

Gabriel Bellina Nunes

**ESTUDO DA INFLUÊNCIA DAS VARIAÇÕES SAZONAIS DO  
PERFIL DE SUCCÃO NO FATOR DE SEGURANÇA AO  
DESLIZAMENTO DE UMA ENCOSTA DE SOLO RESIDUAL  
DE GRANITO E DIABÁSIO**

Dissertação submetida ao Programa de  
Pós-Graduação da Universidade  
Federal de Santa Catarina para a  
obtenção do Grau de Mestre em  
Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Orlando Martini de  
Oliveira, Dr.

Florianópolis

2017

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor, através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Nunes, Gabriel Bellina

ESTUDO DA INFLUÊNCIA DAS VARIAÇÕES SAZONAIS DO PERFIL DE SUCÇÃO NO FATOR DE SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO DE UMA ENCOSTA DE SOLO RESIDUAL DE GRANITO E DIABÁSIO / Gabriel Bellina Nunes ; orientador, Orlando Martini de Oliveira, 2017.  
163 p.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2017.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Sucção. 3. Resistência ao cisalhamento de solos não saturados. 4. Coeficiente de segurança de encostas. I. Martini de Oliveira, Orlando . II. Universidade Federal de Santa Catarina. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

Gabriel Bellina Nunes

**ESTUDO DA INFLUÊNCIA DAS VARIAÇÕES SAZONAIS DO  
PERFIL DE SUÇÃO NO FATOR DE SEGURANÇA AO  
DESLIZAMENTO DE UMA ENCOSTA DE SOLO RESIDUAL  
DE GRANITO E DIABÁSIO**

Esta Dissertação foi julgada adequada para obtenção do Título de Mestre, e aprovado em sua forma final pelo Programa de Pós-Graduação.

Florianópolis, 22 de setembro de 2017.

---

Prof. Glicério Trichês, Dr.  
Coordenador do Curso

---

Prof. Orlando Martini de Oliveira, Dr.  
Orientador  
Universidade Federal de Santa Catarina

**Banca Examinadora:**

---

Prof. Fernando Antônio Medeiros Marinho, PhD. (Videoconferência)  
Universidade de São Paulo

---

Prof. Gracieli Dienstmann, Dr.  
Universidade Federal de Santa Catarina

---

Prof. Rafael Augusto dos Reis Higashi, Dr.  
Universidade Federal de Santa Catarina



Ao meu pai e minha mãe.



## AGRADECIMENTOS

Agradeço com todo carinho minha mãe, Maria Emilia Bellina Nunes, meu pai Gerson José Fabre Nunes (in memoriam), minha irmã Daniela Bellina Nunes e minha namorada Fernanda Marcello Scotti pelo apoio, dedicação e exemplo nos momentos em que mais precisei.

Agradeço também ao professor e orientador Orlando Martini de Oliveira, Dr. pela parceria, amizade e orientação durante todo o desenvolvimento deste trabalho. Muito obrigado aos professores Rafael Augusto dos Reis Higashi, Murilo da Silva Espíndola, Marciano Maccarini e Gracieli Dienstmann por todo apoio e parceria durante o período acadêmico e também durante esta pesquisa.

Aos colegas de pós-graduação, Leonardo Rodrigues Silveira, Narayana Saniele Massocco, Cândida Bernardi, Camilo e todos os outros que de alguma forma contribuíram em campo e laboratório, deixo meus sinceros agradecimentos.

À Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC), bem como a CNPq, por contribuírem para meu aperfeiçoamento profissional.

Agradeço ao LAMGEO (Laboratório de Mapeamento Geotécnico) pela aquisição dos equipamentos utilizados nesta pesquisa e pelo apoio durante esta caminhada.





*A virtude da vida não está em fazer aquilo que se gosta, e sim gostar daquilo que se faz.*

(Clarice Lispector)



## RESUMO

O presente estudo abordou a influência das variações sazonais do clima sobre o fator de segurança ao deslizamento de duas encostas fundamentando-se nos princípios da mecânica dos solos não saturados. O estudo foi realizado na SC-401, rodovia localizada na Ilha de Santa Catarina, região que já foi atingida por um movimento de massa no ano de 2008, que veio a interromper o trânsito sobre esta rodovia. Foram realizados, em dois locais desta região, 2 (dois) furos de sondagem a trado até a profundidade de 2m, para a obtenção da caracterização física dos solos. O primeiro local está situado em solo residual de granito e o segundo local em solo residual de diabásio. As amostras de solo retiradas destes dois furos foram utilizadas para a realização dos ensaios de caracterização. Os perfis de sucção do solo destes dois locais foram continuamente monitorados com a instalação de sensores de sucção de medida indireta ligados a um sistema de aquisição de dados. Nas proximidades destes dois locais de estudo foi instalado um pluviômetro, em parceria com a EPAGRI/Ciram, que permitiu o monitoramento das chuvas horárias. As variações dos perfis de sucção ao longo do tempo, juntamente com os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos, dos dois locais de estudo, foram utilizadas como dados de entrada no software Slide da Rocscience. Desta forma foi obtida a variação do fator de segurança ao deslizamento da encosta ao longo do tempo. Os valores dos fatores de segurança, considerando a condição não saturada, variaram de 1,11 a 1,28 para o solo residual de granito, com sucções variando de 1 a 270kPa. Já para o solo residual coletado na região do dique de diabásio, os valores tiveram como mínimo 1,26 e máximo 2,67 com sucções na faixa 1 a 125kPa.

**Palavras-chave:** Sucção, resistência ao cisalhamento de solos não saturados, coeficiente de segurança de encostas.



## ABSTRACT

The present study addresses the influence of climate seasonal rate on the slope safety coefficient of a hillside based on the principles of the unsaturated soils mechanics. The study was carried out at SC-401, a highway located on Florianópolis - Santa Catarina, a region that was already hit by a mass movement in 2008, which stopped traffic on this highway. Two holes made by auger were performed up to a depth of 2 meters to obtain the soil physical characterization. The soil samples from the holes were characterized in the laboratory. The suction profile of these holes were continuously monitored with the installation of indirect measurement suction probes connected to a data acquisition system. At the study site a pluviometer was installed, in partnership with EPAGRI/ Ciram, which allowed the monitoring of hourly rainfall. The intersection of information of the suction profiles variation, the rainfall of the study site and the parameters of shear strength with the Rocscience Slide software support allowed the understanding of the water balance and the slide safety factor variations of the slope along a typical profile. The safety factors values, considering the unsaturated condition, ranged from 1,11 to 1,28 for the residual granite soil, with suctions varying from 1 to 270kPa. As for the residual soil collected in the region of the diabase dike, the values had at least 1.26 and maximum 2.79 with suctions in the range 1 to 125kPa.

**Keywords:** Suction, shear strength of unsaturated soils, slope safety coefficient.



## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Elemento de solo não saturado com fase ar contínua.....	27
Figura 2 – Componentes da estrutura de um solo não saturado.....	29
Figura 3 – Zonas do solo quanto á água subsuperficial.....	30
Figura 4 – Tensões atuantes no menisco de um tubo capilar e distribuição vertical da pressão da água pelo tubo.....	31
Figura 5 – Perfis de sucção de um solo residual de gnaisse.....	33
Figura 6 – Principais feições da curva de retenção.....	35
Figura 7 - Representação da equação de Fredlund <i>et al.</i> (1978) para resistência ao cisalhamento baseada no critério de Mohr e Coulomb.....	37
Figura 8 - Relação entre a resistência ao cisalhamento e a curva de retenção.....	38
Figura 9 – Forças que atuam em uma fatia de uma massa de solo limitada por uma superfície de deslizamento.....	40
Figura 10 – Sensor de sucção de medida indireta.....	42
Figura 11 – Corte no sensor de sucção.....	42
Figura 12 –Datalogger utilizado para armazenamento das leituras de sucção.....	43
Figura 13 – Coleta de dados no local.....	44
Figura 14 –Perfuração com trado manual para instalação de sensor.....	44
Figura 15 – Variação do fator de segurança de uma encosta não saturada em função da sucção.....	46
Figura 16 – Mecanismo de ruptura do talude induzida por chuva.....	47
Figura 17 – Fluxograma do método.....	49
Figura 18 - Localização da área de estudos.....	50
Figura 19 – Mapa geológico com indicação dos pontos de estudo...	51
Figura 20 – Dique presente na área de estudos.....	52
Figura 21 – Execução do furo a trado com diâmetro de 8 cm.....	53
Figura 22 – Acondicionamento das amostras em sacos plásticos.....	54
Figura 23 - Esquema de funcionamento do equipamento para monitoramento do perfil de sucção.....	55
Figura 24 - Esquema de fixação do sensor aos tubos de resgate PVC.....	56

Figura 25 – Colocação de lama de solo no entorno do sensor de sucção para garantir melhor contato inicial com o solo.....	57
Figura 26 – Retirada dos sensores intactos após seis meses de monitoramento.....	58
Figura 27 – Pluviômetro instalado em campo.....	59
Figura 28 – Tipos de fluxos do solo para o papel filtro.....	61
Figura 29 – Etapas da montagem do ensaio de permeabilidade.....	62
Figura 30 – Procedimento de cravação do molde de cisalhamento direto.....	64
Figura 31 – Procedimentos de preparação dos corpos de prova para os ensaios de cisalhamento direto não saturado.....	65
Figura 32 –Projeção no plano tensão cisalhante x tensão normal....	66
Figura 33–Representação esquemática da instalação dos sensores de sucção de medida indireta.....	68
Figura 34 – Preparação da amostra com os sensores de sucção de medida indireta.....	68
Figura 35 – Procedimento de saturação dos sensores a vácuo.....	69
Figura 36 – Sensores de sucção submersos no interior do dessecador.....	70
Figura 37 – Variação do peso específico das partículas e dos limites de consistência.....	76
Figura 38- Variação do peso específico das partículas e dos limites de consistência.....	77
Figura 39 – Análise Granulométrica solo residual de granito.....	79
Figura 40 – Granulometria para o solo residual de granito.....	80
Figura 41 – Análise Granulométrica solo residual de diabásio.....	82
Figura 42 – Granulometria para o solo do dique de diabásio.....	83
Figura 43 – Curvas de comparação entre os métodos com e sem lama.....	85
Figura 44 – Curva de comparação entre métodos de saturação dos sensores.....	86
Figura 45 – Pontos experimentais da calibração dos sensores de sucção 1 a 5.....	88
Figura 46 – Pontos experimentais da calibração dos sensores de sucção 6 a 10.....	88
Figura 47 – Curva de retenção solo residual de granito.....	93



Figura 48 – Curva de retenção solo residual de diabásio.....	94
Figura 49 – Pontos experimentais na curva de retenção de água no solo residual de granito.....	95
Figura 50 - Pontos experimentais na curva de retenção de água no solo residual de diabásio.....	96
Figura 51 – Resistência ao cisalhamento e deslocamento vertical em função do deslocamento horizontal dos corpos de prova ensaiados na condição inundada a tensões normais de 50, 100, 200 e 300 kPa.(residual de granito).....	97
Figura 52 – Resistência ao cisalhamento e deslocamento vertical em função do deslocamento horizontal dos corpos de prova ensaiados na condição inundada a tensões normais de 50, 100, 200 e 300 kPa.(residual de diabásio).....	98
Figura 53 – Pontos experimentais e envoltórias de ruptura (solo residual de granito e solo residual de diabásio).....	99
Figura 54 – Resistência ao cisalhamento e deslocamento vertical em função do deslocamento horizontal dos corpos de prova ensaiados na condição não saturada a sucções de 5, 47, 109, 140 e 180kPa (residual de granito).....	101
Figura 55 – Resistência ao cisalhamento e deslocamento vertical em função do deslocamento horizontal dos corpos de prova ensaiados na condição não saturada a sucções de 5, 57, 108, 147 e 195kPa (residual de diabásio).....	102
Figura 56 – Resistência em função da sucção para o solo residual de granito.....	103
Figura 57 – Resistência em função da sucção para o solo residual de diabásio.....	104
Figura 58– Dados de campo sucção do solo residual de granito e pluviometria junho a novembro de 2016.....	107
Figura 59 – Dados de campo sucção solo residual de diabásio e pluviometria junho a novembro de 2016.....	108
Figura 60 – Perfis de sucção mais significativos para os meses de junho a novembro de 2016 solo residual de granito.....	111
Figura 61 – Perfis de sucção mais significativos para os meses de junho a novembro de 2016 solo residual de diabásio.....	112
Figura 62 – Geometria do talude solo residual de granito.....	113
Figura 65 – Geometria do talude situado sobre o dique de diabásio.	115

Figura 64 – Superfície de ruptura rotacional circular crítica na encosta de solo residual de granito método Bishop simplificado.....	117
Figura 65 – Superfície de ruptura não-circular crítica na encosta de solo residual de granito pelo método Bishop simplificado.....	118
Figura 66 – Superfície de ruptura rotacional circular crítica na encosta situada sobre o dique de diabásio método Bishop Simplificado.....	119
Figura 67 – Superfície de ruptura não-circular crítica na encosta situada sobre o dique de diabásio pelo método de Bishop Simplificado.....	120
Figura 68 – Ruptura circular solo residual de granito.....	121
Figura 69 – Ruptura não-circular solo residual de granito.....	122
Figura 70 – Ruptura circular para o talude situado sobre o dique de diabásio.....	124
Figura 71 – Ruptura não-circular para o talude situado sobre o dique de diabásio.....	125

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Principais equações que modelam a curva de retenção de água no solo.....	34
Tabela 2 – Resultados dos ensaios de caracterização do solo residual de granito (ponto 1).....	74
Tabela 3 - Resultados dos ensaios de caracterização do solo residual de diabásio (ponto 2).....	75
Tabela 4 – Distribuição granulométrica solo residual de granito.....	78
Tabela 5 – Distribuição granulométrica solo dique de diabásio.....	81
Tabela 6 – Equações de ajuste dos sensores de sucção.....	89
Tabela 7 – Valores experimentais para a curva de retenção solo residual de granito.....	90
Tabela 8 – Valores experimentais curva de retenção solo residual de diabásio.....	91
Tabela 9 – Parâmetros de ajuste para as curvas de retenção.....	92
Tabela 10 – Resultados dos ensaios de cisalhamento direto realizados na condição inundada.....	99
Tabela 11 – Valores de coesão e ângulos de atrito dos ensaios de cisalhamento direto.....	100
Tabela 12 – Resultados dos ensaios de cisalhamento direto realizados na condição não saturada.....	103
Tabela 13 – Parâmetros geotécnicos utilizados no software Slide para a encosta de solo residual de granito na condição inundada.....	116
Tabela 14 – Parâmetros geotécnicos utilizados no software para o talude situado sobre o dique de diabásio na condição inundada.....	117

## LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

### Alfabeto Latino

a	Distância perpendicular da força externa ao centro de momentos.....[m]
A	Resultante das forças externas.....[N]
B	Comprimento da base da fatia.....[m]
c'	Coesão efetiva.....[kPa]
E	Força normal entre as fatias.....[N]
$F_f$	Fator de segurança com relação às forças de equilíbrio.....[adimensional]
$F_m$	Fator de segurança com relação ao equilíbrio de momentos.....[adimensional]
F	Distância de cada força normal N ao centro de momentos.....[m]
i	Gradiente hidráulico.....[adimensional]
$u_a$	Porosidade do ar.....[kPa]
$u_w$	Porosidade da água (pressão neutra).....[kPa]
$(u_a-u_w)$	Sucção matricial.....[kPa]
$K_{per}$	Condutividade hidráulica saturada (permeabilidade)..[ $cm * s^{-1}$ ]
N	Força normal.....[N]
R	Raio da superfície circular.....[m]
S	Grau de saturação.....[%]
$S_m$	Força mobilizada na base de cada fatia.....[N]
v	Velocidade de percolação.....[cm/s]
w	Teor de umidade gravimétrico.....[%]
W	Peso total de cada fatia, que apresenta largura igual a “b” e altura igual a “h”.....[N]
x	Distância horizontal da linha central de cada fatia ao centro de momentos.....[m]
X	Força cisalhante vertical entre as fatias.....[N]
FS	Fator de segurança.....[adimensional]

## Alfabeto Grego

$\alpha$	Ângulo entre a tangente da base de cada fatia e a horizontal.....[graus]
$\phi'$	Ângulo de atrito interno das partículas em relação as tensões normais.....[graus]
$\phi^b$	Ângulo de atrito interno das partículas em relação a sucção do solo.....[graus]
$\sigma$	Tensão total do solo.....[kPa]
$\tau$	Tensão cisalhante.....[kPa]
$\psi$	Sucção total.....[kPa]
$h_c$	Altura de coluna de água.....[m]
$\gamma_w$	Peso específico da água.....[KN/m <sup>3</sup> ]
$\theta$	Umidade volumétrica.....[%]
$\theta_r$	Umidade volumétrica residual.....[%]
$\theta_s$	Umidade volumétrica de saturação.....[%]



## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO.....</b>	<b>25</b>
1.1 OBJETIVOS.....	26
1.1.1 Objetivo geral.....	26
1.1.2 Objetivos específicos.....	26
<b>2 REFERENCIAL TEÓRICO.....</b>	<b>27</b>
2.1 ESTUDO DOS SOLOS NÃO SATURADOS.....	27
2.1.1 Sucção.....	28
2.1.2 Curva de retenção de água.....	33
2.1.3 Parâmetros de resistência ao cisalhamento.....	35
2.2 RELAÇÃO ENTRE A CURVA DE RETENÇÃO E A RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO.....	37
2.3 CONSIDERAÇÕES SOBRE A APLICAÇÃO DA SUCCÃO NO CÁLCULO DA ESTABILIDADE DE TALUDES.....	38
2.4 INSTRUMENTAÇÃO DE CAMPO.....	41
2.4.1 Sensor de sucção de medida indireta.....	42
2.5 ALGUNS ASPECTOS RELACIONADOS AOS MOVIMENTOS DE MASSA EM FUNÇÃO DO REGIME DE CHUVA.....	45
2.6 IMPORTÂNCIA DA SUCCÃO DA ESTABILIDADE DE ENCOSTAS.....	47
<b>3 ÁREA DE ESTUDO E MÉTODO.....</b>	<b>49</b>
3.1 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDOS.....	49
3.2 ETAPAS DE CAMPO.....	52
3.2.1 Coleta de amostras.....	53
3.2.2 Monitoramento do perfil de sucção.....	54
3.2.3 Monitoramento dos volumes diários de chuva.....	58
3.3 ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	59
3.3.1 Ensaio de caracterização geotécnica.....	59
3.3.2 Curva de retenção de água do solo.....	60
3.3.2.1 Técnica do papel filtro.....	60
3.3.3 Permeabilidade na condição saturada.....	61
3.3.4 Ensaio de cisalhamento direto.....	63
3.3.4.1 Coleta das amostras indeformadas.....	63

3.3.4.2 Imposição de sucção nos corpos de prova.....	64
3.3.4.3 Definição do intercepto de coesão.....	65
3.3.5 CALIBRAÇÃO DOS TENSÍOMETROS DE MEDIDA INDIRETA.....	66
3.4 CÁLCULO DO COEFICIENTE DE SEGURANÇA DA ENCOSTA.....	71
<b>4 RESULTADOS E ANÁLISES.....</b>	<b>72</b>
4.1 CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS.....	72
4.2 ENSAIOS DE SATURAÇÃO E INSTALAÇÃO DOS SENSORES.....	83
4.3 AJUSTE DE VALORES DOS SENSORES DE SUCCÃO.....	87
4.4 CURVAS DE RETENÇÃO DE ÁGUA NO SOLO.....	89
4.5 ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO.....	97
4.6 ENSAIOS DE CAMPO.....	105
4.6.1 Monitoramento de sucção e pluviometria.....	105
4.6.2 Perfis de sucção.....	109
4.7 CÁLCULO DOS FATORES DE SEGURANÇA A MOVIMENTOS DE MASSA.....	113
4.7.1 Geometria e parâmetros geotécnicos do talude.....	113
4.7.2 Tipos de ruptura e Fator de Segurança na condição inundada.....	116
4.7.3 Variação do Fator de Segurança a movimentos de massa em função das variações sazonais do clima.....	120
<b>5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....</b>	<b>126</b>
5.1 CONCLUSÕES.....	126
5.2 RECOMENDAÇÕES.....	127
<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>129</b>
<b>APÊNDICE A- Perfis de sucção para o solo residual de granito.....</b>	<b>137</b>
<b>APÊNDICE B- Perfis de sucção para o solo residual de diabásio.....</b>	<b>144</b>
<b>APÊNDICE C – Monitoramento de sucção e pluviometria para o solo residual de granito.....</b>	<b>151</b>
<b>APÊNDICE D – Monitoramento de sucção e pluviometria para o solo residual de diabásio.....</b>	<b>157</b>



## INTRODUÇÃO

É impossível negar o papel de agentes modificadores do relevo que os movimentos de massa representam através da sua ação sobre o meio físico. Quando estes movimentos ocorrem em ambientes urbanos, podem deflagrar grandes desastres associados a danos materiais e perdas de vidas humanas.

A mecânica dos solos saturados, área da engenharia geotécnica que estuda a condição saturada do solo, material tratado como um meio poroso com seus vazios preenchidos por água vem apresentando um grande desenvolvimento a partir de sua fundamentação teórica na década de 30 do século passado. Entretanto, para compreensão de todos os aspectos relacionados aos movimentos de massa é indispensável o estudo de um grande número de variáveis que estão envolvidas na dinâmica superficial, como as de ordem geológico-geotécnica, a ação antrópica e o clima, fazendo-se necessário um estudo interdisciplinar.

Os princípios da mecânica dos solos saturados nem sempre podem ser aplicados para descrever satisfatoriamente os movimentos de massa em solos uma vez que estes podem estar também na condição não saturada. A sucção, que pode estar relacionada a matriz de solo (capilaridade e absorção) e efeitos osmóticos (presença de solutos) é responsável pelas características peculiares dos solos não saturados em relação aos solos saturados, seja sobre aspectos hidráulicos ou mecânicos. Dados a respeito da pluviometria, geometria dos taludes, propriedades geotécnicas combinadas com as características hidráulicas são de fundamental importância para o entendimento do processo de transporte de água nos estudos dos mecanismos deflagradores de movimentos de massa.

Após a identificação e compreensão dos mecanismos e condicionantes desta dinâmica de superfície, medidas mais eficazes e condizentes com a realidade encontrada na região estudada podem ser adotadas no sentido de garantir a estabilidade das encostas.

## 1.1 OBJETIVOS

### 1.1.1 Objetivo Geral

Esta pesquisa tem como principal propósito o entendimento de como as variações climáticas ao longo do ano interferem no valor do fator de segurança ao deslizamento de um perfil de solo residual de granito e um perfil de solo residual de diabásio.

### 1.2.1 Objetivos Específicos

Para se atingir a proposta do objetivo geral os seguintes objetivos específicos foram investigados:

- Entender como ocorre a infiltração da água de chuva no interior do solo ao longo de seis meses de monitoramento.
- Obter as variações dos perfis de sucção em diferentes profundidades.
- Obter o intercepto de coesão do solo dos dois locais de estudo, por meio da realização de ensaios de cisalhamento direto nas condições inundada e não saturada.
- Integrar as informações obtidas, aplicando um método de cálculo de estabilidade de taludes que possibilitará definir a variação sazonal do fator de segurança ao deslizamento.

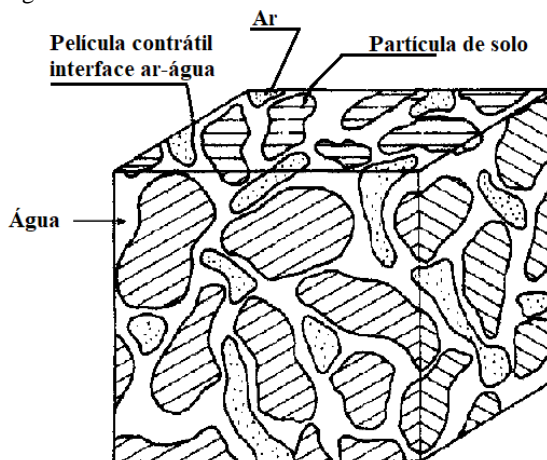
## 2 REFERENCIAL TEÓRICO

Neste capítulo são apresentados conceitos importantes para o desenvolvimento e entendimento desta dissertação. Inicialmente são abordados aspectos da mecânica dos solos não saturados, sobretudo aqueles relacionados à curva de retenção de água, à resistência ao cisalhamento e a relação entre ambos. Por fim apresentam-se as considerações sobre a aplicação da sucção no cálculo da estabilidade de taludes.

### 2.1 ESTUDO DOS SOLOS NÃO SATURADOS

Um solo na condição saturada possui duas fases: a fase sólida, constituída pelos grãos dos solos, e a fase líquida, constituída pela água. No caso de um solo não saturado, duas novas fases vão surgir: a fase gasosa, formada pelo ar livre e vapor de água, e uma quarta fase formada pela interação entre a fase gasosa não dissolvida e a fase líquida, denominada por Fredlund *et al.* (1978) de película contrátil, como mostra a Figura 1.

Figura 1 – Elemento de solo não saturado com fase ar contínua.



Fonte: Fredlund e Rahardjo, (1993).

Fredlund *et al.*(1978) afirmam que a consideração de um sistema multifásico é vantajosa para análise do comportamento mecânico e que as quatro fases do solo podem ser agrupadas duas a duas: sólidos e película contrátil que estão em equilíbrio estático e ar e água que podem fluir. Com base no experimento do tipo *nulltest* foi ratificada a necessidade de se relacionar a influência da película contrátil na análise do estado de tensões do solo. Tal procedimento mostrou que as variáveis que melhor definem o estado de tensões no solo não saturado são  $(\sigma - u_a)$  e  $(u_a - u_w)$ , onde  $\sigma$  é a tensão total,  $u_a$  é a poro pressão de ar e  $u_w$  é a poro pressão de água. A primeira variável corresponde à tensão líquida e a segunda a sucção matricial.

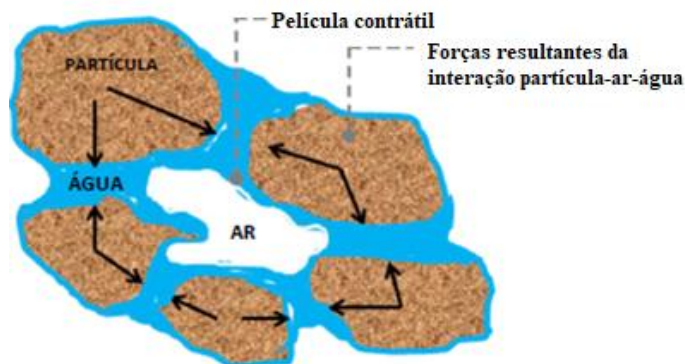
Quando há a necessidade de se utilizar os parâmetros do solo nos projetos de engenharia civil tem-se trabalhado com os parâmetros na condição saturada desprezando-se uma parcela importante da resistência relacionada à sucção. Em muitas destas obras, tais como construção de aterros, obras de contenção e fundações os solos permanecem na condição não saturada durante toda a vida útil. Para estes casos a consideração da sucção, melhorando o comportamento do solo em termos de aumento da resistência ao cisalhamento, redução da compressibilidade e da permeabilidade proporcionaria projetos mais econômicos. Desta forma, há a necessidade de se incorporar na prática de engenharia o estudo da sucção através da padronização de ensaios e incorporação dos mesmos nas normas vigentes.

### 2.1.1 Sucção

A sucção é uma variável de estado de tensão dada pela diferença entre a pressão do ar e da água presente no interior do solo ( $u_a - u_w$ ). Na medida em que um solo na condição saturada vai sendo submetido à secagem, a água passa a apresentar uma pressão menor que a atmosférica aumentando assim o valor da sucção. A partir de um determinado valor de sucção o ar começa a entrar nos capilares do solo formando meniscos entre as partículas.

Estes meniscos funcionam como membrana elástica atraindo uma partícula de encontro a outra aumentando assim as tensões efetivas proporcionando um aumento da resistência ao cisalhamento do solo. Associado a este aumento de resistência tem-se uma redução da continuidade hidráulica dentro da estrutura do solo que faz com que ocorra redução da permeabilidade e da compressibilidade. Na Figura 2 estão apresentados os elementos que compõem a estrutura de um solo não saturado e o surgimento das forças de contato entre partículas associadas à presença de meniscos de água.

Figura 2 – Componentes da estrutura de um solo não saturado.




Fonte: Bueno e Vilar, (1979).

O clima é o fator primário que controla a profundidade das águas subterrâneas e, portanto, a espessura da zona de aeração. A zona de aeração, mais conhecida na engenharia geotécnica como zona de solo localizada acima do nível freático, é a zona de transição entre a água presente na atmosfera e a água subterrânea (FREDLUND, 2006). As poro-pressões da água na zona do solo não saturado podem variar de zero, na interface com a zona saturada, até uma tensão máxima de aproximadamente 1.000.000kPa nas condições de solo seco (CRONEY *et al.* 1958).

No solo localizado acima do lençol freático, região denominada de zona vadosa, a água apresenta pressão menor que a atmosférica estando associada à mesma um valor de sucção. Esta zona vadosa pode ser subdividida em três partes: a porção imediatamente acima do nível

de água, chamada zona capilar, a zona higroscópica e zona pelicular. A zona capilar, devido ao fenômeno de capilaridade do solo, se apresenta próxima a saturação, no entanto possui um determinado valor de sucção. Na região acima da zona capilar, mais próximo a superfície do terreno, o solo se encontra na condição não saturada. Estas regiões do solo podem ser vistas na Figura 3.

Figura 3 – Zonas do solo quanto à água subsuperficial.



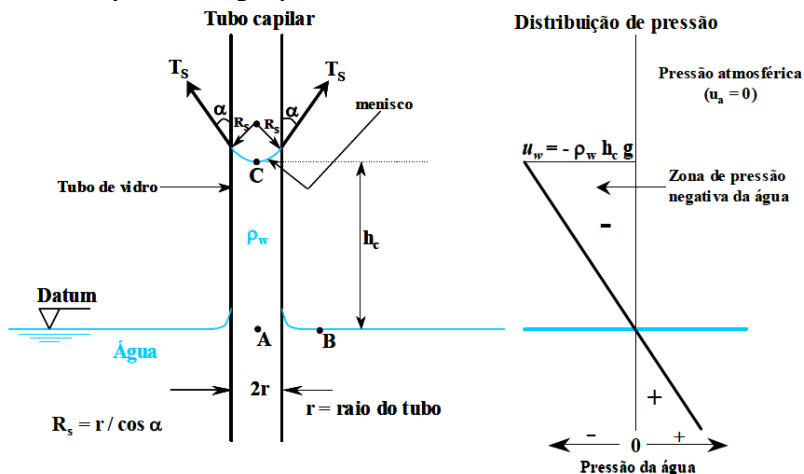
ZONA DE	ÁGUA	FASE	PRESSÃO	PROCESSO
AERAÇÃO OU VADOSA	HIGROSCÓPICA (SATURAÇÃO CAPILAR DESCONTÍNUA)	GASOSA	$P = \text{ATMOSFÉRICA}$	INFILTRAÇÃO ↓ FLUXO DESCENDENTE
	PELICULAR (SATURAÇÃO CAPILAR SEMICONTÍNUA)	LÍQUIDA	$P < \text{ATMOSFÉRICA}$	
	CAPILAR (SATURAÇÃO CAPILAR CONTÍNUA)	LÍQUIDA	$P < \text{ATMOSFÉRICA}$	
SATURAÇÃO	<p>← NÍVEL D'ÁGUA</p> <p>ÁGUA SUBTERRÂNEA (CONFINADA OU NÃO-CONFINADA)</p>	LÍQUIDA	<p>↙ <math>P &lt; \text{ATMOSFÉRICA}</math></p> <p>↘ <math>P &gt; \text{ATMOSFÉRICA}</math></p>	<p>← PERCOLAÇÃO →</p> <p>FLUXO LATERAL</p>

Fonte: ICE, (1976).

O fenômeno da capilaridade está associado a ascensão da água livre da zona de saturação pelos capilares do solo. Uma analogia poder ser feita utilizando um tubo de vidro com diâmetro pequeno. Ao se inserir o tubo na água contida em um béquer, é possível observar a ascensão do nível d'água em seu interior, contra a ação da gravidade, formando um menisco na interface ar-água. A Figura 4 ilustra esta situação indicando as variáveis que atuam no menisco capilar. Nesta figura “ $T_s$ ” representa a tensão superficial, “ $r$ ” é o raio do tubo, “ $h$ ” é a altura da coluna de água e “ $g$ ” é a aceleração da gravidade. O formato circular do menisco está relacionado ao fato da interface ar-água se comportar como uma membrana elástica (FREDLUND e RAHARDJO, 1993). Observa-se na Figura 3 que a pressão da água no interior do capilar, localizado acima do nível de água, apresenta, em relação à pressão atmosférica, um valor negativo. Este valor corresponde à sucção matricial ( $u_a - u_w$ ). O

fenômeno da capilaridade existe devido a uma propriedade da membrana contrátil, ou interface água-ar, chamada de tensão superficial.

Figura 4 – Tensões atuantes no menisco de um tubo capilar e distribuição vertical da pressão da água pelo tubo.



Fonte: Fredlund e Rahardjo, (1993).

O menisco formado pela película contrátil, apresentado na Figura 2, tem um papel relevante no comportamento dos solos não saturados. Segundo Fredlund e Morgenstern (1977) sua principal propriedade é a habilidade de exercer uma força de compressão entre as partículas do solo.

A água presente na zona de aeração do solo está submetida a uma pressão menor do que a atmosférica e esta redução na pressão da água, associada a um aumento da sucção, passa a ser cada vez maior na medida em que se afasta do nível freático. Desta forma teríamos um aumento da sucção a partir do lençol freático até a superfície do terreno, no entanto nos eventos de chuva a infiltração de água reduz os valores da sucção na medida em que infiltra no solo. Sendo assim o perfil de sucção apresenta uma variação sazonal estando sua variação associada às precipitações de chuva e evaporação.

A água que envolve os grãos dos solos formando uma camada muito fina é chamada de água higroscópica. A água pelicular forma uma

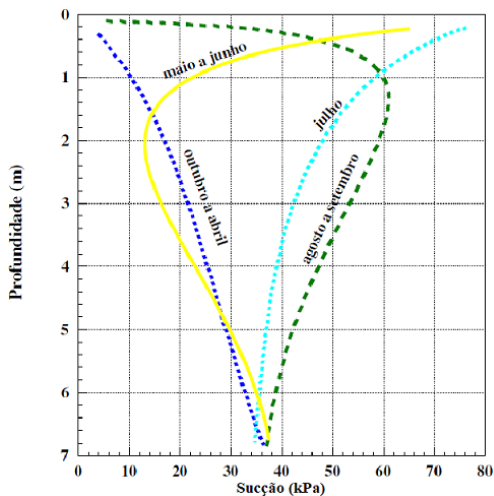
película de espessura variável envolvendo os grãos do solo. Forças gravitacionais não a movimentam, no entanto, podem migrar de um grão para outro, ou seja, de uma película mais espessa para uma menos espessa. Na água capilar ocorre o movimento da água no sentido contrário ao da ação da gravidade, conhecido como ascensão capilar. Se apresenta na fase líquida e está retida no interior de pequenos capilares do solo, por meio de tensões superficiais.

Uma das variáveis importantes nos estudos de solos não saturados, voltados para a estabilidade e encostas, é a posição do nível lençol freático. É notório que o regime de chuva de uma determinada região faz com que ocorram variações deste nível. Desse modo, o que determina a posição do lençol freático é a relação entre o fluxo descendente, associado à precipitação de chuva, o fluxo ascendente, associado a evapotranspiração e evaporação, e a percolação de água na zona de saturação. Desta forma, nas estiagens de longo prazo o nível do lençol freático vai ficando cada vez mais profundo, sendo esta uma característica dos países de clima árido e semi-árido. Nos países de clima úmido ou temperado o nível de água tende a ficar próximo da superfície do solo (FREDLUND, 1996).

