



UNIVERSIDADE
ESTADUAL DE LONDRINA

ALANA DIAS DE OLIVEIRA

**ESTABILIDADE DE TALUDE DE SOLO ARENOSO
LATERÍTICO NÃO SATURADO NA CONDIÇÃO
INDEFORMADA E COMPACTADA**

ALANA DIAS DE OLIVEIRA

**ESTABILIDADE DE TALUDE DE SOLO ARENOSO
LATERÍTICO NÃO SATURADO NA CONDIÇÃO
INDEFORMADA E COMPACTADA**

Dissertação apresentada ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Londrina, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre.

Orientadora: Profa. Dra. Raquel Souza Teixeira

Londrina
2019

ALANA DIAS DE OLIVEIRA

**ESTABILIDADE DE TALUDE DE SOLO ARENOSO LATERÍTICO NÃO
SATURADO NA CONDIÇÃO INDEFORMADA E COMPACTADA**

Dissertação apresentada ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Londrina, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre.

BANCA EXAMINADORA

Orientadora: Profa. Dra. Raquel Souza Teixeira
Universidade Estadual de Londrina - UEL

Profa. Dra. Nelcí Helena Maia Gutierrez
Universidade Estadual de Maringá - UEM

Profa. Dra. Mariana Alher Fernandes
Universidade Tecnológica Federal do Paraná -
UTFPR

Londrina, 15 de março de 2019.

À minha família, Mario, Ione e Mariana.

AGRADECIMENTOS

Toda a gratidão a Deus, por me permitir viver essa experiência no meio de pessoas tão especiais e valiosas. E também à Nossa Senhora das Graças por ter me guiado nos momentos difíceis desta jornada, que não foram poucos, mas que suporrei por amor e devoção à Ele.

Pelas preciosas contribuições técnicas e suporte fornecido para a elaboração deste trabalho, muito obrigada, especialmente as seguintes pessoas e instituições:

Aos meus pais, Mario e Ione, que são minha base, fonte de alegria e vida. Obrigada por me incentivarem sempre e principalmente na mudança para Londrina. Agradeço também a minha irmã, Mariana, que foi minha companheira durante esse tempo. Amo vocês!

À Prof^a. Dr^a. Raquel Teixeira Souza por acreditar no meu potencial e confiar constantemente nos projetos de seus “filhos”. Você me inspira!

Ao Dr. Carlos José Marques da Costa Branco, por disponibilizar e compartilhar seus conhecimentos sobre o programa GeoSlope[®], e também aos participantes da banca examinadora por aceitarem participar desta defesa, Prof^a. Dr^a. Nelcí Helena Maia Gutierrez e Prof^a. Dr^a. Mariana Alher Fernandes.

Ao Prof. Dr. Gilson Gitirana, por ter cedido a planilha que facilitou (muito) a aplicação das equações desenvolvidas por ele.

À minha melhor amiga, Fernanda Sá, cujo ombro e colo estiveram a 700 km de distância mas ao mesmo tempo muito perto de mim.

Ao Benedito, meu parceiro, amigo e jóia rara.

Aos meus amigos de laboratório, Flávia, Renan e José Wilson pelas viagens de coleta e companheirismo sem fim. Agradeço também aos IC's que contribuíram na coleta dos dados essenciais para a conclusão deste trabalho, Nicole e José Guilherme.

Aos laboratórios de Física Nuclear e de Agronomia da Universidade Estadual de Londrina (UEL) pela colaboração na realização dos ensaios.

E por fim, à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível

Superior (CAPES), pelo suporte financeiro, e à UEL, pela oportunidade de obter meu grau de Mestra.

“Enquanto é dia, precisamos realizar a obra daquele que me enviou. A noite se aproxima, quando ninguém pode trabalhar.”

João 9:4

OLIVEIRA, A. D. **Estabilidade de talude de solo arenoso laterítico não saturado na condição indeformada e compactada**. 2019. 143 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Londrina, Londrina, 2019.

RESUMO

Extensos estudos sobre o comportamento resistivo dos solos não saturados têm sido realizados ao longo das últimas décadas. Entretanto, é conhecida a imprevisibilidade e incerteza que se tem acerca do comportamento destes solos na presença de água e os efeitos da saturação parcial, principalmente em solos mais porosos e granulares. Este estudo, portanto, tem o objetivo de avaliar a estabilidade de taludes de solo na condição indeformada e compactada de areia argilosa laterítica não saturada localizada no município de Tuneiras do Oeste/PR, sob geometrias e sucções estimadas diferentes. Para isso, foram determinadas, em ambas as condições: indeformada e compactada, as curvas de distribuição de poros por intrusão de mercúrio, curvas características solo-água, utilizando as técnicas do papel-filtro e câmara de pressão de Richards, e parâmetros de resistência ao cisalhamento direto a fim de aplicar às modelagens computacionais desenvolvidas no *software* da GeoSlope® – Slope/W. Os ensaios experimentais de porosimetria indicaram a presença de duas famílias principais de poros, os intra-agregados e os interagregados. Na determinação da curva característica solo-água foram encontradas tendências bimodais por meio do modelo numérico de Gitirana e Fredlund. Além disso obtiveram-se os valores de Valor de Entrada de Ar na ordem de 1,5 e 4 kPa para o solo indeformado e compactado respectivamente. Por meio da curva característica foi possível estimar os valores de sucção ao qual foram ensaiados os corpos de prova no ensaio de cisalhamento direto, de 0 a 100 kPa para o solo indeformado e de 0 a 200 kPa para o solo compactado. Nos ensaios de cisalhamento direto foi verificada a influência da variação do teor de umidade, portanto da sucção, ao plotar os resultados na Equação de previsão de Vilar. Verificou-se a não linearidade e o aumento na resistência ao cisalhamento das amostras não saturadas em comparação às saturadas, e de amostras compactadas em relação às indeformadas. O solo compactado apresentou melhor desempenho em relação ao indeformado à variação da sucção estimada. Além disso, nas análises de estabilidade, por Morgenstern e Price e Bishop Simplificado, verificou-se a sensibilidade do Fator de Segurança (FS) à variação das geometrias e da sucção estimada. Foram construídos ábacos para a determinação das geometrias e sucção críticas. Com isso, foi possível verificar a maior variação do FS quando alteradas as alturas e menor variação quando alteradas as inclinações. Os valores de FS obtidos foram diretamente proporcionais ao aumento da sucção, c' e ϕ^b . As análises desse estudo devem auxiliar na avaliação do comportamento de estabilidade dos taludes propostos, sujeitos a variação do teor de umidade que por consequência altera a sucção de campo. Por fim, este estudo contribui para uma melhor compreensão do comportamento não saturado dos taludes estudados do solo de areia argilosa laterítica não saturada, na condição indeformada e compactada.

Palavras-chave: Instabilização. Sucção. Curva característica solo-água. Resistência ao cisalhamento. Slope/W.

OLIVEIRA, A. D. **Slope stability of unsaturated lateritic sandy soil in undisturbed and compacted condition.** 2019. 145 p. Dissertation (Master in Civil Engineering) – Universidade Estadual de Londrina, Londrina, 2019.

ABSTRACT

Extensive studies on the resistive behavior of unsaturated soils have been done at the last decades. However, it is known the unpredictability and uncertainty about this behavior in soils in the presence of water and the effects of partial saturation, especially in more porous and granular soils. This study has the objective of evaluating the slope stability of undisturbed and compacted unsaturated lateritic clayey sand soil located in the city of Tuneiras do Oeste/PR, under different geometries and estimated suctions. For this, were determined for both conditions: undisturbed and compacted, the pore distribution curves by mercury intrusion, soil-water characteristic curves, using the filter-paper and Richards pressure chamber techniques, and resistance parameters by direct shear in order to apply to computational modeling developed in GeoSlope[®] software - Slope/W. Experimental porosimetry tests indicated the presence of two main families of pores, intra-aggregates and interaggregates. In the determination of the soil-water characteristic curve, bimodal trends were found using the numerical model of Gitirana and Fredlund. In addition, the values of Air Entry Value were obtained in the order of 1.5 and 4 kPa for the undisturbed and compacted soil, respectively. By the characteristic curve it was possible to predict the suction values at which the specimens were tested in the direct shear test, from 0 to 100 kPa for the undisturbed soil and from 0 to 200 kPa for the compacted soil. In the direct shear tests, the influence of the moisture content variation and suction, was verified when plotting the results in the Vilar prediction equation. It was verified the non-linearity and the increase in shear strength of the unsaturated samples compared to the saturated samples, and of compacted samples in relation to the undisturbed samples. The compacted soil presented better performance in relation to the undeformed to the variation of the estimated suction. Moreover, in the stability analyzes, by Morgenstern and Price and Simplified Bishop the sensitivity of the Safety Factor (SF) was verified by the geometries and estimated suction variation. Abacuses were constructed for the determination of critical geometries and suctions. So, it was possible to verify a bigger variation of SF when the heights were altered and a less variation when the slopes were altered. Regarding the variation of the estimated suction, the compacted soil presented better performance than the undisturbed one. The SF values obtained were directly proportional to the suction increase, c' and ϕ^b . It is understood that the stability trends provided in this study are indicative and should be used only as a preliminary tool to help corroborate the observations made on the spot. Finally, this study contributes to a better understanding of the unsaturated behavior of the studied slopes of the lateritic clayey sand soil, in the undisturbed and compacted condition.

Key words: Instability. Suction. Soil-water characteristic curve. Shear strength. Slope/W.

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1 – Mecanismo do potencial matricial – Forças de adsorção e capilar	6
Figura 3.2 – Curva característica solo-água: a) Grau de saturação versus sucção (logarítmica); b) Teor de umidade volumétrica versus sucção (logarítmica)	11
Figura 3.3 – Curva característica solo-água de um solo argiloso, siltoso e arenoso	11
Figura 3.4 – Curva característica solo-água de umedecimento e secagem de um solo qualquer	12
Figura 3.5 – Conceituações de curvas características do solo-água para diversas texturas do solo	14
Figura 3.6 – Possíveis configurações de ensaio: (a) Sucção total e (b) Sucção matricial	18
Figura 3.7 – Configuração de ensaio placa de pressão	19
Figura 3.8 – Não linearidade da envoltória de ruptura; Tensão cisalhante versus sucção matricial	28
Figura 3.9 – Envoltória de Mohr-Coulomb linearizada	29
Figura 3.10 – Envoltória de ruptura linearizada; Tensão cisalhante versus sucção matricial	30
Figura 3.11 – Redução do fator de segurança do aterro de Malda devido à chuva	36
Figura 3.12 – (a) ϕ' versus sucção matricial, (b) c versus sucção matricial, ambos nos ramos de umedecimento e secagem	37
Figura 4.1 – Fluxograma metodológico	44
Figura 4.2 – Localização da área de estudo em relação ao município de Londrina	45
Figura 4.3 – Medidas de temperaturas no município de Tuneiras do Oeste de 2008 a 2016	46
Figura 4.4 – Precipitação no município de Tuneiras do Oeste de 2008 a 2016	46
Figura 4.5 – Mapa litológico do Estado do Paraná com a indicação do local de coleta das amostras	47

Figura 4.6 –	Localização dos pontos de sondagens SPT em relação ao local de coleta das amostras.....	48
Figura 4.7 –	Perfil estratigráfico do solo obtido por meio de sondagem SPT – Tuneiras do Oeste.....	49
Figura 4.8 –	Curva Granulométrica – Tuneiras do Oeste.....	50
Figura 4.9 –	Curva de Compactação do solo Tuneiras do Oeste usando Energia Normal de Proctor	51
Figura 4.10 –	Talude de retirada das amostras.....	52
Figura 4.11 –	Formatos das amostras indeformadas (a) 400x200mm, (b) 20x47,5mm e (c) 20x25,4mm	53
Figura 4.12 –	Fluxograma do programa de ensaios.....	54
Figura 4.14 –	Vista frontal do porosímetro por intrusão de mercúrio.....	55
Figura 4.15 –	(a) CP indeformado e (b) CP compactado	56
Figura 4.16 –	(a) Copo e (b) pesagem do conjunto do penetrômetro.....	56
Figura 4.17 –	(a) Penetrômetro inserido no dispositivo de enchimento e (b) dispositivo selado.....	57
Figura 4.18 –	(a) Proteção dos anéis e (b) CPs para saturação	60
Figura 4.19 –	(a) Aparato de madeira, (b) e (c) Secagem dos CPs	60
Figura 4.20 –	Montagem do método do papel-filtro.....	61
Figura 4.21 –	(a) Pesagem do CP, (b), (c) e (d) montagem dos CPs, (e) e (f) embalagem e identificação dos CPs.....	61
Figura 4.22 –	Câmaras de pressão de Richards.....	63
Figura 4.23 –	(a) Disposição dos CPs indeformados e compactados para saturação e (b) saturação da placa porosa	64
Figura 4.24 –	(a) Placa porosa fixada, (b) disposição dos CPs sobre a placa porosa e (c) câmara de pressão fechada	65
Figura 4.25 –	Equipamento - Prensa de cisalhamento direto.....	66
Figura 4.26 –	Exemplo de CP talhado, ainda dentro do molde de aço	67
Figura 4.27 –	Montagem da caixa de cisalhamento.....	70
Figura 4.28 –	Esquema da caixa de cisalhamento – Inundado.....	71
Figura 4.29 –	Esquema da caixa de cisalhamento – Não inundado	71
Figura 4.30 –	CP indeformado rompido – verificação do plano de ruptura	73
Figura 4.31 –	Seção típica da inclinação.....	74
Figura 4.32 –	Fluxograma da 1ª parte das análises de estabilidade	75

Figura 4.33 – Fluxograma da 2ª parte das análises de estabilidade	76
Figura 5.1 – Distribuição do tamanho dos poros dos solos indeformado e compactado.....	77
Figura 5.2 – Distribuição das frequências de poros dos solos indeformado e compactado	78
Figura 5.7 – Curvas características solo-água – solo indeformado e compactado	85
Figura 5.8 – Tensão cisalhante total versus deslocamento horizontal versus deslocamento vertical inundado (Grupo A) (a) solo indeformado e (b) solo compactado	88
Figura 5.9 – Envoltórias de ruptura resultante inundado (Grupo A) (a) solo indeformado e (b) solo compactado	90
Figura 5.10 – Tensão cisalhante efetiva versus deslocamento horizontal versus deslocamento vertical não inundado (Grupo B) (a) solo indeformado e (b) solo compactado	93
Figura 5.11 – Tensão cisalhante efetiva versus deslocamento horizontal versus deslocamento vertical não inundado (Grupo C) (a) solo indeformado e (b) solo compactado	94
Figura 5.12 – Tensão cisalhante efetiva versus deslocamento horizontal versus deslocamento vertical não inundado (Grupo D) (a) solo indeformado e (b) solo compactado	95
Figura 5.13 – Envoltórias de ruptura resultante não inundado (Grupo B) (a) solo indeformado e (b) solo compactado	96
Figura 5.14 – Envoltórias de ruptura resultante não inundado C (a) solo indeformado e (b) solo compactado.....	96
Figura 5.15 – Envoltórias de ruptura resultante não inundado (Grupo D) (a) solo indeformado e (b) solo compactado	97
Figura 5.16 – Envoltórias de ruptura resultante não inundado (Grupos B, C e D) (a) solo indeformado e (b) solo compactado	100
Figura 5.17 – Intercepto de coesão efetivo versus sucção estimada (a) solo indeformado e (b) solo compactado	101
Figura 5.18 – Ângulo de atrito interno efetivo versus sucção estimada (a) solo indeformado e (b) solo compactado	102

Figura 5.19 –	Curva representativa para o cálculo de ϕ_b a partir da relação c' versus sucção estimada (a) solo indeformado e (b) solo compactado	103
Figura 5.20 –	ϕ_b versus sucção estimada (a) solo indeformado e (b) solo compactado	105
Figura 5.21 –	Tensão cisalhante efetiva versus tensão normal versus sucção estimada do solo indeformado.....	106
Figura 5.22 –	Tensão cisalhante efetiva versus tensão normal versus sucção estimada do solo compactado	106
Figura 5.23 –	Seção representativa de saída do Slope/W	109
Figura 5.24 –	FS versus altura (a) talude de corte e (b) talude de aterro e níveis do FS.....	111
Figura 5.25 –	FS versus inclinação (a) talude de corte e (b) talude de aterro e níveis do FS.....	112
Figura 5.26 –	FS versus inclinação (L:H) (a) talude de corte e (b) talude de aterro e limite crítico do FS	114
Figura 5.27 –	FS versus c' e limite crítico do FS – H = 10 m.....	117
Figura 5.28 –	FS versus c' e limite crítico do FS – H = 7 m.....	117
Figura 5.29 –	FS versus c' e limite crítico do FS – H = 4 m.....	118
Figura 5.30 –	FS versus sucção estimada e limite crítico do FS.....	119
Figura A.1 –	Curva δv versus raiz do tempo: (a) condição indeformada e (b) condição compactada.....	136
Figura B.1 –	Exemplo do método das retas tangentes – curva tensão cisalhante versus deslocamento horizontal do solo compactado para tensão normal de 200 kPa.....	139
Figura C.1 –	Talude representativo modelado na interface gráfica do Slope/W	140
Figura C.2 –	Interface de entrada das propriedades dos materiais	141
Figura C.3 –	Talude representativo com o material aplicado na interface gráfica do Slope/W.....	141
Figura C.4 –	Talude representativo com a inserção da opção “Grid and Radius”.....	142
Figura C.5 –	Superfície crítica do talude representativo	143

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 –	Classificação dos poros – Diâmetros em μm	16
Tabela 3.2 –	Técnicas de ensaio – Sucção matricial	17
Tabela 3.3 –	Combinações possíveis das variáveis de tensão	25
Tabela 3.4 –	Agentes responsáveis pela instabilidade do solo	34
Tabela 3.5 –	FS mínimos para escorregamentos da NBR 11682	39
Tabela 3.6 –	Métodos determinísticos de estabilidade de taludes	40
Tabela 4.1 –	Composição textural do solo – Tuneiras do Oeste	50
Tabela 4.2 –	Caracterização química – Tuneiras do Oeste	52
Tabela 4.3 –	Fluorescência de raio-X – Tuneiras do Oeste	52
Tabela 4.4 –	Resumo das amostras indeformadas coletadas em campo	53
Tabela 4.5 –	Teor de umidade inicial e de saturação	58
Tabela 4.6 –	Identificação, massa e índices físicos dos CPs – Técnica do Papel-filtro	59
Tabela 4.7 –	Identificação, massa e índices físicos dos CPs – Técnica da Câmara de Pressão de Richards	64
Tabela 4.8 –	Teores de umidade (w e θ) – Ensaio de cisalhamento direto	67
Tabela 4.9 –	Identificação, massa e índices físicos dos CPs – Cisalhamento direto	68
Tabela 5.1 –	Classes e percentual de poros de acordo com Brewer (1976) dos solos indeformado e compactado	79
Tabela 5.2 –	Índices físicos e sucção matricial ($u_a - u_w$) _m – Técnica do Papel-filtro	80
Tabela 5.3 –	Índices físicos e sucção matricial ($u_a - u_w$) _m – Técnica da câmara de pressão de Richards	81
Tabela 5.4 –	Valores de VEA, ψ_{res} e S_{res} para o solo indeformado e compactado	85
Tabela 5.5 –	Índices físicos do solo indeformado e inundado (Grupo A)	87
Tabela 5.6 –	Índices físicos do solo compactado e inundado (Grupo A)	87
Tabela 5.7 –	Equações de ajuste (Grupo A), solo indeformado e compactado	90
Tabela 5.8 –	Valores de c e ϕ (Grupo A), solo indeformado e compactado	90

Tabela 5.9 – Índices físicos não inundado (Grupo B), solo indeformado e compactado	91
Tabela 5.10 – Índices físicos não inundado (Grupo C), solo indeformado e compactado	91
Tabela 5.11 - Índices físicos não inundado (Grupo D), solo indeformado e compactado	92
Tabela 5.12 – Equações de ajuste não inundado (Grupos B, C e D), solo indeformado e compactado.....	97
Tabela 5.13 – Valores de c' e ϕ' não inundado (Grupos B, C e D), solo indeformado e compactado.....	98
Tabela 5.14 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento para solo indeformado obtidos por outros autores.....	98
Tabela 5.15 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento para solo compactado obtidos por outros autores	99
Tabela 5.16 – Equações de ajuste c' , solo indeformado e compactado	102
Tabela 5.17 – Equações de ajuste ϕ' , solo indeformado e compactado	102
Tabela 5.19 – Equações de ajuste ϕ_b , solo indeformado e compactado	105
Tabela 5.20 – Envoltórias de resistência não saturada.....	107
Tabela 5.21 – Geometria e inclinações dos taludes propostos para esse estudo	108
Tabela 5.22 – Análise de estabilidade pelo método de Morgenstern e Price – Variação das geometrias	109
Tabela 5.23 – Análise de estabilidade pelo método de Bishop Simplificado – Variação das geometrias	110
Tabela 5.24 – Análise de estabilidade com a variação da sucção – Talude de corte.....	116
Tabela 5.25 – Análise de estabilidade com a variação da sucção – Talude de aterro	116
Tabela A.1 – Cálculo de v_f para o ensaio de cisalhamento direto.....	136
Tabela B.1– Porcentagens de deformação obtidas para o ponto de ruptura pelo método das retas tangentes.....	139

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ATD	Análise Térmica Diferencial
ATG	Análise Térmica Gravimétrica
CAD	<i>Computer Aided Drafting</i>
COV	Coeficientes de Variação
DRX	Difração de Raios-X
FS	Fator de Segurança
GC	Grau de Compactação
IAEG	<i>International Association for Engeneering Geology</i>
IP	Índice de Plasticidade
IUPAC	<i>International Union of Pure and Applied Chemistry</i>
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
PWP	<i>Pore Water Pressure</i>
SPT	<i>Standard Penetration Test</i>
UEL	Universidade Estadual de Londrina
USGS	<i>United States Geological Survey</i>
VEA	Valor de Entrada de Ar
VM	Valor Médio

LISTA DE SIGLAS

Símbolos do alfabeto latino

$(u_a - u_w)_m$	Sucção matricial (kPa)
$(u_a - u_w)_b$	Pressão de entrada de ar (kPa)
$(\sigma - u_a)$	Tensão normal líquida (kPa)
a_v e b_v	Parâmetros de ajuste de Vilar (2007) (1)
c'	Intercepto coesivo efetivo (kPa)
C_v	Coeficiente de Adensamento (cm^2/s)
d	Diâmetro do capilar (m)
D_{10}	Diâmetro efetivo das partículas (mm)
e	Índice de vazios (1)
E	Energia de compactação ($\text{kg}\cdot\text{cm}/\text{cm}^3$)
h_c	Altura da franja capilar (m)
H_d	Altura de drenagem da amostra (cm)
k	Condutividade hidráulica (cm/s)
k_s	Condutividade hidráulica saturada (cm/s)
P	Pressão (kPa)
P_g	Potencial gravitacional (kPa)
P_m	Potencial matricial (kPa)
P_o	Potencial osmótico (kPa)
P_p	Potencial de pressão (kPa)
P_p	Potencial total da água no solo (kPa)
r	Raio dos poros (μm)
S	Sucção de ajuste (kPa) – Gitirana e Fredlund (2004)
S_r	Grau de saturação (%)
S_r^e	Grau de saturação efetivo (%)
S_{res}	Grau de saturação residual (%)
$S_{r\text{final}}$	Grau de saturação final (%)

S_{inicial}	Grau de saturação inicial (%)
S_r^m	Grau de saturação microscópico (%)
$S_{r,\text{sat}}$	Grau de saturação de saturação (%)
T	Tensão superficial (J/m ²)
$t_{90\%}$	Tempo necessário para 90% de adensamento (s)
t_f	Tempo de ruptura (s)
T_v	Fator tempo para 90% de adensamento (1)
U	Grau médio de dissipação de excessos de pressão neutra (95%)
u_a	Pressão de ar (kPa)
u_w	Pressão de neutra ou pressão de água (kPa)
v_f	Velocidade de ruptura (mm/s)
V_w	Volume de água (m ³)
w	Teor de umidade gravimétrico (%)
W	Trabalho (J.m)
$w_{A, B, C e D}$	Teores de umidade gravimétrico dos Grupos A, B, C e D (%)
w_{final}	Teor de umidade final (%)
w_{inicial}	Teor de umidade inicial (%)
$w_{\text{ótima}}$	Teor de umidade ótima (%)
w_{papel}	Teor de umidade do papel-filtro (%)
$\alpha, m e n$	Parâmetros de ajuste da curva característica solo-água

Símbolos do alfabeto grego

α	Ângulo de contato (°)
β	Ângulo de rotação da hipérbole (°)
γ_w	Peso específico da água (N/m ³ ou kN/m ³)
δ	Ângulo tangente de abertura (°)
δ_h	Deslocamento horizontal (mm)

η	Porosidade (%)
θ	Teor de umidade volumétrico (%)
θ_{final}	Teor de umidade volumétrico final (%)
θ_r	Teor de umidade volumétrico residual (%)
$\theta_{A,B,C e D}$	Teores de umidade volumétrico dos Grupos A, B, C e D (%)
θ_s	Teor de umidade volumétrico de saturação (%)
λ	Ângulo da inclinação de secagem (°)
ρ_d	Massa específica seca do solo (g/cm ³)
ρ_{nat}	Massa específica natural do solo (g/cm ³)
ρ_w	Massa específica da água (g/cm ³)
σ	Tensão total (kPa)
σ'	Tensão efetiva (kPa)
σ_{Hg}	Tensão superficial do Mercúrio (J/m ²)
τ	Resistência ao cisalhamento (kPa)
τ_f	Tensão resistente (kPa)
τ_{mob}	Tensão mobilizada (kPa)
ϕ'	Ângulo de atrito interno efetivo (°)
ϕ^b	Ângulo de atrito interno no eixo da sucção (°)
χ	Fator de ponderação - Bishop (1960)
χ'	Fator representativo do ciclo de umedecimento e secagem - Bishop e Donald (1961)
ψ	Sucção total (kPa)
ψ_b	Pressão de entrada de ar (kPa)
ψ_m	Sucção matricial (kPa)
ψ_o	Sucção osmótica (kPa)
ψ_{papel}	Sucção do papel-filtro (kPa)
ψ_{res}	Sucção residual (kPa)

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	ESTRUTURA E ORGANIZAÇÃO	2
2	OBJETIVOS	4
2.1	OBJETIVO GERAL	4
2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	4
3	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	5
3.1	SOLOS NÃO SATURADOS	5
3.1.1.	Potencial da água no solo	5
3.1.2.	Sucção	7
3.1.3.	Curva característica solo-água	10
3.1.3.1.	Curva de distribuição de poros	14
3.1.3.2.1.	<i>Técnica do papel-filtro</i>	17
3.1.3.2.2.	<i>Técnica da placa de pressão</i>	19
3.1.3.3.	Ajuste da curva característica solo-água	20
3.1.3.4.	Fatores que influenciam o formato da curva característica solo-água... ..	22
3.1.4.	Princípio da tensão efetiva	23
3.1.5.	Tensão no solo não saturado	24
3.1.6.	Resistência ao cisalhamento não saturada	25
3.1.6.1.	Métodos de previsão da resistência ao cisalhamento	30
3.1.6.2.	Considerações sobre o ensaio de cisalhamento direto	32
3.2	INSTABILIZAÇÃO DE TALUDES	33
3.2.1.	Princípios de instabilização de taludes	33
3.2.1.1.	A precipitação como agente estabilizador	35
3.2.2.	Estabilidade de taludes	38
3.2.2.1.	Método do Equilíbrio Limite	40
3.2.2.1.1.	<i>Método de Spencer e de Morgenstern e Price</i>	41
3.2.2.1.2.	<i>Método de Bishop Simplificado</i>	42
3.2.2.2.	Estabilidade de taludes em solos não saturados	42

4	MATERIAIS E MÉTODOS	44
4.1.	ETAPAS DA PESQUISA	44
4.2.	ÁREA DE ESTUDO E AMOSTRAGEM	45
4.2.1.	Localização e características gerais	45
4.2.1.1.	Aspectos climáticos	45
4.2.1.2.	Relevo e Geologia	47
4.2.1.3.	Perfil do subsolo e Caracterização	48
4.2.2.	Amostragem	52
4.2.2.1.	Local, coleta e preparação das amostras	52
4.3.	EQUIPAMENTOS, ROTINAS E PROGRAMAS DE ENSAIOS	54
4.3.1.	Compactação do solo para talhagem dos corpos de prova	54
4.3.2.	Porosimetria	55
4.3.3.	Curva característica solo-água	58
4.3.3.1.	Papel-filtro	58
4.3.3.2.	Câmara de pressão de Richards	62
4.3.4.	Ensaio de cisalhamento direto	66
4.3.4.1.	Considerações sobre o ensaio inundado	72
4.3.4.2.	Considerações sobre o ensaio não inundado	72
4.4.	ANÁLISES DE ESTABILIDADE	73
4.4.1.	Definição do problema	74
4.4.2.	Desenvolvimento das análises	75
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES	77
5.1.	POROSIMETRIA	77
5.2.	CURVA CARACTERÍSTICA SOLO-ÁGUA	80
5.3.	ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO	86
5.3.1.	Resistência ao cisalhamento saturada	86
5.3.2.	Resistência ao cisalhamento não saturada	91
5.3.2.1.	Determinação do ângulo de atrito interno no eixo da sucção, ϕ^b	100
5.4.	ANÁLISES DE ESTABILIDADE	107
5.4.1.	Variação das geometrias	107
5.4.2.	Variação da sucção	115

6	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	121
6.1	CONCLUSÕES	121
6.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	123
REFERÊNCIAS		125
APÊNDICE A		135
APÊNDICE B		138
APÊNDICE C		140

1 INTRODUÇÃO

O efeito das alterações climáticas, ou seja, eventos de precipitação de alta intensidade, tem influência significativa na estabilidade de estruturas geotécnicas nas quais as variações da sucção matricial podem levar a grandes deslizamentos de terra.

A instabilidade de taludes representa uma ameaça significativa à segurança das pessoas, especialmente em regiões com um maior risco de escorregamento, dadas as suas condições topográficas, geológicas e climáticas. De fato, deslizamentos de terra ocorrem praticamente todos os anos em quase todas as regiões do mundo, embora o número de ocorrências e suas consequências possam ser imensuráveis.

No projeto geotécnico moderno, a possibilidade de anular completamente a sucção do solo em caso de chuvas pode levar a projetos alternativos, muito mais conservadores. Geralmente, o solo situado acima do lençol freático é considerado na condição de não saturado, com grau de saturação influenciado por vários fatores, como por exemplo, o efeito do aumento capilar, infiltração, evaporação e transpiração que ocorrem próximo à superfície do terreno ou talude.

A principal motivação para a realização das análises de estabilidade de taludes são as mais variadas incertezas, visto que as instabilizações podem ocorrer não só como consequência de causas naturais, mas frequentemente são desencadeadas por atividades humanas. Além disso, essas instabilizações podem apresentar-se com uma vasta gama de escalas à qualquer tempo e com uma grande variedade de movimentos possíveis.

Esforços significativos durante as duas últimas décadas foram focados neste campo, levando à formulação de um quadro teórico para a compreensão da Mecânica dos Solos não saturados. Cerca de 20% das publicações geotécnicas nos últimos anos têm sido direta ou indiretamente relacionadas ao campo do mecanismo não saturado do solo (VANAPALLI *et al.*, 2008).

Alguns modelos constitutivos têm sido propostos no campo da Mecânica dos Solos não saturados (BISHOP, 1960; BISHOP *et al.*, 1960; FREDLUND *et al.*, 1978; FREDLUND, 1982; FREDLUND *et al.*, 1987; HO; TOLL *et al.*, 1990; VANAPALLI *et al.*, 1996; KHALILI; KHABBAZ, 1998; TOLL; ONG, 2003;

ALONSO *et al.*, 2010).

Toll *et al.* (1990), por exemplo propuseram um modelo baseado no estado crítico da condição saturada incorporando outras variáveis a fim de representar o comportamento do solo não saturado. Já Alonso *et al.* (1990) propuseram um modelo embasado na teoria da plasticidade que se reduz a um modelo de estado crítico quando o solo atinge a saturação total.

Independentemente do modelo utilizado para embasar o estudo sobre o solo não saturado, é necessário saber que uma situação de risco requer um conhecimento preciso de suas causas prováveis e dos diferentes mecanismos de instabilização que podem ocorrer. Além disso, análises de estabilidade de taludes requerem o estudo das propriedades geológicas e geotécnicas relevantes do solo e respectivas forças de cisalhamento resistentes.

Utilizando a boa compreensão da Mecânica dos Solos não saturados e da interação solo-estrutura nestas condições, pode ser possível aplicar a resistência adicional ganha em função da sucção (que pode ser muito significativa) ao projeto convencional. Porém, sabe-se que esse tipo de projeto exige a concomitância do uso dos controles de saturação, da avaliação do riscos e da avaliação dos efeitos cumulativos ao longo das estações do ano.

Há um escopo significativo, portanto, para investigar melhor os comportamentos acima declarados sobre solos não saturados e conseqüentemente promover a aplicação e uso dessa condição nas obras de Geotecnia atuais.

1.1 ESTRUTURA E ORGANIZAÇÃO

Este estudo está organizado em seis capítulos com o esboço de cada capítulo da seguinte forma:

- Capítulo 1: Apresentação da idéia geral e motivação deste estudo;
- Capítulo 2: Apresentação dos objetivos gerais e específicos;
- Capítulo 3: Fundamentação teórica do estudo. Este capítulo descreve estudos anteriores de ensaios de laboratoriais em solo não saturado, com ênfase particular na determinação das curvas de distribuição de poros, curvas características solo-água e cisalhamento direto. O capítulo também apresenta a teoria da

resistência ao cisalhamento em condições não saturadas, variáveis do estado de tensão, sucção do solo e métodos de medição de sucção;

- Capítulo 4: Apresentação da área de estudo e metodologia. Este capítulo descreve a coleta e preparação da amostra, as características físicas, químicas e mineralógicas, métodos de medição de tamanho de poro, sucção, resistência ao cisalhamento e análises de estabilidade.
- Capítulo 5: Apresentação dos resultados das metodologias descritas no Capítulo 4. Este é dividido em quatro subseções; porosimetria, curva característica solo-água, ensaios de cisalhamento direto e análises de estabilidade. A análise e a discussão são realizadas para cada subseção usando a estrutura da fundamentação teórica do Capítulo 3;
- Capítulo 6: Considerações finais sobre as conclusões obtidas e recomendações futuras.

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GERAL

O objetivo geral deste trabalho é avaliar a estabilidade de taludes hipotéticos de solo indeformado e compactado de areia argilosa laterítica não saturada, sob geometrias e sucções estimadas diferentes.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Os objetivos específicos consistiram em:

- Definir as curvas de distribuição de poros;
- Definir as curvas características solo-água;
- Determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento;
- Analisar a estabilidade de taludes utilizando modelagens computacionais no *software* da GeoSlope[®] – Slope/W;
- Relacionar a estabilidade de taludes à variação das geometrias e à variação das sucções estimadas.

3 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

3.1 SOLOS NÃO SATURADOS

A história da Mecânica dos Solos clássica é baseada em estudos de comportamento voltados, especificamente, para situações próximas à saturação do solo. Essa abordagem exibe um reflexo das condições ambientais das regiões de clima temperado e das necessidades técnicas de se considerar a pior condição de trabalho para os projetos de obras em geral.

Entretanto, segundo Alonso *et al.* (1987) não se pode admitir que o solo exposto às condições naturais sempre experimentará o estado saturado, já que em regiões sob climas áridos e semi-áridos nunca ocorre a saturação. Dessa forma, de acordo com Fredlund e Rahardjo (1993) é importante conhecer o comportamento geomecânico do solo mediante as variações de umidade que influenciam diretamente na resistência ao cisalhamento destes materiais.

3.1.1. Potencial da água no solo

A base para entendimento dos processos relativos às interações solo-água é o conhecimento sobre o estado energético que o compõe, ou seja, energias cinética e potencial. Sabe-se que a energia cinética de um corpo é diretamente ligada a sua velocidade, enquanto que a potencial se relaciona diretamente à sua posição num determinado ponto.

A água presente no solo, sob a condição livre ou adsorvida, se move por meio do sistema poroso a velocidades extremamente baixas de modo que sua energia cinética se torna desprezível ao ser comparada à sua energia potencial (REICHARDT, 1985). Por isso, Röhm e Vilar (1994) afirmam que se somente for considerada a energia potencial é possível caracterizar o estado de energia da água no solo.

A tendência de toda matéria na natureza é seguir o fluxo de movimento do estado de maior energia para o de menor energia buscando sempre o equilíbrio com menor energia. Segundo a Sociedade Internacional de Ciência de Solo (SSSA, 2018) o potencial total da água no solo é o trabalho reversível, sob

condições normais de temperatura e pressão externa, necessário para transferir a água do solo para um reservatório com água pura.

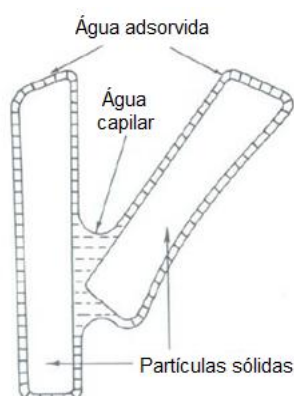
De acordo com Richards (1928), o potencial total da água no solo, corresponde à soma dos potenciais capilar e gravitacional. Ainda, Richards (1928) cita que o potencial capilar no solo é o trabalho realizado para a remoção de uma unidade de massa de água nesse solo. De maneira geral, o potencial total da água no solo (P_t) é o somatório de um conjunto de potenciais denominados: de pressão (P_p), gravitacional (P_g), osmótico (P_o) e matricial (P_m) – Equação (3.1).

$$P_t = P_p + P_g + P_o + P_m \quad (3.1)$$

Carvalho *et al.* (2015) baseado nos conceitos de Richards (1928) se refere a cada um desses potenciais: o potencial de pressão, ou potencial hidrostático, como importante no estudo de solos saturados, ou próximos da saturação; o potencial gravitacional como sendo a multiplicação da aceleração da gravidade pela altura em relação ao nível de referência; o potencial osmótico que atua como sendo o trabalho necessário para deslocar a água dos íons livres adsorvidos na superfície dos minerais; e o potencial matricial da água no solo que é diretamente ligado à força de adsorção e/ou efeito capilar.

A água é atraída pela força de adsorção formando uma película ao redor de cada partícula sólida, enquanto o efeito capilar retém a água dentre os poros. Esses dois mecanismos combinados, ilustrados na Figura 3.1, devido à interação entre a água e as partículas minerais (matriz) do solo, produzem um potencial de pressão, que é o potencial matricial (HILLEL, 1980).

Figura 3.1 – Mecanismo do potencial matricial – Forças de adsorção e capilar



Fonte: Traduzido e adaptado de Hillel (1980)

Marshal (1959) e Hillel (1980) consideram o potencial matricial como o principal responsável pela retenção da água no solo. Fredlund (1979) e Alonso *et al.* (1987) admitem o potencial matricial como sendo o mais importante no estudo dos solos não saturados.

Segundo Reichardt (1985) a parcela que se refere ao potencial osmótico pode ser considerada desprezível quando os solos apresentam teor de umidade alto, saturado ou baixa concentração salina. Entretanto, Carvalho *et al.* (2015) afirmam que solos sob a influência de águas do mar, por exemplo, ou sob outras soluções ricas em íons podem estar submetidas à incremento do potencial osmótico durante os períodos mais secos do ano devido ao aumento da concentração de íons.

Existem outros potenciais a serem considerados na contabilização do potencial total da água no solo (P_t), como o potencial de adensamento, que é relativo à sobrecarga, e o potencial térmico, porém sem muita importância e influência na avaliação do comportamento geotécnico caso a massa de solo não esteja sujeita a um processo de adensamento ou variação de temperatura (RÖHM; VILAR, 1994).

Neste estudo, foram considerados desprezíveis a influência dos potenciais gravitacional, de pressão e osmótico, sobre o comportamento mecânico do solo não saturado, sendo suficiente a análise da sucção matricial.

3.1.2. Sucção

A sucção do solo é um dos parâmetros mais importantes que descrevem o estado de tensão em diferentes condições de umidade em um solo não saturado. Solos não saturados têm mais de duas fases e a existência de ar junto com a água nos vazios dá origem a dois tipos de poropressão: pressão do ar e pressão da água dos poros. Geralmente, materiais porosos como os solos têm a capacidade de atrair e reter água, esta capacidade é descrita como sucção e pode ser vista como a atração que o solo exerce na umidade (BULUT *et al.*, 2001).

Segundo Ridley e Wray (1995) para se remover a água retida ou adsorvida no solo é necessário aplicar uma energia ao sistema, que tende a aumentar a medida em que o solo se torna mais seco. Esse Trabalho (W) é obtido

ao aplicar uma pressão de ar (u_a) maior que a pressão de água ou pressão neutra (u_w) de modo que a água retida seja liberada da influência das forças mátricas.

Como resultado, obtém-se um valor negativo em relação à pressão do ar devido aos efeitos da tensão superficial, representado na Equação (3.2). A sucção matricial (Ψ_m), é definida como sendo o módulo do valor de energia aplicada por unidade de volume de água (V_w).

$$\psi_m = \frac{u_w - u_a}{V_w} = \frac{-W}{V_w} \quad (3.2)$$

Onde, W é dado em (J.m), u_a e u_w são dados em (kPa), V_w é dado em (m^3) e Ψ_m em (kPa). A teoria da sucção foi desenvolvida principalmente dentro da teoria dos sistemas de plantas de água no solo, (FREDLUND; RAHARDJO, 1993). Em geral, a sucção total (Ψ) do solo tem dois componentes: sucção matricial (Ψ_m) e sucção osmótica (Ψ_o). A sucção total é dada pela Equação (3.3). A sucção matricial pode ser definida pela diferença entre a pressão de ar (u_a) e a pressão de água (u_w), conforme mostrado na Equação (3.4).

$$\psi = \psi_m + \psi_o \quad (3.3)$$

$$\psi_m = (u_a - u_w)_m \quad (3.4)$$

Onde, Ψ , Ψ_m e Ψ_o são dados em (kPa). De acordo com Baker e Frydman (2009) é importante salientar que a sucção é um potencial (ou energia da água no solo) e não um estado de tensão. A sucção matricial ocorre devido ao aumento da tensão capilar, havendo uma interação entre a fase de ar e água nos poros do solo, definido como ($u_a - u_w$).

Segundo Marinho *et al.* (2008) a pressão da água dos poros no solo não saturado é normalmente menor que a pressão do ar dos poros, então, uma membrana contrátil côncava se forma na interface entre o ar e a água, o que é chamado de "menisco". O contato entre a água e a superfície sólida está em um ângulo chamado ângulo de contato (α – em graus). Esse ângulo surge quando ocorre um balanço entre as forças coesivas no líquido e as forças adesivas entre o sólido e o líquido.

Os valores do ângulo de contato variam entre zero (líquido úmido perfeito) a 90° (líquido impermeabilizante). Para a água, o ângulo de contato se aproxima de zero (MARINHO *et al.*, 2008). A capilaridade em um sistema de superfície fluída ocorre quando o ângulo de contato é menor que 90°, e, neste caso, a concavidade da interface água-ar ocorre quando a água sobe em poros de pequeno diâmetro. A pressão da água na parte de trás do menisco pode ser calculada pela Equação (3.5).

$$u_w = u_a - \frac{4T \cos \alpha}{d} \quad (3.5)$$

Onde T é a tensão superficial da água, dada em (J/m²) e d é o diâmetro do capilar (m). Como o cosseno de α é maior que zero, a pressão da água é menor que a pressão de ar e, portanto, o menisco da água sobe no tubo capilar até que as condições hidrostáticas sejam atingidas. Quando a pressão do ar é atmosférica (101,6 kPa), a tensão superficial da água a 20 °C é igual a 0,072 J/m² e o ângulo de contato α é zero, a pressão dos poros torna-se negativa. A medida que o raio da interface diminui maior o valor de pressão negativa. A relação entre sucção matricial e altura da franja capilar (h_c) pode ser escrita pela Equação (3.6).

$$h_c = \frac{\psi_m}{\gamma_w} \quad (3.6)$$

Onde γ_w é o peso específico da água dado em (kN/m³) e h_c dado em (m). Da Equação (3.5) entende-se que a sucção matricial está relacionada à tensão superficial e está ligada ao aumento da tensão capilar do solo parcialmente saturado. Por isso, a Equação (3.7) pode ser reescrita, de acordo com a Equação (3.7).

$$h_c = \frac{4T \cos \alpha}{d \gamma_w} \quad (3.7)$$

No entanto, para Baker e Frydman (2009) só é válido considerar a sucção matricial igual a $(u_a - u_w)_m$ para solos não saturados que estão acima da

pressão de cavitação da água no solo. Embora a pressão de cavitação da água do solo seja mais baixa em relação à água livre (entre - 100 kPa e - 400 kPa). Abaixo da pressão de cavitação, não haverá água capilar e a definição comum ou concepção de sucção matricial igual a $(u_a - u_w)_m$ pode não existir.

3.1.3. Curva característica solo-água

A curva característica solo-água ou curva de retenção da água do solo, é a representação gráfica da relação entre a sucção e a quantidade de água armazenada no solo.

A função do uso dessas curvas na Geotecnia se assemelha ao uso da curva de adensamento no caso dos solos saturados. Alguns autores como Van Genuchten (1980); Fredlund *et al.* (1994 e 1996); Vanapalli *et al.* (1996) e Öberg e Sällfors (1997) utilizam essa base para a previsão de parâmetros de comportamento do solo não saturado. Segundo Fredlund (2002) a curva característica solo-água pode ser utilizada como ponto chave na resolução de problemas de engenharia como análises de fluxo, resistência ao cisalhamento e adensamento envolvendo solos não saturados.

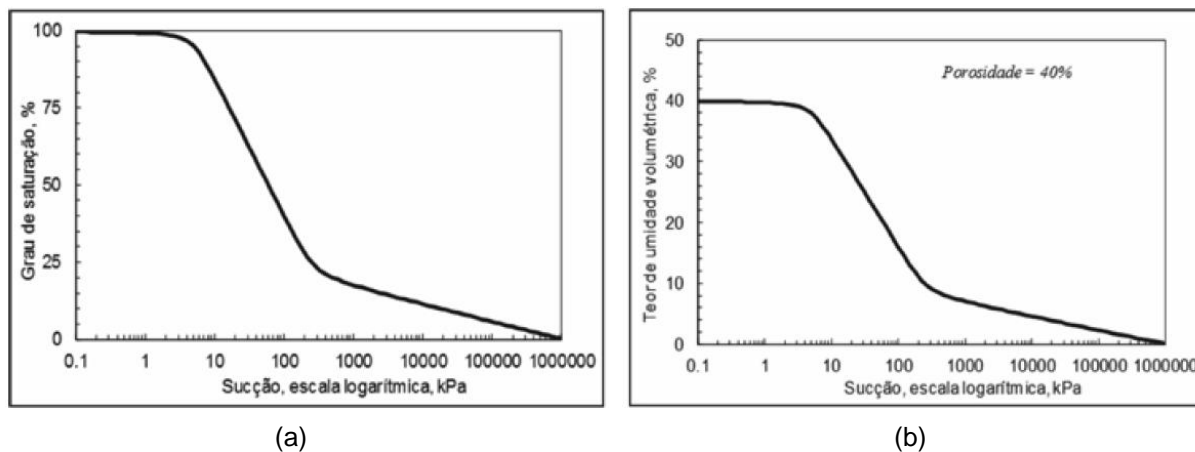
O conteúdo de água no solo não saturado pode ser calculado em função da massa ou do volume. Determina-se o teor de umidade gravimétrico pela relação entre a massa de água e a massa dos sólidos. Já o teor de umidade volumétrico e grau de saturação são representados em termos de volume, sendo o primeiro resultado da Equação (3.8) e o segundo da relação entre o volume de água e o volume de vazios.

$$\theta = w \cdot \frac{\rho_d}{\rho_w} \quad (3.8)$$

Onde, w é o teor de umidade gravimétrico em (%), ρ_d é a massa específica seca do solo em (g/cm^3) e o ρ_w é a massa específica da água em (g/cm^3). Na curva característica solo-água as abscissas podem ser representativas da sucção (total ou matricial) em escala linear ou logarítmica, enquanto as ordenadas apresentam a quantidade de água armazenada no solo (teor de umidade

gravimétrico (w), volumétrico (θ) ou grau de saturação (S_r) em escala linear, conforme ilustra a Figura 3.2.

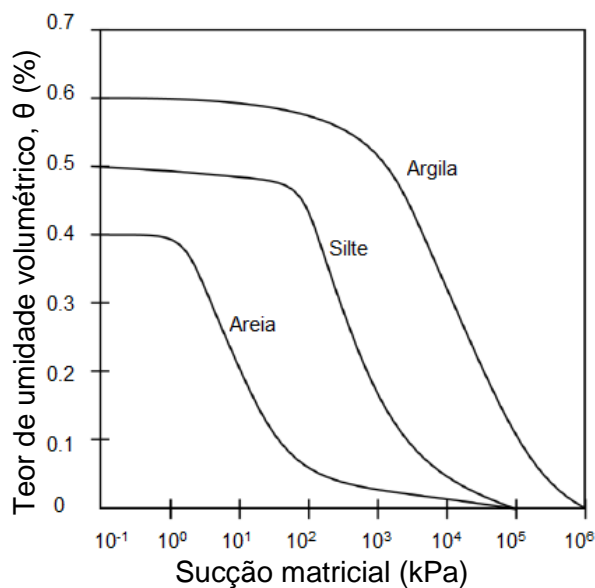
Figura 3.2 – Curva característica solo-água: a) Grau de saturação *versus* sucção (logarítmica); b) Teor de umidade volumétrica *versus* sucção (logarítmica)



Fonte: Carvalho *et al.* (2015)

Na Figura 3.3 são representados os formatos típicos das curvas características solo-água para solos arenosos, siltosos e argilosos em uma escala semilogarítmica.

Figura 3.3 – Curva característica solo-água de um solo argiloso, siltoso e arenoso

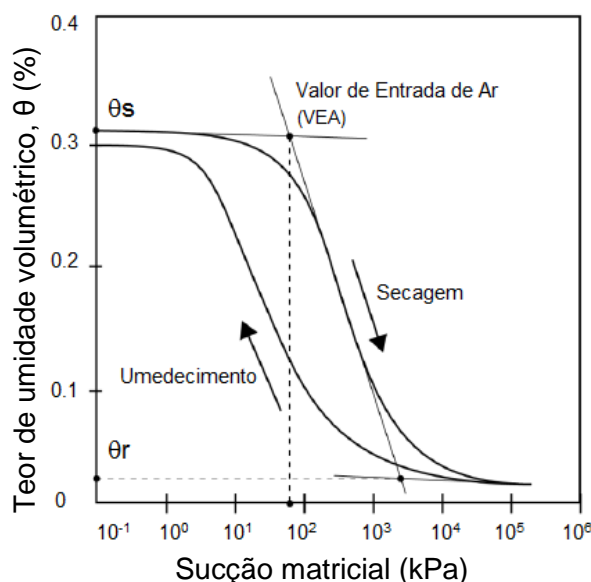


Fonte: Traduzido e adaptado de Lu e Likos (2004)

Em geral, verifica-se que a retenção de água no solo aumenta de acordo com a plasticidade e porcentagem de finos do solo. Assim, um solo com alta plasticidade tem a capacidade de reter água mesmo com altas sucções matriciais. O teor de umidade inicial, densidade, histórico de tensões, estado e estrutura do solo, distribuição do tamanho dos poros também afetam o formato da curva característica solo-água (FREDLUND; XING, 1994).

Conforme Röhme e Vilar (1994), o formato da curva característica solo-água se altera de acordo com a variação do teor de umidade e pode descrever as trajetórias de umedecimento e secagem, como ilustrado na Figura 3.4.

Figura 3.4 – Curva característica solo-água de umedecimento e secagem de um solo qualquer



Fonte: Traduzido e adaptado de Lu e Likos (2004)

As curvas de umedecimento são obtidas por meio do umedecimento gradual dos corpos de prova. Já as de secagem obtidas a partir da saturação inicial seguidos da secagem gradual dos corpos de prova. A curva de secagem, dessorção, é comumente mais utilizada na prática geotécnica, uma vez que o procedimento tem uma metodologia mais fácil (HILLEL, 1980).

Devido aos diferentes efeitos gerados por meio da variação do teor de umidade, as curvas de umedecimento e secagem conseqüentemente não coincidem. Segundo Fredlund e Xing (1994), evidencia-se que os teores de umidade

volumétricos de saturação (θ_s), ou seja, o ponto final da curva de umedecimento e o ponto inicial da curva de secagem são diferentes em razão do ar ocluído no solo, chamado de conteúdo de ar residual.

Esse fenômeno é chamado “histerese” e pode ser atribuído a diversas causas como a desuniformidade dos poros, o efeito do ângulo de contato das partículas, o surgimento de bolhas de ar durante a fase de umedecimento, entre outros (MARSHALL, 1979). Em geral, mais água é retida durante o processo de secagem do que o solo absorve durante o processo de umedecimento (para o mesmo valor de sucção).

