim, por meio da tensão superficial imposta pela sucção na interface entre os dois fluidos, há o desenvolvimento de efeitos capilares que agem aproximando as partículas sólidas, aumentando a resistência ao cisalhamento e diminuindo a deformabilidade do solo, além de afetar suas características hidráulicas.

De um modo geral, no contexto de climas tropicais, solos residuais são encontrados em uma condição não saturada, submetidos a poropressões negativas que oscilam em função de agentes hidrometeorológicos. Desta forma, uma abordagem não saturada está mais alinhada com a realidade experimentada por estes solos, seja em ambientes naturais ou em estruturas artificiais. Além do mais, é uma área que tem ganhado grande atenção nas

últimas décadas, muito em razão dos avanços tecnológicos que permitiram um aprofundamento em seu estudo e da busca constante por obras mais seguras e econômicas.

Uma abordagem não saturada necessita abranger as ações naturais às quais as obras estão sujeitas, como as chuvas, por exemplo. No caso dos taludes, naturais ou artificiais, conhecer o papel das precipitações é fundamental, pois elas são as maiores causadoras de instabilidades. A infiltração da água pelo maciço resulta na diminuição da sucção matricial, eliminando parte da capacidade resistente do solo. A água atua ainda no aumento dos esforços solicitantes, como no aumento do peso específico aparente, e desenvolvimento de pressões hidrostáticas positivas. Assim, o fator de segurança de um talude pode decrescer de modo significativo, pois a parcela da resistência devida à sucção matricial será reduzida após um período de umedecimento.

No Brasil, os últimos meses foram marcados por tragédias envolvendo movimentos de massa deflagrados por chuvas intensas. Na Bahia, no Rio de Janeiro, em Minas Gerais, em São Paulo e, mais recentemente, em Pernambuco, eventos chuvosos acima da média promoveram instabilizações de taludes, acarretando perda de centenas de vidas, além da destruição da infraestrutura local e de bens particulares. Acontecimentos que atestam a importância do estudo da influência do regime pluviométrico anual na distribuição de umidades do solo.

Contudo, o estudo da infiltração em taludes de solo residual pode ser uma tarefa complexa, pois ela é controlada por fatores de diferentes origens. De acordo com Wesley (1990), em relação à formação, solos residuais possuem suas principais características diretamente ligadas aos processos químicos e físicos *in situ* experimentados pela rocha matriz, resultando em um elevado nível de heterogeneidade. A aplicação de suas propriedades em uma análise numérica encontra dificuldades ligadas à complexidade e variabilidade das características do material. Por exemplo, diferentes graus de intemperismo podem ser encontrados com o aumento da profundidade, cada um correspondendo a um comportamento mecânico e hidráulico distinto (RAHARDJO *et al.*, 2012).

Em relação à condição não saturada, parâmetros do material necessários a uma abordagem deste tipo são dependentes da trajetória de umedecimento (molhagem ou secagem), do nível e do histórico de tensões, além do próprio processo formador do solo, por exemplo. Em relação aos eventos de chuva, suas relações entre intensidade e duração podem produzir diferentes respostas de um maciço ao regime de infiltração.

No contexto da breve exposição anterior, é apresentado um estudo de estabilidade de um talude em solo residual em uma abordagem não saturada. Para contornar um

determinado grau de desconhecimento do material, foi adotada uma análise paramétrica. Deste modo, é possível investigar o comportamento do fluxo e a estabilidade de um maciço em cenários que envolvam a variabilidade do material e das características das precipitações, permitindo melhor entendimento de como os diversos fatores interferem na resposta do solo.

## **1.1 Objetivos**

O objetivo principal desta pesquisa é a análise de estabilidade de um talude em solo residual em uma abordagem não saturada, em etapas laboratorial e numérica, com destaque para a observação de como a infiltração age na distribuição de sucções no interior no talude e como isto é refletido no fator de segurança. Uma análise paramétrica é adotada, permitindo investigar o comportamento do fluxo e a estabilidade de um maciço em cenários que envolvam a variabilidade dos parâmetros hidráulicos e das características dos eventos chuvosos.

Como objetivos específicos, destacam-se:

- a) Realização de ensaios de laboratório para a determinação de parâmetros geotécnicos;
- b) Definição dos planos e hipóteses a serem considerados nas análises, envolvendo a escolha dos parâmetros do material e das características das precipitações a terem sua variabilidade estudada;
- c) Realização de análises de fluxo e de estabilidade para todas as conjunturas estabelecidas no objetivo anterior.

## **1.2 Estrutura da Dissertação**

Este trabalho está dividido em sete capítulos. Seus principais pontos são descritos abaixo.

O Capítulo 1 traz uma breve introdução que serve como contextualização e motivação para a problemática abordada, acompanhada dos principais objetivos almejados e da estruturação geral da dissertação.

Para o Capítulo 2, é reservada uma revisão bibliográfica sobre solos não saturados. Aqui, são abordados os temas mais relevantes para o entendimento do tema proposto, das análises pretendidas e de seus resultados.

No Capítulo 3, é apresentada uma revisão acerca de temas relacionados à estabilidade de taludes, com especial atenção à condição não saturada. Uma breve introdução sobre os movimentos de massa e suas classificações é acompanhada por comentários sobre estudos em taludes não saturados e suas diferentes abordagens em avaliações de estabilidade. Ao final, são expostos os principais conceitos relativos à atuação da infiltração da água no interior do maciço e sua interferência no perfil de umidade.

Referente à etapa laboratorial, o Capítulo 4 traz as metodologias e os resultados dos ensaios realizados. Divididos em três grupos, eles são apresentados na sequência: caracterização (análise granulométrica, Limites de Atterberg, densidade específica aparente e dos sólidos), parâmetros hidráulicos (curva de retenção e condutividade saturada) e parâmetros de resistência (ângulo de atrito efetivo, coesão efetiva e ângulo de influência da sucção).

No Capítulo 5, são descritas as metodologias utilizadas nas análises. São definidas as hipóteses e considerações na escolha dos parâmetros do solo a terem sua variabilidade estudada. São apresentados ainda os resultados de investigações sobre as características das precipitações na área de interesse, que servem de base para a escolha das características dos eventos chuvosos nas análises de fluxo.

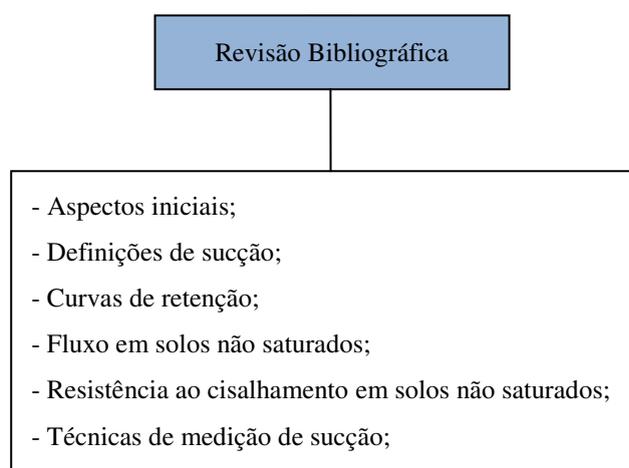
O Capítulo 6 aborda os principais resultados das análises de fluxo e estabilidade.

Por fim, o Capítulo 7 traz as principais conclusões da pesquisa realizada, destacando os principais aspectos observados no curso de sua realização e avaliando a validade das hipóteses levantadas. Por fim, são feitas sugestões para futuros trabalhos.

## 2. INTRODUÇÃO TEÓRICA AO COMPORTAMENTO DOS SOLOS NÃO SATURADOS

O presente capítulo trata sobre temas básicos e importantes que foram fundamentais para o desenvolvimento da pesquisa. Um resumo dos tópicos abordados nesta breve revisão bibliográfica está exposto na Figura 2.1.

Figura 2.1 – Resumo dos tópicos do capítulo.



Fonte: Autor.

### 2.1 Aspectos iniciais

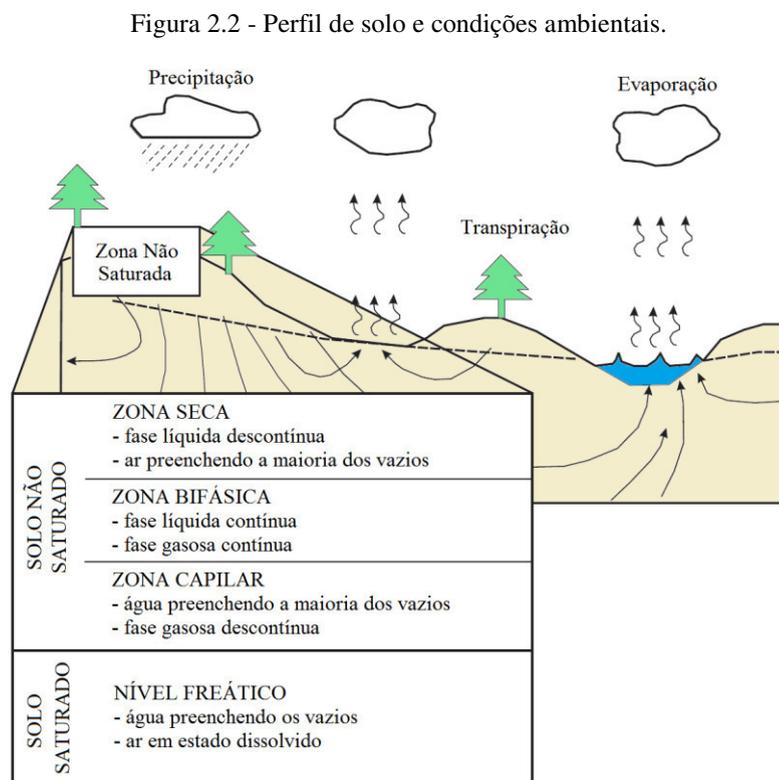
A Mecânica dos Solos Clássica foi desenvolvida na consideração do solo em sua condição saturada. Neste sentido, um elemento de solo pode ser entendido como um esqueleto de partículas sólidas com seus vazios preenchidos por água, logo um sistema bifásico. Para um solo não saturado, acrescentam-se as fases gasosa (gases da atmosfera) e membrana contráctil. Esta é formada pela interação da fase gasosa não dissolvida e pela fase líquida, como esclarece Fredlund *et al.* (1978).

Por muitos anos, solos não saturados foram ignorados na prática da engenharia ou foram abordados de modo inapropriado. Como lembra Lu e Likos (2004), a expansão do conhecimento sobre os princípios dos solos não saturados permitiu um tratamento mais adequado de problemas de Geotecnia, como transporte e remediação de contaminantes, balanço de água na interface do solo com a atmosfera e análises de fluxo transiente em taludes não saturados, por exemplo.

A princípio, os fundamentos desenvolvidos para a condição saturada não podem ser completamente aplicados no tratamento com solos não saturados. Todavia, como relata

Leme (2015), o conhecimento oriundo da mecânica dos solos clássica tem servido de base para a elaboração de conceitos no caso não saturado.

Também conhecida como zona vadosa, a região não saturada compreende o perfil de solo que se encontra acima do lençol freático. Abaixo deste, o solo encontram-se completamente saturado e a pressão da água é sempre superior à pressão atmosférica (positiva). Na região não saturada, a poropressão é negativa em relação à pressão atmosférica (LEME, 2015). A Figura 2.2 ilustra um perfil de solo, a posição da zona vadosa e as ações das condições ambientais.

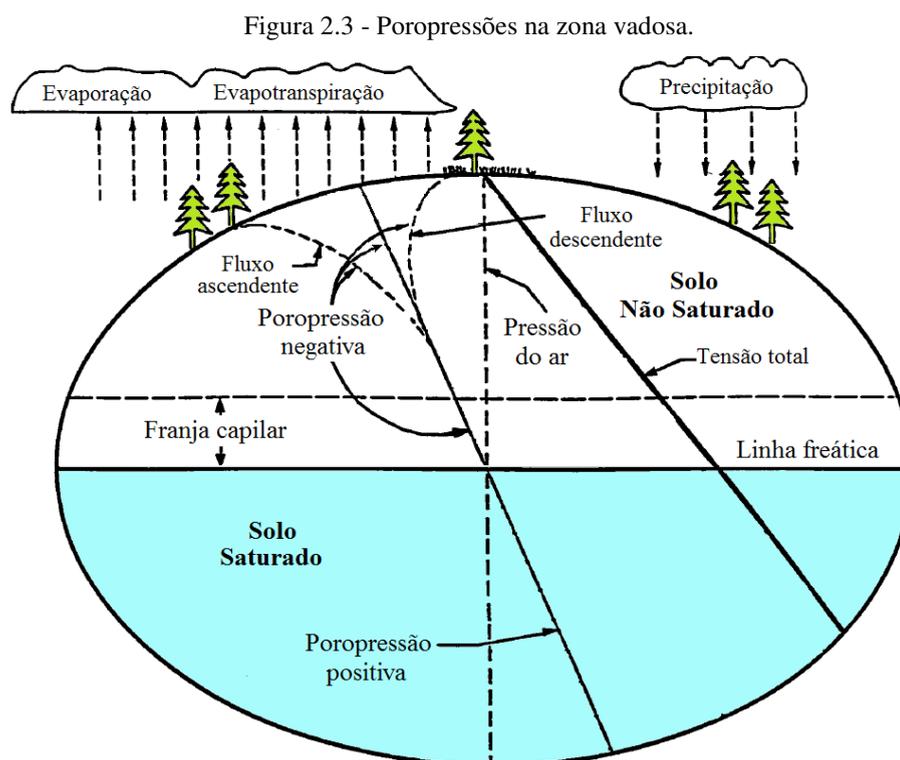


Fonte: Fredlund et al. (2012).

Como relata Fredlund *et al.* (2012), a zona não saturada pode ser dividida em três regiões, de acordo com o grau de saturação. Imediatamente acima do lençol freático está a zona capilar, possuindo grau de saturação da ordem de 100%. Sua espessura é função da capilaridade e das forças de adsorção das partículas sólidas, logo é função também do tipo de solo e do tipo de estrutura dos poros. Ainda que saturada, pertence à zona vadosa. Ainda segundo Fredlund *et al.* (2012), acima da zona capilar, as camadas de solos contam com dois fluídos: água e ar. Se mais próximo da franja capilar, a fase líquida predomina no interior dos vazios. No sentido de aproximação da superfície, maior porcentagem de vazios passa a ser

preenchida por ar, com conseqüente maior pressão negativa. Ainda mais próximo da superfície, a poropressão negativa atinge valores máximos e o solo passa a ser considerado como seco. Os solos desta região são frequentemente os mais problemáticos. Exemplos são os solos expansivos e colapsíveis.

Fredlund (1996) comenta que a posição do lençol freático é variável e que sua localização é dada pela relação entre o fluxo descendente (precipitação) e o fluxo ascendente (evapotranspiração e evaporação). Em regiões de clima árido ou semiárido, o grau de umidade no solo é constantemente alterado devido às variações no sentido do fluxo de água, principalmente durante a estação seca. Esta dinâmica altera propriedades do solo na zona não saturada, como resistência e permeabilidade. Como a maioria das obras geotécnicas estão assentes na zona vadosa, é fundamental a previsão de possíveis conseqüências dessa flutuação do grau de saturação (LEME, 2015). A Figura 2.3 ilustra a atuação dos fluxos ascendente e descendente na variação das poropressões no interior da zona vadosa.



Fonte: Fredlund (1996).

Elevadas evaporação e ou transpiração retiram umidade do maciço, deslocando para a esquerda as poropressões que estavam em uma posição de equilíbrio com o lençol freático e tornando-as mais negativas. De outro modo, precipitações deslocam o diagrama

para a direita da posição inicial – poropressões menos negativas em função do aumento do grau de saturação.

## 2.2 Definições de sucção

Sucção é a afinidade que um solo tem por água. Sob certas condições, é a pressão máxima que o solo pode exercer para absorver mais água (OLIVEIRA, 2015 *apud* MASSOCO, 2017).