Em relação à estabilidade de taludes tem-se verificado em alguns estudos que a perda da parcela da resistência ao cisalhamento relacionada à sucção do solo na zona de aeração tem sido a principal causa de escorregamentos. A estação chuvosa seguida de estações de menores precipitações, característica de países tropicais como o Brasil, faz com que ocorram variações no perfil de sucção. Na estação chuvosa ocorre a infiltração de uma parcela da água no solo das encostas que altera este perfil de sucção com conseqüente redução da resistência ao cisalhamento e diminuição da profundidade do nível freático. Soma-se a esta perda de resistência um aumento do peso do solo que também contribui para o aumento do grau de risco de ocorrências de escorregamento. Os fatos citados neste item alertam para a importância da consideração da sucção na estabilidade de taludes. Na Figura 5 observa-se a variação do perfil de sucção de um solo residual de gnaiss ao longo de um ano de monitoramento (MARINHO, 2005).



Figura 5 – Perfis de sucção de um solo residual de gnaisses.



Fonte: Marinho, (2005).

### 2.1.2 Curva de retenção de água

A curva de retenção é a relação entre a quantidade de água e a sucção do solo. A quantidade de água pode ser representada pela umidade gravimétrica ( $w$ ), umidade volumétrica ( $\theta$ ) ou pelo grau de saturação ( $S$ ). Para pequenos intervalos de sucção a quantidade de água, presente nos poros do solo, pode ser representada em escala linear. Para a representação de toda a curva de retenção, devido aos elevados valores de sucção, utiliza-se a representação em um gráfico na escala semilog usando no eixo das ordenadas o valor do grau de saturação. Este tipo de representação é mais facilmente compreendido pelos engenheiros geotécnicos (VANAPALLI, 1994). Em algumas situações como em problemas de análise de fluxo utiliza-se a umidade volumétrica.

Ao longo da curva de retenção, partindo da condição saturada, à medida que a sucção aumenta pode-se identificar a sucção de entrada de ar e a sucção residual. Fredlund e Xing (1994) sugerem um procedimento gráfico para a determinação da sucção correspondente a entrada de ar e ao valor de umidade volumétrica residual. A entrada de ar é definida como a intercessão entre a reta horizontal, correspondente ao estado saturado, com a reta tangente que passa pelo ponto de inflexão

da curva. A intercessão desta última reta com a reta tangente a curva e que passa pelo valor de sucção de  $10^6$  kPa, define o valor de umidade volumétrica residual. Estes procedimentos estão ilustrados na Figura 6, sendo válidos para a curva plotada na escala semilog.

Não existe um consenso sobre o valor da sucção residual. Alguns pesquisadores adotam o valor de 1500 kPa que corresponde à sucção do ponto de murcha das plantas. A linha tracejada da Figura 6 representa a curva de retenção definida por umedecimento após a secagem inicial representada pela curva em linha contínua. Observa-se que para estas curvas os teores de umidade volumétrica na saturação não são coincidentes de forma que essa diferença, supondo que não tenham ocorrido variações volumétricas irreversíveis no corpo de prova, representa a quantidade de ar que ficou ocluído na estrutura do solo durante a trajetória de umedecimento.

As curvas da Figura 6 representam um ajuste a pontos experimentais destacando-se entre estes ajustes as propostas de Brooks e Corey (1964), Van Genuchten (1980) e Fredlund e Xing (1994).

Tabela 1 - Principais equações que modelam a curva de retenção de água no solo.

Referência	Equação
Van Genuchten (1980)	$\Theta = \left[ \frac{1}{1 + (\alpha \cdot \psi)^n} \right]^m$ $\Theta = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}$
Fredlund e Xing (1994)	$\Theta = C(\psi) \cdot \left\{ \frac{1}{\ln \left[ e + \left( \frac{\psi}{a} \right)^n \right]} \right\}^m$ $\Theta = \frac{\theta}{\theta_s}$ $C(\psi) = 1 - \frac{\ln[1 + (\psi/\psi_r)]}{\ln[1 + (10^6/\psi_r)]}$

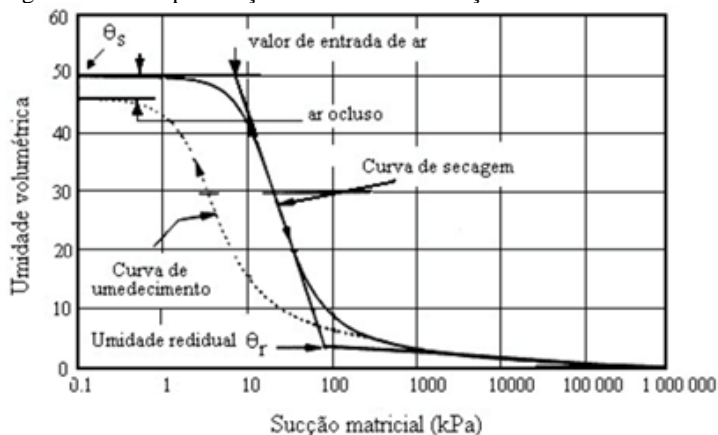
FONTE: O autor

Onde:  $\Theta$  é o teor de umidade volumétrico normalizado,  $\theta$  é o teor de umidade volumétrico qualquer,  $\theta_r$  é o teor de umidade volumétrico

residual,  $\theta_s$  é o teor de umidade volumétrico na saturação,  $\psi$  é a sucção,  $\psi_r$  é a sucção residual e  $a$ ,  $m$  e  $n$  são parâmetros de ajuste.

Diversos fatores interferem no formato da curva de retenção. Dentre estes fatores estão: a influência do tipo de solo, sua história de tensão e umidade de compactação (OLIVEIRA E MARINHO, 2004). De acordo com Vanapalli (1994), a curva de retenção tem sido utilizada como uma importante ferramenta que permite compreender, de forma indireta, o comportamento mecânico dos solos não saturados. As propriedades de resistência ao cisalhamento e de fluxo têm sido obtidas através da utilização de modelos que utilizam a curva de retenção. Entre os modelos para previsão da resistência ao cisalhamento destacam-se as propostas de Vanapalli *et al.* (1996) e Khalili e Khabbaz (1998).

Figura 6 – Principais feições da curva de retenção.



Fonte: Fredlund e Xing, (1994).

### 2.1.3 Parâmetros de resistência ao cisalhamento

Posteriormente a apresentação da equação das tensões efetivas na previsão do comportamento dos solos saturados, anunciada por Terzaghi (1936), surgiram diversas tentativas de se obter uma equação para as tensões efetivas em solos não saturados. Todas estas equações já estão amplamente divulgadas na literatura técnica especializada

(FREDLUND e RAHARDJO, 1993). Em comum as mesmas utilizam uma única variável de estado de tensão para representar a contribuição da tensão total e da sucção para a tensão efetiva. Os problemas em solos não saturados são mais complexos uma vez que os poros do solo são preenchidos por dois fluidos, ar e água, que devido à tensão superficial entram em equilíbrio a pressões diferentes. Devido a este sistema trifásico (ar, água e partículas do solo) se torna difícil quantificar a parcela de tensão transmitida entre os grãos (tensão efetiva) ao se aplicar um carregamento externo.

Em face das dificuldades em se equacionar as tensões efetivas em solos não saturados, utilizando uma única variável de estado de tensões, a contribuição das tensões totais e da sucção para a resistência ao cisalhamento, foi considerada por Fredlund *et al.* (1978) como duas variáveis de estado de tensão independentes. Tomando como base os trabalhos de Bishop *et al.* (1960) e do MIT (1963), Fredlund *et al.* (1978) propuseram a Equação 1.

$$\tau = c' + (\sigma - u_a)\tan\phi' + (u_a - u_w)\tan\phi^b(1)$$

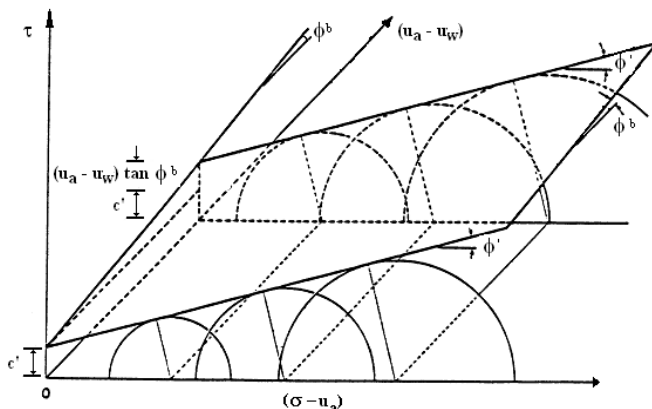
Onde:  $c'$  - coesão efetiva,  $u_a$  - poro pressão do ar,  $u_w$  - poro pressão da água,  $(u_a - u_w)$  - sucção matricial,  $\phi'$  - ângulo de atrito efetivo,  $\phi^b$  - razão do incremento da resistência com a sucção.

A equação de resistência ao cisalhamento para solos saturados é um caso particular da Equação 1. A resistência ao cisalhamento dada pela Equação 1 é plotada em um gráfico tridimensional onde nos eixos horizontais estão os valores da tensão e da sucção. As variáveis de estado de tensão são empregadas independentemente, podendo-se avaliar a influência de cada uma delas na resistência ao cisalhamento. Quando avaliada desta forma, a resistência ao cisalhamento, utilizando o critério de Mohr-Coulomb, é representada por uma superfície em um gráfico tridimensional conforme a representação esquemática da Figura 7.

Considerando que os ângulos  $\phi'$  e  $\phi^b$  não variam com o acréscimo de sucção, a superfície tangente aos círculos de Mohr na ruptura define um plano. Segundo evidências experimentais de alguns trabalhos presentes na literatura existente,  $\phi^b$  se reduz com o aumento da sucção (OLIVEIRA, 2004; ESCÁRIO E SÁEZ, 1986; ABRAMENTO e

PINTO, 1993; ROHM e VILAR, 1995). Alguns autores observaram que o valor de  $\phi'$  também pode variar em função da sucção (ESCÁRIO e SÁEZ, 1986; ESCÁRIO e JUCÁ, 1989; ROHM e VILAR, 1995).

Figura 7 - Representação da equação de Fredlund *et al.* (1978) para resistência ao cisalhamento baseada no critério de Mohr e Coulomb.

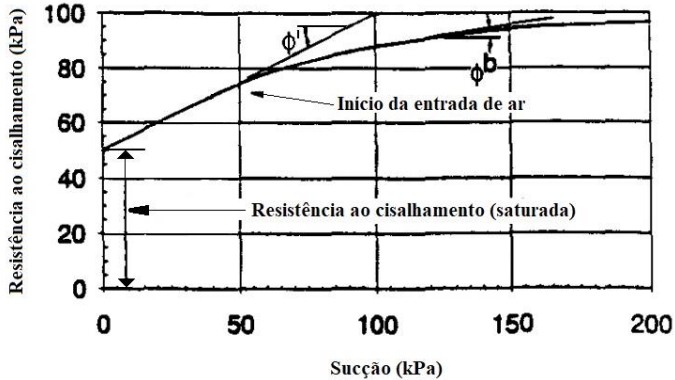


Fonte: Fredlund e Rahardjo(1993).

## 2.2 RELAÇÃO ENTRE A CURVA DE RETENÇÃO E A RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

Fredlund *et al.* (1995) verificaram a relação entre os valores de resistência em função da sucção com a curva de retenção. Suas conclusões estão apresentadas esquematicamente na Figura 8, onde se observa que para valores de sucção menores que a entrada de ar a sucção tem efeito próximo ao da tensão confinante na mobilização de resistência, de forma que  $\phi'$  é igual a  $\phi^b$ .

Figura 8 - Relação entre a resistência ao cisalhamento e a curva de retenção.



Fonte: Fredlund *et al.* (1995).

Quando a sucção atinge valores acima da entrada de ar o aporte da sucção na resistência ao cisalhamento decresce de forma não linear. Esta diminuição de resistência após a sucção correspondente à entrada de ar já havia sido constatada por Bishop *et al.* (1975) após a realização de ensaios triaxiais em solos argilosos. Para valores de sucção elevados a resistência ao cisalhamento pode continuar aumentando, permanecer constante ou decrescer. A resistência de solos siltosos e arenosos geralmente diminui para valores de sucções próximas ao valor residual. Não existem muitas evidências experimentais que possam explicar este tipo de comportamento (VANAPALLI *et al.*, 1996).

### 2.3 CONSIDERAÇÕES SOBRE A APLICAÇÃO DA SUCCÃO NO CÁLCULO DA ESTABILIDADE DE TALUDES

Existem vários métodos bidimensionais de equilíbrio limite que possibilitam o cálculo do fator de segurança de um talude natural ou modificado pela ação antrópica, destacando-se entre os mais empregados a proposta de Fellenius, Bishop's e Morgenstern-Price. Normalmente estes métodos utilizam os parâmetros de resistência ao cisalhamento efetiva dados pelos valores do ângulo de atrito ( $\phi'$ ) e pela coesão ( $c'$ ), obtidos de ensaios na condição saturada, desconsiderando, portanto a contribuição da sucção. Esta prática está associada às dificuldades de obtenção dos valores de sucção e de sua variação ao

longo do tempo, fato este que tem sido contornado com aplicação de técnicas mais modernas de ensaios de campo e de laboratório.

Os métodos de equilíbrio limite têm sido amplamente utilizados pelos engenheiros geotécnicos em função das facilidades de aplicação relacionada, entre outros fatores, à pequena quantidade de dados de entrada e a confiabilidade obtida em sua aplicação, tendo sido incorporado aos mesmos o valor da sucção. As duas formas para incorporar a matriz de sucção ao cálculo da estabilidade de talude são definidas como método “coesão total” e o método da “extensão da resistência ao cisalhamento” (RAHARDJO e FREDLUND, 1991). No método da “coesão total” a coesão do solo aumenta com o aumento da sucção, sendo o valor da coesão dada pela Equação 2. A Equação 2, que define como aumenta o valor da coesão em função da sucção, é denominada de intercepto de coesão.

$$c = c' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (2)$$

O método da “extensão da resistência ao cisalhamento” utiliza, para o valor da resistência ao cisalhamento mobilizada, a Equação 1. Este método foi empregado por Rahardjo *et al.* (1991) para estudar o efeito da não linearidade da resistência ao cisalhamento, em função da matriz de sucção, no cálculo da estabilidade de encostas. De acordo com a representação esquemática da Figura 9 o cálculo da estabilidade de talude, com a incorporação dos valores de sucção, é feito considerando-se as forças atuantes nas fatias em que é dividida a massa de solo acima da superfície de deslizamento.

As variáveis da Figura 9 são definidas como:

W - Peso total de cada fatia, que apresenta largura igual a “b” e altura igual a “h”

N - Força normal na base da fatia

$S_m$  - Força mobilizada na base de cada fatia

E - Força normal entre as fatias

X - Força cisalhante vertical entre as fatias

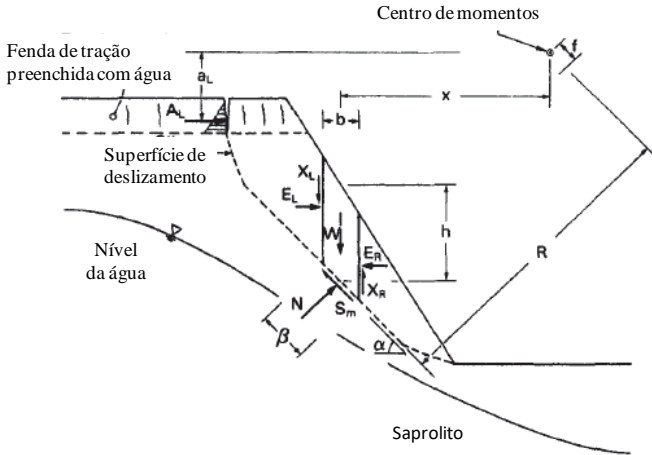
R - Raio da superfície circular

f - Distância de cada força normal N ao centro de momentos

x - Distância horizontal da linha central de cada fatia ao centro de momentos

- a - Distância perpendicular da força externa ao centro de momentos  
 A - Resultante das forças externas  
 $\alpha$  - Ângulo entre a tangente da base de cada fatia e a horizontal  
 $\beta$  - Comprimento da base da fatia

Figura 9 – Forças que atuam em uma fatia de uma massa de solo limitada por uma superfície de deslizamento.



Fonte: Rahardjo *et al.*, 1991.

Considerando-se na representação esquemática da Figura 9 o equilíbrio de forças na direção horizontal, chega-se ao valor do fator de segurança por meio da Equação 3:

$$F_f = \frac{\Sigma(c' \beta \cos \alpha + (N - u_w \beta \frac{\tan \Phi^b}{\tan \Phi'} - u_a \beta (1 - \frac{\tan \Phi^b}{\tan \Phi'})) \tan \Phi' \cos \alpha)}{A_L + \Sigma N \sin \alpha} \quad (3)$$

Onde:  $F_f$  – fator de segurança em relação ao equilíbrio de forças.

Considerando-se na representação esquemática da Figura 9 o equilíbrio de momentos, chega-se ao valor do fator de segurança por meio da Equação 4:

$$F_m = \frac{\Sigma(c' \beta R + (N - u_w \beta \frac{\tan \Phi^b}{\tan \Phi'} - u_a \beta (1 - \frac{\tan \Phi^b}{\tan \Phi'})) R \tan \Phi')}{A_L a_L + \Sigma W_x - \Sigma N_f} \quad (4)$$



Onde:  $F_m$  – fator de segurança em relação ao equilíbrio de momentos.

Para a condição de solo saturado o valor de  $\phi^b$ , presente nas equações 3 e 4, são considerados iguais a  $\phi'$  de forma que as mesmas se transformam na formulação convencional do cálculo de estabilidade de talude aplicada para solos saturados. Portanto, as Equações 3 e 4 podem ser consideradas como uma formulação geral que é aplicada para solos saturados e não saturados. As implicações do valor da sucção em relação à resistência ao cisalhamento e no valor do fator de segurança à estabilidade de encostas, apresentadas nos itens anteriores, apontam para a importância da incorporação dos conhecimentos da mecânica dos solos não saturados como uma importante ferramenta de aplicação rotineira nos projetos de engenharia. Muitos dos problemas de instabilidade de encostas estão associados à infiltração da água de chuva, que pode ser entendida com a obtenção da função de permeabilidade, e à perda de resistência devido à redução da sucção, que necessita para o seu entendimento da realização de ensaios de resistência ao cisalhamento não saturado.

A curva de retenção de água do solo é de fácil determinação e seu formato está diretamente relacionado às características de resistência, permeabilidade e deformabilidade do solo. A curva de retenção vem sendo muito utilizada na elaboração de modelos de previsão destas características geotécnicas de forma a viabilizar definitivamente a aplicação dos princípios da mecânica dos solos não saturados.

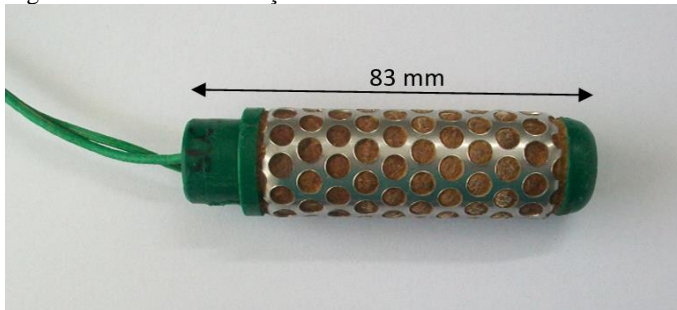
## 2.4 INSTRUMENTAÇÃO DE CAMPO

Nos trabalhos de campo desta pesquisa foram utilizados sensores de sucção de medida indireta (Figura 14) fabricados pela *Irrrometer Company*, os quais por meio de sinais elétricos enviam as informações da variação da sucção do solo até um *datalogger* que fica instalado na superfície em local protegido das variações do clima. Também foi utilizado um pluviômetro para coleta dos dados horários de chuvas.

### 2.4.1 Sensor de sucção de medida indireta

O sensor de sucção de medida indireta, apresentado na Figura 14, é um equipamento formado por uma pedra porosa envolvida em uma proteção de aço inoxidável que abriga dois eletrodos ligados a 2 fios elétricos (ver Figura 15). Conforme a umidade no local aumenta a condutividade elétrica entre esses eletrodos cresce e isso significa uma diminuição da sucção do solo no local. Essas informações são encaminhadas ao *datalogger* que, através de uma equação de calibração, traduz os dados de leitura dos eletrodos para dados de sucção. O *datalogger*, apresentado na Figura 16, deve ser instalado em um local abrigado das intempéries.

Figura 10 – Sensor de sucção de medida indireta.



Fonte: Acervo próprio.

Figura 11 – Corte no sensor de sucção.



Fonte: Acervo próprio.

Figura 12 – Datalogger utilizado para armazenamento das leituras de sucção.

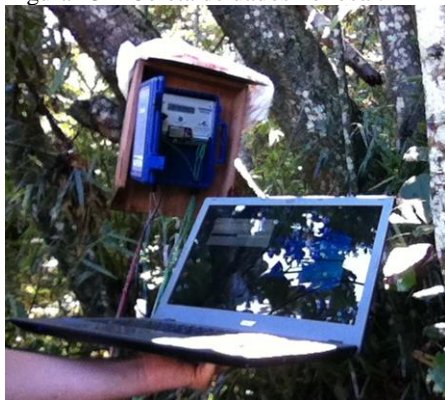


Fonte: Acervo próprio.

Nesta pesquisa foi utilizado o *Watermark 900M*, fabricado pela *Irrrometer Company, inc.*, que coleta dados de forma automática utilizando uma bateria de 9V. Tem capacidade para 8 sensores, todos de sucção ou uma porta para medição da temperatura se houver necessidade. Foi desenvolvido para ambientes externos com sensores via cabo que enviam os dados para armazenamento no *datalogger*. A coleta dos dados pode ser feita no local, através de um cabo conectado a um computador (ver Figura 17) ou de forma remota (*Irrrometer Company, 2015*).

Para a instalação do sensor de sucção deve ser feito inicialmente um furo com um trado manual de diâmetro igual ao da pedra porosa do equipamento. Na Figura 18 está apresentada a perfuração com o auxílio de um trado manual em um solo da região de Florianópolis, Santa Catarina. Em seguida é inserido o trado até a profundidade de medição, devendo-se utilizar um alargador adequado para facilitar a introdução do sensor. O sensor deve ser saturado antes de sua instalação.

Figura 13 – Coleta de dados no local.



Fonte: Acervo próprio.

Figura 14 – Perfuração com o trado manual para instalação de sensor.



Fonte: Acervo próprio.

## 2.5 ALGUNS ASPECTOS RELACIONADOS AOS MOVIMENTOS DE MASSA EM FUNÇÃO DO REGIME DE CHUVA

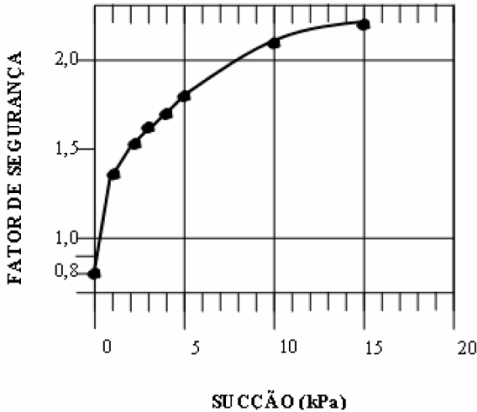
Entre os principais fatores associados aos movimentos de massa estão as propriedades geotécnicas do solo e a intensidade das chuvas. A taxa de redução do fator de segurança é diretamente proporcional à duração e intensidade da chuva, ou seja, quanto maiores forem estes parâmetros mais rápido decresce o fator de segurança em função da redução da sucção (RAHARDJO *et al.*, 2007). Os principais deflagradores de processos de instabilidade em taludes naturais ao longo da costa brasileira são, principalmente, a ação da chuva e do intemperismo físico e químico sobre a rocha mãe (Lacerda, 1997).

Conforme os trabalhos de Tatizana *et al.* (1987 a, b), as precipitações assumem papel de agente de ação progressiva e instantânea. Ação progressiva, pois, prepara o terreno através da alteração dos parâmetros do substrato e do aumento da sollicitação externa e evolui com o desenvolvimento da chuva. A água infiltrando no solo, altera sua densidade, aumentando o peso, e diminui a coesão pela redução da sucção. O aumento de peso ocasiona um aumento das forças atuantes e a diminuição da sucção, um decréscimo da resistência ao cisalhamento. A diminuição da coesão com a evolução da saturação do perfil do solo pode se tornar a causa deflagratória dos movimentos de massa. O desencadeamento de escorregamentos pode estar vinculado, em muitos casos, tão somente a uma redução das características de resistência decorrente de um aumento crítico do teor de umidade (Guidicini e Iwasa, 1976).

Ignacius *et al.* (1991) apresentam um estudo que exemplifica a redução do fator de segurança em função da redução da sucção. A Figura 18 apresenta os resultados obtidos pelo autor em análises de estabilidade de taludes envolvendo condições de rupturas rasas e planares com aproximadamente 1,0m de profundidade, em solos não saturados da Serra do Mar, na região de Cubatão, São Paulo. Nesta figura se observa que o aumento da sucção no solo de uma encosta não saturada acarreta em um significativo aumento no fator de segurança desta encosta. Para o tipo de solo da Serra do Mar estudado por Ignacius *et al.* (1991) o fator

de segurança cresce de forma exponencial até sucções por volta de 15 kPa.

Figura 15 – Variação do fator de segurança de uma encosta não saturada em função da sucção.



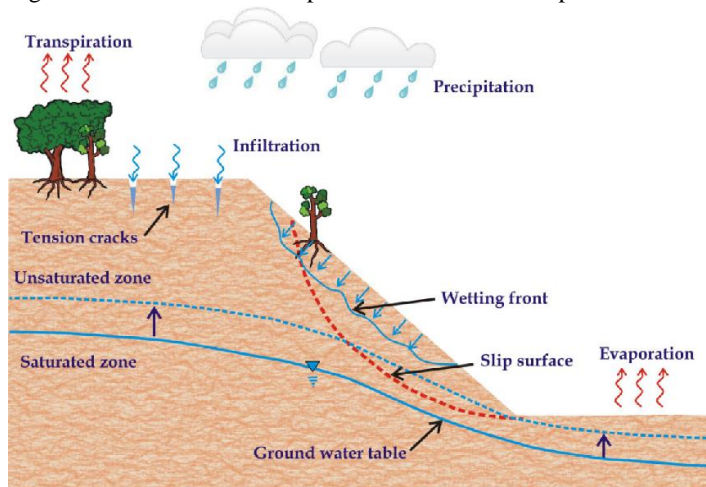
Fonte: Ignacius *et al.*, (1991).

Para os mecanismos de ruptura em taludes compostos por solos residuais não saturados, o campo de tensões na estrutura de solo é modificado pela distribuição da pressão da água nos poros do solo (Cho e Lee, 2002). As variações espaciais da condutividade hidráulica durante a infiltração pluviométrica interferem diretamente nesta distribuição. Cho e Lee (2002) também apontam que a condutividade hidráulica continua com uma distribuição não homogênea, mesmo quando o talude se mostra homogêneo texturalmente, já que tal variável é uma função do teor de água e da sucção.

A Figura 19 exemplifica o ciclo de precipitação, infiltração evaporação e evapotranspiração que modifica o nível das zonas saturada e não saturada do solo. A diminuição do nível de água do talude aumenta a zona de aeração do solo, o que contribui para a estabilidade do talude. De acordo com Rahardjo, *et al.* (2012) para que isto ocorra, drenos horizontais e barreiras capilares são eficientes métodos de amenização dos efeitos da infiltração pluviométrica na estabilidade de taludes. Drenos horizontais têm sido utilizados em larga escala ao redor

do mundo para estabilidade de taludes, mostrando-se um método econômica e tecnicamente viável.

Figura 16 – Mecanismo de ruptura do talude induzida por chuva.



FONTE: Rahardjo *et al.*, (2012).

## 2.6 IMPORTÂNCIA DA SUCCÃO NA ESTABILIDADE DE ENCOSTAS

Estando o solo parcialmente saturado, atua uma poro pressão negativa (sucção) que aumenta a coesão aparente, tanto maior quanto menor for o valor da umidade no solo (Magalhães, 1990). Para Pedrosa (1994) nas estações chuvosas a infiltração da água pode causar, além do aumento do grau de saturação, redução das tensões de sucção (coesão aparente), aumento do peso específico em ambiente confinado, aumento das poro pressões (poro pressões de percolação e pressões hidrostáticas), erosão interna (*piping*), devido ao processo hidrodinâmico de percolação d'água, e erosões externas devido à escassez da cobertura vegetal. E, mesmo para baixos índices pluviométricos, a infiltração pode deflagrar movimentos catastróficos, dependendo das condições internas do maciço (índice de vazios, grau de saturação, teor de umidade, tipo de solo, topografia, geomorfologia e litologia).

A medida que a água infiltra no talude, a poro pressão da água no talude aumenta (sucção matricial diminui), e a tensão de cisalhamento adicional devido a sucção matricial irá diminuir ou mesmo desaparecer, fazendo com que o talude seja mais suscetível a ruptura. A evaporação e a transpiração irão restaurar a perda da sucção matricial no talude e esta variação climática ocorre o tempo todo. Em outras palavras, a zona não saturada do solo é uma interface dinâmica do talude com o meio ambiente e como resultado, o fator de segurança ao escorregamento é afetado de forma dinâmica pelas mudanças climáticas (Rahardjo *et al.*, 2012).

O escoamento de fluidos em um meio poroso não saturado é um caso especial de escoamento simultâneo de fluidos não miscíveis (BEAR, 1972). No caso considerado, o fluido em questão é a água, e o fluido não molhante é o ar. O escoamento não saturado ocorre quando a água se movimenta através do perfil de solo cuja umidade se encontra inferior àquela correspondente à saturação, ou seja, quando parte dos espaços vazios (poros) está ocupada pelo ar, o qual é considerado estagnado, isto é, não está em movimento. No ciclo hidrológico, o escoamento em meios porosos não saturados ocorre na fase de infiltração e redistribuição ao longo da chamada zona de aeração (Pizarro, 2009).

Os solos, quando não saturados, apresentam uma condutividade hidráulica (velocidade de avanço d'água) que varia muito com o teor de umidade existente, tanto menor quanto mais seco estiver o solo. O avanço da água de chuva que se infiltra (frente de saturação) depende do grau de saturação antes da infiltração, do índice de vazios, da intensidade e duração da chuva e das propriedades de fluxo d'água no solo. Com isso, cada episódio de chuva gera uma frente de saturação que atingirá uma profundidade que depende daqueles fatores, culminando numa redistribuição da água que se infiltrou após cessada a chuva, resultando num teor de umidade superior àquele existente antes da chuva. A repetição das chuvas provoca um avanço mais rápido da frente de saturação, por encontrarem um teor de umidade maior e, portanto, maior condutividade hidráulica (Guidicini e Iwasa, 1976).

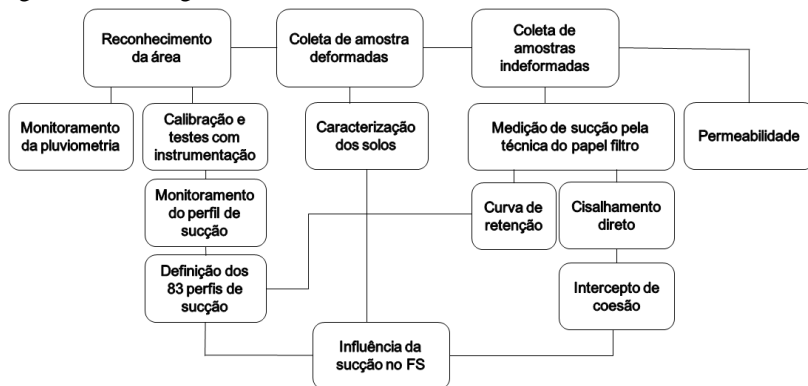


### 3 ÁREA DE ESTUDO E MÉTODO

As características da área de estudo e o método aplicado para a realização dos ensaios de campo e laboratório são apresentadas neste capítulo.

Para melhor entendimento buscou-se dividir em 4 etapas, a primeira foi ida a campo com o reconhecimento da área, e, assim a coleta de amostras deformadas e indeformadas de solo. A segunda etapa foi determinada pelos ensaios realizados em laboratório e monitoramento em campo. A partir dos dados experimentais, surgiu a terceira etapa, onde foram determinados os parâmetros para obtenção dos FS. Por último, e com os dados obtidos, a quarta etapa define a influência da sucção no FS ao deslizamento das encostas estudadas.

Figura 17 – Fluxograma do método.



Fonte: Acervo próprio.

#### 3.1 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDOS

A Figura 20 representa a região escolhida para a realização desta pesquisa com indicação dos dois pontos de estudo. O motivo da escolha se deve ao fato de ser uma região que apresenta um histórico de ocorrência dos maiores movimentos de massa da ilha de Santa Catarina.

No km 14 da rodovia SC-401 ocorreu um movimento de massa que acabou vitimando um motorista de caminhão, soterrado por solo e rocha. Este foi o segundo maior movimento de massa da Ilha de Santa Catarina, tendo ocorrido no dia 23 de novembro de 2008 às 18h30min.

Figura 18 – Localização da área de estudos.



Fonte: *Google Earth* (2017).

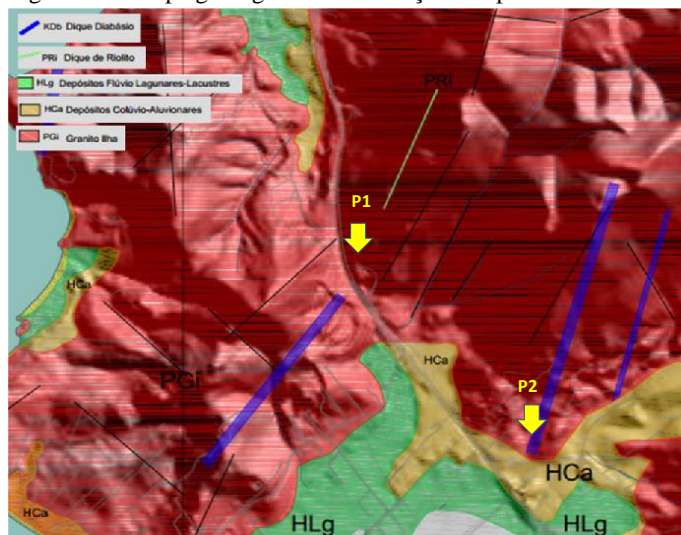
Raimundo (1998) aponta dois episódios na série histórica de movimentos de massa ocorridos na SC 401, ambos na margem oposta e a menos de 500 m do último escorregamento ocorrido em novembro de 2008, sendo o primeiro em 1983 e o segundo em 1996, atingindo também as duas pistas. No final de 2008, não somente Florianópolis, mas o estado de Santa Catarina foi vítima de uma das maiores catástrofes naturais relacionadas a movimentos de massa ocorridos no Brasil.

Segundo levantamento realizado pela Empresa de Pesquisa Agropecuária e Extensão Rural de Santa Catarina (EPAGRI/SC), a catástrofe de 2008 afetou mais de 60 cidades e mais de 1,5 milhões de pessoas, com 133 mortes, 22 desaparecidos e mais de 78.000 habitantes que tiveram que abandonar suas casas. O período de chuvas mais intensas do evento ocorrido no final de 2008 em Santa Catarina foi entre os dias 20 e 24 de novembro. Neste evento estima-se que tenha ocorrido mais de 4000 escorregamentos de encostas de diferentes tipos, tais como, escorregamentos translacionais, circulares, corridas de lama e de detritos.

Conforme Oliveira *et al.* (2012), a geologia da Ilha de Santa Catarina é basicamente constituída por granitos, que formam os morros

e pertencem à Suíte Intrusiva Pedras Grandes, formada no Proterozóico Superior (500 Ma), por diques de diabásio encaixados no granito, pertencentes à Formação Serra Geral de idade Juro-Cretácea (190 Ma), e pelos depósitos de origem marinha, eólica, lacustres e fluviais, formados no Período Quaternário. Na Figura 21 está apresentado o mapa geológico da Ilha de Santa Catarina, com indicação dos dois pontos de estudo. O ponto 1 está localizado em uma região de solo residual de granito e o ponto 2 está localizado no solo residual do dique de diabásio. O ponto 1 apresenta coordenadas UTM DATUM Sirgas2000 X 745688 Y 6952670. Já a região de estudo do Ponto 2 (região do dique de diabásio) apresenta coordenadas UTM DATUM Sirgas2000 X 745629 Y 6952264.