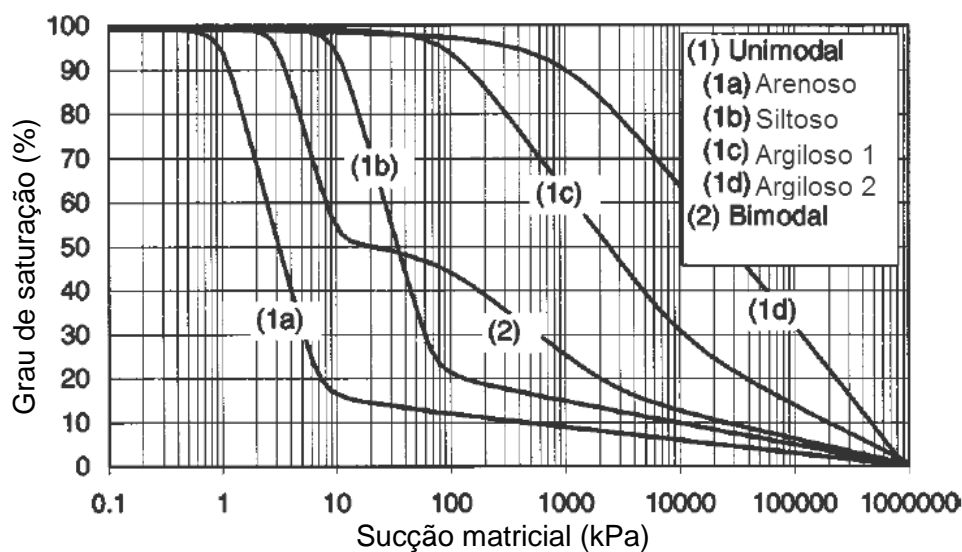
De acordo com a Figura 3.4 e segundo Fredlund e Xing (1994) existem dois pontos na curva característica solo-água que merecem destaque: o Valor de Entrada de Ar (VEA) em (kPa) e o início do estágio residual indicado pelo teor de umidade volumétrica residual (θ_r) em (%).

O VEA é definido no início da secagem do solo à altura do teor de umidade volumétrica de saturação em (%), quando o ar começa a entrar nos macroporos, enquanto o teor de umidade volumétrica residual é a quantidade de água que fica retida nos microporos. Quando os poros da matriz do solo estão completamente cheios de água, o solo atingiu a saturação. Esse valor é normalmente alcançado na curva de secagem (LU; LIKOS, 2004).

De acordo com Vanapalli *et al.* (1999) propriedades como distribuição de tamanho de poro, distribuição granulométrica, mineralogia, densidade, teor de material orgânico, entre outros, influenciam fortemente o formato da curva característica solo-água.

Fernandes (2016), afirma que o efeito da textura do solo altera significativamente o formato da curva característica solo-água. Segundo Gitirana e Fredlund (2004) a distribuição do tamanho dos poros pode influenciar no formato da curva característica solo-água podendo apresentar o formato de “S” – unimodal, contendo somente um tamanho dominante dos poros – ou “S duplo” – bimodal, contendo macro e microporos. Na Figura 3.5 são ilustradas cinco curvas características de solos com diferentes granulometrias.

Figura 3.5 – Conceituações de curvas características do solo-água para diversas texturas do solo



Fonte: Traduzido e adaptado de Gitirana e Fredlund (2004)

A análise da Figura 3.5 permite verificar que o tamanho relativamente grande dos poros do solo arenoso faz com que para baixos valores de sucção a quantidade de água seja elevada, ocorrendo o mesmo no inverso quando há uma sucção mais alta, a quantidade de água presente diminui.

Já o solo argiloso apresenta uma curva com uma diminuição gradual da quantidade de água conforme aumento da sucção, isso porque, esse tipo de solo possui uma tendência de distribuição mais uniforme dos poros. O solo siltoso apresenta um comportamento intermediário quando comparado aos dois outros solos citados anteriormente (FERNANDES, 2016).

Portanto, a distribuição dos tamanhos dos poros pode ser associada a curva característica solo-água, sendo por vezes necessária para dar mais entendimento ao formato das curvas.

3.1.3.1. Curva de distribuição de poros

Drake e Ritter (1945) e Drake (1949), ao estudarem a distribuição do tamanho dos poros, propuseram a utilização de mercúrio para medir os tamanhos dos poros. Purcell (1949) desenvolveu ainda mais essa técnica para que pudesse

ser aplicada a poros de formações rochosas naturais.

Os valores encontrados para o tamanho dos poros por esta técnica envolveram a amostra porosa e um único fluido "não molhante" (mercúrio) que forma contra a partícula um ângulo de contato de aproximadamente 140°. Neste caso, a ação da tensão superficial opõe-se à entrada do líquido no sólido, por isso deve ser aplicada uma certa pressão ao líquido de modo que ele seja "forçado" a penetrar nos poros (PURCELL, 1949).

A pressão necessária para preencher completamente o poro com o Mercúrio é inversamente proporcional ao tamanho do poro. Esta relação, apontada pela primeira vez por Washburn (1921), é mostrada na Equação (3.9).

$$P = \frac{2\sigma_{Hg} \cos\alpha}{r} \quad (3.9)$$

Onde P é a pressão em (kPa), α é o ângulo de contato em (°), r é o raio dos poros em (μm) e σ_{Hg} é a tensão superficial do mercúrio em (J/m^2). Como σ_{Hg} e α são constantes, a aplicação de uma pressão conhecida produz as dimensões de poros correspondentes.

Li e Zhang (2009) estudaram a estrutura de microporosidade de uma argila arenosa compactada proveniente de Hong Kong. A porosimetria por intrusão de Mercúrio foi utilizada para medir os diâmetros dos poros mostrando a relação entre o volume dos poros e o raio dos poros. Os resultados experimentais mostraram que uma estrutura de dupla porosidade (poros interagregados e poros intra-agregados) se forma durante o processo de compactação. Os poros interagregados são compressíveis e o seu volume está diretamente relacionado com a taxa de vazios final da amostra compactada. Já os poros intra-agregados tem suas mudanças relacionadas aos processos de umedecimento e secagem.

Existem várias categorias de tamanhos de poros descritos na literatura, porém nenhum consenso aparente quanto aos intervalos de medida adotados (NIMMO, 2004). Segundo Cameron e Buchan (2006), os poros são classificados em crioporos (0,0074 a 0,1 μm), ultramicroporos (0,1 a 5 μm), microporos (5 a 30 μm), mesoporos (30 a 75 μm) e macroporos (75 a 100 μm).

Kiehl (1979) simplifica essa classificação, separando os poros em apenas duas classes: macroporos, com diâmetro maior que 60 μm e microporos,

com diâmetro menor que 60 μm . Já Richards (1965) considera os macroporos aqueles com diâmetro maior que 50 μm e microporos aqueles com diâmetro menor do que 50 μm .

De acordo com a União Internacional de Química Pura e Aplicada (IUPAC - *International Union of Pure and Applied Chemistry*, 1994), os tamanhos de poros podem ser classificados em microporos (até 2 μm), mesoporos (2 a 50 μm) e macroporos (a partir de 50 μm) (MAYS, 2007).

Em relação àqueles que levam em conta a estrutura do material baseado na Física dos Solos como as propostas de Brewer (1976) os diâmetros são classificados em macroporos (> 75 μm), mesoporos (30 a 75 μm), microporos (5 a 30 μm), ultramicroporos (< 5 μm) e criptoporos (< 0,1 μm) (GUTIERREZ, 2005). A Tabela 3.1 apresenta um compilado dessas classificações.

Tabela 3.1 – Classificação dos poros – Diâmetros em μm

Autor	Cripto-poro	Ultrami-croporo	Micro-poro	Meso-poro	Macro-poro
Richards (1965)	-	-	< 50	-	> 50
Brewer (1976)	< 0,1	< 5	5 a 30	30 a 75	> 75
Kiehl (1979)	-	-	< 60	-	> 60
IUPAC (1994)	-	-	< 2	2 a 50	> 50
Cameron e Buchan (2006)	< 0,1	0,1 a 5	5 a 30	30 a 75	75 a 100

3.1.3.2. Determinação da curva característica solo-água

A curva característica solo-água é obtida por meio do uso de uma ou mais técnicas de ensaio de laboratório ou de campo. As técnicas de medição interagem com o solo de duas maneiras - direta ou indireta - de forma que na direta seja possível mensurar a sucção nos poros e na indireta seja obtido um parâmetro plausível de correlação com a sucção (MONCADA, 2008). As principais técnicas de ensaios estão listadas na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Técnicas de ensaio – Sucção matricial

Técnica	Leitura de saída	Faixa de medida (kPa)	Tempo de Equilíbrio
Papel-filtro	Indireta	30 a 30.000	7, 14, 21, 28 dias
Bloco poroso	Indireta	30 a 30.000	Semanas
Sensor térmico	Indireta	0 a 300	Semanas
Placa de sucção	Indireta	0 a -90	Horas
Placa de pressão	Direta	0 a 1.500	Horas
Tensiômetros	Direta	0 a -1.800	Minutos / Horas

Fonte: Traduzido e adaptado de Fredlund e Rahardjo (1993); Marinho (1997)

Miguel e Bonder (2012) obtiveram as curvas características solo-água de um solo coluvial e outro laterítico. Os autores utilizaram duas das técnicas listadas na Tabela 3.2: papel de filtro e placa de pressão. Cada técnica abrange uma faixa de pressão, portanto, a combinação das duas técnicas facilitou a determinação e encaixe da curva. Gomes *et al.* (2011) e Marinho *et al.* (2013) também apresentam curvas características utilizando a combinação das técnicas da placas de pressão e do papel de filtro.

Assim como Marinho *et al.* (2013), Miguel e Bonder (2012), Gomes *et al.* (2011), entre as técnicas listadas na Tabela 3.2, foram selecionadas duas para serem utilizadas neste estudo: papel-filtro e placa de pressão. Por fim, foi possível compilar as medições e resultados de ambas as técnicas com o intuito de minimizar os erros experimentais. A seguir, é explanado o princípio de funcionamento de cada uma delas.

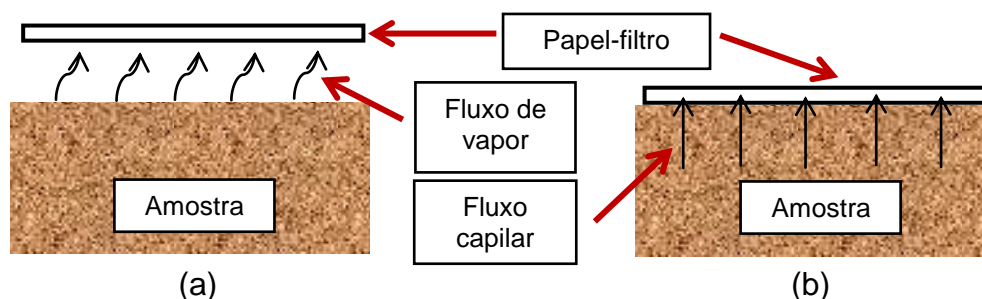
3.1.3.2.1. Técnica do papel-filtro

O princípio acerca da técnica do papel-filtro é o de que após o equilíbrio, a sucção do solo e do papel são a mesma. O papel-filtro é um material poroso e, como tal, tem a capacidade de reter água como o solo (CHANDLER *et al.*, 1992). Alguns pesquisadores como Fawcett e Collis-George (1967); Hamblin (1981) e Chandler e Gutierrez (1986) estudaram o uso de papel-filtro para a medição de sucção usando papel-filtro Whatman nº 42 com diferentes tipos de dispositivos de medição.

Almeida *et al.* (2015) compararam a técnica do papel-filtro para determinação da curva característica solo-água, avaliando e comparando ao método convencional da câmara de pressão de Richards e do funil de Haines. O modelo de van Genuchten (1980) foi ajustado aos dados do potencial matricial do solo *versus* teor de umidade. Almeida *et al.* (2015) afirmam que a técnica do papel-filtro, pode ser utilizado para determinar curva característica solo-água de forma eficiente como alternativa às técnicas convencionais.

Na prática, existem duas maneiras de o papel-filtro adquirir umidade: O papel-filtro pode absorver água, seja pelo contato indireto com o solo, Figura 3.6a., ou pelo contato direto com o solo, Figura 3.6b. Então, a partir da técnica do papel-filtro é possível medir ambas as sucções: matricial ou total, na faixa de 0 a 10 MPa, (MURRAY; SIVAKUMAR, 2010).

Figura 3.6 – Possíveis configurações de ensaio: (a) Sucção total e (b) Sucção matricial



Fonte: Própria autora (2018)

Como a técnica do papel-filtro obtém a sucção matricial de maneira indireta, são utilizadas para a determinação dos resultados as correlações propostas por Chandler *et al.* (1992), Equação (3.10) e (3.11), onde Ψ_{papel} é a sucção do papel-filtro (Whatman nº 42) dada em (kPa) e w_{papel} é o teor de umidade do papel filtro dada em (%).

$$w_{\text{papel}} \leq 47\% \rightarrow \psi_{\text{papel}} = 10^{(4,84 - 0,0622 \cdot w_{\text{papel}})} \quad (3.10)$$

$$w_{\text{papel}} > 47\% \rightarrow \psi_{\text{papel}} = 10^{(6,05 - 2,48 \cdot \log w_{\text{papel}})} \quad (3.11)$$

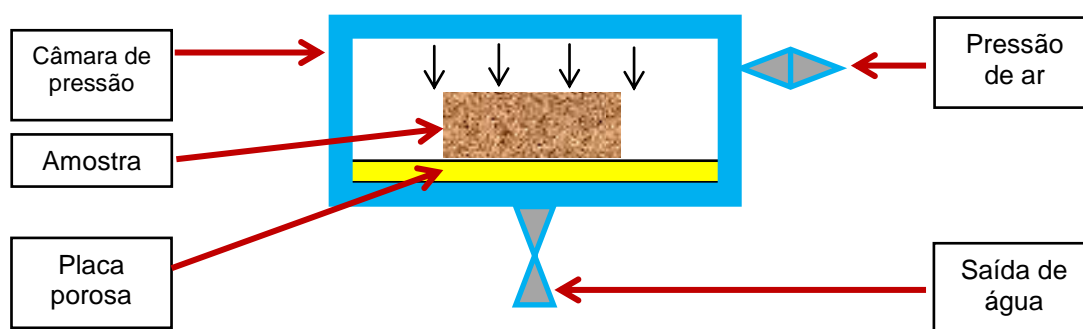
Quanto maior a quantidade de corpos de prova, maior o número de pontos experimentais para obtenção da curva característica solo-água.

3.1.3.2.2. Técnica da placa de pressão

A técnica da placa de pressão ou “câmara de pressão de Richards” funciona com base no princípio de translação do eixo, que envolve o aumento da pressão do ar do poro (u_a), mantendo a pressão neutra do poro constante (u_w) (MARINHO *et al.*, 2008). As câmaras de pressão podem aplicar uma sucção de até cerca de 1.000 kPa.

De acordo com Gallage e Uchimura (2006), o corpo de prova é colocado no topo de uma placa porosa dentro de uma câmara de pressão de aço. A câmara tem dois tubos conectados a ela. Um deles fornece a pressão de ar dentro da câmara, e o outro tubo permite que a umidade seja removida da amostra de solo através da placa de cerâmica, conforme representado na Figura 3.7.

Figura 3.7 – Configuração de ensaio placa de pressão



Fonte: Própria autora (2018)

Ainda de acordo com Gallage e Uchimura (2006) a técnica coloca o corpo de prova em equilíbrio a um certo valor de sucção (pressão de ar), podendo ser mensurados os teores de umidade da amostra. Após várias repetições desta técnica, pode-se criar uma curva característica solo-água com a obtenção destes pontos.

Essa técnica tem sido usada com sucesso por muitos

pesquisadores, como Ho e Fredlund (1982), Escario e Sàez (1986), Wheeler e Sivakumar (1995) e Toll e Ong (2003).

3.1.3.3. Ajuste da curva característica solo-água

Dentre os modelos que propõe formulações ou modelos para ajuste do traçado da curva característica solo-água, as equações propostas por Van Genuchten (1980), Equação (3.12), e Fredlund e Xing (1994), Equação (3.13), são as mais utilizadas na atualidade devido aos bons resultados obtidos para a maioria dos solos.

$$\theta = \theta_r + (\theta_s - \theta_r) \left[\frac{1}{1 + (\alpha_1 \psi)^{n_1}} \right]^{m_1} \quad (3.12)$$

$$\theta = \theta_r \theta_s + (\theta_s - \theta_r) \theta_s \left\{ \frac{1}{\ln \left[e + \left(\frac{\psi}{a_2} \right)^{n_2} \right]} \right\}^{m_2} \quad (3.13)$$

Onde, θ é o teor de umidade volumétrica a ser calculada em (%) e α , m , n são os parâmetros de ajuste que dependem do tipo de solo (sendo, $m = 1 - 1/n$).

Entretanto, esta representação tradicional da curva característica solo-água utiliza de equações cujos parâmetros de ajuste não são independentemente relacionados às características de forma das curvas (unimodal - bimodal). Então, como resultado, o tratamento de dados, análises de sensibilidade e avaliações estatísticas de parâmetros da curva característica solo-água se tornam mais difíceis.

Para superar essas dificuldades, uma nova classe de equações para representação da curva característica solo-água foi proposta por Gitirana Jr. e Fredlund (2004). Os parâmetros de ajuste escolhidos são o VEA, a sucção residual (Ψ_{res}) em (kPa) e o grau de saturação residual (S_{res}) em (%).

No estudo de Gitirana Jr. e Fredlund (2004) as equações são baseadas na equação geral da hipérbole no sistema de coordenadas $\log(\Psi) - S$. A

obtenção dos parâmetros da equação são obtidos nos pontos de coordenada onde as assíntotas das hipérbolas se encontram.

Portanto, existe uma relação geométrica significativa e consistente entre a forma da curva característica solo-água e os parâmetros da equação. A Equação (3.14) representa a equação de ajuste (S) para as curvas unimodais com um ponto de inflexão.

$$S = \frac{\tan\beta(1 + \delta^2)\ln\left(\frac{\psi}{\psi_b}\right)}{1 - \delta^2\tan^2\beta} - \frac{(1 + \tan^2\beta)}{(1 - \delta^2\tan^2\beta)} \sqrt{\delta^2\ln^2\left(\frac{\psi}{\psi_b}\right) + \frac{a^2(1 - \delta^2\tan^2\beta)}{(1 + \tan^2\beta)}} + 1 \quad (3.14)$$

Onde ψ_b é a pressão de entrada de ar em (kPa), β é o ângulo de rotação da hipérbole em ($^\circ$); δ é o ângulo tangente de abertura em ($^\circ$), obtidos conforme Equação (3.15).

$$\beta = -\frac{\lambda}{2} \quad e \quad \delta = \tan\left(\frac{\lambda}{2}\right) \quad (3.15)$$

Sendo λ é o ângulo da inclinação de secagem, dado pela Equação (3.16).

$$\lambda = \arctan\left\{\frac{1}{\left[\ln\left(\frac{10^6}{\psi_b}\right)\right]}\right\} \quad (3.16)$$

Para as curvas unimodais com dois pontos de inflexão é utilizada a Equação (3.17), com valores de S_1 e S_2 obtidos pela Equação (3.18).

$$S = \frac{S_1 - S_2}{1 + \left(\frac{\psi}{\sqrt{\psi_b\psi_{res}}}\right)^a} + S_2 \quad (3.17)$$

$$S_i = \frac{\tan\beta_i(1 + \delta_i^2)\ln\left(\frac{\psi}{\psi_i^a}\right)}{1 - \delta_i^2\tan^2\beta_i} + (-1)^i \frac{(1 + \tan^2\beta_i)}{(1 - \delta_i^2\tan^2\beta_i)} \sqrt{\delta_i^2\ln^2\left(\frac{\psi}{\psi_i^a}\right) + \frac{a^2(1 - \delta_i^2\tan^2\beta_i)}{(1 + \tan^2\beta_i)}} + S_i^a \quad (3.18)$$

Onde, $i = 1$ ou 2 , e d é o fator peso para S_1 e S_2 que produz uma curva contínua e suave, dado pela Equação (3.19).

$$d = 2 \exp \left[\frac{1}{\ln \left(\frac{\psi_{res}}{\psi_b} \right)} \right] \quad (3.19)$$

A seguir é apresentada a Equação (3.20) de ajuste para as curvas bimodais.

$$S = \frac{S_1 - S_2}{1 + \left(\frac{\psi}{\sqrt{\psi_{b1} \psi_{res1}}} \right)^{d1}} + \frac{S_2 - S_3}{1 + \left(\frac{\psi}{\sqrt{\psi_{res1} \psi_{b1}}} \right)^{d2}} + \frac{S_3 - S_4}{1 + \left(\frac{\psi}{\sqrt{\psi_{b2} \psi_{res2}}} \right)^{d3}} + S_4 \quad (3.20)$$

3.1.3.4. Fatores que influenciam o formato da curva característica solo-água

Existem vários fatores que podem levar à incerteza na curva característica solo-água, sendo um assunto muito discutido por muitos pesquisadores. Fredlund e Houston (2009) forneceram recomendações e sugestões para a diminuição das incertezas e uso da curva característica solo-água. Zapata (1999), Zapata *et al.* (2000) examinaram essa incerteza decorrente do uso de diferentes equações de ajuste, diferentes operadores, diferentes números de pontos de dados, diferentes faixas de sucção e diferentes técnicas de obtenção da curva característica solo-água.

Tripathy *et al.* (2014) construiu a curva característica de dois solos diferentes (uma areia siltosa e uma argila, ambos compactados), alterando apenas a técnica de laboratório. Foram utilizados o papel-filtro (contato e não-contato), translação de eixos e placa de pressão. Os resultados dos ensaios se apresentaram semelhantes nos pontos de alto teor de umidade e baixa sucção, se afastando conforme a secagem das amostras.

Gharagheer (2009) relatou que a energia de compactação e variação da umidade ótima não tiveram efeitos significativos na curva característica solo-água para solos não plásticos. Além disso, Tinjum *et al.* (1997) descobriram que o VEA aumentava à medida que o teor de umidade e a energia de compactação

aumentavam. A inclinação da curva característica solo-água era mais íngreme para o solo compactado no ramo seco do que para o solo compactado na umidade ótima; o peso da unidade seca teve pouco efeito na curva característica solo-água para argila compactada.

Dye *et al.* (2011) apresentaram o efeito da incerteza na curva característica solo-água a partir dos resultados da análise da infiltração e concluíram que a variabilidade na curva característica solo-água teve um efeito significativo na poropressão. Ye *et al.* (2012) também indicaram que a variabilidade na curva característica solo-água e a condutividade hidráulica podem resultar da variação de temperatura.

Rahardjo *et al.* (2004a) apresentaram as propriedades saturadas de dois solos de silte argiloso residual, em Cingapura. Agus *et al.* (2001) apresentaram 12 conjuntos de dados de curva característica solo-água para os mesmos dois solos residuais em Cingapura. Rahardjo *et al.* (2004b) compilaram esses dados e concluíram que a variação nas propriedades físicas do solo, bem como as características microestruturais do solo residual, podem estar relacionadas ao grau de intemperismo.

Tang e Li (2018) propuseram um método, baseado no princípio da transformação trifásica do Mentol que fortalece as partículas sem coesão, para avaliar as microestruturas de uma areia siltosa indeformada ($c'=2,0$ kPa e $\phi'=33,5^\circ$). Os autores afirmaram que o estudo teve grande importância teórica e prática para obter os parâmetros de microestrutura do solo sendo possível explicar os fenômenos macroscópicos para a resistência ao cisalhamento e deformação do solo por vista do ponto microscópico.

3.1.4. Princípio da tensão efetiva

A tensão efetiva é expressa em função das tensões aplicadas externamente e pressões internas de estruturas porosas. O princípio de “tensão efetiva” foi usado pela primeira vez para o solo saturado por Terzaghi (1936) e é dado pela Equação (3.21).

$$\sigma' = \sigma - u_w \quad (3.21)$$

Onde σ' é a tensão efetiva; σ é a tensão total do solo; u_w é a pressão neutra em (kPa). A Equação (3.21) foi derivada da suposição de que a tensão efetiva controla todos os efeitos mensuráveis da mudança de tensão, como a mudança na resistência ao cisalhamento e na resistência à compressão (NUTH; LALOUI, 2008).

A Equação (3.21) é válida para um caso totalmente não saturado (seco) quando a u_w se torna zero, assumindo grãos incompressíveis e o poros preenchidos com fluido também incompressível. Em um mecanismo de solo parcialmente saturado, a situação é mais complexa do que os casos totalmente secos ou totalmente saturados, devido à presença de dois ou mais fluidos (ar e água).

3.1.5. Tensão no solo não saturado

Os estudos acerca dos solos não saturados foram sendo desenvolvido ao longo do tempo com a contribuição de vários pesquisadores (por exemplo, Toll *et al.* (1990) e Alonso *et al.* (1990)), que sugeriram a inclusão de outras variáveis do estado de tensão a fim de buscar a melhor representação do solo não saturado.

Como uma tentativa inicial, Bishop (1960) utilizou variáveis independentes de estado de tensão em função da tensão normal líquida ($\sigma - u_a$) em (kPa) e sucção matricial $(u_a - u_w)_m$, Equação (3.22).

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)_m \quad (3.22)$$

Onde χ é um fator de ponderação que varia de 0 a 1 para casos totalmente secos e saturados, respectivamente e χ' é um fator representativo do ciclo de umedecimento e secagem ou mudança de tensão. Para validar a Equação (3.22), Bishop e Donald (1961) realizaram uma série de testes triaxiais em solo não saturado e sugeriram a Equação (3.23), onde S_r é o grau de saturação em (%).

$$\chi = \chi' S_r \quad (3.23)$$

Jennings e Burland (1962); Bishop e Blight (1963) e Burland (1965) chegaram à conclusão de que é necessário usar duas variáveis de tensão para solos não saturados. Jennings e Burland (1962) afirmaram, no entanto, que não é a tensão efetiva que controla o comportamento de solos não saturados, mas as duas variáveis de estado de tensão ($\sigma - u_a$) e ($u_a - u_w$). Segundo Fredlund e Morgenstern (1977) quaisquer duas das três variáveis de tensão mostradas na Tabela 3.3 podem ser usadas.

Tabela 3.3 – Combinações possíveis das variáveis de tensão

Referência	Variáveis do estado de tensão
Ar (u_a)	$(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$
Água (u_w)	$(\sigma - u_w)$ e $(u_a - u_w)$
Tensão total (σ)	$(\sigma - u_a)$ e $(\sigma - u_w)$

Fonte: Adaptado e traduzido de Fredlund e Morgenstern (1977)

O primeiro e segundo pares de variáveis foram utilizados por Toll *et al.* (1990), Alonso *et al.* (1990) e Geiser *et al.* (2006). O uso da primeira combinação das variáveis do estado de tensão foi verificado por Fredlund e Morgenstern (1977) através da realização de uma série de testes em siltes e caulim. O teste foi conduzido aumentando as variáveis do estado de tensão na mesma quantidade; portanto, não houve alteração de volume e alteração no grau de saturação. A segunda combinação de tensões foi usada por Geiser *et al.* (2006) levando a uma equação constitutiva modificada.

A análise da evolução das variáveis de estado de tensão mostradas acima é extremamente útil para descrever o desenvolvimento da resistência ao cisalhamento de solos não saturados, que é apresentado na próxima seção.

3.1.6. Resistência ao cisalhamento não saturada

A resistência ao cisalhamento é uma das propriedades mais importantes na Engenharia Geotécnica. Isso ocorre porque a maioria das obras de

Engenharia Civil exige o prévio conhecimento da resistência do solo para projetar estruturas seguras. Esse parâmetro pode ser definido como a resistência interna por unidade de área que a massa do solo pode oferecer para resistir à falha e deslizar ao longo de qualquer plano dentro dela.

Ou seja, a resistência ao cisalhamento de um solo descreve a magnitude da resistência ao cisalhamento (τ) em (kPa) que um solo pode sustentar antes da falha. A força é principalmente dependente do atrito, em função da tensão normal efetiva (σ'). Além disso, estão presentes a cimentação, intertravamento das partículas e outros mecanismos de ligação. Essa resistência é medida por meio do critério de ruptura Mohr-Coulomb e do conceito das tensões efetivas de Karl Terzaghi, Equação (3.24).

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' \quad (3.24)$$

Onde σ é a tensão total em (kPa). De acordo com Lu e Likos (2004) a resistência ao cisalhamento é tipicamente analisada como drenada ou não drenada, dependendo principalmente da permeabilidade da massa de solo e da taxa de carregamento ao qual está submetida. Durante as condições de escoamento, a deformação de cisalhamento ocorre a uma velocidade capaz de dissipar a água dos poros sem geração de pressão neutra (u_w).

Com base na equação de Bishop (1960), uma equação tentativa de resistência ao cisalhamento foi sugerida por Bishop *et al.* (1960) como apresentado na Equação (3.25).

$$\tau = c' + [(\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)] \tan \phi' \quad (3.25)$$

A Equação (3.25) foi baseada na equação de resistência ao cisalhamento de Terzaghi para o caso totalmente saturado. No entanto, não superou as desvantagens da equação da variável do estado de tensão proposta por Bishop (1960). A resistência ao cisalhamento de solos não saturados, portanto, continuou sendo investigada por muitos pesquisadores, como Fredlund *et al.* (1978), Escario e Saez (1986), Gan *et al.* (1988), Toll *et al.* (1990), Öberg e Sällfors (1997), Toll e Ong (2003), Tarantino e Tombolato (2005) e Likos *et al.* (2010).

Fredlund *et al.* (1978) introduziu uma equação para a força de

cisalhamento de solos não saturados que é uma extensão da envoltória de resistência de Mohr-Coulomb como apresentado na Equação (3.26).

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (3.26)$$

A envoltória de ruptura que descreve a Equação (3.26) foi assumida planar com ϕ' e ϕ^b (FREDLUND *et al.*, 1978). Ainda, de acordo com Vilar (2007) a coesão aparente total do solo (c) aumenta em função da sucção matricial, e pode ser descrita conforme Equação (3.27).

$$c = c' + \frac{(u_a - u_w)_m}{a_v + b_v(u_a - u_w)_m} \quad (3.27)$$

Onde c' é a coesão efetiva do solo saturado e a_v e b_v são parâmetros de ajuste para o solo sob a coesão efetiva com teor de umidade residual (c_r) e calculados pelas Equações (3.28) e (3.29). O parâmetro b_v para aqueles pontos que estão sob coesão efetiva com teor de umidade diferente do residual (c_m), ou seja, sob a sucção matricial de interesse $(u_a - u_w)_m$ devem obedecer à Equação (3.30).

$$a_v = \frac{1}{tg\phi'} \quad (3.28)$$

$$b_v = \frac{1}{c_r - c'} \quad (3.29)$$

$$b_v = \frac{1}{c_m - c'} - \frac{1}{(u_a - u_w)_m tg\phi'} \quad (3.30)$$

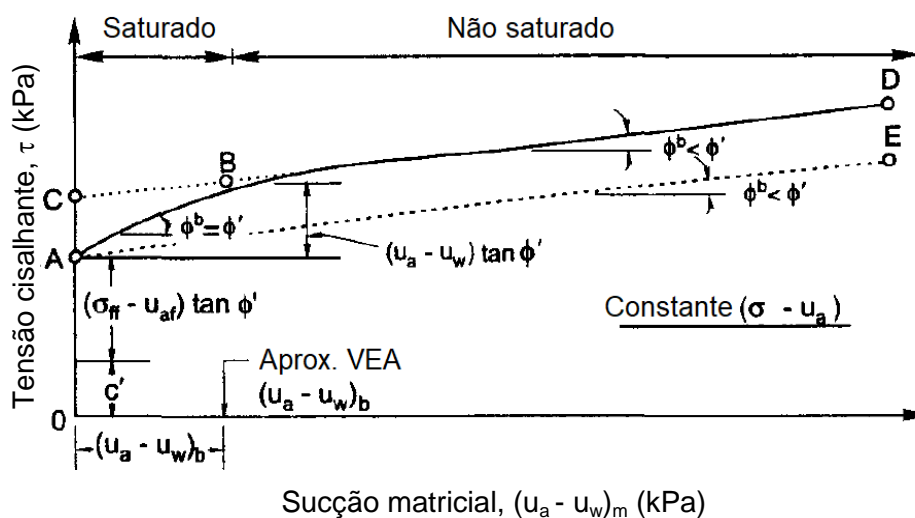
Dados de Bishop *et al.* (1960) obtidos para uma argila de xisto compactada foram usados para avaliar a suposição de Fredlund *et al.* (1978) verificando a planicidade da envoltória. Da mesma forma, Ho e Fredlund (1982) encontraram as mesmas conclusões para solos arenosos.

Escario e Sáez (1986) estudaram solos de argila e areia usando um aparelho de cisalhamento direto modificado. Uma envoltória de ruptura planar não

linear entre força de cisalhamento e sucção foi encontrado em seu estudo. Os resultados para uma argila cinza e barro vermelho de Madri não exibiram linearidade e variação de ϕ^b com o aumento da sucção. No entanto, os resultados para a areia argilosa de Madrid mostraram que ϕ^b é constante somente para altos valores de sucção.

Entretanto, o uso de uma envoltória de ruptura planar na análise dos dados pode causar um problema de não-singularidade nos parâmetros resultantes de resistência ao cisalhamento (c' e ϕ'). Por isso, em um outro momento, Fredlund *et al.* (1987) sugeriram o uso de um envelope de falha bilinear para modelar o efeito da sucção matricial na resistência ao cisalhamento de solos não saturados, conforme ilustrado na Figura 3.8.

Figura 3.8 – Não linearidade da envoltória de ruptura; Tensão cisalhante *versus* sucção matricial

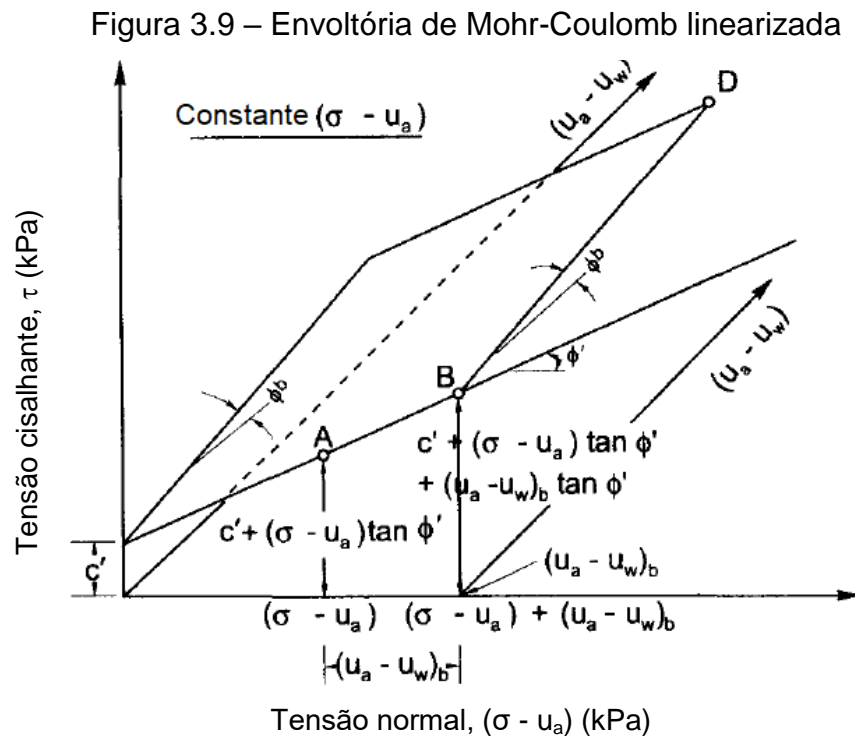


Fonte: Traduzido e adaptado de Fredlund *et al.* (1987).

O critério bilinear assume que na inclinação da envoltória de ruptura τ *versus* $(u_a - u_w)$, ϕ^b é igual a ϕ' quando a sucção é menor que a VEA, enquanto ϕ^b é menor quando a sucção é maior que a VEA. Assim, ϕ' e ϕ^b são os valores de limite superior e de limite inferior, respectivamente, do ângulo de atrito dependente de sucção matricial de solos não saturados. Assumindo ϕ^b como constante acima do VEA assume-se um envelope de falha linear e forças de cisalhamento não saturadas menores, mas conservadoras.

Fredlund *et al.* (1987), testaram sua teoria utilizando uma argila compactada. Os resultados foram que os ângulos de ϕ^b começam a diminuir significativamente na sucção mátrica inferior a 50 kPa para amostras de baixa densidade e em sucções matriciais de 75 a 100 kPa para amostras de alta densidade.

Existem algumas soluções para encontrar a melhor equação que descreve a envoltória de ruptura não linear. Neste estudo será utilizado o procedimento de linearização explicado por Fredlund *et al.* (1987), ilustrado na Figura 3.9.



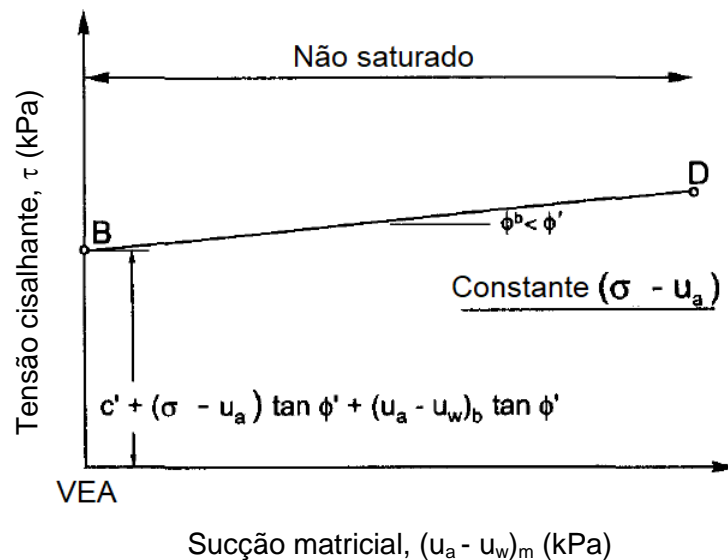
Fonte: Traduzido e adaptado de Fredlund *et al.* (1987).

De acordo com a Figura 3.9, a não-linearidade pode ser acomodada usando duas envoltórias lineares, AB e BD. AB corresponde a sucções matriciais inferiores ao VEA, enquanto o BD pode ser usado para sucções matriciais maiores que o VEA. Segundo Fredlund *et al.* (1987) ao longo da linha AB não há interferência da sucção, portanto, essa linha pode ser traduzida no plano de sucção de τ versus $(u_a - u_w)$.

À medida que a sucção matricial aumenta além do VEA o eixo de sucção matricial pode ser usado para separar os diferentes efeitos da tensão normal

e da sucção matricial na resistência ao cisalhamento. Isso faz com que a linha BD seja desenhada na τ versus $(u_a - u_w)_m$ com eixo de sucção matricial iniciando a partir de BD, conforme ilustrado na Figura 3.10. Obtém-se a Equação que melhor define essa reta, substituindo ϕ^b por ϕ' na Equação (3.26).

Figura 3.10 – Envoltória de ruptura linearizada; Tensão cisalhante versus sucção matricial



Fonte: Traduzido e adaptado de Fredlund *et al.* (1987).

3.1.6.1. Métodos de previsão da resistência ao cisalhamento

Vanapalli *et al.* (1996) sugeriram a Equação (3.31): um modelo empírico e analítico para prever a resistência ao cisalhamento modificando a Equação (3.26) para levar em consideração a curva característica solo-água do solo.

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \left[\tan \phi' \left(\frac{S_r - S_{res}}{100 - S_{res}} \right) \right] \quad (3.31)$$

A previsão da Equação (3.31) mostrou uma relação não linear entre resistência ao cisalhamento e sucção. No entanto, a equação foi aplicada apenas para argilas. Vanapalli *et al.* (1996) apontou que para a utilização deste critério é necessária uma medição precisa da curva característica solo-água realizando uma condição de campo simulado.

Khalili e Khabbaz (1998) modificaram a equação de tensão efetiva de Bishop (1960), Equação (3.25), na qual sugeriram uma relação entre o parâmetro χ e a razão de sucção, Equação (3.32).

$$\chi = \left[\frac{(u_a - u_w)}{(u_a - u_w)_b} \right]^{-0,55} \quad (3.32)$$

Onde $(u_a - u_w)_b$ é a sucção de entrada de ar em (kPa). A equação foi validada usando diferentes tipos de solos com uma faixa de valores de sucção de 40 a 1.000 kPa e mostrou boa concordância. Não foram validados os solos arenosos com valores de sucção inferiores a 40 kPa.

Mais recentemente, Alonso *et al.* (2010) propuseram duas equações de resistência ao cisalhamento, Equação (3.33), para solos que vão de argilosos granulares à solos de alta plasticidade com base na equação de tensão efetiva. Onde S_r^e é o grau de saturação efetivo dado em (%) obtido pela Equação (3.34).

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + S S_r^e \tan \phi' \quad (3.33)$$

$$S_r^e = \left[\frac{S_r - S_r^m}{1 - S_r^m} \right] \quad (3.34)$$

Onde S_r^m é o grau de saturação microscópico. A equação sugerida por Öberg e Sällfors (1997) é apresentada na Equação (3.35). Essa equação parte do princípio que o fator χ na equação de Bishop (1960) é muito difícil de determinar experimentalmente. Então, são feitas suposições de modo que, conhecendo a curva característica solo-água e os parâmetros de cisalhamento c' e ϕ' do solo, será possível determinar a resistência ao cisalhamento. O seu uso é aceito de forma ampla e supera a limitação da variação ϕ^b .

$$\tau = c' + (\sigma - S_r u_w) \tan \phi' \quad (3.35)$$

Onde a pressão neutra (u_w) tem um valor negativo. Entre outros, Öberg e Sällfors (1997) foram pioneiros no uso do termo S_r no cálculo da resistência

ao cisalhamento de solos não saturados. Os autores também assumiram que a curva característica solo-água pode ser obtida combinando uma curva granulométrica conhecida a uma curva granulométrica semelhante de outro solo para o qual a curva característica solo-água foi determinada.

Kim e Borden (2011) utilizaram dados de resistência ao cisalhamento de 15 solos compactados para prever a resistência ao cisalhamento do solo não saturado a partir de três procedimentos comumente usados: Vanapalli *et al.* (1996), Khalili e Khabbaz (1998) e Fredlund *et al.* (1996).

No estudo Kim e Borden (2011) utilizam as curvas características solo-água dos 15 solos para análise dos resultados. Comparações entre valores medidos e preditos de resistência ao cisalhamento não saturado são apresentadas para diferentes tipos de solo. O efeito do estado de tensão na previsão da resistência ao cisalhamento também é discutido.

3.1.6.2. Considerações sobre o ensaio de cisalhamento direto

O ensaio da caixa de cisalhamento é usualmente chamado de ensaio de “cisalhamento direto”, isso porque, a tensão cisalhante no plano de ruptura é diretamente relacionada à tensão normal. O princípio é bastante simples e consiste em mover uma porção de solo sobre a outra aumentando a força horizontal e mantendo constante a carga aplicada normalmente ao plano de movimento. A força normal é perpendicular ao plano de movimento e, conseqüentemente aplicada no sentido vertical através de um pendural (LIKOS *et al.*, 2010).

A vantagem da utilização desse ensaio é a sua curta duração podendo ser considerado adequado para a prática geral de engenharia e, portanto, pode ser usado para solos não saturados quando comparado a um teste triaxial drenado (CARSUSO; TARANTINO, 2004).

Nas últimas décadas, muitas investigações foram conduzidas em solos não saturados usando o teste de cisalhamento direto onde a placa serrilhada inferior foi substituída por um disco de alta pressão de entrada de ar (ESCARIO; SÀEZ, 1986; LIKOS *et al.*, 2010).

Likos *et al.* (2010) fizeram modificações em um sistema convencional de cisalhamento direto para ensaios não saturados. O objetivo era

examinar o comportamento da tensão de cisalhamento em solo de areia fina. O resultado foi um conjunto de dados que resulta em $\phi' = 38,8^\circ$ e $c' = 1,10$ kPa.

Rahardjo *et al.* (2012), determinaram para um perfil de solo arenoso (% de areia maior que 50%) o Valor Médio (VM) e os Coeficientes de Variação (COV) para os parâmetros: teor de umidade (w), Limite de Plasticidade (LP), Limite de Liquidez (LL), índice de vazios (e), intercepto coesivo efetivo (c'), ângulo de atrito interno efetivo (ϕ') e ângulo de atrito interno no eixo da sucção (ϕ^b), VEA, ψ_{res} e S_{res} . Rahardjo *et al.* (2012) verificaram que os valores de c' eram aproximadamente 13,0 kPa e o ϕ' encontravam-se entre 28° e 35° .

Nam *et al.* (2011) apresentaram uma avaliação do uso do teste de cisalhamento direto multiestágio para determinar a resistência ao cisalhamento de solos de areia siltosa indeformado e não saturados. Os ensaios foram realizados usando um aparelho de teste de cisalhamento direto modificado que permite o controle da sucção matricial. Os parâmetros de resistência obtidos foram de $c' = 4,3$ kPa, $\phi' = 35^\circ$ e $\phi^b = 13,3^\circ$.

3.2 INSTABILIZAÇÃO DE TALUDES

Dentre os estudos que compõem a engenharia geotécnica, aqueles referentes à estabilidade de taludes apresentam maior frequência de problemas (FREDLUND, 1997). Calle e Vilar (2001) mencionam que em solos pertencentes à locais de clima tropical esse contratempo é atenuado já que a instabilização do solo, causada por meio da redução ou perda da sua resistência, pode ser intensificada devido à quantidade elevada de precipitação, principal característica desse tipo de clima.

Nesse item serão abordados as principais problemáticas referentes à perda de estabilidade em taludes, com foco em considerações acerca das condições saturada e não saturada dos maciços de solo.

3.2.1. Princípios de instabilização de taludes

Os princípios de instabilização de taludes são problemas associados

a movimentos de massa, ou seja, qualquer fator responsável pelo deslocamento de um determinado volume de solo. A literatura sobre o tema é vasta e foi proposta por alguns autores internacionais como Guidicini e Nieble (1976), Varnes (1978) e USGS (2014).

Segundo Varnes (1978), o grau de instabilização de um talude pode ser medido a partir da relação resistência ao cisalhamento do solo e tensão cisalhante que atua sob uma superfície com probabilidade de escorregamento. Portanto, para que ocorra a instabilidade do maciço deve haver a interferência de alguns agentes instabilizadores que podem causar o aumento das tensões ou redução da resistência do solo, como pode ser visto na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 – Agentes responsáveis pela instabilidade do solo

Ação	Agente	Fenômenos Naturais/Antrópicos
Aumento da sollicitação	Remoção de Massa (lateral; topo; base)	Erosão, escorregamento Cortes
	Sobrecarga	Peso da água da chuva Depósito de material
		Peso da vegetação Construção de estruturas
		Terremotos, ondas, etc.
	Solicitações dinâmicas	Explosões, tráfego, sismos induzidos, etc.
Pressões laterais	Águas em trincas, congelamento, material expansivo, etc.	
Redução da resistência	Características relativas ao material (textura, geometria, estruturas, etc.).	Características geotécnicas do material, tensões iniciais, etc.
	Mudanças ou fatores variáveis	Redução da coesão e ângulo de atrito
		Elevação do nível d'água Aumento da umidade e redução da sucção

Fonte: Traduzido e adaptado de Varnes (1978)

Guidicini e Nieble (1976) relacionam os principais agentes, “predisponentes” que dependem da predisposição geológica e “efetivos” que variam de acordo com fatores climáticos, às causas mais comuns como por exemplo a redução dos parâmetros de resistência por intemperismo, mudanças na geometria do maciço ou elevação do nível piezométrico.

De acordo com o Centro de Pesquisa Geológica dos Estados Unidos (USGS - *United States Geological Survey*, 2014) essa classificação pode ser feita ao agrupar os principais fenômenos instabilizadores em três grandes grupos de causas (geológicas, morfológicas e antrópicas).

Dos fatores causadores de instabilidade nos maciços de solo, a água da chuva pode ser classificada como o de maior poder deflagrador (CALLE e VILAR, 2001). Para Arroyo *et al.* (2013) a constatação desse fato são os inúmeros eventos de deslizamentos registrados durante os períodos do ano onde há precipitação intensa e prolongada.

3.2.1.1. A precipitação como agente instabilizador

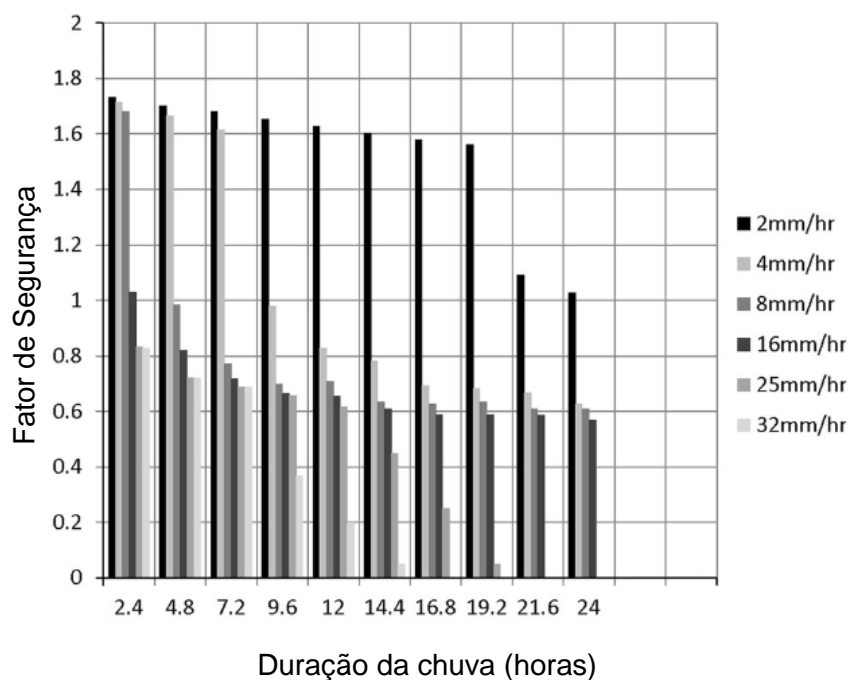
A estabilidade das encostas na condição não-saturada é sobretudo garantida devido à distribuição de sucção que influencia a infiltração de água e conseqüentemente a resistência ao cisalhamento (LI, *et al.*, 2013; BLATZ; *et al.*, 2004; RAHARDJO *et al.*, 2002).

Fernandes (2016) verificou essa influência na resistência do solo por meio de simulações numéricas. Ao variar a coesão efetiva do solo entre 0 kPa e 32 kPa, os valores dos Fatores de Segurança (FS) também eram alterados significativamente. Obtiveram então, a confirmação de que a ruptura dos taludes do solo residual dos arenitos estudados poderiam ocorrer em detrimento somente do aumento do grau de saturação e conseqüente diminuição da sucção e resistência.

Raj e Sengupta (2014) realizaram análises de infiltração e estabilidade de taludes para estimar os desempenhos de um aterro de solo siltoso, em Malda na Índia, em intensidade e duração de precipitação diferentes. Os resultados numéricos mostram redução significativa no fator de segurança do aterro com o aumento da intensidade e duração da chuva, Figura 3.11.

Oh e Lu (2015) investigaram dois casos de falha induzida por chuvas na Coreia do Sul. Descobriram que as falhas nas encostas ocorreram após vários dias de chuva excepcionalmente pesada e dois dias de chuvas intensas quando as condições ao longo de toda a superfície da falha estavam quase saturadas.

Figura 3.11 – Redução do fator de segurança do aterro de Malda devido à chuva



Fonte: Traduzido de Raj e Sengupta (2014)

Ahmad-adli *et al.* (2014) estudaram os efeitos das mudanças no tamanho das partículas, e as mudanças relacionadas à curva característica solo-água, na estabilidade de um talude não saturado sob chuva. Foi feita uma retroanálise e os resultados sugeriram que as encostas com materiais mais finos permitem menos infiltração de água nos solos (menor k) e conseqüente aumento da tendência de escoamento superficial dessa água. Os autores concluem que, o oposto ocorre para solos mais grossos, onde a infiltração é mais rápida, fazendo com que o lençol freático aumente rapidamente, causando mudanças significativas na estabilidade da encosta.

Childs e Collis-George (1950) desenvolveram os primeiros estudos para determinar a condutividade hidráulica em função da distribuição poro geométrica do solo. De acordo com o método desenvolvido que utiliza expressões baseadas no tamanho da partícula, ou superfície específica dos sólidos, indica maiores valores de k para as areias.