A sucção total de um solo quantifica o potencial termodinâmico da poropressão da água nos poros em relação ao potencial de água livre de referência. Neste sentido, água livre é definida como não contendo solutos dissolvidos, não possuindo interações com outras fases que impõe curvatura à interface ar-água e não sofrendo ações de forças externas, a não ser a gravidade. Os mecanismos físicos e físico-químicos responsáveis pela sucção total são aqueles que diminuem a poropressão em relação ao estado de referência. Ignorando gravidade, temperatura e efeitos de inércia, os mecanismos primários que diminuem o potencial de poropressão são os fenômenos capilares, os de adsorção e os osmóticos. O primeiro é exclusivo para a condição não saturada. Os dois últimos são encontrados nas duas condições (LU e LIKOS, 2004).

Em baixos graus de saturação, o potencial da água no interior dos vazios é relativamente menor em comparação com a água livre, sendo a sucção correspondente alta. Para altos valores de grau de saturação, a diferença do potencial da água nos vazios em relação à água livre diminui, resultando em uma sucção mais baixa. Para iguais potências de água livre e poropressão, a sucção é zero. Para solos com quantidade desprezível de solutos dissolvidos, sucção se aproxima de zero para grau de saturação muito próximo da unidade (LU e LIKOS, 2004).

A sucção total é basicamente composta por duas parcelas: sucção matricial e sucção osmótica, sendo expressas matematicamente pela equação abaixo:

$$s_t = s_m + s_o \quad (2.1)$$

Onde:

$s_t$  = sucção total;

$s_m$  = sucção matricial;

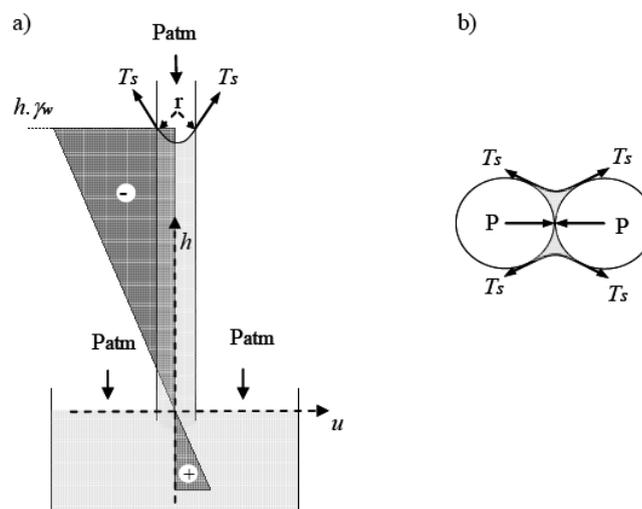
$s_o$  = sucção osmótica.

### 2.2.1 Sucção Matricial

A sucção matricial pode ser determinada pela diferença entre a pressão do ar e da água nos vazios do solo, equivalendo à sucção total quando a água do solo é igual à água pura ou com mesma composição de solutos da água do solo. É resultante do fenômeno da capilaridade (função da tensão superficial entre as fases ar e água no interior da estrutura granular) e da adsorção (HILLEL, 1982).

Um tubo de pequeno diâmetro em contato com a água livre promove a ascensão da água até ser atingida uma posição de equilíbrio. A altura de ascensão capilar ( $h$ ) é inversamente proporcional ao raio do tubo ( $r$ ). Uma analogia pode ser estabelecida para o comportamento da água no interior dos vazios dos solos. A Figura 2.4 traz uma representação dessa comparação. Percebe-se que maior ascensão capilar corresponde a uma maior tensão negativa (valor absoluto) na água (Figura 2.4 – a). Para o contato entre os grãos, existem meniscos capilares (Figura 2.4 – b). A água nos meniscos está sob tensão negativa. A tensão superficial da água é formada no encontro das fases líquida e gasosa em (a) e em (b) e tem um formato côncavo, resultante de uma pressão de ar superior à poropressão da água (LEME, 2015). No equilíbrio vertical, surgem componentes  $T_s$ , que tendem a aproximar as partículas sólidas, aumentando o contato entre os grãos e fazendo surgir uma coesão aparente (PINTO, 2000).

Figura 2.4 - Capilaridade de um líquido: a) tubo capilar e b) grãos em contato.



Fonte: Pinto (2000).

A sucção matricial está relacionada à tensão superficial pela seguinte equação:

$$u_a - u_w = \frac{2T_s}{r} \quad (2.2)$$

Onde:

$u_a$  e  $u_w$  = pressão do ar e da água, respectivamente;

$T_s$  = tensão superficial do líquido;

$r$  = raio equivalente dos poros do solo.

A adsorção surge a partir de forças elétricas e de Van der Waals atuantes na interface sólido-líquido e é mais importante para solos de granulações finas. São interações em escala atômica entre as moléculas da água e da partícula sólida que decaem rapidamente com o aumento da distância entre as partículas. Solos finos possuem maior atividade elétrica nos seus minerais e maior superfície específica de grãos, por isso a adsorção é mais pronunciada neles. Mais relevante também para baixos graus de saturação, onde a água em adsorção forma uma fina película revestindo os grãos. Para altos valores de grau de saturação, a capilaridade é dominante (LU e LIKOS, 2004).

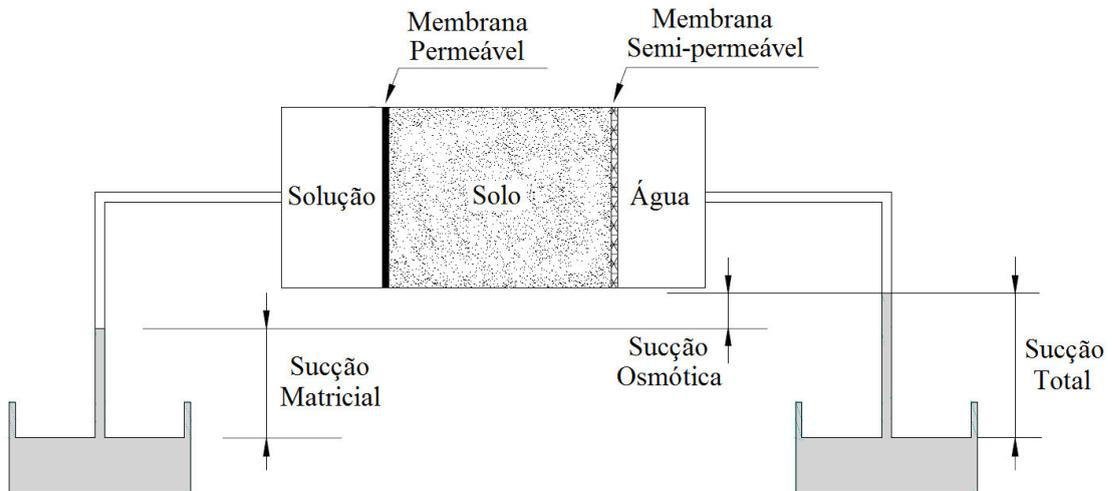
### 2.2.2 Sucção Osmótica

Como a concentração de sais e gases não é homogênea na massa de solo, Leme (2015) relata que um fluxo osmótico tende a estabelecer a mesma concentração em cada parte da massa, até a ocorrência do equilíbrio químico. Como a microestrutura do solo tende a se opor a esse fluxo das regiões mais para as menos concentradas, surge uma pressão na estrutura do solo, a sucção osmótica.

De acordo com Fredlund *et al.* (2012), a sucção osmótica parece ser pouco sensível as variações do grau de saturação nos solos, logo atribui-se mudanças na sucção total às variações na sucção mátrica, desprezando a contribuição da parcela osmótica. Completa afirmando que problemas de engenharia no campo não saturado são função de mudanças ambientais em sua maioria, que afetam principalmente a componente matricial.

A Figura 2.5 traz uma representação conceitual que permite um melhor entendimento dos conceitos sobre a sucção total. A membrana semipermeável permite apenas a passagem de água, permitindo a medição da sucção total. A membrana permeável permite o fluxo de água e solutos, tornando possível estimação da sucção matricial. A sucção osmótica é obtida pela diferença entre as duas medições anteriores, conforme equação (2.1).

Figura 2.5 - Esquema para sucção total, matricial e osmótica.



Fonte: Freitas (2008).

Talvez exista a tendência de pensar que as componentes da sucção total (osmótica e matricial) possam ser adicionadas e usadas de forma combinada. Todavia, é comum que cada componente atue de maneira independente na massa de solo. Não é possível modelar um fluxo em um solo não saturado utilizando a sucção total. A utilização da parcela matricial e osmótica podem gerar resultados diferentes. Logo, é preciso que cada contribuição da sucção total seja manipulada de modo independente nos problemas geotécnicos (FREDLUND *et al.* 2012).

### 2.3 Curvas de retenção

É conhecida como curva de retenção a relação entre a quantidade de água presente nos vazios de um solo e sua sucção equivalente. Pode ser entendida também como a relação entre a massa de água presente nos poros e a energia necessária para sua remoção (CARVALHO *et al.*, 2015). A medida da quantidade de água pode ser da forma do grau de saturação ( $S$ ), umidade volumétrica ( $\theta_w$ ) ou umidade gravimétrica ( $w$ ). As três grandezas podem ser relacionadas a partir das equações:

$$\theta_w = \frac{S \cdot e}{1 + e} = S \cdot n \quad (2.3)$$

$$\theta_w = \frac{\gamma_d \cdot w}{\gamma_w} \quad (2.4)$$

Onde:

$e$  = índice de vazio;

$n$  = porosidade;

$\gamma_d$  = densidade seca;

$\gamma_w$  = densidade da água.

### **2.3.1 Características e estágios da curva de retenção**

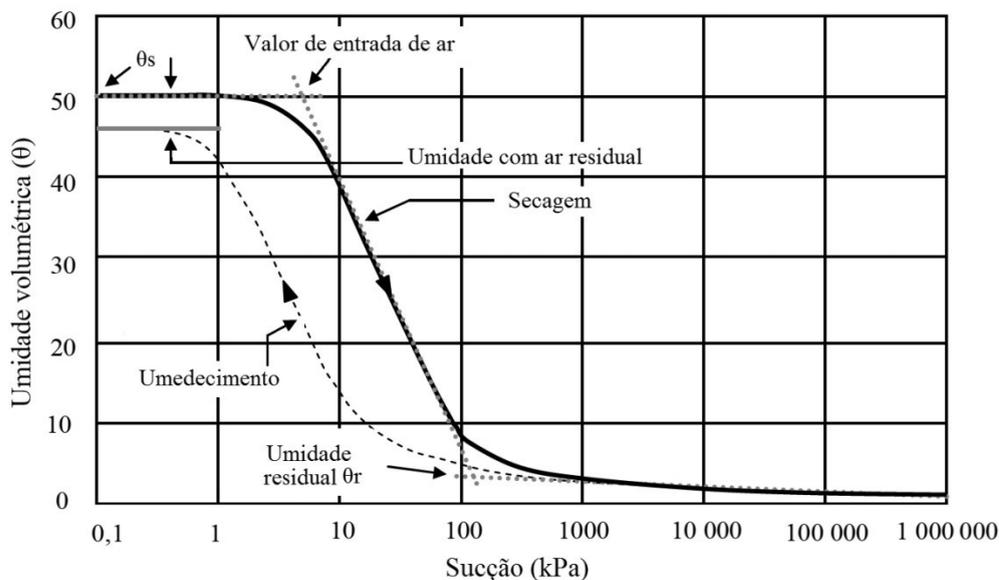
De acordo com Fredlund *et al.* (2012), a curva de retenção tem um importante papel implementação da mecânica dos solos não saturados. Inicialmente, era mais utilizada para a determinação em campo das sucções do solo de posse da umidade natural, como uma relação fixa entre as duas grandezas. Posteriormente, seu uso foi ampliado para a estimativa de outras propriedades do solo, como condutividade hidráulica e resistência ao cisalhamento. Para Oliveira e Marinho (2015), o formato da curva de retenção reflete a distribuição dos poros, o tipo de solo, o histórico de tensões, entre outros.

A Figura 2.6 traz um formato comum de uma curva de retenção para um silte com algumas de suas características chaves. A curva contínua e a pontilhada são os caminhos de secagem e umedecimento, respectivamente.

Da Figura 2.6, valor de entrada de ar de um solo é a sucção matricial responsável pelo início da entrada de ar nos maiores poros do solo, já em um estado saturado (FREDLUND e XING, 1994). Da umidade de saturação até o valor de entrada de ar, os vazios do solo estão totalmente preenchidos por água. O aumento da sucção e da poropressão negativa da água por consequência, permitem a chegada a um estado em que a pressão do ar é capaz de romper a membrana contráctil nos poros de maior tamanho. É determinada na curva de secagem.

Por sucção residual, pode-se entender como o valor de umidade para a qual uma grande mudança de sucção é requerida para remover umidade do solo. A fase líquida encontra-se descontínua (FREDLUND e XING, 1994).

Figura 2.6 - Curva de retenção típica para um silte.



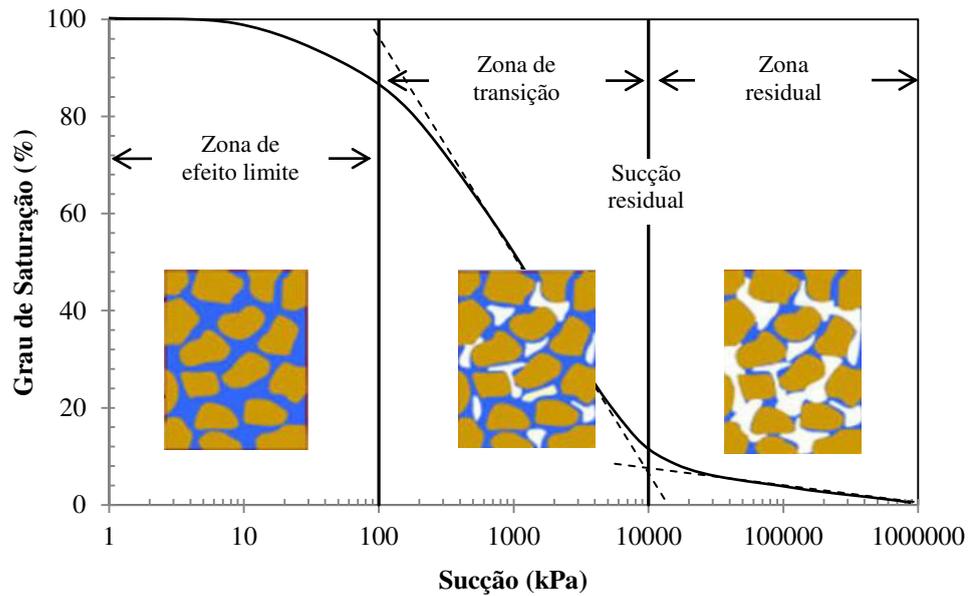
Fonte: Fredlund e Xing (1994).

A estrutura do solo e a capilaridade são as principais responsáveis pela retenção de água para baixos valores de sucção. Nos valores maiores, a mineralogia e a superfície específica das partículas são protagonistas.

A definição de valores de sucção de entrada de ar e residual podem ser vagas, logo Fredlund e Xing (1994) apontam um modo empírico consistente de determinação desses valores pelos traçados de retas tangentes e os respectivos valores de interseção, como ilustrado na Figura 2.6. Completa que os valores de sucção máximos (de umidade muito próxima de zero) parecem ser essencialmente iguais para todos os solos e aproximadamente um pouco abaixo de  $10^6$  kPa.

Uma vez definidas as sucções de entrada de ar e residual, Vanapalli *et al.* (1999) diz que a curva de retenção pode ser dividida em três estágios. O primeiro estágio corresponde a todos os poros preenchidos (ou de ar residual para as curvas de umedecimento) por água até o valor de entrada de ar. Após, tem-se o estágio de transição (fase líquida constante), podendo ser de umedecimento ou secagem, até o valor de sucção residual. No terceiro estágio, a fase da água é descontínua e mudanças de sucção levam a variações mínimas de grau de saturação. A Figura 2.7 esclarece o acima comentado para uma curva de secagem.