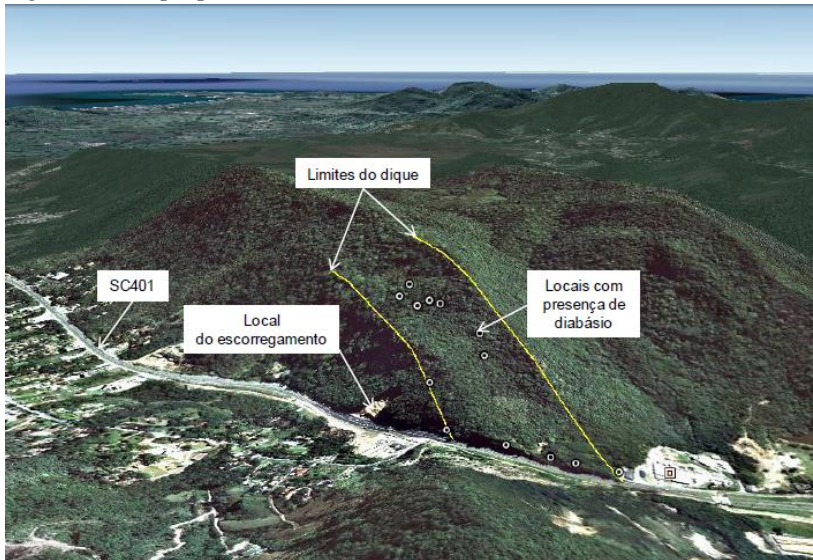
Figura 19 – Mapa geológico com indicação dos pontos de estudo.



Fonte: Adaptado de Tomazzoli e Pellerim (2015).

Um vale alinhado na região do dique foi observado por Oliveira *et al.*, (2012), e confirmado em estudos de campo. A região delimitada pelo dique com as observações de afloramentos de diabásio está indicada na Figura 22. As regiões onde se encontram os diques estão associadas a escorregamentos anteriores e a vários outros problemas de instabilidades de encostas na região do Município de Florianópolis.

Figura 20 – Dique presente na área de estudos.



Fonte: Oliveira *et al.*, (2012).

Os solos dos pontos de estudo 1 e 2 classificam-se como solo Podzólico Vermelho-Amarelo (SANTOS, 1997). O solo oriundo do granito (ponto 1) pode apresentar perfil de alteração de até 20 m com horizontes A e B de pequena espessura e plásticos. O horizonte C é bastante resistente à escavação e pode apresentar sulcos de erosão quando expostos (SANTOS, 1997). A espessura dos solos residuais de diabásio é relativamente maior quando comparado ao solo residual de granito, apresentando textura mais fina. O solo desta unidade tende a apresentar comportamento expansivo (SANTOS, 1997).

### 3.2 ETAPAS DE CAMPO

Através dos resultados previamente obtidos pelos estudos de Oliveira *et al.* (2012), foram escolhidos dois locais de estudo nas proximidades do local do movimento de massa ocorrido em 2008. Neste local foram executados furos de sondagem para retirada de amostras indeformadas, utilizadas nos ensaios de caracterização, e retirada de

blocos para determinação da curva de retenção e ensaios de cisalhamento direto. Foram também instalados os sensores de sucção para acompanhamento da variação do perfil de sucção.

### 3.2.1 Coleta de amostras

Foram coletados dois blocos de solo indeformado, seguindo as técnicas padronizadas e adaptadas para o tipo de material e ensaios de laboratório subsequentes. Foram também retiradas amostras deformadas de dois furos de sondagem a trado com profundidade de 2 m. As amostras deformadas, acondicionadas em sacos plásticos com indicação de sua profundidade de coleta foram utilizadas nos ensaios de caracterização realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos da UFSC (Universidade Federal de Santa Catarina). As Figuras 23 e 24 apresentam as etapas dos procedimentos da retirada destas amostras. A cada profundidade foi coletado aproximadamente 1,5kg de solo.

Figura 21 – Execução do furo a trado com diâmetro de 8 cm.



Fonte: Acervo próprio.

Figura 22 – Acondicionamento das amostras em sacos plásticos.

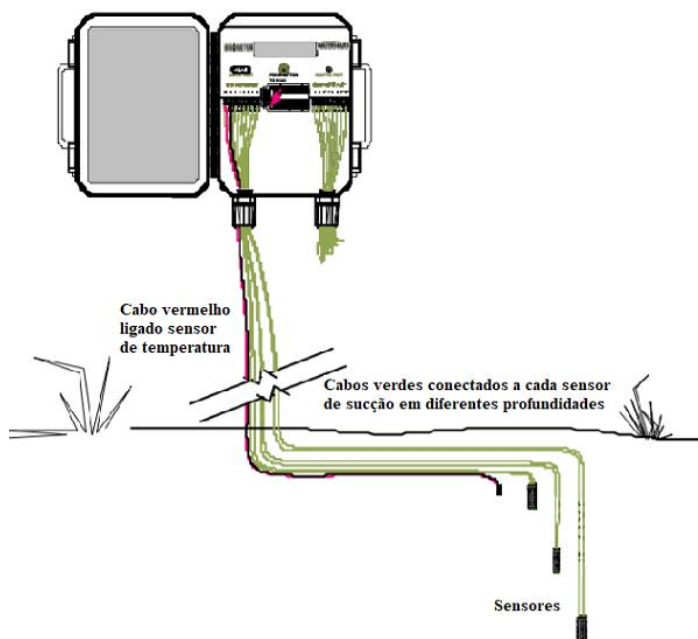


Fonte: Acervo próprio

### 3.2.2 Monitoramento do perfil de sucção

O entendimento de como se dá a infiltração da frente de umidade no perfil do solo, após cada evento de chuva, é uma das principais diretrizes desta pesquisa. Esta infiltração de água está diretamente relacionada com as variações do perfil de sucção, que foi monitorado nos dois locais de estudo, por um período de 6 meses. Em cada local foram instalados sensores de medida indireta de sucção nas profundidades de 30 cm, 50 cm, 1 m, 1,5 m e 2m. Na Figura 25 está uma representação esquemática dos sensores instalados no campo.

Figura 23 – Esquema de funcionamento do equipamento para monitoramento do perfil de sucção.



Fonte: *Irrrometer Company*, 2015

Para instalação dos sensores em campo foram utilizados tubos de PVC (20 mm) acoplados à parte superior das sondas com a utilização de cola de fixação, silicone e parafusos de forma a possibilitar a recuperação deste equipamento no final do período de monitoramento. A parte superior foi vedada com o auxílio de um tampão e silicone. Houve a necessidade de se aumentar o diâmetro do tubo de PVC com um ferro aquecido para possibilitar o encaixe do sensor em seu interior. O fio do sensor deve ficar abrigado no interior do tubo de PVC o que pode ser visto na Figura 26.

Figura 24 – Esquema de fixação do sensor aos tubos de resgate PVC.



Fonte: Acervo próprio.

Todos os sensores de sucção foram instalados a uma distância de 40 a 100 cm do furo executado a trado para retirada de amostras deformadas. A distância entre cada sensor de sucção foi superior a 15 cm. Como pode ser observado na Figura 27, foi aplicada uma pequena quantidade de lama, produzida com solo do mesmo local, para uma indução ao melhor contato inicial dos sensores de sucção de medida indireta com as paredes dos furos de instalação. Isto melhora a qualidade da continuidade hidráulica entre a água presente na matriz do solo e a água do sensor de medição de sucção.



Figura 25 – Colocação de lama de solo no entorno do sensor de sucção para garantir aum melhor contato inicial com o solo.



Fonte: Acervo próprio.

Após a inserção do conjunto sensor de sucção de medida indireta com o tubo de resgate PVC, de maneira que o topo do tubo com o tampão fosse deixado em um nível acima do terreno natural, foi feita uma leve compactação do solo ao redor do topo do furo. Isto deve ser feito para impedir que a interface entre o tubo de PVC e solo seja um caminho preferencial para a água. O equipamento monitorou a sucção em campo para profundidades de 30, 50, 100, 150 e 200 cm durante o período de 1º de junho a 30 de novembro de 2016 com registro de dados de 5 em 5 minutos. As coletas de dados foram feitas quinzenalmente.

A Figura 28 mostra a retirada dos sensores intactos após os seis meses de monitoramento. Para a retirada dos sensores foi inicialmente executada uma pequena escavação no entorno da tubulação de PVC que foi posteriormente preenchido com água. Pequenos movimentos nesta tubulação permitiram a penetração da água ao longo do furo até que a mesma atinja a profundidade dos sensores de medição de sucção. Com esforço de rotação e de tração, posterior a saturação do solo, os sensores foram recuperados.

Figura 26 – Retirada dos sensores intactos após seis meses de monitoramento.



(a) Preenchimento com água.



(b) Arranque do tubo.



(c) Retirada do tubo.

Fonte: Acervo próprio.



(d) Retirada do sensor intacto.

### 3.2.3 Monitoramento dos volumes diários de chuva

Através de uma parceria com a Epagri/Ciram, um pluviômetro foi instalado na região da pesquisa (Figura 29) possibilitando o monitoramento da precipitação horária de chuva. Os dados são automaticamente postados de hora em hora no site da Epagri/Ciram e se encontram acessíveis para o público em geral.

Figura 27 – Pluviômetro instalado em campo.



Fonte: Acervo próprio.

### 3.3 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

#### 3.3.1 Ensaios de Caracterização Geotécnica

As amostras deformadas do solo coletado dos dois furos de sondagem, executados a trado, foram utilizadas para obtenção da umidade natural e realização dos ensaios de caracterização. Realizaram-se ensaios de massa específica dos sólidos (NBR 6508/1984), ensaio de granulometria (NBR7181/1984), Limite de Liquidez (NBR6459/1984), Limite de Plasticidade (NBR7180/1984) e classificação MCT (Miniatura Compactada Tropical), utilizando o método expedito das pastilhas. Foi obtida assim a variação de todos estes parâmetros até a profundidade de 2 m.

### 3.3.2 Curva de retenção de água do solo

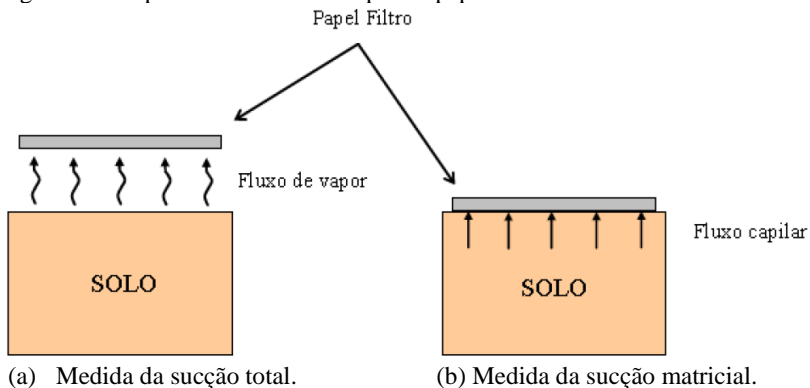
Dos blocos de solo indeformado foram moldados dois corpos de prova para a determinação da curva de retenção, 1 (um) para cada local de estudo. Estes corpos de prova foram saturados com aspersão de água e posteriormente secados para que fiquem com diferentes valores de sucção que será determinada com o emprego da técnica do papel filtro.

#### 3.3.2.1 Técnica do Papel Filtro

A técnica do papel filtro está fundamentada no fato de que para um determinado valor de sucção do solo, a umidade do papel filtro, colocado em contato com sua superfície, irá variar até o momento em que o mesmo apresente sucção igual à do solo. Assim, um solo, com alguma umidade, quando é posto em contato com um papel filtro, com umidade menor, faz com que este último absorva uma certa quantidade de água do solo até que a sucção de ambos, seja igual. O tempo de equilíbrio é um fator de extrema importância para obtenção da sucção correta (MARINHO, 1994).

O fluxo de água para o papel filtro quando não está em contato com o corpo de prova, mostrado na Figura 30a, possibilitará a medida da sucção total, uma vez que estará incorporando forças osmóticas e capilares. O espaço de ar deixado entre o solo e o papel filtro, fornece uma barreira para os sais, permitindo apenas o fluxo de vapor de água. Quando o fluxo ocorre com o papel filtro estando em contato com o corpo de prova é medida a sucção matricial (MARINHO *et al.*, 1998).

Figura 28 – Tipos de fluxos do solo para o papel filtro.



(a) Medida da sucção total.

(b) Medida da sucção matricial.

Fonte: Marinho *et al.* (1998).

Em relação ao tempo de equilíbrio que o papel filtro deve ficar até atingir a sucção do solo, Gracen *et al.* (1987) sugerem que, para sucções matriciais, grande parte da água é absorvida nos primeiros minutos e atinge o equilíbrio em aproximadamente 7 dias. Para a execução do ensaio do papel filtro utilizou-se: papel filtro da marca *Whatman* nº 42, balança analítica de 4 casas decimais, sacos plásticos isolantes, pinça e estufa (105°C). A sucção do solo é determinada, de forma indireta, através da umidade do papel filtro, utilizando-se as Equações 5 e 6 da curva de calibração proposta por Chandler *et al.* (1992).

$$\Psi(kPa) = 10^{4,84-0,062w_f}; w_f < 47\% \quad (5)$$

$$\Psi(kPa) = 10^{6,05-2,84\log w_f}; w_f \geq 47\% \quad (6)$$

Existem outras metodologias para medir a sucção do solo. A técnica utilizando papel filtro também pode ser encontrada na norma ASTM D5298-92.

### 3.3.3 Permeabilidade na condição saturada

Para obtenção dos parâmetros de condutividade hidráulica no solo, foram realizados ensaios de permeabilidade à carga hidráulica

variável, seguindo a NBR 14545/2000. O ensaio fundamenta-se na lei de Darcy, pressupondo, portanto, a existência de proporcionalidade direta entre as velocidades de fluxo e os gradientes hidráulicos. Admite-se adicionalmente a continuidade do escoamento, sem variações de volume do solo, durante o ensaio, e a saturação total do corpo de prova.

Foram moldados dois corpos de prova oriundos de 2 blocos indeformados (figura 31a) retirados dos Pontos 1 e 2 da área de estudo a uma profundidade aproximada de 50 cm da superfície de solo. As dimensões para os corpos de prova foram de 10,73 cm de diâmetro e 13 cm de altura para o Ponto 1 e 10,17 cm de diâmetro e 12,99 cm de altura para o Ponto 2 (figura 31b). Estes corpos de prova foram colocados no interior de um molde cilíndrico com preenchimento do espaço entre ambos com lama bentonítica (figura 31c).

Figura 29 – Etapas da montagem do ensaio de permeabilidade.



(a) Moldagem.



(b) Montagem.



(c) Preenchimento.

Fonte: Acervo próprio.

Em seguida o cilindro foi fechado e vedado com anéis de borracha. Para a determinação do coeficiente de permeabilidade das amostras foi utilizado a Equação 7.

$$k = \frac{aH}{A\Delta t} \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right) \quad (7)$$

Onde:  $k$  é o coeficiente de permeabilidade;  $\Delta t$  é dado pela diferença dos instantes  $t_2$  e  $t_1$ ;  $h_1$  é a carga hidráulica no instante  $t_1$ ,  $h_2$  é a carga hidráulica no instante  $t_2$ ;  $a$  é a área interna da bureta de vidro;  $H$  é a altura inicial do corpo de prova;  $A$  é a área inicial do corpo de prova.

Por fim, faz-se necessário referir os coeficientes de permeabilidade encontrados na Equação 7 à temperatura de 20°C por intermédio da Equação 8.

$$k_{20} = R_T k \quad (8)$$

Onde:  $k_{20}$  é o coeficiente de permeabilidade referido à temperatura de 20°C;  $R_T$  é a relação entre a viscosidade da água na temperatura de ensaio e a viscosidade da água a 20°C.

### 3.3.4 Ensaio de cisalhamento direto

Foram realizados ensaios de cisalhamento direto seguindo as recomendações da norma ASTM D3080-04. Os ensaios foram realizados com amostras apresentando diferentes valores de sucção inicial (tensão normal de 50 kPa) e amostras inundadas (tensões normais de 50, 100, 200 e 300 kPa) com o objetivo de se determinar os parâmetros de resistência ( $c'$  e  $\phi'$ ), o intercepto de coesão e os valores de " $\phi_b$ ".

Devido à falta de isolamento do equipamento de cisalhamento direto do laboratório de mecânica dos solos da Universidade Federal de Santa Catarina, o tempo de consolidação do solo, foi de duas horas para os ensaios com sucções. Para ensaios na condição inundada, fez-se o ensaio de cisalhamento com tempo de consolidação de 24 horas. A velocidade de cisalhamento foi de 0,307 mm/min, o tempo de cisalhamento foi de uma hora aproximadamente.

#### 3.3.4.1 Coleta das amostras indeformadas

Foram moldados, em cada ponto de estudo, 9 corpos de prova cravando-se moldes metálicos com dimensões de 10x10x2 cm. Após a moldagem, os moldes foram envolvidos em filme plástico e papel alumínio, sendo posteriormente armazenados em uma caixa de isopor. A Figura 32 ilustra o processo de cravação do molde metálico no solo.

Figura 30 – Procedimento de cravação do molde de cisalhamento direto.



Fonte: Acervo próprio.

#### 3.3.4.2 Imposição de sucção nos corpos de prova

Para o cisalhamento direto com controle de sucção foi utilizado o procedimento adotado por Massocco (2017). Este procedimento consiste inicialmente na saturação do corpo de prova por aspersão de água seguida da secagem. Com o intuito de chegar à sucções da ordem de 5, 50, 100, 150 e 200kPa, a secagem do corpo de prova foi feita através da água absorvida pelo papel filtro e também por secagem ao ar, seguindo os seguintes passos:

- i. Obter a umidade inicial do solo no molde indeformado e massa úmida inicial;
- ii. Borrifar água nos moldes de solo, até ficar próximo da saturação;
- iii. Colocar papel filtro no molde;
- iv. Após 7 dias verificar a sucção;
- v. Caso o solo indeformado obtenha a sucção desejada, avançar para o item (vi), caso contrário repetir o item (iii) e deixar secar ao ar quando necessário;
- vi. Realizar o ensaio;
- vii. Após o ensaio obter a umidade amolgada.



As etapas dos procedimentos utilizados para a preparação dos corpos de prova utilizados nos ensaios de cisalhamento direto na condição não saturado estão apresentadas na Figura 33.

Figura 31 – Procedimentos de preparação dos corpos de prova para os ensaios de cisalhamento direto não saturado.

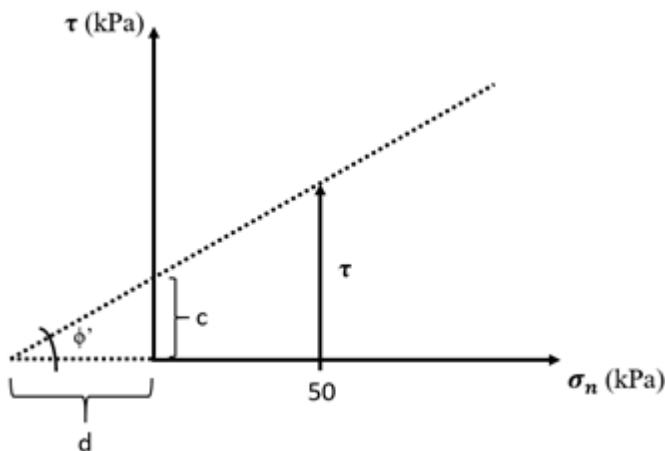


### 3.3.4.3 Definição do intercepto de coesão

O intercepto de coesão é a representação da resistência ao cisalhamento no plano tensão cisalhante *versus* sucção. Os 5 pontos experimentais de cada um dos pontos de estudo, obtidos com aplicação de uma tensão normal de 50kPa, foram projetados no plano tensão cisalhante *versus* sucção. O procedimento para encontrar o intercepto de coesão relativo a cada valor de sucção inicial do corpo de prova está

ilustrado na Figura 34. Nesta figura o valor de “c” corresponde ao intercepto de coesão e o valor de “ $\tau$ ” corresponde a resistência ao cisalhamento do corpo de prova. Para se obter o ponto experimental do intercepto de coesão, dado por “c”, foi assumido que o valor do ângulo de atrito efetivo “ $\phi$ ” permanece constante com aumento da sucção. O valor de “c”, considerando a Figura 34, é calculado pela Equação 9.

Figura 32 – Projção no plano tensão cisalhante *versus* tensão normal.



Fonte: O autor.

$$c = \tau - \sigma_n \cdot \operatorname{tg} \theta' \quad (9)$$

### 3.3.5 CALIBRAÇÃO DOS TENSÍÔMETROS DE MEDIDA INDIRETA

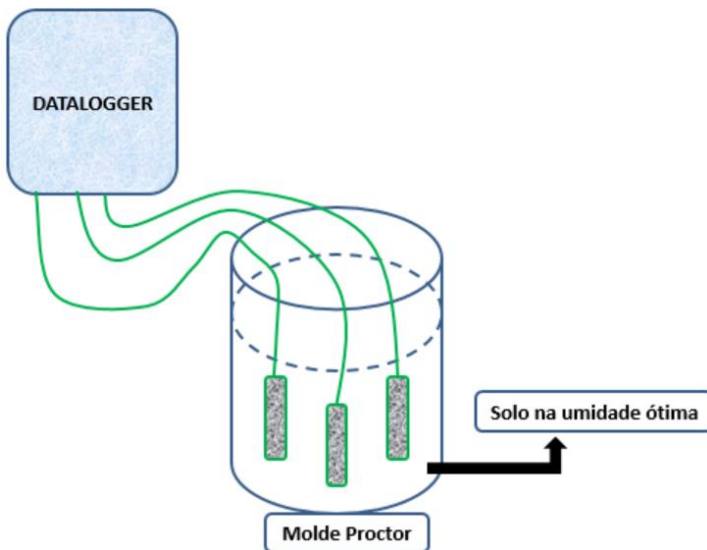
Os trabalhos de campo de monitoramento do perfil de sucção são de fundamental importância quando se analisa a estabilidade de uma encosta sob o ponto de vista da mecânica dos solos não saturados. Este monitoramento pode ser feito com a instalação de sensores de sucção de medida direta ou indireta. No entanto, antes da instalação destes

equipamentos no campo foram realizadas algumas investigações em laboratório. Foram realizados ensaios para se verificar o melhor procedimento de instalação e de saturação e ensaios de calibração.

Sensores do tipo resistência e capacitância elétrica têm algumas vantagens tais como não necessitarem de manutenção periódica (MIRANDA *et al.*, 2007). Entretanto, em virtude de os sensores determinarem a sucção do solo de forma indireta, deve ser verificada, se a calibração dos mesmos necessita de ajustes.

Para verificação da calibração dos sensores de sucção foi utilizado um solo residual retirado do dique de diabásio, localizado nas proximidades do local de estudo. O solo residual foi compactado dentro de dois cilindros metálicos grandes, usados para o ensaio de CBR, sendo compactado nas condições de umidade ótima ( $w=28,5\%$ ), obtida por Pecapedra (2015), definida com a energia de compactação normal. Dentro de cada molde cilíndrico foram instalados três sensores de sucção conforme a representação esquemática da Figura 35. Na Figura 36 estão apresentadas algumas das etapas de instalação dos sensores de sucção no interior do solo compactado. Nesta figura o sensor de cabo vermelho coleta a temperatura do solo.

Figura 33–Representação esquemática da instalação dos sensores de sucção de medida indireta.



Fonte: Acervo próprio.

Figura 34 – Preparação da amostra com os tensiômetros de medida indireta.



Fonte: Acervo próprio.

Nos ensaios para verificação do procedimento de saturação, foram testados 3 sensores. Foram testados os procedimentos de simples imersão e com aplicação de vácuo. Para a saturação dos sensores a vácuo foi utilizado um dessecador ligado a uma bomba de vácuo como mostra a Figura 37. Dois sensores de sucção foram submersos na água contida no dessecador que foi hermeticamente fechado. Posteriormente

o compressor à vácuo foi ligado a uma pressão de 100 mm/Hg por um período de duas horas. Um terceiro sensor de sucção foi saturado durante três dias por meio de simples imersão em água. No primeiro dia foi imerso um terço do sensor de sucção de medida indireta, no segundo dia dois terços e no terceiro o sensor foi imerso por completo.

Para se verificar o melhor procedimento de instalação foi realizada em laboratório uma comparação entre os sensores de sucção, induzidos a um melhor contato inicial com o solo, através da sua instalação com utilização de lama, como mostra a Figura 27, e sem a utilização da lama, simplesmente instalado no solo com as faces metálicas porosas encostadas na parede do furo.

Figura 35 – Procedimento de saturação dos sensores a vácuo.



Fonte: Acervo próprio.

Figura 36 – Sensores de sucção submersos no interior do dessecador.



Fonte: Acervo próprio.

Após a instalação dos sensores de sucção no interior do solo compactado foi permitida a evaporação da água por alguns minutos. Em alguns instantes foi feita aspersão de água, simulando uma chuva. O objetivo é ver como variam os valores de sucção durante a secagem e umedecimento do solo. Para todos os níveis de sucção pesquisados o sistema contendo solo e os sensores de sucção foi hermeticamente fechado como o uso de filme plástico.

No procedimento de calibração os sensores de sucção, que foram utilizados no campo, foram instalados no solo compactado no interior do molde, permitindo-se a evaporação da água para que atinjam diferentes valores de sucção. Para cada nível de sucção atingida o conjunto foi hermeticamente fechado com filme plástico até que ocorram a estabilização das leituras de sucção dos sensores.

### 3.4 CÁLCULO DO COEFICIENTE DE SEGURANÇA DA ENCOSTA

Inicialmente foram definidos os perfis de sucção obtidos dos sensores instalados nas profundidades de 30, 50, 100, 150 e 200 cm. Os perfis de sucção variam continuamente ao longo do tempo, pois quando não está chovendo ocorre aumento dos valores de sucção e nos períodos de chuva estes valores decrescem. Desta forma houve a necessidade de selecionar alguns dos perfis de sucção que representem de forma satisfatória as variações ocorridas no período de monitoramento. Esta escolha tomou como base as precipitações de chuva obtidas do pluviômetro instalado nas proximidades da região de estudo. Os perfis de sucção escolhidos estão relacionados a momentos que antecedem a chuva, imediatamente posterior a sua ocorrência e após estabilização. Estes perfis de sucção foram utilizados para o cálculo do fator de segurança a movimentos de massa.

No software *Slide (RocScience)* foi considerado que o perfil do solo apresenta espessura de 5m. Esta espessura foi estimada pelas visitas de campo realizadas após o movimento de massa ocorrido em 2008. O perfil de solo foi discretizado em 8 camadas correspondentes às profundidades de 0 a 30 cm, 30 a 50 cm, 50 a 100 cm, 100 a 150 cm, 150 a 200 cm, 200 a 300 cm, 300 a 400 cm e 400 a 500 cm. Para cada um dos perfis de sucção foi obtida a sucção no centro de cada uma destas camadas de solo. Desta forma a coesão das mesmas foi definida no intercepto de coesão obtido dos ensaios de cisalhamento direto não saturados. Ou seja, cada camada de solo, discretizada no software *Slide*, possui um valor de coesão que varia ao longo do tempo. Para cada perfil de sucção foi obtido um valor de fator de segurança. Foram utilizados os métodos de Fellenius, Bishop Simplificado e Morgenstern e Price.

Para profundidades maiores do que 5 m foi utilizado o software *Roclab (RocScience)* que, através das características geológicas do maciço rochoso, obteve os parâmetros de coesão e ângulo de atrito da rocha.

## 4 RESULTADOS E ANÁLISES

Neste capítulo estão apresentados os ensaios realizados para o solo residual de granito e o solo retirado da região do dique de diabásio. Também são apresentados os resultados da calibração do equipamento de sucção utilizado e os fatores de segurança ao deslizamento da encosta.

### 4.1 CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS

No laboratório de Mecânica dos Solos da UFSC (Universidade Federal de Santa Catarina) foram realizados ensaios de granulometria, Limite de liquidez, Limite de plasticidade e peso específico do solo, utilizando para isto as amostras retiradas dos dois furos de sondagem, em profundidades de 0 a 200 centímetros. Os valores dos limites de Atterberg, massa específica dos grãos e classificação MCT para o solo residual de granito e o solo retirado do dique de diabásio estão apresentados nas Tabelas 2 e 3 respectivamente. Nos gráficos das Figuras 39 e 40 pode ser visualizada a variação destes resultados ao longo da profundidade.

Para o solo residual de granito observa-se que a massa específica varia de  $2,52 \text{ g/cm}^3$  nas camadas mais superficiais até  $2,69 \text{ g/cm}^3$  nas camadas mais profundas. Isso pode estar relacionado à presença de matéria orgânica nas camadas superficiais de solo. Já para o solo retirado da região do dique de diabásio, a massa específica varia de  $2,49 \text{ g/cm}^3$ , nas camadas intermediárias, até  $2,70 \text{ g/cm}^3$  nas camadas mais superficiais.

Em termos de consistência, para o solo residual de granito pode ser observado que as camadas iniciais apresentam baixa plasticidade seguida de regiões de alta plasticidade. Nas camadas intermediárias a plasticidade volta a ser média e nas camadas mais profundas a plasticidade é alta. Já para o solo do dique de diabásio a plasticidade varia de média nas camadas mais próximas da superfície a alta nas camadas mais profundas.

A classificação MCT nas camadas iniciais foi de areias



argilosas lateríticas e argilas lateríticas. Nas camadas mais profundas o ensaio MCT indica a presença de argilas lateríticas e argilas lateríticas arenosas para ambos os pontos de estudo. As areias lateríticas são constituintes do horizonte B dos latossolos e podzólicos arenosos. Quando devidamente compactados, estes solos adquirem elevada capacidade de suporte, baixa permeabilidade, pequena contração por perda de umidade, razoável coesão e pequena expansibilidade por imersão em água. As argilas lateríticas quando possuem uma porcentagem relativamente elevada de areia, podem apresentar propriedades similares às areias lateríticas, possuindo, entretanto, menor capacidade de suporte, maior plasticidade, menor massa específica aparente seca, maior umidade ótima para a mesma energia de compactação e maior contração por perder umidade (NOGAMI E VILLIBOR, 1995).

Tabela 2 – Resultados dos ensaios de caracterização do solo residual de granito (ponto 1)

Profundidade (cm)	$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	w <sub>l</sub> (%)	w <sub>p</sub> (%)	IP(%)	MCT
0 a 30	2,5	53	36,7	16,3	LA'-LG': Areias argilosas lateríticas e argilas lateríticas
30 a 50	2,6	70	50,2	19,8	LG': Argilas lateríticas
50 a 80	2,6	94	54,6	39,4	LG': Argilas lateríticas
80 a 100	2,6	83	52,1	30,8	LG': Argilas lateríticas
100 a 120	2,6	70	53,9	16,1	LG': Argilas lateríticas
120 a 150	2,6	82	47,3	34,7	LG': Argilas lateríticas
150 a 170	2,6	72	53,2	18,8	LG': Argilas lateríticas
170 a 190	2,6	72	48,9	23,2	LG': Argilas lateríticas
190 a 210	2,7	81	51,8	29,2	LG': Argilas lateríticas

Onde:  $\rho_s$  – Peso específico dos sólidos, w<sub>l</sub> – limite de liquidez, w<sub>p</sub> – Limite de plasticidade, IP – Índice de Plasticidade

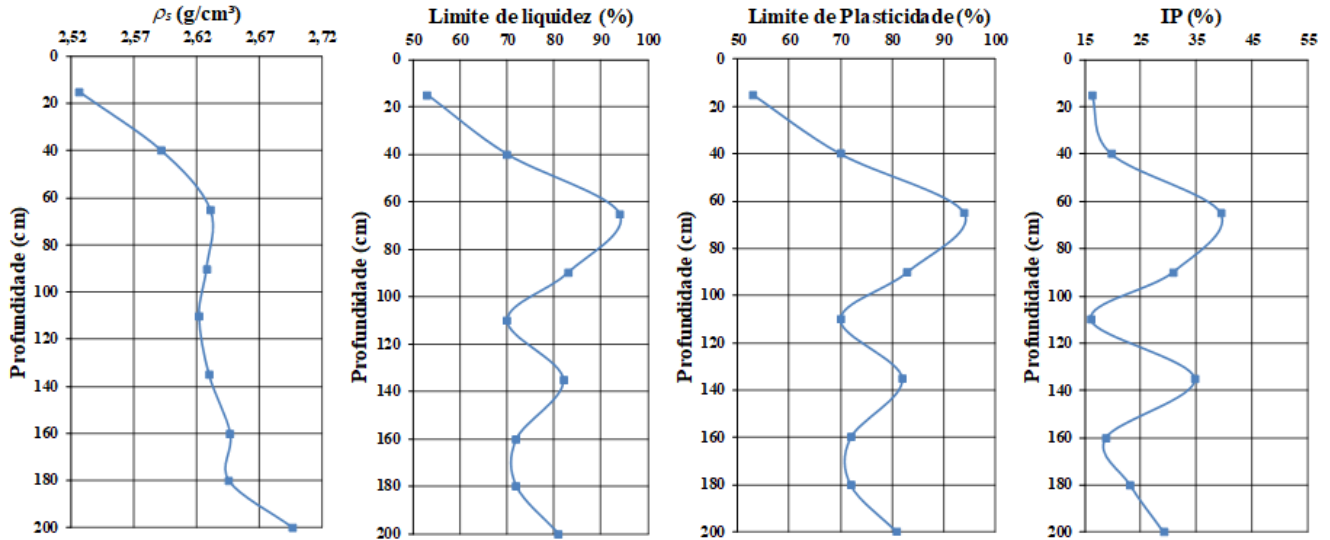
Fonte: O autor.

Tabela 3 - Resultados dos ensaios de caracterização do solo residual de diabásio (ponto 2).

Profundidade (cm)	$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	w <sub>l</sub> (%)	w <sub>p</sub> (%)	IP(%)	MCT
15 a 38	2,7	43	31,6	11,4	LA'-LG': Areias argilosas lateríticas e argilas lateríticas
38 a 55	2,7	45	32,9	12,1	LA'-LG': Areias argilosas lateríticas e argilas lateríticas
55 a 82	2,6	59	38,9	20,1	LG': Argilas lateríticas
82 a 100	2,5	88	43,3	44,7	LG': Argilas lateríticas
100 a 135	2,6	72	46,9	25,1	LG': Argilas lateríticas
135 a 158	2,7	79	49,5	29,5	LG': Argilas lateríticas
158 a 188	2,6	78	45,5	32,5	LG': Argilas lateríticas
188 a 205	2,7	84	54	29,9	LG': Argilas lateríticas

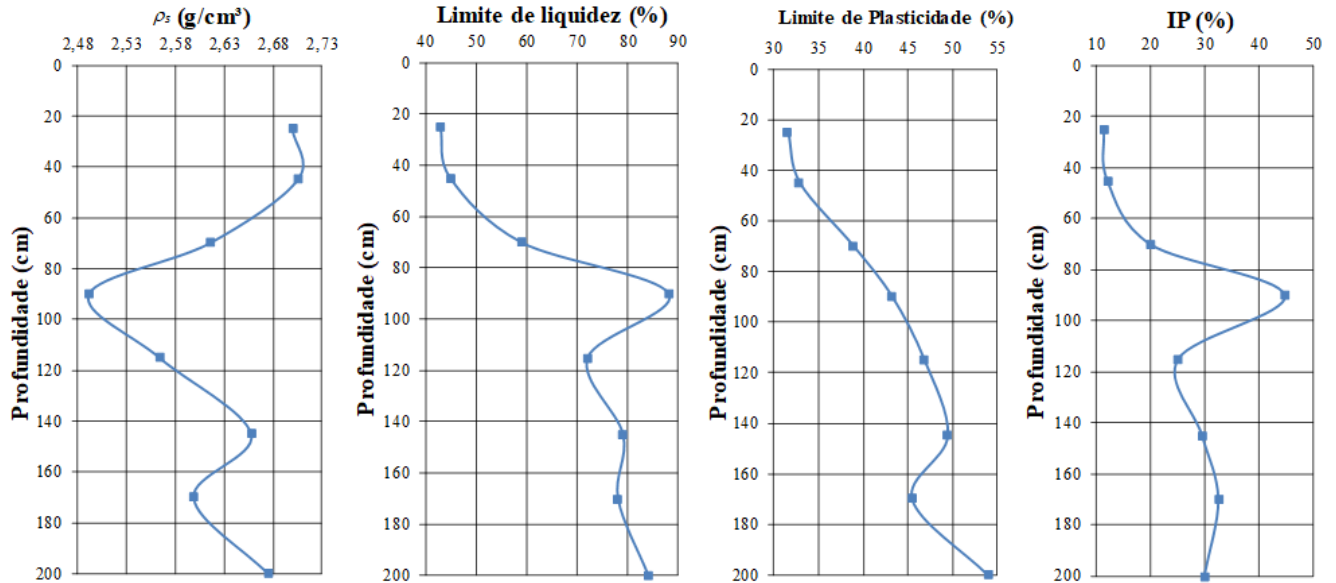
Onde:  $\rho_s$  – Peso específico dos sólidos, w<sub>l</sub> – limite de liquidez, w<sub>p</sub> – Limite de plasticidade, IP – Índice de Plasticidade  
 Fonte: O autor.