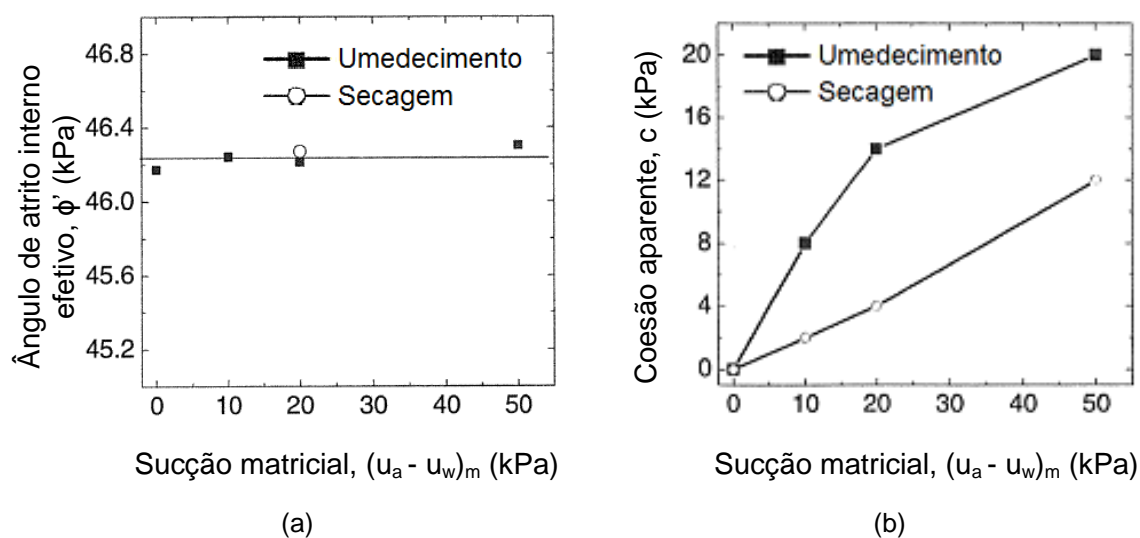
A explicação para esse fenômeno é dada por Röhm e Vilar (1994) que cita a composição mineralógica das partículas dos solos e a geometria dos poros (micro e macroporos) como principal controlador do potencial matricial da

água e do solo. Nos solos granulares, devido a uniformização granulométrica – mal graduado – e porosimétrica, a sucção matricial apresenta-se melhor caracterizada em comparação a um solo fino.

Sabendo que um solo não saturado comporta-se de forma diferente durante a “histerese”, Gallage e Uchimura (2006) estudaram amostras de solo recompactado de areia siltosa, em aparelho triaxial a fim de verificar os efeitos de umedecimento e secagem na resistência ao cisalhamento para sucções de 0 a 50 kPa.

Gallage e Uchimura (2006) verificaram que o solo no ramo de secagem apresentou menor resistência ao cisalhamento em relação ao solo no ramo de umedecimento sob a mesma sucção matricial. A Figura 3.12a e b representa a variação do ângulo de atrito interno efetivo (ϕ') e coesão aparente (c) versus sucção matricial, respectivamente. Verifica-se que ϕ' não depende diretamente da variação da sucção. Diferentemente da coesão aparente, que cresce à medida que a sucção aumenta com a taxa decrescente de molhamento.

Figura 3.12 – (a) ϕ' versus sucção matricial, (b) c versus sucção matricial, ambos nos ramos de umedecimento e secagem.



Fonte: Traduzido e adaptado de Gallage e Uchimura (2006)

Beneveli e Campos (2004) afirmam que quanto maior o período de seca ao qual a encosta foi submetida (maiores níveis sucção) maior a probabilidade de ocorrência de rompimento deste talude na precipitação ou do aumento do grau

de saturação. Isso porque a estrutura do solo é modificada a cada uma das fases de umedecimento e secagem levando a uma diminuição da resistência ao cisalhamento deste solo.

Song *et al.* (2016) estudaram a estabilidade de uma encosta natural não saturada sob o efeito de chuvas, em um terreno de areia bem graduada na Korea. Os parâmetros de resistência utilizados eram de $c' = 9,32$ kPa e $\phi' = 34,60^\circ$. Verificou-se que o fenômeno da saturação do solo induzido pela infiltração de chuva em solo não saturado é similar ao caminho de molhamento da curva característica solo-água.

Outro fato observado por Song *et al.* (2016) foi que o FS da inclinação diminuiu de repente durante a chuva, recuperando o seu valor logo após cessar a precipitação. Essa flutuação no FS ocorreu devido as mudanças causadas na sucção durante o processo de evaporação e infiltração de água nas camadas de solo não saturado.

3.2.2. Estabilidade de taludes

A complexidade das condições geológicas e a não uniformidade do material geotécnico tornam o estudo da estabilidade das encostas muito incerto, portanto é necessário analisar afundo as características a fim de prever o comportamento real do solo (LIANG *et al.*, 2012)

Para Fredlund (1984) o estudo de estabilidade de taludes deve envolver levantamento topográfico, investigação da sub-superfície e coleta de amostras, ou seja, um completo levantamento de dados do local, para a realização de ensaios laboratoriais que fornecerão os parâmetros de resistência.

No Brasil, o estudo acerca da estabilidade de taludes é regido por meio da NBR 11682 (ABNT, 2009) que prescreve as exigências de controle da estabilidade de encostas naturais e taludes de corte ou aterro. Conforme a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT, 2009), também são apresentadas nesta norma as principais condições para elaboração de estudos, projetos e execução relacionadas a obras de estabilização.

O principal objetivo da análise de estabilidade é a verificação das possíveis chances de ocorrência de escorregamentos em massas de solo inclinado

(GERSCOVICH, 2012). Em geral, é feita a razão entre as tensões resistentes (τ_f) e as tensões mobilizadas (τ_{mob}) gerando o chamado Fator de Segurança (FS), Equação (3.36).

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau_{mob}} \quad (3.36)$$

Onde, $FS > 1 \rightarrow$ Obra estável, $FS = 1 \rightarrow$ Ocorre ruptura, $FS < 1 \rightarrow$ Sem significado. A NBR 11682 (ABNT, 2009) ainda estabelece recomendações mínimas dos FS admissíveis que leva em conta o nível de segurança pré-estabelecido em projeto relacionados aos danos a vidas humanas e materiais, como apresentado na Tabela 3.5.

Ao estabelecer um determinado valor para o FS, assume-se que esse tipo de abordagem é determinístico. Dentre os métodos classificados nesse tipo de análise é possível citar o Método da Análise Limite, Método da Tensão-Deformação e Método do Equilíbrio Limite.

Tabela 3.5 – FS mínimos para escorregamentos da NBR 11682

Nível de segurança contra danos materiais e ambientais	Nível de segurança contra danos a vidas humanas		
	Alto	Médio	Baixo
Alto	1,5	1,5	1,4
Médio	1,5	1,4	1,3
Baixo	1,4	1,3	1,2

Fonte: ABNT (2009)

Sabe-se que esses métodos utilizam as características do talude e parâmetros do solo em modelos matemáticos específicos a fim de obter o FS, o que pode gerar um certo grau de incerteza devido a grande variabilidade das amostras e dos parâmetros geotécnicos determinados em laboratório ou campo (FERNANDES; AUGUSTO FILHO, 2015).

Para mitigar essa situação tem-se a abordagem probabilística, que permite incorporar um tratamento estatístico para a quantificação dessas incertezas (LIANG, *et al.*, 2012). A análise de estabilidade de taludes dessa pesquisa, será feita por meio do Método do Equilíbrio Limite com a utilização do *software* da GeoSlope®

– Slope/W. Maiores explicações acerca do *software* é dada no capítulo 4.

3.2.2.1. Método do Equilíbrio Limite

A resistência ao cisalhamento do solo é reduzida por um fator significativo de segurança para alcançar o equilíbrio contra as tensões de cisalhamento num estado de ruptura eminente. Esse cálculo é chamado de Método do Equilíbrio Limite (DUNCAN; WRIGHT, 2005).

Existem duas abordagens para satisfazer o equilíbrio estático. A primeira abordagem considera o equilíbrio para toda a massa do solo e é resolvido como um único corpo livre (Método do Talude Infinito, Método da Espiral Logarítmica e Método do Círculo Sueco).

A outra abordagem divide o solo em várias fatias, o chamado “Método das Fatias”, e cada fatia deve satisfazer todas as forças ao equilíbrio (Método de Fellenius, Método de Bishop Simplificado, Método de Spencer, Método de Janbu, Método de Morgenstern e Price, entre outros) (DUNCAN; WRIGHT, 2005). Na Tabela 3.6 estão compilados alguns dos principais tipo de métodos e descritas as geometrias de ruptura formadas pelo processo (FERNANDES, 2016).

Tabela 3.6 – Métodos determinísticos de estabilidade de taludes

Métodos de Análise de Estabilidade		Geometria da ruptura	Dinâmica do processo
Tipo	Nome		
Equilíbrio limite	Espiral logarítmica	Circular	Não condicionado por estruturas reliquias
	Taylor		
	Fellenius		
	Bishop Simplificado		
	Spencer		
	Tridimensional		
Equilíbrio limite	Janbu	1 plano	Condicionado por estruturas reliquias
	Morgenstern e Price		
	Planar		
	Biplanar, em cunha		
	Multiplanar	Vários planos	

Fonte: Adaptado de Fernandes (2016) apud Augusto Filho e Virgili, (1998)

Cada um desses métodos faz suposições diferentes para obter uma

solução estaticamente determinada. Neste estudo, serão descritos os métodos de Spencer, de Morgenstern e Price e de Bishop Simplificado, sendo que os dois primeiros satisfazem o equilíbrio estático completo e o último não.

3.2.2.1.1. Método de Spencer e de Morgenstern e Price

De acordo com Abramson *et al.* (2002) o método de Spencer assume uma inclinação constante, porém desconhecida, para a força resultante. Enquanto que o de Morgenstern e Price assume uma função para a inclinação da força entre fatias (entre lamelas) resultante, o que torna o método de Spencer um caso especial dentro de Morgenstern e Price.

Em 1967, Spencer desenvolveu um método de equilíbrio completo conhecido como método de Spencer, que satisfaz o equilíbrio de força e momento. O método de Spencer é usado para superfície de deslizamento circular e também pode ser adaptado para uso com superfície de deslizamento não circular, o que é útil porque muitos deslizamentos não têm superfície de falha circular (SPENCER, 1967).

Segundo Duncan e Wright (2005) o procedimento de Spencer baseia-se no pressuposto de que as forças são paralelas e têm a mesma inclinação. A inclinação é desconhecida e é computada como uma das incógnitas na solução das equações de equilíbrio. A outra suposição é que a força normal atua no centro da base de cada fatia. No entanto, esta suposição tem influência negligenciável sobre os valores calculados para os desconhecidos, desde que um número razoavelmente grande de fatias seja usado.

O procedimento de Morgenstern e Price (1965) é semelhante ao procedimento de Spencer. A única grande diferença entre os procedimentos de Spencer e Morgenstern e Price em termos de incógnitas é que o procedimento de Spencer envolve uma única inclinação da força de cisalhamento, enquanto Morgenstern e Price envolvem diferentes inclinações de força de cisalhamento que atuam na direção x (DUNCAN; WRIGHT, 2005).

3.2.2.1.2. Método de Bishop Simplificado

O método de Bishop Simplificado também utiliza o “Método das Fatias” para encontrar o FS para a massa de solo. Várias suposições foram feitas neste método. Primeiramente presume-se que a ruptura ocorra por rotação de uma massa de solo em uma superfície de deslizamento circular centralizada em um ponto comum. Assim, esse método não deve ser usado para calcular o FS para superfícies não circulares (DUNCAN; WRIGHT, 2005).

Além disso, as forças nas laterais da fatia são assumidas como horizontais e, portanto, não há tensões de cisalhamento entre as fatias. Supõe-se que a força normal atue no centro da base de cada fatia e é derivada pela soma das forças em uma direção vertical (BISHOP, 1955).

Embora o método de Bishop Simplificado não satisfaça o equilíbrio estático completo, o procedimento fornece valores relativamente precisos para o Fator de Segurança. Bishop (1955) mostrou que esse método é mais preciso do que o “Método Ordinário de Fatias”, especialmente para análise de tensão efetiva com alta influência da poropressão.

Ainda, WRIGHT *et al.* (1973) mostraram que o Fator de Segurança calculado por Bishop Simplificado concorda em cerca de 5% com o FS calculado por meio do Método dos Elementos Finitos. Os autores afirmam que a principal restrição do método é que ele é limitado à superfície de deslizamento circular.

3.2.2.2. Estabilidade de taludes em solos não saturados

Como visto anteriormente, a água tem importante papel na estabilidade de encostas. A presença de água pode causar efeitos no comportamento das massas de solo, tais como (GERSCOVICH, 2012):

- Alteração na tensão efetiva – resistência do solo – devido a mudança nas pressões de água;
- Aumento do peso específico natural em função da transição para a condição saturada;
- Aparecimento de erosões causadas pela força de percolação;
- Carreamento de materiais – atuando como agente no

intemperismo – alterando a constituição dos mineirais.

Beneveli e Campos (2004) citam que a geração de poropressão positiva, ou excesso de poropressão, pela presença de água no solo é uma das principais causas de escorregamentos de encostas. Por isso, é crucial a inclusão de diferentes padrões de fluxo de água na elaboração dos projetos para acompanhamento durante a vida útil da construção.

Além disso, a variação da poropressão em taludes não saturados pode ser acompanhada por meio de instalações de equipamentos de campo como piezômetros e tensiômetros para monitoramento tanto de curto como de longo prazo (VIEIRA; MARINHO, 2001).

Os primeiros trabalhos no campo da mecânica dos solos não saturados supõem que c' e ϕ' são constantes e independentes da sucção. No entanto, vários estudos relataram um aumento de ϕ' para solos não saturados. Röhm e Vilar (1995) estabeleceram uma diferença máxima de ϕ' de cerca de $2,5^\circ$ para as faixas de sucção entre 0 e 400 kPa para um solo arenoso.

Wheeler e Sivakumar (1995) encontraram um aumento no ângulo de atrito interno de cerca de $3,5^\circ$ na faixa de sucção entre 0 e 200 kPa para um caulim compactado em ensaios de compressão triaxial.

Toll (2000) estudou a influência do arranjo geométrico das partículas no comportamento de cisalhamento de solos argilosos compactados na umidade ótima. O ângulo de atrito interno em relação à tensão líquida ϕ foi maior que o ângulo de atrito interno saturado ϕ' devido à agregação das partículas. Além disso o ϕ^b foi menor do que ϕ' e igual a zero quando o solo se aproximava da condição seca.

Embora as investigações acima tenham mostrado a possibilidade de aumentar tanto ϕ' quanto a coesão com o aumento da sucção, nenhuma explicação clara foi proposta pelos pesquisadores. Esta alteração dos parâmetros de resistência ao cisalhamento afeta significativamente a resistência ao cisalhamento do solo sob diferentes teores de umidade.

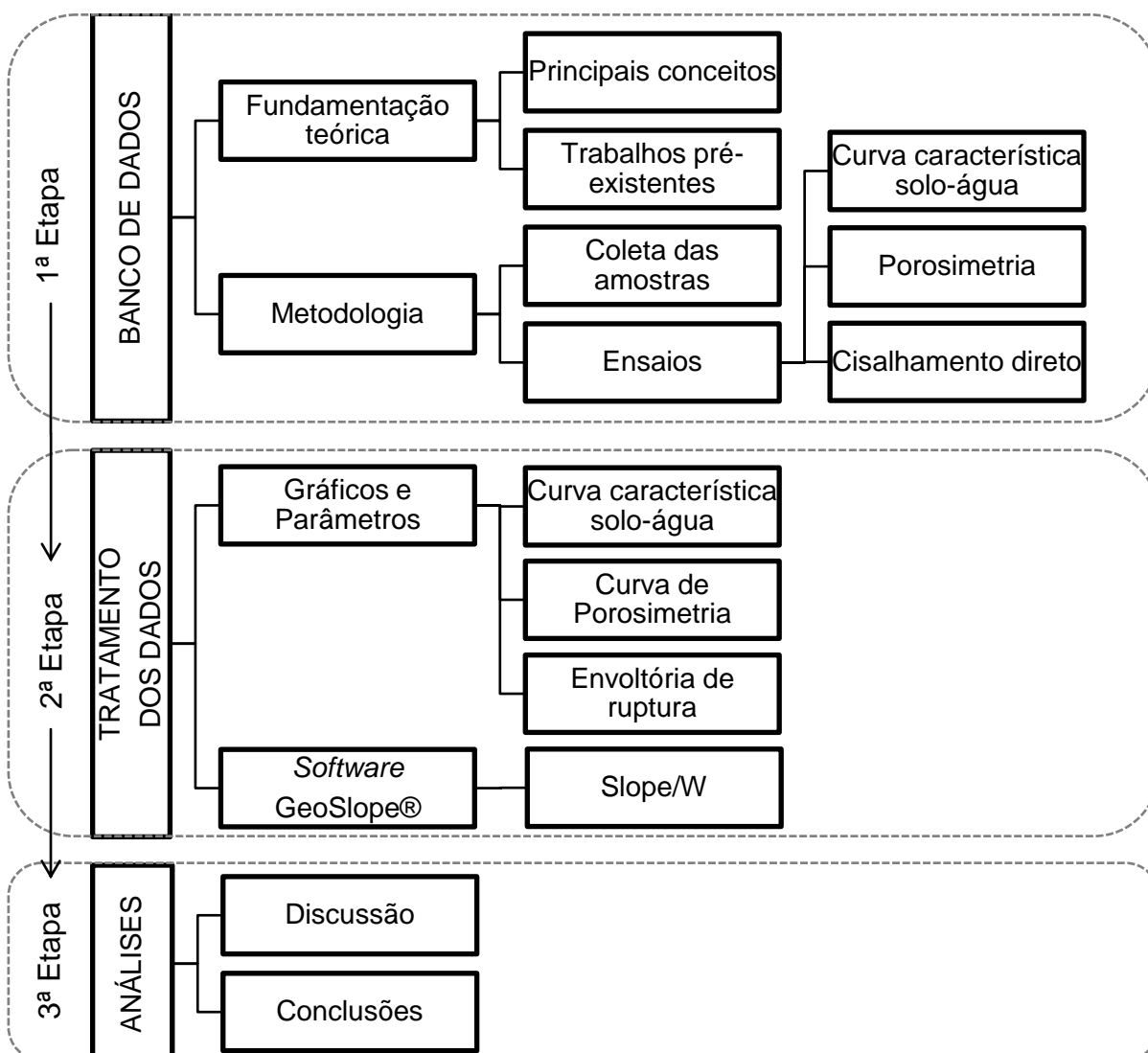
4 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo estão descritas as três etapas de desenvolvimento desta pesquisa, que tratam: da criação do banco de dados, do tratamento e da análise dos dados. Além disso, são apresentados os equipamentos e procedimentos utilizados para obtenção dos resultados e posteriores análises de estabilidade em taludes hipotéticos.

4.1. ETAPAS DA PESQUISA

A Figura 4.1 ilustra, por meio de um fluxograma, as três etapas de elaboração da pesquisa e atividades experimentais desenvolvidas no processo.

Figura 4.1 – Fluxograma metodológico

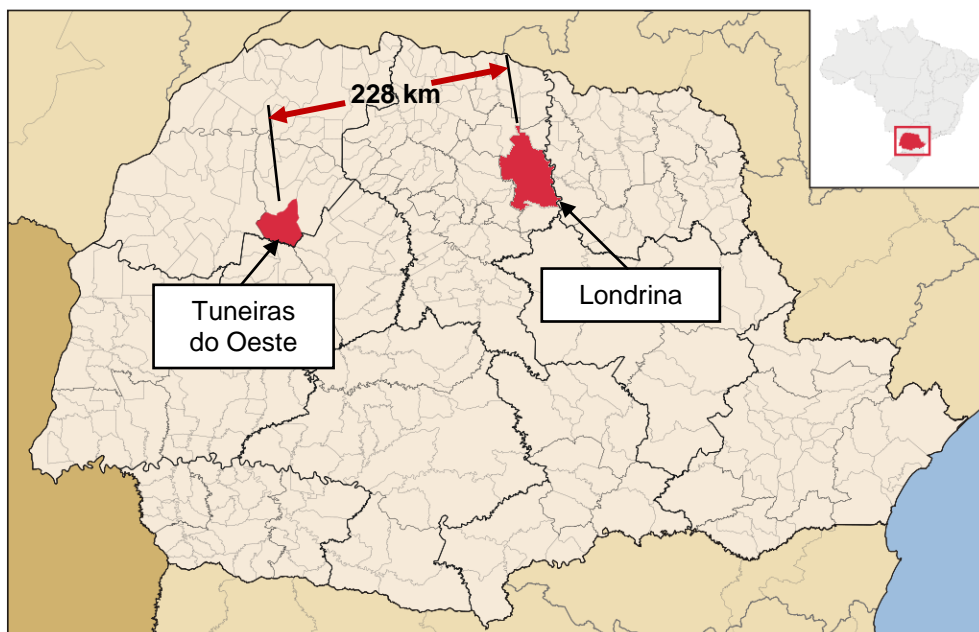


4.2. ÁREA DE ESTUDO E AMOSTRAGEM

4.2.1. Localização e características gerais

O solo deste estudo é originário da região pertencente ao município de Tuneiras do Oeste, localizado no noroeste do estado do Paraná. A Figura 4.2 mostra a localização do Município, que dista 228 km de Londrina, cidade onde foram realizados os estudos. As amostras foram coletadas em um trecho da Rodovia Federal BR 487, km 111+400 LD. As coordenadas geográficas do local são 23°48'50.3"S e 52°59'58.8"W.

Figura 4.2 – Localização da área de estudo em relação ao município de Londrina



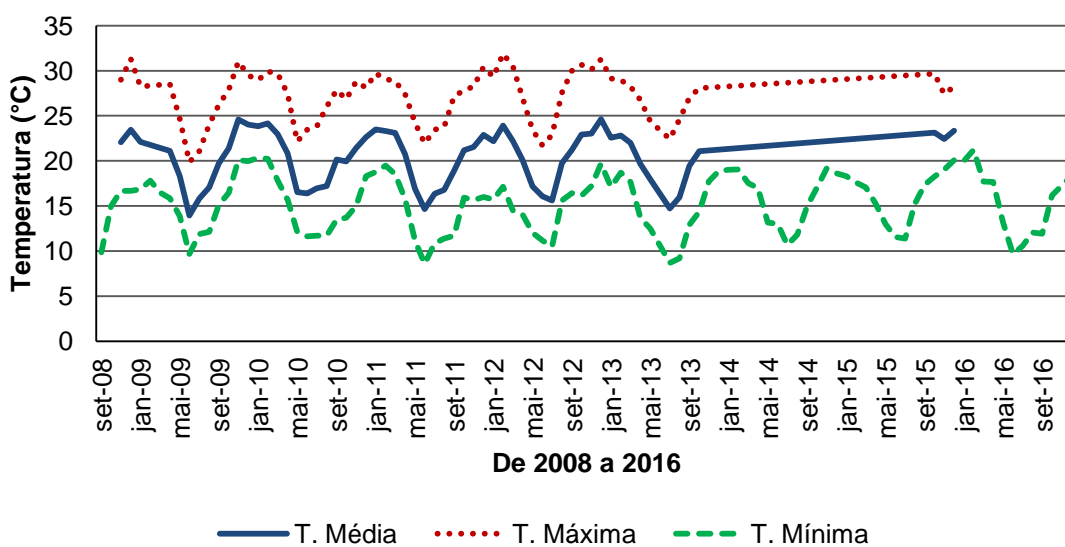
Fonte: Adaptado Londrina; Tuneiras do Oeste (Acesso em: 2 set. 2018)

4.2.1.1. Aspectos climáticos

Tuneiras do Oeste está localizada em zona climática Cfa, segundo Köppen e Geiger (1928), possuindo clima quente e temperado. A Figura 4.3 ilustra a variação da temperatura medida pelo Instituto Nacional de Meteorologia (INMET, 2018) durante os anos de 2008 a 2016. A temperatura média desse período foi de 21°C, com máxima de 32°C e mínima de 8°C.

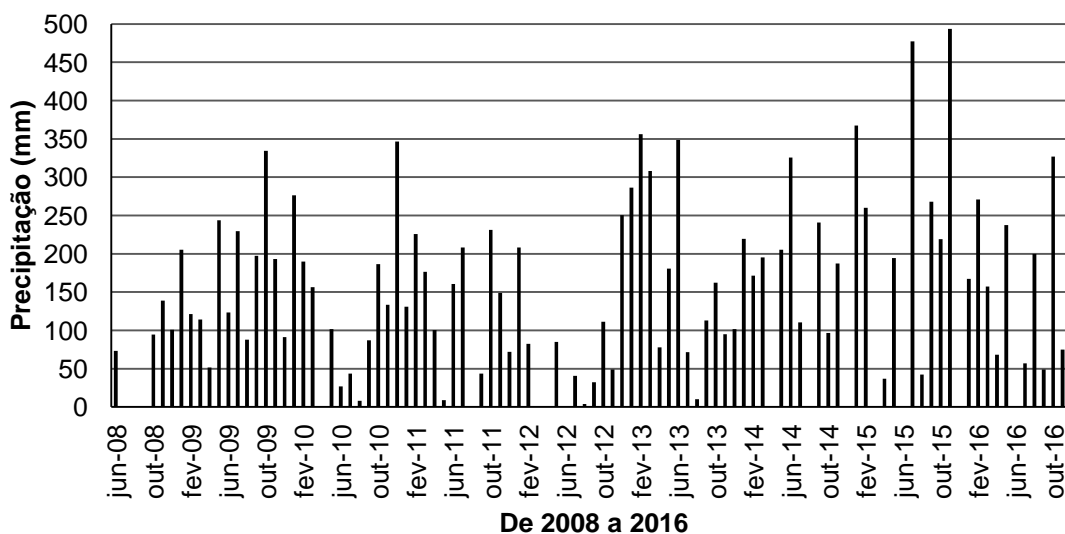
A Figura 4.4 apresenta os dados a respeito da precipitação na região para o período de 2008 a 2016 (INMET, 2018). Os períodos de chuva com maior intensidade volumétrica estão concentrados ao longo da estação do verão, cerca de 400mm em média.

Figura 4.3 – Medidas de temperaturas no município de Tuneiras do Oeste de 2008 a 2016



Fonte: Adaptado de dados da rede do INMET (2018)

Figura 4.4 – Precipitação no município de Tuneiras do Oeste de 2008 a 2016



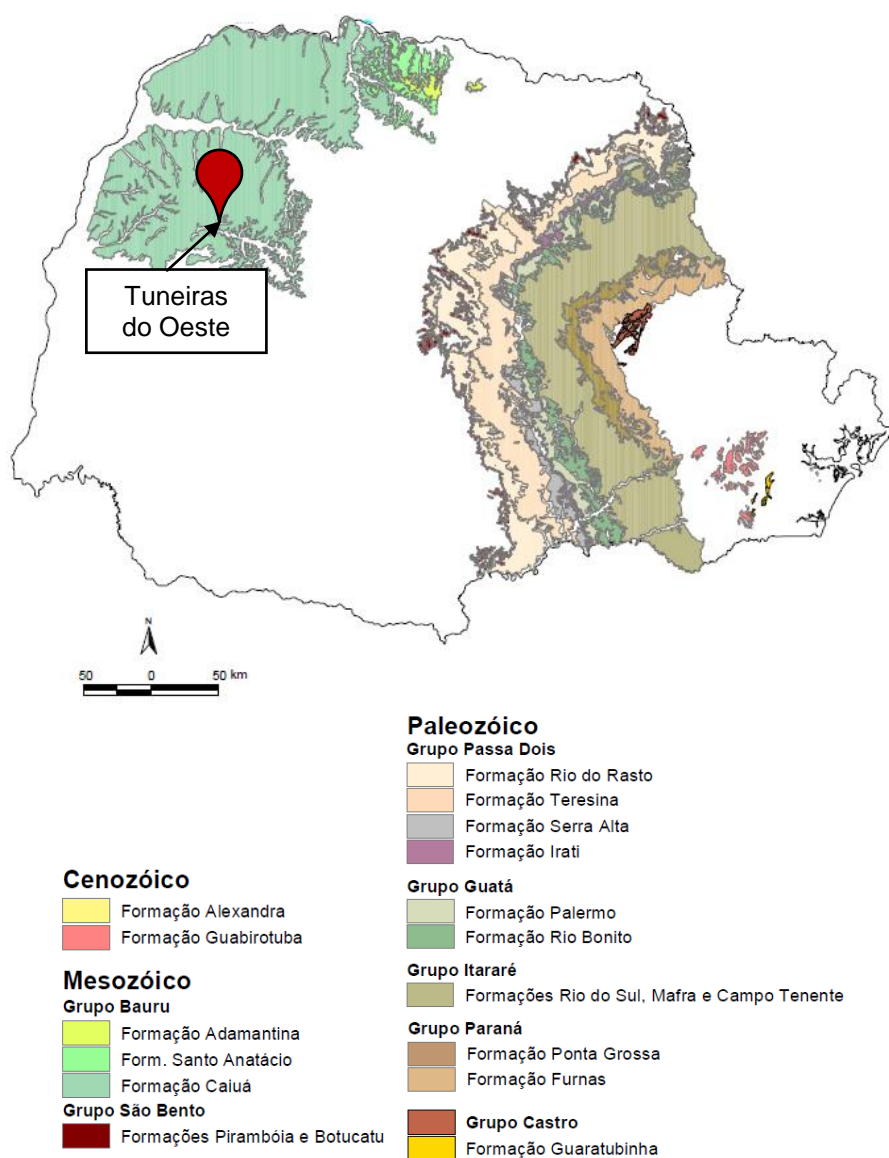
Fonte: Adaptado de dados da rede do INMET (2018)

4.2.1.2. Relevo e Geologia

De acordo com MINEROPAR (2006) o relevo do município apresenta uma variação de 240 (mínima) a 660 (máxima) metros sobre o nível do mar. As principais formas de relevo encontradas são os topos alongados e aplainados, vertentes convexas e vales em “V”.

O solo se encontra numa região de cobertura Sedimentar Mesozoica, pertencente ao grupo Bauru da formação Caiuá, como pode ser visto na Figura 4.5.

Figura 4.5 – Mapa litológico do Estado do Paraná com a indicação do local de coleta das amostras



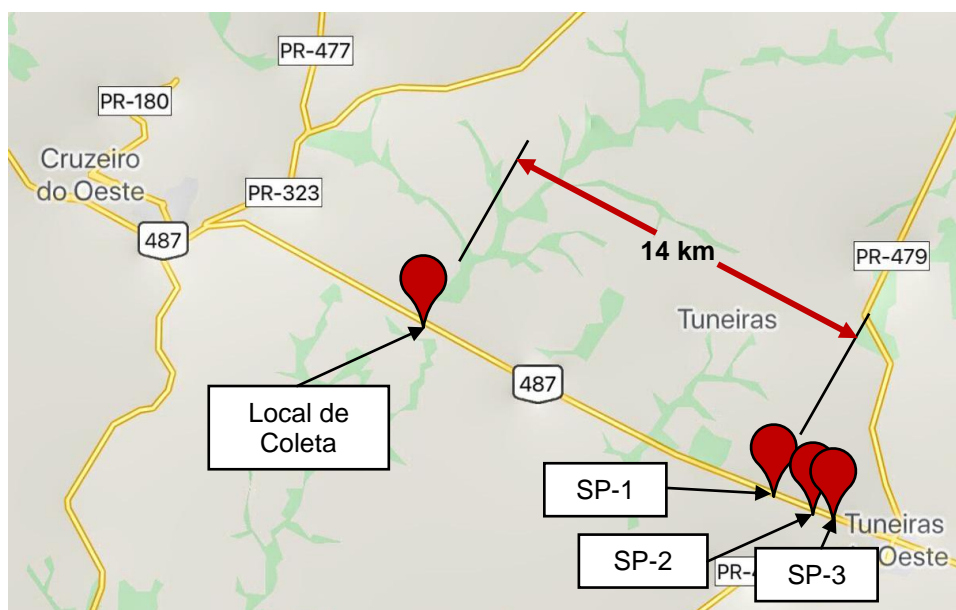
Fonte: Adaptado de MINEROPAR (2001)

Essa cobertura é constituída por rochas formadas em ambiente fluvial e desértico, sendo os litotipos predominantes os arenitos, seguidos de siltitos e argilitos. Os arenitos dessa cobertura são finos a médios arroxeados (MINEROPAR, 2001).

4.2.1.3. Perfil do subsolo e Caracterização

O reconhecimento geotécnico do perfil do solo de Tuneiras do Oeste foi realizado por meio de três sondagens de simples reconhecimento do solo com SPT (*Standard Penetration Test*), na Rodovia Federal BR 487, km's 125+080 LD; 125+408 LD e 125+459 LE, conforme apresentado na Figura 4.6, que dista aproximadamente 14 km do ponto de coleta das amostras.

Figura 4.6 – Localização dos pontos de sondagens SPT em relação ao local de coleta das amostras

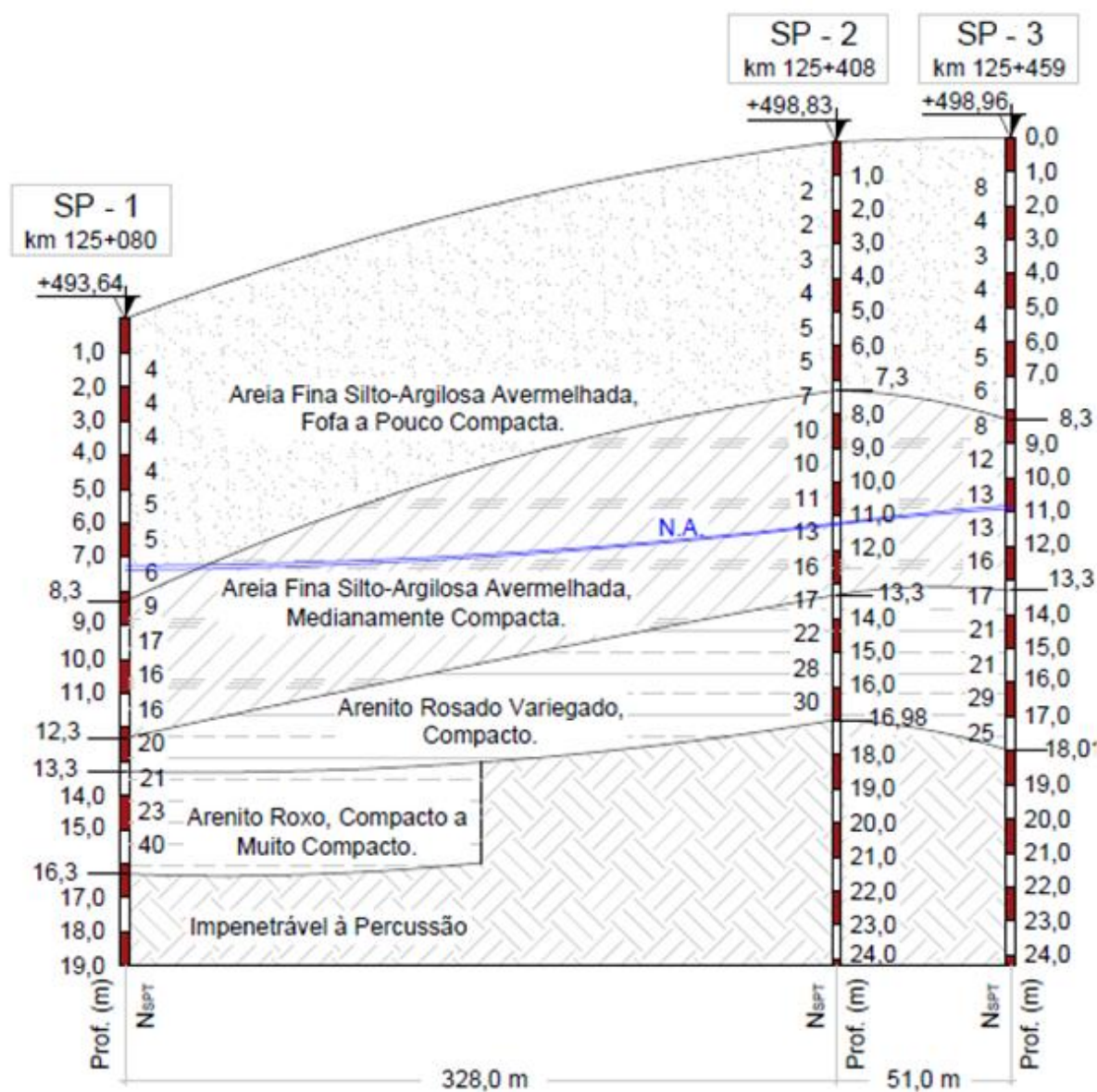


Fonte: Adaptado Google Maps (Acesso em: 21 fev. 2019)

A Figura 4.7 apresenta o perfil estratigráfico do local. De acordo com DNIT (2013) os valores do índice de resistência (\bar{N}_{SPT}) medidos variaram de 8 no topo a 28 nas camadas mais profundas. Os pontos de sondagem tem altitude aproximada de 480 a 500m. Ressalta-se que a altitude do local de coleta é de

410m.

Figura 4.7 – Perfil estratigráfico do solo obtido por meio de sondagem SPT –
Tuneiras do Oeste

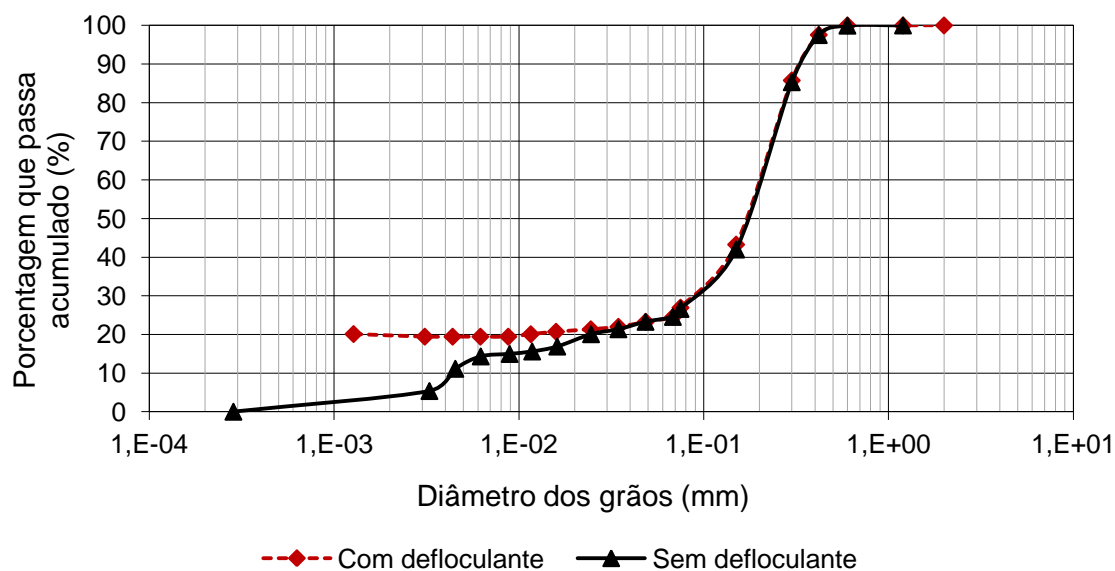


Fonte: Própria autora - Dados de DNIT (2013)

De acordo com Cancian (2017) e Cancian *et al.* (2017), de acordo com as NBR 6508 (ABNT, 1984a); NBR 6459 (ABNT, 1984b); NBR 7180 (ABNT, 1984c), determinaram para esse solo a massa específica dos sólidos (ρ_s) de 2,89g/cm³ e os limites de liquidez e plasticidade são 20% e 13%, respectivamente. A Figura 4.8 foi obtida para o solo de Tuneiras do Oeste por meio de ensaios de

granulometria conjunta (peneiramento e sedimentação) baseado na NBR 7181 (ABNT, 1984d) com e sem o uso de defloculante.

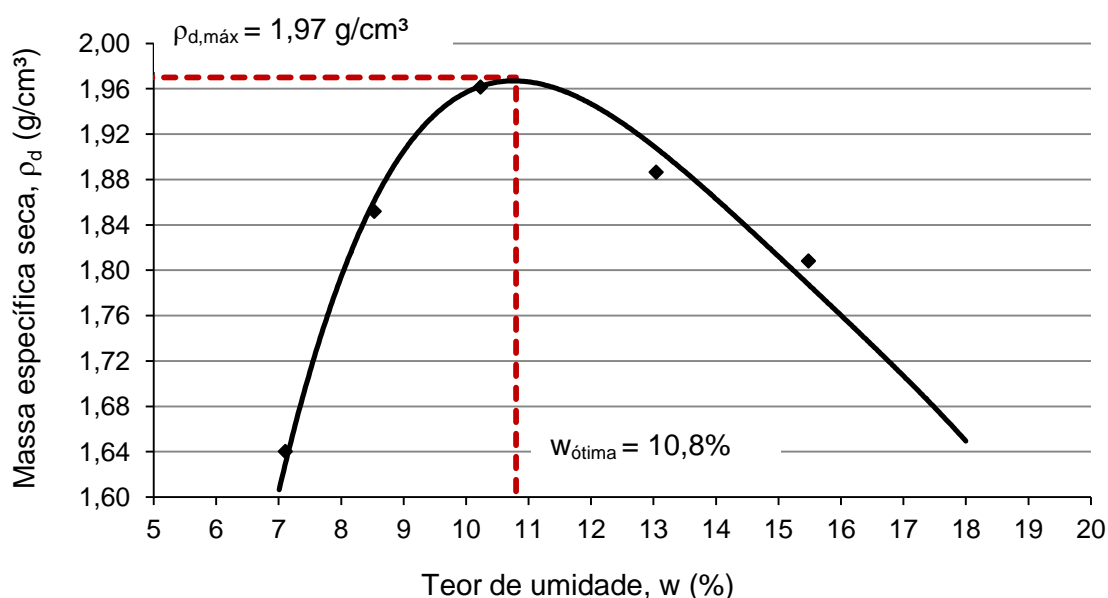
Figura 4.8 – Curva Granulométrica – Tuneiras do Oeste



solo como LA', ou seja, solo arenoso laterítico.

Cancian *et al.* (2017) também estabeleceu os parâmetros necessários à compactação do solo arenoso de Tuneiras do Oeste baseada na NBR 7182 (ABNT, 1986b) usando Energia Normal de Proctor ($E \approx 6 \text{ kg.cm/cm}^3$). Na Figura 4.9 verifica-se que a umidade ótima ($w_{\text{ótima}}$) tem valor aproximado de 10,8%, resultando numa massa específica aparente seca máxima ($\rho_{d,\text{máx}}$) aproximada de $1,97 \text{ g/cm}^3$.

Figura 4.9 – Curva de Compactação do solo Tuneiras do Oeste usando Energia Normal de Proctor



Fonte: Adaptado de Cancian (2017)

Ensaio de caracterização e composição química foram realizados por Gonçalves *et al.* (2018). A porcentagem de ocorrência de Caulinita, 16,4%, foi obtida pelas Análises Térmica Gravimétrica (ATG) e Térmica Diferencial (ATD). O resultado da Difração de Raios-X (DRX) também indicou a presença de Óxido de Ferro (Hematita) como composição desse solo.

Na Tabela 4.2 estão compilados os resultados obtidos por meio da caracterização química do solo, apresentando pH ácido de valor 4,00, Capacidade de Troca Catiônica (CTC) de $4,82 \text{ cmol}_c/\text{kg}$, Carbono (C) $1,36 \text{ g/dm}^3$ e Matéria Orgânica (MO) $2,34 \text{ g/dm}^3$. Essas ocorrências inferem às características do processo pedogenético do substrato rochoso (Arenito).

Tabela 4.2 – Caracterização química – Tuneiras do Oeste

pH	Al	H+Al	Ca	Mg	K	CTC	C	MO
	(cmol _c /kg)						(g/dm ³)	(g/dm ³)
4	0,83	3,42	0,80	0,53	0,07	4,82	1,36	2,34

Fonte: Adaptado de Gonçalves *et al.*(2018)

Nota: C = Carbono; MO = Matéria orgânica.

Na Tabela 4.3 estão compilados os resultados obtidos por meio da fluorescência de raio-X onde verificou-se grande quantidade de Silício (48,7%), Alumínio (27,7%) e Ferro (19,5%) no solo ensaiado. A grande presença de Silício é justificada devido a predominância da granulometria areia.

Tabela 4.3 – Fluorescência de raio-X – Tuneiras do Oeste

Elemento (%)								
Si	Al	Fe	Ti	Mn	Zr	K	Ca	Zn
48,7	27,7	19,5	3,2	0,1	0,2	0,3	0,1	--

Fonte: Adaptado de Gonçalves *et al.*(2018)

4.2.2. Amostragem

4.2.2.1. Local, coleta e preparação das amostras

Para a análise do solo, foram coletadas amostras deformadas e indeformadas em um corte de talude a aproximadamente 2 metros de profundidade na face do talude, visualizado na Figura 4.10. O local das coletas foi o mesmo previamente estudado por Cancian (2013) e Cancian (2017).

Figura 4.10 – Talude de retirada das amostras

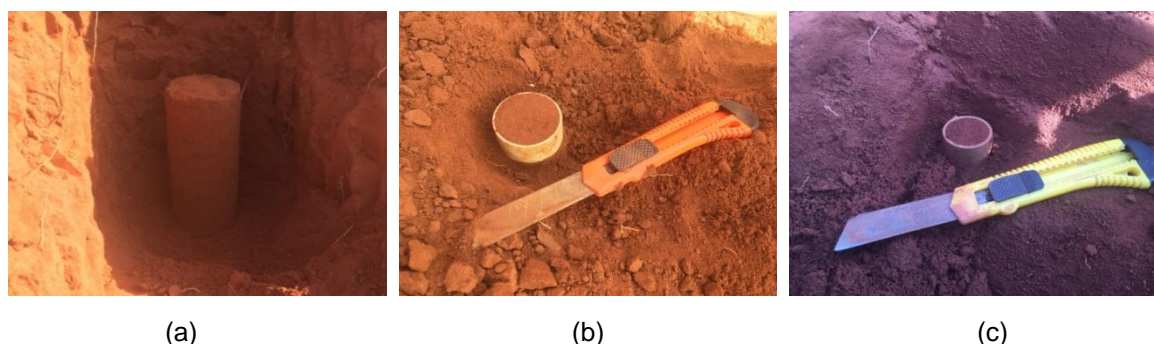


Fonte: Própria autora (2017)

As amostras deformadas foram coletadas com o auxílio de uma picareta e armazenadas em 10 sacos plásticos com cerca de 5 kg de solo em cada um deles. Já as indeformadas foram talhadas em três formatos cilíndricos diferentes HxD (400x200mm; 20x47,5mm e 20x25,4mm), sendo as maiores talhadas separadamente e posteriormente acondicionadas em tubos de PVC de modo a facilitar o transporte (Figura 4.11a).

As amostras menores, tiveram os anéis de PVC diretamente cravados no solo, para evitar a fragmentação durante a manipulação no processo de talhagem dos corpos de prova. (Figura 4.11b e c). A Tabela 4.4 apresenta um resumo sobre as quantidades e dimensões da amostragem no estado indeformado.

Figura 4.11 – Formatos das amostras indeformadas (a) 400x200mm, (b) 20x47,5mm e (c) 20x25,4mm



Fonte: Própria autora (2017)

Tabela 4.4 – Resumo das amostras indeformadas coletadas em campo

Tipo de Amostra	Cor	Quantidade	Dimensões (HxD)mm
Indeformada (a)	Vermelho Alaranjado	5	400x200
Indeformada (b)	Vermelho Alaranjado	20	20x47,5
Indeformada (c)	Vermelho Alaranjado	4	20x25,4

Para dar prosseguimento aos ensaios as amostras deformadas foram preparadas de acordo com a NBR 6457 (ABNT, 1986a), sendo deixadas secar ao ar livre, no Laboratório de Geotecnia da Universidade Estadual de Londrina (UEL), por aproximadamente 48 horas, para que atingissem a umidade higroscópica. Após a secagem do solo, foi realizado o seu destorroamento para assim poder dar

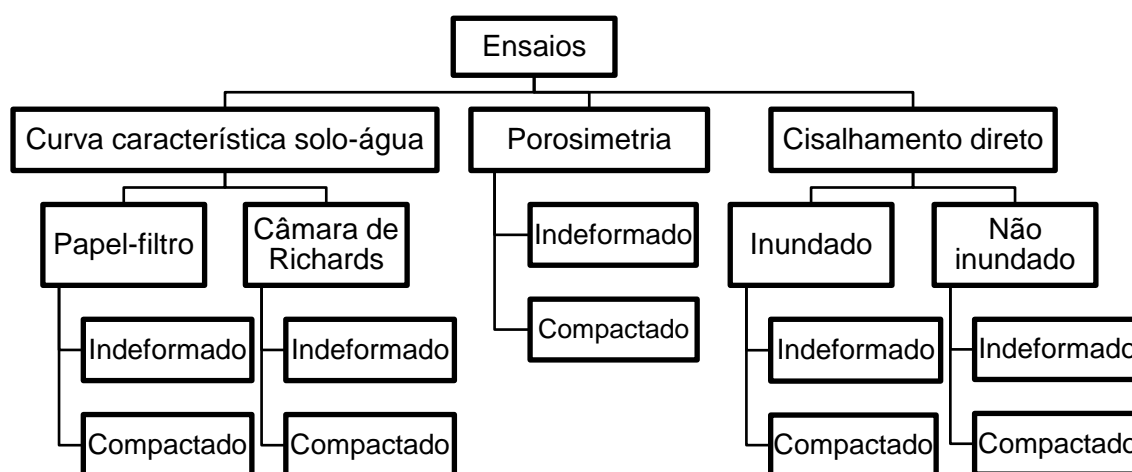
início ao processo de compactação. As amostras indeformadas foram apenas reservadas em câmara úmida.

4.3. EQUIPAMENTOS, ROTINAS E PROGRAMAS DE ENSAIOS

Foram executados ensaios de porosimetria por intrusão de mercúrio, determinação da curva característica solo-água e de cisalhamento direto. Na Figura 4.12 estão apresentados os programas de ensaio executados com Corpo de Prova (CP) no estado indeformado e compactado.

Além disso, nos ensaios de resistência, alguns CPs foram inundados para verificação da influência do teor de umidade nos parâmetros obtidos em relação aos mesmos parâmetros dos CPs de solo não inundados, que por sua vez, foram ensaiados com 3 diferentes teores de umidade.

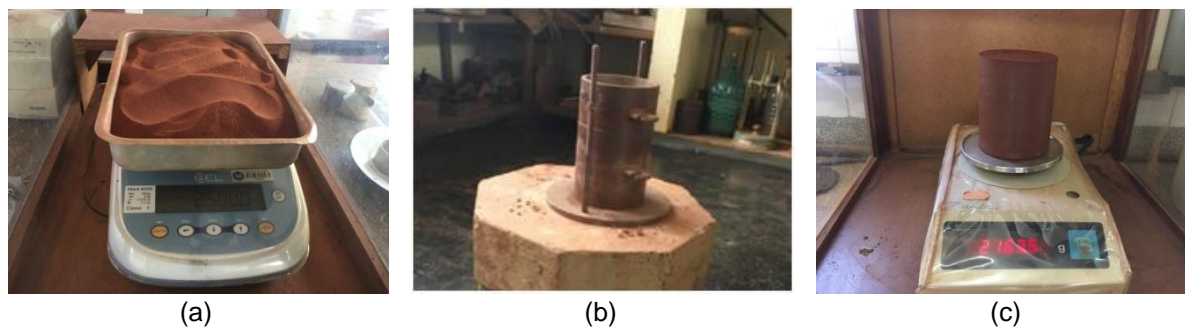
Figura 4.12 – Fluxograma do programa de ensaios



4.3.1. Compactação do solo para talhagem dos corpos de prova

Os corpos de prova foram compactados por meio da metodologia prescrita na NBR 7182 (ABNT, 1986b) com energia Normal de Proctor. A Figura 4.13a e b mostram os 2,5 kg de solo preparado e o cilindro pequeno (1.000,0 cm³), respectivamente. Os corpos de prova compactados foram individualmente pesados, Figura 4.13c, para cálculo dos índices físicos, Grau de Compactação (GC) e Desvio de Teor de Umidade ($\Delta w_{\text{ótima}}$).

Figura 4.13 – Processo de compactação do solo



Fonte: Própria autora (2017)

Na obtenção desses parâmetros se fez necessária a verificação dos critérios estabelecidos no controle de qualidade. Foram aceitos somente os cilindros com Grau de Compactação (GC) de no mínimo 98% e desvio do teor de umidade de $\Delta w_{ótima} = \pm 2,0\%$, conforme os padrões normalmente exigidos para obras em campo.

4.3.2. Porosimetria

As curvas de distribuição de poros foram obtidas por meio de ensaios de porosimetria por intrusão de mercúrio realizados no laboratório de Física Nuclear Aplicada da UEL. Foi utilizado um porosímetro automatizado da marca Micromeritics®, Figura 4.14, que tem faixa de pressão de 0,1 a 60.000,0 Psia. O ensaio seguiu o procedimento normatizado pela D4404 (ASTM, 2018).

Figura 4.14 – Vista frontal do porosímetro por intrusão de mercúrio



Fonte: Própria autora (2018)

Foram ensaiados 2 Corpos de Prova (CP) (1 indeformado e 1 compactado). Os CPs foram talhados com diâmetro de até aproximadamente 1cm, diâmetro suficiente para ser inserido no porosímetro, conforme Figura 4.15a e b. O CP indeformado é proveniente de uma amostra grande de 400x200 mm (HxD), e o compactado proveniente de 1 cilindro compactado de 1.000,0 cm³.