Figura 2.7 - Estágios da curva de retenção.

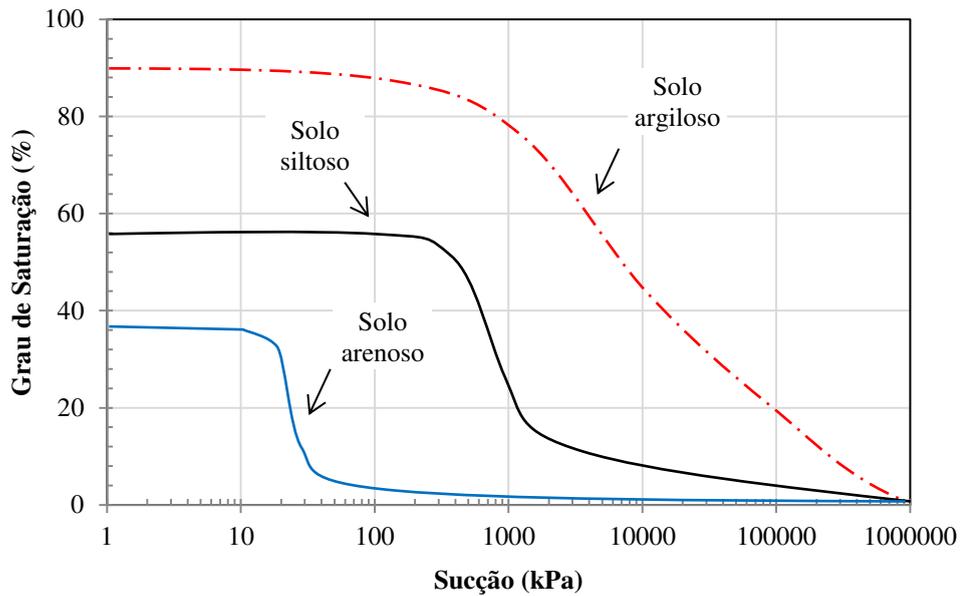


Fonte: Vanapalli et al. (1999).

Da Figura 2.7, é possível um questionamento acerca da variação de volume da massa de solo com o aumento da sucção, pois esta tende a aproximar os grãos do solo. Sobre isso, Aguilar (1990) alerta que o volume total da amostra não é constante durante o ensaio de construção da curva de retenção, logo é importante a determinação das variações de volume para cada estágio de sucção. Dada à dificuldade de tal determinação, sugere-se a utilização da umidade gravimétrica ao invés da volumétrica.

A Figura 2.8 retrata comportamentos típicos de curvas de retenção para diferentes tipos de solo.

Figura 2.8 - Curvas de retenção para diferentes solos.

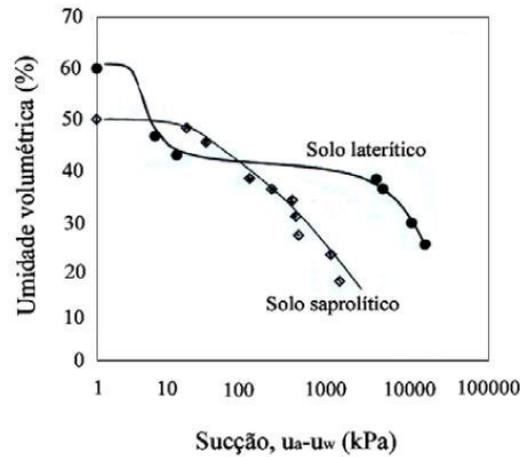


Fonte: Fredlund e Xing (1994).

Fredlund e Xing (1994) dizem que a umidade saturada e a sucção de entrada de ar geralmente aumentam com a plasticidade do solo. Solos mais finos possuem faixas mais amplas de umidade e de sucção e seu estágio de transição é mais suave.

Segundo Futai (2002, *apud* Cardoso Júnior, 2006), as curvas de retenção típicas apresentadas na Figura 2.8 não podem ser completamente estendidas para solos tropicais. Em função do seu processo de formação, estes solos apresentam estruturas com macro e micro poros e uma complexidade de íons nos seus argilo-minerais formadores. Há a presença de patamares na curva de retenção devido à ausência de poros que definem esse patamar. A Figura 2.9 ilustra um solo laterítico, mais argiloso que um solo saprolítico, mas com valor de entrada de ar menor. Além da presença bem marcante de um patamar na curva.

Figura 2.9 - Curva de retenção para solos tropicais.

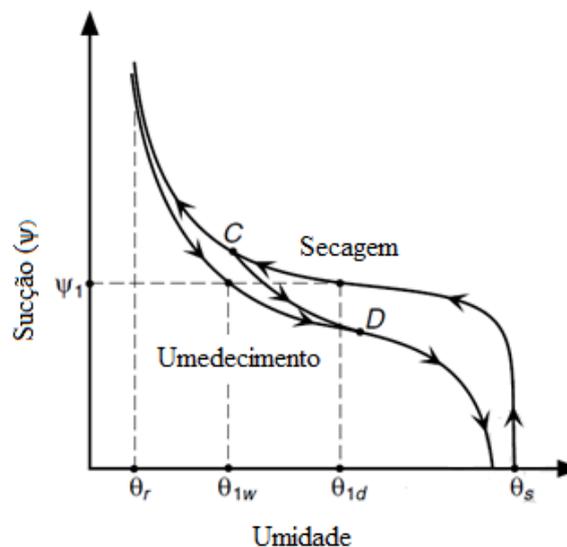


Fonte: Futai (2002, *apud* Cardoso Júnior, 2006).

### 2.3.2 Histerese

A curva de retenção pode ser obtida por meio de dois caminhos: umedecimento (*adsorption / wetting*) e secagem (*desorption / drying*). A uma dada sucção, a umidade de um solo em uma curva de secagem é superior à de uma curva de umedecimento. Este fenômeno é bem conhecido na engenharia geotécnica e é chamado de histerese hidráulica. Umedecimento e secagem correspondem a curvas de um umedecimento a partir de um estado seco e de uma secagem / drenagem a partir de um estado completamente saturado, respectivamente (LAI, 2004). A Figura 2.10 traz a representação do fenômeno.

Figura 2.10 - Histerese na curva de retenção.

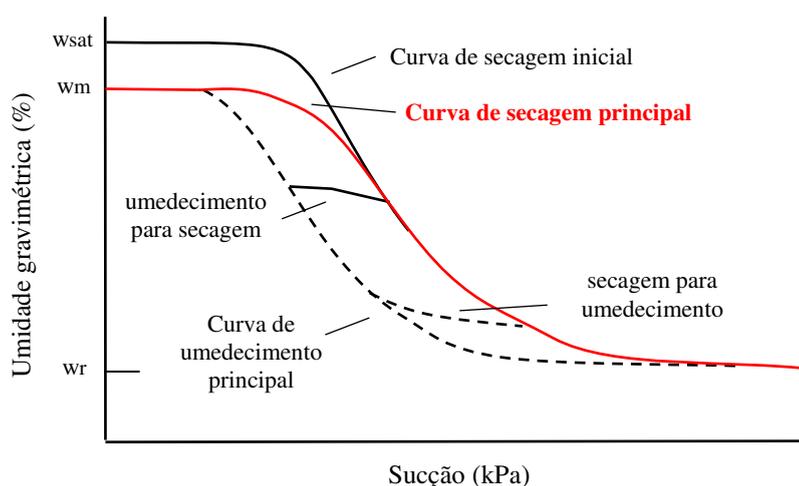


Fonte: Lu e Likos (2004).

Se o umedecimento ou secagem começar de algum ponto de grau de saturação que não seja do estado seco ou do completamente saturado, as curvas de retenção resultantes estarão compreendidas na região delimitada pelas curvas primárias (CHILDES, 1969 *apud* LAI, 2004). Para o umedecimento, é comum que a umidade de saturação não seja atingida.

Fredlund (2021) amplia a questão ao relatar existir uma família de curvas de retenção para um mesmo solo, incluindo curva inicial de secagem, curva principal (ou primária) de secagem, curva principal de umedecimento e curvas de reversão (*scanning curves*). A curva inicial de secagem configura a trajetória de umidade que inicia no ponto de saturação 100%. A curva principal de umedecimento é obtida a partir de um baixo valor de umidade, geralmente a umidade residual ( $w_r$ ). Durante esta trajetória, para um valor de sucção próximo a zero, o solo atinge um valor de umidade inferior à de saturação, também conhecido como saturação natural ( $w_n$ ). A partir desta umidade, um processo de secagem caracteriza a curva principal de secagem, que se desenvolve de modo assintótico à curva inicial de secagem. As curvas principais formam uma envoltória, com a de secagem e a de umedecimento representando as fronteiras superior e inferior, respectivamente. Infinitas curvas de reversão podem ser obtidas no interior desta envoltória (KLUTE, 1986). A Figura 2.11 ilustra estes conceitos.

Figura 2.11 - Trajetórias básicas de uma família de curvas de retenção.



Fonte: Klute (1986) (modificado).

Dineen e Ridley (1999, *apud* Oliveira, 2004) esclarecem que a capacidade de retenção de água por um solo está associada à entrada do poro e não ao seu interior. Durante a secagem, a sucção é mantida na entrada dos poros menores, ficando o poro maior

completamente preenchido por água. No umedecimento, a mesma sucção fica associada ao poro menor, ficando o interior preenchido por ar. Em outras palavras, a entrada do poro menor funcionaria como um obstáculo. Para uma dada sucção, na secagem, a membrana contráctil que reveste a entrada do poro impediria a drenagem dos poros adjacentes. Para a mesma sucção, no umedecimento, a membrana do poro impediria a saturação dos poros adjacentes.

Leme (2015) relata que a histerese hidráulica pode ser explicada pela estrutura dos poros da massa de solo e que solos argilosos apresentam um problema adicional. Comportamento de retração e inchamento, característicos desses materiais, torna a histerese mais complexa, pois promove um rearranjo das estruturas do solo, alterando o tamanho inicial dos vazios e acarretando uma histerese mais acentuada.

Hillel (1998, *apud* Lai, 2004) enumera alguns mecanismos ou causas que contribuem para o fenômeno da histerese: a) poros sem forma e tamanho uniformes, resultando em interconexões por pequenos canais e aprisionamento de ar; b) efeito do ângulo de contato sólido / líquido, no qual o ângulo de contato e o raio de curvatura são maiores em caso de avanço de menisco em comparação ao caso de recuo, exibindo sucção na drenagem; d) retração, expansão ou envelhecimento, que resultam em mudanças estruturais do solo e são dependentes do histórico de umedecimento e secagem; e) dissolução de gases ou liberação do gás dissolvido. No mais, Lu e Likos (2004) ressaltam que o papel exato e a importância de cada causa / mecanismo para uma vasta gama de solos e de regimes de umidade ainda não são claros.

Há uma forte motivação para o entendimento da histerese nas curvas de retenção e seu impacto nos comportamentos de tensões, de resistência, de fluxo e de deformações de sistemas não saturados. Na engenharia prática, em especial, isto é ainda mais verdade, pois processos cíclicos de umedecimento e secagem são comuns de ocorrer com as flutuações das condições atmosféricas. Diante do exposto, Lu e Likos (2004) reconhecem que alguma forma racional de previsão da extensão do processo de molhagem / secagem deve ser empregada, definindo os contornos para a obtenção da curva de retenção mais apropriada. Curvas de retenção são dependentes da trajetória e devem ser modeladas para melhor representar as mudanças de umidade em campo.

Os autores completam que, por limitações práticas, é comum a modelagem da curva de secagem, como se ela fosse representativa do sistema de um modo geral. Adotar apenas a curva de secagem pode ser adequado para análises de instabilidade de talude na condição não saturada submetidos à infiltração. Rahardjo e Leong (1997, *apud* Lai, 2004)

dizem que curvas de secagem fornecem maiores coeficientes de permeabilidade e, por consequência, podem significar fatores de segurança mais conservadores. Zhai *et al.* (2016) e Kristo *et al.* (2019) chegaram às mesmas conclusões.

### 2.3.3 Modelos para a representação da curva de retenção

Na prática de laboratório, curvas de retenção são determinadas a partir de pontos para os pares de  $\theta$  (umidade) x sucção, ou seja, um valor de umidade e sua correspondente sucção, não configurando uma curva com pares determinados em uma completa faixa de umidade ou sucção.

Diante da necessidade de representar a capacidade de retenção do solo por meio de uma função contínua, foram desenvolvidas equações de ajuste para os dados experimentais. A Tabela 2.1 apresenta algumas dessas propostas.

Tabela 2.1 - Equações de ajuste para a curva de retenção.

Autores	Equação	Parâmetros
Gardner (1956)	$\theta_n = 1 / (1 + a_g \cdot \psi^{n_g})$	$a_g; n_g$
Brooks e Corey (1964)	$\theta_n = 1 \text{ p/ } \psi \leq \psi_b$ $\theta_n = (\psi / \psi_b)^{-\lambda_{bc}} \text{ p/ } \psi > \psi_b$	$\psi_b; \lambda_{bc}$
Van Genuchten (1980)	$\theta_n = 1 / [1 + (a_{vg} \cdot \psi^{n_{vg}})]^{m_{vg}}$	$a_{vg}; m_{vg}; n_{vg}$
Fredlund e Xing (1994)	$\theta_n = \frac{C(\psi) \cdot \theta_s}{[\ln[e + (\frac{\psi}{a_{fx}})^{n_{fx}}]]^{m_{fx}}}$ $C(\psi) = 1 - \ln(1 + \psi / \psi_r) / \ln(1 + 10^6 / \psi_r)$	$a_{fx}; m_{fx}; n_{fx}; \psi_{fx}$

Fonte: Carvalho *et al.* (2015).

O teor de umidade é normalizado pela seguinte equação:

$$\Theta_n = \frac{\theta_n - \theta_{res}}{\theta_{sat} - \theta_{res}} \quad (2.5)$$

Onde:

$\theta_n$  = teor de umidade;

$\theta_{res}$  = teor de umidade residual;

$\theta_{sat}$  = teor de umidade saturado.

Os parâmetros  $a_i$ ,  $n_i$ ,  $\psi_i$  (sucção) e  $m_i$  determinam o formato da curva e podem ser obtidos de modo visual ou matematicamente (*softwares*). Quanto maior o número de parâmetros, maior sua complexidade e capacidade de ajuste, como comenta Carvalho *et al.* (2015).

## 2.4 Fluxo em solos não saturados

Condutividade hidráulica é a medida da maior ou menor dificuldade que a água encontra para fluir através de uma massa de solo. O fluxo acontece em situações com os vazios completamente preenchidos por água (saturação) e em situações com os vazios preenchidos em partes por ar e água (não saturado). Na condição de não saturação, o ar nos vazios acarreta perda da capacidade de transmissão de água. Quanto maior a porcentagem de ar nos vazios, menor a condutividade hidráulica.

### 2.4.1 Equações para movimento de água no solo

Darcy (1856) formulou empiricamente a equação que governa o fluxo para condição saturada e não saturada, com sinal negativo para indicar que o fluido percorre sentido de decréscimo de potencial (LEME, 2015). Ela pode ser expressa da seguinte forma:

$$v_w = -k_w \frac{\partial h_w}{\partial y} \quad (2.6)$$

Onde:  $v_w$  = velocidade de fluxo;  $k_w$  = coeficiente de permeabilidade saturado;  $\partial h_w / \partial y$  = gradiente hidráulico na direção vertical.

O coeficiente de permeabilidade  $k_w$  é definido pela equação abaixo:

$$k_w = \frac{\rho_w g}{\mu_w} K \quad (2.7)$$

Onde:  $\rho_w$  = densidade do fluido;  $g$  = aceleração da gravidade;  $K$  = permeabilidade intrínseca, função só do meio poroso e independente das propriedades do fluido;  $\mu_w$  = viscosidade dinâmica do fluido.