Figura 37 – Variação do peso específico das partículas e dos limites de consistência ao longo da profundidade do solo residual de granito.



Fonte: O autor.

Figura 38- Variação do peso específico das partículas e dos limites de consistência ao longo da profundidade do solo residual de diabásio.



Fonte: O autor.

Na tabela 4 está apresentada a distribuição das frações granulométricas ao longo da profundidade para o solo residual de granito.

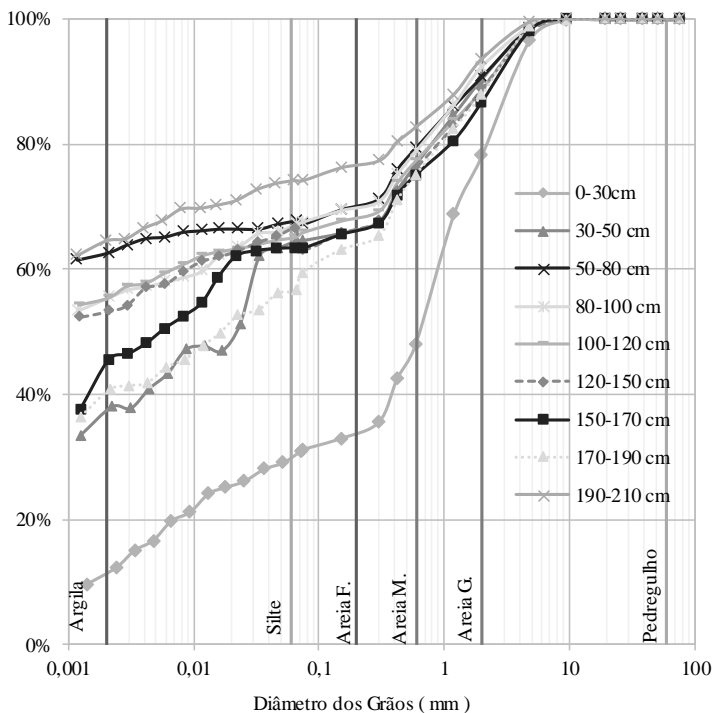
Tabela 4 – Distribuição granulométrica solo residual de granito.

Profundidade (cm)	Frações distribuídas por profundidade (%)					
	Argila	Silte	Areia Fina	Areia Média	Areia Grossa	Pedregulho
0 a 30	12,23%	18,74%	1,95%	15,07%	30,25%	21,76%
30 a 50	38,14%	26,44%	1,22%	10,95%	13,75%	9,50%
50 a 80	62,66%	5,07%	1,84%	9,86%	11,43%	9,14%
80 a 100	55,54%	11,76%	2,17%	9,41%	13,58%	7,54%
100 a 120	55,54%	9,68%	2,59%	9,65%	11,36%	11,18%
120 a 150	50,56%	12,48%	2,78%	10,29%	12,75%	11,14%
150 a 170	45,55%	17,83%	2,13%	9,52%	11,72%	13,25%
170 a 190	40,75%	15,84%	6,53%	12,00%	12,84%	12,04%
190 a 210	64,95%	9,29%	2,05%	6,48%	10,91%	6,32%

Fonte: O autor.

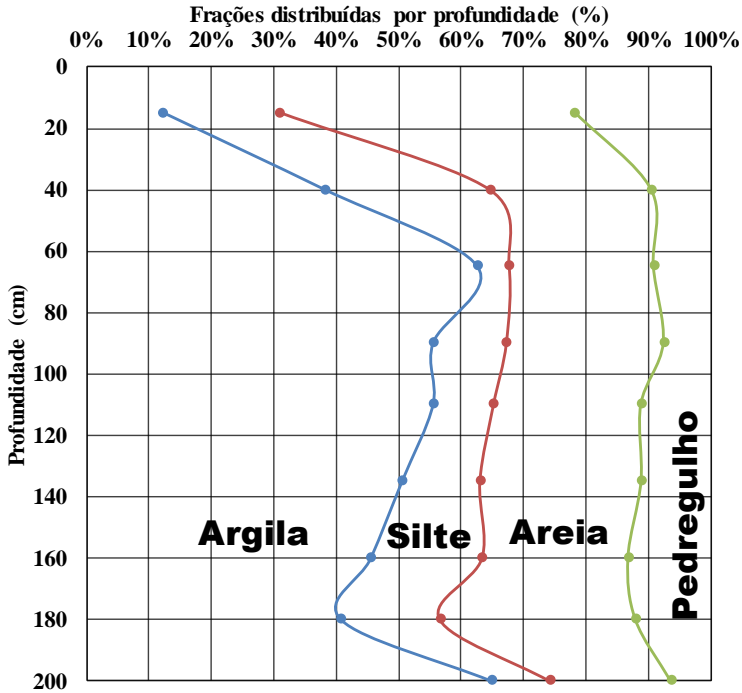
Percebe-se que o solo residual de granito possui em seu perfil uma quantidade predominante de argila a partir da profundidade de 40 cm. Nas proximidades da superfície há um predomínio da fração arenosa, correspondente aos grãos de quartzo. Para melhor visualização, o gráfico da Figura 42 apresenta a distribuição das frações granulométricas do solo residual de granito ao longo da profundidade.

Figura 39 – Análise Granulométrica solo residual de granito.



Fonte: O autor.

Figura 40 – Granulometria para o solo residual de granito.



Fonte: O autor.



Observa-se na Tabela 5 que no solo residual de diabásio a fração argilosa é predominante a partir da profundidade da ordem de 70 cm. Nas profundidades iniciais há um predomínio de areia. Nos solos residual de granito e de diabásio foi observado que há um aumento da fração argilosa a partir da superfície, tornando-se predominante a partir das profundidades respectivamente iguais 40 e 70 cm.

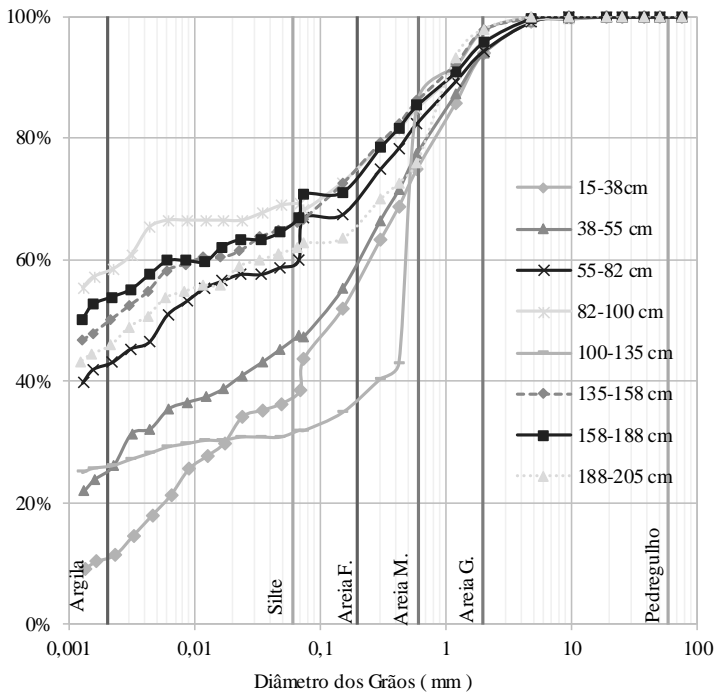
Tabela 5 – Distribuição granulométrica solo dique de diabásio.

Profundidade (cm)	Frações distribuídas por profundidade (%)					
	Argila	Silte	Areia Fina	Areia Média	Areia Grossa	Pedregulho
15 a 38	11,33%	27,15%	13,37%	23,11%	19,10%	5,93%
38 a 55	26,04%	21,45%	7,69%	22,33%	16,50%	5,98%
55 a 82	43,09%	16,74%	7,56%	15,02%	11,91%	5,66%
82 a 100	58,42%	10,76%	3,50%	12,14%	11,02%	4,16%
100 a 135	26,08%	5,81%	2,97%	51,04%	11,78%	2,32%
135 a 158	50,11%	15,94%	6,46%	13,70%	11,70%	2,09%
158 a 188	53,86%	13,11%	4,12%	14,33%	10,40%	4,18%
188 a 205	45,89%	16,04%	1,52%	12,51%	21,96%	2,08%

Fonte: O autor.

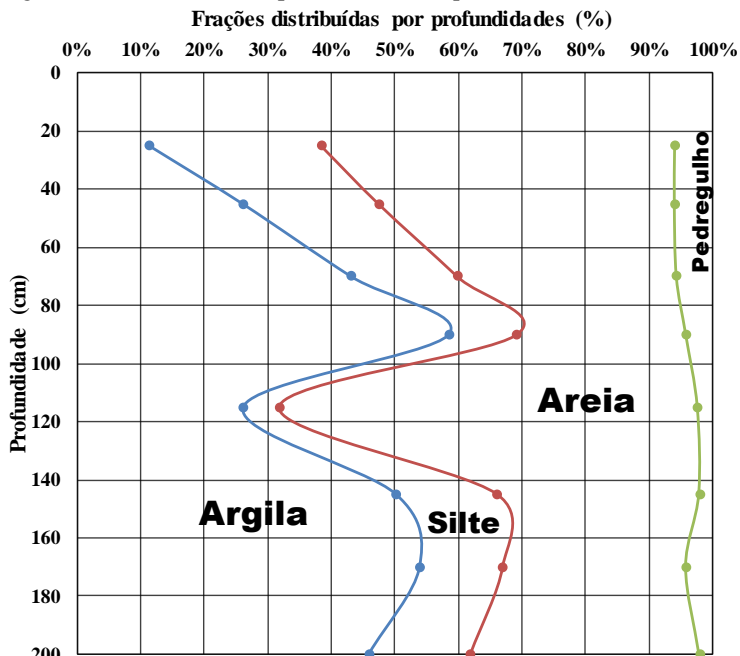
Para os solos residuais de granito e diabásio para profundidades abaixo de 40 e 70 cm respectivamente, as frações argilosas continuam predominantes, no entanto passam a apresentar diminuição de valor. Estas regiões com maior concentração da fração argilosa correspondem ao horizonte B. A maior quantidade de argila deste horizonte está relacionada ao processo de lixiviação dos argilominerais do horizonte A.

Figura 41 – Análise Granulométrica solo residual de diabásio.



Fonte: O autor.

Figura 42 – Granulometria para o solo do dique de diabásio.



Fonte: O autor.

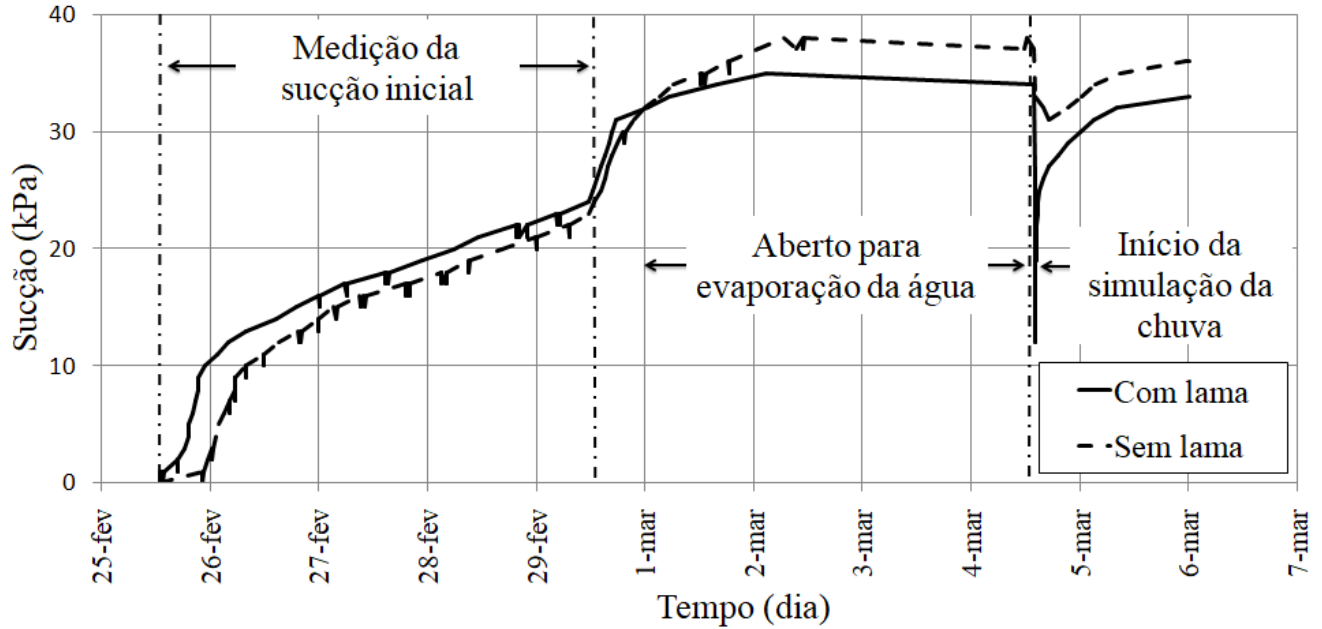
#### 4.2 ENSAIO DE SATURAÇÃO E INSTALAÇÃO DOS SENSORES DE SUCCÃO

Antes de iniciar a campanha de ensaios de campo com os sensores de sucção, foram realizados ensaios controlados em laboratório para investigar dois procedimentos de saturação e dois procedimentos de instalação. Os resultados do ensaio para investigar os procedimentos de instalação dos sensores de sucção estão apresentados na Figura 45. Neste ensaio foi feita inicialmente a vedação com filme plástico logo após a instalação dos sensores de sucção no solo compactado tendo como objetivo se medir a sucção inicial. No entanto, não foi observada a estabilização das leituras devido a problemas de vedação. Pode-se observar que o sensor instalado com lama apresenta inicialmente um menor tempo de resposta. Em seguida foi permitida a evaporação de água do solo por um determinado intervalo de tempo sendo

posteriormente feita a vedação com filme plástico, finalizando o ensaio com uma simulação de chuva. Quando tem início a simulação de chuva o sensor de sucção instalado com lama novamente apresenta um menor tempo de resposta. Deste ensaio pode ser verificado que o melhor procedimento de instalação foi com emprego de lama que possibilita uma melhor continuidade hidráulica entre a água presente no sensor de sucção com a água presente no solo, sendo este o procedimento recomendado para trabalhos de campo.

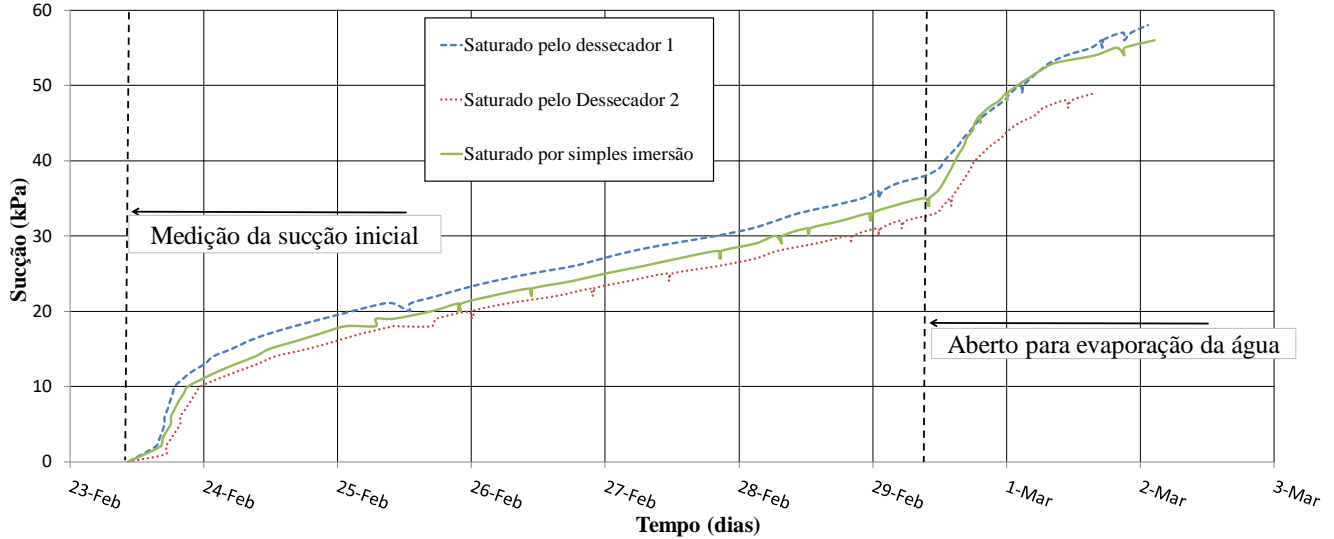
O manual do equipamento 900M da *Irrrometer* utilizado para medição da sucção do solo nesta pesquisa indica a saturação por simples imersão em três períodos. No primeiro dia a imersão de um terço do sensor, no segundo dia dois terços e no terceiro dia o sensor por inteiro deve ser deixado dentro da água por 24 horas até a saturação completa. Foi realizado um ensaio para confrontar esta metodologia de saturação com uma saturação a vácuo. A Figura 46 apresenta o resultado deste ensaio. Não foi observada nenhuma diferença significativa no tempo de resposta e nem nos valores de sucção medidos. Desta forma pode ser adotado qualquer um dos dois procedimentos de saturação.

Figura 43 – Curvas de comparação entre os métodos com e sem lama.



Fonte: Acervo próprio.

Figura 44 – Curva de comparação entre métodos de saturação dos sensores.



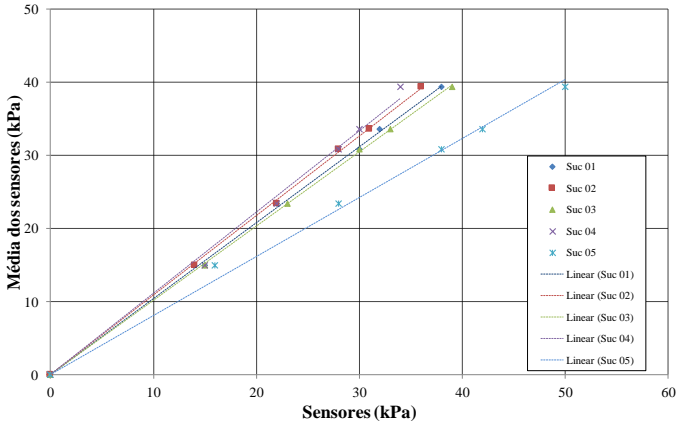
Fonte: O autor.

### 4.3 AJUSTE DE VALORES DOS SENSORES DE SUCCÃO

Quando os sensores de sucção foram utilizados nos ensaios de saturação e de procedimentos de instalação com lama e sem lama foi observado que após ter ocorrido o equilíbrio, em algumas das etapas destes ensaios, os valores de sucção apresentam uma pequena diferença. Desta forma foi realizado o ajuste de valores dos 10 sensores utilizados no monitoramento do perfil de sucção no campo. Foi utilizado o mesmo princípio apresentado no método deste trabalho, porém agora com as recomendações de saturação e instalação indicadas no item 4.2.

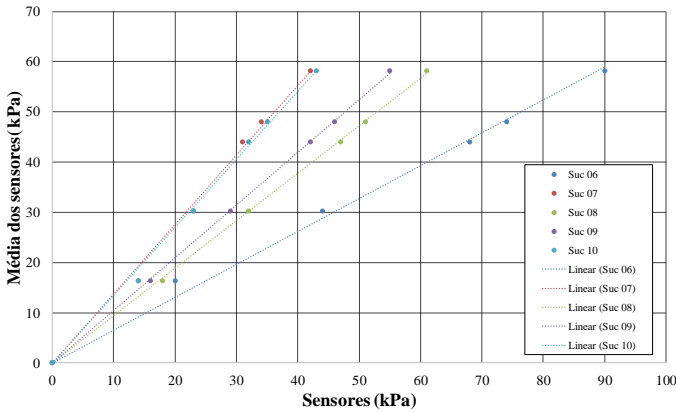
O ajuste de valores foi feito em dois cilindros idênticos preenchidos com solo compactado. No primeiro cilindro foram utilizados os sensores numerados de 1 a 5 e no segundo foram utilizados os sensores numerados de 6 a 10. Como os sensores foram instalados em um mesmo solo é de esperar que, após o equilíbrio ser atingido, apresentem o mesmo valor de sucção. No entanto, este fato não foi constatado. Para cada valor de sucção imposta ao corpo de prova, por sucessivas etapas de evaporação, os valores de sucção variam dentro de um determinado intervalo. Desta forma o ajuste representa a correção dos valores de sucção medida pelos sensores de forma que apresentem o valor médio da faixa de variação. Nas Figuras 47 e 48 estão apresentadas as curvas de ajustes de valores onde no eixo das abscissas está o valor de sucção medido por cada sensor e no eixo das ordenadas o valor médio da faixa de variação. Este intervalo passa a ser cada vez maior na medida em que aumenta o valor de sucção do corpo de prova. Pode ser observado na Figura 47 que apenas o sensor 5 apresentou comportamento anômalo quando comparado com os outros 4 sensores. O mesmo fato foi observado nas leituras do sensor 10, apresentadas na Figura 48. Aos pontos experimentais foi aplicado um ajuste linear que corresponde às respectivas curvas de calibração dos sensores, estando as mesmas apresentadas na Tabela 6.

Figura 45 – Pontos experimentais da calibração dos sensores de sucção 1 a 5.



Fonte: Acervo próprio.

Figura 46 – Pontos experimentais da calibração dos sensores de sucção 6 a 10.



Fonte: Acervo próprio.



Tabela 6 – Equações de ajuste dos sensores de sucção.

<b>Sensor</b>	<b>Equação de ajuste do sensor</b>
Suc1	$y = 1,039x$
Suc2	$y = 1,0877x$
Suc3	$y = 1,0161x$
Suc4	$y = 1,1129x$
Suc5	$y = 0,8072x$
Suc6	$y = 0,6544x$
Suc7	$y = 1,3818x$
Suc8	$y = 0,9442x$
Suc9	$y = 1,0491x$
Suc10	$y = 1,3508x$

Fonte: O autor.

Para cada um dos 10 sensores instalados em campo foi utilizado uma equação de ajuste. Essas equações foram aplicadas para todos os dados de leitura dos sensores.

#### 4.4 CURVAS DE RETENÇÃO DE ÁGUA NO SOLO

Os resultados experimentais da curva de retenção de água dos solos residuais de granito e diabásio estão indicados nas Tabelas 10 e 11. Para uma melhor visualização estes resultados estão apresentados graficamente nas Figuras 56 e 57.

Tabela 7 – Valores experimentais para a curva de retenção solo residual de granito.

PT01 – Solo Residual de Granito				
Sucção (kPa)	e	$\theta_w$ (%)	w (%)	S (%)
6,63	1,16	50,71	40,76%	94,44
8,22	1,19	49,71	40,50%	91,52
12,64	1,17	49,66	40,19%	91,91
17,66	1,16	49,63	39,95%	92,31
32,58	1,15	49,18	39,29%	92,08
141,43	1,18	46,96	38,08%	86,8
1061,72	1,17	45,33	36,68%	83,92
4217,2	1,12	40,64	32,07%	76,89
6604,01	1,07	34,64	26,65%	67,11
17790,99	1,07	23,41	18,01%	45,37
20344,32	1,07	16,03	12,33%	31,07

Fonte: O autor.

Tabela 8 – Valores experimentais curva de retenção solo residual de diabásio.

PT02 – Solo Residual de Diabásio				
Sucção(kPa)	e	$\theta_w$ (%)	w (%)	S (%)
4,46	0,89	40,42	29,03%	85,6
5,54	0,89	40,16	28,73%	85,43
8,7	0,89	39,52	28,35%	83,83
13,7	0,9	38,81	27,96%	81,92
25,05	0,89	38,39	27,48%	81,64
56,6	0,89	37,99	27,17%	80,88
235,43	0,89	37,09	26,58%	78,75
386,19	0,85	37,68	26,36%	82,23
314,3	0,89	36,46	26,13%	77,43
407,99	0,9	35,87	25,89%	75,56
513,79	0,84	36,81	25,74%	80,41
705,76	0,89	35,72	25,58%	75,9
596,48	0,87	35,89	25,42%	77,25
723,11	0,9	34,99	25,22%	73,8
739,06	0,88	35	24,97%	74,71
1017,28	0,86	35,17	24,82%	76,01
1135,74	0,86	35,03	24,66%	75,95
1238,24	0,83	35,42	24,53%	78,29
1267,08	0,87	34,24	24,32%	73,43
1268,72	0,85	34	23,90%	73,81
2052,17	0,86	33,65	23,68%	72,95
2860,18	0,8	32,55	22,19%	73,33
5839,17	0,74	26,79	17,65%	63,13
13181,93	0,71	10,81	7,01%	26,02
19971,26	0,71	5,36	3,48%	12,87
22752,69	0,71	4,1	2,67%	9,84
32953,1	0,69	0,71	0,45%	1,73

Fonte: o autor.

Observa-se nas Figuras 58d e 58e que o início da entrada de ar na estrutura do solo residual de granito ocorre para sucções da ordem de 50kPa, com entrada de ar generalizada de 2625kPa. O valor de 50kPa, para o início da entrada de ar, indica que a água pode subir por capilaridade no interior do solo por uma altura de 5m. Nas Figuras 58a e 58b verifica-se que o corpo de prova apresenta redução de volume e que esta redução deixa de ocorrer para a sucção correspondente ao ponto de inflexão da curva de retenção. As reduções do índice de vazios são da ordem de 10%.

Aos valores da umidade volumétrica do solo em função da sucção foram aplicadas as equações de ajuste propostas por Fredlund e Xing (1994) e Van Genuchten (1980). Os parâmetros de ajuste foram obtidos através do software Soilvision e estão apresentados na Tabela 12. As Figuras 56 e 57 correspondem aos gráficos obtidos com estas equações.

Tabela 9 – Parâmetros de ajuste para as curvas de retenção.

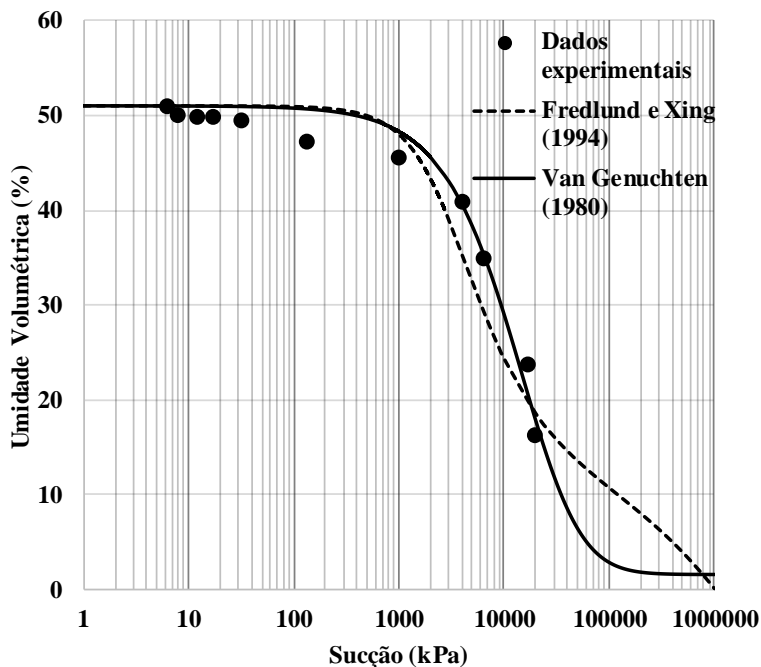
		<b>PT01 Solo residual de Granito</b>	<b>PT02 Solo residual de Diabásio</b>
<b>Fredlund e Xing (1994)</b>	$\Theta$ sat.	51	41
	$\Theta$ res.(%)	0,52000	0,50645
	a	2499,998	2498,975
	n	1,641200	1,294489
	m	0,785701	1,294163
	$\psi$ res.	915672,8	772520,9
<b>Van Genuchten (1980)</b>	$\Theta$ sat.	51	41
	$\Theta$ res.	1,6	1,3
	alfa	0,000025370	0,000016970
	n	1,061244	0,9391829
	m	2,806198	5,722802

Fonte: O autor.

O valor da umidade volumétrica residual foi de 1,6% para o solo residual de granito e 1,3% para o solo residual de diabásio. Estes valores correspondem a altas sucções apresentando comportamento expressivo para solos argilosos.

Analisando os modelos aplicados para o ajuste dos dados experimentais das curvas de retenção, o modelo proposto por Van Genuchten (1980) foi o que melhor se ajustou tanto para o solo residual de granito quanto para o solo residual de diabásio. Para o ajuste proposto por Fredlund e Xing (1994) para sucções muito altas os valores começam a se afastar dos pontos experimentais.

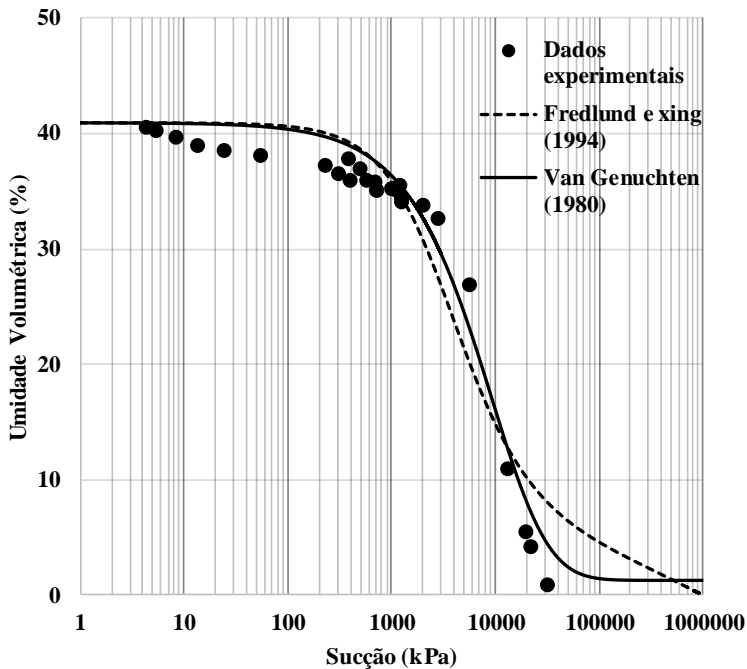
Figura 47 – Curva de retenção solo residual de granito.



Fonte: O autor.

As curvas de retenção para ambos os solos apresentaram inclinações semelhantes. O solo residual de diabásio apresenta inclinação levemente mais acentuada. Isto pode estar relacionado a uma maior quantidade de poros com a mesma dimensão, o que acelera a dessaturação do solo.

Figura 48 – Curva de retenção solo residual de diabásio.

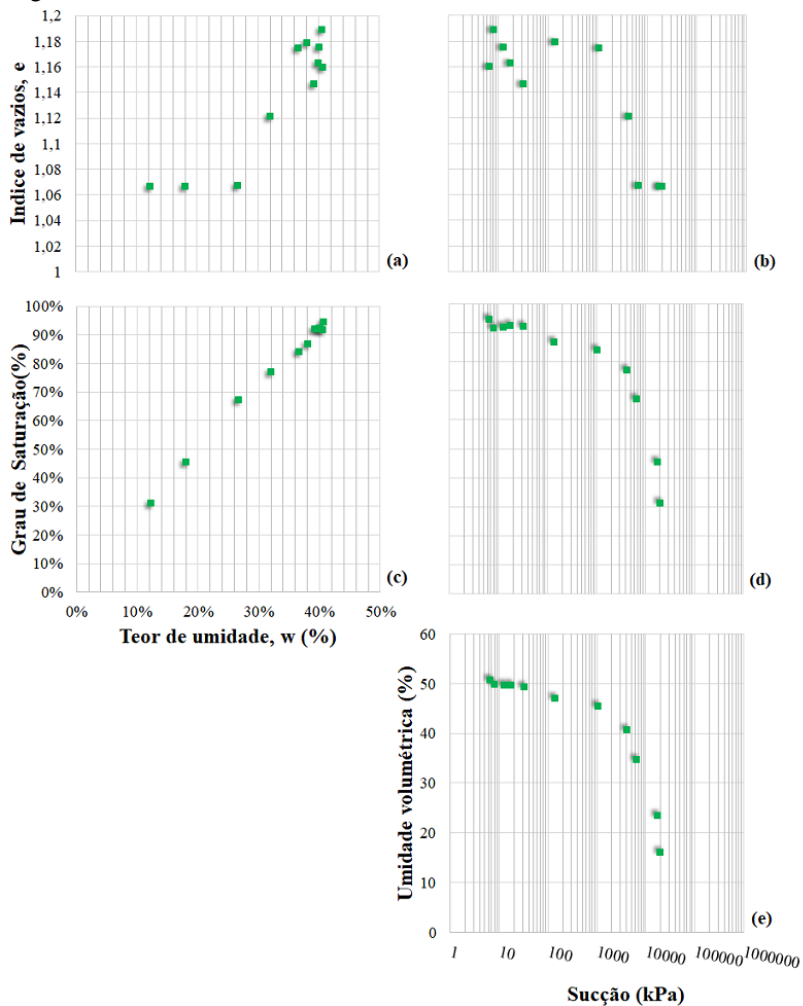


Fonte: O autor.

Para o solo residual de diabásio pode ser observado nas Figuras 59d e 59e que o início da entrada de ar na estrutura do solo ocorre para sucções da ordem de 40kPa, com entrada de ar generalizada de 1367kPa. O valor de 40kPa, para o início da entrada de ar, indica que a água pode subir por capilaridade no interior do solo por uma altura de

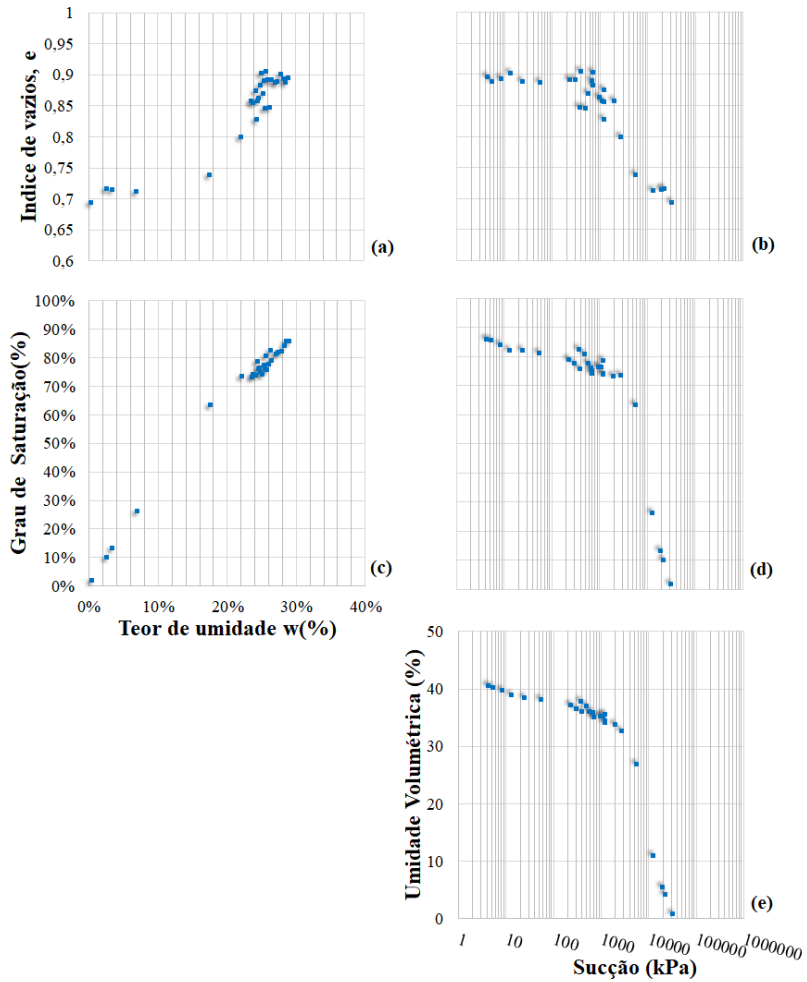
4m. Nas Figuras 59a e 59b é possível constatar que o corpo de prova apresenta redução de volume com índice de vazios de ordem de 20%.