Figura 4.15 – (a) CP indeformado e (b) CP compactado

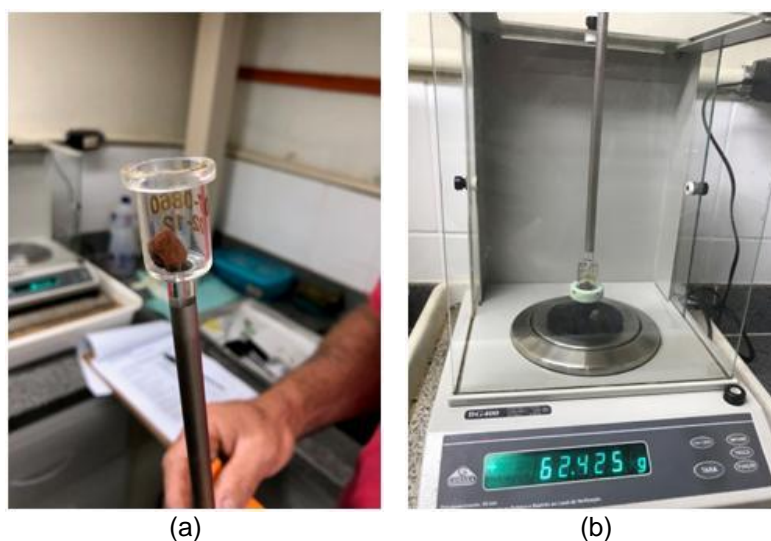


Fonte: Própria autora (2018)

Após a talhagem, os CPs foram deixados secar ao ar e posteriormente levados à estufa por 24 horas a fim de eliminar quaisquer partículas de água para facilitar a penetração do mercúrio no solo.

O procedimento de ensaio consiste em colocar o CP em um conjunto de penetrômetro composto de um copo, Figura 4.16a, acoplado a uma haste capilar de vidro revestida de metal.

Figura 4.16 – (a) Copo e (b) pesagem do conjunto do penetrômetro

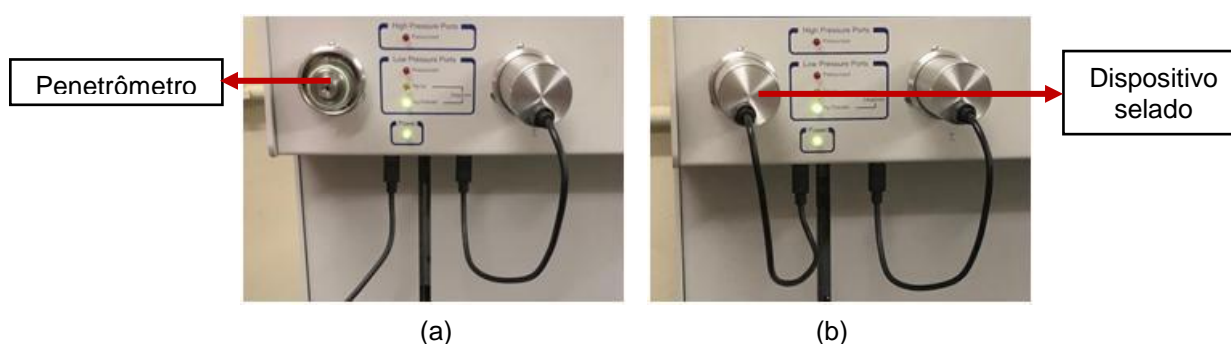


Fonte: Própria autora (2018)

O conjunto do penetrômetro foi lacrado e pesado para dar início ao processo no equipamento como pode ser visto na Figura 4.16b. Nessa etapa verificou-se o peso dos CPs, aproximadamente 0,3g para o indeformado e 0,8g para o compactado.

O penetrômetro foi inserido no dispositivo de enchimento do porosímetro, indicado na Figura 4.17a. O dispositivo foi selado, Figura 4.17b, e foi aplicado um vácuo com uma pressão inferior a 50 μ mHg.

Figura 4.17 – (a) Penetrômetro inserido no dispositivo de enchimento e (b) dispositivo selado



Fonte: Própria autora (2018)

Uma vez atingida a pressão de vácuo estabelecida (usualmente cerca de 5 minutos), a ponta inferior do penetrômetro foi imersa no depósito de mercúrio no fundo do dispositivo de enchimento, inclinando ligeiramente todo o dispositivo de enchimento.

O bombeamento a vácuo foi interrompido e a pressão aumentada inicialmente para 0,51 Psia. À medida que a pressão no penetrômetro aumenta, o mercúrio penetra nos poros do solo, começando pelos poros de maior diâmetro. O mercúrio move-se da haste capilar resultando em uma mudança de capacitância (que gera as leituras) entre a coluna de mercúrio no interior da haste e o revestimento de metal na superfície externa da haste.

As leituras foram enviadas para o computador a medida que o mercúrio enchia o copo e o caule capilar, até que esse ficasse completamente cheio. Neste ponto, o ensaio é encerrado, as leituras são baixadas do computador e o CP é descartado.

4.3.3. Curva característica solo-água

Dois métodos diferentes foram utilizados para determinação das curvas características solo-água: Papel-filtro e câmara de pressão de Richards. Os pontos experimentais de ambos os métodos foram obtidos para a trajetória de secagem. Por isso, os corpos de prova foram saturados por capilaridade durante 48 horas antes do início do processo de secagem.

Na Tabela 4.5 estão apresentados os teores de umidade (w) e graus de saturação (S_r) encontrados após as 48 horas: médio inicial ($w_{inicial}$ e $S_{r_{inicial}}$) e o obtido ao fim do processo (w_{final} e $S_{r_{final}}$). Os valores de $S_{r_{final}}$ apresentaram-se elevados, com 86% para a condição indeformada e 92% para a compactada. De acordo com a Associação Internacional de Geologia de Engenharia (IAEG – *International Association for Engeneering Geology*, 1974), graus de saturação entre 80 a 95% já podem ser classificados como “saturado”. Portanto, neste estudo, consideraremos atingida a saturação de 100%.

Tabela 4.5 – Teor de umidade inicial e de saturação

Condição	$w_{inicial}$ (%)	$S_{r_{inicial}}$ (%)	w_{final} (%)	$S_{r_{final}}$ (%)
Indeformado	8	25	27	86 ≈ 100
Compactado	11	64	16	92 ≈ 100

As curvas obtidas em ambos os métodos foram ajustadas pelas Equações de Gitirana e Fredlund (2004) descritas no capítulo 3. A planilha de ajuste utilizada foi gentilmente cedida pelo Prof. Dr. Gilson Gitirana Jr. da Universidade Federal de Goiás.

4.3.3.1. Papel-filtro

Inicialmente, foram cravados individualmente 20 anéis de PVC nas dimensões de 20x47,5 mm (AxD) em 8 cilindros compactados de 1.000,0 cm³. Estes Corpos de Prova (CPs) tem as mesmas dimensões dos outros 20 CPs indeformados coletados em campo também por meio de um anel de PVC. A Tabela 4.6 apresenta a identificação, a massa inicial ($M_{inicial}$), índice de vazios e massa específica de cada CP utilizado.

Tabela 4.6 – Identificação, massa e índices físicos dos CPs – Técnica do Papel-filtro

Indeformado				Compactado			
Identifi- cação	M _{inicial} (g)	e	ρ_{nat} (g/cm ³)	Identifi- cação	M _{inicial} (g)	e	ρ_{nat} (g/cm ³)
T-I-1	56,9	0,95	1,79	T-C-1	77,6	0,47	2,16
T-I-2	60,2	0,87	1,85	T-C-2	77,8	0,52	2,09
T-I-3	61,9	0,79	1,87	T-C-3	73,4	0,57	2,03
T-I-4	63,7	0,78	1,89	T-C-4	77,7	0,49	2,12
T-I-5	61,0	0,79	1,62	T-C-5	77,2	0,49	1,98
T-I-6	56,4	0,96	1,49	T-C-6	79,7	0,50	2,00
T-I-7	60,2	0,78	1,66	T-C-7	77,1	0,51	1,95
T-I-8	58,5	0,88	1,57	T-C-8	75,3	0,54	1,89
T-I-9	56,2	0,97	1,63	T-C-9	76,2	0,55	1,92
T-I-10	53,8	1,03	1,55	T-C-10	78,8	0,48	1,96
T-I-11	57,2	0,90	1,67	T-C-11	74,2	0,61	1,96
T-I-12	57,9	0,86	1,72	T-C-12	77,7	0,46	2,07
T-I-13	59,0	0,85	1,67	T-C-13	73,1	0,59	1,92
T-I-14	60,9	0,80	1,71	T-C-14	77,2	0,49	2,06
T-I-15	62,5	0,82	1,87	T-C-15	75,1	0,55	1,88
T-I-16	54,8	1,00	1,53	T-C-16	78,4	0,49	2,02
T-I-17	58,5	0,88	1,54	T-C-17	78,6	0,39	2,15
T-I-18	53,7	1,06	1,40	T-C-18	74,7	0,45	2,18
T-I-19	53,9	1,02	1,51	T-C-19	73,6	0,48	2,01
T-I-20	62,5	0,95	1,50	T-C-20	75,6	0,47	1,97
Média	58,5	0,90	1,65	Média	76,5	0,50	2,02
Desvio Padrão	3,1	0,1	0,2	Desvio Padrão	2,0	0,1	0,1
CV (%)	5,3%	10	9	CV (%)	2,6%	10	4

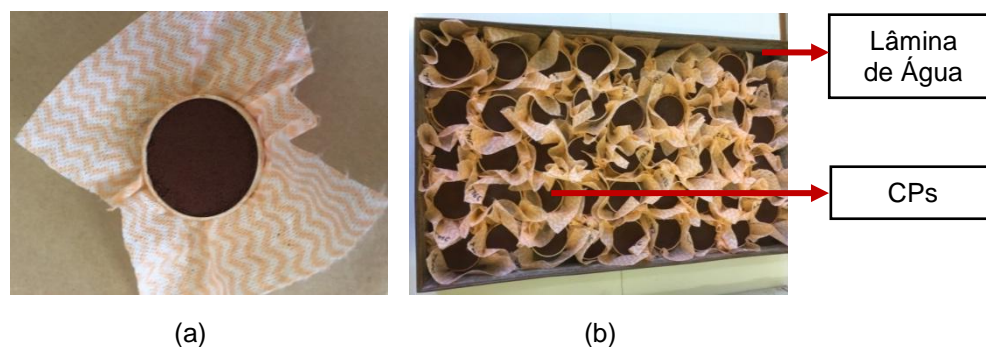
Fonte: Própria autora (2018)

Nota: T=Tuneiras do Oeste; I=Indeformado; C=Compactado

De acordo com a Tabela 4.6 os CPs eram estatisticamente semelhantes, então foi possível dar prosseguimento à metodologia.

Para evitar que os CPs se soltassem dos anéis, estes foram protegidas com o auxílio de um pedaço de tecido (tipo Perfex[®]) e um elástico para prender o tecido no anel de PVC, como pode ser visto na Figura 4.18a. Então, os 40 CPs (20 indeformados e 20 compactados) foram deixados sobre uma bandeja com uma fina lâmina de água por 48 horas a fim de atingirem a saturação por capilaridade, Figura 4.18b. O tempo de saturação foi previamente testado conforme mencionado em 4.3.3.

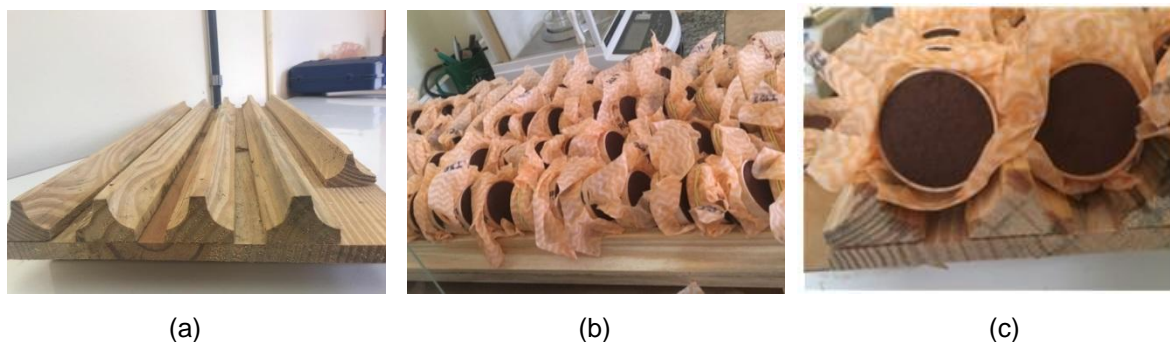
Figura 4.18 – (a) Proteção dos anéis e (b) CPs para saturação



Fonte: Própria autora (2018)

Após o período estipulado, os CPs foram retiradas da bandeja com água e deu-se início ao processo de secagem parcial ao ar. Utilizou-se um aparato de madeira, Figura 4.19a, que permitia a secagem de maneira homogênea, Figura 4.19b e c.

Figura 4.19 – (a) Aparato de madeira, (b) e (c) Secagem dos CPs



Fonte: Própria autora (2018)

Para que os pontos experimentais da curva característica solo-água fossem representativos da trajetória de secagem optou-se por controlar as massas dos CPs ao longo do tempo enquanto secavam ao ar livre, por meio de uma balança de precisão 0,0001g. Ou seja, foram feitas estimativas acerca do peso dos CPs para vários teores de umidade diferentes. Assim que a pesagem indicasse a massa calculada, constataria-se que este havia atingido o teor de umidade desejado.

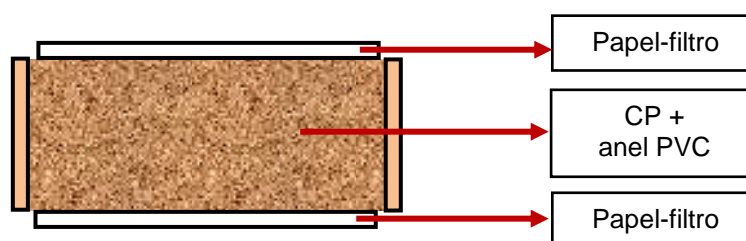
Os pontos experimentais foram obtidos em duplicatas a cada variação do teor de umidade pré-estipulado com o objetivo de minimizar os erros. O ensaio seguiu o procedimento normatizado pela D5298 (ASTM, 2016).

Para a condição indeformada, foi planejada a obtenção de 10 pontos

experimentais partindo do teor de umidade de saturação de 27%, diminuindo 2,7% até atingir 2,7%. Para a condição compactada também foram planejados 10 pontos experimentais, partindo da umidade de saturação 16%, diminuindo 1,5% até atingir 2,5%.

Cada corpo de prova recebeu 2 papéis-filtro, como ilustra a Figura 4.20. Cada papel-filtro (R) foi cortado com folga de modo que ao ser colocado em contato com o CP, toda a sua superfície permaneceria em contato com a mesma sem interferência do anel de PVC.

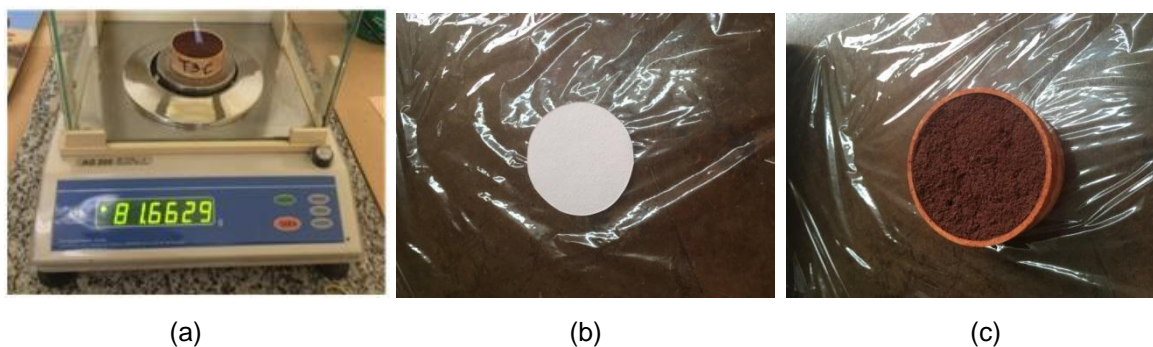
Figura 4.20 – Montagem do método do papel-filtro



Fonte: Própria autora (2018)

Primeiramente foram aferidos os pesos dos CPs, Figura 4.21a, e dos papéis-filtro que seriam postos em contato. Cada CP foi montado individualmente na seguinte ordem: papel-filtro, Figura 4.21b; CP sobre o papel-filtro, Figura 4.21c, e papel-filtro sobre o CP, Figura 4.21d.

Figura 4.21 – (a) Pesagem do CP, (b), (c) e (d) montagem dos CPs, (e) e (f) embalagem e identificação dos CPs



(a)

(b)

(c)



Fonte: Própria autora (2018)

Após a montagem, o conjunto foi embalado em plástico filme, Figura 4.21e, e em seguida em papel alumínio sendo possível identificar o conjunto, Figura 4.21f. O processo de embalagem foi necessário para garantir o equilíbrio do corpo de prova com o papel-filtro sem interferência externa (perda ou ganho de umidade não previstos).

Além disso, os CPs foram acondicionados em uma caixa de isopor para manter a temperatura controlada. O tempo de equilíbrio foi decidido baseado em Marinho (1997). O autor afirma que o equilíbrio deve ser mantido por 7, 14, 21 ou 28 dias, dependendo do teor de umidade inicial do corpo de prova e da granulometria do solo. Por isso, garantiu-se o equilíbrio do conjunto por pelo menos 21 dias, antes que os papéis-filtro e os CPs pudessem ser abertos e pesados para verificação das umidades.

As sucções matriciais foram determinadas pelas equações (3.10) e (3.11) propostas por Chandler *et al.* (1992). A determinação do teor de umidade no papel-filtro foi realizada sempre por duas pessoas, a fim de diminuir o tempo de exposição dos papéis a umidade do ambiente. Luvas e pinças foram usadas para lidar com os materiais em quase todas as etapas do experimento.

4.3.3.2. Câmara de pressão de Richards

Foram utilizadas as câmaras de pressão de Richards do Laboratório de Solos do curso de Agronomia da UEL. Estas são feitas de aço e mediram a sucção matricial dos corpos de prova de solo na faixa de 0 a 400 kPa, uma delas, e de 400 a 1.000 kPa a outra, conforme ilustrado na Figura 4.22. Ambas as câmaras

de pressão são fechadas por uma tampa (vedação da pressão), que é fixada à câmara com parafusos rosqueáveis, uma tubulação para entrada de pressão e uma outra tubulação mais fina para o fluxo de saída de água.

Figura 4.22 – Câmaras de pressão de Richards



Fonte: Própria autora (2018)

Faz parte do sistema da câmara de pressão de Richards uma placa cerâmica porosa de alta pressão de entrada de ar, coberta de um lado por um diafragma de neoprene fino, fixo nas bordas da placa. O diâmetro da placa de cerâmica disponível para uso é de 280 mm e pode suportar até 15 bars (1500 kPa).

A determinação dos pontos experimentais da curva característica solo-água pelo método da câmara de pressão de Richards também foi feita por meio da trajetória de secagem, assim como no ensaio do papel-filtro, dessa forma ao final do experimento, os pontos experimentais puderam ser comparados.

A talhagem dos Corpos de Prova (CP) deu-se inicialmente pela cravação individual de 4 anéis de PVC nas dimensões de 20x25,4 mm (AxD) em 1 cilindro compactado de 1.000,0 cm³. Estes CPs tem as mesmas dimensões dos outros 4 CPs indeformados coletados em campo também por meio de um anel de PVC.

A Tabela 4.7 apresenta a identificação, a massa inicial ($M_{inicial}$), índice de vazios e massa específica de cada CP utilizado. De acordo com a Tabela 4.7 os CPs eram estatisticamente semelhantes, então foi possível dar prosseguimento à metodologia.

Tabela 4.7 – Identificação, massa e índices físicos dos CPs – Técnica da Câmara de Pressão de Richards

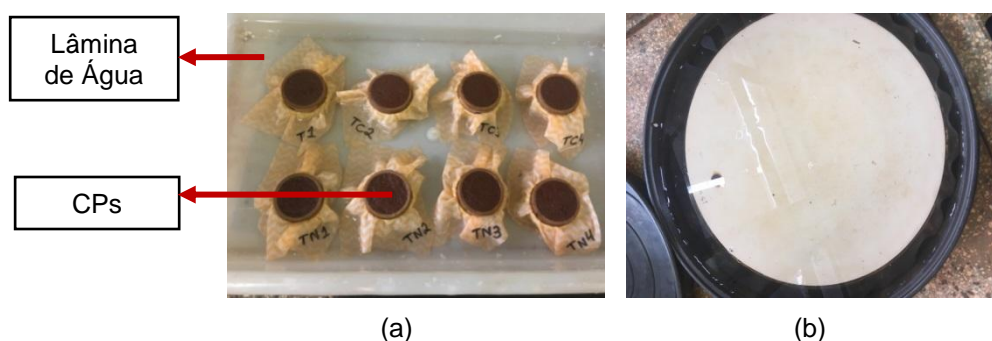
Indeformado				Compactado			
Identifi- cação	M _{inicial} (g)	e	ρ_{nat} (g/cm ³)	Identifi- cação	M _{inicial} (g)	e	ρ_{nat} (g/cm ³)
T-I-1	47,9	0,72	1,86	T-C-1	56,0	0,47	2,50
T-I-2	46,6	0,65	1,93	T-C-2	61,6	0,47	2,51
T-I-3	50,4	0,65	1,94	T-C-3	59,2	0,47	2,76
T-I-4	47,3	0,62	1,98	T-C-4	61,0	0,47	2,73
Média	48,1	0,66	1,93	Média	59,5	0,47	2,62
Desvio Padrão	1,7	0,04	0,1	Desvio Padrão	2,1	-	0,1
CV (%)	3,5	6,4	2,6	CV (%)	3,6	-	5,3

Fonte: Própria autora (2018)

Nota: T=Tuneiras do Oeste; I=Indeformado; C=Compactado.

Os 8 CPs (4 indeformados e 4 compactados) foram deixados sobre uma bandeja com uma lâmina fina de água por 48 horas, assim como em 4.3.3.1, a fim de atingirem a saturação por capilaridade, como mostra a Figura 4.23a. A placa porosa de alta pressão de entrada de ar (15 bars) também foi deixada imersa em água para saturar pelo mesmo período, como pode ser visto na Figura 4.23b.

Figura 4.23 – (a) Disposição dos CPs indeformados e compactados para saturação e (b) saturação da placa porosa.

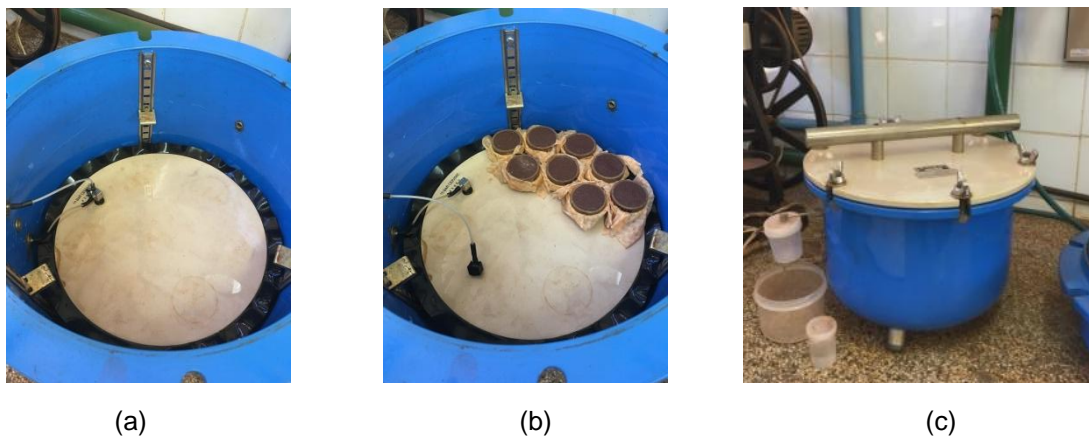


Fonte: Própria autora (2018)

O ensaio iniciou-se após a saturação, na câmara de até 400 kPa. Primeiramente, a placa de cerâmica foi fixada dentro da câmara, Figura 4.24a, e os CPs foram dispostos sobre ela, Figura 4.24b. A câmara de pressão de Richards foi

fechada firmemente usando os parafusos de fixação, conforme ilustrado na Figura 4.24c. A pressão do ar foi então imposta no valor desejado inicial de 10 kPa.

Figura 4.24 – (a) Placa porosa fixada, (b) disposição dos CPs sobre a placa porosa e (c) câmara de pressão fechada.



Fonte: Própria autora (2018)

Após um período de tempo muito curto (poucos minutos), a água começou a sair da câmara de pressão. Poucas horas depois, a taxa de saída de água diminuiu significativamente. Após verificado que o fluxo de saída da água tendeu a próximo de zero, para a pressão de 10 kPa, a câmara foi aberta e a massa dos corpos de prova foi verificada por meio de uma balança de precisão 0,0001 g.

Esse procedimento de pesagem foi repetido por cerca de 3 dias consecutivos. O equilíbrio foi considerado atingido após a constância da massa dos CPs, significando que para aquela determinada pressão não havia mais tamanho de poro propenso a perder água.

Constatado o equilíbrio foi possível aumentar a pressão do sistema, de modo que pudessem ser obtidos os outros pontos experimentais da curva (o aumento da pressão seguiu a seguinte ordem: 10, 20, 30, 40, 50, 60, 70, 80, 90, 100, 200, 300, 400 kPa).

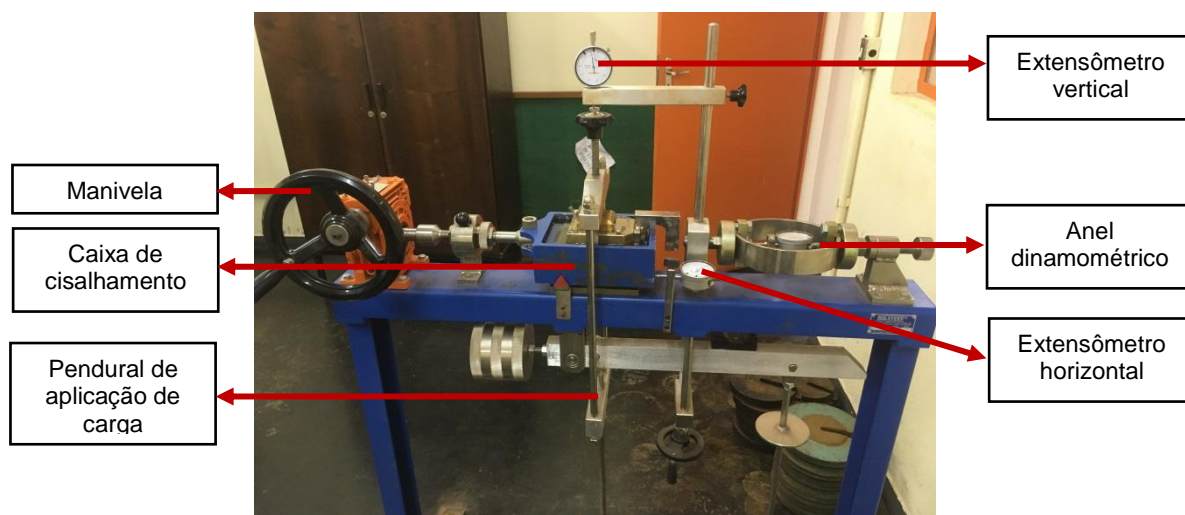
Atingido os 400 kPa transferiram-se os corpos de prova para a outra câmara, aplicando a pressão inicial de 400 kPa aumentando a pressão na seguinte ordem: 400, 500, 600, 700, 800, 900, 1.000 kPa. Por fim, ao alcançar a potência máxima de pressão na câmara e a constatação do equilíbrio do sistema os CPs foram pesados e colocados em estufa para obtenção do teor de umidade gravimétrico (w).

Constatou-se que, quanto maior a pressão inserida, maior o tempo exigido para levar o CP ao equilíbrio. O tempo total de ensaio (dos 10 aos 1.000kPa) foi de cerca de 12 meses.

4.3.4. Ensaio de cisalhamento direto

Os parâmetros de resistência do solo foram obtidos por meio de ensaios realizados no laboratório de Geotecnia da UEL pela utilização de uma prensa convencional, de operação manual, Figura 4.25.

Figura 4.25 – Equipamento - Prensa de cisalhamento direto



Fonte: Própria autora (2018)

Na prensa, a carga de cisalhamento ou força tangencial, aplicada ao Corpo de Prova (CP) é registrada por meio de um anel dinamométrico no plano horizontal. A deformação do anel dinamométrico está relacionada à carga de cisalhamento aplicada por meio de um gráfico de calibração.

A carga normal é aplicada verticalmente ao CP, por meio de pesos suspensos em um pendural e a deformação vertical controlada por meio de um extensômetro vertical. A força de cisalhamento é aplicada horizontalmente ao CP por uma haste que empurra a caixa de cisalhamento à uma determinada velocidade de giro imposta por uma manivela.

A talhagem dos CPs foi feita com o auxílio de um estilete em um

molde de aço 60x60x20 mm (LxLxA), Figura 4.26. Foram talhados 24 CPs a partir de 8 cilindros compactados e outros 24 CPs a partir da amostra indeformada de 400x200 mm.

Figura 4.26 – Exemplo de CP talhado, ainda dentro do molde de aço



Fonte: Própria autora (2018)

A obtenção dos parâmetros de resistência envolveu o ensaio de cisalhamento direto sob duas condições: inundada e não inundada, sendo os não inundados sob três diferentes teores de umidade. Então, dos 24 CPs indeformados, 8 foram destinados à condição inundada e os outros 16 para a condição não inundada. Da mesma forma, dos 24 CPs compactados, 8 foram destinados à condição inundada e os outros 16 para a condição não inundada.

Nos ensaios inundados, nomeados de Grupo “A”, foi considerado que os CPs estavam 100% saturados, com teor de umidade gravimétrico (w_A) e teor de umidade volumétrico (θ_A) calculado por meio da Equação (3.8). Os ensaios não inundados, foram nomeados de Grupos “B”, “C” e “D”, para os teores de umidade gravimétricos (w_B , w_C e w_D) e respectivos teores de umidade volumétricos (θ_B , θ_C , θ_D), conforme apresentado na Tabela 4.8.

Tabela 4.8 – Teores de umidade (w e θ) – Ensaio de cisalhamento direto

Condição	Inundado Grupo A		Não inundado					
	w_A (%)	θ_A (%)	Grupo B		Grupo C		Grupo D	
			w_B (%)	θ_B (%)	w_C (%)	θ_C (%)	w_D (%)	θ_D (%)
Indeformado	21	59	16	45	10	29	9	24
Compactado	16	44	11	30	10,2	29	9,8	28

A alteração dos teores de umidade foi feita por meio da secagem dos CPs, com procedimento idêntico ao descrito em 4.3.3.1, por meio de controle das massas. Como o processo de secagem é menos controlável que o de umedecimento, planejou-se obter a variação dos teores de umidade à sucções não muito altas para facilitar o processo de talhagem, de modo que os valores não ultrapassassem o limite do patamar intermediário da curva característica solo-água.

No caso dos CPs indeformados, o teor de umidade w_B de 16% é aquele logo após remover a amostra da câmara úmida e o w_D de 9% após essa mesma amostra ser deixada secar por 24 horas ao ar. O teor de umidade w_C de 10% é o teor de umidade de campo no dia da coleta.

Para os CPs compactados, planejou-se uma variação dos teores de umidade de aproximadamente 0,5% entre cada teor de umidade. O teor de umidade inicial (w_B) é próximo ao teor de umidade ótimo (11%), obtendo para o segundo (w_C) e terceiro (w_D) teores de umidade de 10,2% e 9,8% respectivamente.

A Tabela 4.9 apresenta a identificação, massa inicial ($M_{inicial}$), índice de vazios e massa específica de cada CP utilizado, condição inundado e não inundado respectivamente.

Tabela 4.9 – Identificação, massa e índices físicos dos CPs – Cisalhamento direto

$(\sigma-u_a)$ (kPa)	Indeformado				Compactado			
	Identifi- cação	e	η (%)	ρ_{nat} (g/cm ³)	Identifi- cação	e	η (%)	ρ_{nat} (g/cm ³)
50	50 A - II	0,98	49,4	1,57	50 A - IC	0,55	35,5	2,06
	50 B - NII	1,01	50,1	1,65	50 B - NIC	0,47	32,1	2,14
	50 C - NII	0,95	48,7	1,61	50 C - NIC	0,45	31,2	2,17
	50 D - NII	0,96	49,1	1,53	50 D - NIC	0,60	37,6	1,96
100	100 A - II	1,06	51,4	1,48	100 A - IC	0,54	34,9	2,06
	100 B - NII	1,09	52,1	1,59	100 B - NIC	0,47	32,1	2,11
	100 C - NII	0,98	49,6	1,59	100 C - NIC	0,47	31,8	2,15
	100 D - NII	0,95	48,7	1,65	100 D - NIC	0,59	37,2	1,97
200	200 A - II	0,87	46,6	1,66	200 A - IC	0,50	33,6	2,10
	200 B - NII	1,15	53,5	1,54	200 B - NIC	0,52	34,2	2,08
	200 C - NII	0,89	47,0	1,67	200 C - NIC	0,48	32,4	2,13
	200 D - NII	0,92	48,0	1,62	200 D - NIC	0,55	35,6	2,02
300	300 A - II	0,93	48,2	1,60	300 A - IC	0,48	32,5	2,14
	300 B - NI	1,00	50,0	1,64	300 B - NIC	0,51	33,7	2,08
	300 C - NII	0,93	48,1	1,64	300 C - NIC	-	-	-
	300 D - NII	0,97	49,3	1,58	300 D - NIC	0,56	36,0	2,01

(Continua)

(Continuação)

Média	0,98	49,4	1,60	Média	0,52	34,0	2,08
Desvio Padrão	0,1	1,8	0,1	Desvio Padrão	0,1	2,0	0,1
CV (%)	0,1	-	3,3	CV (%)	0,1	-	3,1

Fonte: Própria autora (2018)

Nota: II=Inundado Indeformado; IC=Inundado Compactado;

NII=Não Inundado Indeformado; NIC=Não Inundado Compactado

De acordo com a Tabela 4.9 os CPs eram estatisticamente semelhantes, então foi possível dar prosseguimento à metodologia.

Cada Grupo (A, B, C e D) foi destinado à aplicação de um valor de tensão normal ($\sigma - u_a$), sendo eles 50, 100, 200 e 300 kPa. Entretanto, antes do início dos ensaios foram calculadas as velocidades de ruptura ideais (v_f) para garantir a dissipação dos excessos de poropressão de acordo a proposta de Gibson e Henkel (1976) por meio do procedimento descrito no Apêndice A. Obteve-se 0,0016 e 0,0017 mm/s (CP indeformado e compactado respectivamente).

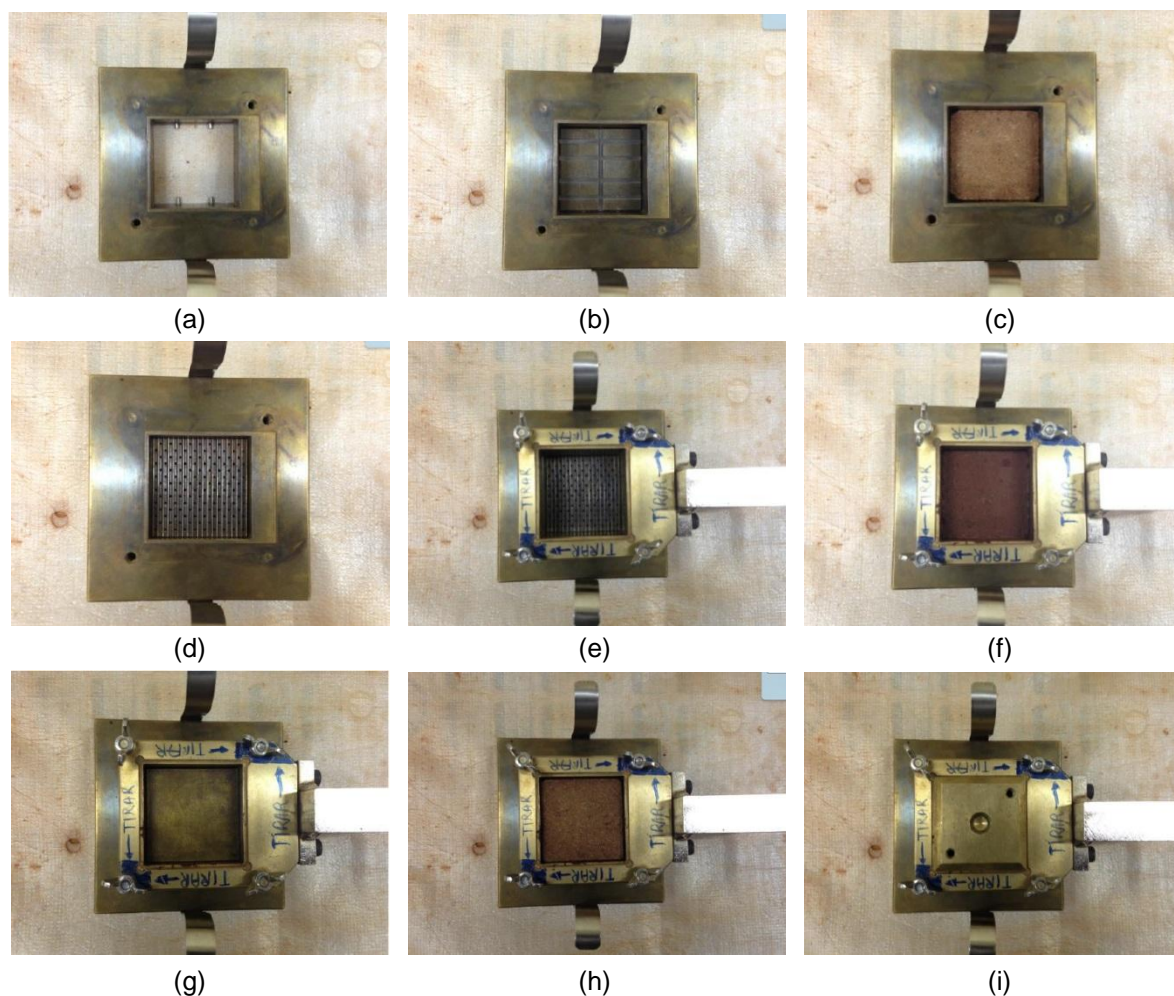
Neste estudo a fase de ruptura da amostra ocorreu por meio do controle do deslocamento horizontal (com leituras do extensômetro vertical e anel dinamométrico a cada 0,1 mm do extensômetro horizontal) sob a velocidade real de ensaio de 0,022 mm/s. A velocidade real aplicada é uma limitação do equipamento devido à operação manual.

Como a velocidade real é maior que a ideal calculada o ensaio realizado foi considerado rápido. Portanto, nas situações de inundação, os parâmetros de resistência do solo foram considerados em termos de tensão total. Por outro lado, nos casos onde não houve inundação considerou-se o ensaio de cisalhamento do tipo drenado ao ar, obtendo os parâmetros de resistência efetivos do solo.

Com os CPs talhados e preparados, os ensaios puderam ser individualmente iniciados. Os ensaios foram realizados sob condições drenadas pela inserção de uma placa metálica perfurada adjacente à face inferior do CP, como mostra o esquema de montagem da caixa de cisalhamento ordenado da Figura 4.27a à 4.27i. As placas de metal são ranhuradas para facilitar a aderência nas faces do CP.

A caixa de cisalhamento é de construção metálica rígida, aberta no topo. Esta é fabricada em duas metades, de modo que a metade superior é capaz de se mover horizontalmente em relação à metade inferior, cortando o CP em um plano horizontal. Para facilitar o movimento livre das metades inferior e superior da caixa de cisalhamento, essa é montada sobre corrediças de rolamento por esferas.

Figura 4.27 – Montagem da caixa de cisalhamento

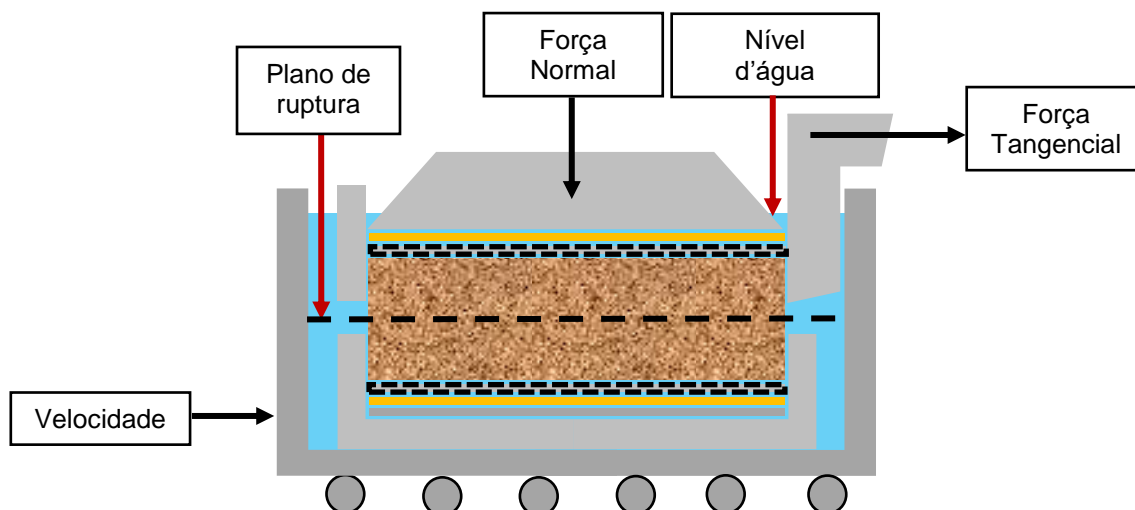


- | | |
|------------------------------------------------|-------------------------------------------|
| (a) 1º - Parte fixa da caixa de cisalhamento; | (f) 6º - Corpo de prova; |
| (b) 2º - Placa metálica de fundo; | (g) 7º - Placa metálica ranhurada sólida; |
| (c) 3º - Pedra porosa; | (h) 8º - Pedra porosa; |
| (d) 4º - Placa metálica ranhurada perfurada; | (i) 9º - Cabeçote metálico. |
| (e) 5º - Parte móvel da caixa de cisalhamento; | |

Fonte: Própria autora (2018)

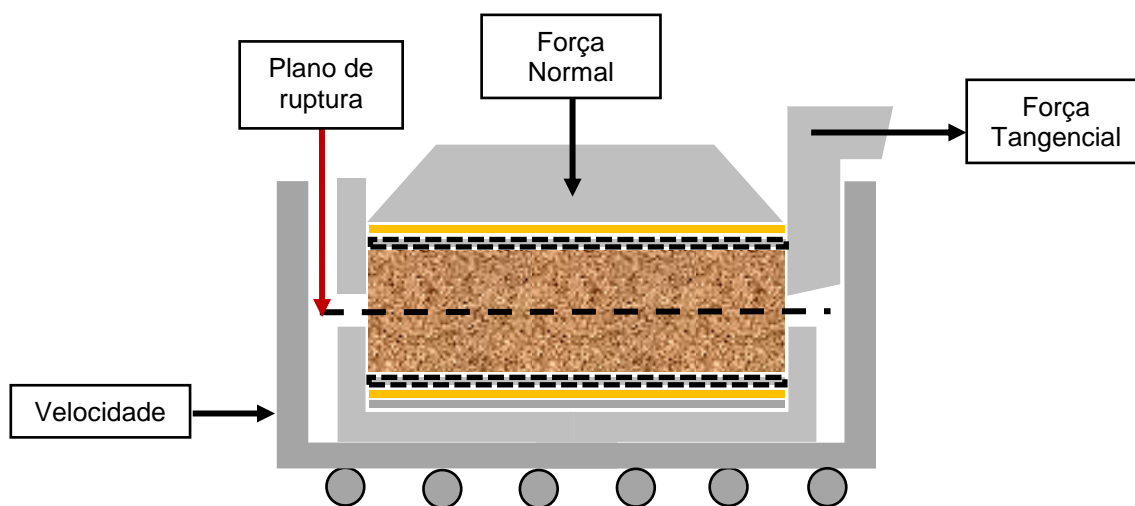
A Figura 4.28 (inundado) e Figura 4.29 (não inundado), representam o esquema de ensaio, onde o CP fica completamente submerso em água, ou sem água, respectivamente.

Figura 4.28 – Esquema da caixa de cisalhamento – Inundado



Fonte: Própria autora (2018)

Figura 4.29 – Esquema da caixa de cisalhamento – Não inundado



Fonte: Própria autora (2018)

4.3.4.1. Considerações sobre o ensaio inundado

Os CPs submetidos à inundação foram montados na caixa de cisalhamento que foi levada a prensa de cisalhamento e submersa em água durante pelo menos 12 horas, de modo a garantir a saturação do solo, conforme padrões estabelecidos.

Após esse período, o extensômetro vertical foi zerado e iniciou-se um estágio de pré-adensamento, aplicando a carga normal desejada (50, 100, 200 ou 300 kPa, dependendo da identificação do CP no momento) e procedendo as leituras no extensômetro vertical durante 30 minutos antes do início do processo de cisalhamento.

As deformações verticais são tomadas em função do tempo, de modo que se possa calcular o Coeficiente de Adensamento (C_v) de acordo com o Apêndice A. Quando as deformações cessam, pode-se assegurar que o CP chegou ao equilíbrio para então dar início ao processo de cisalhamento.

Durante o estágio de pré-adensamento, as metades superior e inferior da caixa de cisalhamento foram firmemente parafusadas juntas. Antes de iniciar o cisalhamento as caixas são separadas removendo os parafusos de travamento.

O processo de ruptura estendeu-se até atingir 10% do deslocamento horizontal, ou 6mm, conforme orientações da D3080 (ASTM, 2011). Após a ruptura o CP foi removido da caixa de cisalhamento para determinação do teor de umidade. O resultado final do ensaio é a definição das envoltórias de resistência Mohr-Coulomb e respectivos parâmetros c (intercepto coesivo) e ϕ (ângulo de atrito interno).

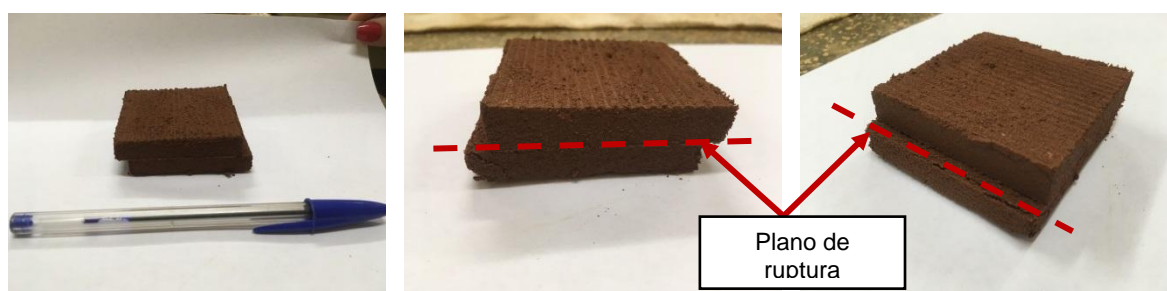
4.3.4.2. Considerações sobre o ensaio não inundado

Diferentemente dos CPs inundados, no processo não inundado logo após montagem do CP na caixa de cisalhamento aplicou-se a carga normal desejada (50, 100, 200 ou 300 kPa), aguardou-se 10 minutos para o posicionamento do pedestal. Após esse tempo considerou-se a estabilização da deformação vertical, e deu-se início ao processo de cisalhamento.

Da mesma forma que o processo de ruptura inundado estendeu-se

até atingir 10% do deslocamento horizontal, ou 6mm, conforme orientações da D3080 (ASTM, 2011). Após a ruptura, o CP foi removido da caixa de cisalhamento para determinação do teor de umidade, conforme apresentado na Figura 4.30. O resultado final do ensaio é a definição das envoltórias de resistência Mohr-Coulomb e respectivos parâmetros c' (intercepto coesivo efetivo) e ϕ' (ângulo de atrito interno efetivo).

Figura 4.30 – CP indeformado rompido – verificação do plano de ruptura



Fonte: Própria autora (2018)

4.4. ANÁLISES DE ESTABILIDADE

Esta etapa do estudo forneceu uma ponte fundamental entre a coleta inicial de parâmetros obtidos por meio de ensaio de laboratório e a análise final da aplicação dos dados. Nesta etapa, as principais propriedades geotécnicas de resistência [c' , ϕ' e $(u_a - u_w)_m$] do solo de Tuneiras do Oeste foram modeladas nas análises de estabilidade de taludes.

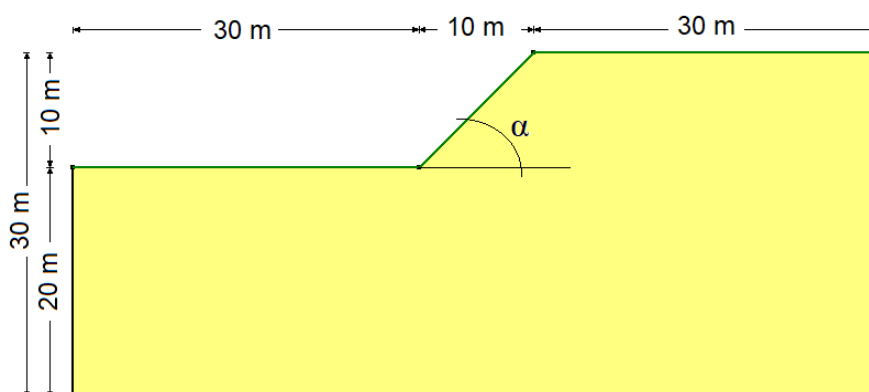
Os taludes foram modelados no *software* da GeoSlope[®] – Slope/W, fornecido gentilmente pela empresa MecSolos[®]. A modelagem envolveu a entrada das propriedades geotécnicas do solo indeformado (talude de corte) e compactado (talude de aterro) no *software* para avaliação de suas respostas reais sob uma análise determinística.

Esse *software* conta com uma poderosa ferramenta de projeto com apoio de uma plataforma de Desenho Assistido por Computador (CAD – *Computer Aided Drafting*) a fim de representar graficamente as condições do solo.

4.4.1. Definição do problema

- Método – Foi selecionado o método de Morgenstern e Price (Equilíbrio Limite) por envolver diferentes inclinações de força de cisalhamento, por satisfazer completamente as condições de equilíbrio e por ser o método de menor complexidade numérica. Com o intuito de comparar os resultados gerados também foi selecionado o método de Bishop Simplificado, que, apesar de não satisfazer completamente o equilíbrio estático produz valores precisos de FS.
- Geometria do talude – As geometrias foram esboçadas na interface gráfica do Slope/W. A Figura 4.31 ilustra uma seção típica da inclinação semelhante a usada por Rahardjo *et al.*, (2002).

Figura 4.31 – Seção típica da inclinação



Fonte: Adaptado de Rahardjo *et al.* (2002)

- Propriedades dos materiais – As propriedades do solo foram definidas para o modelo Mohr-Coulomb. O solo foi assumido como sendo homogêneo com os parâmetros de entrada para peso específico (kN/m^3), intercepto coesivo (kPa), ângulo de atrito interno ($^\circ$) e ângulo de atrito interno no eixo da sucção ($^\circ$);
- Superfície de ruptura – O raio da superfície de deslizamento e as linhas de grade foram especificadas e desenhadas;
- Por fim, o modelo pôde ser resolvido.

4.4.2. Desenvolvimento das análises

O *software* Slope/W calcula uma rede de fatores de segurança baseados em uma malha chamada “*Grid and Radius*” inicialmente especificada. Em seguida, fornece o valor do fator mínimo de segurança em conjunto da superfície de deslizamento resultante. A análise de estabilidade dos taludes hipotéticos foi realizada em duas partes: investigação real com parâmetros de tensão cisalhante efetivos sobre o FS; e investigação paramétrica sobre o efeito da sucção.

Na primeira parte foram ensaiadas as seções típicas de corte e aterro para 3 alturas diferentes (10, 7 e 4 m), sendo cada altura proposta também para 4 inclinações diferentes (1:1; 1:1,5; 1:2 e 1:3). Os FS calculados foram plotados em função da resposta a diferentes alturas e inclinações de talude, tanto para o corte quanto para o aterro.

Ainda na primeira parte, as sucções estimadas foram aquelas cujos valores de intercepto coesivo efetivo fossem semelhantes, entre corte e aterro, para que não houvessem outras interferências nos resultados senão a variação da geometria. O fluxograma da Figura 4.32 esclarece as etapas de análise.

Já na segunda parte é analisada a variação das alturas (10, 7 e 4 m) com inclinação fixa de 1:1 sob a influência da parametrização da coesão em função da sucção. Foram fixados 8 valores de sucção (0, 5, 10, 15, 20, 25, 50 e 100 kPa) e por meio da Equação (3.27) de Vilar (2007) foram determinados os respectivos valores de c' e ϕ^b . O fluxograma da Figura 4.33 ilustra a configuração da análise explanada neste item.