Pinto (2000) lembra que a Lei de Darcy é válida para fluxo laminar, fluido homogêneo, isotérmico e incompressível, sendo desconsiderada a energia cinética. A lei foi formulada inicialmente para a condição saturada, porém foi provado que ela também é válida para a condição não saturada. A principal diferença do fluxo de água na condição saturada e não saturada é que o coeficiente de permeabilidade é assumido constante e variável com a umidade ou sucção matricial, respectivamente.

Em 1907, Edgar Buckingham propôs uma modificação para a equação de Darcy para que ela pudesse ser aplicada à zona vadosa de uma massa de solo. Foi introduzida uma relação funcional entre a condutividade hidráulica e o conteúdo de água no solo e, igualmente, entre o potencial matricial e o conteúdo de água no solo (CARVALHO *et al.* 2015). A equação de Darcy – Buckingham pode ser expressa da seguinte forma:

$$v_x = -k_x \frac{\partial h_w}{\partial x} \quad (2.8)$$

$$v_y = -k_y \frac{\partial h_w}{\partial y} \quad (2.9)$$

$$v_z = -k_z \frac{\partial h_w}{\partial z} \quad (2.10)$$

Onde:  $v_i$  = velocidade de fluxo de água;  $k_i$  = condutividade hidráulica não saturada, função da umidade volumétrica ou da carga de pressão ( $u/\gamma$ );  $h_w$  = carga hidráulica total ( $z + u/\gamma$ );  $z$  = carga de elevação.

Em 1931, Richards aplicou a equação de Darcy – Buckingham à equação da continuidade de Laplace. Para um fluido incompressível e com densidade constante:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( k_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( k_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( k_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) = \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (2.11)$$

Onde:  $h$  = carga total ou hidráulica;  $\theta$  = umidade volumétrica.

A equação 2.11 é a básica para o fluxo laminar tridimensional de água em solos. Deste ponto, considerações sobre o regime de água conduzem à equação do fluxo estacionário ou transiente.

Segundo Lu e Likos (2004), a permeabilidade  $k$  pode ser representada em função da carga de elevação ( $u/\gamma$  ou  $h_m$ ), do grau de saturação ( $S$ ) ou da umidade volumétrica ( $\theta$ ). A

equação 2.12 traz uma possibilidade de representação da equação de Richards para a carga de elevação:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[ k_x(h_m) \frac{\partial h_m}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[ k_y(h_m) \frac{\partial h_m}{\partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[ k_z(h_m) \left( \frac{\partial h_m}{\partial z} + 1 \right) \right] = C(h_m) \frac{\partial h_m}{\partial t} \quad (2.12)$$

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial \theta}{\partial h_m} \frac{\partial h_m}{\partial t} \rightarrow C(h_m) = \frac{\partial \theta}{\partial h_m} \quad (2.13)$$

Onde: C = capacidade de umidade específica.

$\partial\theta/\partial h_m$  é taxa de variação da umidade volumétrica em função da carga de elevação e pode ser obtida a partir da curva de retenção do solo (LU e LIKOS, 2014).

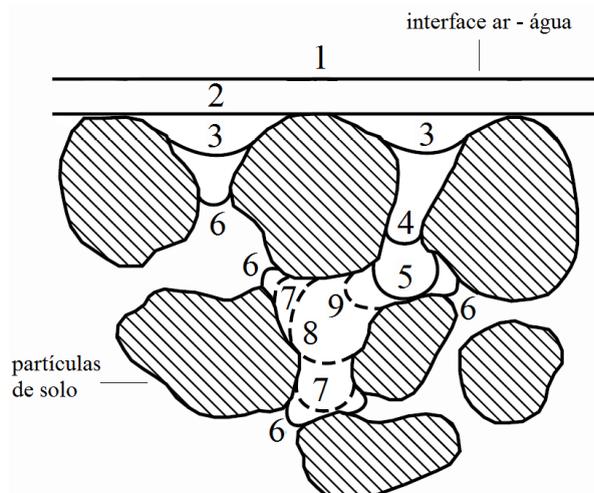
Freeze e Cherry (1979) revelam que a solução da equação (2.12)  $h_m(x, y, z, t)$  descreve a carga de elevação em qualquer ponto e a qualquer momento e requer o conhecimento das funções  $k(h_m)$ ,  $C(h_m)$  ou  $\theta(h_m)$ . Pode ainda ser convertida para a carga hidráulica pela relação  $h = h_m + z$ .

#### 2.4.2 Função Condutividade Hidráulica

Como comentado na subseção anterior, o coeficiente de permeabilidade pode ser considerado constante para a condição saturada. Já para solos não saturados, ela é variável e pode ser tratada como função da umidade volumétrica ou sucção, por exemplo. Como lembra Cardoso Júnior (2006), o fluxo de água é proporcional à área transversal dos poros, sendo que no meio não saturado o ar substitui parte do volume de água, criando caminhos mais difíceis para a água.

Fredlund *et al.* (2012) argumentam que o aumento da sucção matricial diminui o volume de poros ocupados por água, levando a interface água-ar cada vez mais próxima das partículas sólidas. A mudança na posição da interface está ilustrada na Figura 2.12, de 1 a 5, em um processo de drenagem. O coeficiente de permeabilidade reduz à medida que o espaço disponível para o movimento da água é restringido.

Figura 2.12 - Retração da membrana contráctil pela elevação da sucção.



Fonte: Childs (1969, *apud* Fredlund *et al.* 2012).

O coeficiente de permeabilidade é função das propriedades do solo (granulometria, índice de vazios e composição dos grãos, por exemplo) e das propriedades do fluido (massa específica e viscosidade, principalmente). Há ainda considerações sobre a sucção, pois, para sucções muito altas, a água fica mais viscosa (mais próxima da camada adsorvida) (LU e LIKOS, 2004).

Para solos saturados, a permeabilidade é função do índice de vazios, basicamente. Para não saturados, é função do índice de vazios e quantidade de água. Uma vez que estes são relacionados,  $k$  pode ser expresso por qualquer combinação de dois dos três parâmetros: índice de vazios ( $e$ ), grau de saturação ( $S$ ) ou umidade gravimétrica ( $w$ ) (LEONG e RAHARDJO, 1997).

Como lembra Cardoso Júnior (2006), medições de permeabilidade para solos não saturados podem ser diretas ou indiretas. As diretas são as técnicas de campo ou de laboratório. As técnicas indiretas têm por base a curva de retenção do solo e a permeabilidade saturada. De posse destes, é possível estimar a permeabilidade para diferentes valores de sucção, constituindo uma função de permeabilidade.

Medições diretas possuem uma série de complexidades. Leong e Rahardjo (1997) listam os problemas mais comuns associados ao procedimento:

- Grande quantidade de tempo é necessária para concluir o ensaio, pois o coeficiente de permeabilidade de solos não saturados é muito baixo, especialmente para altos valores de sucção;

- Perdas de água ou difusão de ar através da água podem introduzir sérios erros nas medições volumétricas, atrapalhando as medições, que precisam ser bem acuradas já que o fluxo é muito baixo;
- Sucção osmótica pode se desenvolver entre a água livre no solo e a água dos permeâmetros, induzindo um fluxo osmótico através da amostra;
- A amostra pode se retrair em elevadas sucções e se descolar das paredes do permeâmetro ou da pedra porosa de alto valor de entrada de ar.

Nas medições indiretas, uma vantagem é a maior velocidade dos ensaios. Leong e Rahardjo (1997) revelam as principais complicações dos métodos indiretos:

- Próximos da umidade residual, as determinações da umidade são imprecisas;
- Como para as medições diretas, difusão do ar e perdas de água atrapalham os resultados;
- Com a retração do solo a altas sucções, fica difícil a determinação do volume das amostras, necessário para a construção da curva de retenção.

Os resultados de medições indiretas de permeabilidade são utilizados em relações, que são funções de permeabilidade já desenvolvidas. Mualem (1986) sugeriu a divisão em três categorias: equações empíricas, modelos macroscópicos e modelos estatísticos. Nesta ordem, aumenta-se o grau de sofisticação, com as funções de permeabilidade baseadas em modelos estáticos sendo as mais rigorosas.

Segundo Fredlund *et al.* (1994), modelos estatísticos partem da consideração de que a função permeabilidade e a curva de retenção de um solo são função da distribuição do tamanho de seus poros. Os autores apresentaram uma proposta para o intervalo de sucção de 0 a  $10^6$  kPa. Por hipótese, a estrutura dos solos não se altera com a variação da sucção. Acrescentam que a proposta funciona melhor para solos arenosos do que para solos coesivos.

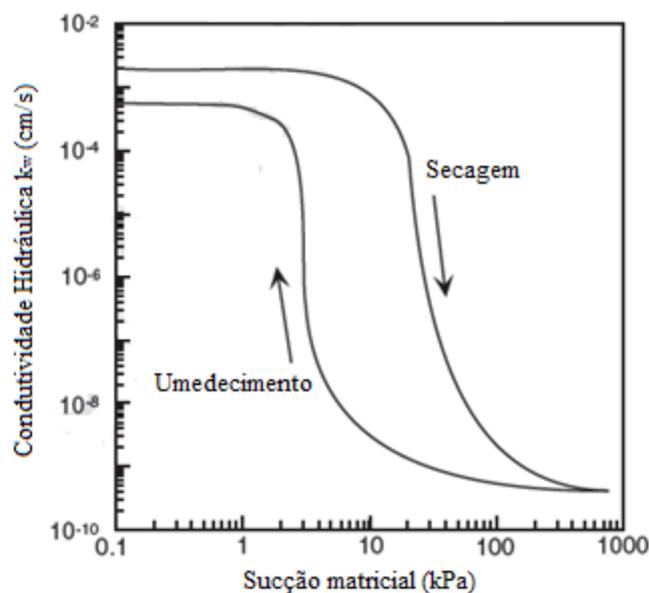
$$k(\psi) = k_s \frac{\int_{\ln(\psi)}^b \frac{\theta(e^y) - \theta(\psi)}{e^y} \theta'(e^y) dy}{\int_{\ln(\psi_b)}^b \frac{\theta(e^y) - \theta_s}{e^y} \theta'(e^y) dy} \quad (2.14)$$

Onde:  $k(\psi)$  = coeficiente de permeabilidade na sucção  $\psi$  (m/s);  $k_s$  = permeabilidade saturada (m/s);  $\theta$  = umidade volumétrica ( $\text{m}^3/\text{m}^3$ );  $\theta_s$  = umidade volumétrica na condição saturada ( $\text{m}^3/\text{m}^3$ );  $e$  = numero natural;  $\psi$  = sucção (kPa);  $\psi_b$  = sucção de entrada de ar (kPa);  $b = \ln(10^6)$ ;  $y$  = variável de integração que representa o logaritmo da sucção;  $\theta'$  = primeira derivada da curva de retenção proposta por Fredlund e Xing (1994).

### 2.4.3 Alguns aspectos da função de condutividade hidráulica

Como observado para a curva de retenção, a função condutividade hidráulica apresenta histerese. Fato esperado, já que elas estão relacionadas. Resulta em valores maiores em um caminho de secagem e valores menores em um caminho de umedecimento, para um mesmo valor de sucção. A Figura 2.13 ilustra o comentário.

Figura 2.13 - Histerese na função condutividade hidráulica.



Fonte: Lu e Likos (2004).

Para Fredlund *et al.* (1994), as duas funções possuem formatos similares e podem ser modeladas matematicamente pelas propostas de funções de condutividade disponíveis. Assim sendo, resta escolher qual das situações (molhagem ou secagem) melhor representa a real situação de campo, como já comentado anteriormente para as curvas de retenção.

Outro ponto interessante é a questão da variação volumétrica. De acordo com Fredlund *et al.* (2016), as proposições desenvolvidas para a função condutividade hidráulica

não levam em consideração a variação de volume de solo com a variação da sucção. Resultados não acurados podem ser obtidos para solos que apresentem variação volumétrica, enquanto que bons resultados são alcançados para areias e siltes (ou solos com pouca variação de volume com a sucção).

## 2.5 Resistência ao cisalhamento em solos não saturados

A resistência ao cisalhamento oferecida por uma massa de solo a uma solicitação está no centro de maioria dos problemas geotécnicos, como estabilidade de taludes, projetos de fundações e empuxos de terra, por exemplo. Este capítulo é dedicado a uma breve introdução sobre a determinação da resistência ao cisalhamento para a condição não saturada.

### 2.5.1 Estado de tensões para não saturados

Terzaghi (1944) definiu tensão efetiva como a diferença entre a tensão total e a poropressão da água. Seria a tensão que age no esqueleto do solo (partículas sólidas). Para um solo saturado, a tensão efetiva em qualquer ponto da massa de solo é completamente determinada a partir de tensão total e poropressão conhecidas para o mesmo ponto. Matematicamente, tem-se a equação de Terzaghi para a tensão efetiva:

$$\sigma' = \sigma - u_w \quad (2.15)$$

Onde:  $\sigma'$  = tensão efetiva;  $\sigma$  = tensão total;  $u_w$  = pressão da água.

O princípio das tensões efetivas formulado por Terzaghi (1923 e 1932 *apud* Jennings e Burland, 1962) enuncia que mudanças no estado de tensões e deformações de um elemento de solo saturado são exclusivamente devidas a mudanças na sua tensão efetiva. Fredlund *et al.* (2012) corroboram ao dizer que processos de variação volumétrica e características de resistência ao cisalhamento são controlados pela tensão efetiva, sendo esta suficiente para descrever o comportamento mecânico de um solo saturado. É aplicado para todos os tipos de solo, independente de suas propriedades.

Como já referido anteriormente, solos saturados apresentam duas fases (sólidos e líquidos), enquanto não saturados apresentam quatro fases (sólida, líquida, ar e interface água-ar ou membrana contráctil) (FREDLUND *et al.*, 1978). As presenças do ar e da consequente

tensão de sucção no interior dos vazios influenciam diretamente o estado de tensões da estrutura do solo (LEME, 2015). Assim sendo, a princípio, a formulação original de Terzaghi para tensões efetivas não pode ser expandida para solos não saturados.

Porém, Lu e Likos (2004) trazem que o significado físico da tensão efetiva permanece o mesmo para as duas condições. Com o objetivo de abranger os solos não saturados na definição de Terzaghi, equações de tensão efetivas foram propostas. A mais antiga e conhecida é a de Bishop (1959). Ele sugeriu a seguinte equação para a tensão efetiva:

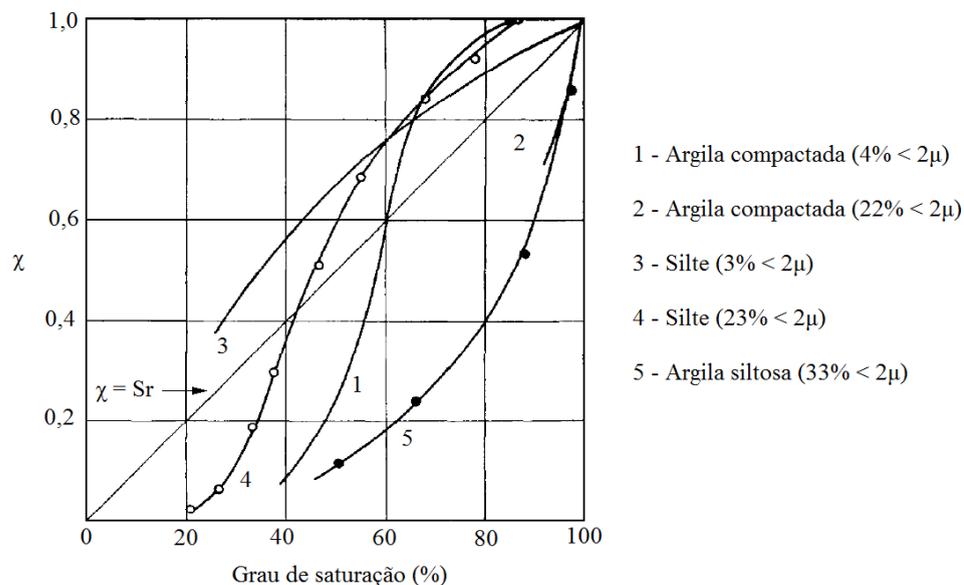
$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \quad (2.16)$$

Onde:  $\sigma'$  = tensão efetiva;  $\sigma$  = tensão total;  $u_a$  = pressão do ar;  $u_w$  = pressão da água;  $\chi$  = parâmetro que é função do grau de saturação, igual a 1 e 0, para condição saturada e completamente seca, respectivamente – propriedade do material; a diferença  $(\sigma - u_a)$  é denominada tensão líquida normal e  $(u_a - u_w)$  é a sucção matricial.