Figura 49 – Pontos experimentais na curva de retenção de água no solo residual de granito.



Fonte: O autor.

Figura 50 – Pontos experimentais na curva de retenção de água no solo residual de diabásio.



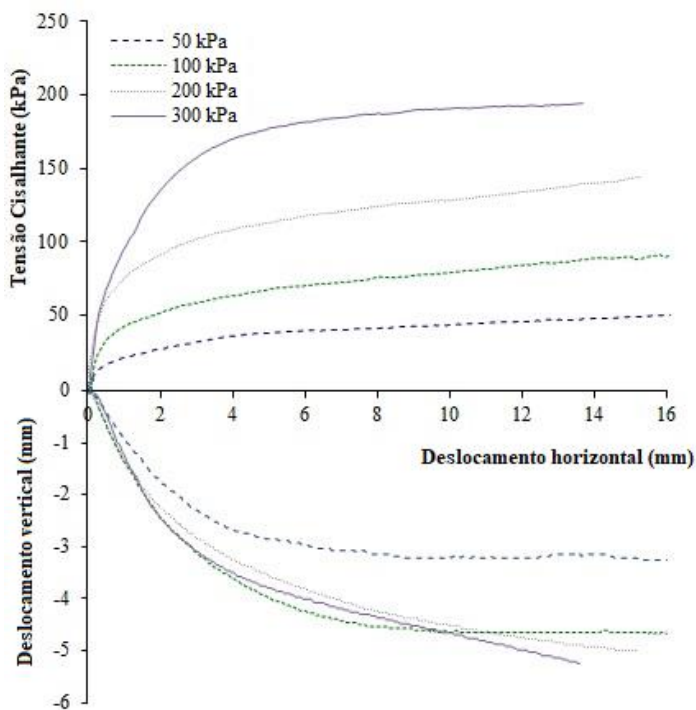
Fonte: O autor.



#### 4.5 ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

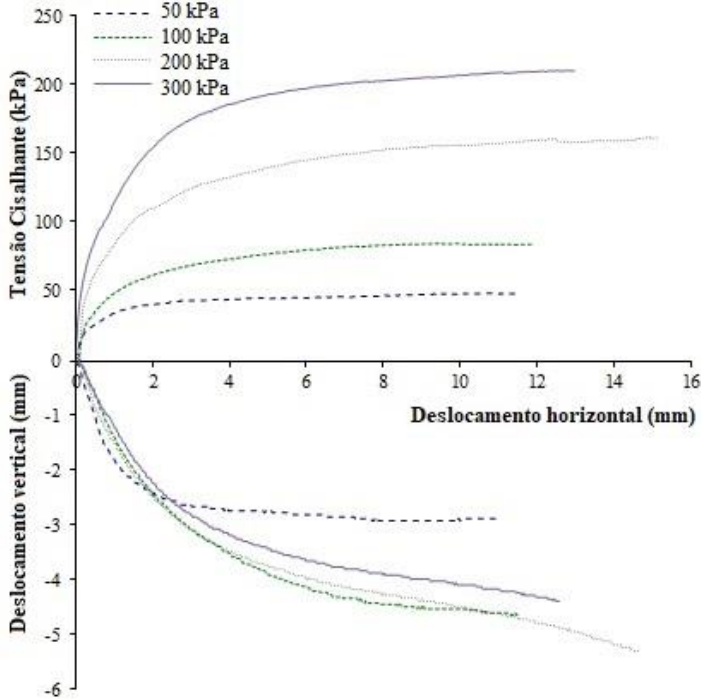
Neste item estão apresentados os resultados dos ensaios de cisalhamento direto realizados na condição inundada e na condição não saturada. As variações da resistência ao cisalhamento e do deslocamento vertical dos corpos de prova ensaiados na condição inundada, para os dois pontos de estudo, estão apresentadas respectivamente nas Figuras 49 e 50. Os pontos experimentais, correspondentes a máxima tensão cisalhante com as correspondentes tensões normais obtidas das Figuras 49 e 50, estão plotados na Figura 51 com as respectivas envoltórias de ruptura. Os resultados dos ensaios inundados e os valores da coesão e ângulo de atrito estão apresentados nas Tabelas 7 e 8.

Figura 51 – Resistência ao cisalhamento e deslocamento vertical em função do deslocamento horizontal dos corpos de prova ensaiados na condição inundada a tensões normais de 50, 100, 200 e 300 kPa (residual de granito).



Fonte: O autor.

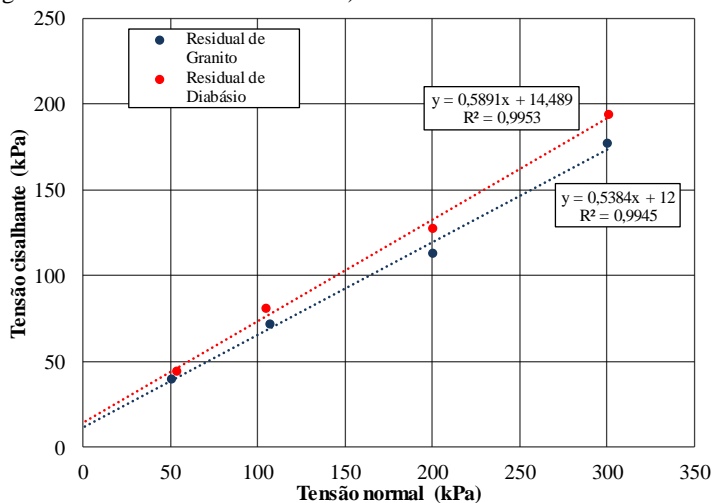
Figura 52 – Resistência ao cisalhamento e deslocamento vertical em função do deslocamento horizontal dos corpos de prova ensaiados na condição inundada a tensões normais de 50, 100, 200 e 300 kPa (residual de diabásio).



Fonte: O autor.

Pode ser observado que os resultados apresentaram coerência com a aceitação de que há o incremento da resistência com o aumento da sucção. Apesar das limitações em termos de variação de umidade e controle de sucção (o Laboratório de Mecânica dos solos da Universidade Federal de Santa Catarina não possui equipamento de cisalhamento direto com controle de sucção. Para os ensaios com sucção controlada foi adaptada uma vedação com filme plástico sobre o molde) foi possível constatar que os solos apresentam uma variação crescente de resistência da menor para a maior sucção.

Figura 53 – Pontos experimentais e envoltórias de ruptura (solo residual de granito e solo residual de diabásio).



Fonte: O autor.

Tabela 10 – Resultados dos ensaios de cisalhamento direto realizados na condição inundada.

	$\rho_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	Tensão Normal (kPa)	Tensão cisalhante (kPa)
Solo residual de granito	14,9	50,7	40,4
	15,2	107,6	71,9
	13,5	200,7	113,6
	12,0	301	177,5
Solo residual de diabásio	11,7	53,8	44,5
	11,4	105,2	81,3
	10,5	200,7	127,5
	11,4	301,2	194,1

Onde:  $\rho_d$  – Peso específico seco

Fonte: O autor.

Tabela 11 – Valores de coesão e ângulo de atrito dos ensaios de cisalhamento direto inundado

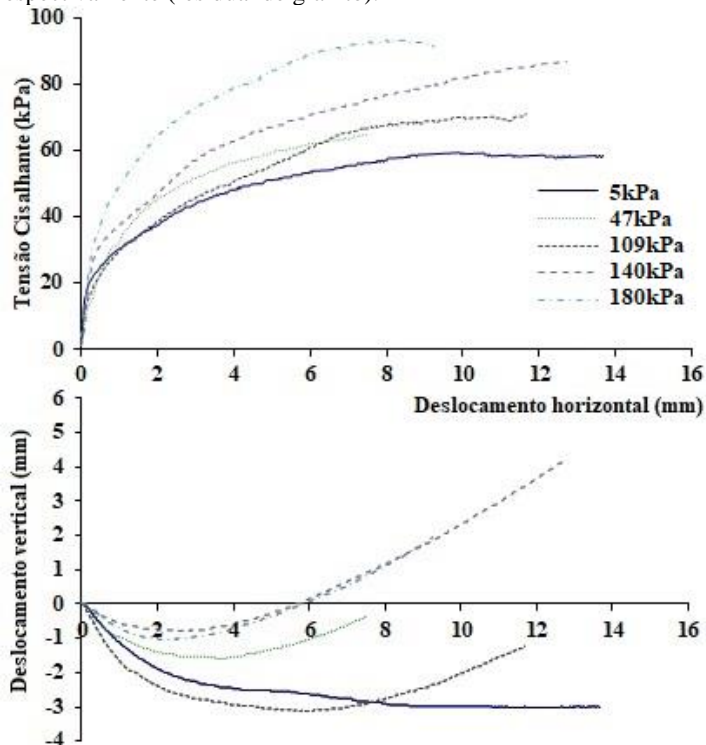
<b>Tipo de solo</b>	<b>Coesão (kPa)</b>	<b>Ângulo atrito (°)</b>
Residual de granito	12	28,3
Residual de diabásio	14,5	30,5

Fonte: O autor.

Para o ensaio de cisalhamento direto na condição inundada, os corpos de prova romperam com redução de volume apresentando deformações verticais altas se comparado aos ensaios com sucção controlada.

Nas Figuras 52e 53 estão as variações da resistência ao cisalhamento e do deslocamento vertical em função do deslocamento horizontal dos corpos de prova ensaiados na condição não saturada com tensão normal de 50 kPa. Na Tabela 9 estão apresentados os resultados dos ensaios de cisalhamento direto realizados na condição não saturada.

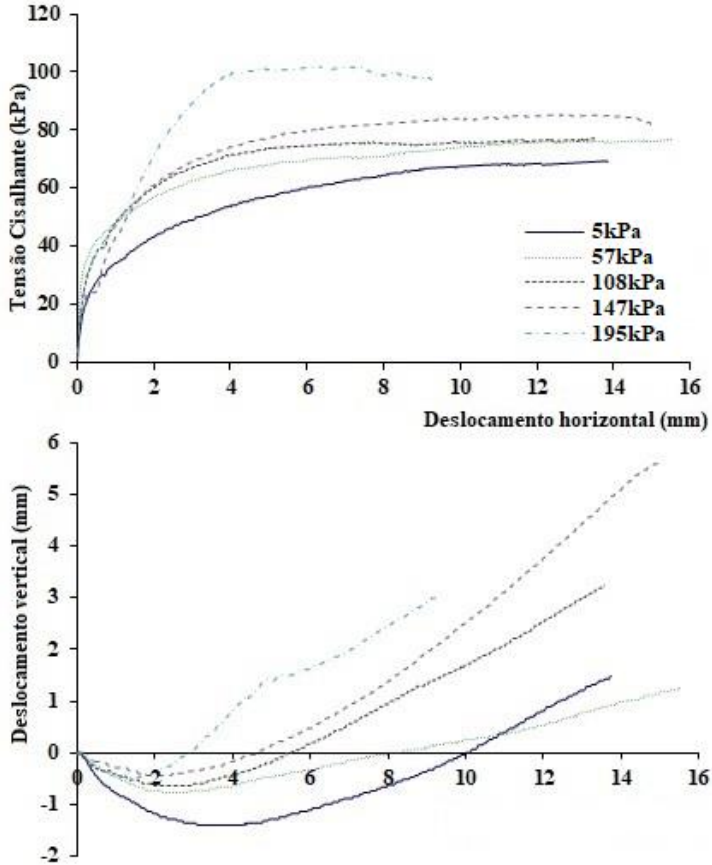
Figura 54 – Resistência ao cisalhamento e deslocamento vertical em função do deslocamento horizontal dos corpos de prova ensaiados na condição não saturada a sucções de 5,19 kPa, 46,54 kPa, 109,13 kPa, 140,5 kPa e 180,65 kPa respectivamente (residual de granito).



Fonte: O autor

Os ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada para os solos residuais de granito e diabásio apresentaram comportamento de um solo mais rígido e menos deformável, rompendo com aumento de sucção. Observa-se nas Figuras 52 e 53 que os corpos de prova chegam a romper com altura maior que a inicial não apresentando deformações tão grandes quanto o ensaio inundado.

Figura 55 – Resistência ao cisalhamento e deslocamento vertical em função do deslocamento horizontal dos corpos de prova ensaiados na condição não saturada a sucções de 4,87 kPa, 56,97 kPa, 107,69 kPa, 146,57 kPa e 194,43 kPa respectivamente (residual de diabásio).



Fonte: O autor.

Tabela 12 – Resultados dos ensaios de cisalhamento direto realizados na condição não saturada.

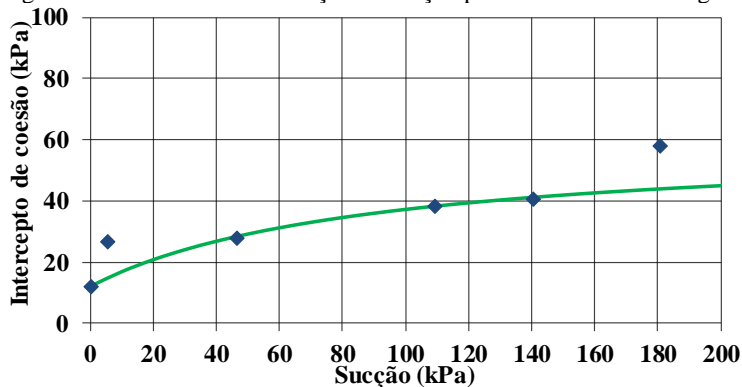
	e	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	Sucção do solo (kPa)	Tensão Normal (kPa)	Tensão cisalhante (kPa)
Solo residual de granito	1,14	12,10	5	50	53,85
	0,88	13,80	47	50	54,85
	1,22	11,70	109	50	65,20
	1,60	9,98	140	50	67,58
	0,69	15,37	180	50	84,91
Solo residual de diabásio	1,19	11,83	5	50	60,6
	0,69	16,00	57	50	70,87
	0,65	16,39	108	50	74,19
	0,58	17,14	147	50	77,75
	0,69	15,99	195	50	99,26

Onde: e – índice de vazios;  $\gamma_d$  – Peso específico seco

Fonte: O autor.

O intercepto de coesão foi definido pela projeção dos pontos experimentais no plano tensão cisalhante *versus* sucção de acordo com procedimento apresentado no item 3.3.4.3. Estes resultados estão apresentados nas Figuras 54 e 55.

Figura 56 – Resistência em função da sucção para o solo residual de granito.



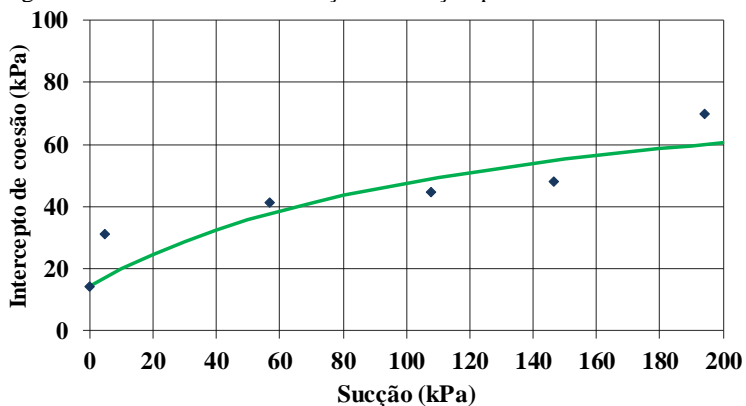
Fonte: O autor.

Para o solo residual de granito, o intercepto de coesão se mostrou coerente com os pontos experimentais. O ajuste hiperbólico apresenta um acréscimo da resistência em função da sucção, entretanto este valor tende a uma constante.

Segundo Marinho e Oliveira (2012), a sucção perde a sua eficácia em aumentar a resistência ao cisalhamento não confinada a partir do momento em que há a redução da taxa de variação do volume. É provável que isto se aplique ao apresentado na Figura 58 onde a redução de volume deixa de ocorrer para a sucção correspondente ao ponto de inflexão da curva de retenção.

Para ambos os solos há a tendência do ângulo  $\phi^b$  ser menor que o ângulo  $\phi'$  para sucções acima do e 20kPa tendendo a formar um patamar para sucções acima deste valor.

Figura 57 – Resistência em função da sucção para o solo residual de diabásio.



Fonte:

O autor.

O ajuste hiperbólico proposto por Villar (2006) se mostrou adequado. As equações 10 e 11 correspondem a este ajuste aplicado respectivamente para o solo residual de granito e diabásio.

$$c = 12 + \frac{\psi}{(1,85720+0,02083\psi)} \quad (10)$$

$$c = 14,48 + \frac{\psi}{(1,69766+0,01324\psi)} \quad (11)$$



*Onde:  $c$  é a coesão;  $\Psi$  é a sucção.*

Pode ser observado, após os ajustes na resistência ao cisalhamento do solo residual de granito, que a sucção interfere de forma bastante significativa nos parâmetros geotécnicos do solo. O mesmo acontece, de forma ainda mais intensa, no solo residual de diabásio.

## 4.6 ENSAIOS DE CAMPO

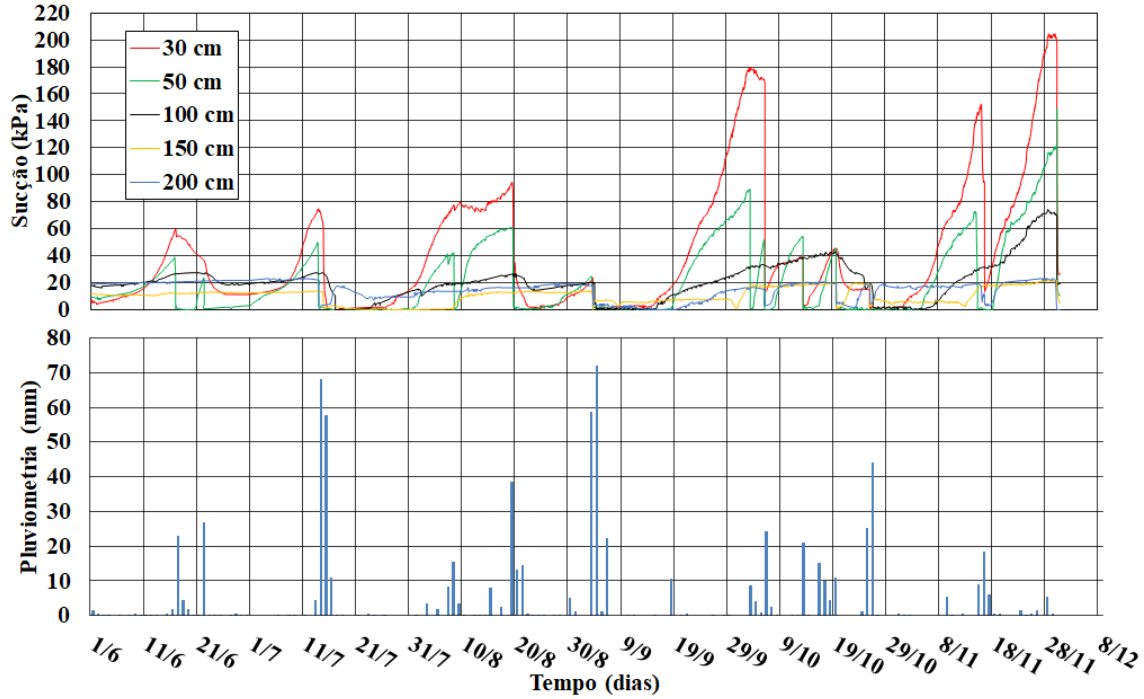
### 4.6.1 Monitoramento de sucção e pluviometria

A pluviometria da região foi monitorada durante um período de seis meses (junho a novembro de 2016) através de um pluviômetro instalado próximo a região de estudo. O pluviômetro foi disponibilizado pelo Centro de Informações de Recursos Ambientais e de Hidrometeorologia de Santa Catarina através de parceria com o Epagri/Ciram. O equipamento 900M que possibilitou o estudo da sucção com as medidas de campo foi disponibilizado pelo Centro Universitário de Estudos e Pesquisas sobre Desastres – CEPED UFSC.

Nas Figuras 60 e 61 estão os resultados do monitoramento da sucção ao longo da profundidade, obtidos com os sensores de sucção, juntamente com os dados diários da pluviometria, do local do solo residual de granito e de diabásio, respectivamente. Este monitoramento foi executado entre os meses junho a novembro de 2016. Pode ser observada a sensibilidade dos sensores ao detectar imediatamente a ocorrência da chuva. Como era de se esperar, os sensores instalados a 30 cm de profundidade são os primeiros a detectarem a infiltração da frente de umidade. No entanto, nem sempre os sensores mais profundos, instalados a profundidades de 1,5m e 2,0m são influenciados pela ocorrência da chuva. Se observa na Figura 60 que ao longo do tempo de monitoramento os sensores instalados nestas duas profundidades apresentam sucções menores que 20kPa, não apresentando aumento de sucção devido ao processo evaporação que ocorre na superfície de solo. Este fato indica que as variações sazonais do clima, ao longo do período de monitoramento, interferiram no perfil de sucção até uma profundidade da ordem de 1,5 m. Pode-se desta forma admitir que, para o solo residual de granito, a profundidade do lençol freático pode ser

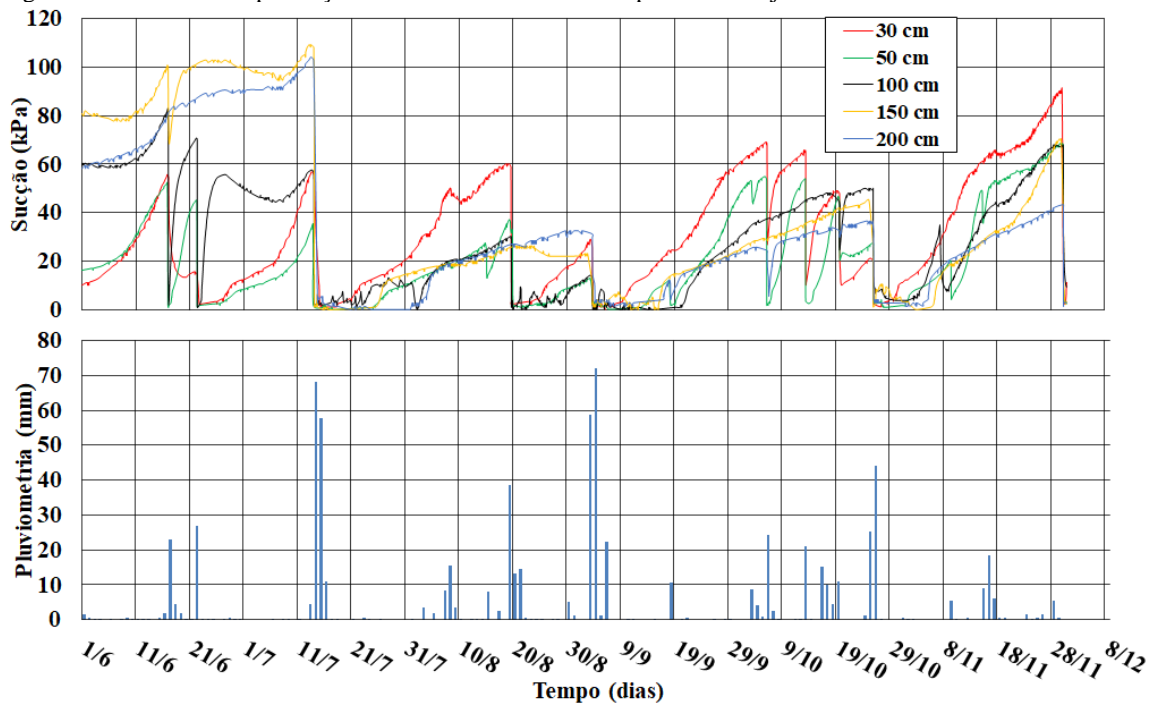
inferida pelo valor da sucção medida pelo sensor instalado a 2 m de profundidade. Conforme os resultados da curva de retenção de água do solo residual de granito, apresentada no item 4.4, a altura de ascensão capilar é da ordem de 5 m. Desta forma, quando este sensor acusar um valor de sucção de 20kPa o nível do lençol freático é de 4 m.

Figura 58– Dados de campo sucção do solo residual de granito e pluviometria junho a novembro de 2016.



Fonte: O autor.

Figura 59—Dados de campo sucção solo residual de diabásio e pluviometria junho a novembro de 2016.



Fonte: O autor.

#### 4.6.2 Perfis de sucção

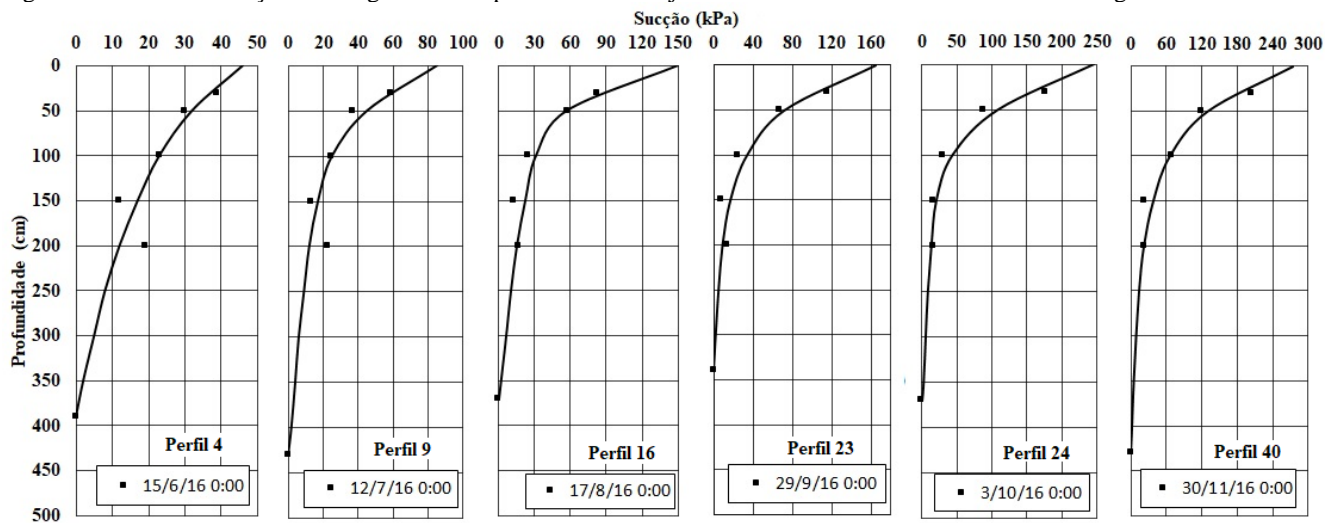
Nas Figuras 62 e 63 foram selecionados 40 perfis de sucção para o solo residual de granito e 43 perfis para o solo residual de diabásio. Estes perfis foram escolhidos visualmente observando as leituras dos sensores de sucção e das precipitações de chuva. Procurou-se selecionar momentos anteriores a uma determinada chuva, momentos posteriores às mesmas e após estabilização das leituras depois de decorrido um determinado intervalo de tempo. Nas Figuras 62 e 63 estão plotados alguns destes perfis de sucção obtidos para os solos residual de granito e diabásio respectivamente. Pode-se observar uma variação de 0 a 270 kPa para o solo residual de granito. Para os perfis do solo retirado sobre o dique de diabásio a variação vai de 0 a 125kPa. Essa variação gera um aumento significativo no intercepto de coesão do solo residual de granito e conseqüentemente um aumento do fator de segurança ao deslizamento da encosta.

Os pontos experimentais, obtidos dos sensores de sucção, vão até a profundidade de 2 m. Para o solo residual de granito foi observado, no item 4.6.1, que o sensor instalado na profundidade de 2 m representa uma profundidade do solo correspondente à região de ascensão capilar. Desta forma o nível do lençol freático, onde a sucção é igual a zero, foi obtido transformando-se o valor da sucção medida pelo sensor em metro de coluna de água ( $10\text{kPa}=1\text{m}$ ) somando-se ao mesmo 2 metros.

Para o solo residual de granito e de diabásio, observa-se que os maiores valores de sucção correspondem ao início do mês de outubro, justamente no período de maior estiagem. Nestes períodos a concavidade do perfil de sucção é voltada para a direita devido à evaporação de água pela superfície do solo. Após os períodos de chuva esta concavidade fica voltada para a esquerda. Como era de se esperar as maiores variações de sucção foram constatadas na superfície, ocorrendo redução destas variações com o aumento da profundidade. No solo residual de granito estas variações ocorreram entre as profundidades da ordem de 1,5 m. No solo residual de diabásio todos os sensores de sucção apresentaram variação de sucção após a precipitação de chuva e após períodos de evaporação indicando que os mesmos, ao contrário do solo residual de granito, estão sujeitos às variações sazonais do clima. Desta forma, para o solo residual de diabásio os perfis de sucção, para as profundidades maiores que 2 m, foram estimados utilizando o mesmo

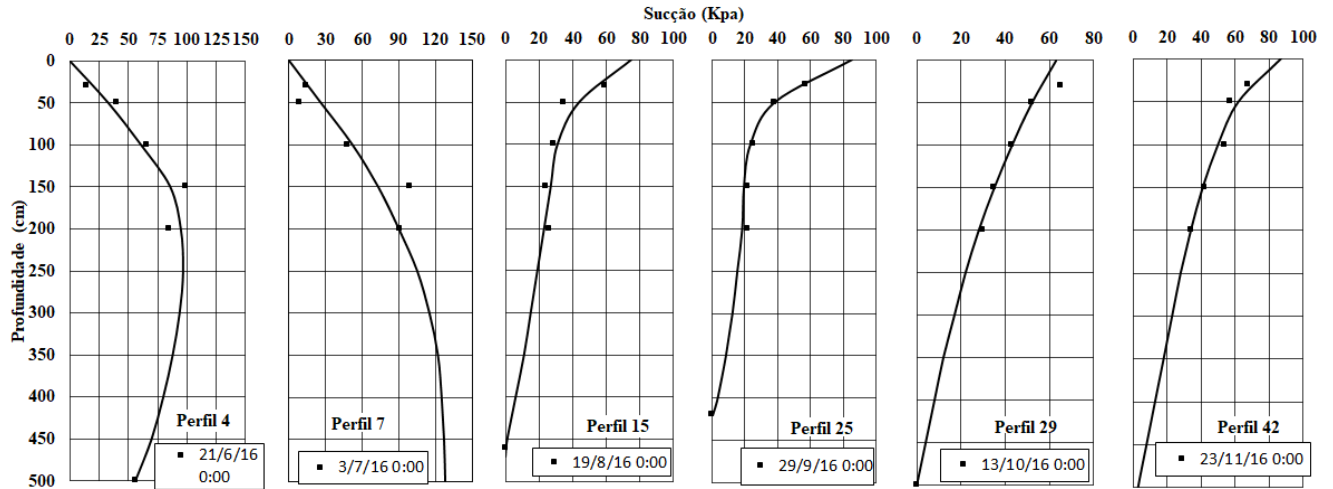
procedimento adotado para o solo residual de granito. Quando os valores de sucção eram menores que 50kPa, valor correspondente ao início da entrada de ar da curva de retenção de água, se aplicou o mesmo procedimento usado para o solo residual de granito. Cabe salientar que não foi encontrada nenhuma linha de tendência que fornecesse um ajuste satisfatório aos pontos experimentais sendo os mesmos definidos visualmente. Todos os outros perfis, que não foram incluídos nas Figuras 62 e 63 estão apresentados nos anexos.

Figura 60 – Perfis de sucção mais significativos para os meses de junho a novembro de 2016 solo residual de granito.



Fonte: O autor.

Figura 61 – Perfis de sucção mais significativos para os meses de junho a novembro de 2016 solo residual de diabásio.



Fonte: O autor.



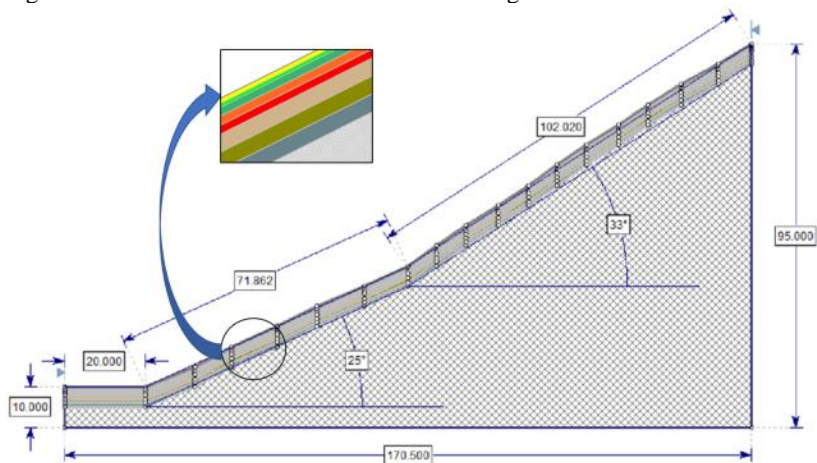
## 4.7 CÁLCULO DOS FATORES DE SEGURANÇA A MOVIMENTOS DE MASSA

### 4.7.1 Geometria e parâmetros geotécnicos do talude

Nas Figuras 64 e 65 é possível observar a geometria das duas encostas analisadas. Nas tabelas 13 e 14 observa-se os parâmetros geotécnicos utilizados no software para a condição inundada das encostas analisadas. Os solos residuais de granito e de diabásio, com espessura de 5 m, foram discretizados em 8 camadas. Para as condições de solos não saturados, analisados em todos os perfis de sucção apresentados, o único parâmetro geotécnico adicionado é a sucção que está inserida nas Equações 10 e 11 (página 104) do intercepto de coesão. Substituindo nessas equações o valor da sucção de cada camada se obtêm os respectivos valores de coesão.

Na encosta de solo residual de granito há um desnível de 85 m em uma distância horizontal total de 150,5 m. São dois patamares de inclinação, sendo o primeiro uma inclinação média de  $25^\circ$  e o segundo uma inclinação média de  $33^\circ$ . Na base do talude passa a rodovia SC-401 que liga a parte central ao Norte da ilha de Santa Catarina.

Figura 62 – Geometria do talude solo residual de granito.



Fonte: O autor.

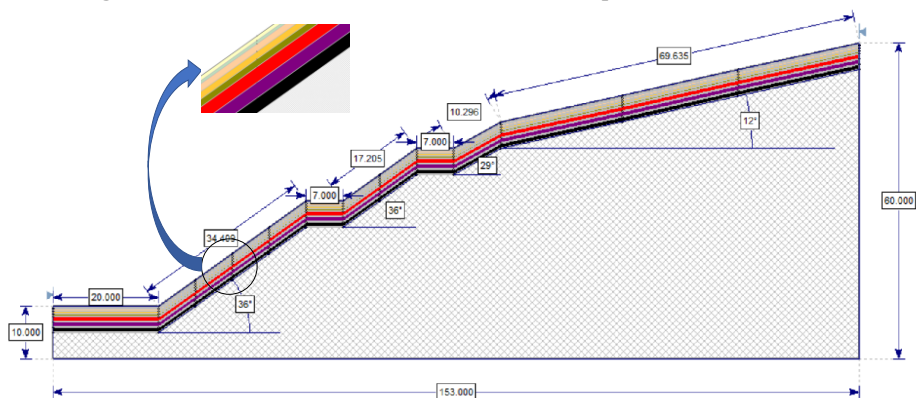
Tabela 13 – Parâmetros geotécnicos utilizados no software *Slide* para a encosta de solo residual de granito na condição inundada.