Figura 4.32 – Fluxograma da 1ª parte das análises de estabilidade

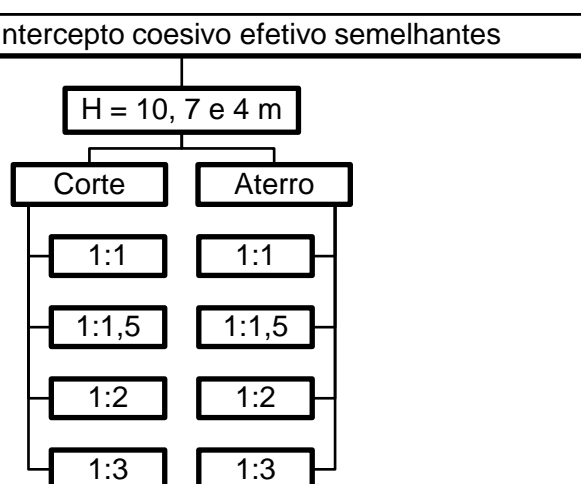
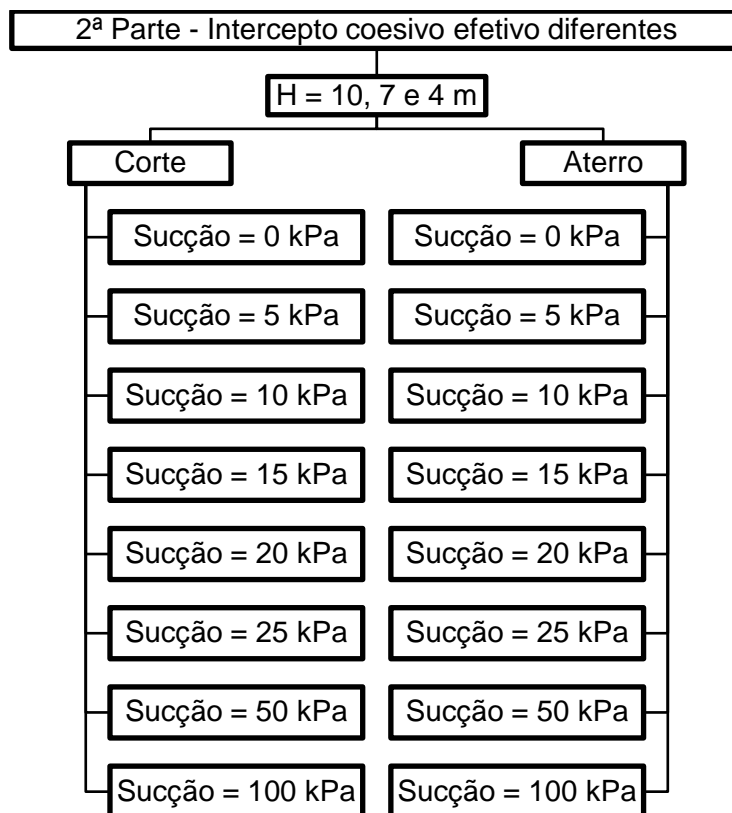


Figura 4.33 – Fluxograma da 2ª parte das análises de estabilidade



5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo, são apresentados os resultados e discussões dos ensaios laboratoriais e análises de estabilidade. O resultado das curvas de porosimetria são primeiramente expostos, seguido pelas curvas características solo-água e envoltórias de ruptura obtidas por meio dos ensaios de cisalhamento direto inundado e não inundado, finalizando com os resultados das análises de estabilidade de taludes realizadas como base para o estudo paramétrico e as parcelas dessas investigações comparativas.

5.1. POROSIMETRIA

As curvas de distribuição de tamanho de abertura de poros obtidas com o porosímetro de intrusão de mercúrio para o solo na condição indeformada e compactada são mostradas na Figura 5.1. Na Figura 5.2 são comparadas as distribuições de frequência do poro para ambas as condições.

Figura 5.1 – Distribuição do tamanho dos poros dos solos indeformado e compactado

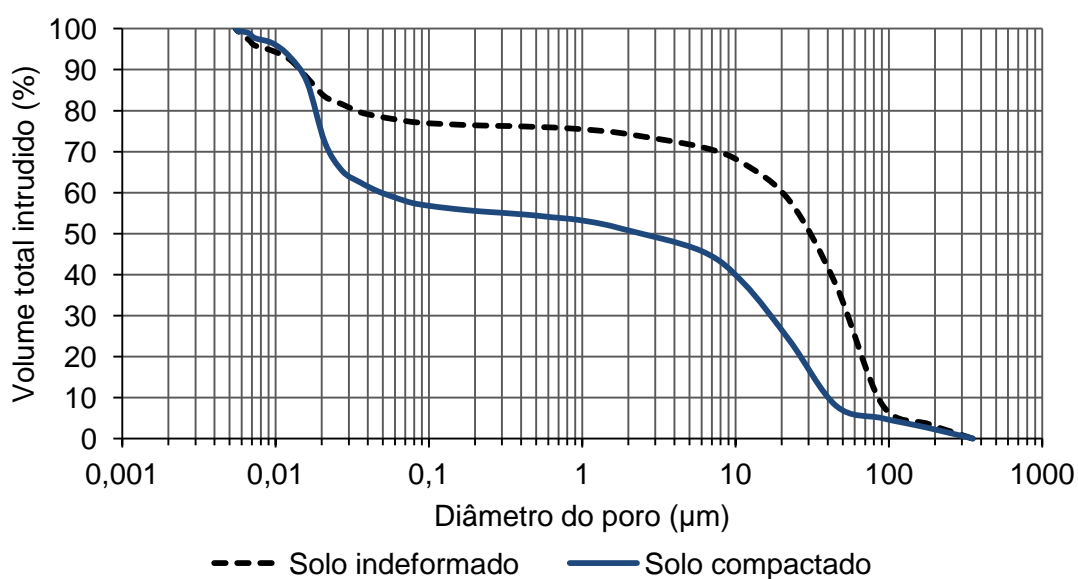
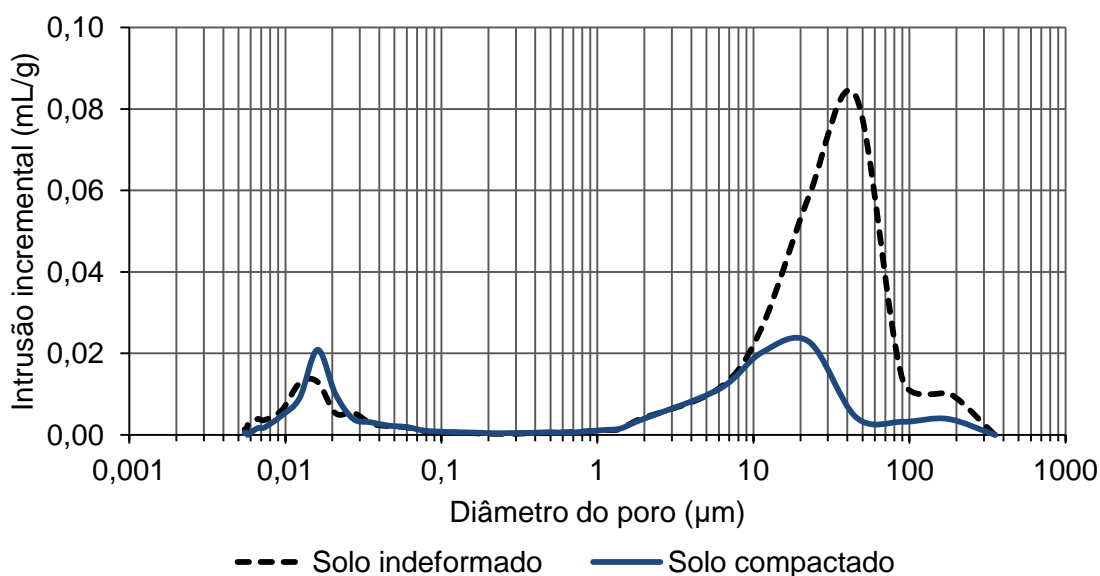


Figura 5.2 – Distribuição das frequências de poros dos solos indeformado e compactado



Estas curvas foram construídas a partir dos dados de duas amostras preparadas e ensaiadas no porosímetro de intrusão de mercúrio, obtendo os dados para o cálculo dos diâmetros de poros de acordo com o item 4.3.2. Na Figura 5.1, o volume total de mercúrio intrudido na amostra indeformada é relativamente maior em relação à compactada. Esse comportamento reflete que há maior quantidade de poros na amostra indeformada.

Na Figura 5.2 percebe-se que o comportamento da distribuição dos poros é bimodal. Gutierrez (2005) e Li e Zhang (2009) verificaram a mesma tendência da curva, dividindo a porosidade total em duas famílias principais: poros intra-agregados (de diâmetro entre 0,006 e 0,1 μm) e interagregados (de diâmetro entre 10 e 400 μm).

Os poros interagregados são aqueles responsáveis pela porosidade estrutural que correspondem ao arranjo dos microagregados. Já os poros intra-agregados são formados na matriz argilosa do solo que compõe o aglomerado de minerais e a interação entre eles (NIMMO, 2004).

A Figura 5.2 ilustra a clara diferença entre distribuições de tamanho de poro em ambas as amostras. O número de poros na faixa de 10 e 100 μm é reduzido quando o solo sofre compactação, havendo o aumento de poros na faixa de 0,01 a 0,03 μm . Isso significa que, se o solo for compactado, o número de poros

menores aumenta em relação à quantidade encontrada na amostra indeformada.

As curvas de distribuição de frequência mostram que o solo compactado tem um raio médio de abertura de poros vários microns menor que o solo indeformado. Além disso, a distribuição de poros para a condição compactada apresentou-se mais homogênea.

Comparando a Figura 5.1 à 5.2 e a classificação dos tamanhos de poros da Tabela 5.1, sugeridos por Brewer (1976) e utilizado por Gutierrez (2005) e Gutierrez *et al.*, (2008) é possível subdividir os interagregados em micro, meso e macroporos, enquanto os intra-agregados em ultra e criptoporos.

Tamia *et al* (1998) afirma que a existência de subclasses porosas pode ser atribuída à presença de agregados mais ou menos compactos, incluindo areias e siltes mais ou menos grossos de modo que a natureza arenosa das amostras contribua com esse fenômeno. A Tabela 5.1 apresenta os valores percentuais encontrados para cada classe de poros.

Tabela 5.1 – Classes e percentual de poros de acordo com Brewer (1976) dos solos indeformado e compactado

Porcentagem (%)	Condição	
	Indeformado	Compactado
Porosidade (η)	49,7	29,2
Criptoporo < 0,1 μm	23	43
Ultramicroporo < 5 μm	6	11
Microporo 5 - 30 μm	21	29
Mesoporo 30 - 75 μm	36	12
Macroporo > 75 μm	14	5
Total intra-agregado	29	54
Total interagregado	71	46

Embasado nos valores percentuais apresentados na Tabela 5.1,

afirma-se que a compactação aumenta em 25 pontos percentuais o volume de poros intra-agregados (de 29% para 54%) e diminui em 25 pontos percentuais o volume de poros interagregados (de 71% para 46%). De acordo com Nimmo (2004) esse resultado é compatível com o esperado como resultado do processo de compactação.

5.2. CURVA CARACTERÍSTICA SOLO-ÁGUA

As Tabelas 5.2 e 5.3 apresentam os índices físicos e sucção matricial $(u_a - u_w)_m$ dos corpos de prova nas técnicas do papel-filtro e câmara de pressão de Richards, respectivamente. Vale salientar que, na técnica do papel-filtro, houveram alguns valores atípicos considerados *outliers* que foram excluídos da análise final.

Tabela 5.2 – Índices físicos e sucção matricial $(u_a - u_w)_m$ – Técnica do Papel-filtro

Indeformado					Compactado				
Identifi- cação	w_{final} (%)	$(u_a - u_w)_m$ (kPa)	Sr_{final} (%)	θ_{final} (%)	Identifi- cação	w_{final} (%)	$(u_a - u_w)_m$ (kPa)	Sr_{final} (%)	θ_{final} (%)
T-2-I	20,9	4,4	68,6	59,9	T-18-C	11,1	6,7	69,6	31,6
T-1-I	21,8	5	65,7	62,2	T-1-C	10,9	10,8	66,5	31,2
T-15-I	19,3	5	67	55,2	T-2-C	10,9	11	60,3	31,2
T-4-I	17,8	5,3	65,1	50,8	T-4-C	10,4	16,4	61	29,7
T-3-I	17	5,4	61,7	48,6	T-11-C	10,1	208,1	47,3	28,8
T-9-I	12,7	10,1	37,3	36,3	T-13-C	6,8	2.903,00	33,1	19,4
T-12-I	11,6	15,6	38,9	33,3	T-14-C	7,1	3.015,50	41,6	20,4
T-11-I	11,3	18,9	35,8	32,4	T-12-C	5,8	7.771,60	35,5	16,5
T-10-I	9,8	30,8	27,3	28,1	T-16-C	5,3	11.626,90	30,6	15,1
T-13-I	7,9	182,8	26,6	22,7	T-17-C	5	11.644,90	36,3	14,3
T-14-I	7,7	593,8	27,5	22,1	T-6-C	4,9	12.771,80	28,2	14,1
T-16-I	7	1.694,90	20	20	T-19-C	4,1	14.668,10	24,4	11,6
T-19-I	6,2	5.544,60	17,4	17,6	T-9-C	4	15.990,60	20,9	11,5
T-7-I	3,2	19.491,30	11,9	9,3	T-5-C	3	17.461,50	17,5	8,6
T-8-I	2,7	23.461,00	8,9	7,8	T-7-C	2,8	19.080,20	16	8,1
T-20-I	2,3	25.765,10	6,8	6,5	T-15-C	2,3	21.264,70	11,7	6,5
T-6-I	2,1	27.834,40	6,4	6,1	T-8-C	1,7	30.263,20	9,2	4,9

Nota: T=Tuneiras do Oeste; I=Indeformado; C=Compactado

Tabela 5.3 – Índices físicos e sucção matricial $(u_a - u_w)_m$ – Técnica da câmara de pressão de Richards

Indeformado					Compactado				
Identifi- cação	w_{final} (%)	$(u_a - u_w)_m$ (kPa)	Sr_{final} (%)	θ_{final} (%)	Identifi- cação	w_{final} (%)	$(u_a - u_w)_m$ (kPa)	Sr_{final} (%)	θ_{final} (%)
T-1-l	7,5		34,8	21,5	T-1-C	8,9		54,4	25,6
T-2-l	7,6	de 10 a	32,3	21,6	T-2-C	9,0	de 10 a	54,6	25,7
T-3-l	8,0	1.000	36,9	22,9	T-3-C	9,0	1.000	54,8	25,7
T-4-l	7,8		33,7	22,2	T-4-C	8,6		52,5	24,7

Nota: T=Tuneiras do Oeste; l=Indeformado; C=Compactado

De acordo com a Tabela 5.2, na técnica do papel-filtro, foram obtidos valores de sucção numa faixa aproximada de 4 a 28.000 kPa para o solo indeformado e de 7 a 30.000 kPa para o solo compactado. Verifica-se ainda que, quanto menores os teores de umidade (tanto gravimétrico, quanto volumétrico), maiores os valores de sucção encontrados.

Por meio da Tabela 5.3, resultado da técnica da câmara de pressão de Richards, observa-se que o teor de umidade gravimétrico de saturação atinge aproximadamente 8% na condição indeformada e 9% na compactada quando é aplicada a pressão máxima de 1.000 kPa.

Os valores das Tabelas 5.2 e 5.3 estão ilustrados nas Figuras 5.3 e 5.4, com sucção matricial no eixo x (escala log) *versus* grau de saturação (Sr) e *versus* teor de umidade volumétrico (θ) no eixo y, respectivamente.

A representação do eixo das coordenadas de duas maneiras diferentes ocorreu em razão da análise das tendências das curvas (unimodal ou bimodal) que é verificada com mais facilidade quando em função do grau de saturação, e em razão das literaturas consultadas cuja apresentação das curvas é vista comumente em função do teor de umidade volumétrico.

Os pontos obtidos pelo método do papel-filtro são resultado da média dos valores dos dois papéis em contato com uma amostra, ou seja, cada amostra gerou um ponto no gráfico (variando de 4,5 a 30.000 kPa). Já para o método da câmara de pressão, os pontos obtidos foram os resultados da média dos valores de 4 amostras, ou seja, cada ponto no gráfico corresponde a um valor de sucção imposta (10, 20, 30, 40, 50, 60, 70, 80, 90, 100, 200, 300, 400, 500, 600, 700, 800, 900, 1.000 kPa).

Figura 5.3 – Pontos experimentais em função do grau de saturação (a) solo indeformado e (b) solo compactado

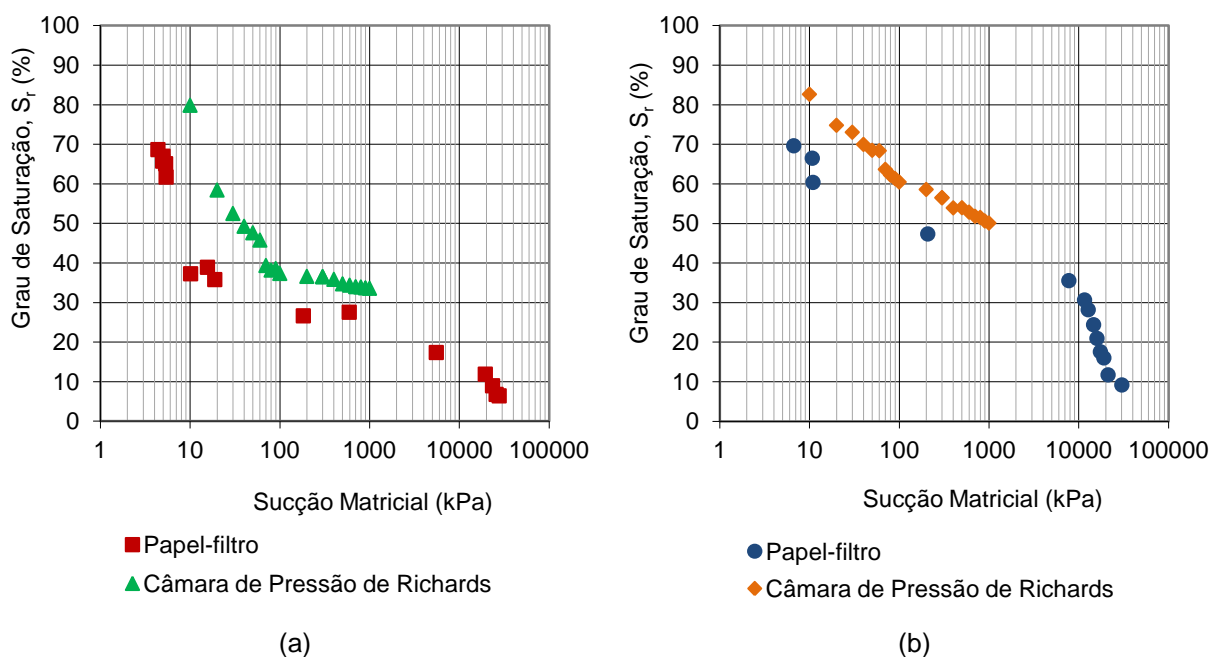
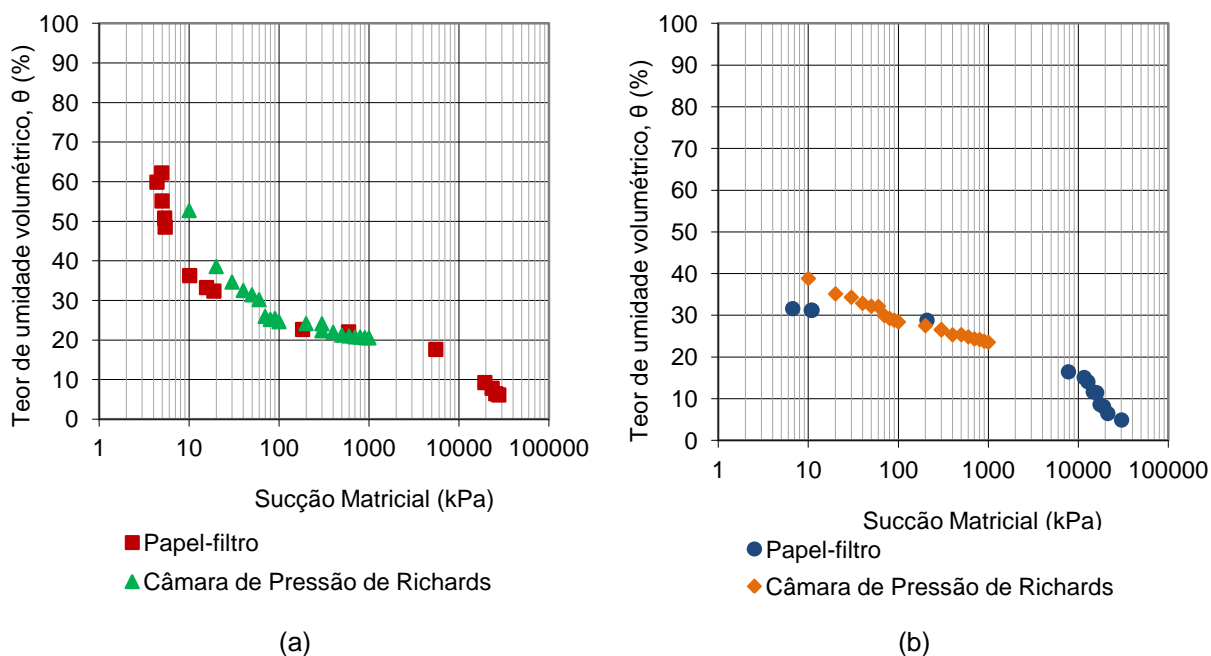


Figura 5.4 – Pontos experimentais em função do teor de umidade volumétrico (a) solo indeformado e (b) solo compactado



Pode-se observar que apesar das curvas não coincidirem há boa concordância entre os pontos plotados por ambas as técnicas. Das Figuras 5.3 e 5.4, evidencia-se que a quantidade de pontos obtidos por meio da câmara de

pressão no intervalo de sucção de 10 a 1.000,0 kPa é maior quando comparada aos pontos obtidos pelo papel-filtro para o mesmo intervalo. Além disso, os pontos do papel-filtro para baixos valores de sucção são mais espessados e inconstantes.

Outro fator que propicia essa diferença entre curvas é o ar ocluído presente nos poros da amostra. Na técnica da câmara de pressão de Richards a partir do momento em que a sucção é aplicada o ar ocluído é expulso, diferentemente da técnica do papel-filtro.

A distribuição dos pontos obtidos por meio do papel-filtro apresentaram tendência bimodal (2 trechos de inflexão). Em contraste, os pontos obtidos pela câmara de pressão apresentaram somente um ponto de inflexão, ou seja, unimodal. Essa divergência dá-se em razão do limite máximo de pressão que pode ser aplicado na câmara de até 1.000 kPa, ou seja, a representação do segundo trecho de inflexão da curva não pode ser obtido.

Visto que a técnica da câmara de pressão de Richards apresentou menores interferências externas durante o ensaio estabeleceu-se o seguinte preceito para iniciar os ajustes das curvas: as duas técnicas ensaiadas foram combinadas (GOMES *et al.*, 2011; MIGUEL; BONDER, 2012; MARINHO *et al.*, 2013; TRIPATHY *et al.*, 2014; ALMEIDA *et al.*, 2015). Os valores de sucção de até 1.000,0 kPa foram combinados aos pontos da câmara de pressão e para sucções maiores que 1.000 kPa aos pontos do papel-filtro.

As curvas características solo-água ajustadas pelo modelo numérico bimodal de Gitirana e Fredlund (2004) são plotadas nas Figuras 5.5 e 5.6 em função do teor de umidade volumétrica (θ), do solo indeformado e compactado, respectivamente.

O valor de entrada de ar (VEA), a sucção residual (ψ_{res}), teor de umidade volumétrica na entrada de ar do 2º trecho (θ_{b2}) e teor de umidade volumétrica residual (θ_{res}) foram determinados pela plotagem das assíntotas (GITIRANA; FREDLUND, 2004). Verificou-se a tendência bimodal sendo encontrados dois parâmetros, um para cada trecho da curva, sendo eles: VEA_1 e VEA_2 ; ψ_{res1} e ψ_{res2} ; θ_{res1} e θ_{res2} .

Figura 5.5 – Curva característica solo-água – solo indeformado

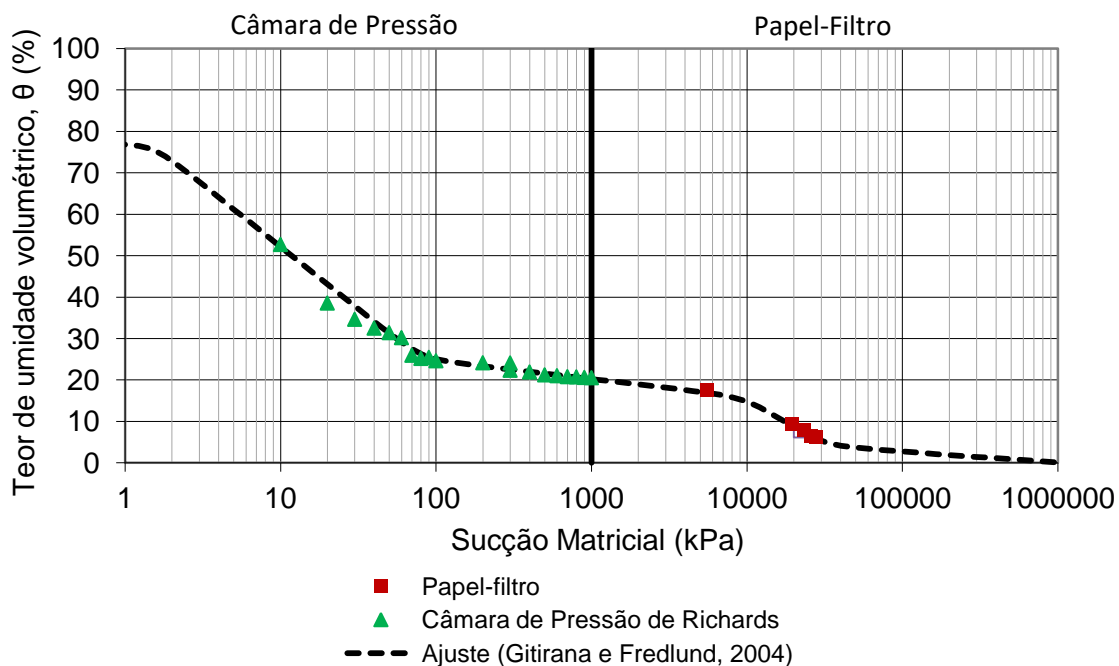
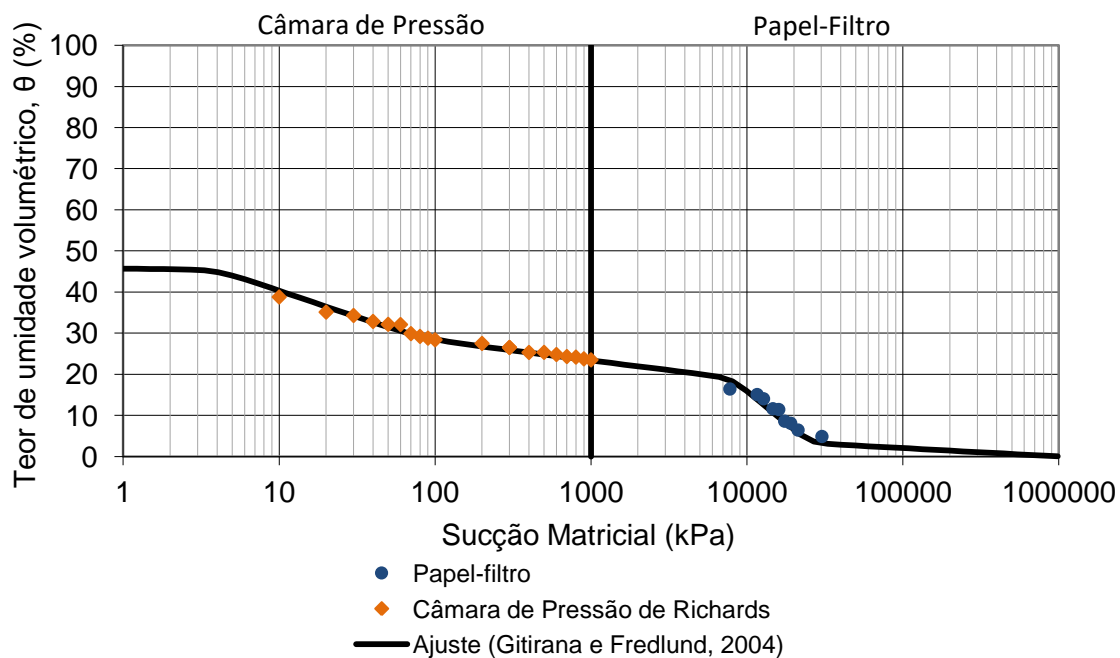


Figura 5.6 – Curva característica solo-água – solo compactado



Os VEA_1 e VEA_2 representam a pressão necessária para dar início a dessaturação dos macro e microporos, respectivamente. Os valores $(\psi_{res1}; \theta_{res1})$ são coordenadas que indicam o fim da dessaturação do 1º trecho. Da mesma forma,

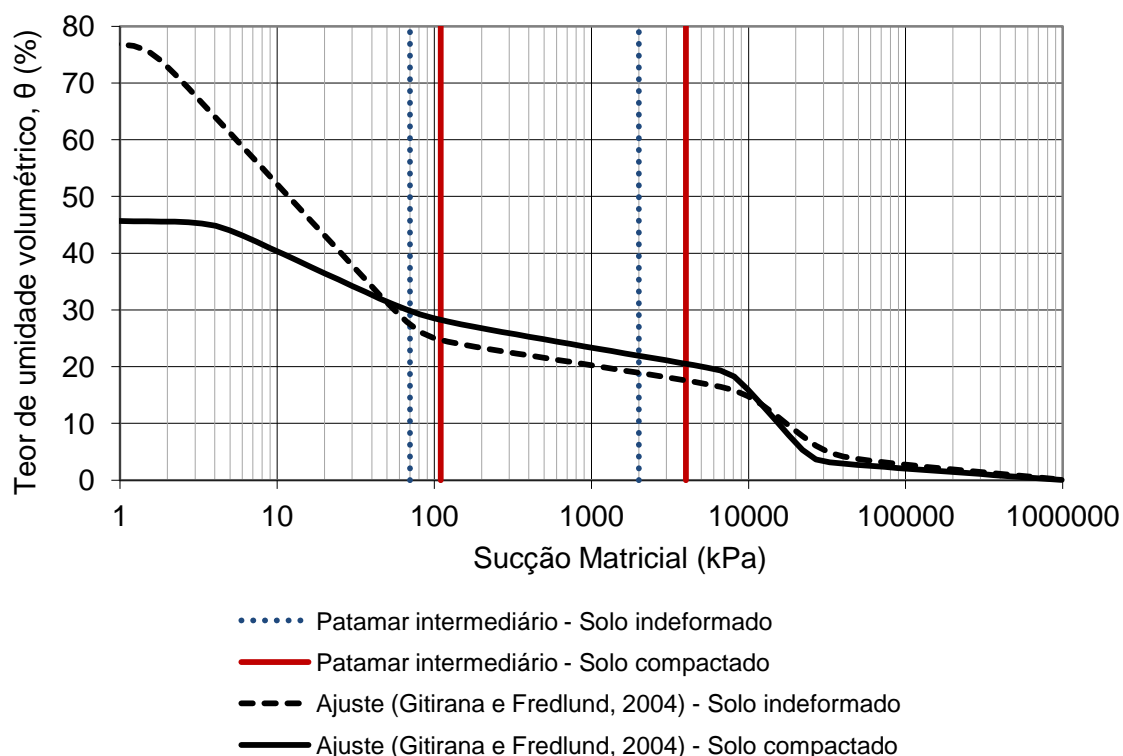
(Ψ_{res2} ; S_{res2}) são coordenadas que indicam o fim da dessaturação do 2º trecho (FEUERHARMEL *et al.*, 2007). A Tabela 5.4 resume estes valores, para ambas as condições.

Tabela 5.4 – Valores de VEA, ψ_{res} e S_{res} para o solo indeformado e compactado

Condição	w_{sat} (%)	θ_{sat} (%)	1º Trecho			2º Trecho			
			VEA ₁ (kPa)	ψ_{res1} ; (kPa)	θ_{res1} (%)	θ_{b2} (%)	VEA ₂ (kPa)	Ψ_{res2} ; (kPa)	θ_{res2} (%)
Indeformado	27	77	1,5	80	31	21	10.000	30.000	5
Compactado	16	46	4	80	32	22	8.000	25.000	4

Na Figura 5.7 são apresentadas as duas curvas compiladas e as suas respectivas fronteiras das zonas de dessaturação. As fronteiras são demarcadas pelo intervalo entre ψ_{res1} e VEA₂ que é chamado de patamar intermediário, e representa uma zona onde o teor de umidade volumétrica quase não varia com o aumento da sucção matricial.

Figura 5.7 – Curvas características solo-água – solo indeformado e compactado



Observando a Figura 5.7 em conjunto da Tabela 5.4 verifica-se que para baixas sucções o teor de umidade volumétrico do solo compactado apresentou-se menor em relação ao solo indeformado. Isso pode ser atribuído ao fato de que a compactação reduz consideravelmente a distribuição do tamanho dos poros do solo reduzindo os macroporos existentes na estrutura indeformada (FREDLUND; XING, 1994).

Os VEA_1 foram de 1,5 kPa para a condição indeformada e de 4,0 kPa para a compactada. Segundo Augusto Filho e Fernandes (2018) curvas características típicas de solos arenosos apresentam redução repentina no teor de umidade volumétrico em uma pequena faixa de sucção. Para Ahmad-Adli *et al.* (2014) o VEA representa a graduação do solo, valores baixos caracterizam um solo granular.

Os valores de VEA_1 são considerados baixos, representando solos com predomínio de interagregados. De acordo com Reichardt (1985) os poros interagregados são drenados à valores de sucção de até 6 kPa, enquanto os poros intra-agregados necessitam de pressões maiores.

Constata-se também que o VEA_1 da condição compactada é maior em relação à indeformada, fato também constatado por Tinjum *et al.* (1997). O VEA em solo compactado com maior porcentagem de finos é tipicamente maior do que para aqueles com menos finos (LU; LIKOS, 2004; VANAPALLI *et al.*, 1999).

Esse fenômeno ocorre devido à agregação de partículas finas, típica dos solos lateríticos, como discutido no item 3.2.2.2. Como o solo foi destorroado tendo seus torrões maiores desfeitos para o processo da compactação, o VEA_1 tende a aumentar, apresentando-se ligeiramente maior para a condição compactada do que para a indeformada.

5.3. ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

5.3.1. Resistência ao cisalhamento saturada

As Tabelas 5.5 e 5.6 apresentam os índices físicos dos corpos de prova antes do processo de saturação e cisalhamento e uma previsão dos mesmos índices depois do cisalhamento. Como descrito anteriormente, os ensaios 100%

saturados foram nomeados de Grupo “A”.

Tabela 5.5 - Índices físicos do solo indeformado e inundado (Grupo A)

$(\sigma - u_a)$ (kPa)	ρ_d (g/cm ³)	Antes da saturação e do cisalhamento			Depois do cisalhamento				
		$w_{inicial}$ (%)	$Sr_{inicial}$ (%)	$e_{inicial}$	w_{final} (%)	Sr^*_{final} (%)	e^*_{final}	η^*_{final} (%)	θ (%)
50	1,44	9,1	26,6	0,99	23,2	100	0,92	47,8	67,0
100	1,36	8,5	23,2	1,06	21,2	100	0,82	45,1	61,3
200	1,53	8,7	25,7	0,98	19,0	100	0,75	42,8	54,9
300	1,47	8,8	27,3	0,93	18,8	100	0,7	41,0	54,3
Média	1,45	8,8	25,7	1,0	20,6	100	0,8	44,2	59,4
D. Padrão	-	0,3	1,8	0,1	2,1	-	0,1	2,9	6,0
CV	-	-	0,1	0,1	0,1	-	0,1	0,1	0,1

Sr*; e*; n* previsto após a ruptura

Tabela 5.6 - Índices físicos do solo compactado e inundado (Grupo A)

$(\sigma - u_a)$ (kPa)	ρ_d (g/cm ³)	Antes da saturação e do cisalhamento			Depois do cisalhamento				
		$w_{inicial}$ (%)	$Sr_{inicial}$ (%)	$e_{inicial}$	w_{final} (%)	Sr^*_{final} (%)	e^*_{final}	η^*_{final} (%)	θ (%)
50	1,87	10,3	54,1	0,55	16,2	100	0,54	35,2	46,8
100	1,86	10,7	57,3	0,54	16,9	100	0,57	36,3	48,8
200	1,89	11,0	63,6	0,50	14,1	100	0,41	29,0	40,7
300	1,93	10,8	65,0	0,48	14,6	100	0,42	29,6	42,2
Média	1,89	10,7	60,0	0,52	15,5	100	0,49	32,53	44,7
D. Padrão	-	0,3	5,2	0,03	1,32	-	0,08	3,76	3,81
CV	-	-	0,1	0,06	0,09	-	0,17	0,12	0,09

Sr*; e*; n* previsto após a ruptura

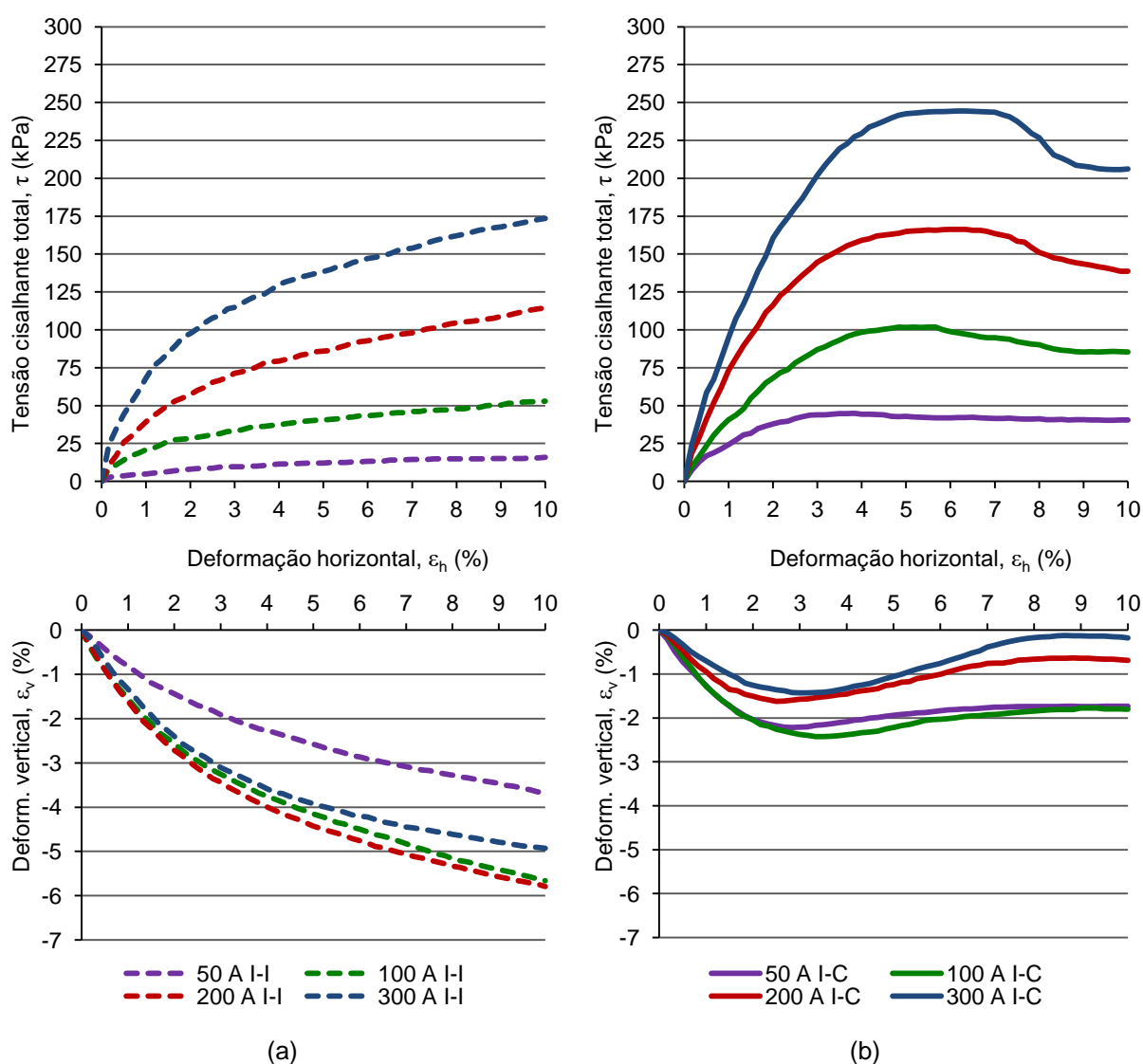
Nas Tabelas 5.5 e 5.6 também foram calculados os teores de umidade volumétrico (θ) com o intuito de estimar a sucção na ruptura por meio da curva característica solo-água.

Após o adensamento e confirmada a estabilização do deslocamento vertical, representada no Apêndice A, deu-se início à ruptura. O ensaio se prolongou até atingir 10% do deslocamento horizontal, ou 6mm, conforme orientações da D3080 (ASTM, 2011).

As curvas das Figuras 5.28a e b plotam a resistência ao

cisalhamento total *versus* deslocamento horizontal *versus* deslocamento vertical, para a condição indeformada e compactada respectivamente, realizadas sob quatro tensões normais de 50, 100, 200 e 300 kPa. Os valores de resistência ao cisalhamento são baseados na área corrigida dos corpos de prova.

Figura 5.8 – Tensão cisalhante total *versus* deslocamento horizontal *versus* deslocamento vertical inundado (Grupo A) (a) solo indeformado e (b) solo compactado



Para cada tensão normal, dois ensaios foram realizados e rotulados como A I-I (Inundado Indeformado) ou A I-C (Inundado Compactado) – sendo as curvas apresentadas resultado das médias de cada tensão.

Na Figura 5.8a, que representa a condição indeformada, é verificado

que a tensão cisalhante aumenta com o deslocamento horizontal permanecendo relativamente constante até o valor final do ensaio ser atingido. De acordo com a teoria de resistência ao cisalhamento, o comportamento de solo com baixa coesão no ensaio de cisalhamento direto é dependente da compactação, como o solo é indeformado, o comportamento de ruptura não se apresenta bem definido (LU; LIKOS, 2004).

Em relação as curvas deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal verifica-se na condição indeformada, Figura 5.8a, que o volume da amostra tende a diminuir. Segundo Caruso e Tarantino (2004), a mudança de volume ocorre em função do deslizamento das partículas umas sobre as outras.

Na Figura 5.8b, para os solos compactados a tensão cisalhante aumenta com o deslocamento para um valor de pico para as tensões normais de 200 e 300 kPa e, em seguida, diminui para um valor constante aproximado. Em relação a variação volumétrica na condição compactada, todas as curvas exibem inicialmente uma diminuição, seguida de aumento de volume, caracterizando o fenômeno de expansão (dilatação).

A justificativa é que devido ao estado compactado do corpo de prova, as partículas estão mais próximas e tendem a se mover sobre as partículas vizinhas na direção do cisalhamento, causando um aumento de volume. Após a expansão de volume, o estado de intertravamento causado pelo movimento altera a resistência indicando um estado mais estável.

A menor dilatação foi obtida pelo corpo de prova quando as tensões normais de 50 e 100 kPa foram aplicadas, enquanto a mais alta quando a tensão normal de 300 kPa foi imposta (Figura 5.8b). Em geral, quanto maior a tensão normal, maior a dilatação.

O ponto de tensão que representa a ruptura foi obtido de duas maneiras: pelo método das retas tangentes e para a deformação máxima de 10% conforme D3080 (ASTM, 2011), descrito no Apêndice B. Por fim, cada um dos dois conjuntos de dados (indeformado e compactado) deu origem a um valor de intercepto coesivo (c) e ângulo de atrito (ϕ).

A Figura 5.9a e b ilustra as envoltórias de ruptura resultantes dos ensaios de cisalhamento direto inundado dos solos indeformado e compactado respectivamente. Na Tabela 5.7 são apresentadas as equações que descrevem as retas encontradas.

Figura 5.9 – Envoltórias de ruptura resultante inundado (Grupo A) (a) solo indeformado e (b) solo compactado

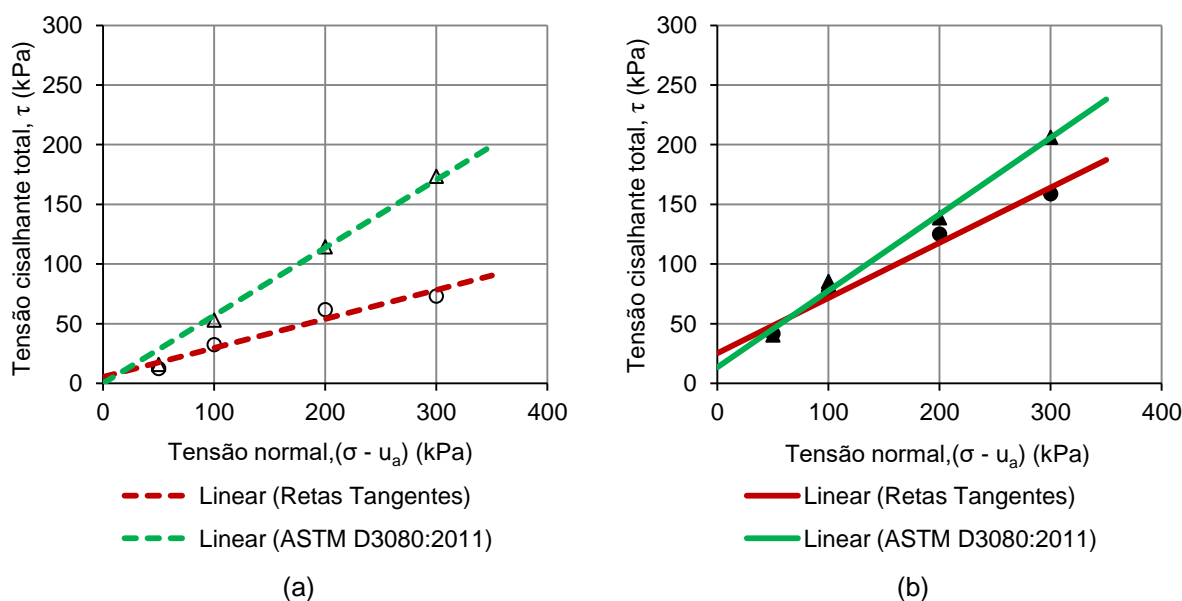


Tabela 5.7 – Equações de ajuste (Grupo A), solo indeformado e compactado

Condição	Equações de ajuste (kPa)			
	Retas Tangentes		ASTM D3080:2011	
Indeformado	$\tau = 5,5 + (\sigma - u_a) \cdot \text{tg}13,7^\circ$	$R^2=0,95$	$\tau = 0,0 + (\sigma - u_a) \cdot \text{tg}29,6^\circ$	$R^2=0,99$
Compactado	$\tau = 25,2 + (\sigma - u_a) \cdot \text{tg}24,8^\circ$	$R^2=0,98$	$\tau = 13,4 + (\sigma - u_a) \cdot \text{tg}32,7^\circ$	$R^2=0,99$

Na Tabela 5.8 são apresentadas os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos e a sucção estimada de ruptura.

Tabela 5.8 – Valores de c e ϕ (Grupo A), solo indeformado e compactado

Condição	θ (%)	$(u_a - u_w)_m$ estimada (kPa)	Retas Tangentes		ASTM D3080:2011	
			c (kPa)	ϕ (°)	c (kPa)	ϕ (°)
Indeformado	59	$\approx 0,0$	5,5	13,7	0,0	29,6
Compactado	44	$\approx 0,0$	25,2	24,8	13,4	32,7

Verifica-se que houve um considerável ganho de resistência na condição compactada ao comparar os dois solos, com consequente aumento de c e

ϕ . Além disso, o método das retas tangentes apresentou valores maiores de c e menores de ϕ para ambas as condições de solo.

5.3.2. Resistência ao cisalhamento não saturada

Os corpos de prova não saturados foram ensaiados sob 3 diferentes teores de umidade volumétrica, conforme apresentado na Tabela 4.8. As Tabelas 5.9, 5.10 e 5.11 apresentam uma previsão dos índices físicos dos corpos de prova depois do cisalhamento para os teores de umidade não saturados dos Grupos B, C e D, respectivamente.

Tabela 5.9 - Índices físicos não inundado (Grupo B), solo indeformado e compactado

$(\sigma - u_a)$ (kPa)	Solo indeformado						Solo compactado					
	ρ_d (g/cm ³)	w_{final} (%)	Sr^*_{final} (%)	e^*_{final}	η^*_{final} (%)	θ (%)	ρ_d (g/cm ³)	w_{final} (%)	Sr^*_{final} (%)	e^*_{final}	η^*_{final} (%)	θ (%)
50	1,43	15,6	48,8	0,92	47,8	44,7	1,94	15,6	74,5	0,40	28,8	44,7
100	1,37	16,3	51,7	0,90	47,4	46,6	1,94	16,3	73,2	0,42	29,3	46,6
200	1,33	15,8	61,5	0,74	42,4	45,3	1,88	15,8	68,0	0,45	31,2	45,3
300	1,43	14,9	62,9	0,68	40,5	42,7	1,90	14,9	67,1	0,44	30,5	42,7
Média	1,39	15,7	56,2	0,81	44,5	44,8	1,92	15,7	70,7	0,43	30,0	44,8
D. Pad.	-	0,6	7,0	0,12	3,6	1,6	-	0,6	3,7	0,02	1,1	1,6
CV	-	-	0,1	0,15	0,1	-	-	-	0,1	0,05	-	-

Sr*; e*; η^* previsto após a ruptura

Tabela 5.10 - Índices físicos não inundado (Grupo C), solo indeformado e compactado

$(\sigma - u_a)$ (kPa)	Solo indeformado						Solo compactado					
	ρ_d (g/cm ³)	w_{final} (%)	Sr^*_{final} (%)	e^*_{final}	η^*_{final} (%)	θ (%)	ρ_d (g/cm ³)	w_{final} (%)	Sr^*_{final} (%)	e^*_{final}	η^*_{final} (%)	θ (%)
50	1,47	9,7	28,8	0,96	49,1	27,7	1,97	10,1	70,0	0,41	29,3	29,0
100	1,44	10,2	30,5	0,95	48,8	29,1	1,95	10,2	70,5	0,41	29,2	29,1
200	1,52	10,0	40,2	0,71	41,6	28,7	1,93	10,2	68,9	0,42	29,8	29,2
300	1,49	10,2	45,9	0,64	39,0	29,3	-	-	-	-	-	-
Média	1,48	10,0	29,6	0,82	44,6	28,7	1,95	10,2	69,8	0,42	29,4	29,1
D. Pad.	-	0,2	8,1	0,17	5,1	0,7	-	-	0,8	0,01	0,3	0,1
CV	-	-	0,3	0,20	0,1	-	-	-	-	0,01	-	-

Sr*; e*; η^* previsto após a ruptura

Tabela 5.11 - Índices físicos não inundado (Grupo D), solo indeformado e compactado

$(\sigma - u_a)$ (kPa)	Solo indeformado						Solo compactado					
	ρ_d (g/cm ³)	w_{final} (%)	Sr^*_{final} (%)	e^*_{final}	η^*_{final} (%)	θ (%)	ρ_d (g/cm ³)	w_{final} (%)	Sr^*_{final} (%)	e^*_{final}	η^*_{final} (%)	θ (%)
50	1,46	8,3	26,5	0,96	49,1	23,6	1,78	9,8	68,3	0,41	29,1	28,0
100	1,47	8,6	26,9	0,91	47,8	24,6	1,79	9,8	68,4	0,41	29,0	27,9
200	1,49	8,4	32,1	0,76	43,1	23,9	1,84	9,7	66,6	0,42	29,5	27,8
300	1,42	8,8	33,1	0,78	43,7	25,1	1,83	9,8	64,8	0,43	30,1	27,9
Média	1,46	8,5	26,7	0,85	45,9	24,3	1,81	9,8	67,0	0,42	29,4	27,9
D. Pad.	-	0,2	3,4	0,10	2,9	0,6	-	-	1,7	0,01	0,5	0,1
CV	-	-	0,1	0,12	0,1	-	-	-	-	0,02	-	-

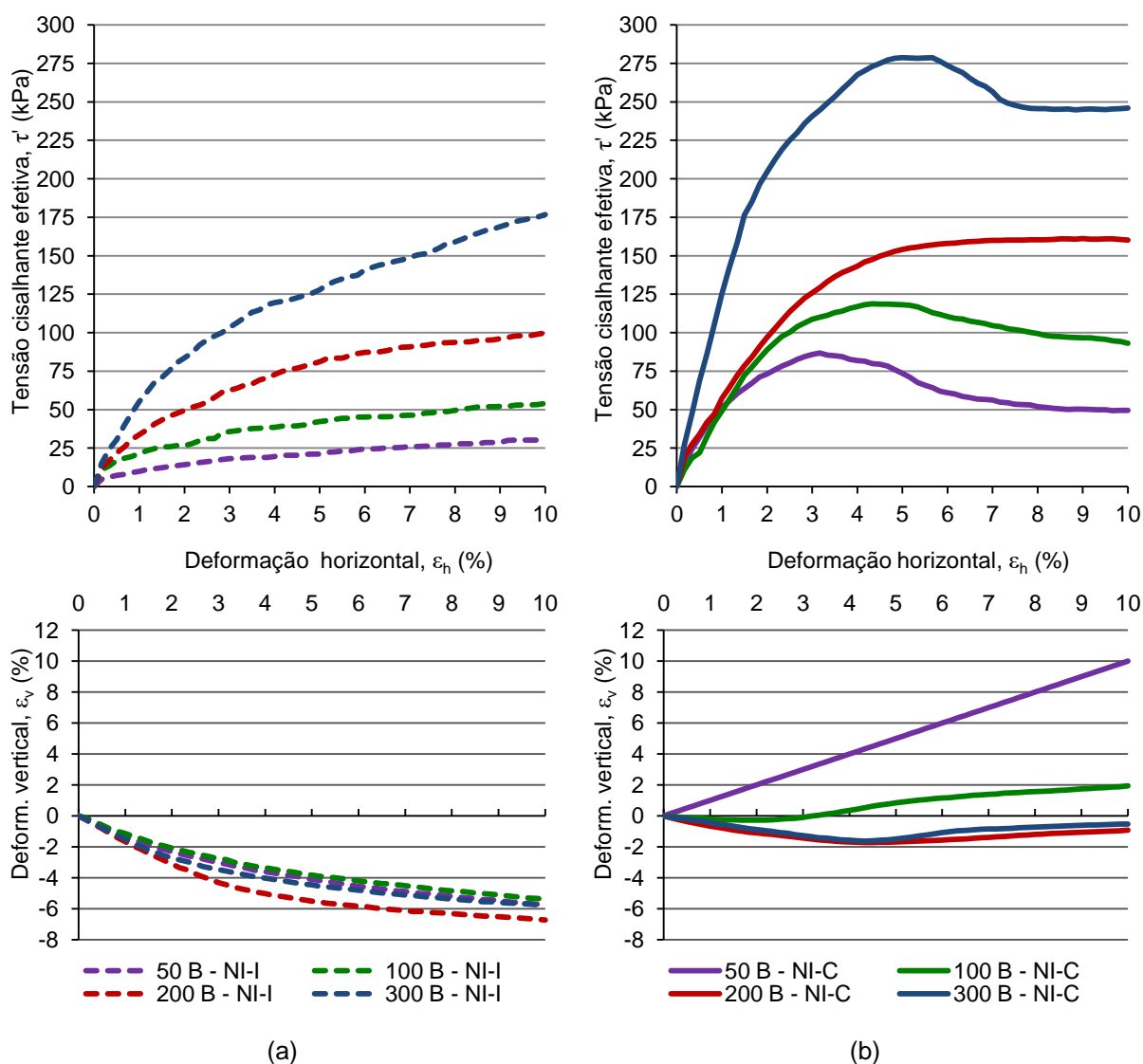
Sr*; e*; n* previsto após a ruptura

Os teores de umidade de ensaio obtidos para cada Grupo obedeceram o pré-estabelecido em 4.3.4. Ao final, foram calculados os teores de umidade volumétricos (θ) com o intuito de estimar as sucções na ruptura por meio da curva característica solo-água.