Para  $\chi = 1$ , a equação (2.16) se iguala a equação (2.15).

A Figura 2.14 ilustra a variação do parâmetro de tensão efetiva  $\chi$  com o grau de saturação para diferentes tipos de solo. Segundo Jennings e Burland (1962),  $\chi$  está relacionado com a distribuição granulométrica do solo.

Figura 2.14 - Variação do parâmetro  $\chi$  com o grau de saturação e com o tipo de solo.



Fonte: Jennings e Burland (1962).

Lu e Likos (2004) revelam que a determinação do parâmetro  $\chi$  em função do grau de saturação é bastante desafiadora e que é muito provável que ele não possa ser definido de forma experimental, apenas por métodos indiretos. Segundo Lu e Likos (2004),  $\chi$  apresenta histerese para as trajetórias de umedecimento e secagem. Morgenstern (1979 *apud* Fredlund *et al.*, 2012) relata que a equação de Bishop (1959) provou ter pouca aplicação prática. Completa dizendo que foi descoberto que o parâmetro de tensão efetiva apresenta um resultado quando determinado para variação volumétrica e outro resultado quando por resistência ao cisalhamento, podendo, inclusive, apresentar valores maiores do que 1, de encontro à proposição original.

Jennings e Burland (1962) sugeriram que a proposta de Bishop não fornece descrição adequada da relação entre mudança de volume e tensão efetiva para a maioria dos solos, particularmente para grau de saturação abaixo de um valor crítico, função do tipo de solo. Um aumento de umidade no solo acarreta diminuição da sucção e um conseqüente alívio nas tensões efetivas, sendo esperado um aumento de volume. Porém, é comum acontecer o inverso, um colapso ao invés de expansão, contrariando o princípio das tensões efetivas.

Segundo Fredlund *et al.* (2012), a equação de Bishop não deveria ser referida como a descrição do estado de tensões para um solo não saturado, pois contém uma propriedade do material ( $\chi$ ), e que o mais correto seria referir-se a ela como uma equação constitutiva.

Nesta altura, é importante a introdução do conceito de variável de estado. Para Fung (1965 *apud* Lu e Likos, 2004), variáveis de estado são aquelas necessárias para descrever completamente o estado de um sistema para um dado fenômeno, sendo independentes entre si e das propriedades do material. Como a tensão efetiva definida por Terzaghi é suficiente para descrever o comportamento mecânico de um solo saturado e não depende do solo, ela é uma variável de estado de tensão.

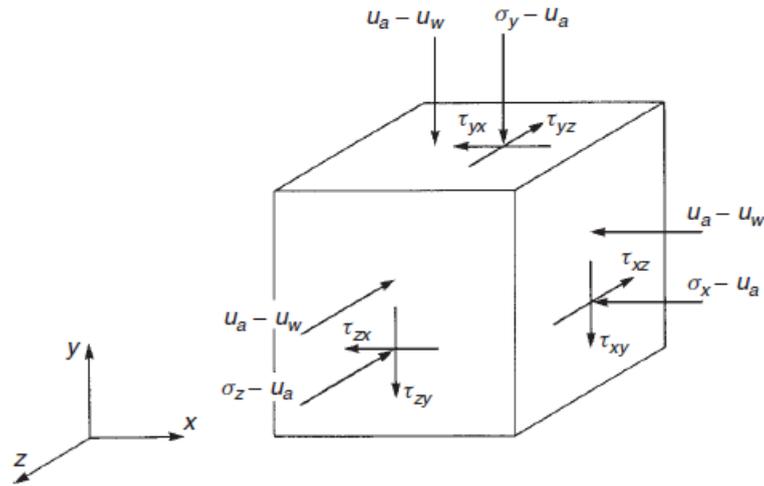
Contudo, solo não saturado é um sistema multifásico e não pode ter de modo apropriado seu comportamento descrito no campo das tensões por uma única variável de estado. Nessa ótica, estudos foram realizados com o objetivo de definir variáveis de estado de tensão para esta condição (FREDLUND *et al.*, 2012). Entre eles, Fredlund e Morgenstern (1977) chegaram à conclusão que o estado de tensão de um solo não saturado pode ser descrito pela combinação de duas das três variáveis de estado: tensão líquida normal ( $\sigma - u_a$ ), tensão efetiva ( $\sigma - u_w$ ) e sucção matricial ( $u_a - u_w$ ). A combinação ( $\sigma - u_a$ ) e ( $u_a - u_w$ ) parece ser a mais satisfatória para a prática da engenharia. Como revela Fredlund (1979 *apud* Lai, 2004), esta combinação possui vantagens, pois os efeitos causados por mudanças na tensão

total podem ser separados dos efeitos causados por variação na poropressão da água. Fato corroborado por Fredlund e Morgenstern (1977).

Assim, a necessidade de uma equação para tensões efetivas pode ser substituída por uma abordagem de variáveis de estado de tensão independentes. Estudos ainda são realizados na tentativa de estabelecer uma relação simples entre variáveis de estado por meio da inclusão de uma propriedade do solo, como fez Bishop (1959), porém elas possuem limitações e violam suposições da mecânica do contínuo. No mais, é a habilidade de descrever o comportamento de um solo em termos de variáveis de estado que permite a mecânica dos solos não saturados ser chamada de ciência (FREDLUND *et al.*, 2012).

A Figura 2.15 traz a representação do estado de tensões para as variáveis de estado em um elemento de solo não saturado.

Figura 2.15 - Estado de tensões para as três dimensões.



Fonte: Fredlund *et al.* (2012).

### 2.5.2 Equações de resistência ao cisalhamento

Terzaghi (1936) estabeleceu uma formulação para a resistência de um solo saturado com base no critério de ruptura de Mohr-Coulomb e utilizando a variável de estado da tensão efetiva.

$$\tau_f = c' + (\sigma_f - u_w)_f \operatorname{tg} \phi' \quad (2.17)$$

Onde:  $\tau_r$  = resistência ao cisalhamento no plano de ruptura na ruptura;  $c'$  = coesão efetiva;  $(\sigma - u_w)$  = tensão normal efetiva no plano de ruptura na ruptura;  $\phi'$  = ângulo de atrito.

A equação (2.17) define uma relação linear entre a resistência ao cisalhamento e a tensão efetiva. Como menciona Cardoso Júnior (2006), ela tem sido utilizada com bastante sucesso para representar fenômenos de cisalhamento em solos saturados.

Os princípios gerais da resistência ao cisalhamento de solos saturados também se aplicam aos não saturados. Assim, teorias para esta condição foram propostas como extensões das formulações propostas para os solos saturados (FREDLUND *et al.*, 2012).

#### 2.5.2.1 Equação proposta por Bishop *et al.* (1960)

Bishop *et al.* (1960 *apud* Massocco, 2017) apresentaram uma equação de resistência com base no conceito das tensões efetivas ampliado para abranger solos não saturados, conforme sugerido por Bishop (1959). É basicamente a substituição da equação 2.16 na equação 2.17.

$$\tau_r = c' + [(\sigma - u_a)_r + \chi(u_a - u_w)_r] tg\phi' \quad (2.18)$$

Onde:  $\tau_r$  = resistência ao cisalhamento não saturado na ruptura;  $c'$  e  $\phi'$  = parâmetros efetivos de resistência saturada;  $(\sigma - u_a)$  = tensão normal líquida no plano de ruptura na ruptura;  $(u_a - u_w)$  = sucção matricial na ruptura.

A proposta de Bishop *et al.* (1960) herda a problemática da abordagem por tensões efetivas para solos não saturados, referidas no tópico anterior, como a dificuldade de determinação do parâmetro de tensão efetiva ( $\chi$ ).

#### 2.5.2.2 Equação proposta por Fredlund *et al.* (1978)

Do conhecimento de que o estado de tensões em um solo não saturado é melhor descrito pelo conceito de variáveis de estado, Fredlund *et al.* (1978) propuseram a seguinte equação para a resistência ao cisalhamento:

$$\tau_r = c'(u_a - u_w)_r \operatorname{tg} \phi^b + (\sigma - u_a)_r \operatorname{tg} \phi' \quad (2.19)$$

Onde:  $\phi^b$  = parâmetro que quantifica o acréscimo de resistência relativo ao aumento da sucção.

A propostas de Bishop *et al.* (1960) e Fredlund *et al.* (1978) guardam semelhanças entre si, ainda que conceitualmente diferentes. Matematicamente,  $\operatorname{tg} \phi^b = \chi \cdot \operatorname{tg} \phi'$ . Porém, na prática, o parâmetro  $\phi^b$  é mais fácil de ser determinado que o parâmetro  $\chi$ . Este fato explica porque a equação de Fredlund *et al.* (1978) é a mais difundida atualmente (LEME, 2015).

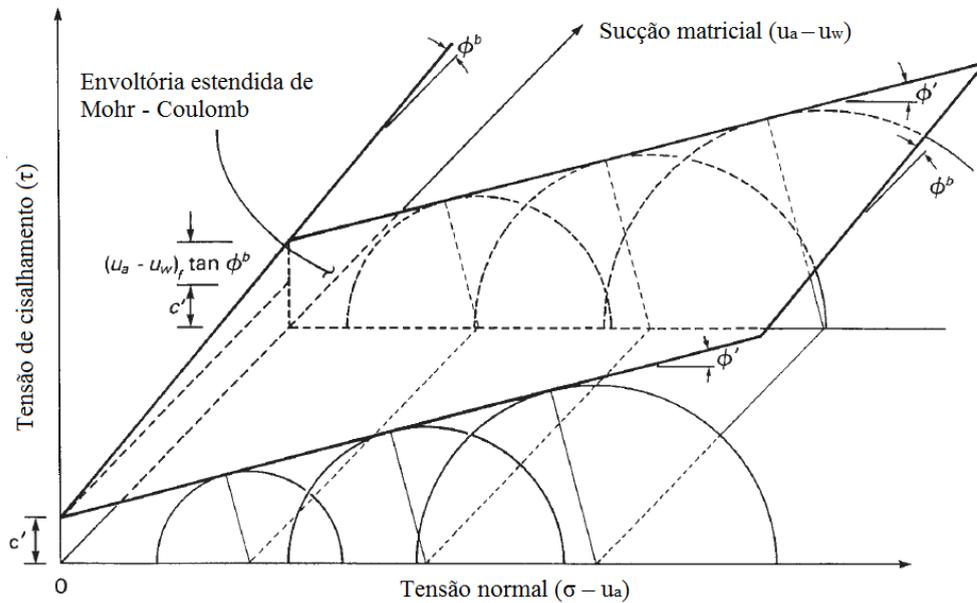
### 2.5.3 Considerações sobre a envoltória de resistência ao cisalhamento

Para Fredlund *et al.* (2012), a envoltória de ruptura ou de resistência ao cisalhamento pode ser uma medida da habilidade do solo em resistir a uma tensão cisalhante aplicada, fornecendo uma descrição das condições de falha.

A envoltória de resistência ao cisalhamento de solos saturados é obtida por meio da disposição de uma série de círculos de Mohr em um espaço bidimensional, tensão cisalhante (y) por tensão normal total ou efetiva (x). Os círculos de Mohr para a condição não saturada são construídos de modo semelhante, mas em um espaço tridimensional, com a tensão cisalhante ( $\tau$ ) no eixo das ordenadas e as duas variáveis de estado de tensão ( $\sigma - u_a$ ) e ( $u_a - u_w$ ) nos eixos das abscissas, conforme Figura 2.16.

Na condição saturada, a tangente aos círculos é a envoltória de resistência. Na condição não saturada, segundo Fredlund *et al.* (1978), a envoltória não saturada é um plano, no espaço tridimensional da Figura 2.16. Esta é conhecida como envoltória estendida de Mohr-Coulomb. Para ( $u_a - u_w$ ) igual a zero, a poropressão da água iguala-se à do ar e o eixo ( $\sigma - u_a$ ) converte-se no eixo ( $\sigma - u_w$ ), correspondendo à envoltória para solos saturados.

Figura 2.16 - Representação da equação de Fredlund *et al.* (1978) para a resistência ao cisalhamento em solos não saturados.



Fonte: Fredlund et al. (2012)

As Figuras 2.17 e 2.18 trazem projeções horizontais da envoltória de ruptura planar nos planos  $(\tau) \times (u_a - u_w)$  e  $(\tau) \times (\sigma_f - u_a)$ , respectivamente. Representam as contribuições individuais da sucção matricial e da tensão normal líquida na envoltória. Para o plano  $(\tau) \times (u_a - u_w)$ , as projeções interceptam o eixo das ordenadas  $(\tau)$  em:

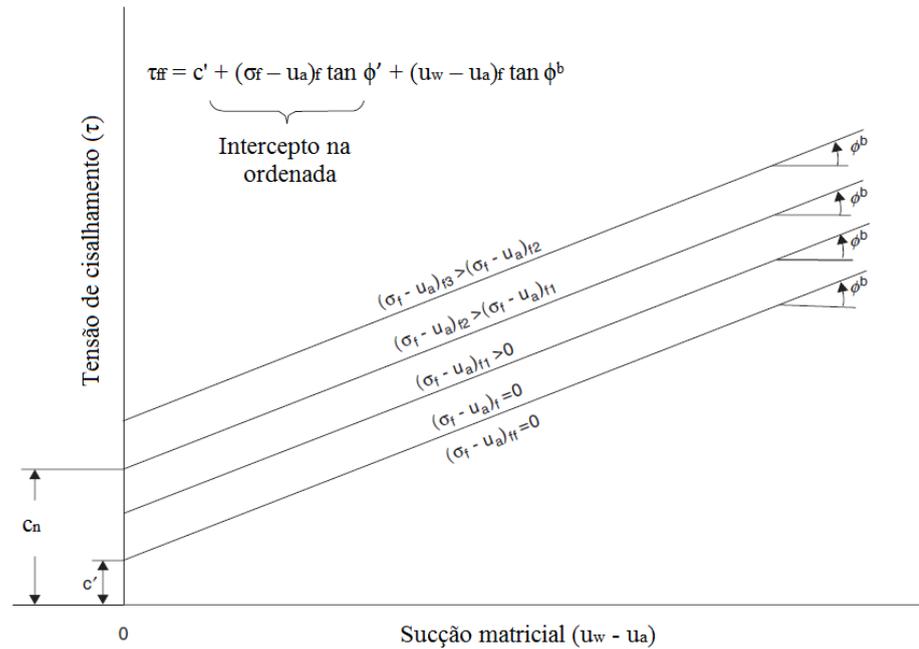
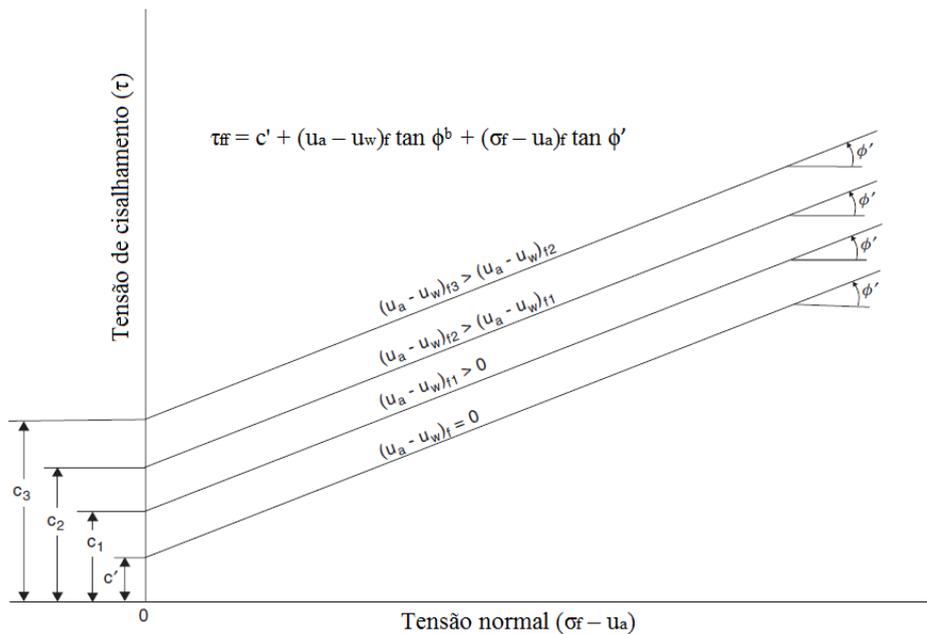
$$c_n = c' + (\sigma_f - u_a)_{fn} \operatorname{tg} \phi' \quad (2.20)$$

Onde:  $c_n$  = intercepto coesivo;  $n$  = referente aos níveis de tensão;  $c'$  = coesão efetiva;  $(\sigma - u_a)_f$  = tensão normal líquida na ruptura;  $\phi'$  = ângulo de atrito efetivo.