<b>Camada</b>	<b>Prof. (m)</b>	<b>Material</b>	<b><math>\gamma</math>(kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>c (kPa)</b>	<b><math>\phi'</math> (°)</b>
1	0 – 0,3 m	Solo	25,26	12	28,3
2	0,3 – 0,5 m	Solo	25,92	12	28,3
3	0,5 – 1,0 m	Solo	26,29	12	28,3
4	1,0 – 1,5 m	Solo	26,26	12	28,3
5	1,5 – 2,0 m	Solo	26,63	12	28,3
6	2,0 – 3,0 m	Solo	26,97	12	28,3
7	3,0 – 4,0 m	Solo	26,97	12	28,3
8	4,0 – 5,0 m	Solo	26,97	12	28,3
9	5,0 – 10,0 m	Rocha	27	25000	48,72

Fonte: O autor.

Na encosta situada no dique de diabásio há um desnível total de 50 m em uma distância horizontal total de 133 m. São quatro patamares de inclinação, sendo o primeiro uma inclinação média de 36°, o segundo uma inclinação média também de 36°, o terceiro uma inclinação média de 29° e o quarto uma inclinação média de 12°. Neste ponto, há duas bermas de equilíbrio que amenizam a inclinação do talude ao lado da rodovia SC-401. Na base do talude passa a rodovia SC-401 que liga a parte central ao Norte da ilha de Santa Catarina.

Figura 63 – Geometria do talude situado sobre o dique de diabásio.



Fonte: O autor.

Tabela 14 – Parâmetros geotécnicos utilizados no software para o talude situado sobre o dique de diabásio na condição inundada.

Camada	Prof. (m)	Material	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	c (kPa)	$\phi'$ (°)
1	0 – 0,3 m	Solo	27	14,48	30,5
2	0,3 – 0,5 m	Solo	27,06	14,48	30,5
3	0,5 – 1,0 m	Solo	25,54	14,48	30,5
4	1,0 – 1,5 m	Solo	26,11	14,48	30,5
5	1,5 – 2,0 m	Solo	26,37	14,48	30,5
6	2,0 – 3,0 m	Solo	26,76	14,48	30,5
7	3,0 – 4,0 m	Solo	26,76	14,48	30,5
8	4,0 – 5,0 m	Solo	26,76	14,48	30,5
9	5,0 – 10,0 m	Rocha	30	11000	30

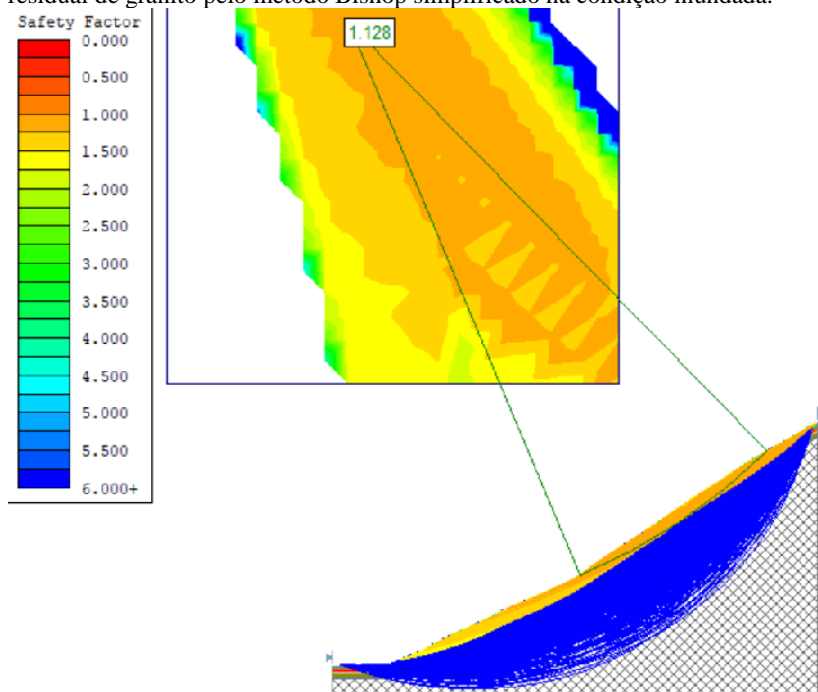
Fonte: O autor.

#### **4.7.2 Tipos de Ruptura e Fator de Segurança na condição Inundada**

Segundo Oliveira et al. (2012) o tipo de ruptura mais provável, para a encosta de solo residual de granito, que originou o movimento de massa de 2008 foi uma ruptura translacional. Nesta pesquisa foram analisadas as hipóteses de uma ruptura rotacional circular e de uma ruptura não-circular, aproximando-se o máximo possível das hipóteses levantadas pela bibliografia existente. Nas Figuras 66 e 67 observa-se, respectivamente, a superfície de ruptura rotacional circular crítica para a encosta de solo residual de granito na condição inundada e a superfície de ruptura não-circular também na condição inundada.

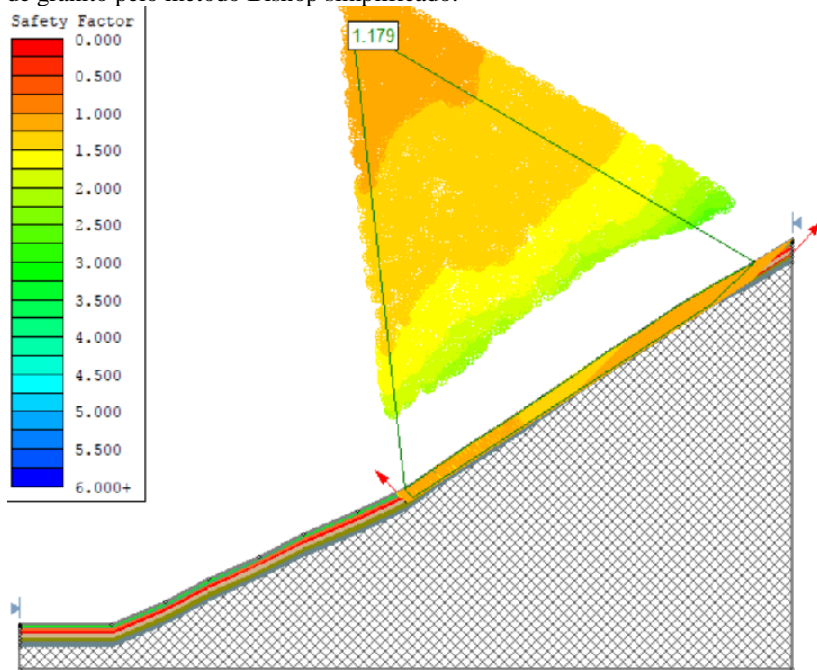
Na Figura 66 pode ser constatado que o fator de segurança crítico para a condição inundada tem valor de 1,128. Nota-se também que a hipótese de ruptura crítica acontece sempre no patamar superior da encosta onde há uma inclinação média de 33°. Na Figura 67 pode ser constatado que o fator de segurança crítico para a condição inundada tem valor de 1,179, o que é muito próximo do FS da hipótese apresentada na Figura 66.

Figura 64 – Superfície de ruptura rotacional circular crítica na encosta de solo residual de granito pelo método Bishop simplificado na condição inundada.



Fonte: O autor.

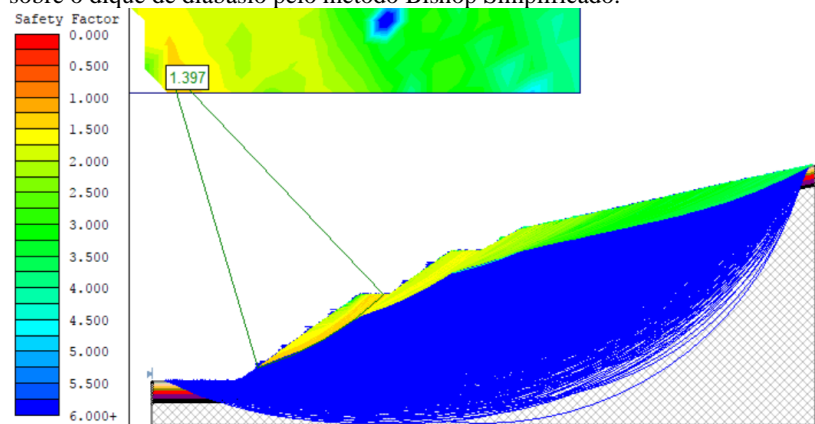
Figura 65 – Superfície de ruptura não-circular crítica na encosta de solo residual de granito pelo método Bishop simplificado.



Fonte: O autor.

Na Figura 68 é possível observar a ruptura rotacional circular para a superfície crítica do talude, situado sobre o dique de dibásio, na condição inundada. O FS para a superfície crítica deste talude tem valor de 1,397. O FS para este talude é mais alto, se comparado às mesmas condições do talude de solo residual de granito, pois os parâmetros geotécnicos (coesão e ângulo de atrito) e a geometria do talude são mais favoráveis à estabilidade. Há pontos neste talude que já sofreram modificações na ocasião da passagem da rodovia SC-401 pelo local. Como pode ser visto na Figura 65, há uma berma de equilíbrio na parte central do talude visando melhorar as condições de estabilidade da encosta.

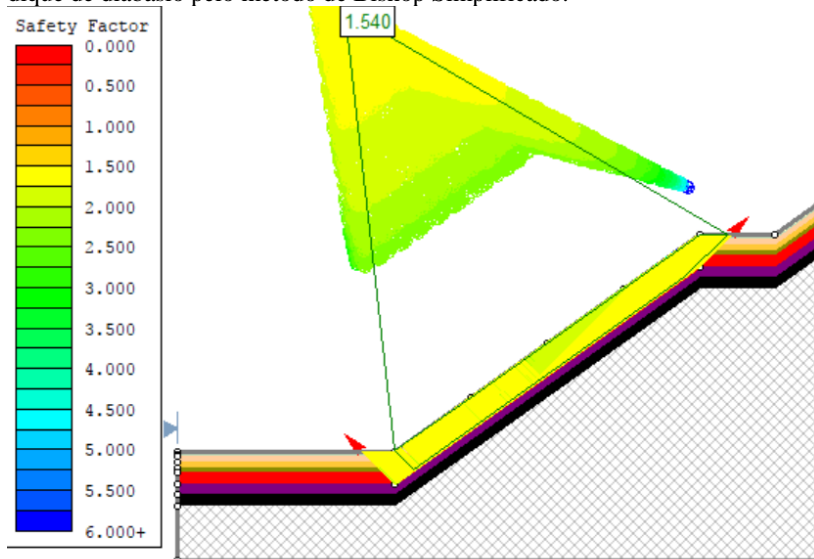
Figura 66 – Superfície de ruptura rotacional circular crítica na encosta situada sobre o dique de diabásio pelo método Bishop Simplificado.



Fonte: O autor.

Na Figura 69 foi admitida uma ruptura não-circular obtendo-se um FS igual a 1,54, valor maior que o encontrado para a condição de ruptura circular.

Figura 67 – Superfície de ruptura não-circular crítica na encosta situada sobre o dique de diabásio pelo método de Bishop Simplificado.



Fonte: O autor.

#### 4.7.3 Variação do Fator de Segurança a Movimentos de Massa em Função das Variações Sazonais do Clima

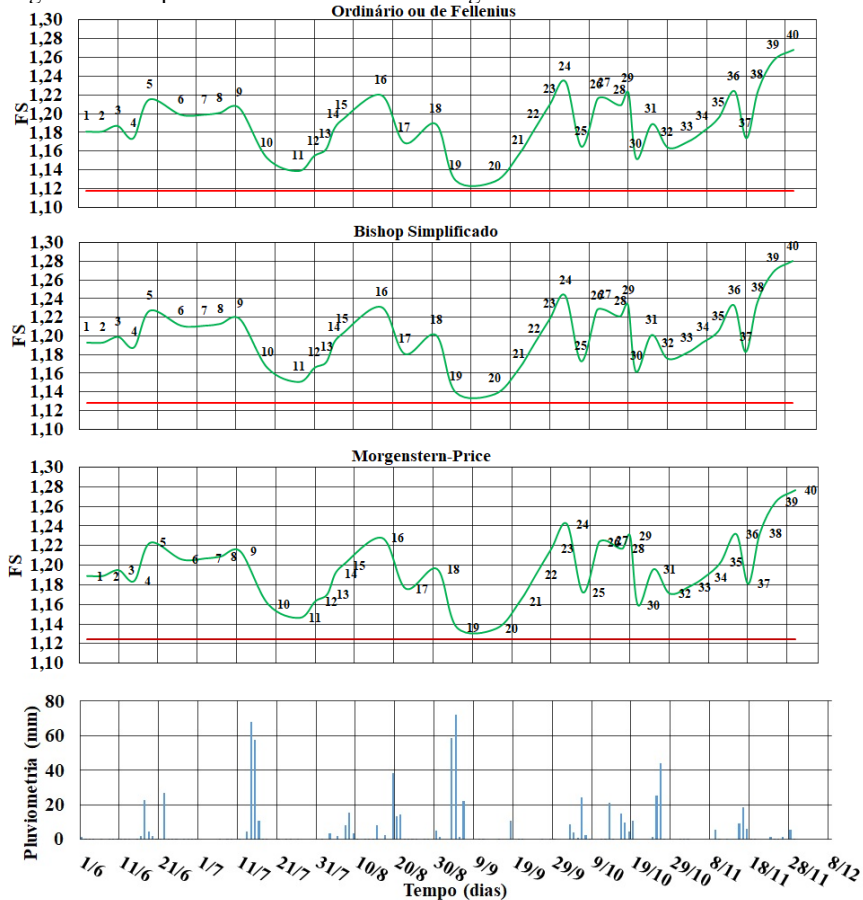
Para o cálculo do fator de segurança da encosta foram utilizados os métodos de Fellenius, Bishop simplificado e Morgenstern e Price. Nas Figuras 70 e 72 observa-se a variação do fator de segurança para um movimento de massa com ruptura circular na encosta de solo residual de granito e na encosta localizada no dique de diabásio respectivamente. Já para as Figuras 71 e 73 foi calculado o fator de segurança ao deslizamento da encosta supondo um deslizamento não-circular o mais próximo possível de uma ruptura translacional.

Foram discretizados 40 perfis de sucção para o solo residual de granito e 43 para o solo residual de diabásio. Todos estão apontados nos gráficos de variação do FS para os dois solos estudados. Alguns destes



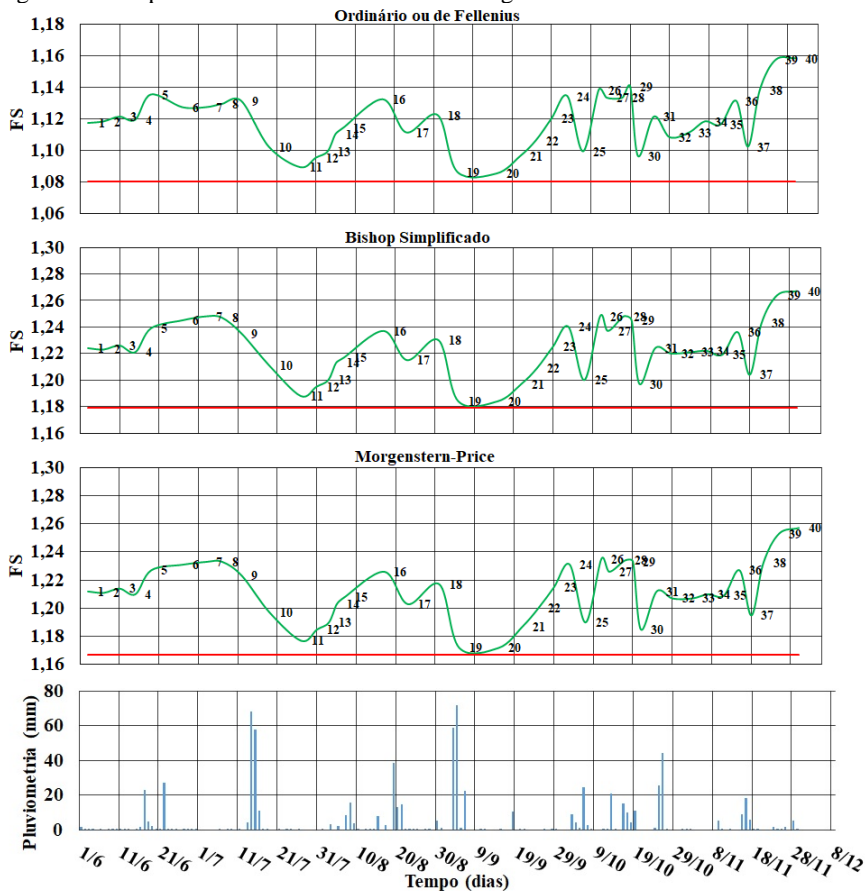
perfis estão apresentados no item 4.6.2. O restante dos perfis pode ser encontrado nos anexos deste trabalho.

Figura 68 – Ruptura circular solo residual de granito.



Fonte: O autor.

Figura 69 – Ruptura não-circular solo residual de granito.



Fonte: O autor.

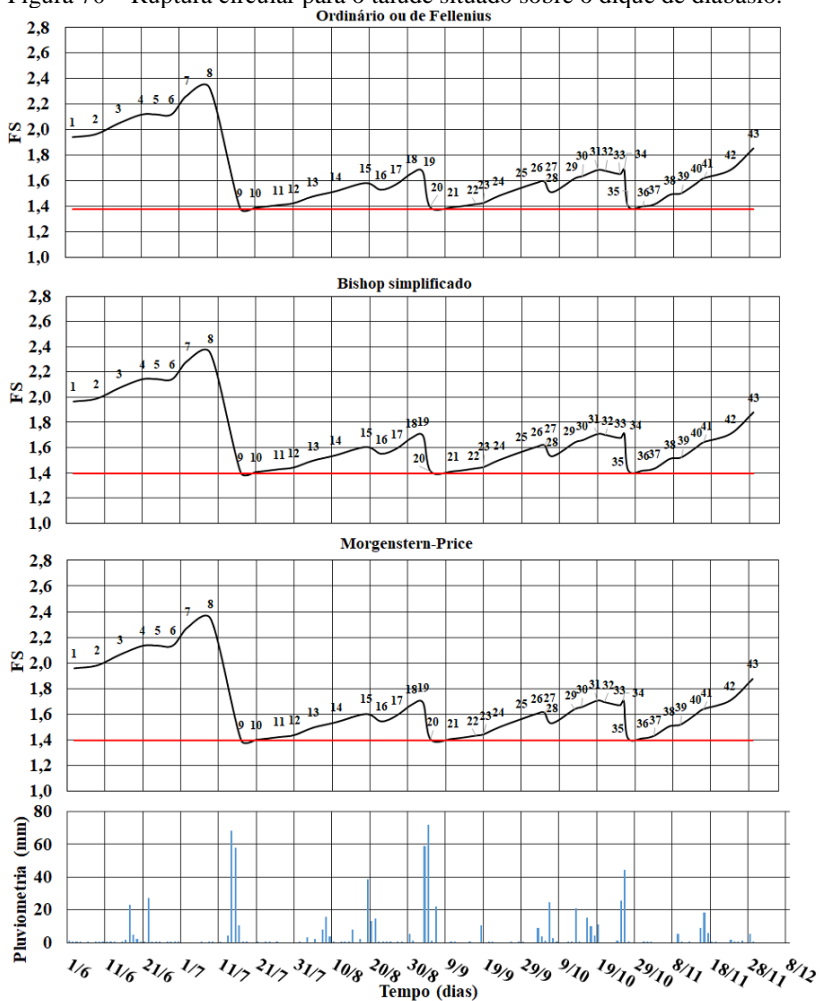
Nas figuras 70 e 71 observa-se a variação do FS pelos métodos Ordinário ou de Fellenius (1927), Bishop Simplificado (1955) e Morgenstern e Price (1965). O FS para uma situação hipotética de solo completamente inundado, onde a coesão é baseada no ensaio de cisalhamento direto inundado apresentado neste trabalho, variou de 1,080 no método de Fellenius supondo uma ruptura não-circular até 1,179 no método de Bishop simplificado, considerando também a hipótese de uma ruptura não-circular. Já para a hipótese da superfície de

ruptura circular o FS variou de 1,118 até 1,128 na condição inundada. De acordo com a NBR 11682/1991 – Estabilidade de taludes, se o grau de segurança necessário ao local for considerado baixo, o fator de segurança mínimo aceitável para a encosta seria de 1,15.

Para a consideração da influência da sucção o FS variou de 1,128 para o método de Fellenius, no dia 15 de setembro de 2016, até 1,280 para o método de Bishop simplificado no final do mês de novembro de 2016. O perfil menos favorável apresentou um FS considerado baixo, entretanto segundo Souza (1980), Bromhead (1986) e Mostyn e Small (1987) Fellenius é um método bastante simplicidade e que fornece baixos fatores de segurança o que pode ser constatado nos perfis de variação do FS apresentados neste trabalho.

Pode ser observado a influência direta do índice pluviométrico registrado na região na variação do fator de segurança da encosta de solo residual de granito. A variação do FS se mostrou consistente com a precipitação. Períodos mais chuvosos elevam a umidade no solo, reduzem os valores de sucção e conseqüentemente do intercepto de coesão, fazendo com que ocorra redução do FS. Períodos de estiagem elevam a sucção do perfil do solo e conseqüentemente o FS. O método de cálculo de estabilidade de taludes que apresentou maior coerência foi o de Bishop simplificado. Para este método os FS apresentaram uma variação plausível com o aumento da sucção e valores mais coerentes para a condição inundada.

Figura 70 – Ruptura circular para o talude situado sobre o dique de diabásio.

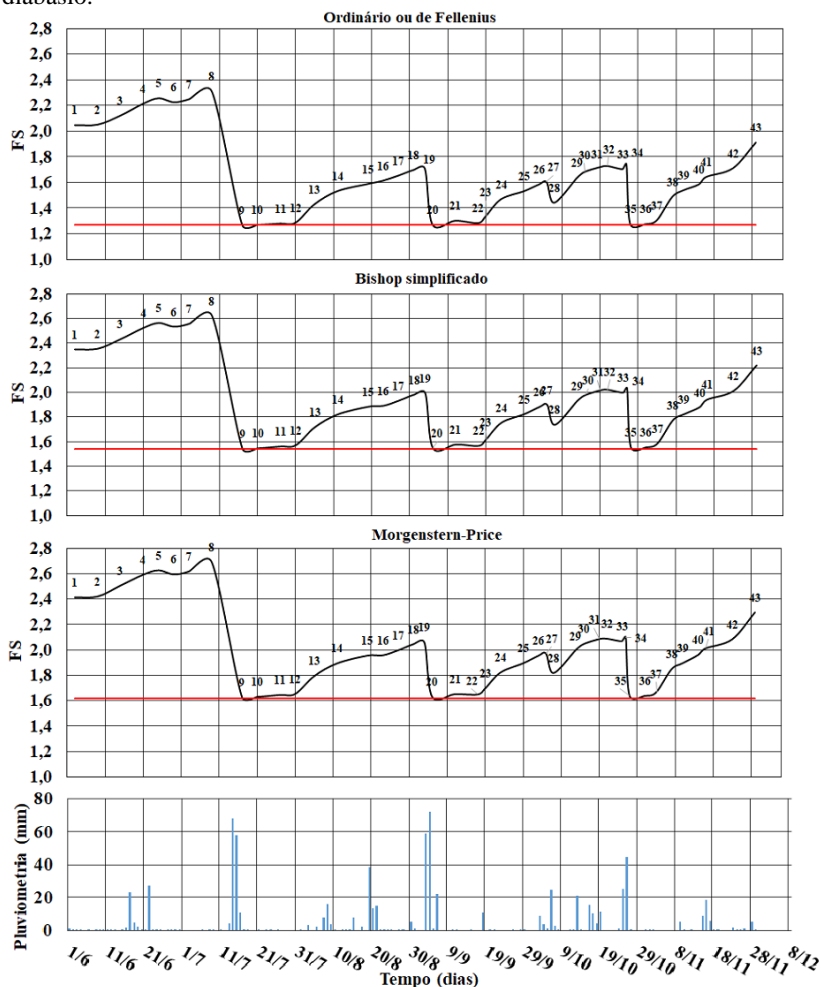


Fonte: O autor.

Nas figuras 72 e 73 observa-se a variação do FS pelos métodos Ordinário ou de Fellenius (1927), Bishop Simplificado (1955) e Morgenstern e Price (1965) para o solo residual de diabásio. Supondo uma ruptura circular na condição inundada o FS variou de 1,379 no

método de Fellenius até 1,397 no método de Bishop simplificado. Já para uma ruptura não-circular o FS variou de 1,267 no método de Fellenius até 1,620 no método de Morgenstern e Price. Com a influência dos perfis de sucção o FS variou de 1,269 no método de Fellenius até 2,694 no método de Morgenstern e Price.

Figura 71 – Ruptura não-circular para o talude situado sobre o dique de diabásio.



## 5 CONCLUSÕESE RECOMENDAÇÕES

### 5.1 CONCLUSÕES

Os solos residuais de granito e diabásio da bacia do Rio das pedras, localizado no norte da Ilha de Santa Catarina, foram classificados como argilosos lateríticos. Para estes solos, o ensaio granulométrico apresentou um aumento da fração argilosa a partir da superfície, tornando-se predominante a partir das profundidades respectivamente iguais 40 e 70 cm. Entretanto, nas proximidades da superfície há um predomínio da fração arenosa, correspondente aos grãos de quartzo. Estas regiões com maior concentração da fração argilosa correspondem ao horizonte B. A maior quantidade de argila deste horizonte está relacionada ao processo de lixiviação dos argilominerais do horizonte A. Em termos de consistência, para o solo residual de granito pode ser observado que as camadas iniciais apresentam baixa plasticidade seguida de regiões de alta plasticidade. Nas camadas intermediárias a plasticidade volta a ser média e nas camadas mais profundas a plasticidade é alta.

Analisando os modelos aplicados para o ajuste dos dados experimentais das curvas de retenção, o modelo proposto por Van Genuchten (1980) foi o que melhor se ajustou tanto para o solo residual de granito quanto para o solo residual de diabásio. O início da entrada de ar na estrutura dos solos residual de granito e diabásio ocorre da ordem de 50 e 40 kPa respectivamente. As reduções do índice de vazios ocorrem da ordem de 10% para o solo residual de granito e 20% para o solo residual de diabásio.

Para os solos residual de granito e diabásio o intercepto de coesão se mostrou um bom ajuste aos pontos experimentais. Pode-se observar que os valores de  $\phi^a$  e  $\phi^b$  são praticamente os mesmos até os valores de sucção de início de entrada de ar, a partir destes valores a sucção perde a sua eficácia no sentido de aumentar a resistência ao cisalhamento tornando-se praticamente constante para sucções acima de 200kPa.

Para os procedimentos de instalação dos sensores de sucção, a instalação com a indução ao melhor contato inicial através da aplicação de lama se mostrou recomendável. Para o método de saturação dos sensores de sucção não se constatou diferença para a saturação por simples imersão ou saturação a vácuo. Os estudos indicaram a necessidade da calibração dos sensores antes do início do monitoramento em campo.

No monitoramento da sucção do solo em campo, como era de se esperar, os sensores instalados a 30 cm de profundidade são os primeiros a detectarem a infiltração da frente de umidade. No entanto, nem sempre os sensores mais profundos, instalados a profundidades de 1,5m e 2,0m são influenciados pela ocorrência da chuva.

Para os perfis de sucção obtidos para os solos residual de granito e diabásio pode-se observar uma variação de 0 a 270kPa e de 0 a 125kPa respectivamente. Essa variação gera um aumento significativo no intercepto de coesão do solo residual de granito e consequentemente um aumento do fator de segurança ao deslizamento da encosta.

O FS para o solo residual de granito variou de 1,08 (Método Fellenius) para a condição inundada até 1,28 (Método Bishop simplificado) para o perfil 40 que apresentou as condições mais favoráveis a estabilidade da encosta estudada. Já para o solo residual de diabásio o FS variou de 1,26 (Método Fellenius) para a condição inundada até 2,69 (Método Bishop simplificado) para o perfil de sucção 8.

A variação do FS se mostrou consistente com a precipitação. Períodos mais chuvosos elevam a umidade no solo, reduzem os valores de sucção e consequentemente do intercepto de coesão, fazendo com que ocorra redução do FS. Períodos de estiagem elevam a sucção do perfil do solo e consequentemente o FS.

## 5.2 RECOMENDAÇÕES

- a) Monitoramento da sucção de encostas em tempo real, com uma metodologia de cálculo de estabilidade de encostas gerando fatores de segurança a estabilidade também em tempo real.
- b) Mapeamento geotécnico de áreas suscetíveis a movimentos de massa utilizando-se da análise geotécnica voltada para a mecânica dos solos não saturados.

- c) Aplicação de métodos de elementos finitos em dados de campo de sucção para obtenção de redes de fluxo de água subterrânea.
- d) Instalar na região de estudos uma rede de medidores de nível de água. Confrontar os valores com as previsões e os resultados dos perfis de sucção.



## REFERÊNCIAS

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR6459**. Solo: Determinação do Limite de Liquidez. Rio de Janeiro, p. 6. 1984.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR6580**. Solo: Determinação do Limite de Plasticidade. Rio de Janeiro, p. 3. 1984.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR7180**. Solo: Determinação do Limite de Plasticidade. Rio de Janeiro, p. 3. 1984.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR7181**. Solo: Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, p. 13. 1984.

ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D3080-04**. Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated. United States, p. 30. 2004.

ABRAMENTO, M., PINTO, C. S. (1993). Resistência ao Cisalhamento de Solo Coluvionar Não Saturado das Encostas da Serra do Mar. **Solos e Rochas**. Vol. 16, nº 3, pp. 145-158.

ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D3080-04**. (2004). Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated. United States, p. 30.

ANDERSON S.A., SITAR N. (1995). Analysis of rainfall-induced debris flows. **Journal of Geotechnical Engineering**. Pág. 544-552.

BEAR, J. Dynamics of fluids in porous media. **New York: Elsevier**, 1972. 764 p.

BISHOP, A. W., ALPAN, J., BLIGHT, G. E., DONALD, I. B. (1960). Factors Controlling the Strength of Partly Saturated Cohesive Soils.

**Research Conference Shear Strength of Cohesive Soils**, ASCE, pp. 503-532.

BROOKS, R. H., COREY, A. T. (1964). Hydraulic Properties of Porous Media. Colorado State Univ. **Hydrol.Paper**, nº 3, 27 pp.

BUENO, B. S. & VILAR, O. M. (1979). **Mecânica dos solos**. Vol. 1. Departamento de Geotecnia, EESC, USP. São Carlos, SP. 132p.

Croney, D., Coleman, J. D., and Black, W. P. M. (1958). "Movement and distribution of water in soil in relation to highway design and performance." Water and Its Conduction in Soils Special Rep. No. 40, Highway Research Board, Washington, D.C., 226–252.

CHO S.E., LEE S.R. (2002). Evaluation of surficial stability for homogeneous slopes considering rainfall characteristics. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, Vol. 128, No. 9. Pág.756-763.

CROSTA, G. (1998). Regionalization of rainfall threshold: an aid for landslide susceptibility zonation. **Environmental Geology**, 35, (2-3), 131-145.

DE CAMPOS, T. M. P. (1997). Resistência ao Cisalhamento de Solos Não Saturados. **3º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados**, NSAT'97, Vol. 2, pp. 399-417. Rio de Janeiro.

ESCÁRIO, V., SÁES, J. (1986). The Shear Strength of Partly Saturated Soils.  **Géotechnique**, vol. 36, nº 13, pp. 453-456.

ESCÁRIO, V., JUCÁ, J. F. T. (1989). Strength and Deformation of Partly Saturated Soil. **Proceedings of the 12<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Rio de Janeiro, Vol. 2, pp. 43 –46.

FREDLUND, D. G., MORGENSTERN, N.R. (1977). Stress state variables for unsaturated soils. ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division. GT5. Vol. 103 pp. 447-465.

FREDLUND, D. G., MORGENSTERN, N. R., WIDGER, R. A (1978). The Shear Strength of Unsaturated Soils, **Canadian Geotechnical Journal**, Vol. 15, Nº 3, pp. 313-321.

FREDLUND, D. G., RAHARDJO, H. (1993). Soil Mechanics for Unsaturated Soils. **John Wiley & Sons, INC**, New York.

FREDLUND, D. G., XING, A. (1994). Equations for the Soil-Water Characteristic Curve. **Canadian Geotechnical Journal**, Vol. 31, pp.521-532.

FREDLUND, D. G., VANAPALLI, S. K., XING, A , PUF AHL, D. E. (1995). Predicting the Shear Strength Function for Unsaturated Soils Using the Soil-Water Characteristic Curve. **Proceeding of the First International Conference on Unsaturated Soil**. Vol. 1, pp. 63-69. Paris, France.

FREDLUND, D. G. Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice. **Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering**, 2006.

GUIDICINI, G. e IWASA, O. Y. (1976) - **Ensaio de Correlação entre Pluviosidade e Escorregamentos em Meio Tropical Úmido**. Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo - IPT. Publicação no 1080. São Paulo.

GUIDICINI, G. E NIEBLE, C. M. (1984). **Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavação**. 2a.ed. São Paulo: EdgardBlücher.

GREACEN, E. L.; WALKER, G. R.; COOK, P. G. Evaluation of the filter paper method for measuring soil water suction. In: International Conference on Measurement of soil and Platwater Status. **Proceedings**, 1987. 137-143.

ICE (1976). **Manual Applied Geology for Engineers**, London, 378p.

IGNACIUS, S.G.; TOGNON, A.A., (1991). Saad, A. M. & Carvalho, C.S., **Ensaio Geotécnicos em Solos Não-Saturados no Intuito de**

Pesquisas Tecnológicas – IPT,SP, **Anais do Simpósio Sobre Solos Não-Saturados**, 50-70, UnB, Brasília, 1991.

IRROMETER COMPANY. Disponível em: <<http://www.irrometer.com/>>. Acesso em 01 de novembro de 2015.

JACKSON, C. (2005) Modelling leakage from perched rivers using the unsaturated flow model VS2DTI. **British Geological Survey**, pp. 9.

KHALILI, N., KHABBAZ, M. H. (1998). A Unique Relationship for the Determination of the Shear Strength of Unsaturated Soils. **Geotechnique**, Vol. 48, Nº 5, 681-687.

LACERDA, Willy A. (1997) – **Stability of Natural Slopes along the Tropical Coast of Brazil**. In: Proceedings of the International Symposium on Recent Developments in Soil and PavimentMechanics (1. : Rio de Janeiro : 1997) **Anais**. A. A. Balkema: Rotterdam, p. 17-39.

MAGALHÃES, Jadilson A. C. (1990) - **Escorregamento de Base em um Talude de Solo Residual de Rocha Metamórfica Granulítica**. Porto Alegre. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul - UFRGS.

MARINHO, F.A.M. **Técnica do papel filtro para medição de sucção**. In.: Encontro sobre Solos Não Saturados. Porto Alegre/RS: 1994.

MARINHO, F. A. M. **Os Solos não saturados : Aspectos Teóricos, Experimentais e Aplicados**. Texto apresentado a Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, p. 201. 2005.

MIT (1963). Engineering Behavior of Partially Saturated Soils. Publ. No 134 presented to U.S. Army Eng., **Waterways Experimental Station**, Vicksburg, MS, Soil Eng. Dep., Dep. Of Civil Eng., M.I.T., Contract No. DA-22-079-eng-288, Boston, MA.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. **AMPLIAÇÃO DO USO DA METODOLOGIA MCT NO ESTUDO DE SOLOS TROPICAIS PARA PAVIMENTAÇÃO.** IN: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 28., 1994, BELO HORIZONTE. PROCEEDINGS. BELO HORIZONTE: ABPV, 1994, p. 185-209.

OLIVEIRA, O. M. (2004). **Estudo sobre a Resistência ao Cisalhamento de um Solo Residual Compactado Não Saturado.** Tese apresentada à Escola Politécnica da USP como requerimento para obtenção do título de Doutor, 332 p.

OLIVEIRA, O. M.; MARINHO, F.A.M. (2004). Aspectos da Curva de Retenção de Água de um Solo Residual Compactado. **V Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados.** V. 1, p. 279-287.