O ensaio se prolongou até atingir 10% do deslocamento horizontal, ou 6mm, conforme orientações da D3080 (ASTM, 2011). As curvas “a e b” das Figuras 5.10, 5.11 e 5.12 plotam a resistência ao cisalhamento *versus* deslocamento horizontal *versus* deslocamento vertical para a condição indeformada e compactada respectivamente, realizadas sob quatro tensões normais de 50, 100, 200 e 300 kPa. Os valores de resistência são baseados na área corrigida dos corpos de prova.

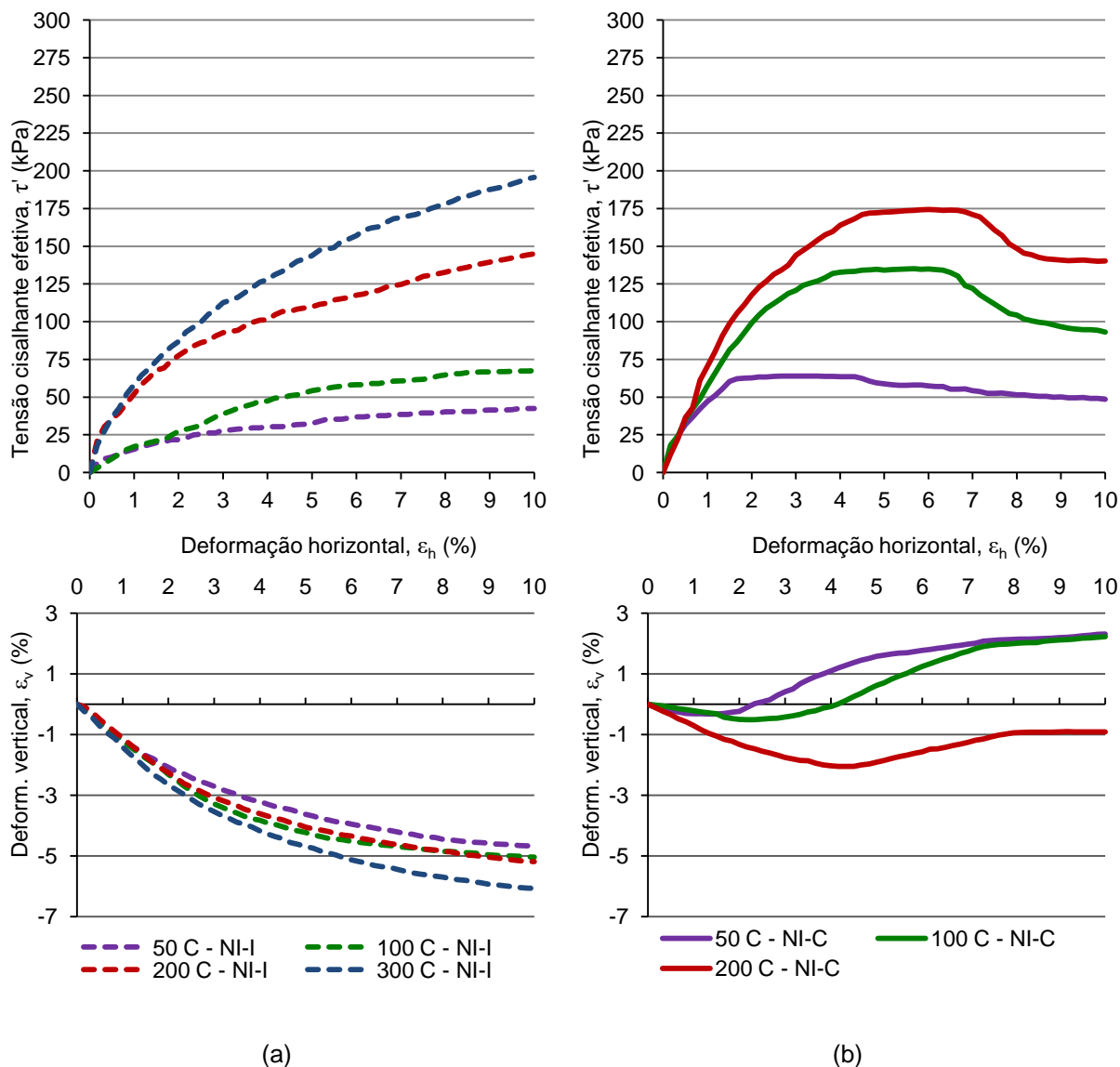
Os solos não saturados compactados exibiram um pico de resistência seguido por uma redução da resistência ao cisalhamento para tensões mais altas. O fenômeno de pico para solos não saturados também foi observado por outros pesquisadores, como Alonso *et al.* (1990), Wheeler e Sivakumar (1995) e Tarantino e Tombolato (2005). A tendência de pico não foi verificada para o solo indeformado.

Figura 5.10 – Tensão cisalhante efetiva *versus* deslocamento horizontal *versus* deslocamento vertical não inundado (Grupo B) (a) solo indeformado e (b) solo compactado



Nos corpos de prova compactados, diferentes padrões de comportamento antes da ruptura no pico podem ser observados em função da sucção atuante. Há um aumento significativo na resistência ao cisalhamento de casos não saturados compactados quando comparado ao caso indeformado. Assim como no ensaio inundado (Grupo A), nos não inundados (Grupos B, C e D) os solos compactados têm a tensão cisalhante aumentada com o deslocamento para um valor de pico para as tensões normais de 200 e 300 kPa e, em seguida, diminui para um valor constante aproximado.

Figura 5.11 – Tensão cisalhante efetiva *versus* deslocamento horizontal *versus* deslocamento vertical não inundado (Grupo C) (a) solo indeformado e (b) solo compactado

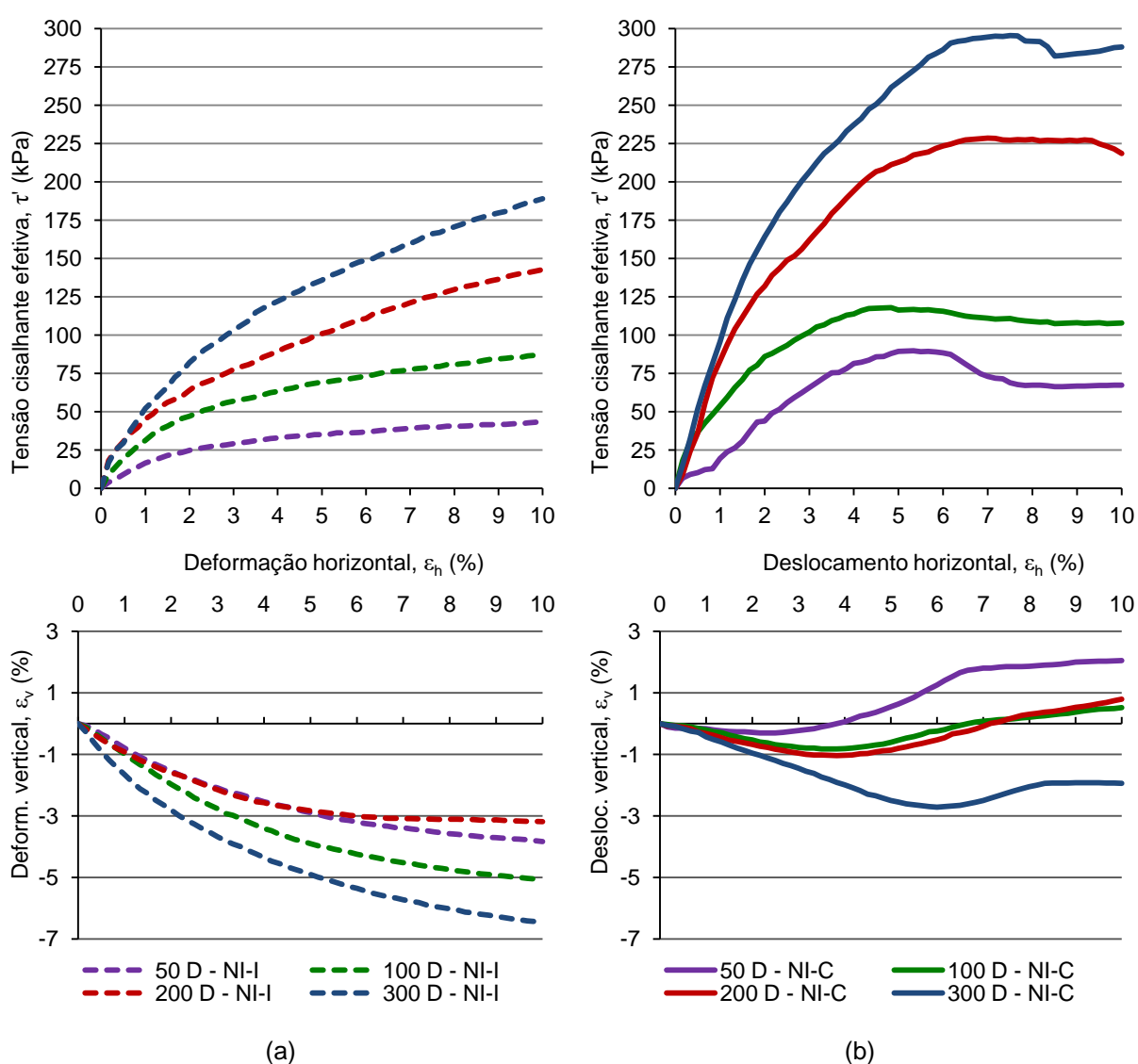


Com base nas curvas deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal das Figuras 5.10, 5.11 e 5.12 verifica-se que o comportamento do solo compactado é significativamente afetado pela dilatação. A justificativa é a de que novamente o estado de intertravamento gerado pelo movimento provoca o aumento do volume.

Além disso, esses resultados corroboram com os encontrados na literatura onde as areias compactas apresentam curvas tensão-deformação com pico acentuado correspondente a valores relativamente baixos de deformação, enquanto as areias fofas verifica-se um valor máximo da tensão cisalhante para

deformações específicas maiores, que permanece aproximadamente constante por um intervalo de deformações bastante extenso (LU; LIKOS, 2004; FREDLUND; RAHARDJO, 1993)

Figura 5.12 – Tensão cisalhante efetiva *versus* deslocamento horizontal *versus* deslocamento vertical não inundado (Grupo D) (a) solo indeformado e (b) solo compactado



De modo similar à condição inundada, o ponto de tensão que representa a ruptura foi obtido de duas maneiras: pelo método das retas tangentes e para a deformação máxima de 10% conforme D3080 (ASTM, 2011), explicado no Apêndice B. Como resultado, cada um dos dois conjuntos de dados (indeformado e compactado) deu origem a um valor de intercepto coesivo efetivo (c') e ângulo de

atrito efetivo (ϕ').

As Figuras 5.13, 5.14 e 5.15a e b ilustram as envoltórias de ruptura resultantes dos ensaios de cisalhamento direto não inundado B, C e D dos solos indeformado e compactado respectivamente.

Figura 5.13 – Envoltórias de ruptura resultante não inundado (Grupo B) (a) solo indeformado e (b) solo compactado

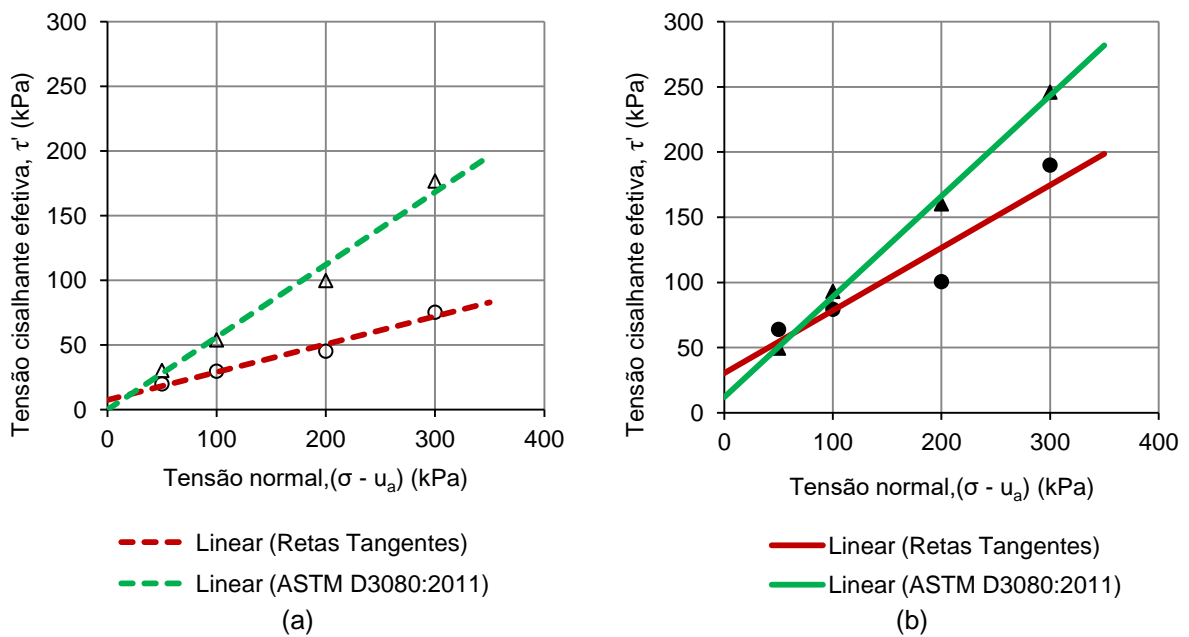


Figura 5.14 – Envoltórias de ruptura resultante não inundado C (a) solo indeformado e (b) solo compactado

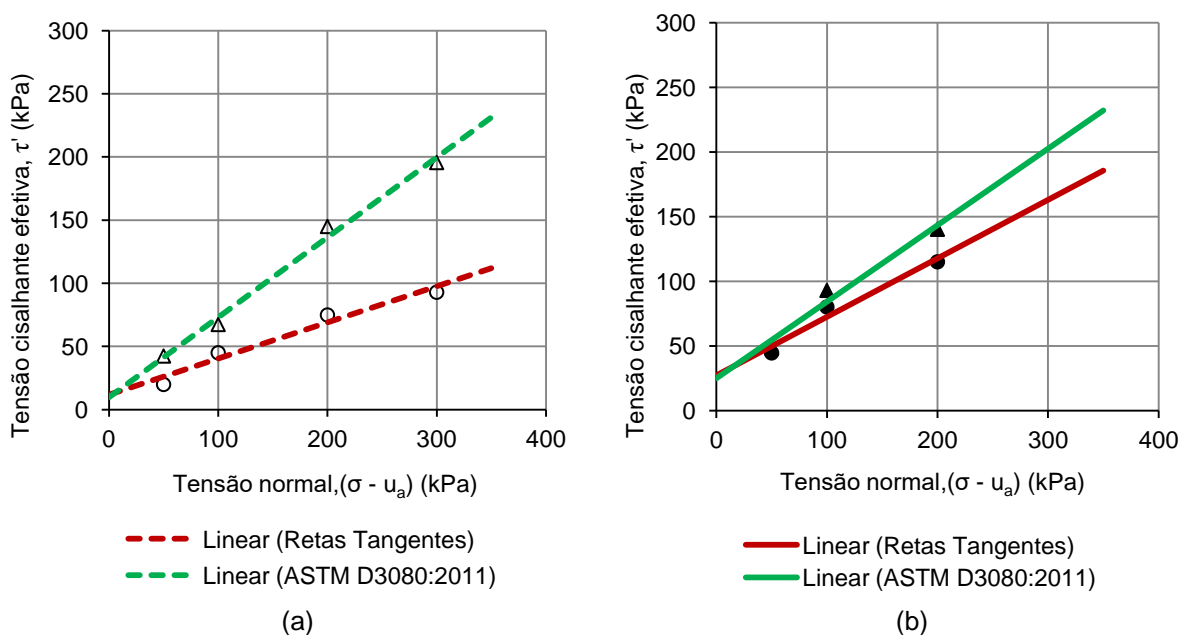
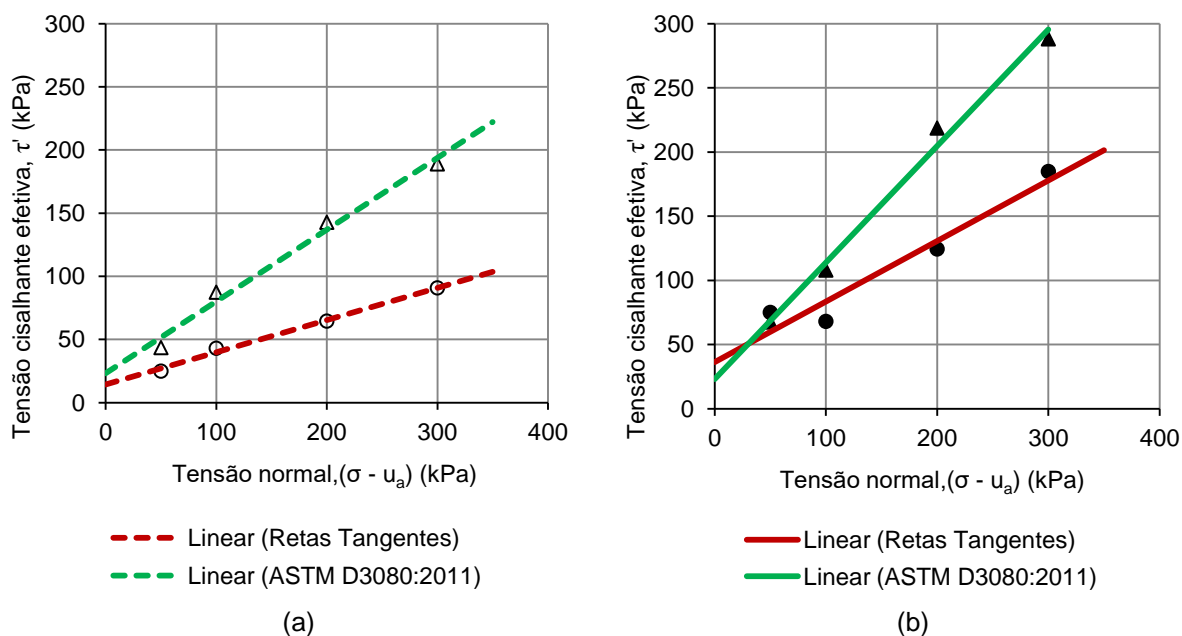


Figura 5.15 – Envoltórias de ruptura resultante não inundado (Grupo D) (a) solo indeformado e (b) solo compactado



Na Tabela 5.12 são apresentadas as equações que descrevem as retas encontradas nos três teores de umidade ensaiados (Grupos B, C e D).

Tabela 5.12 – Equações de ajuste não inundado (Grupos B, C e D), solo indeformado e compactado

Condição	Equações de ajuste (kPa)			
	Retas Tangentes		ASTM D3080:2011	
Indef. (B)	$\tau = 7,6 + (\sigma - u_a) \cdot \text{tg}12,2^\circ$	$R^2=0,98$	$\tau = 0,0 + (\sigma - u_a) \cdot \text{tg}29,3^\circ$	$R^2=0,98$
Indef. (C)	$\tau = 11,9 + (\sigma - u_a) \cdot \text{tg}16,0^\circ$	$R^2=0,96$	$\tau = 9,8 + (\sigma - u_a) \cdot \text{tg}32,3^\circ$	$R^2=0,99$
Indef. (D)	$\tau = 14,3 + (\sigma - u_a) \cdot \text{tg}14,3^\circ$	$R^2=0,99$	$\tau = 23,2 + (\sigma - u_a) \cdot \text{tg}29,6^\circ$	$R^2=0,99$
Compac. (B)	$\tau = 30,3 + (\sigma - u_a) \cdot \text{tg}25,7^\circ$	$R^2=0,89$	$\tau = 12,0 + (\sigma - u_a) \cdot \text{tg}37,6^\circ$	$R^2=0,99$
Compac. (C)	$\tau = 27,4 + (\sigma - u_a) \cdot \text{tg}24,3^\circ$	$R^2=0,96$	$\tau = 25,0 + (\sigma - u_a) \cdot \text{tg}30,6^\circ$	$R^2=0,97$
Compac. (D)	$\tau = 36,4 + (\sigma - u_a) \cdot \text{tg}25,3^\circ$	$R^2=0,94$	$\tau = 23,0 + (\sigma - u_a) \cdot \text{tg}42,2^\circ$	$R^2=0,99$

Na Tabela 5.13 são apresentados os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos e a sucção estimada de ruptura por meio da curva característica solo-água determinada no item 5.2. Verifica-se que houve um considerável ganho de resistência na condição compactada ao comparar as duas condições do solo, com consequente aumento de c' e ϕ' .

Tabela 5.13 – Valores de c' e ϕ' não inundado (Grupos B, C e D), solo indeformado e compactado

Condição	θ (%)	$(u_a - u_w)_m$ estimada (kPa)	Retas Tangentes		ASTM D3080:2011	
			c' (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Indef. (B)	45	18	7,6	12,2	0,0	29,3
Indef. (C)	29	60	11,9	16,0	9,8	32,3
Indef. (D)	24	100	14,3	14,3	23,2	29,6
Compac. (B)	30	80	30,3	25,7	12,0	37,6
Compac. (C)	29	100	27,4	24,3	25,0	30,6
Compac. (D)	28	200	36,4	25,3	23,0	42,2

Assim como para a condição saturada, verifica-se que o método das retas tangentes apresenta valores maiores de c' e menores de ϕ' para ambas as condições de solo. Além disso, quanto menor o teor de umidade e conseqüentemente maior a sucção no corpo de prova, maiores os valores de c' .

A fim de constatar qual critério de ruptura melhor representa as condições do solo foram feitas comparações entre os valores calculados de resistência ao cisalhamento não saturado deste estudo à outros 4 casos de autores variados. Todos os solos da comparação são classificados como arenosos, com a segunda fração variando entre argila e silte. As Tabelas 5.14 e 5.15 fornecem as propriedades que são relevantes à comparação para o solo indeformado e compactado, respectivamente.

Tabela 5.14 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento para solo indeformado obtidos por outros autores

Parâmetros	Autores			
	Augusto Filho e Fernandes (2018)	Song <i>et al.</i> (2016)	Fagundes e Rodrigues (2015)	Nam <i>et al.</i> (2011)
ρ_s (g/cm ³)	2,65	2,64	2,65	2,69
Classificação	Areia argilosa	Arenoso	Areia argilosa	Areia siltosa
w (%)	6	16	6	11
LL (%)	-	32	16	-
IP (%)	-	13	16	-
c' (kPa)	8	9,3	3	4,3

(Continua)

(Continuação)

ϕ' (°)	32	34,6	29,9	35
$(u_a - u_w)_m$ (kPa)	30	2 a 7	50	60
VEA (kPa)	3	2	2	10

Tabela 5.15 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento para solo compactado obtidos por outros autores

Parâmetros	Autores			
	Ahmad-Adli et al. (2014)	Kim e Borden (2011)	Kim e Borden (2011b)	Likos et al. (2010)
ρ_s (g/cm ³)	2,75	2,66	2,68	2,65
Classificação	Areia siltosa	Areia argilosa	Areia siltosa	Areia fina
w (%)	20	15	-	17
LL (%)	-	47	22	-
IP (%)	-	18	6	-
c' (kPa)	-	0	2,5	1,1
ϕ' (°)	30,3	33	28	38,8
$(u_a - u_w)_m$ (kPa)	5	0 a 700	0 a 130	8
VEA (kPa)	2	12	35	3

Para o solo indeformado, afirma-se que os valores de ϕ' obtidos pelo critério de ruptura da D3080 (ASTM, 2011) são mais próximos da média encontrada dos valores de $\phi' \approx 33^\circ$ das Tabelas 5.14 e 5.15. O mesmo ocorre com o solo compactado, os valores de ϕ' obtidos pelo critério da D3080 (ASTM, 2011) são mais próximos da média de $\phi' \approx 33^\circ$ de outros autores.

Sabe-se que nos ensaios de cisalhamento direto após ser atingida a ruptura a resistência diminui acentuadamente, atingindo valores semelhantes ao residual dos solos normalmente adensados. Isso porque neste tipo de ensaio são solicitadas grandes deformações em função do deslocamento da parte superior do corpo de prova (SKEMPTON, 1964). Skempton (1964) afirmou que, a longo prazo, a estabilidade de taludes depende mais da resistência residual do que a resistência de pico.

Além disso, muitas vezes é necessário considerar o comportamento do solo com base também na sua resistência limite (máxima deformação) ao realizar análises de estabilidade em taludes. Visto que a resistência limite é representativa de condições em que o talude pode ser solicitado a sofrer deformações que vão além das registradas para se mobilizar a resistência de pico.

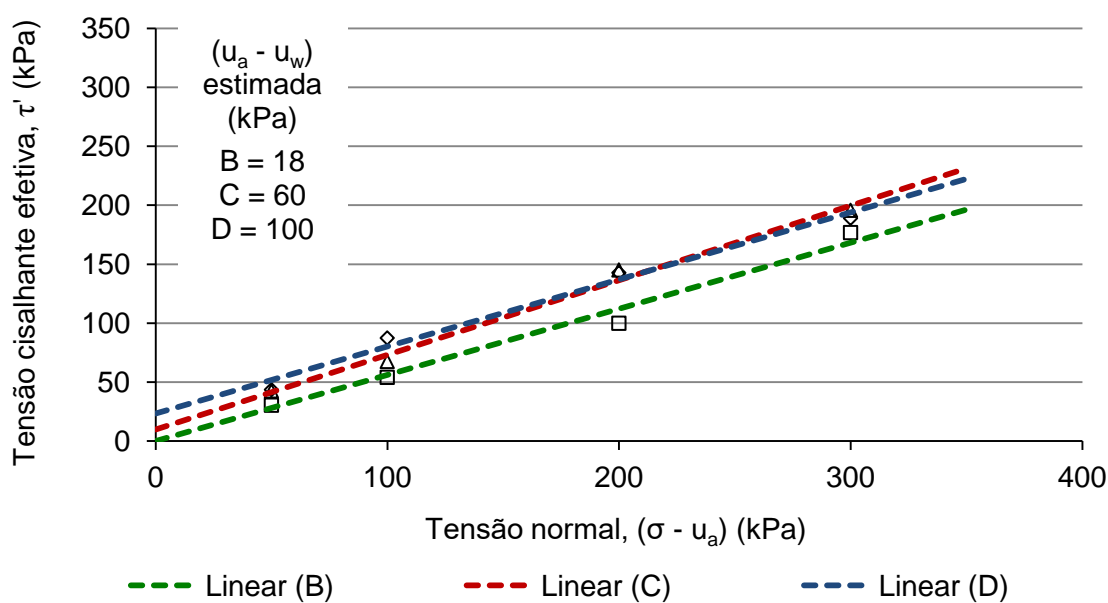
Para esta hipótese de cálculo geralmente são adotados coeficientes de segurança menos conservadores, associados ao grau de confiança conferido aos parâmetros obtidos nos ensaios, como sendo realmente representativos das condições de solicitação da obra. Portanto, a partir deste ponto serão utilizados somente os resultados obtidos por meio do critério da D3080 (ASTM, 2011).

5.3.2.1. Determinação do ângulo de atrito interno no eixo da sucção, ϕ^b

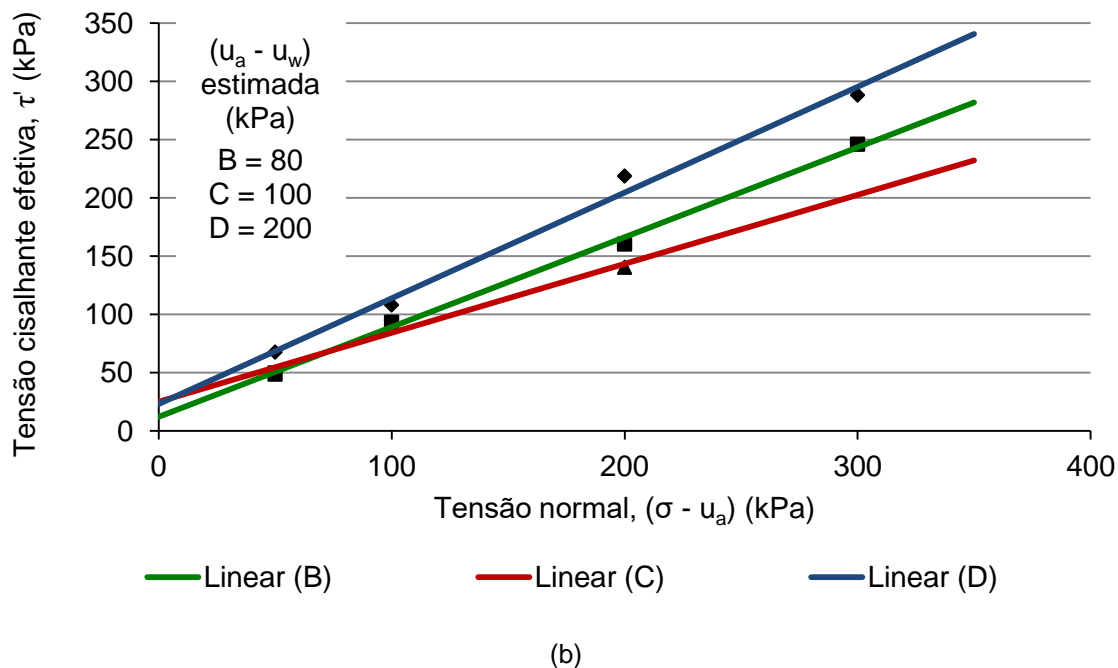
Foi necessário determinar o ângulo de atrito interno (ϕ^b), que quantifica a contribuição da sucção na resistência ao cisalhamento, para determinar a envoltória de resistência não saturada. As Figuras 5.16a e b ilustram um compilado das retas apresentadas anteriormente somente para a condição não inundada (tensões efetivas).

As envoltórias da Figura 5.16a e b se comportaram de maneira semelhante com um leve acréscimo na resistência conforme o aumento da sucção. Esses resultados são semelhantes aos obtidos por Escario e Sàez (1986) para a areia argilosa de Madrid.

Figura 5.16 – Envoltórias de ruptura resultante não inundado (Grupos B, C e D) (a) solo indeformado e (b) solo compactado



(a)



O aumento da resistência em função da sucção também pode ser visto nos gráficos da Figura 5.17 (em relação a c') e Figura 5.18 (em relação a ϕ'). Os pontos utilizados foram obtidos a partir da Tabela 5.13, sendo “a” representativa do solo indeformado e “b” do solo compactado. Na Figura 5.17 os ajustes das curvas foram feitos baseados na Equação (3.27) de Vilar (2007).

Figura 5.17 – Intercepto de coesão efetivo *versus* sucção estimada (a) solo indeformado e (b) solo compactado

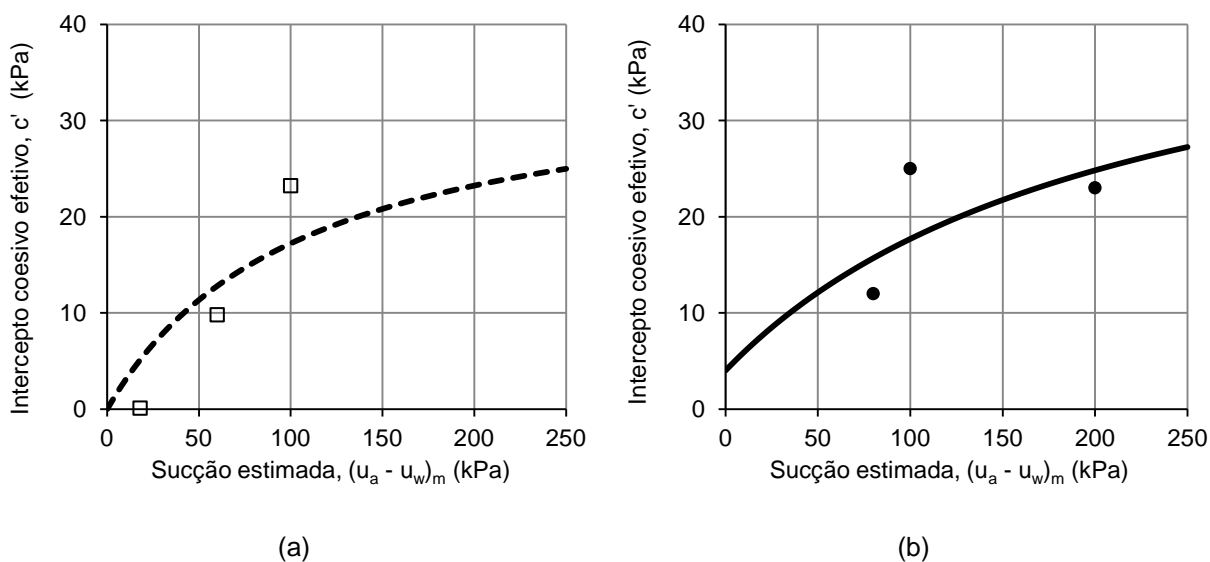
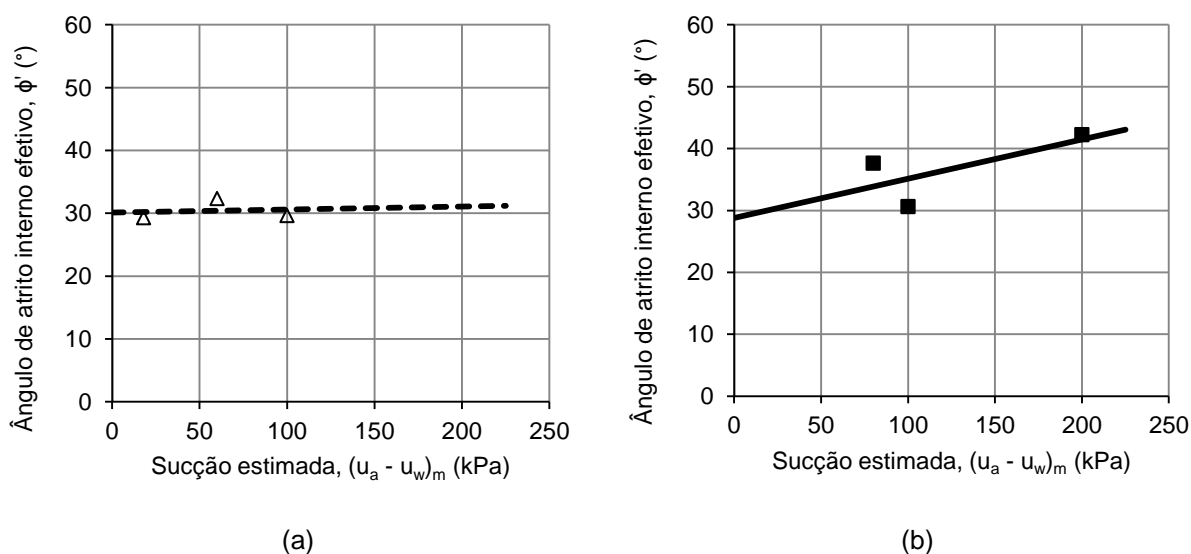


Figura 5.18 – Ângulo de atrito interno efetivo *versus* sucção estimada (a) solo indeformado e (b) solo compactado



Nas Tabelas 5.16 e 5.17 são apresentadas as funções que melhor descrevem as envoltórias da variação da coesão e ângulo de atrito efetivos em função da sucção estimada.

Tabela 5.16 – Equações de ajuste c' , solo indeformado e compactado

Condição	Função (kPa)	c'_{sat} (kPa)
Indeformado	$c' = 0,0 + (u_a - u_w)_m / [3,0 + 0,028(u_a - u_w)_m]$ $R^2=0,98$	0
Compactado	$c' = 4,0 + (u_a - u_w)_m / [5,0 + 0,023(u_a - u_w)_m]$ $R^2=0,82$	4

Tabela 5.17 – Equações de ajuste ϕ' , solo indeformado e compactado

Condição	Função (°)	ϕ'_{sat} (kPa)
Indeformado	$\phi' = 30,1 + 0,0048(u_a - u_w)_m$ $R^2=0,91$	30
Compactado	$\phi' = 28,8 + 0,0635(u_a - u_w)_m$ $R^2=0,49$	29

Augusto Filho e Fernandes (2018) afirmam que a sucção tem mais efeito na coesão quando atua em solos com menor quantidade de poros. Comparando as Figuras 5.17a e b percebe-se maior influência da sucção para a

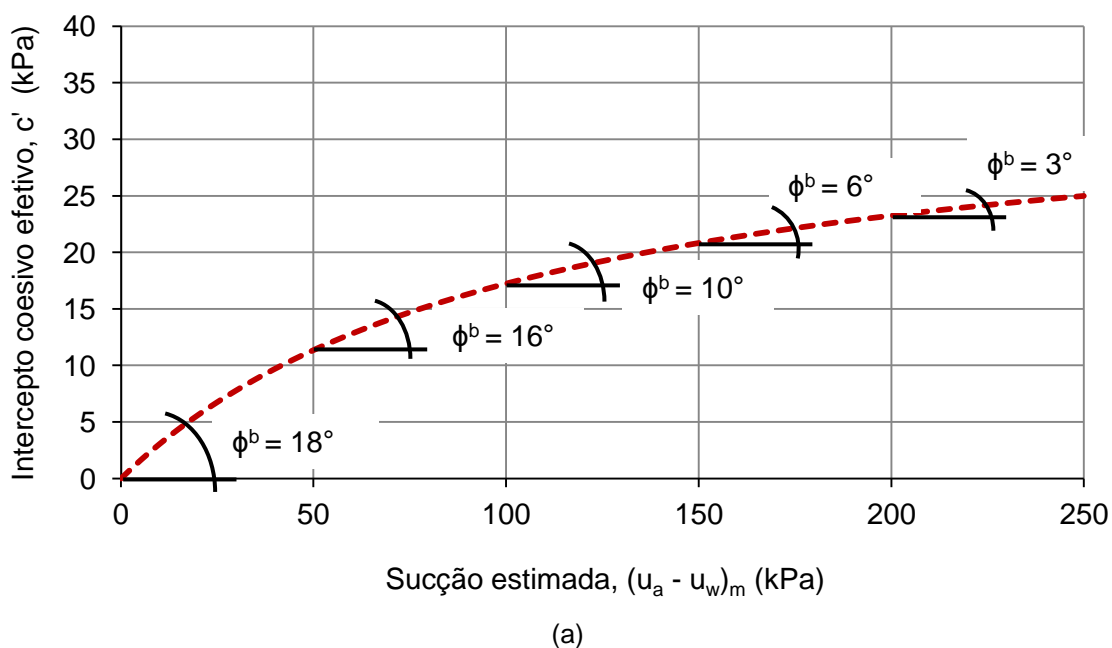
condição compactada que tem 40% a menos de porosidade em relação a condição indeformada. Ainda, verifica-se a tendência não linear da relação resistência ao cisalhamento *versus* sucção, de maneira semelhante a encontrada por Abramento e Sousa Pinto (1993).

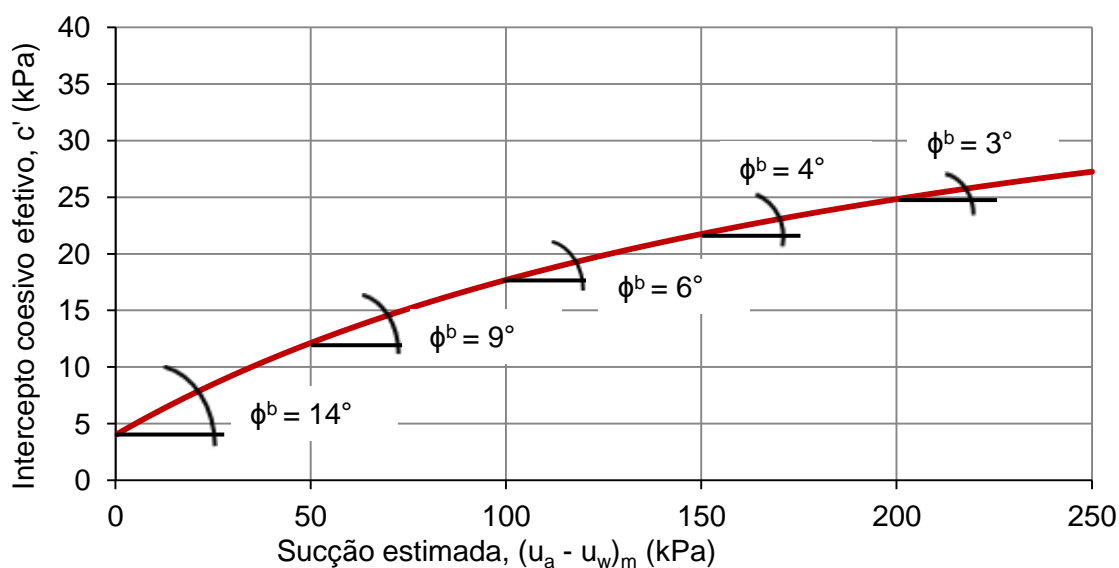
A respeito de ϕ' , a análise das Figuras 5.18a e b indica claramente que o aumento da sucção tem maior influência no valor de ϕ' na condição compactada quando comparada a indeformada.

Reitera-se que nesta etapa são excluídos os valores de coesão saturada, já que os parâmetros foram obtidos em termos de tensão total, então, o valor de c' e ϕ' na sucção zero (saturado) são estimados pela equação e tendência da curva. Foram encontrados valores de $c' = 0$ kPa e 4 kPa e $\phi' = 30^\circ$ e 29° para a condição indeformada e compactada, respectivamente.

A partir das inclinações das linhas tendências das Figuras 5.17a e b, foi possível obter os valores de ϕ^b para alguns dos valores de sucção estimados. A determinação de ϕ^b foi realizado conforme ilustrado na Figura 5.19a e b, para o solo indeformado e compactado respectivamente.

Figura 5.19 – Curva representativa para o cálculo de ϕ^b a partir da relação c' *versus* sucção estimada (a) solo indeformado e (b) solo compactado





(b)

Com isso foi possível obter os valores de ϕ^b exibidos na Tabela 5.18 para ambas as condições. O valor de ϕ^b até aproximadamente o VEA₁ foi de 18° para a condição indeformada e de 14° para a compactada. Já o valor de ϕ^b encontrado além do VEA₁ foi variado para o solo indeformado e compactado.

Tabela 5.18 – Valores de ϕ^b , solo indeformado e compactado

Condição	Faixa de $(u_a - u_w)_m$ (kPa)	ϕ^b ($^\circ$)
Indeformada	Até o VEA (1,5)	18
	50 a 100	16
	100 a 150	10
	150 a 200	6
	200 a 250	3
Compactada	Até o VEA (4,0)	14
	50 a 100	9
	100 a 150	6
	150 a 200	4
	200 a 250	3

Verifica-se que o valor de ϕ^b diminui bruscamente após passar pelo VEA tendendo a constância conforme o aumento da sucção. Essa informação corrobora com Fredlund et al. (1987) e Fredlund e Rahardjo (1993) que afirma que

ϕ^b diminui quando a sucção é maior que o VEA. Para facilitar essa análise foram plotados os gráficos de variação de ϕ^b nas Figuras 5.20a e b. Na Tabela 5.19 são apresentadas as funções que melhor descrevem as envoltórias da variação de ϕ^b em função da sucção estimada.

Figura 5.20 – ϕ^b versus sucção estimada (a) solo indeformado e (b) solo compactado

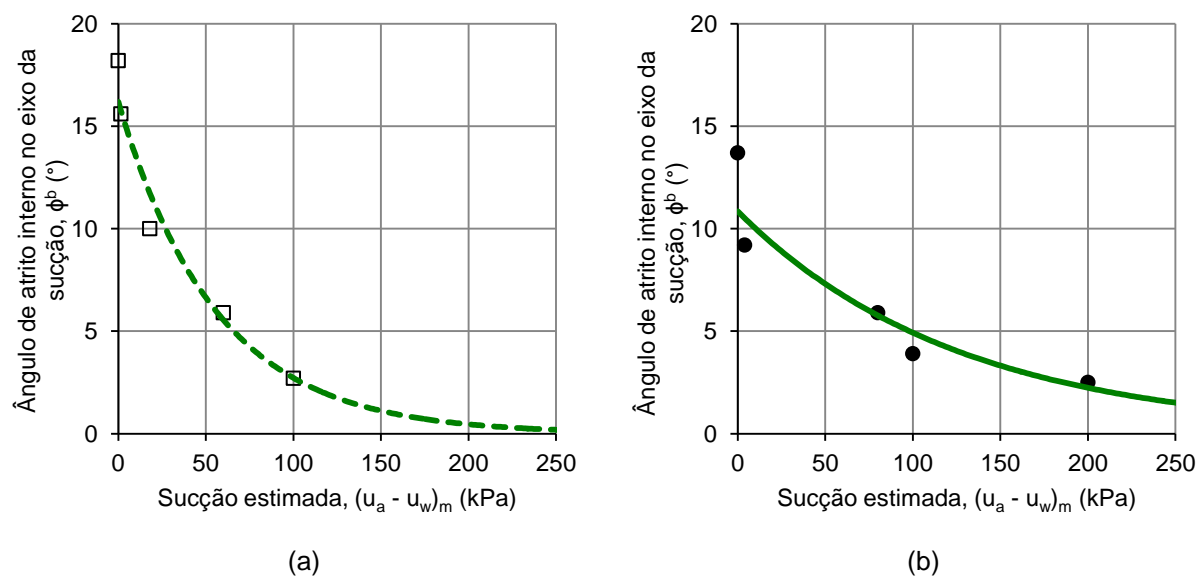


Tabela 5.19 – Equações de ajuste ϕ^b , solo indeformado e compactado

Condição	Função (°)	
Indeformado	$\phi^b = 16,2 \cdot e^{-0,018(u_a - u_w)_m}$	$R^2=0,98$
Compactado	$\phi^b = 10,8 \cdot e^{-0,008(u_a - u_w)_m}$	$R^2=0,92$

Não foi verificada a mesma tendência sugerida por Fredlund *et al.* (1987) e Escario e Sáez (1986) onde a inclinação ϕ^b se iguala a ϕ' quando a sucção é menor que a VEA. Então, com o intuito de comprovar a veracidade da condição não linear das envoltórias de ruptura e de posse dos parâmetros de resistência efetivos na sucção zero foram plotadas as superfícies de ruptura (3D), conforme ilustram as Figuras 5.21 e 5.22.

As superfícies (ACDF) das Figuras 5.21 e 5.22 foram modeladas com o auxílio do software LabFit® que automaticamente plota a superfície que mais se ajusta nos pontos inseridos.

Figura 5.21 – Tensão cisalhante efetiva *versus* tensão normal *versus* sucção estimada do solo indeformado

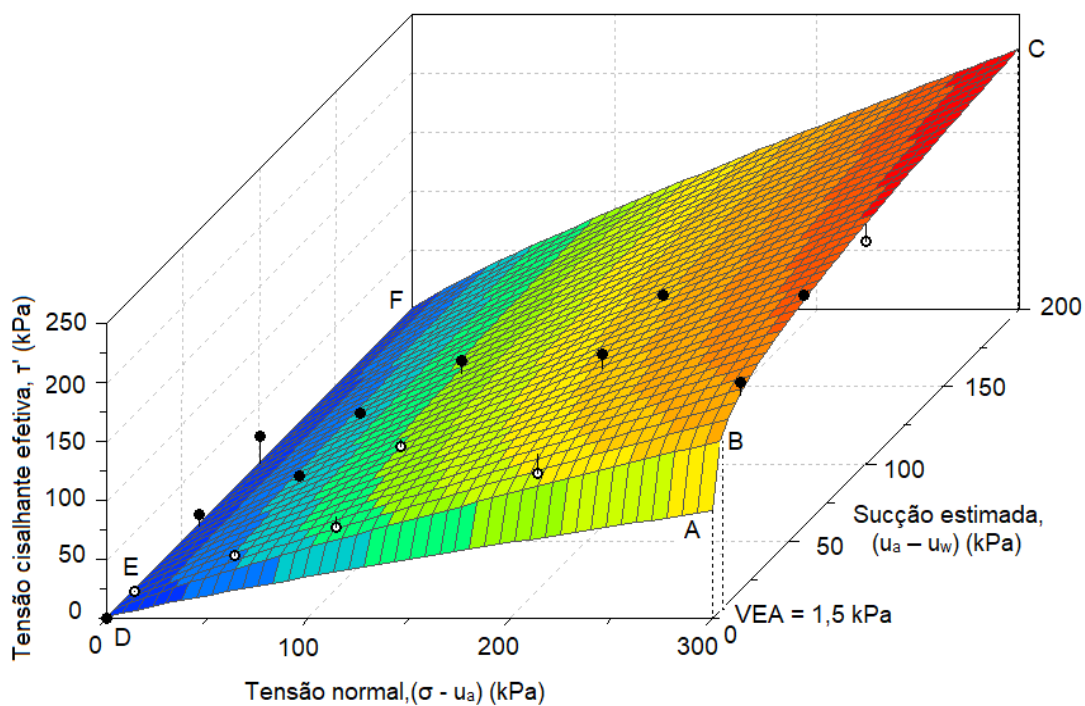
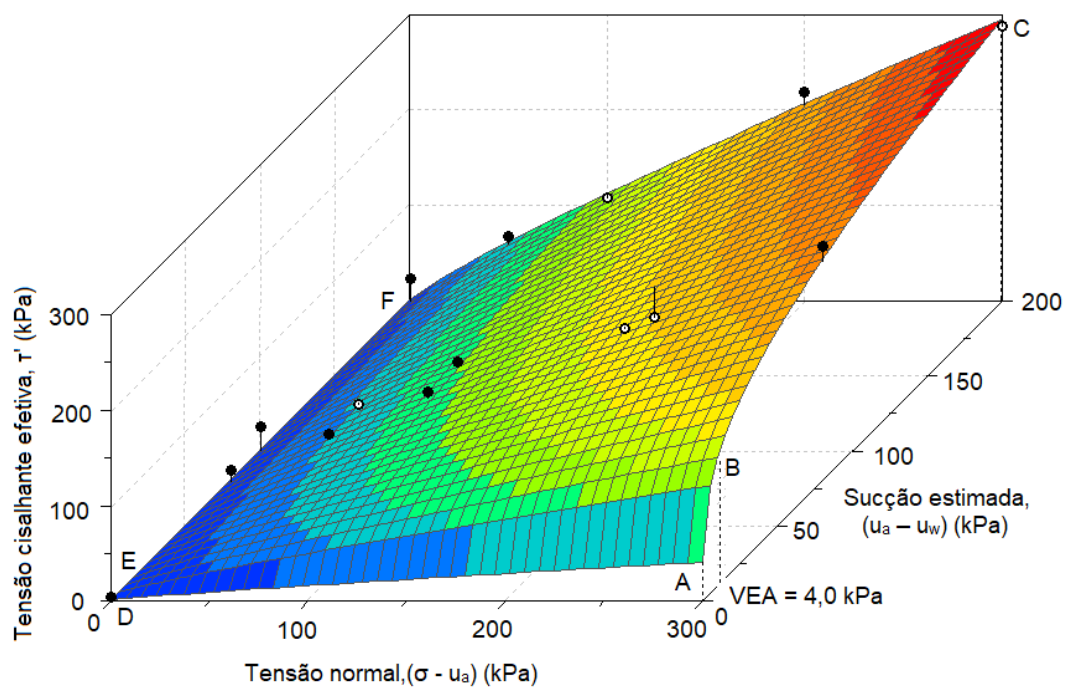


Figura 5.22 – Tensão cisalhante efetiva *versus* tensão normal *versus* sucção estimada do solo compactado



A teoria da não linearidade é confirmada pois a tendência das superfícies é consistente com as observações de muitos pesquisadores, a força de cisalhamento aumentou de forma não linear com o aumento da tensão normal e da sucção matricial (MARINHO *et al.*, 2013; NAM *et al.*, 2011; RAHARDJO *et al.*, 2004).