Para o plano  $(\tau) \times (\sigma_f - u_a)$ , as projeções interceptam o eixo das ordenadas  $(\tau)$  em:

$$c_n = c' + (u_a - u_w)_{fn} \operatorname{tg} \phi^b \quad (2.21)$$

Onde:  $c_n$  = intercepto coesivo;  $n$  = referente aos níveis de sucção;  $c'$  = coesão efetiva;  $(u_a - u_w)_f$  = sucção na ruptura;  $\phi^b$  = parâmetro que quantifica o acréscimo de resistência relativo ao aumento da sucção.

Figura 2.17 - Projeção da envoltória no plano  $(\tau) \times (u_a - u_w)$ .Fonte: Fredlund *et al.* (2012).Figura 2.18 - Projeção da envoltória no plano  $(\tau) \times (\sigma_f - u_a)$ .Fonte: Fredlund *et al.* (2012).

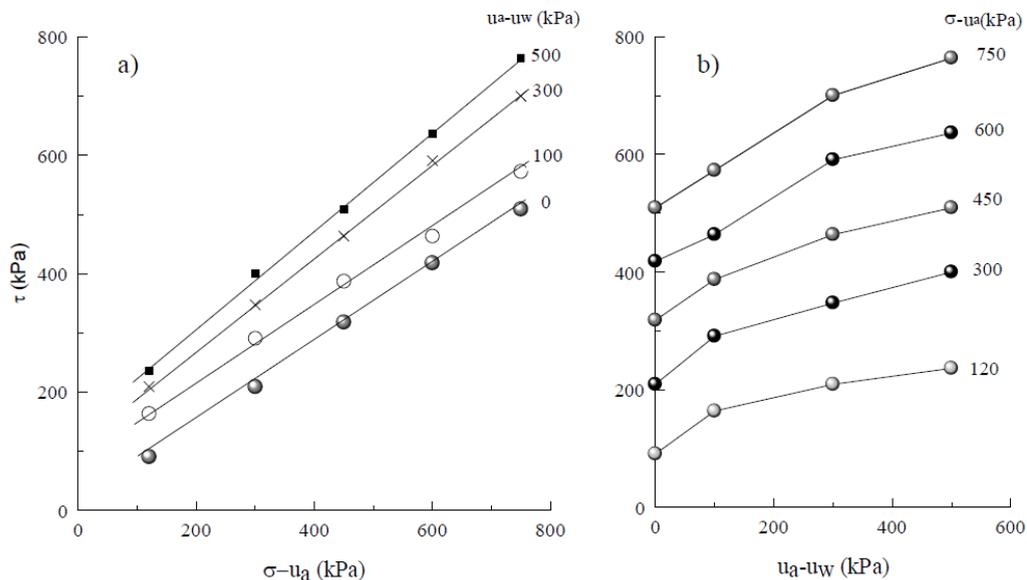
Das Figuras 2.16, 2.17 e 2.18, é possível perceber que os valores de  $\phi'$  e  $\phi^b$  são constantes. De fato, a proposta de Fredlund *et al.* (1978) parte deste pressuposto. Estudos foram realizados com o objetivo de verificar a envoltória de ruptura planar e a relação linear entre resistência ao cisalhamento e a sucção. De fato, alguns chegaram a essas conclusões.

Rahardjo *et al.* (1995 *apud* Massocco, 2017) encontraram uma superfície de ruptura de planar para um solo residual. Foram determinados  $\phi'$  e  $\phi^b$  constantes de  $26^\circ$  e  $24,3^\circ$ , demonstrando uma linearidade entre sucção e resistência. Feuerharmel (2007) conduziu estudos sobre a resistência de solos coluvionares não saturados. Observou-se que as projeções da envoltória de ruptura nos planos  $(\tau) \times (u_a - u_w)$  e  $(\tau) \times (\sigma_f - u_a)$  são lineares e paralelas para diferentes níveis de sucção e tensão normal líquida, ao encontro da proposição de Fredlund *et al.* (1978).

Todavia, Fredlund *et al.* (2012) revelam que uma grande variedade de solos foram testados em amplas faixas de valores de sucção e ficou aparente que a relação sucção e resistência ao cisalhamento não é linear.

Escáριο e Sáez (1986) promoveram ensaios em amostras compactadas estaticamente de três diferentes solos. Foi utilizado um equipamento de cisalhamento direto com sucção controlada para submeter amostras de mesmas condições iniciais a diferentes sucções. A Figura 2.19 traz resultados para a argila vermelha Guadalix de la Sierra. Percebe-se um aumento de resistência com a sucção (2.19, a), mas em uma relação não linear (2.19, b).

Figura 2.19 - Projeções da envoltória de resistência para uma argila vermelha.



Fonte: Escáριο e Sáez (1986).

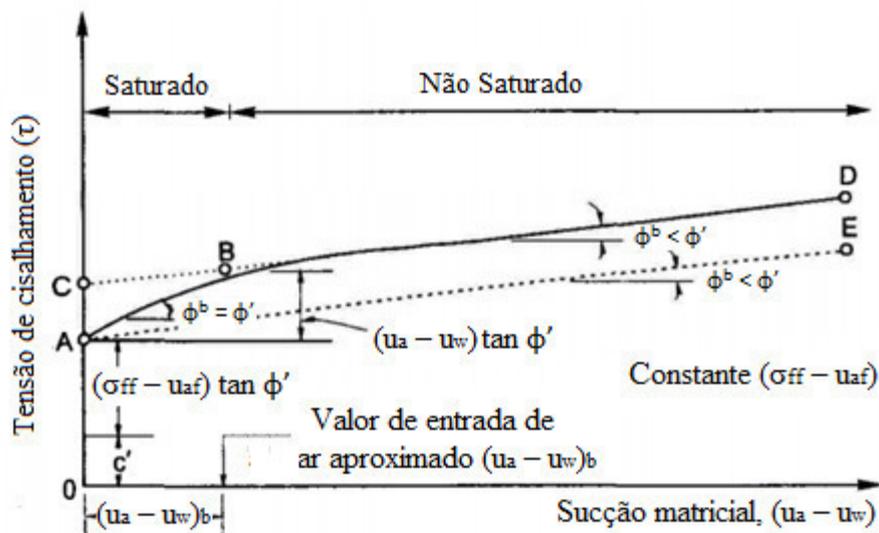
Segundo Escáριο e Sáez (1986), não existem bases teóricas que sustentam um valor de  $\phi^b$  constante. Para algumas areias, valores elevados de sucção fazem desaparecer a contribuição da sucção na resistência ao cisalhamento. Os autores ainda comentam que, nesse sentido, a proposta de Bishop (1959) seria um pouco mais realista, pois  $\text{tg } \phi^b = \chi \cdot \text{tg } \phi'$

representa melhor a o que acontece na prática ( $\text{tg } \phi^b$  não constante e dependente do histórico de tensões e de umedecimento e secagem).

É provável que resultados de ensaios que se aproximam ou se afastam da linearidade dos parâmetros de resistência são frutos da complexidade e variabilidade dos materiais. Contudo, Fredlund *et al.* (1987) reconhecem a não linearidade da envoltória de ruptura e sugeriram meios para se trabalhar com ela.

Fredlund *et al.* (1987) recomenda: a) adotar a envoltória como bilinear, segmentos AB e BD na Figura 2.20; b) utilizar uma envoltória conservadora com inclinação de  $\phi^b$  e iniciando da condição de sucção matricial zero, segmento AE da Figura 2.20; c) discretizar a envoltória em vários segmentos, variando o  $\phi^b$ ; d) linearizar a envoltória transladando a porção com sucção inferior ao valor de entrada de ar (segmento AB) para o plano  $(\tau) \times (\sigma_f - u_a)$ , pois  $\phi^b = \phi'$ ; para sucções maiores, considerar linear a envoltória no plano  $(\tau) \times (u_a - u_w)$ , com o eixo das ordenadas começando na sucção igual ao valor de entrada de ar – segmento BD na Figura 2.20.

Figura 2.20 - Maneiras de se trabalhar com a envoltória não linear.

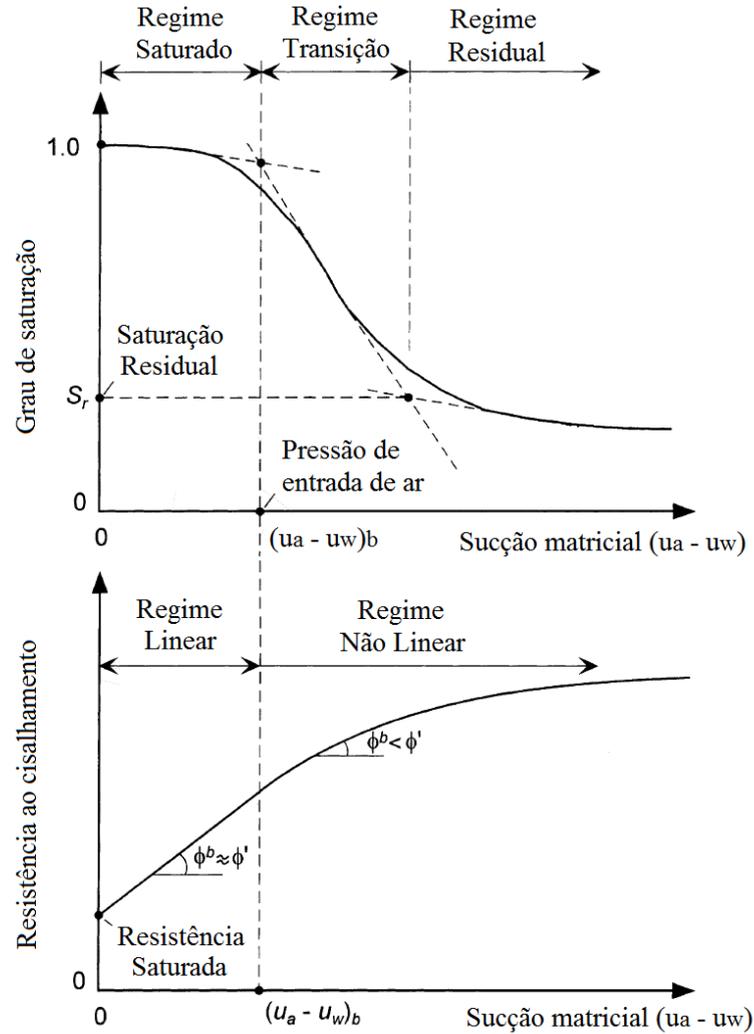


Fonte: Fredlund *et al.* (1987).

De acordo com Lu e Likos (2004), existe uma correspondência direta entre a não linearidade da envoltória de resistência e a curva característica do solo. Tem-se por ilustração a Figura 2.21. Para um regime de baixa sucção, inferior ao valor de entrada de ar nos poros, o solo se mantém essencialmente saturado, a envoltória é linear e  $\phi^b$  é efetivamente igual a  $\phi'$ . A contribuição da sucção matricial pode ser considerada na envoltória convencional para solos saturados, apenas adotando poropressão negativa na água. Ultrapassado o valor de entrada de

ar, a drenagem dos poros resulta na mudança no equilíbrio das forças entre as partículas. A redução do volume de água reduz o potencial de contribuição da sucção mátrica. Agora,  $\phi^b < \phi^s$ .

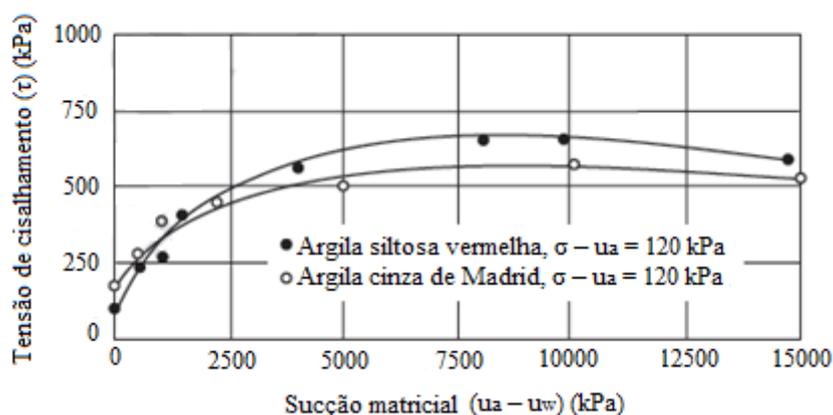
Figura 2.21 - Relação conceitual entre curva característica e envoltória de ruptura.



Fonte: Vanapalli *et al.* (1996 *apud* Lu e Likos, 2004).

Continuando o processo de drenagem, atinge-se a condição residual. Nesta ocasião, a contribuição da sucção mátrica pode ainda existir, ser nula ou negativa, com  $\phi^b < 0$  (FEUERHARMEL, 2007). A Figura 2.22 ilustra resultados de um ensaio levado até a condição residual. É possível perceber faixas de sucção com contribuições nula e negativa à resistência do solo.

Figura 2.22 - Resultados de ensaios de cisalhamento direto modificado para duas argilas.



Fonte: Escário e Jucá (1989).

Segundo Lu e Likos (2004), uma sucção por volta de 400 kPa pode contribuir negativamente para a resistência ao cisalhamento de areias grossas, enquanto que a mesma sucção para solos argilosos corresponde a um grau de saturação próximo de 100%. Logo, o comportamento de  $\phi^b$  com o aumento da sucção e em valores de umidade residual é função do tipo de solo.

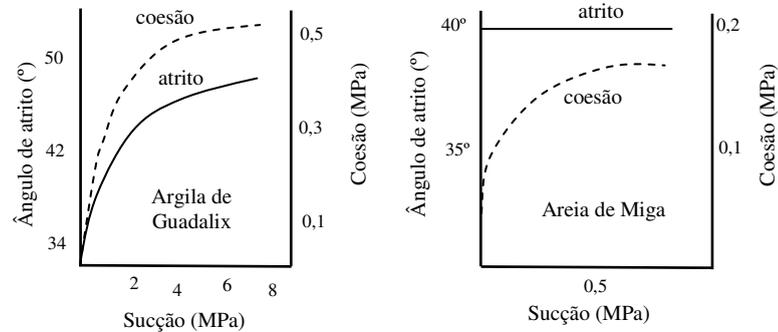
Yang e Vanapalli (2017) oferecem uma explicação para o decréscimo da contribuição matricial na resistência residual. A contribuição da sucção na tensão entre as partículas só pode ser transmitida por meio da área do menisco da água em contato com os grãos, que é função do grau de saturação. Assim, com o aumento da sucção, a quantidade de água entre as partículas se reduz, o menisco se reduz como consequência e a contribuição da sucção na resistência residual também. Os autores concluem que o grau de saturação pode ser considerado um fator de redução da resistência ao cisalhamento para umidades residuais. Contudo, a porosidade geral possui pouca influência na umidade residual de solos argilosos, a relação entre sucção e umidade residual é controlada pelas microestruturas intragranulares e é mais dependente da superfície específica dos minerais e menos da presença dos meniscos. Logo, para estes solos, o grau de saturação não fornece muita informação acerca da contribuição da sucção na resistência residual, fazendo mais sentido utilizar a umidade gravimétrica para tanto (ROMERO *et al.*, 1999).