OLIVEIRA, O.M. (2005). **Estudo dos Efeitos Climáticos nos Projetos de Barreiras Capilares.** Relatório de Pós-doutorado realizado na Escola Politécnica da USP/SP, 87 p..

OLIVEIRA, O. M. ; Bim, R. ; ESPINDOLA, M. S. . **Aspectos Geotécnicos do Escorregamento de Encosta da Rodovia SC-401/Florianópolis.** In: XVI COBRAMSEG, 2012, Recife/PE. XVI COBRAMSEG, 2012.

PECAPEDRA, L. L. **Estudo da Resistência ao Cisalhamento não saturada de solos residuais de Granito e Diabásio de Florianópolis (SC).** Dissertação (Mestrado)-Universidade Federal de Santa Catarina-Centro Tecnológico- Programa de pós graduação em engenharia civil. Florianópolis, p. 170. 2015.

PEDROSA, M. G. A. (1994) - **Análise de Correlações entre Pluviometria e Escorregamentos de Taludes.**Rio de Janeiro. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Coordenação dos Programas de Pós Graduação em Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE/UFRJ.

PIZARRO, M.L.P. **Simulação de fluxo e transporte de solutos na zona não saturada do solo.**2009.185 f. Tese (Doutorado em Ciências da Engenharia Ambiental) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

RAHARDJO, H.; FREDLUND, D.G. (1991). Calculation Procedures for Slope Stability Analyses Involving Negative Pore-Water Pressures. **Int. Conf. on Slope Stability Eng. Developments and Application**, U. K.

RAHARDJO, H., FREDLUND, D.G., VANAPALLI, S.K. 1992. Use of linear and nonlinear shear strength versus matric suction relations in slope stability analyses. *Proceedings of the Sixth International Symposium on Landslides, Christchurch, New Zealand*, 10-14 February, ed. D.H. Bell, A.A. Balkema, pp. 531-537.

RAHARDJO H., ONG T.H., REZAUR R.B., LEONG E.C. (2007). Factors controlling instability of homogeneous soil slopes under rainfall. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, Vol. 133, No. 12. Pág.1532-1543.

RAHARDJO H., SATYANAGA A., LEONG E.C. (2012). Unsaturated Soil Mechanics for Slope Stabilization. **Journal of Geotechnical Engineering**, Vol. 43, No. 1. Pág.48-58.

RAIMUNDO, HuriAlexandre. **Aspectos Geotécnicos e Pluviométricos Associados a Instabilidade de Encostas em Florianópolis - SC.** Florianópolis, 1998.325p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina

ROHM, S. A., VILAR, O. M. (1995). Shear Strength of Unsaturated Sandy Soil. **Proceeding of the First International Conference on Unsaturated Soil**. Vol. 1, pp. 189-193. Paris, France.

Santos, Glaci T. (1997) - **Integração de Informações Pedológicas, Geológicas e Geotécnicas Aplicadas ao Uso do Solo Urbano em Obras de Engenharia**. Porto Alegre. Tese (Doutorado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Minas, Metalúrgica e de Materiais da Universidade Federal do Rio Grande do Sul - PPGEM/UFRGS.

SCHUSTER (1996) Socioeconomic significance of landslide. In Turner AK, Schuster RL (eds) *Landslides Investigation and Mitigation*, **National Academy of Sciences, Washington, DC**, Transportation Research Board Special Report 247, pp 12-35.

SOILVISION COMPANY. Disponível em: <<http://www.soilvision.com/>>. Acesso em 15 de novembro de 2015.

TATIZANA, C., OGURA, A. T. e CERRI, L. E. da S. (1987a) - *Análise de Correlação entre Chuvas e Escorregamentos - Serra do Mar, Município de Cubatão*. (2.: 1987 : São Paulo). **Anais**. São Paulo, ABGE.

TATIZANA, C., OGURA, A. T. e CERRI, L. E. da S. (1987b) - Modelamento Numérico da Análise de Correlação entre Chuvas e Escorregamentos Aplicados às Encostas da Serra do Mar no Município de Cubatão. (2.:1987: São Paulo). **Anais**. São Paulo, ABGE.

TERZAGHI, K. (1936). The Shear Resistance of Saturated Soils. **Proceeding International Conference Soils Mechanics Foundation Engineering**. Vol. 1, pp. 54-56.

TOMAZZOLLI, E. R.; PELLERIN, J. M. Unidades do mapa geotécnico da ilha de Santa Catarina: as rochas. **Geosul**, Florianópolis, v. 30, p. 225-247, julho 2015.

VAN GENUCHTEN (1980). A Closed-Form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soil. **Soil Science Society of America Journal**. Vol.44, Nº 5, pp.893-898.

VANAPALLI, S. K., FREDLUND, D. G., PUF AHL, D. E., CLIFTON, A W. (1996). Model for The Prediction of Shear Strength with Respect to Soil Suction. **Canadian Geotechnical Journal**, Vol.33, pp.379-392.

VANAPALLI, S. K. (1994). **Simple Procedures and their Interpretation in Evaluating the Shear Strength an Unsaturated Soil**. PhD Thesis, University of Saskatchewan, Canada.

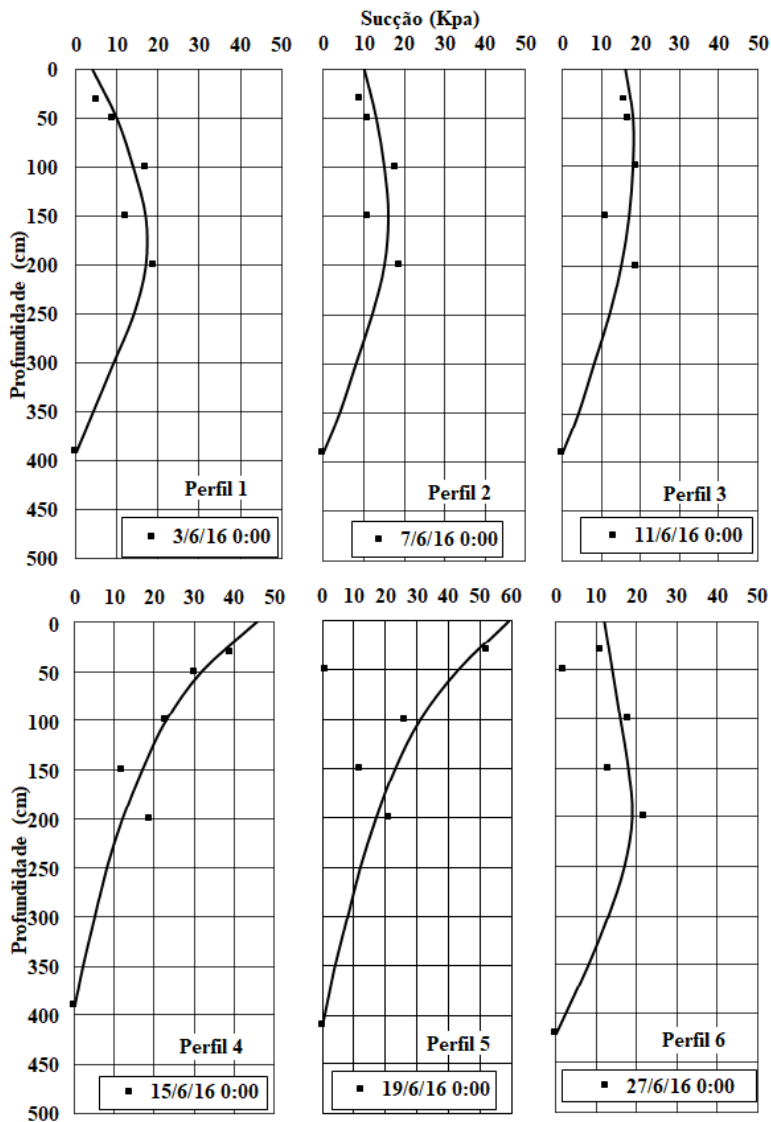
VANAPALLI, S. K., FREDLUND, D. G., PUF AHL, D. E., CLIFTON, A W. (1996). Model for The Prediction of Shear Strength with Respect to Soil Suction. **Canadian Geotechnical Journal**, Vol.33, pp.379-392.

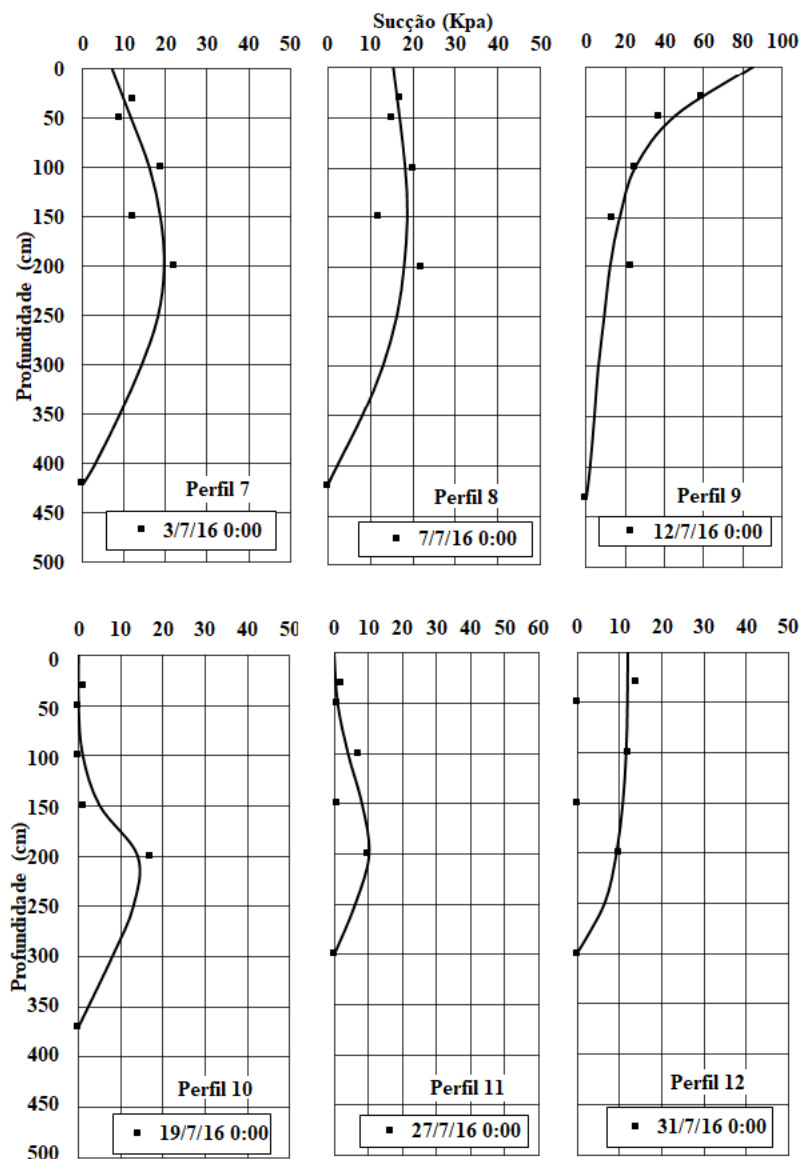
VIEIRA, A. M. **Variação Sazonal de Sucção em um talude de Solo Residual de Gnaisse**. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo: 1999.

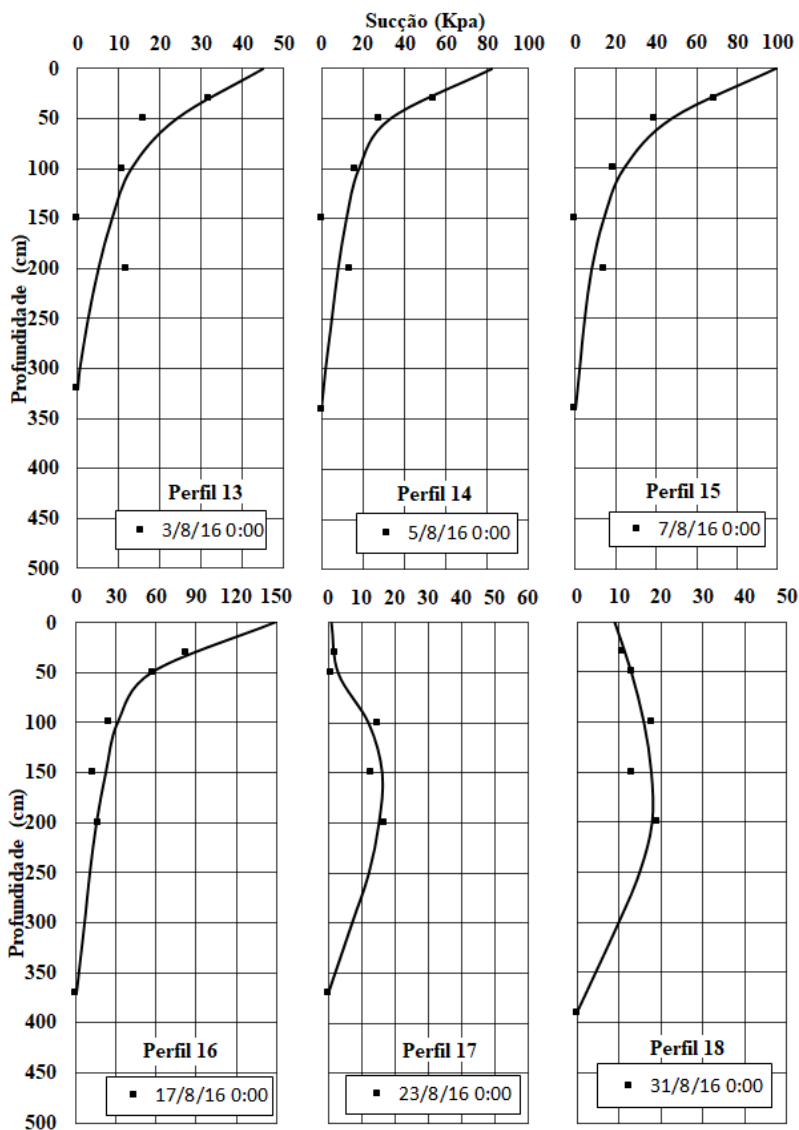
VILAR, O. M. A simplified procedure to estimate the shear strength envelope of unsaturated soil. **Canadian Geotechnical Journal**, 2006, v. 43, p. 1088-1095.

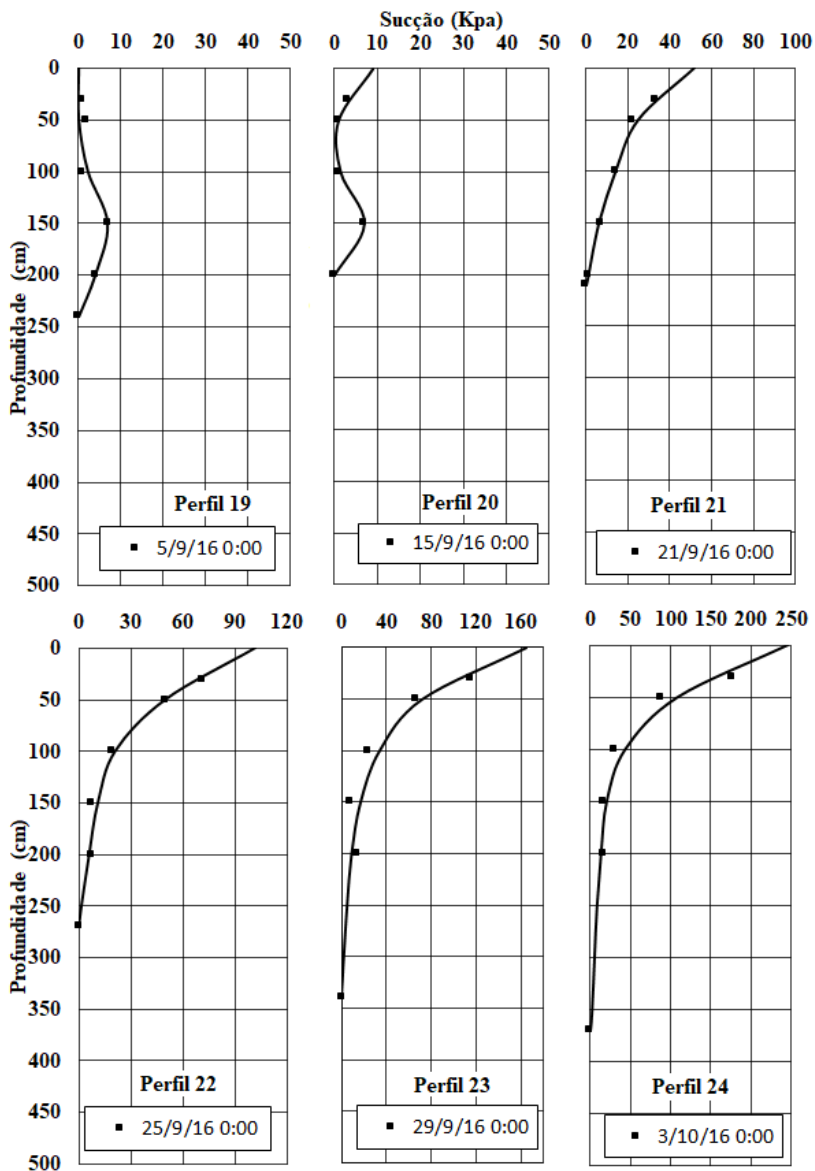


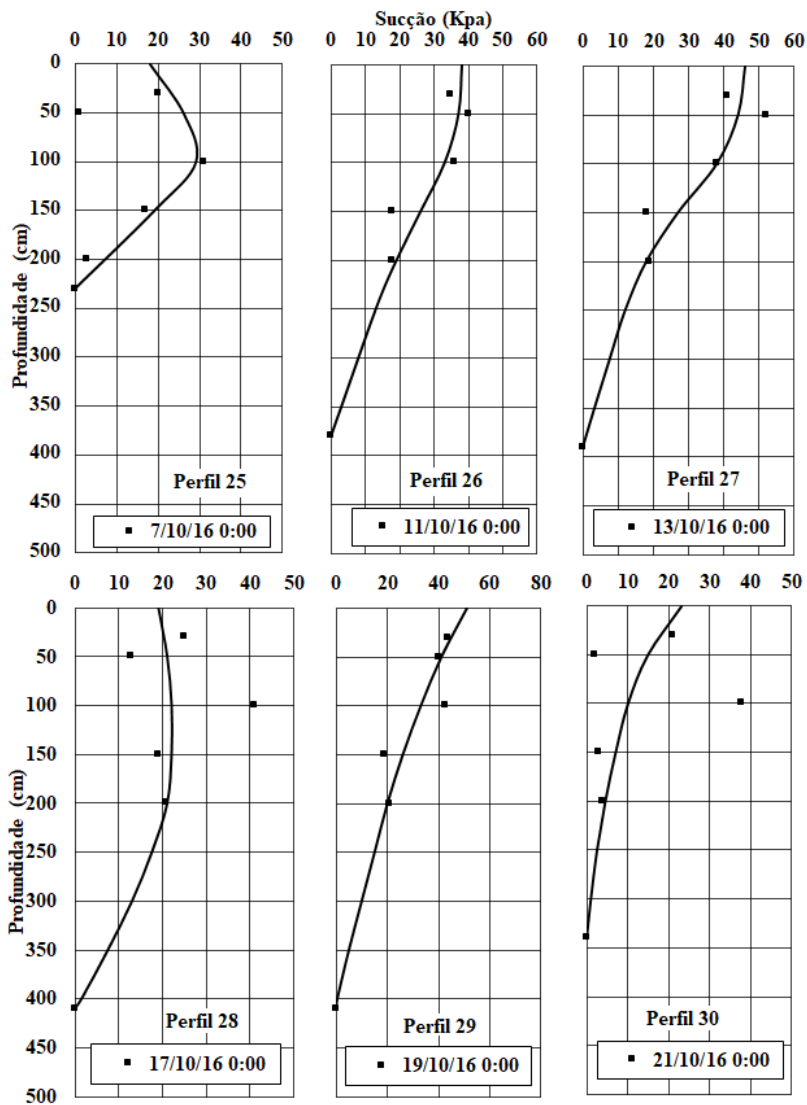
## APÊNDICE A – Perfis de sucção para o solo residual de granito

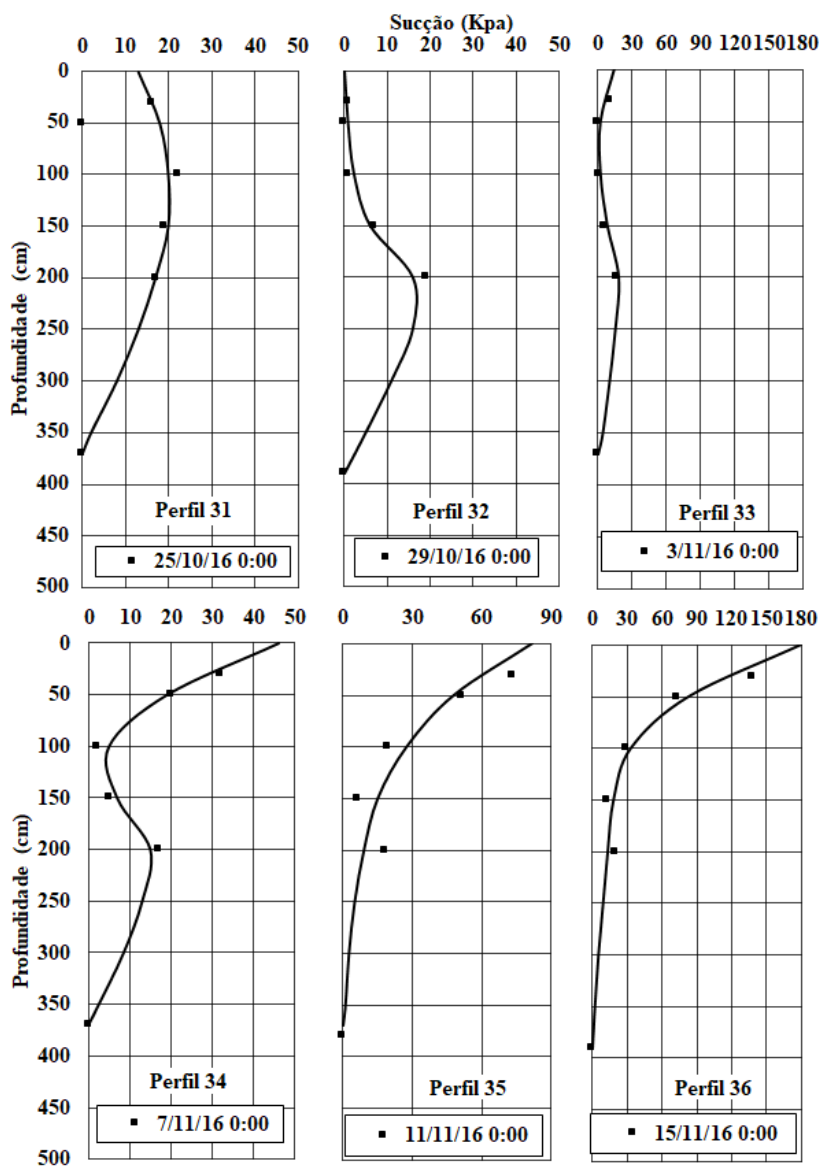


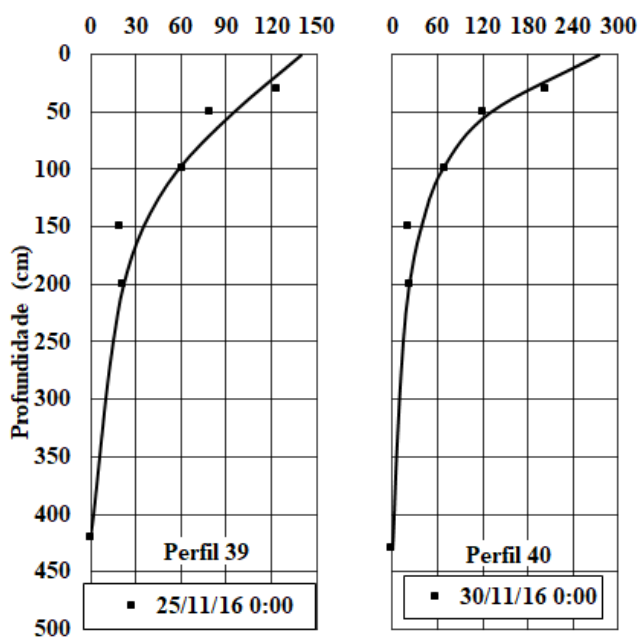
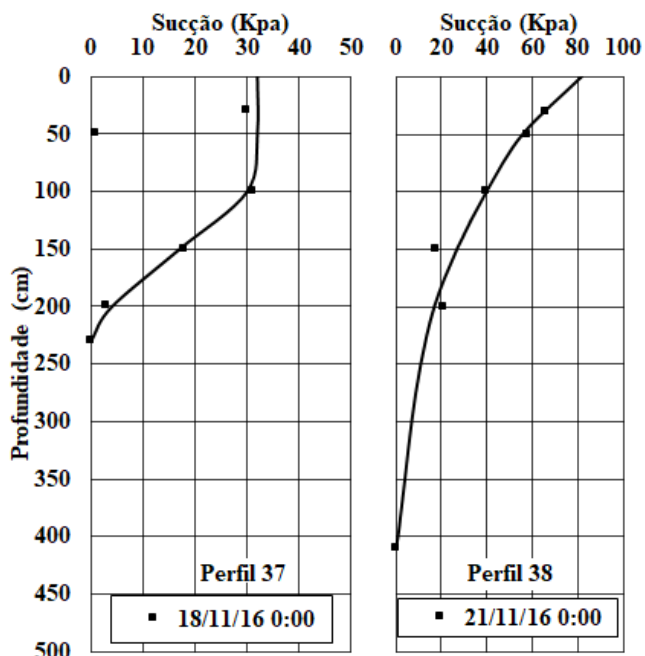




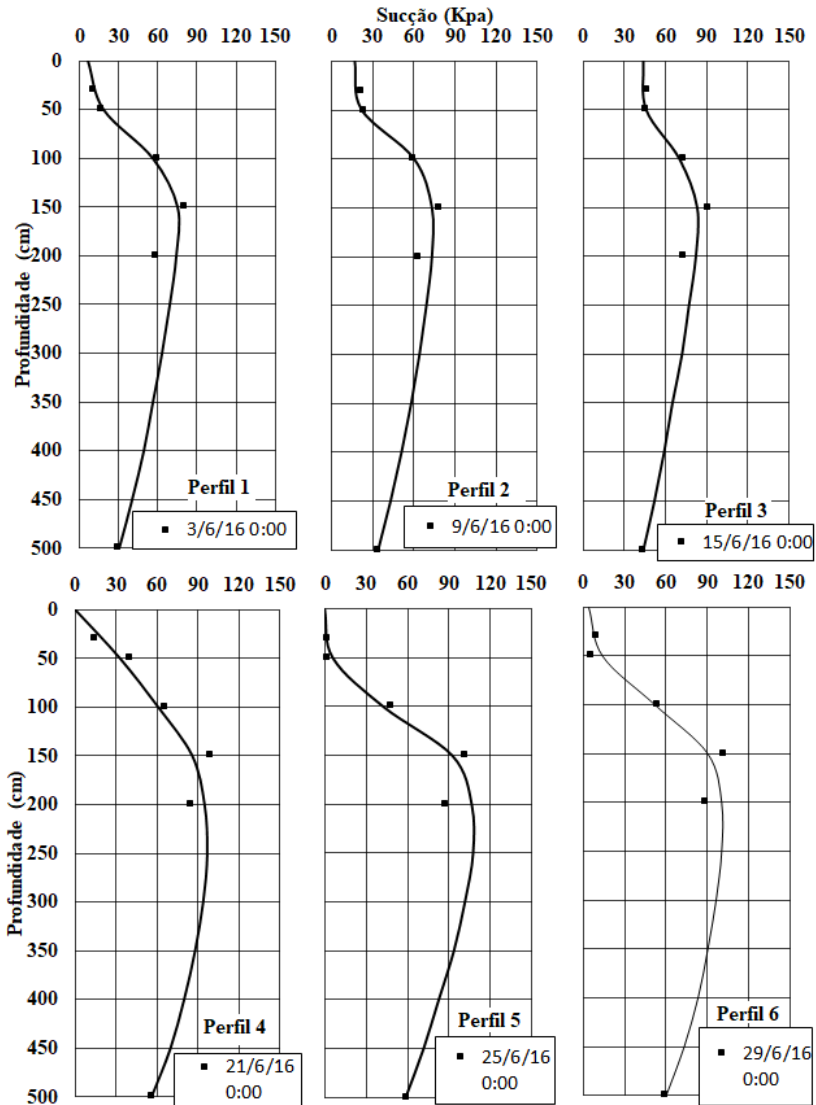




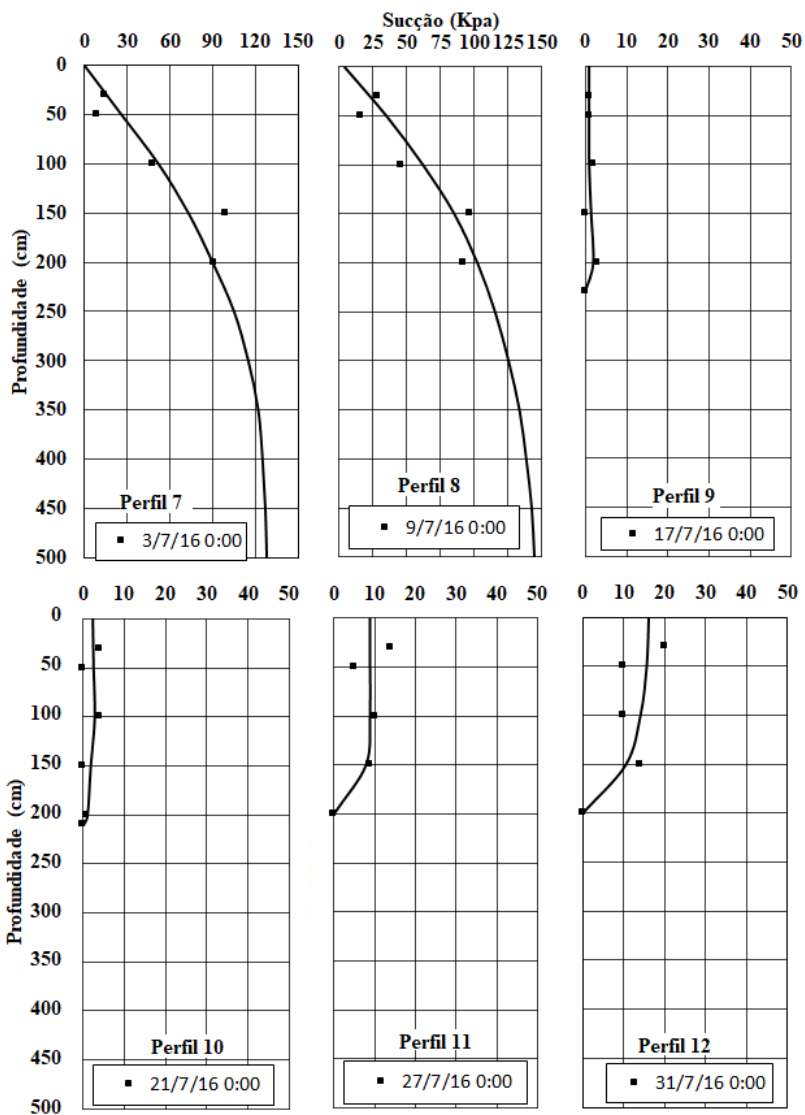


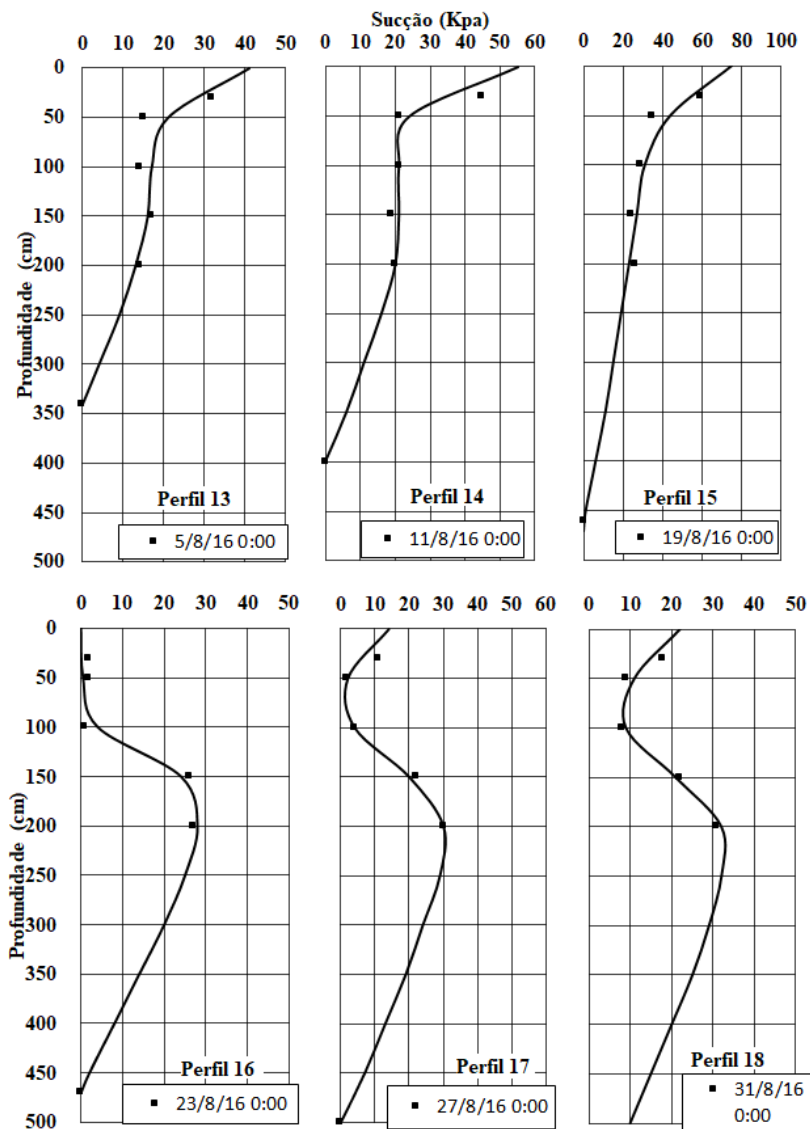


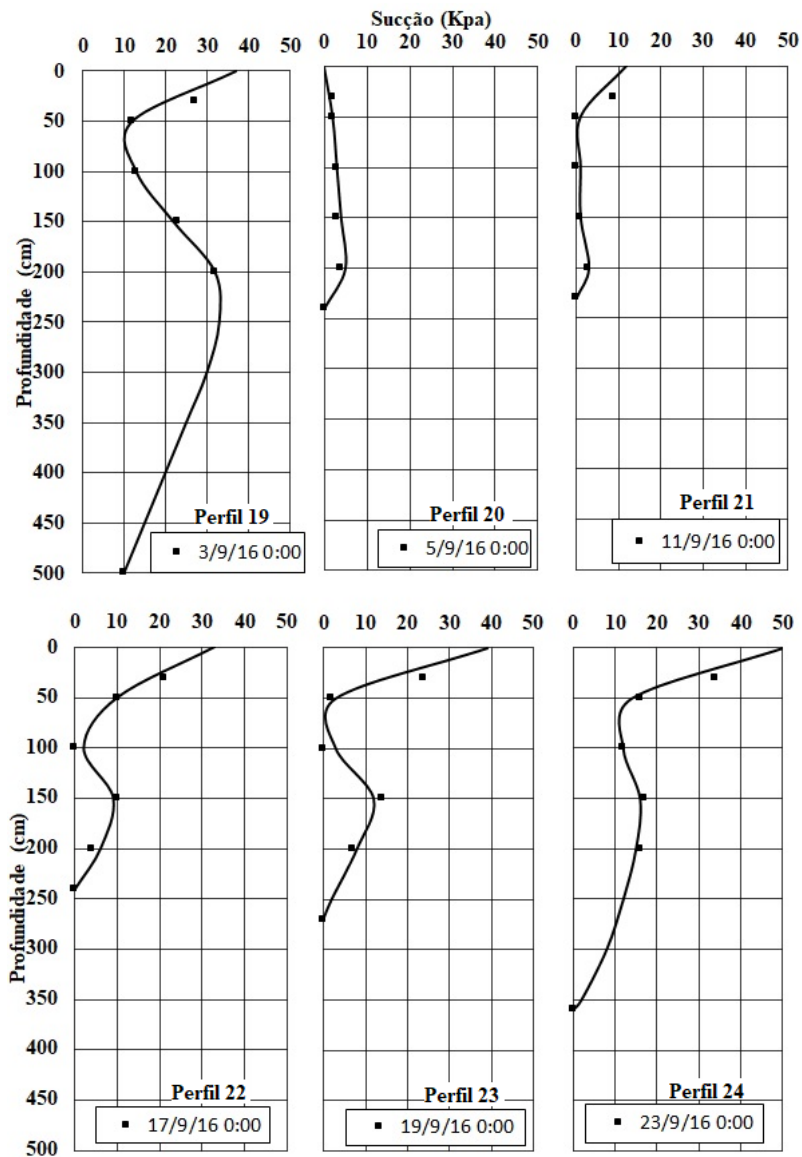
### APÊNDICE B – Perfis de sucção para o solo residual de diabásio