Nas Figuras 5.21 e 5.22 os pontos a partir dos quais a dessaturação ocorre com contribuição da sucção matricial são representados pela linha (BE). A linha (BE) também separa as linhas (AB), solo saturado, da linha (BC) solo não saturado. Segundo Fredlund *et al.* (1987) ao longo da linha (AB), não há interferência da sucção. De acordo com Marinho *et al.* (2013) a linha (AD) é a envoltória de ruptura obtida para os corpos de prova ensaiados saturados.

Por fim, de posse de todos esses valores, foi possível determinar as envoltórias de resistência não saturada de acordo com Fredlund *et al.* (1978) e Vilar (2007), Equação (3.26), apresentadas na Equação (5.1) e representadas para cada tipo de solo, indeformado e compactado na Tabela 5.20.

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + \frac{(u_a - u_w)_m}{a_v + b_v(u_a - u_w)_m} \quad (5.1)$$

Tabela 5.20 – Envoltórias de resistência não saturada

Condição	Envoltórias (kPa)	
Indeformado	$\tau = 0 + (\sigma - u_a) \cdot \text{tg } 30^\circ + (u_a - u_w)_m / [3,0 + 0,028(u_a - u_w)_m]$	R ² =0,98
Compactado	$\tau = 4 + (\sigma - u_a) \cdot \text{tg } 29^\circ + (u_a - u_w)_m / [5,0 + 0,023(u_a - u_w)_m]$	R ² =0,98

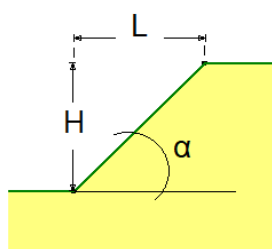
5.4. ANÁLISES DE ESTABILIDADE

5.4.1. Variação das geometrias

Na Tabela 5.21 estão expostas as inclinações, alturas e larguras que foram utilizadas tanto para o solo indeformado quanto compactado na primeira parte da análise com a variação das geometrias.

Tabela 5.21 – Geometria e inclinações dos taludes propostos para esse estudo

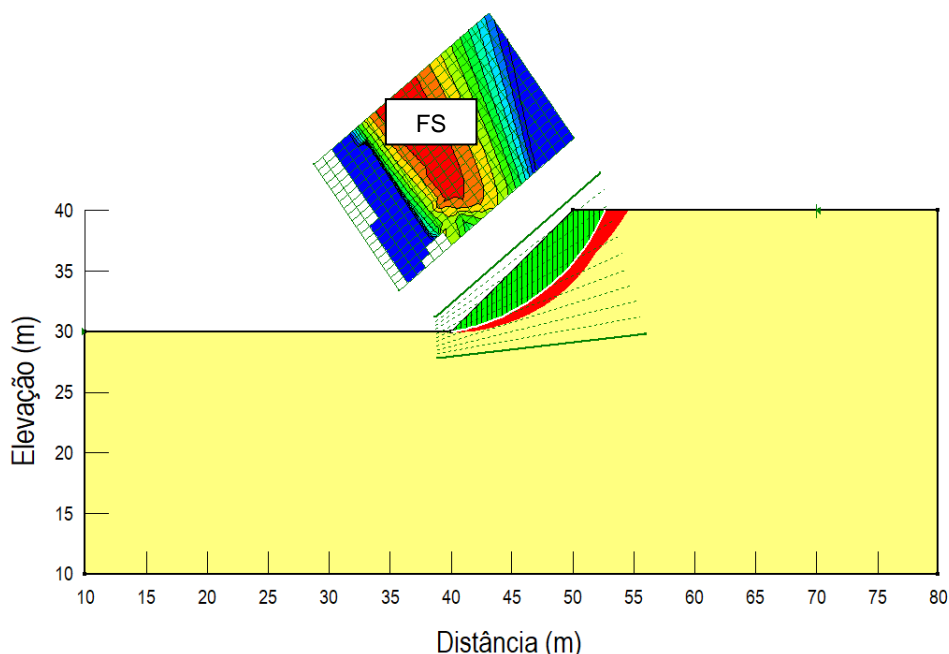
Altura, H (m)	Inclinação (L:H)	Largura, L (m)	Ângulo, α (°)
10,0	1:1	10,0	45
	1:1,5	6,7	56
	1:2	5,0	63
	1:3	3,3	72
7,0	1:1	7,0	45
	1:1,5	4,7	56
	1:2	3,5	63
	1:3	2,3	72
4,0	1:1	4,0	45
	1:1,5	2,7	56
	1:2	2,0	63
	1:3	1,3	72



Os parâmetros de resistência encontrados em 5.3 para o solo indeformado e compactado, neste item, foram utilizados nas simulações de taludes hipotéticos de corte e aterro não saturado, respectivamente. O passo a passo do procedimento no Slope/W estão apresentados no Apêndice C. A Figura 5.23 mostra uma seção representativa ou típica de saída do Slope/W mostrando o fator mínimo de segurança e contornos.

Na Figura 5.23 estão ilustradas graficamente para a função “*Grid and Radius*” a extensão das superfícies de deslizamento, sendo a superfície crítica destacada na cor verde, e a área de abrangência de todas as outras superfícies (“mapa de segurança”) em vermelho.

Figura 5.23 – Seção representativa de saída do Slope/W



As Tabelas 5.22 e 5.23 apresentam os resultados das análises de estabilidade com o FS correspondente calculado com base no método de Morgenstern e Price e no método de Bishop Simplificado, respectivamente.

Foram utilizados os parâmetros de resistência obtidos nos ensaios de cisalhamento direto nas sucções matriciais estimadas de 60 kPa (corte) e 80 kPa (aterro), que correspondem aos c' e de 9,8 kPa e 12 kPa e ϕ' de 32,3° e 37,6°, respectivamente. Além disso, os valores de ϕ^b para o solo indeformado de 5,5° e para o solo compactado de 5,7° foram obtidos por meio da equação tendência apresentada em 5.3.2.1.

Tabela 5.22 – Análise de estabilidade pelo método de Morgenstern e Price –
Variação das geometrias

Talude	ρ_{nat} (g/cm ³)	$(u_a - u_w)_m$ estimada (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	ϕ^b (°)	H (m)	Fator de Segurança			
							1:1	1:1,5	1:2	1:3
Corte	1,59	60	9,8	32,3	5,5	10	1,38	1,13	0,99	0,86
						7	1,60	1,33	1,19	1,07
						4	2,34	1,92	1,69	1,49
Aterro	2,07	80	12	37,6	5,7	10	1,55	1,23	1,07	0,93
						7	1,75	1,43	1,27	1,10
						4	2,39	1,96	1,80	1,53

Tabela 5.23 – Análise de estabilidade pelo método de Bishop Simplificado –
Variação das geometrias

Talude	ρ_{nat} (g/cm ³)	$(u_a - u_w)_m$ estimada (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	ϕ^b (°)	H (m)	Fator de Segurança			
							1:1	1:1,5	1:2	1:3
Corte	1,59	60	9,8	32,3	5,5	10	1,38	1,13	0,98	0,85
						7	1,60	1,33	1,19	1,06
						4	2,34	1,92	1,66	1,48
Aterro	2,07	80	12	37,6	5,7	10	1,56	1,23	1,07	0,93
						7	1,76	1,43	1,26	1,08
						4	2,40	1,97	1,80	1,52

As Tabelas 5.22 e 5.23 mostram que comparando os métodos de análise os resultados não apresentaram discrepância relevante. Foram encontrados $FS < 1,0$, ou seja, com a estabilidade comprometida para as alturas de 10 m para os taludes de corte nas inclinações de 1:2 e 1:3 e para os taludes de aterro na inclinação de 1:3, em ambos os métodos de análise. Os taludes foram classificados usando os níveis mínimos de segurança de acordo com o estabelecido pela NBR 11682 (ANBT, 2009), vide Tabela 3.5, onde $FS \geq 1,5$ (nível alto), 1,4 (nível médio) e 1,2 (nível baixo).

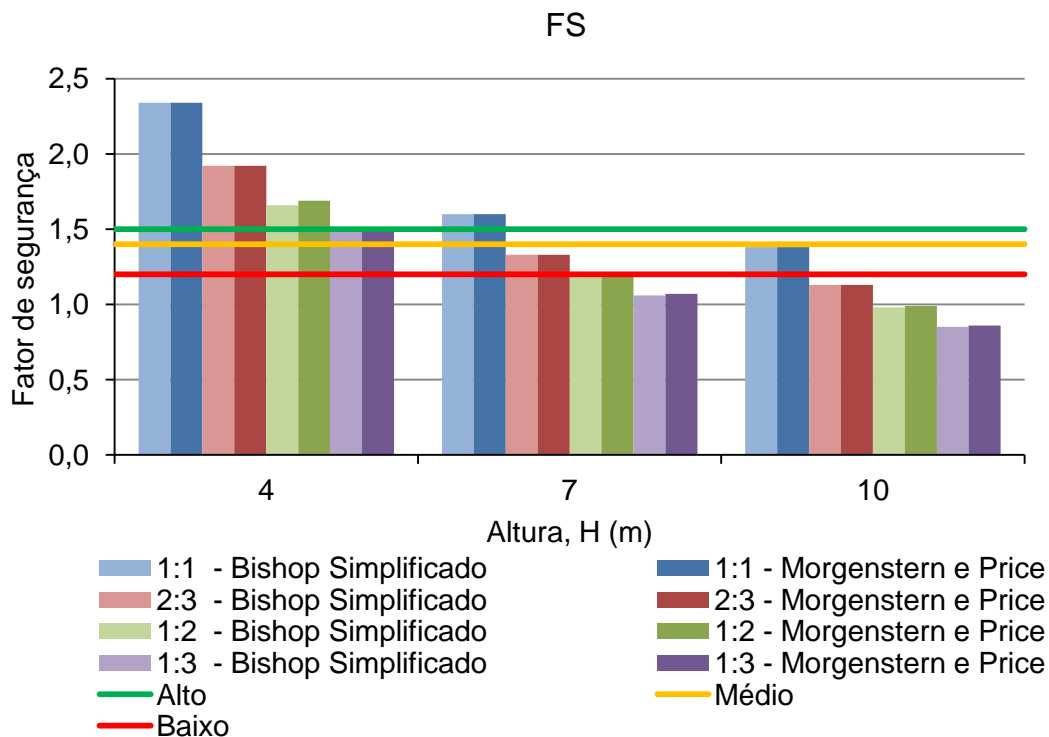
Baseado nos dados das Tabelas 5.22 e 5.23 foi possível classificar como de nível alto de segurança os taludes de corte com alturas de 7 m na inclinação de 1:1 e os talude de altura 4 m com inclinação 1:1,5 e 1:2. Já os taludes de aterro foram classificados como de nível alto todos os de altura 4 m e os de altura 10 e 7 m com inclinação 1:1. Resultados semelhantes foram encontrados por Rahardjo *et al.* (2002).

Os taludes classificados como de nível médio foram os de corte com altura de 4 m na inclinação 1:3 e os de aterro com alturas de 7 m na inclinação de 1:1,5 respectivamente. Por fim, todas as outras inclinações e alturas não citadas foram classificadas como de nível baixo, no intervalo $1,2 < FS < 1,4$.

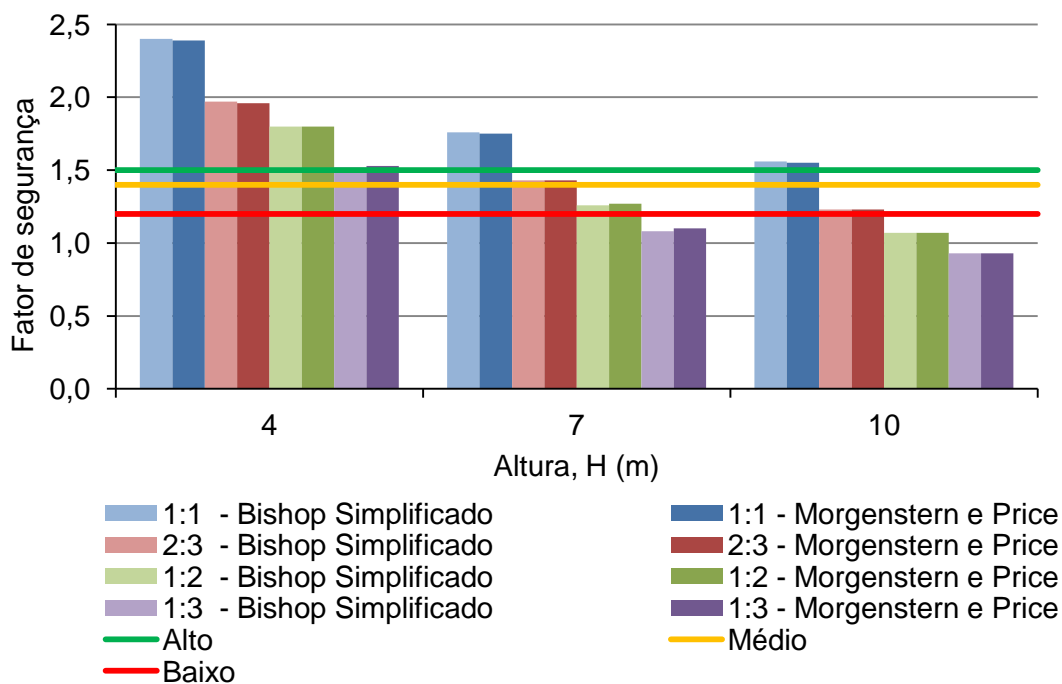
Para uma análise mais detalhada desse comportamento foram plotados os FS em função da variação das alturas (10, 7 e 4 m) para os taludes de corte (Figura 5.24a) e para os taludes de aterro (Figura 5.24b). Na Figura 5.24 as linhas verde, amarela e vermelha indicam as fronteiras entre o FS alto, médio e

baixo respectivamente, conforme intervalos da NBR 11682 (ANBT, 2009).

Figura 5.24 – FS versus altura (a) talude de corte e (b) talude de aterro e níveis do



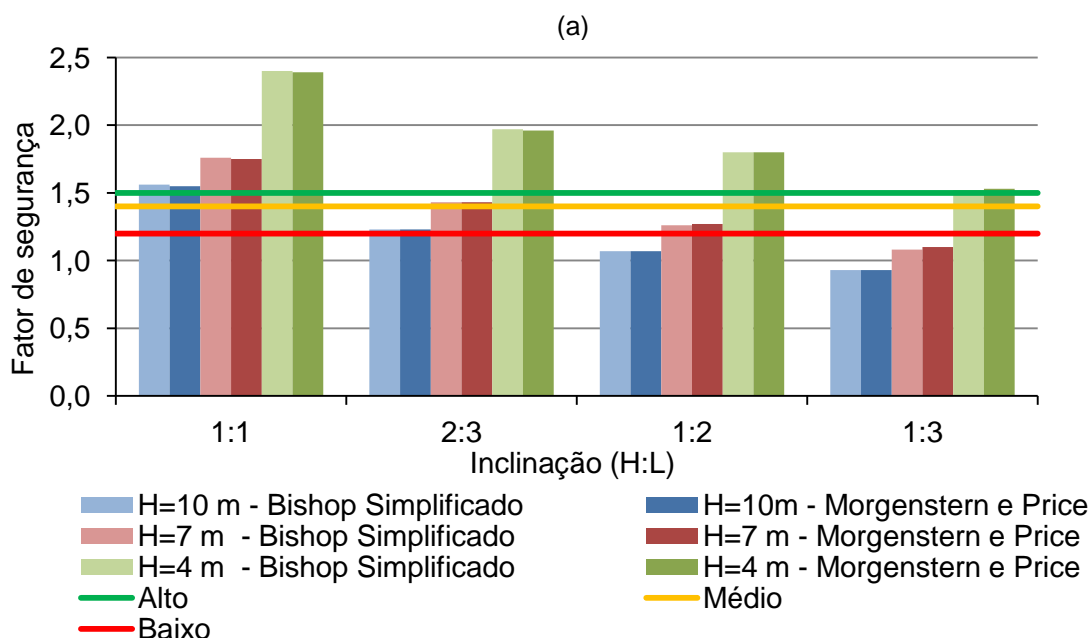
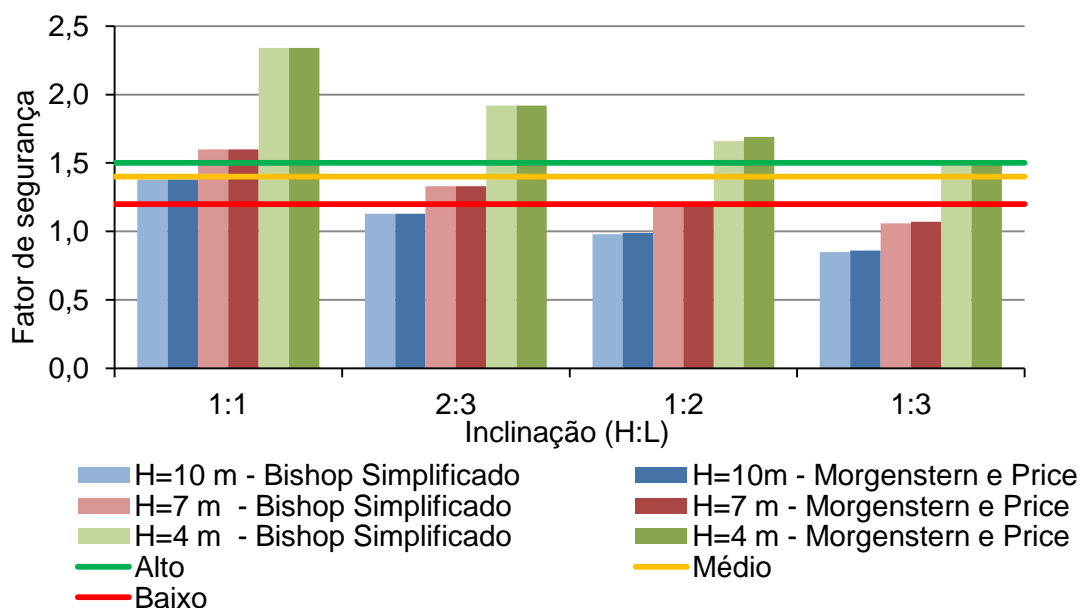
(a)



(b)

Os mesmos FS obtidos na Tabela 5.22 e 5.23 foram plotados em função da variação das inclinações (1:1; 1:1,5; 1:2 e 1:3), ilustrados nas Figuras 5.25a e b, para os talude de corte e aterro respectivamente.

Figura 5.25 – FS versus inclinação (a) talude de corte e (b) talude de aterro e níveis do FS



Da análise das Figuras 5.24a e b em função da altura, observa-se que os valores de FS para o talude de aterro (que sofreu compactação), são semelhantes aos do talude de corte. Conforme esperado, foi verificado que há o

aumento do FS conforme a diminuição da altura (H).

Percebe-se o mesmo comportamento da Figura 5.24, ou seja, valores semelhantes de FS para ambos os métodos de análise e para os taludes de aterro, em relação aos do talude de corte. Essa divergência entre os valores de FS de corte e aterro pode ser atribuída aos maiores parâmetros coesivos encontrados na condição compactada quando comparados à indeformada.

Além disso, de maneira mais discreta do que quando comparado à variação das alturas, percebe-se que o aumento da inclinação (de 1:1 para 1:3) diminui o FS. Ou seja, a variação das inclinações, para uma mesma altura, não impacta tão diretamente o FS quanto a variação da altura (de 10 m para 4 m), para uma mesma inclinação.

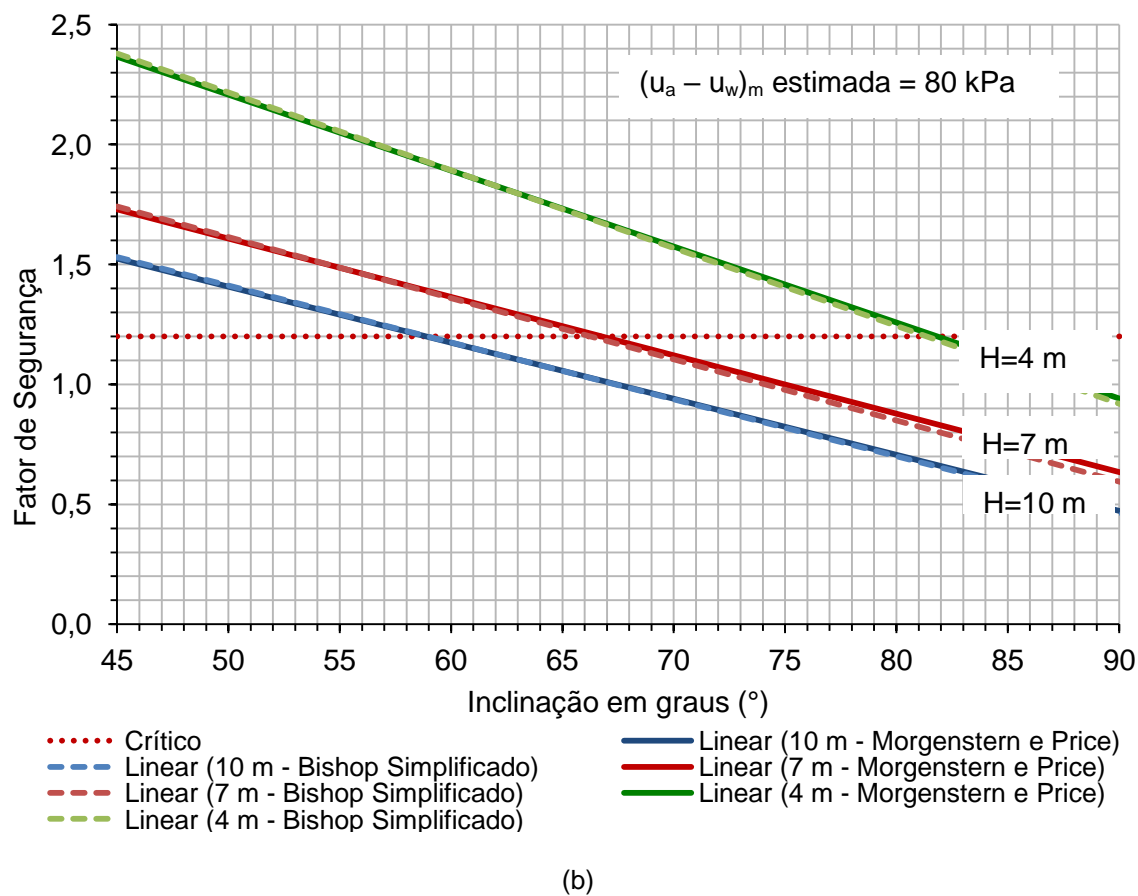
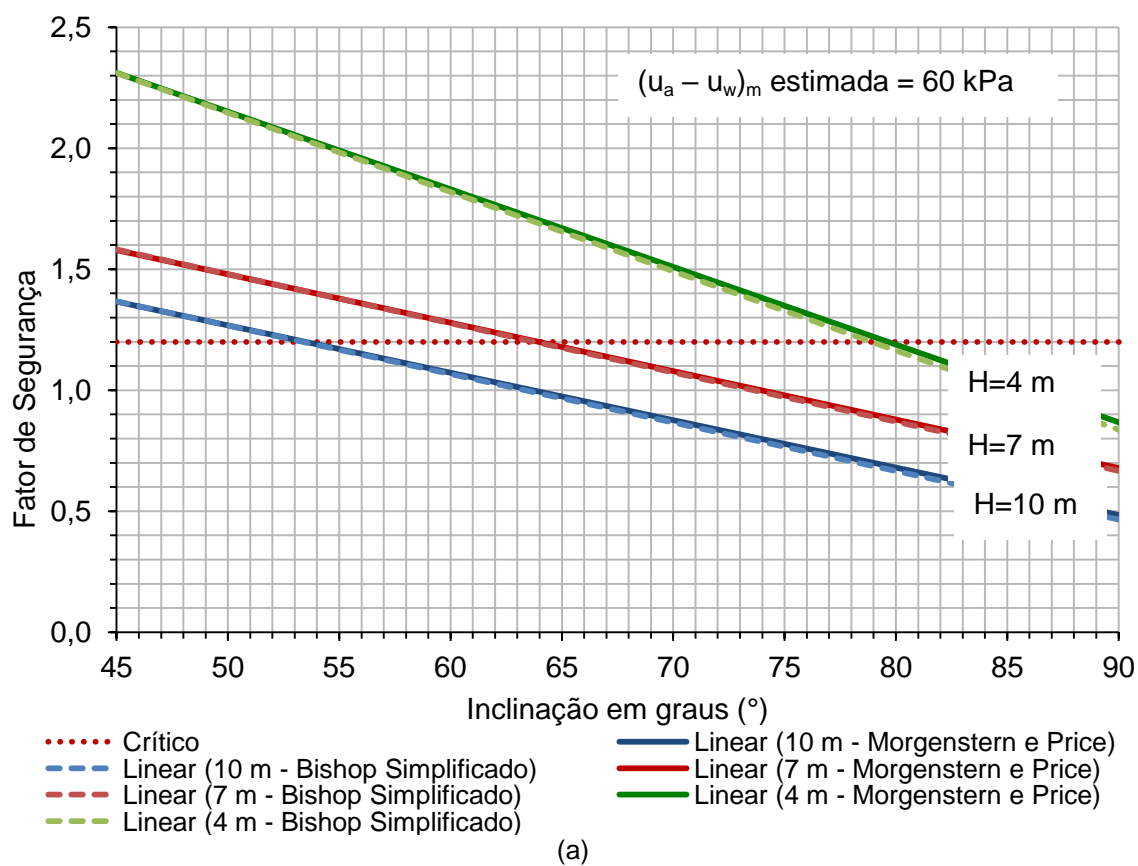
Genericamente, em relação à sensibilidade da mudança das inclinações, verifica-se que os taludes de corte com altura de 10, 7 e 4 m ao sofrer redução na inclinação de 1:1,5 para 1:1 tem o FS acrescido de aproximadamente 20 pontos percentuais. Nos taludes de altura 10 m a redução de 1:3 para 1:2 aumentou o FS em aproximadamente 15 pontos percentuais.

Já para os taludes de aterro a maior sensibilidade foi verificada para a altura 10 m por meio da diminuição da inclinação de 1:1,5 para 1:1, de 1:2 para 1:1,5 e de 1:3 para 1:2 com aumento de aproximadamente 26, 16 e 22 pontos percentuais no FS, respectivamente. Para as alturas de 7 e 4 m, a redução da inclinação de 1:1,5 para 1:1 aumentou o FS em aproximadamente 20 pontos percentuais. Ainda, para a altura de 4 m, a redução da inclinação de 1:3 para 1:2 cresceu em aproximadamente 18 pontos percentuais o valor do FS.

Com isso, entende-se que a diminuição das inclinações é mais impactante quando aplicada aos taludes de aterro. Isso porque a estrutura do solo compactado é menos porosa e têm maiores valores de c' em comparação com o indeformado, por isso, quando a inclinação diminui há o favorecimento da segurança.

Para definição das geometrias críticas foi considerado o FS mínimo “baixo” de 1,2 conforme NBR 11682 (ANBT, 2009). Para isso foram plotados os gráficos das Figuras 5.26a e b, corte e aterro respectivamente, que correspondem aos ábacos de determinação das geometrias críticas deste solo.

Figura 5.26 – FS versus inclinação (L:H) (a) talude de corte e (b) talude de aterro e limite crítico do FS



Em ambas as Figuras 5.26a e b, estão apresentados os resultados da análise por meio do método de Morgenstern e Price e Bishop Simplificado. Novamente, percebe-se que os valores concordam e não apresentam discrepância.

Da análise da Figura 5.26a, entende-se que a geometria crítica para o método de análise de Morgenstern e Price dos taludes de corte com alturas de 10, 7 e 4 m são respectivamente as inclinações de 53°, 64° e 80°. Já na Figura 5.26b para o talude de aterro, os valores das geometrias críticas para as alturas de 10, 7 e 4 m são respectivamente as inclinações de 59°, 67° e 82°.

No método de Bishop Simplificado as geometrias críticas para os taludes de corte com alturas de 10, 7 e 4 m são as inclinações de 53°, 64° e 79°, respectivamente. Ainda, nos taludes de aterro, as geometrias críticas para as alturas de 10, 7 e 4m são respectivamente as inclinações de 59°, 66° e 82°. Entende-se que as geometrias críticas não foram afetadas quando comparados os dois métodos de análise.

Caso seja imprescindível a utilização de geometrias críticas ou com inclinação superior a essa, será necessário a aplicação de processos de estabilização como a diminuição da infiltração d'água no talude de modo a evitar a formação ou impedir o avanço das frentes de saturação, o aumento da resistência do solo e a introdução de elementos de contenção que impeçam a ruptura.

5.4.2. Variação da sucção

A segunda parte da análise de estabilidade dos taludes hipotéticos consistiu em parametrizar os valores de c' e ϕ^b em função da sucção. Para isso foram fixados 8 valores de sucção que foram aplicados às equações obtidas em 5.3.2.1 (de Vilar (2007) e tendência de ϕ^b).

Foram feitas as análises para os métodos de Morgenstern e Price e de Bishop Simplificado, entretanto, os resultados entre métodos não apresentaram diferenças significativas, sendo estatisticamente iguais. Então, nas Tabelas 5.24 e 5.25 estão apresentados somente os resultados da análise por Morgenstern e Price para os respectivos valores de coesão e sucção estimada ensaiados, para o talude de corte e aterro respectivamente.

Tabela 5.24 – Análise de estabilidade com a variação da sucção – Talude de corte

Talude	ρ_{nat} (g/cm ³)	(u _a – u _w) estimada (kPa)	c' (kPa)	ϕ^b (°)	Fator de Segurança		
					H= 10 m	H=7 m	H=4 m
Corte	1,82	0,0	0,0	-	0,58	0,59	0,59
	1,74	5,0	1,6	14,8	0,80	0,85	0,99
	1,70	10,0	3,0	13,5	0,91	1,00	1,23
	1,67	15,0	4,4	12,4	1,01	1,12	1,41
	1,65	20,0	5,6	11,3	1,08	1,22	1,55
	1,64	25,0	6,8	10,3	1,14	1,31	1,70
	1,59	50,0	11,4	6,6	1,41	1,64	2,27
	1,56	100,0	17,2	2,7	1,69	2,05	2,91

Tabela 5.25 – Análise de estabilidade com a variação da sucção – Talude de aterro

Talude	ρ_{nat} (g/cm ³)	(u _a – u _w) estimada (kPa)	c' (kPa)	ϕ^b (°)	Fator de Segurança		
					H= 10 m	H=7 m	H=4 m
Aterro	2,18	0,0	0,0	-	0,55	0,55	0,57
	2,18	0,0	4,0	-	0,87	0,95	1,19
	2,17	5,0	5,0	10,4	1,16	1,28	1,58
	2,14	10,0	5,9	10,0	1,21	1,33	1,65
	2,13	15,0	6,8	9,6	1,27	1,40	1,72
	2,11	20,0	7,7	9,2	1,32	1,47	1,85
	2,11	25,0	8,5	8,8	1,35	1,52	1,92
	2,09	50,0	12,1	7,2	1,50	1,73	2,26
	2,07	100,0	17,7	4,9	1,75	2,03	2,80

A geometria utilizada para modelagem do talude hipotético desta etapa foi escolhida de acordo com as práticas rodoviárias utilizadas por DNIT (2010). Os taludes de corte e aterro foram desenhados com alturas de 10, 7 e 4 m, todos na inclinação 1:1.

A partir da análise das Tabelas 5.24 e 5.25 e segundo a classificação da NBR 11682 (ANBT, 2009), foram classificados como instáveis com FS < 1,0 os taludes que estão sob a sucção estimada 0,0 kPa, com exceção do talude de aterro com altura de 4 m e coesão de 4 kPa. Todos os outros valores de sucção obtiveram FS acima de 1,0. Ainda, quanto maiores as alturas dos talude, maiores as sucções necessária para se atingir níveis de FS altos, médios e baixos,

respectivamente.

De posse dos dados das Tabelas 5.24 e 5.25 foram traçados os gráficos das Figuras 5.27a, 5.28a e 5.29a que ilustram a variação do FS em função da coesão, enquanto que as Figuras 5.27b, 5.28b e 5.29b ilustram a variação do FS em função do valor de ϕ^b .

A definição dos limites críticos seguiu o mesmo padrão adotado no item anterior sobre a geometria, considerando como fronteira o FS mínimo “baixo” de 1,2 conforme NBR 11682 (ANBT, 2009).

Figura 5.27 – FS versus c' e limite crítico do FS – H = 10 m

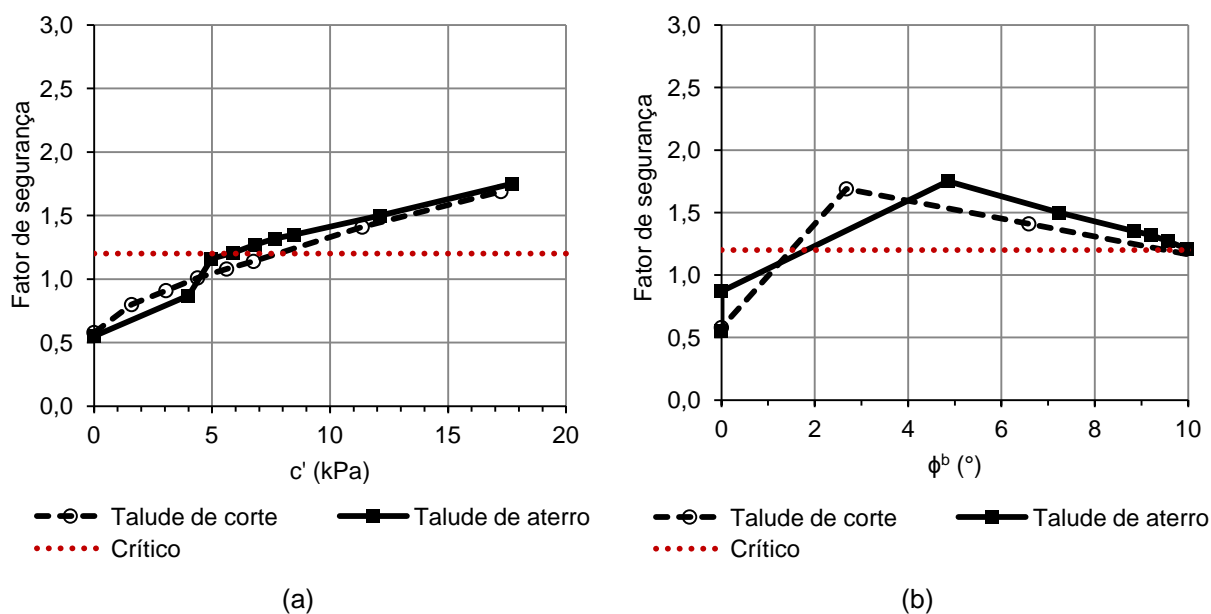


Figura 5.28 – FS versus c' e limite crítico do FS – H = 7 m

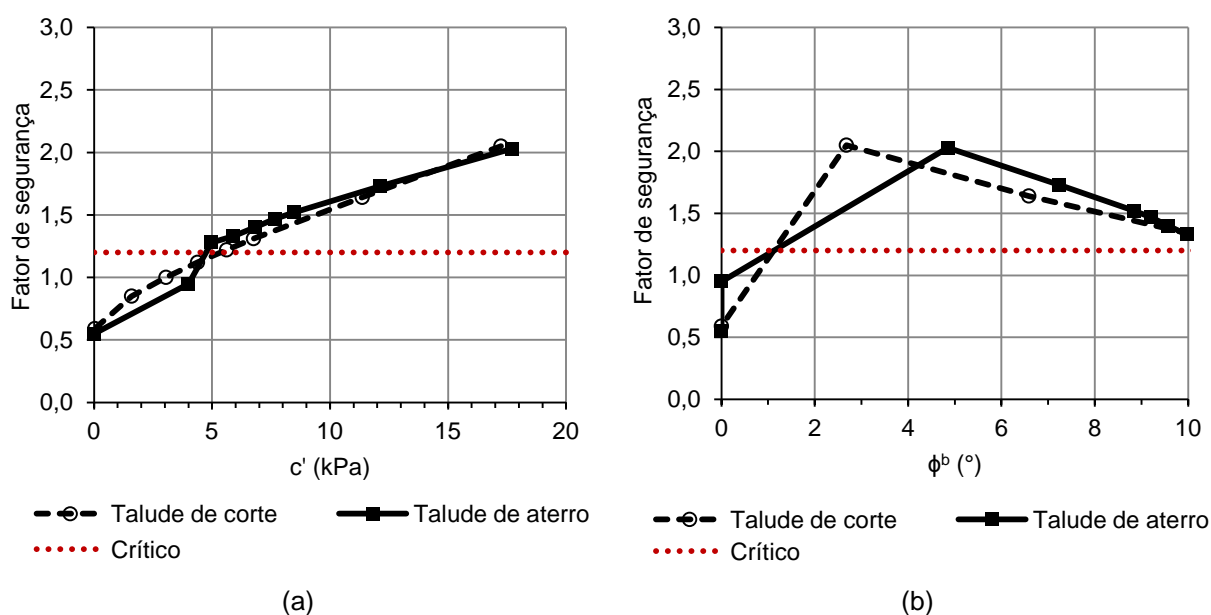
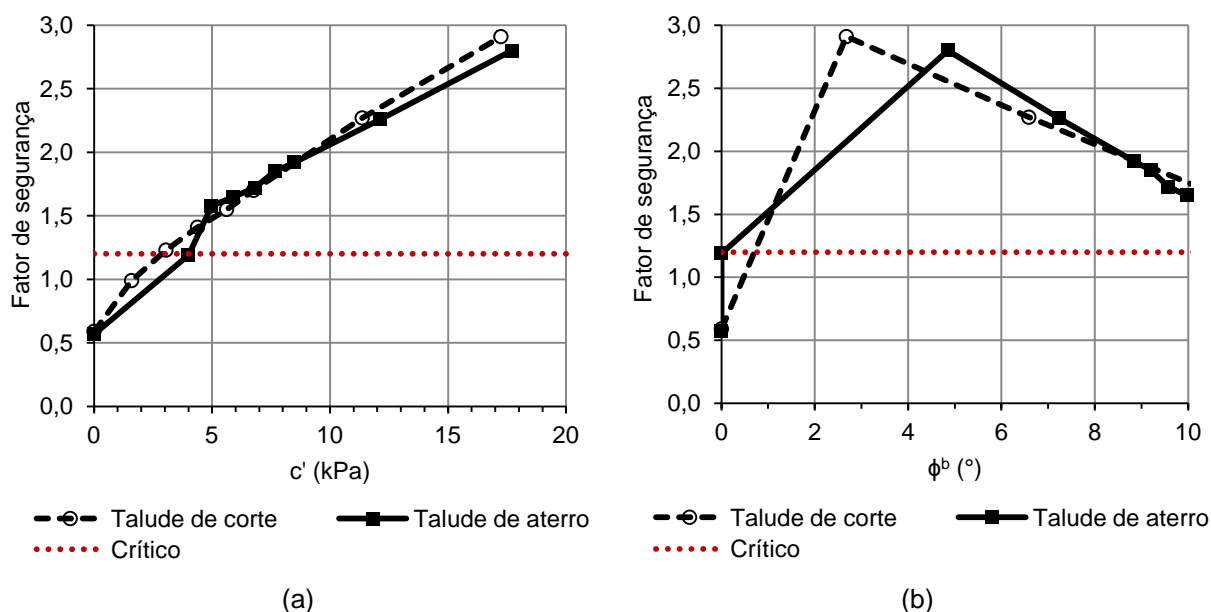


Figura 5.29 – FS versus c' e limite crítico do FS – $H = 4$ m

Em relação às Figuras 5.27, 5.28 e 5.29, percebe-se que os parâmetros críticos (c' e ϕ^b) dos taludes com alturas de 10, 7 e 4 m são aqueles menores que 7 kPa, 6 kPa e 3 kPa e 1,5°; 1° e 1,5° para os taludes de corte e menores que 5 kPa, 4,5 kPa e 4 kPa e 2°, 1° e 0° para os taludes de aterro. Verifica-se ainda que quanto maior os valores de coesão, maiores os FS.

Por outro lado, quanto maiores os valores de ϕ^b , menor a influência deste no FS. Esse fenômeno indica que a variação do valor de coesão tem maior ação nos coeficientes de segurança do que ϕ^b .

Sabendo que os valores de coesão são proporcionais à sucção, e que a condição nula de sucção (sucção igual a zero) indica a saturação do solo, afirma-se que a saturação diminui a coesão e conseqüentemente o FS. Além disso, verifica-se que a diminuição da altura dos taludes aumenta o FS na mesma proporção, tanto em relação a c' quanto ϕ^b .

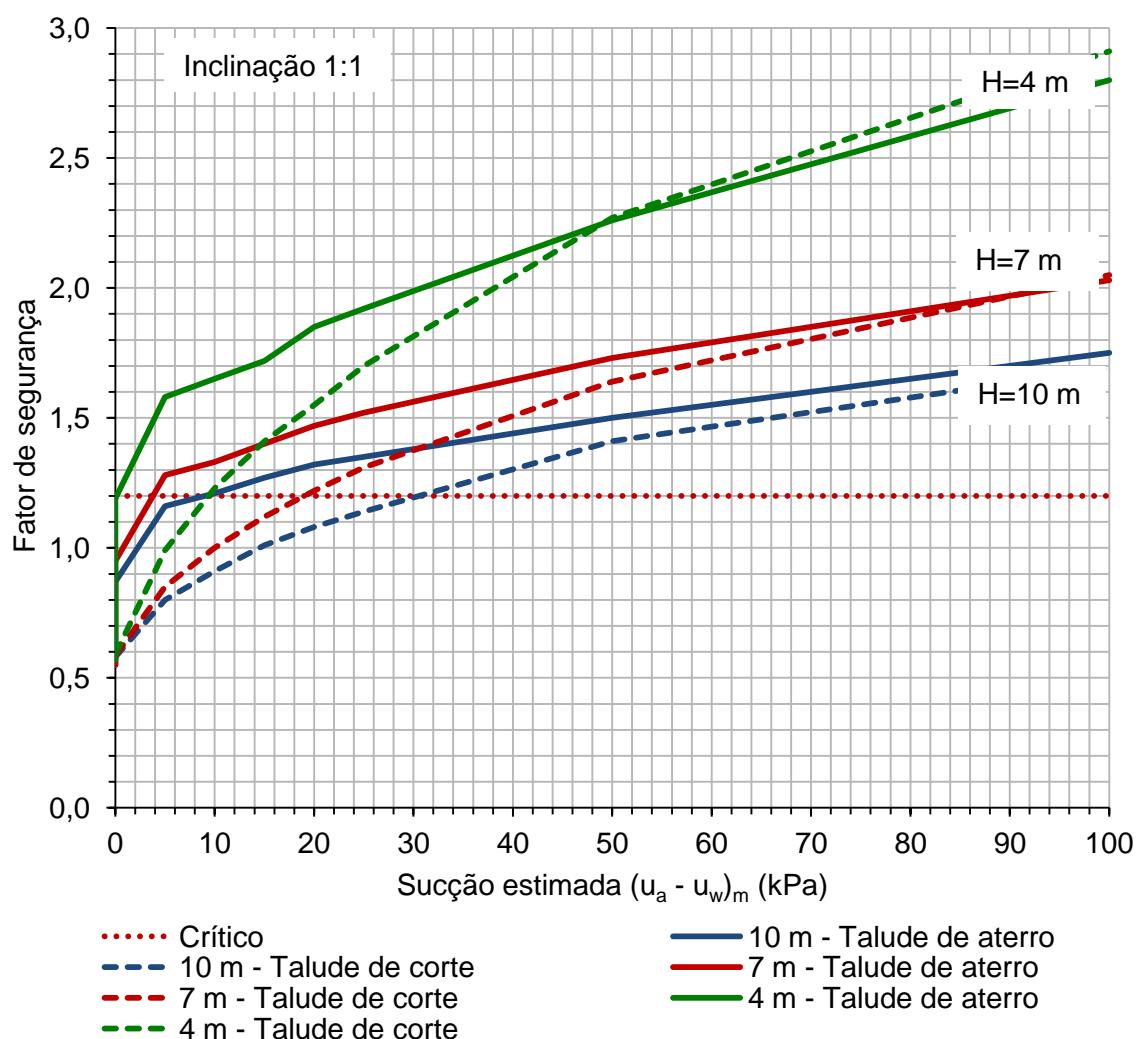
A perda do valor de FS para a condição saturada pode ser atribuída à quebra da coesão nos solos lateríticos se na presença de água. Entretanto, para Carvalho *et al.* (2014) mesmo com baixos valores de coesão efetiva e sucção, é possível garantir a estabilidade na presença de infiltrações apenas com a contribuição da coesão aparente.

Para analisar a influência da variação da sucção na estabilidade desses taludes foi plotada a Figura 5.30 embasada nos resultados apresentados nas

Tabelas 5.24 e 5.25. Contudo, a Figura 5.30 corresponde ao ábaco de determinação das sucções críticas deste solo.

Da análise da Figura 5.30 foram encontrados os pontos críticos de sucção referentes às alturas de 10, 7 e 4 m os seguintes valores de 30 kPa, 19 kPa e 9 kPa para os taludes de corte e de 9 kPa, 4 kPa e 0 kPa para o talude de aterro, respectivamente.

Figura 5.30 – FS versus sucção estimada e limite crítico do FS



Da Figura 5.30 verifica-se a sensibilidade do FS à mudança da sucção. Nos taludes de altura 4 m o valor do FS aumenta em aproximadamente 2 vezes assim que o valor de sucção ultrapassa a zona saturada (maior que o VEA_1) para ambas as condições de solo. Já para os taludes de alturas 10 e 7 m essa relação diminui, sendo que os taludes de corte e aterro aumentam em

aproximadamente 1,5 vezes assim que o valor de sucção se torna maior que o VEA_1 .

Além disso, para os taludes de aterro o valor do FS tende a aumentar exponencialmente até aproximadamente a sucção de 5 kPa, crescendo de maneira gradual conforme o ganho de sucção. Já os taludes de corte têm seu crescimento homogêneo verificado desde o início da curva.

Observa-se que os taludes de aterro, em todas as alturas, têm maiores valores de FS sob baixas sucções em comparação com os taludes de corte. Esse comportamento já era esperado, como afirmado em 5.3.2.1, pois há maior influência da sucção na coesão em solos com menor quantidade de poros. Ainda, neste estudo verificou-se que essa influência tende a se estabilizar com o aumento da sucção, visto que à 100 kPa os valores de FS são praticamente os mesmos para as duas condições de solo.

Fenômeno semelhante foi visto por Miguel e Bonder (2012), que afirmam que este comportamento pode ser atribuído à influência da estrutura do solo e também pode ser observado a partir do comportamento da curva característica, uma vez que a relação entre o tamanho dos poros e a sucção é muito forte.

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Este capítulo relata as conclusões mais importantes dos estudos experimentais e numéricos. Após as conclusões, são apresentadas recomendações para trabalhos futuros.

6.1 CONCLUSÕES

Um estudo experimental utilizando porosimetria por intrusão de mercúrio, determinação da curva característica solo-água e cisalhamento direto foi conduzido de forma eficaz. Com base nos resultados e análises, pode-se concluir que:

- O estudo preliminar da distribuição de poros no solo indeformado e compactado considerou a presença de duas famílias principais: poros intra-agregados (de diâmetro entre 0,006 e 0,1 μm) e interagregados (de diâmetro entre 10 e 400 μm). As curvas de distribuição de volume mostram o solo indeformado com 29% de intra-agregados e 71% de interagregados. Já o compactado obteve 54% e 46% de intra e interagregados respectivamente;
- Neste estudo, foram utilizados dois métodos de determinação da curva característica solo-água: papel-filtro e câmara de pressão de Richards. Os resultados das técnicas foram combinados e foram encontradas tendências bimodais por meio do modelo numérico de Gitirana e Fredlund (2004). Além disso obtiveram-se os valores de VEA na ordem de 1,5 kPa e 4 kPa para o solo indeformado e compactado respectivamente.
- Por meio da curva característica foi possível prever os valores de sucção ao qual foram ensaiados os corpos de prova no ensaio de cisalhamento direto, de 0 kPa a 100 kPa para o solo indeformado e de 0 kPa a 200 kPa para o solo compactado;
- Foram feitos ensaios de cisalhamento direto sob a condição inundada e não inundada a fim de determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento. O resultado do ensaio indicou que as envoltórias de resistência formam um padrão não linear. Foram encontrados para a condição indeformada e compactada, respectivamente, os valores de c' e ϕ' na sucção zero de 0 kPa e 4kPa e de 30° e 29°;

- Além disso, por meio do modelo de previsão de Vilar (2007) verificou-se que há um considerável aumento na coesão efetiva com a presença da sucção, porém, essa contribuição tende a se estabilizar com o aumento da sucção. A respeito do ângulo de atrito interno efetivo (ϕ') essa influência da sucção só é verificada na condição compactada, portanto, na indeformada os valores de ϕ' são mais homogêneos;
- O aumento na resistência ao cisalhamento devido à sucção (ϕ^b) foi menor que o ângulo de atrito efetivo ϕ' antes e depois do VEA. Os resultados também indicaram que em condições não saturadas a compactação contribui para o aumento da resistência ao cisalhamento;
- A correlação entre o valor da tensão cisalhante e a sucção estimada foi criada pela plotagem das envoltórias de ruptura não saturada. Estas correlações podem ser aplicáveis apenas para estes espécimes particulares nas faixas de sucção ensaiadas;
- Utilizando como base os métodos de Morgenstern e Price e Bishop Simplificado, foram analisadas as estabilidades dos taludes de solo indeformado (talude de corte) e de solo compactado (talude de aterro). Primeiramente, foram variadas as geometrias dos taludes. Verificou-se que ao variar as inclinações, para uma mesma altura, a alteração no FS não foi tão grande quanto ao variar as alturas, para uma mesma inclinação.
- De posse de todos os resultados plotou-se um gráfico que correlaciona as inclinações aos respectivos fatores de segurança, sendo possível obter dois ábacos para determinação das geometrias críticas, um para a condição de corte e outro para a de aterro.
- Por Morgenstern e Price as geometrias críticas encontradas por meio do ábaco para os taludes nas alturas 10, 7 e 4 m correspondem às inclinações de 53°, 64° e 56° para os taludes de corte e de 59°, 67° e 82° para os taludes de aterro. Já por Bishop Simplificado as geometrias críticas encontradas nos taludes de corte de alturas 10, 7 e 4 m correspondem às inclinações de 53°, 64° e 79° e nos taludes de aterro de alturas 10, 7 e 4 m às inclinações de 59°, 66° e 82°.
- A alteração dos valores coesão efetiva e ϕ^b em função da sucção afetou diretamente os valores de FS. Entretanto, a alteração no método de análise

de Morgenstern e Price para Bishop Simplificado não implicou na mudança nos valores de FS encontrados.

- A partir dos FS plotados em função da sucção estimada foi possível obter um terceiro ábaco, porém este sendo utilizado na determinação das sucções críticas. Como resultado verificou-se que a condição crítica ocorre para valores de sucção, às alturas de 10, 7 e 4 m, de 30 kPa, 19 kPa e 9 kPa para os taludes de corte e de 9 kPa, 4 kPa e 0 kPa para o talude de aterro, respectivamente.
- Além disso, verificou-se que ao comparar a influência da coesão efetiva e ϕ^b , a primeira influencia diretamente o valor de FS na condição saturada devido à microagregação que é característica dos solos lateríticos.

Deve-se notar que as conclusões listadas acima são baseadas exclusivamente em análises de superfície de deslizamento circular para o Método do Equilíbrio Limite. As tendências de estabilidade fornecidas neste estudo servem de indicativos e devem ser utilizadas como uma ferramenta para auxiliar na avaliação do comportamento de estabilidade dos taludes propostos, sujeitos a variação do teor de umidade, e por consequência da sucção de campo.

6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Com base na fundamentação teórica, trabalho experimental, análise e discussão, alguns trabalhos adicionais e estudos são recomendados para o futuro:

- Como visto, os ensaios de cisalhamento direto deste estudo foram feitos sem controle de sucção. Sabe-se que os ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada são muito mais simples na prática e seus custos são relativamente baixos. Portanto, seria possível considerar a realização de uma validação das conclusões acerca dos resultados obtidos neste estudo refazendo os processos no equipamento com sucção controlada;
- Foram feitas análises para um solo de uma determinada granulometria. No futuro, estudos poderiam ser realizados usando outras granulometrias para verificar a influência da organização estrutural dos intra e interagregados nos

resultados de resistência.