Discutiu-se até o momento a adequabilidade do tratamento da envoltória de ruptura de solos não saturados como planar, com destaque para a variação de  $\phi^b$  com a sucção no plano ( $\tau$ ) x ( $u_a - u_w$ ). Contudo, é interessante atentar para o comportamento  $\phi'$  com a sucção. Estudos experimentais encontraram valores constantes de ângulo de atrito com o

aumento da sucção, corroborando com o apontado por Fredlund *et al.* (1978). Porém, outros estudos encontraram variação, divergindo quanto ao fato de aumento de sucção acarretar crescimento ou decréscimo de  $\phi'$  (FEUERHARMEL, 2007).

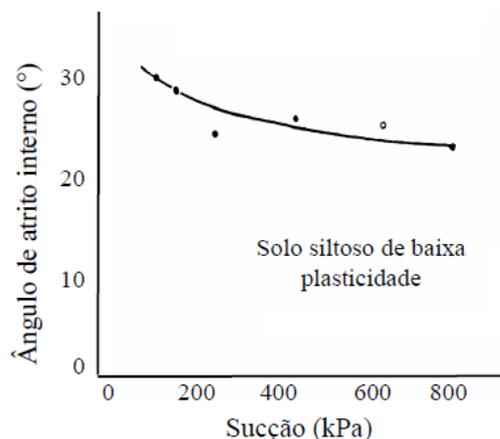
Escário *et al.* (1989) encontraram um valor de  $\phi'$  independente da sucção para uma areia argilosa (Madrid), mas um  $\phi'$  variável com a sucção para uma argila (Guadalix). Os ensaios foram realizados para um intervalo de sucção, de 0 a 10000 kPa. A Figura 2.23 mostra os resultados dos autores. A coesão do gráfico é aparente. A Figura 2.24 traz um exemplo de diminuição do ângulo de atrito com incrementos de sucção.

Figura 2.23 - Variação de parâmetros de resistência com a sucção.



Fonte: Escário *et al.* (1989).

Figura 2.24 - Decréscimo do ângulo de atrito pela sucção.



Fonte: Delage *et al.* (1987 *apud* Feuerharmer, 2007).

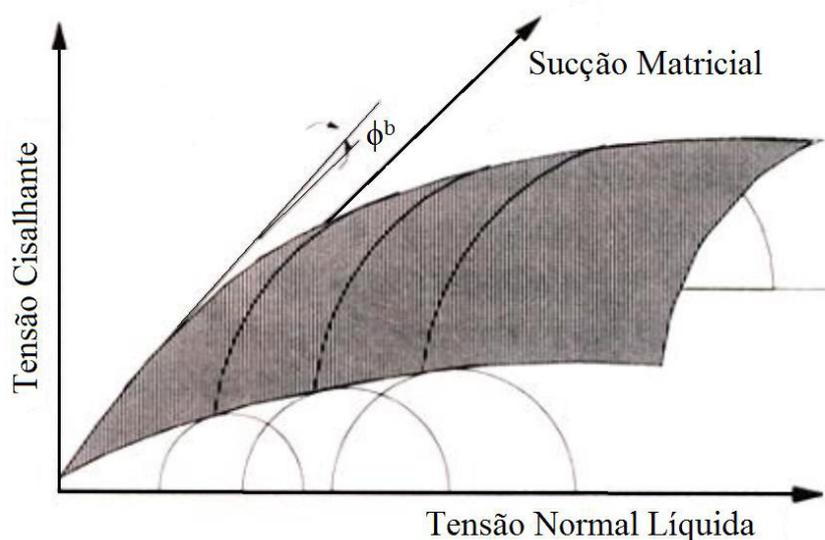
Outra questão importante sobre a envoltória não saturada é relação entre o parâmetro  $\phi^b$  e o ângulo de atrito  $\phi'$ . Como exposto anteriormente, pela relação conceitual entre a envoltória de resistência e a curva característica, é esperado que, para valores de sucção inferiores ao valor de entrada de ar,  $\phi^b$  seja aproximadamente igual a  $\phi'$ . Para valores

superiores, é esperado  $\phi^b < \phi'$ . Como relatam Fredlund *et al.* (2012), Fredlund *et al.* (1987) e Lu e Likos (2004).

Entretanto, Feuerharmner (2007) relata que vários autores obtiveram valores de  $\phi^b$  superiores a  $\phi'$ , em especial para baixos valores de sucção. A autora comenta que nenhuma explicação para o comportamento foi apresentada. Matematicamente, uma relação  $\phi^b / \phi'$  superior a 1 revela que um aumento de sucção matricial possui maior contribuição na resistência ao cisalhamento que um aumento na tensão normal líquida.

Esta subseção abordou até o momento: envoltória de ruptura planar com parâmetros  $\phi^b$  e  $\phi'$  constantes,  $\phi^b$  variável com o nível de sucção, comportamento de  $\phi^b$  para condições residuais de umidade, comportamento de  $\phi'$  com a sucção e relação  $\phi^b / \phi'$ . Diante do apresentado, chega-se a conclusão que a envoltória de resistência seria melhor representada por uma superfície curva, ao invés de um plano. Campos (1997 *apud* Leme, 2015) sugere o formato da curva na Figura 2.25.

Figura 2.25 - Proposta de aspecto de uma envoltória de ruptura.



Fonte: Campos (1997 *apud* Leme, 2015).

## 2.6 Determinação da sucção para a Mecânica dos solos não saturados

A aplicação da mecânica dos solos não saturados na prática geotécnica exige a investigação de propriedades e comportamentos do solo, em especial quanto à influência da umidade e sucção nas características mecânicas e hidráulicas do maciço. Estas investigações passam pela determinação da sucção em amostras de solo, fundamentalmente.

Como confirma Rahardjo e Leong (2006), quantificar a sucção é fundamental, pois ela afeta direta ou indiretamente as propriedades dos solos. Como lembra Carvalho *et al.* (2015), a determinação de parâmetros em solos não saturados exige o emprego de técnicas para a medição e controle da sucção, sendo importante compreender a diferença entre processos de medição e imposição de sucção, tipo de sucção medida e tempo de resposta de cada técnica.

Uma grande variedade de dispositivos e técnicas está disponível para a determinação da sucção. Fredlund e Rahardjo (1993) fornecem uma visão geral das metodologias mais comuns. Entre as principais técnicas, podem ser citadas: psicrômetro, papel filtro, placa de sucção, bloco poroso e tensiômetro. Diferenciam-se em função do tipo e da faixa de sucção medida, entre outras características.

A determinação da sucção é de fundamental interesse na presente pesquisa para a construção da curva de retenção e para a determinação do comportamento da resistência ao cisalhamento com a variação de sucção. A técnica escolhida para o atual projeto foi a do papel filtro, logo, ela será a técnica detalhada nesta revisão.

### **2.6.1 Metodologia do papel filtro**

O método do papel filtro foi desenvolvido para aplicação nas Ciências do Solo e Agronomia, em um primeiro momento (FREDLUND e RAHARDJO, 1993). Os estudos iniciais foram elaborados por Shull (1916), na observação da absorção de por sementes secas, em diferentes concentrações de ácido sulfúrico. Em 1937, Gardner aplicou pela primeira vez a técnica no campo das Ciências do Solo (FREDLUND e RAHARDJO, 1993). Posteriormente, seu uso foi estendido para o campo da Engenharia Geotécnica, como nos trabalhos de Khan (1981) e Chandler e Gutierrez (1986).

Para Chandler e Gutierrez (1986), o método do papel filtro é simples e promissor (à época do estudo). Segundo Swarbrick (1995 *apud* Freitas, 2008), o método tem se mostrado uma alternativa econômica, rápida, versátil e precisa, quando comparada a outras técnicas. Leme (2015) comenta que o papel filtro é a metodologia mais empregada atualmente e é capaz de determinar sucção total ou matricial.

A metodologia baseia-se na suposição de que o papel filtro entrará em equilíbrio com o solo a uma sucção específica. Este equilíbrio é atingido pelo intercâmbio de umidade entre o solo e o papel, pelo fluxo de vapor ou de líquido. Se um papel filtro seco é colocado em contato direto com o solo, espera-se que a água do solo flua para o papel, até o equilíbrio.

Já se um papel seco é suspenso sobre o solo, espera-se que o equilíbrio seja atingido pelo fluxo de vapor. Ao final do processo de transferência de umidade, determina-se a umidade do papel (que não é a mesma umidade do solo, necessariamente). Esta umidade corresponde a um valor de sucção, dado pela curva de calibração do papel fornecida pelo fabricante (FREDLUND e RAHARDJO, 1993).

A sucção encontrada é também a sucção do solo, logo, é uma medição indireta. Teoricamente, a umidade do papel filtro no equilíbrio corresponde à sucção matricial do solo quando o papel entra em contato com a fase líquida da água do solo. Do outro modo, sem o contato, a sucção encontrada é a total. (FREDLUND e RAHARDJO, 1993). Segundo Marinho (1995 *apud* Cardoso Júnior, 2006), na situação sem contato, a molécula de vapor de água precisa vencer as forças capilares e osmóticas para chegar até o papel, com o espaço entre os dois servindo como uma barreira aos sais da água no solo. Já na situação de contato, o fluxo de água é contínuo, sem atuação do componente osmótico na oposição ao fluxo de água, pois é permitida a passagem de sais para o papel. Para sucções muito altas, Feuerharmer (2007) revela que a continuidade da fase líquida da água é quebrada. Assim, mesmo com o contato entre o solo e o papel, o intercâmbio de água acontece pelo vapor, resultando em uma sucção matricial coincidente com a total.

A mais recente norma que regulamenta a técnica do papel filtro é a ASTM D5298-16. A norma recomenda um tempo de equilíbrio de no mínimo sete dias. Este tempo seria o suficiente para a maioria situações em mecânica dos solos, sendo mais que o suficiente para muitas delas. Porém, Leong *et al.* (2002) relatam que diversos tempos de equilíbrio foram encontrados por diferentes autores, como mostrado na Tabela 2.2. O fato de esse tempo ser função do nível de sucção e das condições de contato pode explicar sua variedade.

Tabela 2.2 - Tempos de equilíbrio para o método do papel filtro.

Autor (es)	Tempo para o equilíbrio	Condição de contato
Fawcett e Collis-George (1967)	6 a 7 dias	Contato
McQueen e Miller (1968b)	7 dias	Contato
Al-Khafaf e Hanks (1974)	2 dias	Contato
Hamblin (1981)	Minutos a 36 dias	Contato
Chandler e Gutierrez (1986)	5 dias	Contato
Duran (1986)	7 dias	Sem contato
Greacen <i>et al.</i> (1987)	7 dias	Contato
Sibley e Williams (1990)	3 / 10 dias	Contato / sem contato
Harrison e Blight (1998)	7 a 10 dias	Secagem e sem contato

Harrison e Blight (1998) (cont.)	21 dias	Umedecimento e sem contato
	10 dias	Secagem e com contato
	25 a 30 dias	Umedecimento e com contato

Fonte: Leong *et al.* (2002).

Na Tabela 2.2 existem as condições de umedecimento e secagem. Segundo Fredlund e Rahardjo (1993), a prática mais comum é a utilização do papel filtro seco e o fluxo de água acontecer do solo para o papel. Contudo, também é possível utilizar o papel filtro úmido, com o fluxo ocorrendo no sentido inverso. Para umedecimento e secagem, o papel filtro pode apresentar uma histerese, como ocorre para os solos. A ASTM D5298 refere-se a um procedimento com o papel inicialmente seco.

Como revela Leme (2015), dois tipos de papel filtro são os mais comumente utilizados na área: Whatman n° 42 185 mm (usado por Chandler e Gutierrez, 1986) e Schleicher e Schuell n° 589. Leong e Rahardjo (2002) resumiram algumas curvas de calibração disponíveis na literatura para ambos os tipos mais comuns, como mostra Tabela 2.3.

Tabela 2.3 - Curvas de calibração para diferentes tipos de papel filtro.

<b>Whatman n° 42</b>		
Referência	Curvas de calibração ( $\psi$ em kPa e w em %)	
Hamblin (1981)	$\log \psi = 8,022 - 3,683 \cdot \log wf$	
Chandler e Gutierrez (1986)	$\log \psi = 4,84 - 0,0622 \cdot wf$	$wf < 47$
	$\log \psi = 6,05 - 2,48 \cdot \log wf$	$wf \geq 47$
ASTM (1997)	$\log \psi = 5,327 - 0,0779 \cdot wf$	$wf < 45,3$
	$\log \psi = 2,413 - 0,0135 \cdot wf$	$wf \geq 45,3$
<b>Scheicher e Schuell n° 589</b>		
Referência	Curvas de calibração ( $\psi$ em kPa e w em %)	
McQueen e Miller (1968)	$\log \psi = 5,238 - 0,0723 \cdot wf$	$wf < 54$
	$\log \psi = 1,8966 - 0,01025 \cdot wf$	$wf \geq 54$
Al-Khafaf e Hanks (1974)	$\log \psi = 4,136 - 0,0337 \cdot wf$	$wf < 85$
	$\log \psi = 2,0021 - 0,009 \cdot wf$	$wf \geq 85$
ASTM (1997)	$\log \psi = 5,056 - 0,0688 \cdot wf$	$wf < 54$
	$\log \psi = 1,882 - 0,0102 \cdot wf$	$wf \geq 54$

Fonte: Fredlund e Rahardjo (2002).

De acordo com Fredlund e Rahardjo (2002), as curvas de calibração mostraram-se menos dispersas para o papel Whatman n°42, resultado da maior proximidade entre os dados experimentais de diferentes autores.

Para Feuerharmer (2007), as curvas de calibração podem diferir para trajetórias de secagem e umedecimento, seguindo uma lógica de histerese, como comentada anteriormente. Contudo, autora comenta que estudos para as curvas de calibração para Whatman n°42 apresentaram pouca ou nenhuma histerese.

Fechando esta rápida abordagem teórica da técnica do papel filtro, citam-se as suas principais desvantagens: altamente dependente da habilidade e velocidade do operador (é necessário que as medições sejam feitas em poucos segundos, evitando alterações nas umidades após o final do tempo de equilíbrio) e período longo de realização do ensaio (LEME, 2015).

## **2.7 Considerações finais**

O presente capítulo buscou esclarecer alguns dos pontos fundamentais para o entendimento da mecânica dos solos não saturados, além da importância de sua aplicação na engenharia geotécnica. Foi dado destaque aos pontos mais pertinentes à proposta de pesquisa, de um modo geral.

Em uma estrutura lógica, discutiu-se sobre a definição e os tipos de sucção, curvas de retenção e formas de modelagem destas, influência da sucção no fluxo em meios porosos não saturados e na resistência ao cisalhamento. Por fim, foi comentada a técnica do papel filtro na determinação de sucções no solo, essencial para a aplicação da mecânica dos solos não saturados.

### 3. CONSIDERAÇÕES SOBRE A ESTABILIDADE DE TALUDES NA CONDIÇÃO NÃO SATURADA

O presente capítulo busca abordar temas relacionados à estabilidade de taludes, com especial atenção à condição não saturada. Inicialmente, uma breve introdução sobre os movimentos de massa e suas classificações é apresentada. Na sequência, são comentados estudos em taludes não saturados e maneiras de avaliação da sua segurança.