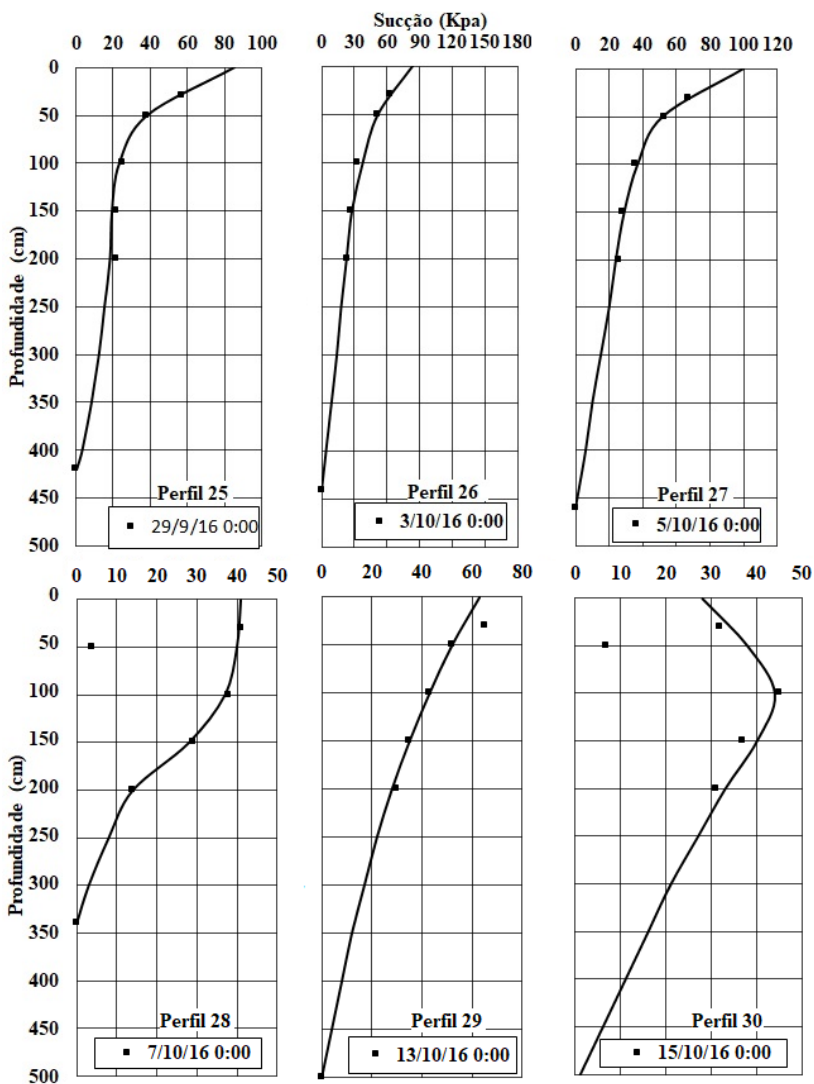


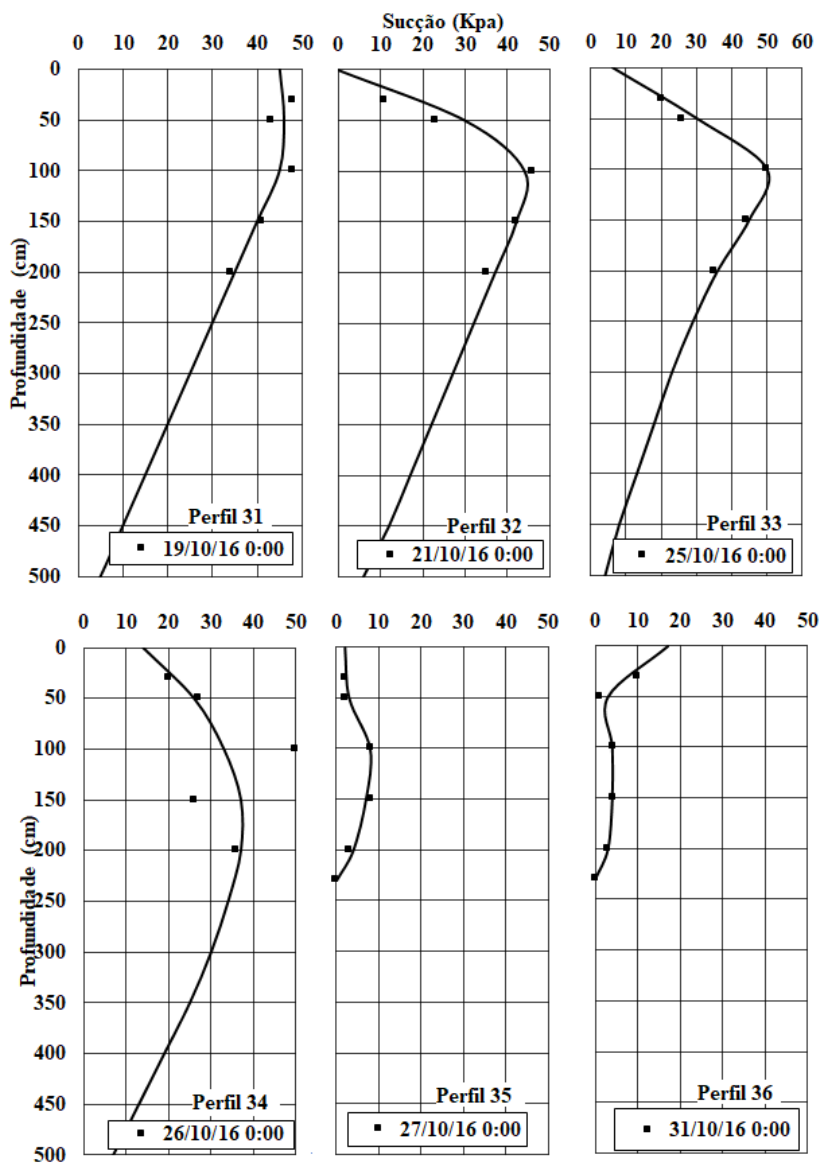


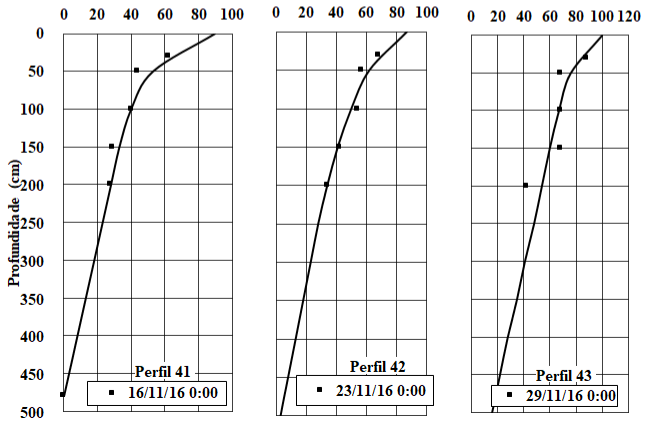
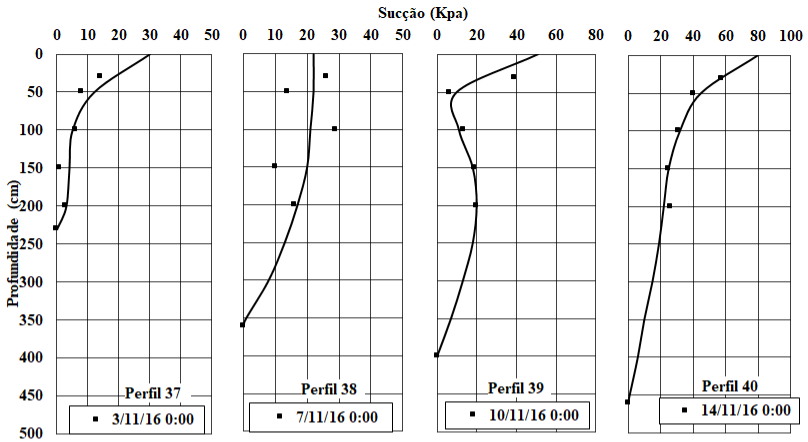






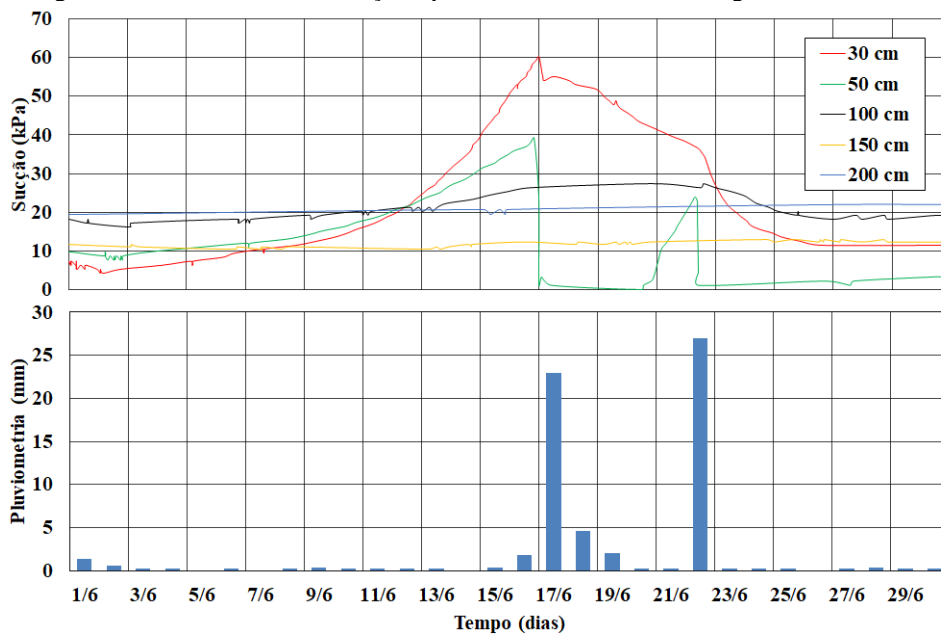






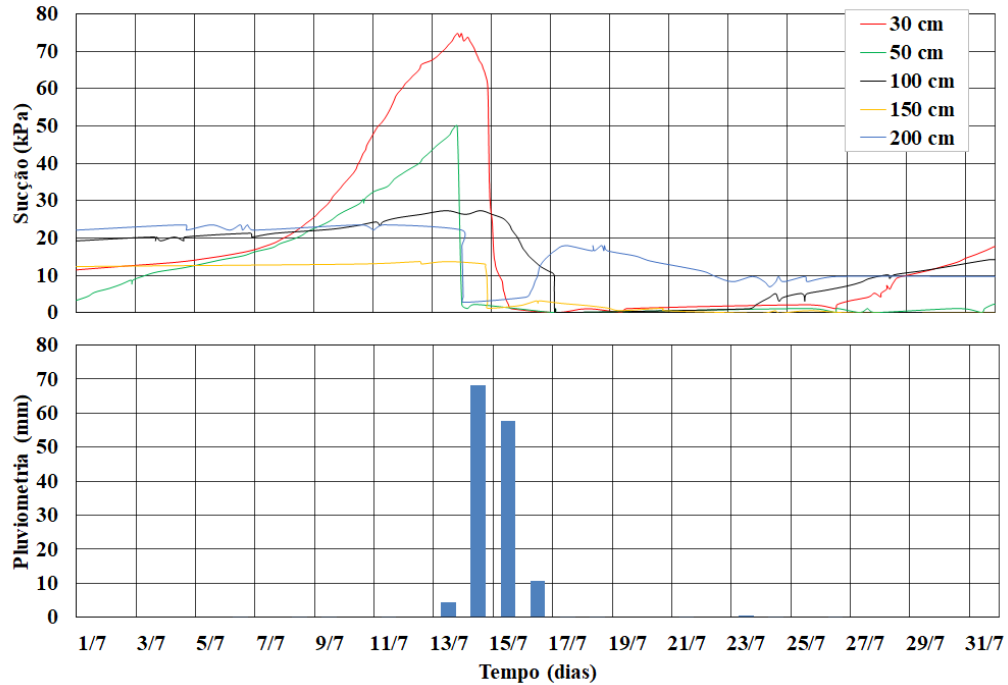
## APÊNDICE C – Monitoramento de sucção e pluviometria para o solo residual de granito.

Figura 1 – Monitoramento de sucção e pluviometria solo residual de granito Junho/2016.



Fonte: O autor.

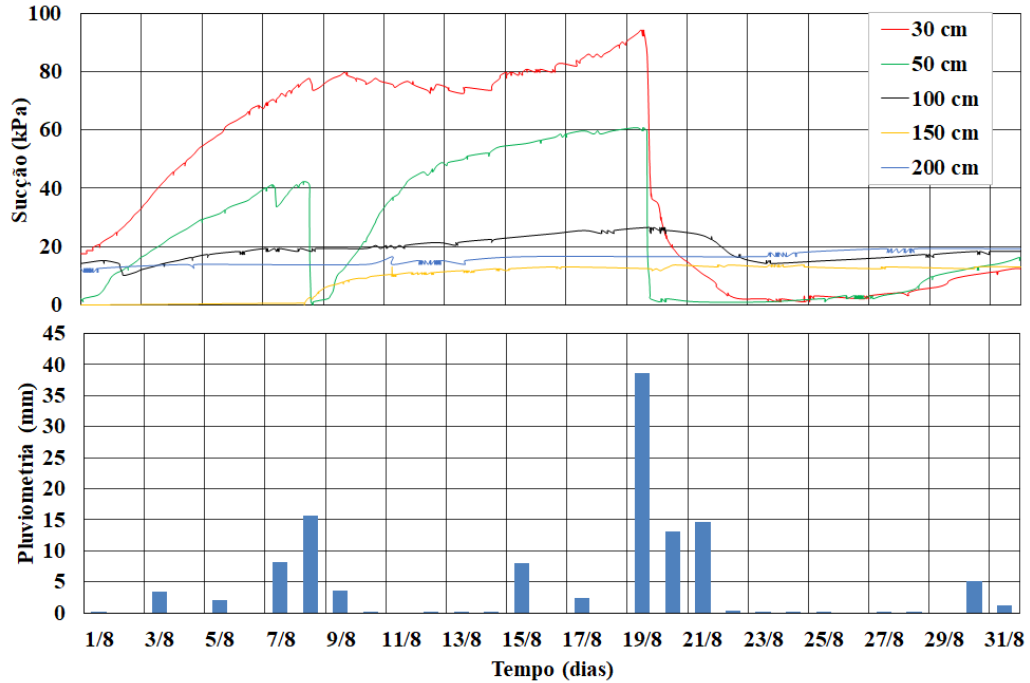
Figura 2 – Monitoramento de sucção e pluviometria solo residual de granito Julho/2016.



Fonte: O autor.

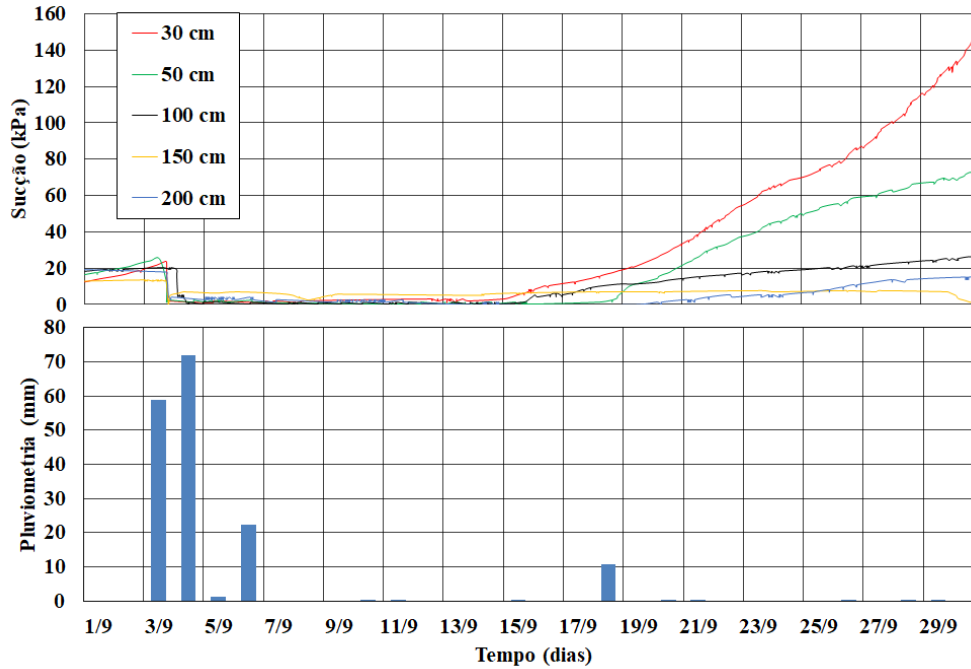


Figura 3 – Monitoramento de sucção e pluviometria solo residual de granito Agosto/2016.



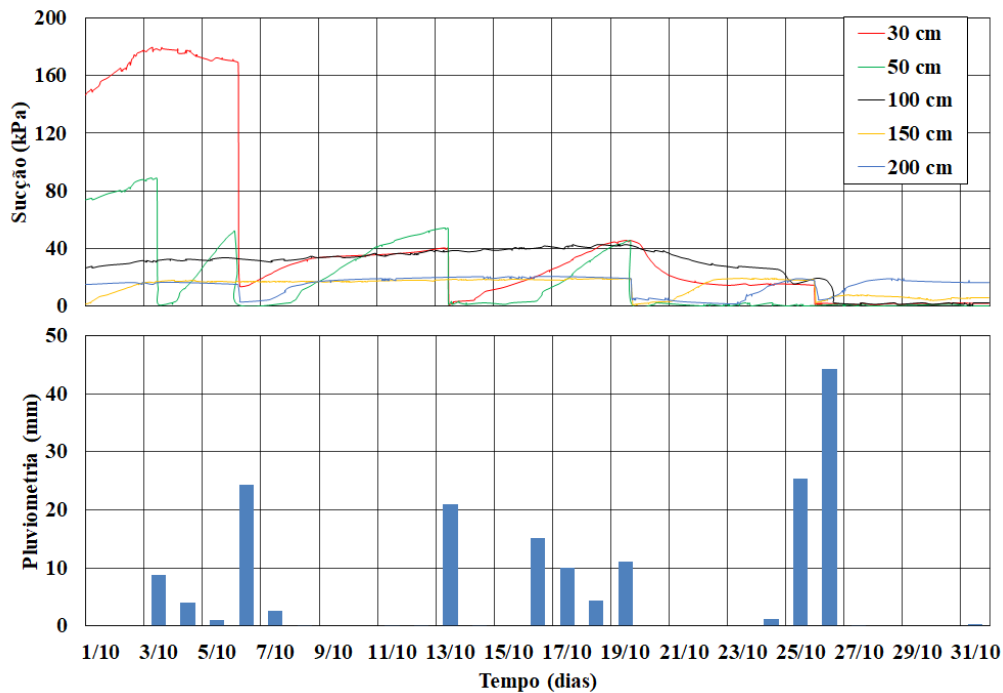
Fonte: O autor.

Figura 4 – Monitoramento de sucção e pluviometria solo residual de granito Setembro/2016.



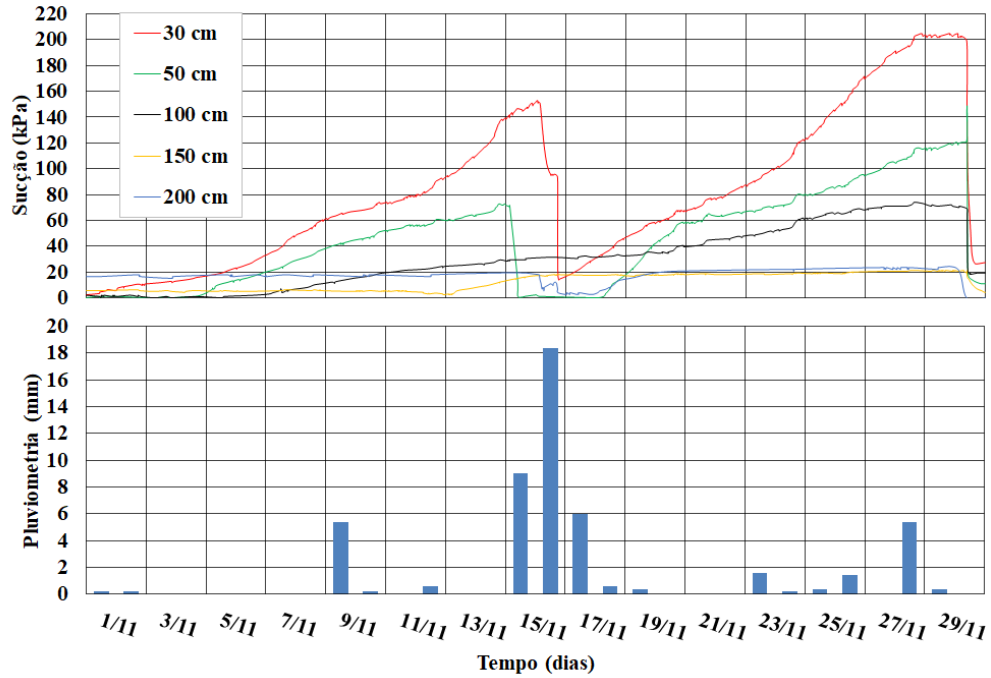
Fonte: O autor.

Figura 5 – Monitoramento de sucção e pluviometria solo residual de granito Outubro/2016.

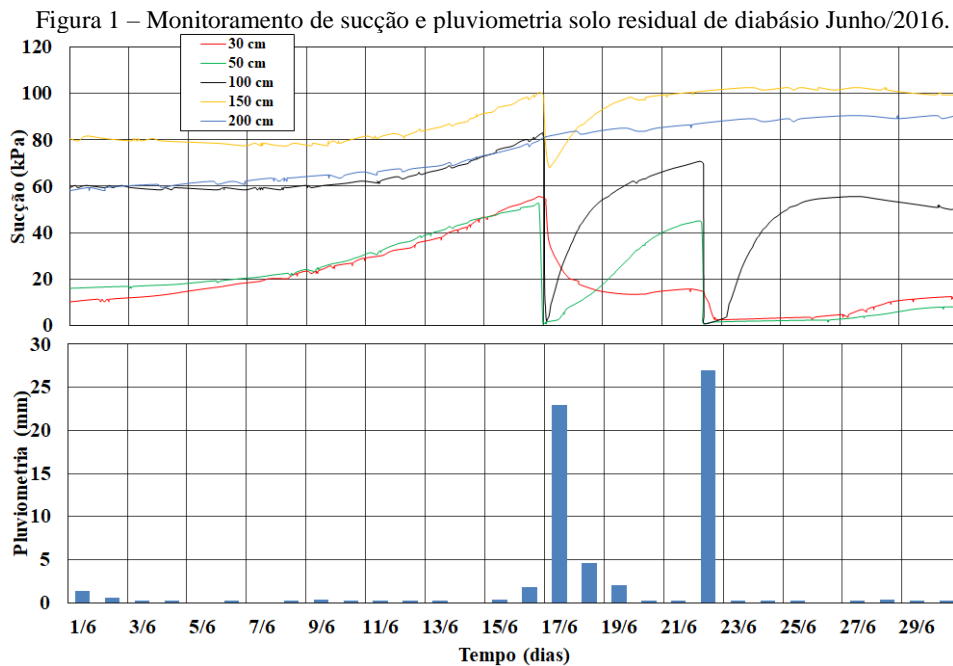


Fonte: O autor.

Figura 6 – Monitoramento de sucção e pluviometria solo residual de granito Novembro/2016.

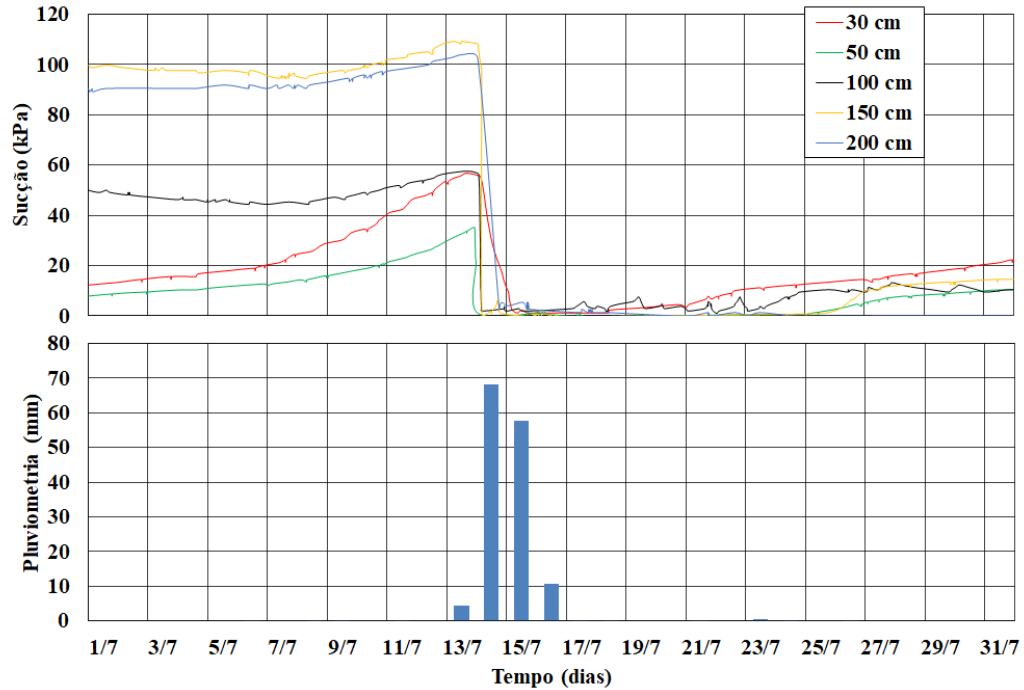


Fonte: O autor.

**APÊNDICE D – Monitoramento de sucção e pluviometria para o solo residual de diabásio.**

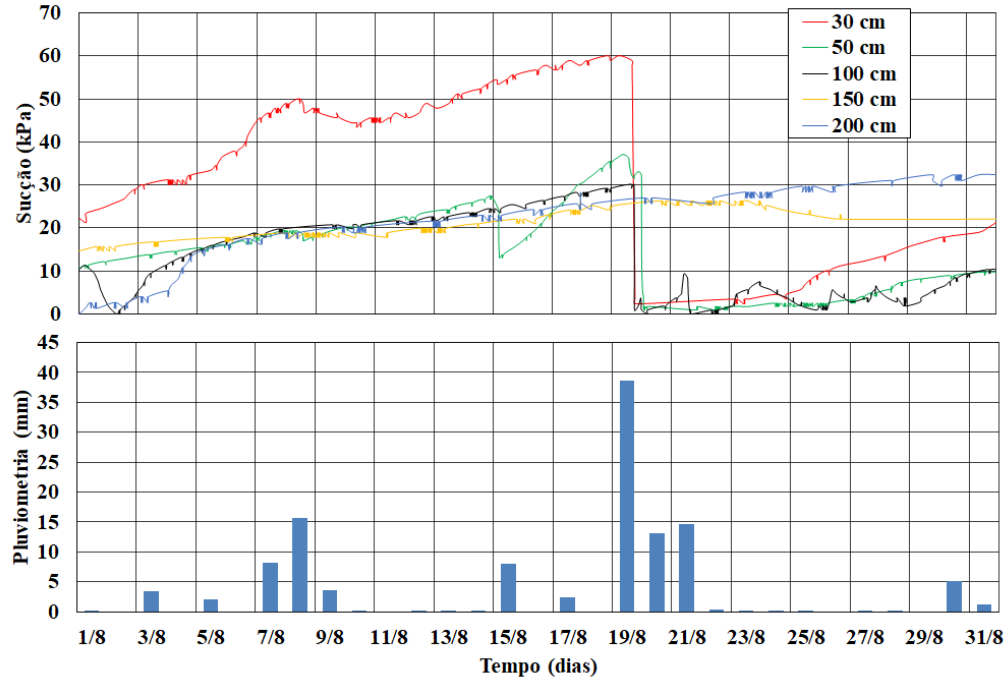
Fonte: O autor.

Figura 2 – Monitoramento de sucção e pluviometria solo residual de diabásio Julho/2016.



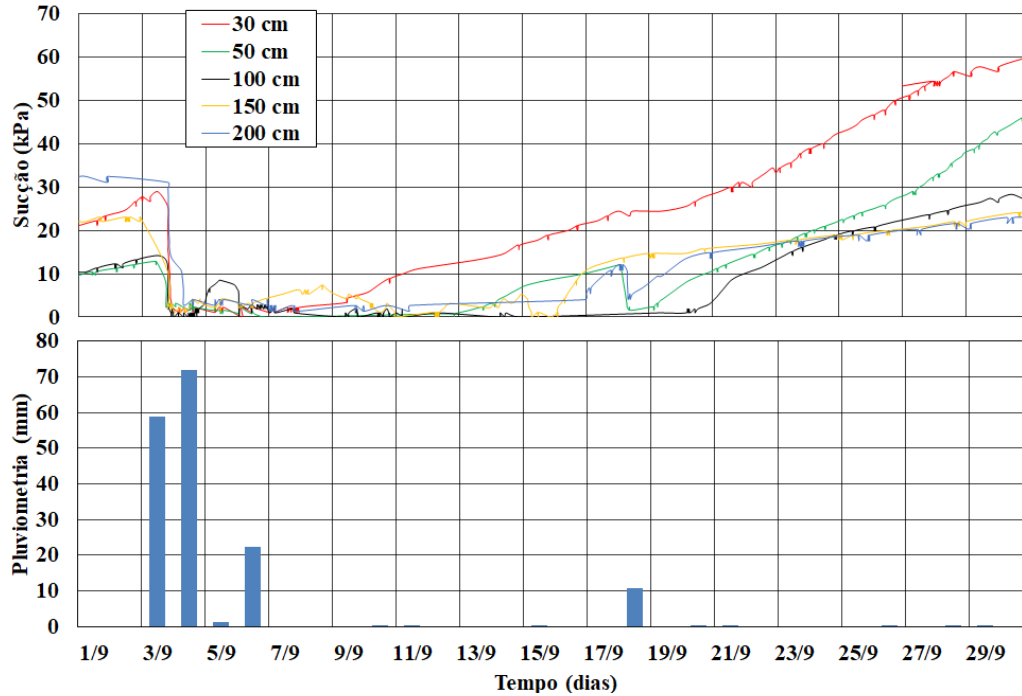
Fonte: O autor.

Figura 3 – Monitoramento de sucção e pluviometria solo residual de diabásio Agosto/2016.



Fonte: O autor.

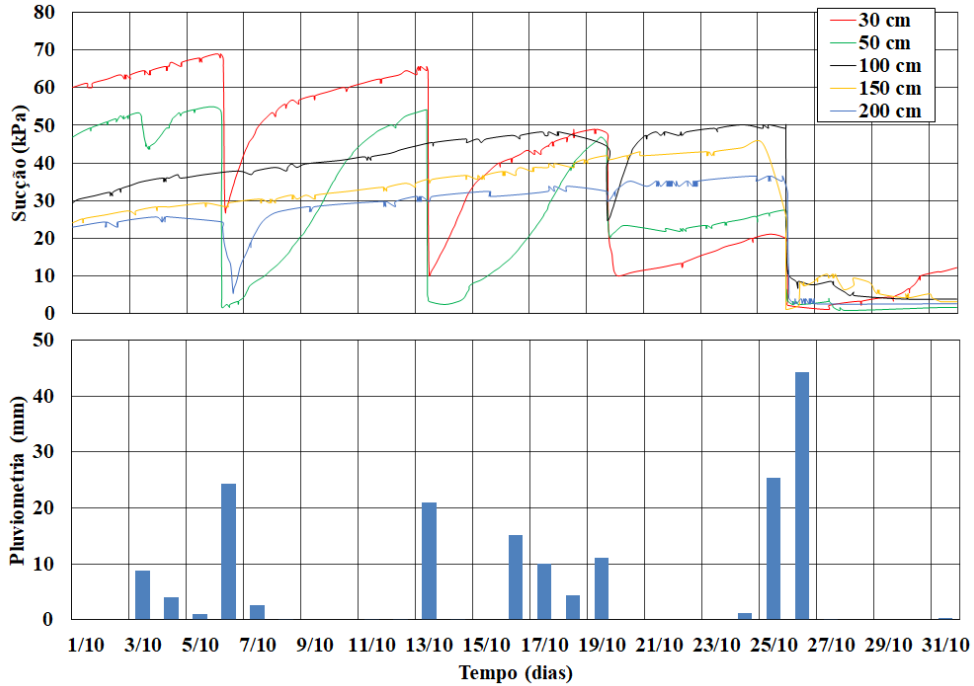
Figura 4 – Monitoramento de sucção e pluviometria solo residual de diabásio Setembro/2016.



Fonte: O autor.

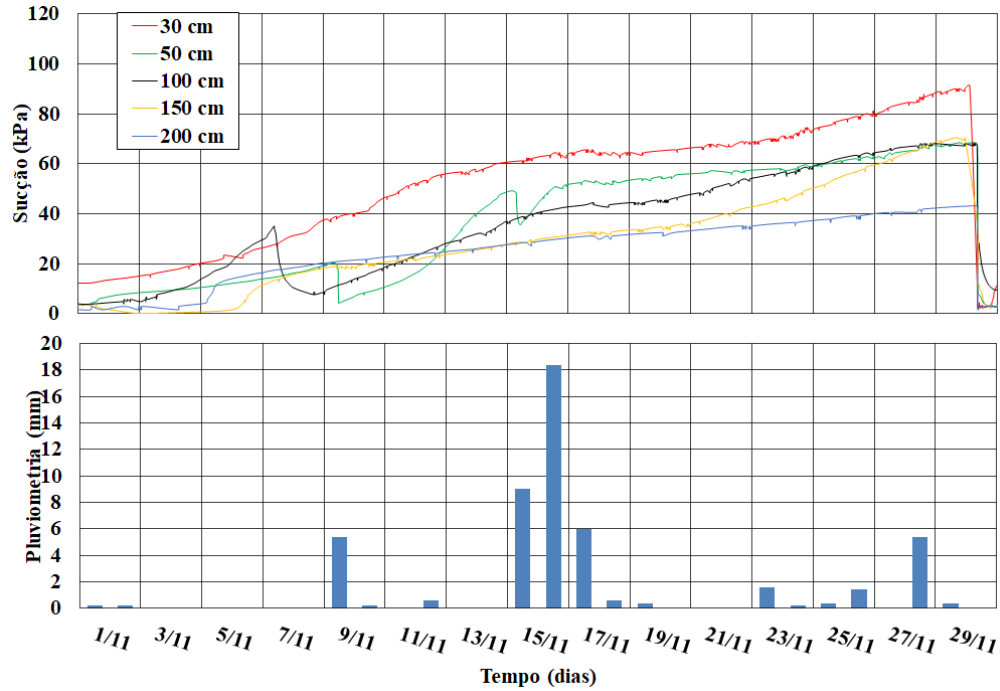


Figura 5 – Monitoramento de sucção e pluviometria solo residual de diabásio Outubro/2016.



Fonte: O autor.

Figura 6 – Monitoramento de sucção e pluviometria solo residual de diabásio Novembro/2016.



Fonte: O autor.