- Devido ao tempo limitado deste estudo, as análises de estabilidade foram conduzidas apenas pela variação da geometria e sucção. Entretanto, sugere-se investigar a estabilidade desses taludes para efeitos a curto e longo prazo, assim como perante o efeito das frentes de saturação com a utilização de outro *software* da GeoSlope® – Seep/W;
- Além disso, a fim de possibilitar a maior racionalização das atividades de planejamento, projeto, construção e operação de obras geotécnicas propõe-se a aplicação de métodos probabilísticos à análise de estabilidade de taludes. Com isso, serão obtidas as probabilidades de ruína, que, para muitos pesquisadores é o indicador de segurança mais adequado para o estabelecimento de critérios de projeto.

REFERÊNCIAS

ABMS/ABEF. **Fundações Teoria e Prática**, 2a edição, editora PINI, 1999, São Paulo, 750p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6508**: Grãos de solo que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica. Rio de Janeiro: Abnt, 1984a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: Solo - Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro: Abnt, 1984b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180**: Solo - Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro: Abnt, 1984c.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**: Solo - Análise granulométrica. Rio de Janeiro: Abnt, 1984d.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: Amostras de Solo: Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro: Abnt, 1986a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182**: Ensaio de Compactação. Rio de Janeiro: Abnt, 1986b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502**: Rochas e solos terminologia. Rio de Janeiro, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11682**: Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro, 2009.

ABRAMENTO, M.; SOUSA PINTO, C. Resistência ao cisalhamento de solo coluvionar não saturado das encostas da serra do mar. *Solos e Rochas*, v. 3, n. 16, p. 145-158, 1993.

ABRAMSON, L. W. et al. **Slope stability and stabilization methods**, Wiley [s.l.], pp.736, 2002.

AGUS, S. S. et al. Soil-water Characteristic Curves of Singapore Residual Soils. **Geotechnical And Geological Engineering**, [s.l.], v. 19, n. 3/4, p.285-309, 2001. Springer Nature.

AHMAD-ADLI, M. et al. Effects of the Size of Particles on Rainfall-Induced Slope Instability in Granular Soils. **Proceedings of the Geo-congress 2014 Technical Papers**, [s.l.], p.4027-4036, 24 fev. 2014. American Society of Civil Engineers.

ALMEIDA, E. L. et al. Filter Paper Method for the Determination of the Soil Water Retention Curve. **Revista Brasileira de Ciência do Solo**, [s.l.], v. 39, n. 5, p.1344-1352, out. 2015. FapUNIFESP.

ALONSO, E. E. et al. Special Problems Soils, **Proceeding of the European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**. Dublin, Ireland, 1987. v. 5, p. 5.1-5.60.

ALONSO, E. E. et al. A constitutive model for partially saturated soils. **Géotechnique**, [s.l.], v. 40, n. 3, p.405-430, set. 1990. Thomas Telford Ltd..

ALONSO, E. E. et al. A microstructurally based effective stress for unsaturated soils. **Géotechnique**, [s.l.], v. 60, n. 12, p.913-925, dez. 2010. Thomas Telford Ltd..

ARROYO, H. et al. Simulation of the shear strength for unsaturated soils. **Comptes Rendus Mécanique**, [s.l.], v. 341, n. 11-12, p.727-742, nov. 2013. Elsevier BV.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D3080** Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2011.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D5298** Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2016.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D4404**: Standard Test Method for Determination of Pore Volume and Pore Volume Distribution of Soil and Rock by Mercury Intrusion Porosimetry, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2018.

AUGUSTO FILHO, O.; FERNANDES, M. A. Landslide analysis of unsaturated soil slopes based on rainfall and matric suction data. **Bulletin Of Engineering Geology And The Environment**, [s.l.], p.27-39, 2 out. 2018. Springer Nature America, Inc.

BAKER, R.; FRYDMAN, S. Unsaturated soil mechanics: Critical review of physical foundations. **Engineering Geology**, [s.l.], v. 106, n. 1-2, p.26-39, maio 2009. Elsevier BV.

BENEVELI, R. M.; CAMPOS, T. M. P. Efeitos da secagem seguida da saturação na resistência de um solo compactado em laboratório. **5º Simpósio Brasileiro: Não Saturados**, São Carlos, v. 1, n. 1, p.9-13, ago. 2004.

BISHOP, A. W. et al. Factors controlling the strength of partly saturated cohesive soils. **Proceedings of the Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils**; University of Colorado. New York: A.S.C.E; 1960. 503-532.

BISHOP, A. W. The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. **Geotechnique Journal**, v.5, p. 7-17, 1955.

BISHOP, A. W. The principle of effective stress. **Norwegian Geotechnical Institute**, Oslo 4 1-4, 1960.

BISHOP, A. W.; BLIGHT, G. E. Some Aspects of Effective Stress in Saturated and Partly Saturated Soils. **Géotechnique**, [s.l.], v. 13, n. 3, p.177-197, set. 1963. Thomas Telford Ltd..

BISHOP, A. W.; DONALD, I. B. The experimental study of partly saturated soil in the triaxial apparatus, **Proceedings of the 5th international conference on soil mechanics and foundation engineering**, Paris, p.13–21, 1961.

BLATZ, J. A. et al. Effects of near-surface environmental conditions on instability of an unsaturated soil slope. **Canadian Geotechnical Journal**, [s.l.], v. 41, n. 6, p.1111-1126, dez. 2004. Canadian Science Publishing.

BREWER, R. Fabric and mineral analysis of soils, n. 2. Wiley, New York, p 482, 1976

BULUT, R. et al. Soil Suction Measurements by Filter Paper. **Expansive Clay Soils And Vegetative Influence On Shallow Foundations**, [s.l.], p.243-261, 8 out. 2001. American Society of Civil Engineers.

BURLAND, J. B. Correspondence. **Géotechnique**, [s.l.], v. 15, n. 2, p.211-214, jun. 1965. Thomas Telford Ltd..

CALLE, J.; VILAR, O. M. Análise de ruptura de talude em solo não saturado. **4º Simpósio Brasileiro: Não Saturados**, Porto Alegre, v. 1, n. 1, p.451-470, mar. 2001. Universidade de Sao Paulo Sistema Integrado de Bibliotecas - SIBiUSP.

CAMERON, K.C.; BUCHAN, G.D. Porosity and pore size distribution. **Encyclopedia of Soil Science**. CRC Press, Boca Raton, FL, pp. 1350–1353, 2006

CANCIAN, M. A. et al. Influência do teor de umidade, da porosidade e do intervalo de tempo até a aplicação da mistura solo-cimento em pavimento rodoviário. **Transportes**, [s.l.], v. 25, n. 1, p.41-50, 1 mar. 2017. Lepidus Tecnologia.

CANCIAN, M. A. **Influência do teor de umidade, porosidade e do tempo de aplicação na mistura solocimento para pavimentos rodoviários de um solo da bacia do Paraná**. 2013. 201 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Pós-graduação em Engenharia de Edificações e Saneamento, Universidade Estadual de Londrina, Londrina, 2013.

CANCIAN, V. A. **A influência dos componentes, da porosidade e do tempo para a compactação da mistura solocimento no desempenho mecânico para base de pavimento**. 2017. 179 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Pós-graduação em Engenharia de Edificações e Saneamento, Universidade Estadual de Londrina, Londrina, 2017.

CARUSO, M.; TARANTINO, A. A shearbox for testing unsaturated soils at medium to high degrees of saturation. **Géotechnique**, [s.l.], v. 54, n. 4, p.281-284, maio 2004. Thomas Telford Ltd.

CARVALHO, J. C. et al. **Solos não saturados no contexto geotécnico**. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2015. 759 p.

CHANDLER, R. J. et al. A low-cost method of assessing clay desiccation for low-rise buildings. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers**. v-92, n. 2, p. 82-89, 1992.

CHANDLER, R. J.; GUTIERREZ, C. I. The filter-paper method of suction measurement. **Géotechnique**, [s.l.], v. 36, n. 2, p.265-268, jun. 1986. Thomas Telford Ltd.

CHILDS, E. C.; COLLIS-GEORGE, N. The Permeability of Porous Materials. **Proceedings of The Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences**, [s.l.], v. 201, n. 1066, p.392-405, 26 abr. 1950. The Royal Society.

DRAKE, L. C. Pore-Size Distribution in Porous Materials. **Industrial & Engineering Chemistry**, [s.l.], v. 41, n. 4, p.780-785, abr. 1949. American Chemical Society (ACS).

DRAKE, L. C.; RITTER, H.I. Macropore-Size Distributions in Some Typical Porous Substances. **Industrial & Engineering Chemistry Analytical Edition**, [s.l.], v. 17, n. 12, p.787-791, dez. 1945. American Chemical Society (ACS).

DYE, H. B. et al. Influence of Unsaturated Soil Properties Uncertainty on Moisture Flow Modeling. **Geotechnical And Geological Engineering**, [s.l.], v. 29, n. 2, p.161-169, 29 nov. 2009. Springer Nature.

ESCARIO, V.; SÁEZ, J. The shear strength of partly saturated soils. **Géotechnique**, [s.l.], v. 36, n. 3, p.453-456, set. 1986. Thomas Telford Ltd..

FAGUNDES, L. S.; RODRIGUES, R. A. Shear strength of a natural and compacted tropical soil. **The Electronic Journal of Geotechnical Engineering**, v. 20, n. 1, p. 47-58, 2015.

FAWCETT, R. G.; COLLIS-GEORGE, N. A filter-paper method for determining the moisture characteristics of soil. **Australian Journal Of Experimental Agriculture**, [s.l.], v. 7, n. 25, p.162-167, 1967. CSIRO Publishing.

FERNANDES, M. A. **Estudo dos mecanismos de instabilização em um talude de solo arenoso não saturado localizado na região centro-oeste paulista**. 2016. 284 f. Tese (Doutorado) - Curso de Pós-graduação em Geotecnia, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2016.

FERNANDES, M. A.; AUGUSTO FILHO, O. Instrumentation and Monitoring of a Slope of Unsaturated Sandy Soil in the Mid-Western Paulista. **Pan Americano 2015**, [s.l.], n. , p.1991-1998, 2015. IOS Press.

FEUERHARMEL, C. et al. Determinação das Curvas Características de Solos Coluvionares em Diferentes Condições de Moldagem, **VI Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados**, Salvador, BA, p. 343-348. 2007.

FREDLUND, D. G. et al. The shear strength of unsaturated soils. **Canadian Geotechnical Journal**, [s.l.], v. 15, n. 3, p.313-321, ago. 1978. Canadian Science Publishing.

FREDLUND, D.G. et al. Non-linearity of strength envelope for unsaturated soils. **Proceedings of 6th International Conference on Expansive Soils**, New Delhi, India, pp. 49–54, 1987.

FREDLUND, D. G. et al. Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, [s.l.], v. 31, n. 4, p.533-546, ago. 1994. Canadian Science Publishing.

FREDLUND, D. G. et al. The relationship of the unsaturated soil shear to the soil-water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, [s.l.], v. 33, n. 3, p.440-448, 2 jul. 1996. Canadian Science Publishing.

FREDLUND, D. G. Second Canadian Geotechnical Colloquium: Appropriate Concepts and Tecnology for Unsaturated Soils. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 16, n.1, p.121-139, 1979.

FREDLUND, D. G. Analytical methods for slope stability analysis. **Proceedings of the International Symposium on Landslides**, Toronto: Canadian Geotechnical Society, 1984. p.229-250

FREDLUND, D. G. From theory to the practice of unsaturated soil mechanics. **3º Simpósio Brasileiro: Não Saturados**, Rio de Janeiro, Vol. 2. pp. 311-332. 1997

FREDLUND, D. G. Use of the soil-water characteristic curve in the implementation of unsaturated soil mechanics. **Proceedings of the Third International Conference on Unsaturated Soils**, UNSAT 2002, Recife, Brasi. Vol. 3, pp. 887-902.

FREDLUND, D. G.; HOUSTON, S. L. Protocol for the assessment of unsaturated soil properties in geotechnical engineering practice. **Canadian Geotechnical Journal**, [s.l.], v. 46, n. 6, p.694-707, jun. 2009. Canadian Science Publishing.

FREDLUND, D. G; MORGENSTERN. Stress state variables for unsaturated soils. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, ASCE, 103(GT5), 447-466. 1977

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. **Soil Mechanics for Unsaturated Soils**. Wiley, [s.l.], pp. 517, 17 ago. 1993.

FREDLUND, D. G.; XING, A. Equations for the soil-water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, [s.l.], v. 31, n. 4, p.521-532, ago. 1994. Canadian Science Publishing.

GALLAGE, C. P. K.; UCHIMURA, T. Effects of Wetting and Drying on the Unsaturated Shear Strength of a Silty Sand Under Low Suction. **Unsaturated Soils 2006**, [s.l.], p.1247-1258, 17 mar. 2006. American Society of Civil Engineers.

GAN, J. K. et al. Determination of the shear strength parameters of an unsaturated soil using the direct shear test. **Canadian Geotechnical Journal**, [s.l.], v. 25, n. 3, p.500–510. 1988.

GEISER, F. et al. Elasto-Plasticity of unsaturated soils: Laboratory test results on a remoulded silt. **Soils And Foundations**, [s.l.], v. 46, n. 5, p.545-556, 2006. Elsevier BV.

GERSCOVICH, D. M. S. **Estabilidade de taludes**. São Paulo: Oficina de Textos, 2013. 166 p.

GIBSON, R. E.; HENKEL, D. J. Influence of Duration of tests at Constant Rate of Strain on Measured "Drained" Strength. **Géotechnique**, [s.l.], v. 4, n. 1, p.6-15, mar. 1954. Thomas Telford Ltd.

GITIRANA, G. F. N.; FREDLUND, D. G. Soil-Water Characteristic Curve Equation with Independent Properties. **Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering**, [s.l.], v. 130, n. 2, p.209-212, fev. 2004. American Society of Civil Engineers (ASCE).

GOMES, A. T. et al. Soil Water Characteristic Curve for a Granite Residual Soil: Experimental and Numerical Results. **Defect And Diffusion Forum**, [s.l.], v. 312-315, p.1172-1177, abr. 2011. Trans Tech Publications.

GONÇALVES, F. et al. (2018). Caracterização Físico-Química e Mineralógica de Três Solos do Estado do Paraná. **Anais do XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica**, 2018, Salvador. Geotecnia e Desenvolvimento Urbano - COBRAMSEG 2018.

GUIDICINI, G.; NIEBLE, C.M. **Estabilidade de taludes naturais e de escavação**. São Paulo: Edusp; Edgard Blucher, 1976.

GUTIERREZ, N. H. M. et al. Influence of the microstructure in the collapse of a residual clayey tropical soil. **Bulletin Of Engineering Geology And The Environment**, [s.l.], v. 68, n. 1, p.107-116, 23 out. 2008. Springer Nature.

GUTIERREZ, N. H. M. **Influência de aspectos estruturais no colapso de solos do norte do Paraná**. 2005. 311 f. Tese (Doutorado) - Curso de Pós-graduação em Geotecnia, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

HAMBLIN, A. P. Filter-paper method for routine measurement of field water potential. **Journal Of Hydrology**, [s.l.], v. 53, n. 3-4, p.355-360, out. 1981. Elsevier BV.

HILLEL, D. **Applications of soil physics**. New York: Academic Press, 1980.

HO, D. Y. F.; FREDLUND, D. G. A Multistage Triaxial Test for Unsaturated Soils. **Geotechnical Testing Journal**, [s.l.], v. 5, n. 1, p.18-26, 1982. ASTM International.

INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR ENGINEERING GEOLOGY. Classification of rocks and soils for engineering geological mapping. **Bulletin of Engineering Geology and the Environment**, v. 19. n. 1, 1979.

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA. **Informações sobre o tempo e clima de todas as regiões do Brasil**. Disponível em: <<http://www.inmet.gov.br/>>. Acesso em: 02 set. 2018.

JENNINGS, J. E. B.; BURLAND, J. B. Limitations to the Use of Effective Stresses in Partly Saturated Soils. **Géotechnique**, [s.l.], v. 12, n. 2, p.125-144, jun. 1962. Thomas Telford Ltd..

KIEHL, E.J. Manual de edafologia. **Relações solo-planta**. São Paulo, Ceres, 1979. 262p

KIM, W.; BORDEN, R. H. Influence of soil type and stress state on predicting shear strength of unsaturated soils using the soil-water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, [s.l.], v. 48, n. 12, p.1886-1900, dez. 2011. Canadian Science Publishing.

LI, W. C. et al. Combined roles of saturated permeability and rainfall characteristics on surficial failure of homogeneous soil slope. **Engineering Geology**, [s.l.], v. 153, p.105-113, fev. 2013. Elsevier BV.

LI, X.; ZHANG, L. M. Characterization of dual-structure pore-size distribution of soil. **Canadian Geotechnical Journal**, [s.l.], v. 46, n. 2, p.129-141, fev. 2009. Canadian Science Publishing.

LIANG, Y. et al. Study on the Reliability of Loess Cutting Slope Considering the Variability of Soil-Water Characteristic Parameters. **Advanced Materials Research**, [s.l.], v. 446-449, p.1967-1972, jan. 2012. Trans Tech Publications.

LIKOS, W. J. et al. Modified direct shear apparatus for unsaturated sands at low suction and stress. **ASTM Geotechnical Testing**, v. 33, n. 4, p.286–298, 2010.

LONDRINA. WIKIPÉDIA, a enciclopédia livre. Flórida: Wikimedia Foundation, 2018. Disponível em: <<https://pt.wikipedia.org/w/index.php?title=Londrina&oldid=53046341>>. Acesso em: 2 set. 2018.

LU, N.; LIKOS, W. J. **Unsaturated soil mechanics**. Wiley, Universidade de Michigan, pp. 584, 2004.

MARINHO, F. A. M. et al. Shear strength behavior of compacted unsaturated residual soil. **International Journal Of Geotechnical Engineering**, [s.l.], v. 7, n. 1, p.1-9, jan. 2013. Informa UK Limited.

MARINHO, F. A. M. Medição de sucção em solos. III **Simpósio Brasileiro de Solos não Saturados**, 373-397, 1997

MARINHO, F. A. M. et al. Measurement of Matric Suction Using Tensiometric and Axis Translation Techniques. **Geotechnical And Geological Engineering**, [s.l.], v. 26, n. 6, p.615-631, 6 maio 2008. Springer Nature.

MARSHALL, T. J. **Relations between Water and Soil**. Commonwealth Agricultural Bureaux. Technical Communication Nr. 50, Wiley [s.l.], v. 86, n. 2, pp.91, 1979.

MAYS, T. J. A new classification of pore sizes. **Studies In Surface Science And Catalysis**, [s.l.], p.57-62, 2007. Elsevier.

MIGUEL, M. G.; BONDER, B. H. Soil–Water Characteristic Curves Obtained for a Colluvial and Lateritic Soil Profile Considering the Macro and Micro Porosity. **Geotechnical And Geological Engineering**, [s.l.], v. 30, n. 6, p.1405-1420, 1 ago. 2012. Springer Nature.

MINEROPAR. **Atlas Comentado da Geologia e dos Recursos Minerais do Estado do Paraná**. Curitiba: Governo do Paraná, 2001. 116 p.

MINEROPAR. **Minerais do Paraná S/A**. Carta geológica. Folha Umuarama, SF 22-Y-C.2006

MONCADA, M. P. H. **Avaliação de Propriedades Hidráulicas de Solos Tropicais Não Saturados**. 2008. 324 f. Tese (Doutorado) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.

MORGENSTERN, N. R.; PRICE, V. E. The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces. **Géotechnique**, [s.l.], v. 15, n. 1, p.79-93, mar. 1965. Thomas Telford Ltd..

MURRAY, E. J.; SIVAKUMAR. **Unsaturated Soils: a fundamental interpretation of soil behaviour**. Wiley, pp. 304, 2010.

NAM, S. et al. Determination of the shear strength of unsaturated soils using the multistage direct shear test. **Engineering Geology**, [s.l.], v. 122, n. 3-4, p.272-280, out. 2011. Elsevier BV.

NIMMO, J. R. **Porosity and Pore Size Distribution**. Encyclopedia of Soils in the Environment, v. 3, n. 4, p. 295-303. Londres, Elsevier, 2004

NUTH, M.; LALOUI, L. Effective stress concept in unsaturated soils: Clarification and validation of a unified framework. **International Journal For Numerical And Analytical Methods In Geomechanics**, [s.l.], v. 32, n. 7, p.771-801, 2008. Wiley.

ÖBERG, A.; SÄLLFORS, G., Determination of Shear Strength Parameters of Unsaturated Silts and Sands Based on the Water Retention Curve. **Geotechnical Testing Journal**, [s.l.], v. 20, n. 1, p.40-48, 1997. ASTM International.

OH, S.; LU, N. Slope stability analysis under unsaturated conditions: Case studies of rainfall-induced failure of cut slopes. **Engineering Geology**, [s.l.], v. 184, p.96-103, jan. 2015. Elsevier BV.

PURCELL, W. R. Capillary Pressures - Their Measurement Using Mercury and the Calculation of Permeability Therefrom. **Journal Of Petroleum Technology**, [s.l.], v. 1, n. 02, p.39-48, 1 fev. 1949. Society of Petroleum Engineers (SPE).

RAHARDJO, H. et al. Studies of rainfall-induced slope failures. Proceedings of the National Seminar Slope. Bandung, Indonesia. 15-29, 2002.

RAHARDJO, H et al. Characteristics of residual soils in Singapore as formed by weathering. **Engineering Geology**, [s.l.], v. 73, n. 1-2, p.157-169, maio 2004a. Elsevier BV.

RAHARDJO, H. et al. Shear strength of a compacted residual soil from consolidated drained and constant water content triaxial tests. **Canadian Geotechnical Journal**, [s.l.], v. 41, n. 3, p.421-436, jun. 2004b. Canadian Science Publishing. .

RAHARDJO, H. et al. Variability of residual soil properties. **Engineering Geology**, [s.l.], v. 141-142, p.124-140, jul. 2012. Elsevier BV.

RAJ, M.; SENGUPTA, A. Rain-triggered slope failure of the railway embankment at Malda, India. **Acta Geotechnica**, [s.l.], v. 9, n. 5, p.789-798, 6 ago. 2014. Springer Nature.

REICHARDT, K. **Processos de transferência no sistema solo-planta-atmosfera**. 4.ed. Campinas: Fundação Cargill, 1985.

RICHARDS, L. A. The usefulness of capillary potential to soil-moisture and plant investigators. **Journal of the Agricultural Research**, Washington, v. 37, n. 12, p.719-742, Dez, 1928.

RICHARDS, L.A. Physical conditions of water in soil. **Methods of soil analysis**. Madison, American Society for Testing and Materials, 1965. 770p. (Agronomy, 9)

RIDLEY, A. M.; WRAY, W. K. Suction measurement: a review of current theory and practices, **Proceedings of the International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT'95**, 1. Paris, France, 1995. v.3, p. 1293-1322.

RÖHM, S. A.; VILAR, O. M. A influência da estrutura de um solo arenoso laterizado não saturado na sua resistência ao cisalhamento. **2º Simpósio Brasileiro: Não Saturados**, Recife, v. 1, n. 1, p.211-216, 1994.

RÖHM, S. A.; VILAR, O. M. Shear strength of an unsaturated sandy soil. **Proceedings of the 1st International Conference on Unsaturated Soils**; Paris, 1995. pp. 189-193.

SKEMPTON, A.W. Long-term stability of clay slopes. **Géotechnique**, 14 (2), pp. 77-102, 1964. 4th Rankine Lecture.

SONG, Y. et al. A method for evaluating the stability of an unsaturated slope in natural terrain during rainfall. **Engineering Geology**, [s.l.], v. 210, p.84-92, ago. 2016. Elsevier BV.

SPENCER, E. A Method of analysis of the Stability of Embankments Assuming Parallel Inter-Slice Forces. **Géotechnique**, [s.l.], v. 17, n. 1, p.11-26, mar. 1967. Thomas Telford Ltd..

SOCIETY SOIL SCIENCE OF AMERICA. **Glossary of Soil Science Terms**. Disponível em: <<https://www.soils.org/publications/soils-glossary>>. Acesso: 18 junho. 2018.

TAMIA, A. et al. Influence du travail du sol sur l'évolution physique d'un sol forestier ferrallitique après défrichement motorisé. **Étude Gestion des Sols**, 6:27-39, 1999.

TANG, Y.; LI, J. Test method and application for microstructures of undisturbed silty sand and sandy silt. **Environmental Earth Sciences**, [s.l.], v. 77, n. 18, p.1-8, set. 2018. Springer Nature America, Inc.

TARANTINO, A.; TOMBOLATO, S. Coupling of hydraulic and mechanical behaviour in unsaturated compacted clay. **Géotechnique**, [s.l.], v. 55, n. 4, p.307-317, maio 2005. Thomas Telford Ltd..

TEIXEIRA, R. S.; VILAR, O. M. Resistência ao Cisalhamento de um Solo Compactado Não Saturado. **III Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados**. Rio de Janeiro. v. 1, p. 161-169, 1997 Rio de Janeiro: Freitas Bastos Editora

TERZAGHI, K. V. The shearing resistance of saturated soils and the angle between the planes of shear. **Vol. 1, Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, p. 54–56, 1936.

TINJUM, J. M. et al. Soil-Water Characteristic Curves for Compacted Clays. **Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering**, [s.l.], v. 123, n. 11, p.1060-1069, nov. 1997. American Society of Civil Engineers (ASCE).

TOLL, D. G. et al. A framework for unsaturated soil behaviour. **Géotechnique**, [s.l.], v. 40, n. 1, p.31-44, mar. 1990. Thomas Telford Ltd..

TOLL, D. G. The Influence of Fabric on the Shear Behaviour of Unsaturated Compacted Soils. **Advances In Unsaturated Geotechnics**, [s.l.], p.222-234, 24 jul. 2000. American Society of Civil Engineers.

TOLL, D. G. ONG, B. H. Critical-state parameters for an unsaturated residual sandy clay. **Géotechnique**, [s.l.], v. 53, n. 1, p.93-103, fev. 2003. Thomas Telford Ltd.

TRIPATHY, S. et al. Soil-water characteristic curves from various laboratory techniques. **Unsaturated Soils: Research & Applications**, [s.l.], p.1701-1707, 5 jun. 2014. CRC Press.

TUNEIRAS DO OESTE. WIKIPÉDIA, a enciclopédia livre. Flórida: Wikimedia Foundation, 2018. Disponível em: <https://pt.wikipedia.org/w/index.php?title=Tuneiras_do_Oeste&oldid=52658429>. Acesso em: 2 set. 2018.

UNITED STATES GEOLOGICAL SURVEY. **Landslides types and processes**. Virginia: U.S. Department of the Interior, 2014.

VAN GENUCHTEN, M. T. A closed-form equation for predictiong the hydraulic conductivity of unsaturated soils. **Soil Science Society of America Journal**. v.44, n.55, p.892-898, 1980.

VANAPALLI, S. K. et al. Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. **Canadian Geotechnical Journal**, [s.l.], v. 33, n. 3, p.379-392, 2 jul. 1996. Canadian Science Publishing.

VANAPALLI, S. K. et al. The influence of soil structure and stress history on the soil–water characteristics of a compacted till. **Géotechnique**, [s.l.], v. 49, n. 2, p.143-159, abr. 1999. Thomas Telford Ltd..

VANAPALLI, S. K. et al.. Axis Translation and Negative Water Column Techniques for Suction Control. **Geotechnical And Geological Engineering**, [s.l.], v. 26, n. 6, p.645-660, 15 maio 2008. Springer Nature.

VARNES, D.J. Slope Movement. Types and Processes, in Landslide. **Analysis and Control**, Special report 176, Nacional Academy of Sciences, Washington, DC. 1978.

VIEIRA, A. M.; MARINHO, F. A. M. Variação sazonal de sucção em um talude de solo residual em São Paulo. **Anais da Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas**, Rio de Janeiro, RJ: ABMS, 2001.

VILAR, O. M. An expedite method to predict the shear strength of unsaturated soils. **Soils and Rocks**, São Paulo, v. 30, n. Ja/Apr. 2007, p. 51-61, 2007.

WASHBURN, E. W. Note on a Method of Determining the Distribution of Pore Sizes in a Porous Material. **Proceedings of the National Academy of Sciences of the United States of America**, 1921, p.115–116.

WHEELER, S. J.; SIVAKUMAR, V. An elasto-plastic critical state framework for unsaturated soil. **Géotechnique**, [s.l.], v. 45, n. 1, p.35-53, mar. 1995. Thomas Telford Ltd..

WRIGHT, S. G. et al. Accuracy of Equilibrium Slope Stability Analysis. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, American Society of Civil Engineers, Vol. 99, No. 10, Outubro, pp 783-791, 1973.

YE, W. M. et al. Temperature effects on the unsaturated permeability of the densely compacted GMZ01 bentonite under confined conditions. **Engineering Geology**, [s.l.], v. 126, p.1-7, fev. 2012. Elsevier BV.

ZAPATA, C. E. et al. Soil–Water Characteristic Curve Variability. **Advances In Unsaturated Geotechnics**, [s.l.], p.84-124, 24 jul. 2000. American Society of Civil Engineers.

ZAPATA, C. E. **Uncertainly in Soil-Water Characteristic Curve and Impacts on Unsaturated Shear Strength Predictions**. 1999. 314 f. Tese (Doutorado) - Curso de Doctor Of Philosophy, Arizona State University, Tempe, 1999.

APÊNDICE A

Velocidade de cisalhamento

A velocidade de ruptura do ensaio de cisalhamento direto inundado, necessita ser pré-calculada para garantir a dissipação da pressão neutra com o objetivo de se obter os parâmetros de resistência “efetivos” do solo.

Neste estudo a ruptura dos corpos de prova ocorreu por meio do controle do deslocamento horizontal de 1 giro da manivela a cada 2 segundos, que produz uma velocidade real de ensaio de 0,022 mm/s.

O tempo de ruptura ideal para garantir a dissipação da pressão neutra para ensaios em amostras saturadas, pode ser calculado a partir da teoria de adensamento de Taylor, pela Equação (A.1) proposta por Gibson e Henkel (1976) e presente na D3080 (ASTM, 2011) para um corpo de prova de 60x60x20 mm (LxLxA).

$$t_f = \frac{H_d^2}{2 \cdot C_v(1 - \bar{U})} \quad (\text{A.1})$$

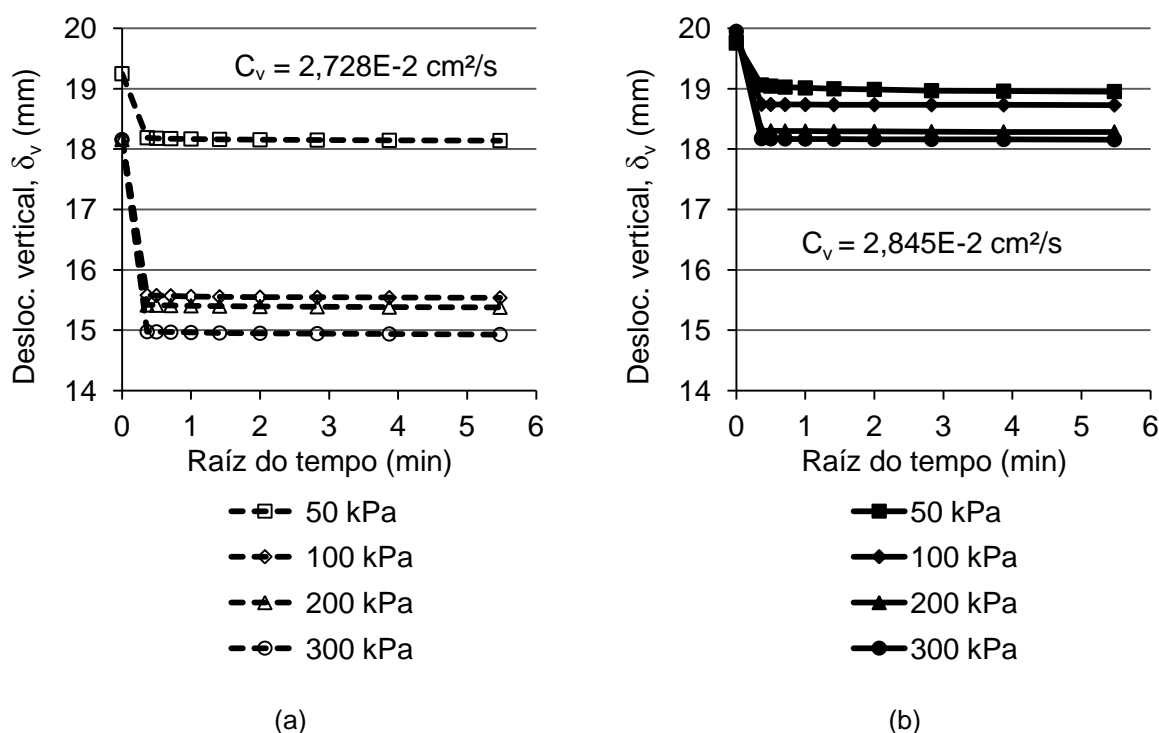
Onde, t_f é o tempo de ruptura em (s), H_d é a altura de drenagem da amostra em (cm), \bar{U} é o grau médio de dissipação de excessos de pressão neutra (95%), e C_v é o Coeficiente de Adensamento dado (cm²/s), Equação (A.2).

$$C_v = \frac{T_v \cdot H_d^2}{t_{90\%}} \quad (\text{A.2})$$

Sendo, T_v o fator tempo para 90% de adensamento e $t_{90\%}$ o tempo necessário para 90% de adensamento em (s). Os parâmetros obtidos para cálculo de C_v foram obtidos por meio das curvas deslocamento vertical (δ_v) versus raiz do tempo na fase de adensamento dos ensaios. As curvas são apresentadas na Figura A.1a e b, para a condição indeformada e compactada respectivamente. Por fim, a velocidade de ruptura ideal (v_f) em (mm/s) pode ser calculada por meio da Equação (A.3).

$$v_f = \frac{\delta_h}{t_f} \quad (\text{A.3})$$

Figura A.1 - Curva δ_v versus raiz do tempo: (a) condição indeformada e (b) condição compactada



O valor de δ_h máximo em (mm) é padronizado pela D3080 (ASTM, 2011) como sendo 10% do valor da deformação horizontal (ϵ_h), que neste estudo equivalem a 6 mm. A Tabela (A.1) apresenta os valores utilizados para cálculo da v_f .

Tabela A.1 – Cálculo de v_f para o ensaio de cisalhamento direto

Ensaio	H_d (cm)	\bar{U} (%)	C_v (cm ² /s)	t_f (s)	δ_h (mm)	v_f (mm/s)
A I-I	1,0	95,0	2,728E-01	3665,9	6,0	0,0016
A I-C	1,0	95,0	2,845E-01	3514,9	6,0	0,0017

Nota: A I-I=Inundado Indeformado; A I-C=Inundado Compactado;

Como as velocidades de ruptura ideais de 0,0016 e 0,0017 mm/s são menores que a velocidade real de ensaio de 0,022 mm/s, considera-se que o

ensaio realizado é rápido, portanto, sem a possibilidade de dissipação da pressão neutra, ou seja, os parâmetros obtidos para a condição inundada estão termos de tensão total.

APÊNDICE B

Método das retas tangentes

Sabe-se que aos solos não se aplica a elasticidade linear, portanto, não há proporcionalidade entre tensão e deformação. Esse conceito indica que, a partir de certo ponto mesmo removendo as solicitações as deformações se tornam irreversíveis. Portanto, o solo comporta-se como um material não-elástico (ABMS/ABEF, 1998).

Desta forma, busca-se estabelecer o critério de ruptura que melhor representa esse comportamento. Neste trabalho, estabeleceu-se dois principais critérios de ruptura:

- 10% da deformação horizontal (6mm) – D3080 (ASTM, 2011);
- Método das retas tangentes;

No critério da D3080 (ASTM, 2011) define-se a resistência ao cisalhamento limite, ou residual, tomando-se o valor da tensão correspondente a uma deformação acentuada (10%) do corpo de prova. Este critério foi selecionado devido ao comportamento típico de areias fofas em ensaios de cisalhamento direto onde a ruptura ocorre à altas deformações.

Já no método das retas tangentes o ponto de tensão que representa a ruptura é definido no encontro de duas retas. A primeira reta é a que passa pela origem e tangencia a curva até a mudança de declividade (reta A) e a segunda é a que tangencia a curva logo após a mudança de declividade (reta B), conforme ilustrado na Figura B.1.

Neste procedimento entende-se que a ruptura do solo dá se quando as forças transmitidas pelas partículas são superiores ao que o atrito pode suportar, ou seja, quando as partículas se deslocam de maneira a descaracterizar o formato original do solo (ABMS/ABEF, 1998).

Os valores de deformação horizontal aproximados para cada ponto de ruptura estão compilados na Tabela B.1.

Figura B.1 – Exemplo do método das retas tangentes – curva tensão cisalhante versus deslocamento horizontal do solo compactado para tensão normal de 200 kPa

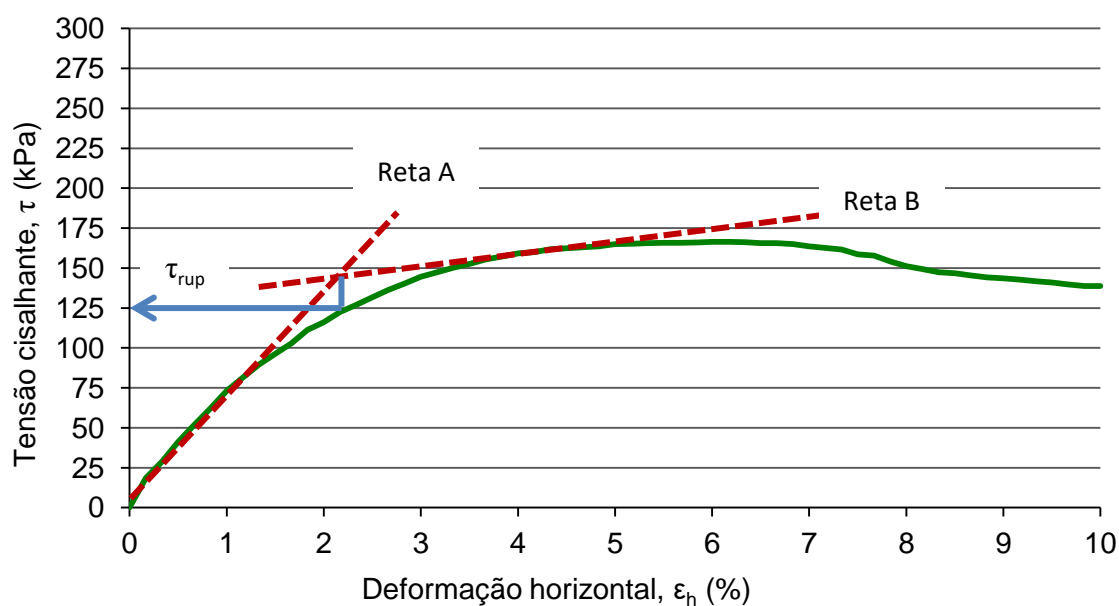


Tabela B.1– Porcentagens de deformação obtidas para o ponto de ruptura pelo método das retas tangentes.

Condição	$(\sigma - u_a)$ (kPa)	% de Deformação			
		Inundado	Não inundado		
		A	B	C	D
Indeformado	50	3,5	3,0	1,7	2,0
	100	3,0	2,5	3,5	1,7
	200	2,5	1,7	2,0	2,3
	300	1,2	1,7	2,3	2,3
Compactado	50	2,0	1,6	1,0	3,5
	100	2,5	1,8	1,5	1,5
	200	2,3	2,2	2,0	2,1
	300	2,0	2,0	-	2,5

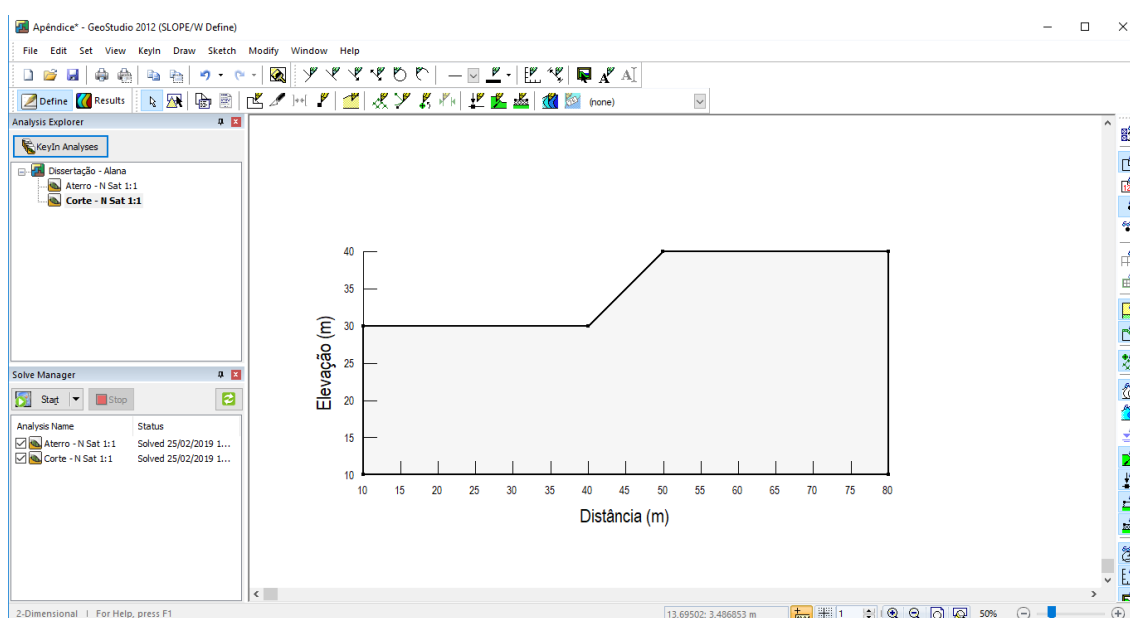
Observa-se que para o solo compactado os percentuais de deformação são mais homogêneos. Enquanto que para o solo compactado há uma clara divergência para os valores obtidos nas tensões normais de 50 e 100 kPa em contraste com os obtidos às tensões de 200 e 300 kPa. Essa discrepância pode estar associada ao adensamento mais acentuado nas amostras indeformadas sob altas tensões em virtude da grande quantidade de vazios.

APÊNDICE C

Análise de estabilidade utilizando o Slope/W

Ao iniciar o *software* da GeoSlope® – Slope/W, o primeiro passo é definir o método de análise, as unidades e a escala para o modelo. A partir disso os eixos distância (x) e elevação (y) podem ser desenhados. Na aba *Define* o talude hipotético é desenhado usando a interface CAD incorporada, primeiramente criando os pontos de coordenada e posteriormente a região que delimita o maciço, Figura C.1.

Figura C.1 – Talude representativo modelado na interface gráfica do Slope/W



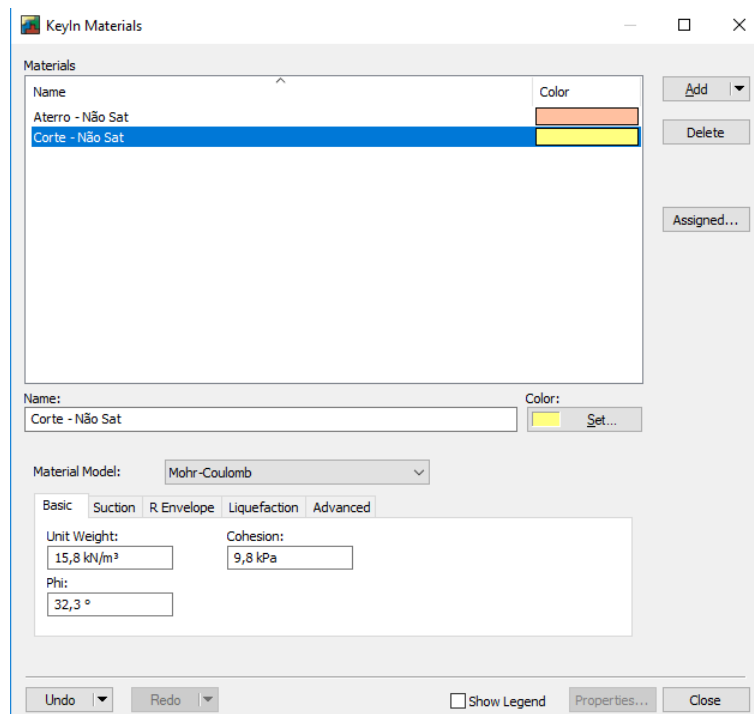
Fonte: Própria autora (2018)

As propriedades do material são criadas na opção *KeyIn* → *Materials*. A Figura C.2 representa a interface de entrada das propriedades dos materiais. O Slope/W requer propriedades do solo que satisfaçam o Critério de Mohr-Coulomb, como peso específico natural (γ em kN/m^3), intercepto coesivo (c em kPa) e ângulo de atrito interno (ϕ em graus). Além disso, é possível inserir o valor do ângulo de atrito interno no eixo da sucção (ϕ^b em graus) na análise de solos não saturados.

O material é então atribuído ao talude por meio da opção *Draw* → *Materials*, Figura C.3. Se necessário, é possível inserir o lençol freático por meio da

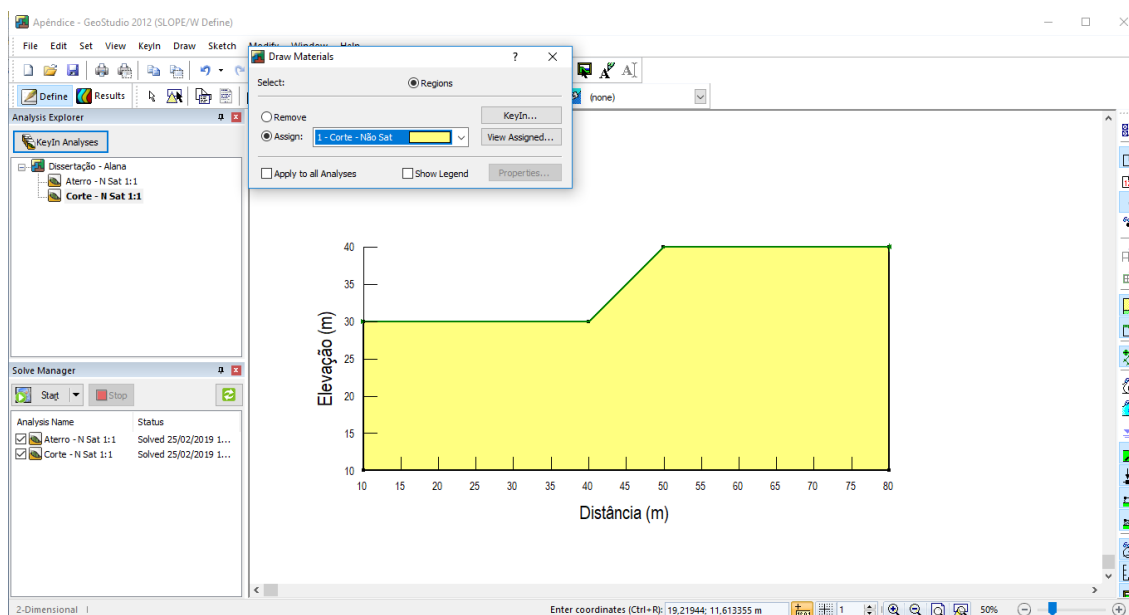
ferramenta *Pore-Water Pressure*.

Figura C.2 – Interface de entrada das propriedades dos materiais



Fonte: Própria autora (2018)

Figura C.3 – Talude representativo com o material aplicado na interface gráfica do Slope/W



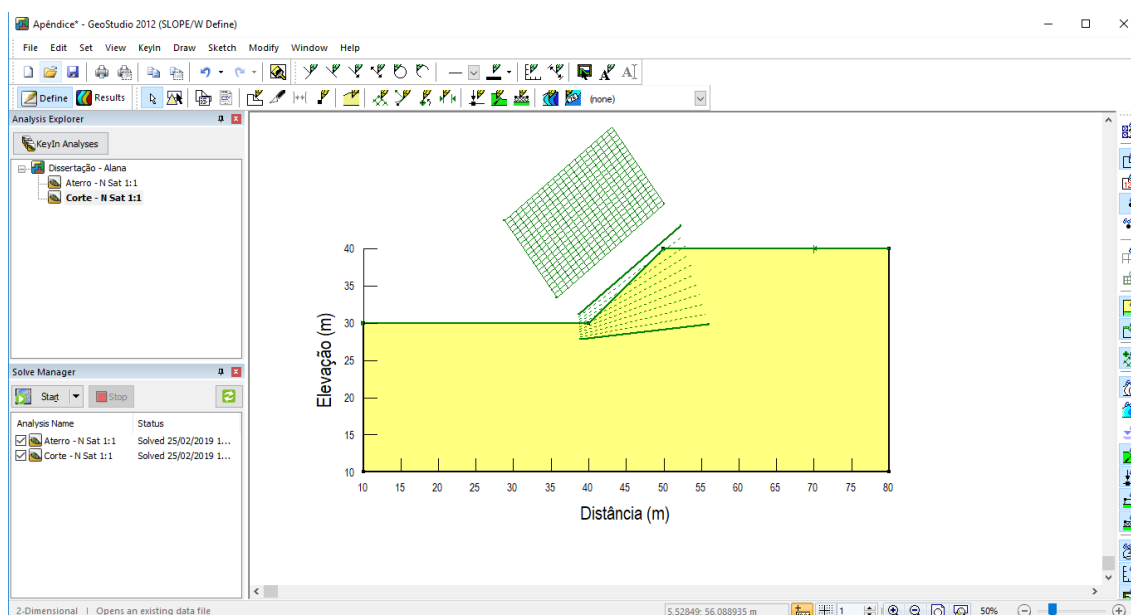
Fonte: Própria autora (2018)

Após a definição dos materiais é preciso definir a superfície de escorregamento. A opção “Entrada e Saída” permite que o usuário identifique as superfícies de deslizamento, especificando a parte presumida da superfície onde a superfície de deslizamento entrará e sairá.

Nesse método, as faixas de entrada e saída são usadas para determinar um grupo de superfícies circulares de ensaio. A superfície de deslizamento com o menor fator de segurança é considerada a superfície crítica de deslizamento.

Já a opção “*Grid and Radius*”, considerada menos intuitiva que a abordagem “Entrada e Saída” deve-se considerar a direção da superfície de deslizamento e se a superfície de deslizamento crítico se estende além da faixa de entrada e saída especificada. A Figura C.4 ilustra a introdução da opção “*Grid and Radius*” utilizada neste estudo.

Figura C.4 – Talude representativo com a inserção da opção “*Grid and Radius*”



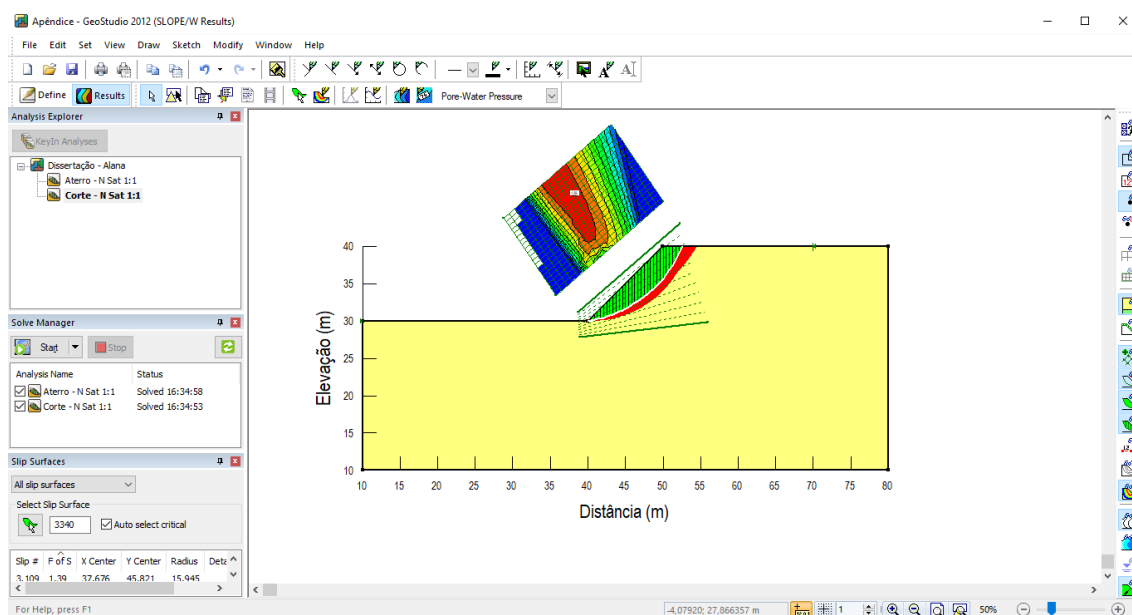
Fonte: Própria autora (2018)

Por fim, pode-se iniciar o processo de resolução da superfície. O Slope/W utiliza o processo *Solve* para calcular o fator de segurança. Cada superfície de deslizamento é processada em 3 etapas. Inicialmente, nenhuma força é considerada entre as fatias. Depois, as forças normais são então consideradas, sem

cisalhamento. Por fim a relação de força normal e de cisalhamento são consideradas.

Os resultados são apresentados na aba *Results* com a ilustração gráfica das superfícies críticas de deslizamento e valor do fator de segurança, representado pela Figura C.4.

Figura C.5 – Superfície crítica do talude representativo



Fonte: Própria autora (2018)