#### 3.1 Introdução aos movimentos de massa

Como relata Fernandes (2016), movimentos de massa são processos naturais caracterizados pelo deslocamento de um determinado volume de material, podendo ser acelerados por particularidades do meio físico ou pela ação humana no ambiente. Nesse sentido, deslocamentos de solo e rochas são um tipo de movimento de massa.

Taludes naturais e artificiais encontram-se em um equilíbrio dinâmico na natureza e os deslocamentos estão diretamente relacionados a esse equilíbrio, sendo os movimentos de massa uma resposta física de adaptação às mudanças do ambiente. Nessa ótica, os deslocamentos de massa são controlados por uma gama de acontecimentos que agem mutuamente, impossibilitando a identificação de uma atuação individual (WICANDER e MONROE, 2009 *apud* FERNANDES, 2016). Para Selby e Hodder (1993), raramente um movimento de massa pode ser atribuído a uma causa específica, ainda que seja possível identificar um efeito de maior protagonismo. Atribuir um movimento a uma causa específica não é só difícil, mas também é errado, pois é muito comum que essa causa específica atue apenas como um gatilho.

No trabalho “*Mechanism of Landslides*”, Terzaghi (1950) buscou apresentar uma série de causas de instabilidade de taludes, dividindo-as em causas internas, externas e intermediárias. A princípio, essas causas podem ser distribuídas em função de sua posição em relação ao talude. Causas internas levam ao colapso pela diminuição da resistência interna do maciço, sem que o talude apresente mudanças em sua geometria. Já as causas externas levam ao colapso pelo aumento das tensões cisalhantes sem que haja uma diminuição da resistência do material. Por fim, as intermediárias são os colapsos provocados por agentes externos agindo no interior do talude, como nos rebaixamentos rápidos e liquefações espontâneas. Intermediários porque podem influenciar tanto a resistência quanto a tensão cisalhante

Estendendo os conceitos de Terzaghi (1950), pesquisadores buscaram classificar as causas e os fatores condicionantes. Guidicini e Nieble (1984) utilizam os termos causas e agentes para estudar os fatores que levam aos movimentos de massa. Segundo os autores, é importante diferenciar os dois conceitos. Causa é entendida como a atuação de um determinado agente. Por sua vez, um agente pode se expressar por meio de uma ou mais causas.

Guidicini e Nieble (1984) dividem os agentes em predisponentes e efetivos. Os predisponentes são características do meio, função apenas das condições ambientais, geológicas e geométricas, sem qualquer tipo de ação antrópica. Uma espécie de pano de fundo, nas palavras dos autores. Os agentes efetivos são elementos diretamente responsáveis pelo desencadeamento do deslocamento de terra, incluindo a ação humana. Os efetivos podem atuar de modo mais ou menos direto, sendo subdivididos pelos autores em preparatórios e imediatos. Exemplificando, tem-se a pluviosidade como um agente efetivo preparatório, enquanto que chuva intensa é um agente efetivo imediato.

Para as causas, Guidicini e Nieble (1984) estende o conceito de Terzaghi (1950). A Tabela 3.1 resume a proposta dos autores.

Tabela 3.1 - Agentes e causas de movimentos de massa.

Predisponentes	Agentes		Internas	Causas	
	Preparatórios	Imediatos		Externas	Intermediárias
Complexo geológico, morfológico e climático – hidrológico; gravidade; calor solar e vegetação original.	Pluviosidade; erosão (pela água e pelo ar); gelo; variação da temperatura; dissolução química; fontes e mananciais; lençol freático; ação de animais e humana.	Chuvas intensas; fusão de gelo e neve; erosão; terremoto; ondas; ventos; ação humana.	Efeito de oscilações térmicas; redução dos parâmetros de resistência pela ação do intemperismo.	Mudanças na geometria; vibrações; mudanças naturais na inclinação dos taludes.	Elevação do nível piezométrico em massas “homogêneas”; elevação da coluna de água em descontinuidades; rebaixamento rápido do lençol freático; <i>piping</i> ; diminuição da coesão aparente.

Fonte: Guidicini e Nieble (1984).

Como todos os deslocamentos de massa de solo ou rocha estão relacionados com tensões cisalhantes, Varnes (1978) propôs uma divisão entre fatores que aumentam a tensão cisalhante e fatores que reduzem a resistência ao cisalhamento. Os fatores são a expressão de uma ação, que pode ser antrópica ou natural. Uma única ação pode contribuir para aumento de

tensão e diminuição de resistência, contudo o autor argumenta que é útil separar os resultados físicos de cada ação. A Tabela 3.2 traz um resumo da proposta de Varnes (1978), conforme adaptação de Fernandes (2016).

Tabela 3.2 - Proposta de Varnes (1978) para fatores e ações.

Fatores		Ações naturais / antrópicas
Aumento da tensão cisalhante	Remoção de massa (lateral ou da base)	Erosão, escorregamentos
		Cortes
	Sobrecarga	Peso da água da chuva
		Depósito de material
		Peso da vegetação
		Construção de estruturas
Solicitações dinâmicas	Terremotos, ondas, etc	
	Tráfego, explosões, sismos induzidos, etc	
Pressões laterais	Água em trincas, congelamento, material expansivo	
Redução da resistência	Características do material	Características geomecânicas do material
	Mudanças ou fatores variáveis	Redução da coesão e do ângulo de atrito
		Elevação do nível de água
		Aumento da umidade e redução da sucção

Fonte: Varnes (1978 *apud* Fernandes, 2016).

### 3.2 Classificação dos movimentos de massa

Há na literatura muitas propostas de classificação dos movimentos de massa, nacionais e internacionais, envolvendo grande variedade de fatores e enfoques, muito em função da complexidade dos processos envolvidos e à multiplicidade dos ambientes de ocorrência, com aspectos nem sempre coincidentes, como relata Guidicini e Nieble (1984). Para Gerscovich (2012), a maioria das classificações possui aplicabilidade local, pois se baseia nas condições geológicas e climáticas regionais. No Brasil, autores buscaram adaptar as classificações ao ambiente tropical, como Augusto Filho (1992). O autor ajustou a classificação de Varnes (1978) às dinâmicas ambientais brasileiras.

A proposta de classificação de Varnes (1978) é mais utilizada internacionalmente (GERSCOVICH, 2012). O autor utiliza apenas dois critérios para a classificação dos movimentos. Tipo de movimento como critério primário e tipo de material como secundário. Tipo de movimento é dividido em cinco grupos principais: quedas, tombamentos,

escorregamentos (rotacional e translacional), expansões laterais e corridas / escoamentos. Um sexto grupo é o de movimentos complexos, envolvendo a combinação de dois ou mais tipos principais. Os materiais são divididos em duas classes: rocha e solo de engenharia. Este é subdividido em detritos e terra. A classificação de Varnes (1978) é a oficial da Associação Internacional de Engenharia Geológica (*International Association for Engineering Geology - IAEG*). A Tabela 3.3 traz um resumo da proposta.

Tabela 3.3 - Classificação dos movimentos de massa por Varnes (1978).

Tipos de movimento	Tipo de material		
	Rocha	Solo de engenharia	
		Grossoiro	Fino
Quedas	De rocha	De detritos	De terra
Tombamentos	De rocha	De detritos	De terra
Escorregamento rotacional	Abatimento de rocha	Abatimento de detritos	Abatimento de terra
Escorregamento translacional	Poucas unidades	De blocos rochosos	De blocos de terra
	Muitas unidades	De rocha	De terra
Expansões laterais	De rocha	De detritos	De terra
Corridas / escoamentos	De rocha (rastejo profundo)	De detritos (rastejo de solo)	De terra (rastejo de solo)
Complexo	Combinação de dois ou mais principais tipos de movimento		

Fonte: Varnes (1978).

Augusto Filho (1992) adaptou os principais grupos de movimentos de massa de Varnes (1978) para as condições brasileiras, como mencionado anteriormente. O autor agrupou os movimentos em rastejos ou fluências, escorregamentos, quedas e corridas ou fluxos. Uma síntese da proposta está na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 - Caracterização dos principais grupos de movimentos de massa por Augusto Filho (1992).

<b>Processos</b>	<b>Características do movimento, material e granulometria</b>
Rastejo ou fluência	Vários planos de deslocamento (internos)
	Velocidades muito baixas (cm/ano) a baixas e decrescentes com a profundidade
	Movimentos constantes, sazonais ou intermitentes
	Solo, depósitos, rocha alterada / fraturada
	Geometria indefinida
Escorregamento	Poucos planos de deslocamento (externos)
	Velocidades médias (km/h) a altas (m/s)
	Pequenos a grandes volumes de materiais
	Geometria e materiais variáveis
	Planares – solos pouco espessos, solos e rochas com plano de fraqueza
	Circulares – solos espessos homogêneos e rochas muito fraturadas
	Em cunha – solos e rochas com dois planos de fraqueza
Queda	Sem planos de deslocamento
	Movimentos tipo queda livre ou em plano inclinado
	Velocidades muito altas (m/s)
	Material rochoso
	Pequenos a médios volumes
	Geometria variável: lascas, placas, blocos, etc
	Rolamento de matacão
Tombamento	
Corrida ou fluxo	Muitas superfícies de deslocamento (internas e externas à massa em movimentação)
	Movimento semelhante a um líquido viscoso
	Desenvolvimento ao longo das drenagens
	Velocidades médias a altas
	Mobilização de solo, rocha, detritos e água
	Grandes volumes de material
	Extenso raio de alcance, mesmo em áreas planas

Fonte: Augusto Filho (1992).

Um maior aprofundamento das classificações foge ao objetivo do presente trabalho. O que foi apresentado neste item busca apenas contextualizar o tema dos movimentos de massa e sua importância nos estudos de estabilidades de taludes naturais e artificiais.

### **3.3 Estabilidade de taludes e a condição não saturada**

Este item aborda alguns estudos de estabilidade de taludes em solos na condição não saturada, com destaque para o papel que a água desempenha nesse cenário. Proveniente das precipitações, na maioria dos casos, ela é um dos fatores que mais interferem na estabilidade de taludes, como relata Gerscovich (2012).

O aumento da umidade no interior dos taludes resulta em diminuição ou completo desaparecimento da sucção matricial, reduzindo a capacidade resistente do solo. A água atua ainda no aumento dos esforços solicitantes, como no aumento do peso específico aparente, desenvolvimento de pressões hidrostáticas em fraturas de rochas e aumento das pressões neutras devidas à percolação. Portanto, é fundamental a previsão do comportamento da água no estudo de estabilidade (CARDOSO JÚNIOR, 2006). Na definição de agentes e causas dos movimentos de massa de Guidicini e Nieble (1984), a ação da água de suas diversas fontes possui destaque no grupo dos agentes, tendo expressão bastante pronunciada nas causas intermediárias, condizente com a atuação no aumento das solicitações e redução das resistências.

Segundo Sidle e Ochiai (2006), os fatores hidrológicos são os que mais contribuem para deflagração de movimentos de massa em taludes, com destaque para os processos de precipitação, recarga do lençol freático, evapotranspiração e interceptação. Os estudos abordados neste item tratam acerca da precipitação.

Guidicini e Nieble (1984) lembram que, no meio tropical brasileiro, os escorregamentos de terra estão relacionados à estação das chuvas, mais especificamente aos eventos de chuvas intensas, durante o verão. Ainda segundo os autores, as chuvas são o aspecto mais significativo que conduz ao aparecimento de um movimento de massa, distanciando-se dos outros fatores em importância. Quase todos os deslocamentos de massa em nosso meio estão relacionados a ocorrências de elevada pluviosidade, configurando uma condição necessária, ainda que nem sempre suficiente.

#### ***3.3.1 Taludes em solo não saturado e precipitações***

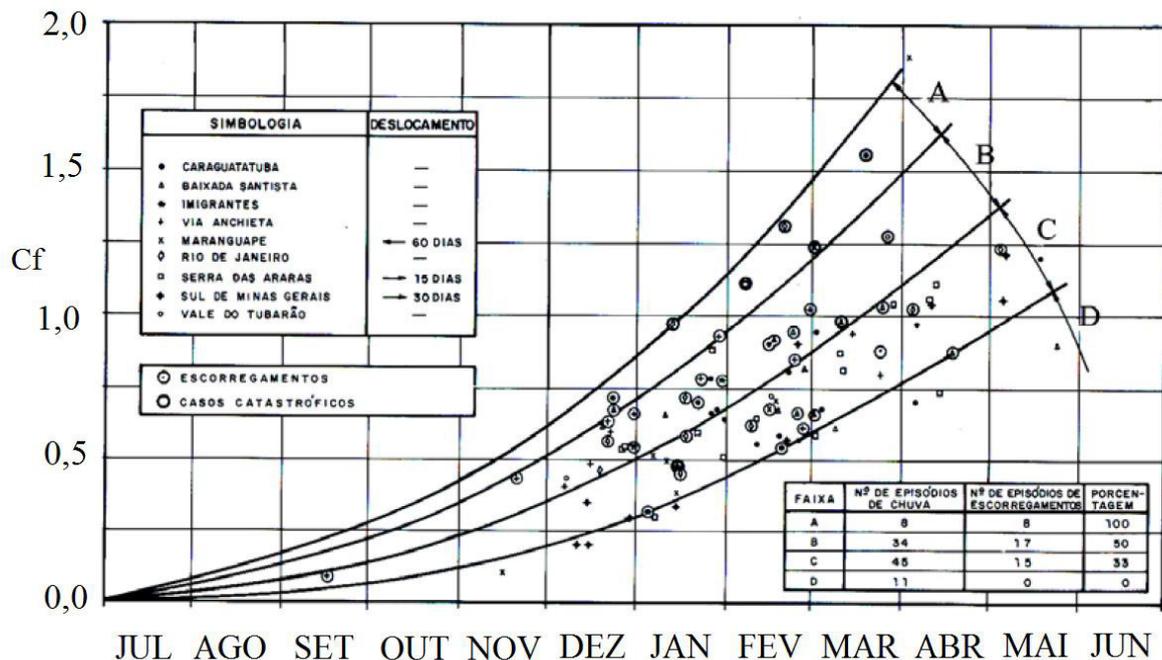
Para Sidle e Ochiai (2006), os eventos de chuva possuem quatro atributos que devem ser observados na deflagração de movimentos de massa: precipitação total, intensidade, eventos antecedentes e duração. Os autores ainda revelam que a maioria dos escorregamentos ocorre entre algum nível de precipitação acumulada e a máxima intensidade

horária. A seguir, são apresentados alguns estudos nessa temática, com destaque para as características das precipitações, seu papel na instabilização de taludes e sua relação com os parâmetros hidrológicos e geotécnicos dos materiais.

Guidicini e Iwasa (1976 *apud* Cardoso Júnior, 2006) investigaram a relação entre movimentos de massa e pluviosidade por meio da introdução de dados relativos ao histórico de chuvas em cem episódios de evento intenso no território brasileiro. Estes episódios não estão necessariamente ligados a escorregamentos de material e são originários de nove áreas no clima tropical úmido. Nestas áreas, os registros pluviométricos possuíam idade variável entre 20 e 70 anos, mas foram utilizados dados referentes apenas aos dias anteriores aos episódios de chuva intensa ou dados recuados para abranger, parcial ou totalmente, o ciclo de chuvas do ano em questão (ano do episódio). Para correlacionar os registros, os autores introduziram os conceitos de “Coeficiente de ciclo” (Cc) e “Coeficiente de episódio” (Ce), registro pluviométrico acumulado até a data do episódio e registro pluviométrico do próprio episódio, com relação à média anual de pluviosidade na região, respectivamente. A soma dos dois coeficientes foi chamada pelos autores de “Coeficiente final” (Cf).

O Coeficiente final equivale ao total de água precipitada até a data do episódio de chuva intensa, contado a partir do início do ciclo (geralmente julho). A Figura 3.1 retrata a aplicação do conceito de Coeficiente final aos episódios estudados.

Figura 3.1 - Episódios de escorregamento e Coeficiente final.



Fonte: Guidicini e Iwasa (1976 *apud* Cardoso Júnior, 2006).