



Universidade Estadual Paulista
"Júlio de Mesquita Filho"
Programa Interunidades

unesp 

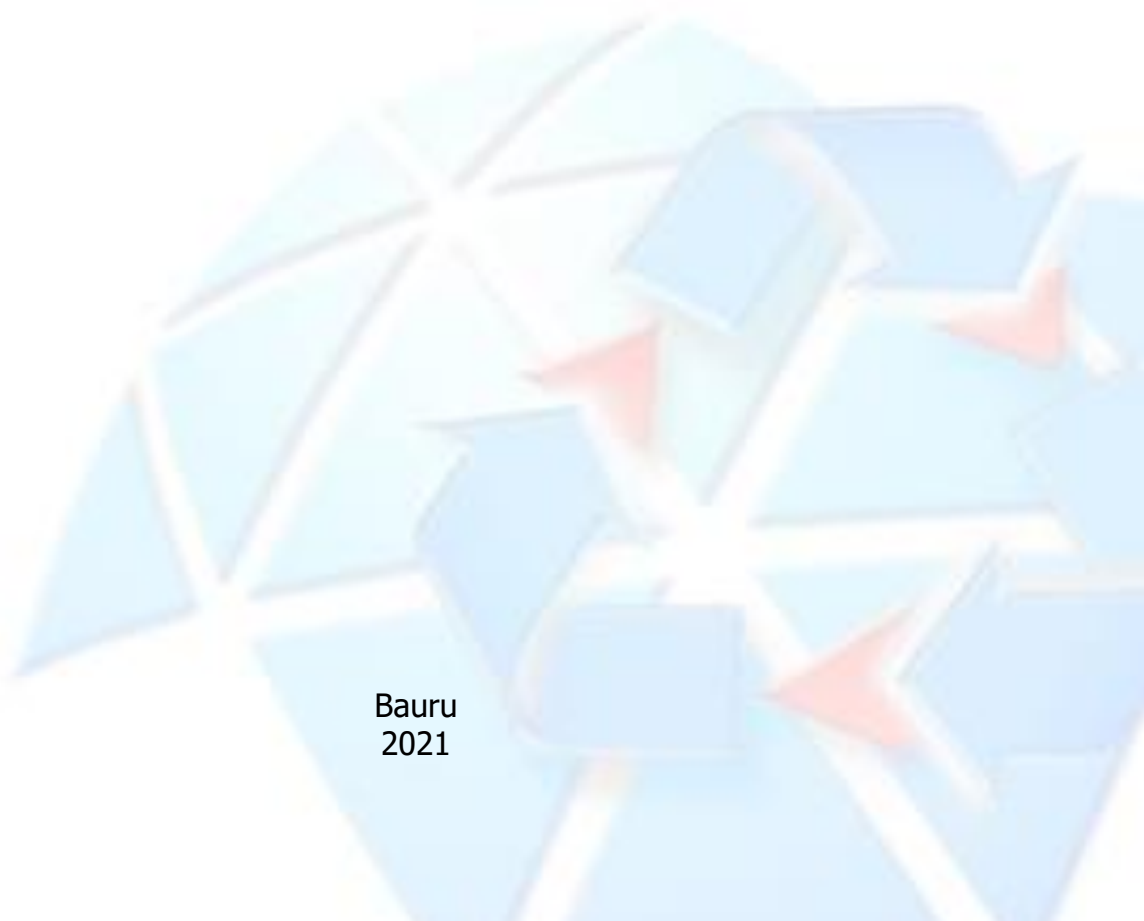
Mestrado

Engenharia Civil e Ambiental

RICARDO HENRIQUE MASCHIO VIEIRA

**RETROANÁLISE DE ESCORREGAMENTO DE TALUDE DE SOLO
TROPICAL NÃO SATURADO DA REGIÃO DE BAURU-SP**

Bauru
2021

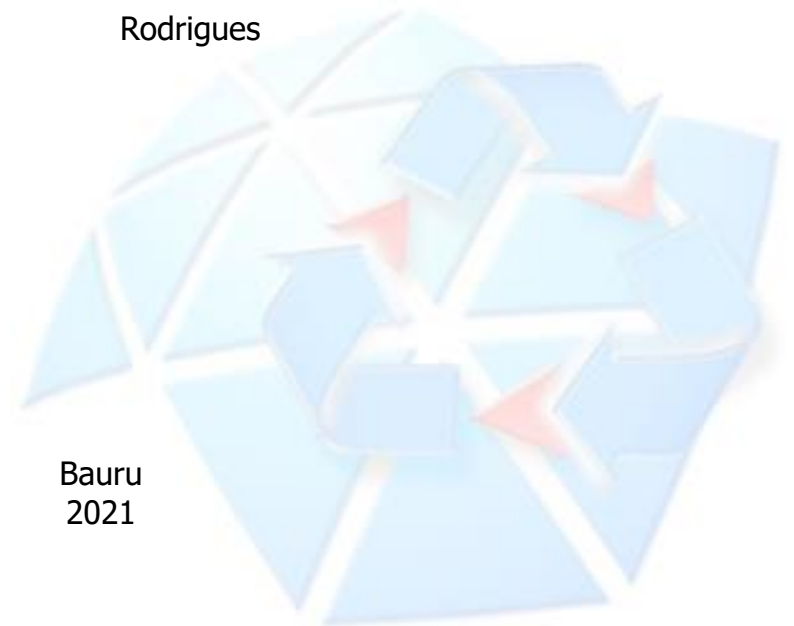


RICARDO HENRIQUE MASCHIO VIEIRA

**RETROANÁLISE DE ESCORREGAMENTO DE TALUDE DE SOLO
TROPICAL NÃO SATURADO DA REGIÃO DE BAURU-SP**

Dissertação apresentada como requisito para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho", Área de Concentração Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Roger A. Rodrigues



Bauru
2021

V658r

Vieira, Ricardo Henrique Maschio

Retroanálise de escorregamento de talude de solo tropical não saturado da região de Bauru-SP / Ricardo Henrique Maschio Vieira. -- Bauru, 2022

62 p. : il., tabs., fotos

Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual Paulista (Unesp), Faculdade de Engenharia, Bauru

Orientador: Roger Augusto Rodrigues

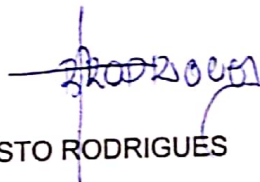
1. Solo não saturado. 2. Taludes (Mecânica do solo). 3. Escorregamento. 4. Retroanálise. I. Título.

Sistema de geração automática de fichas catalográficas da Unesp. Biblioteca da Faculdade de Engenharia, Bauru. Dados fornecidos pelo autor(a).

Essa ficha não pode ser modificada.

ATA DA DEFESA PÚBLICA DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO DE RICARDO HENRIQUE MASCHIO VIEIRA, DISCENTE DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL, DA FACULDADE DE ENGENHARIA - CÂMPUS DE BAURU.

Aos 04 dias do mês de novembro do ano de 2021, às 10:00 horas, por meio de *Videoconferência*, realizou-se a defesa de DISSERTAÇÃO DE MESTRADO de RICARDO HENRIQUE MASCHIO VIEIRA, intitulada **RETROANÁLISE DE ESCORREGAMENTO DE TALUDE DE SOLO TROPICAL NÃO SATURADO**. A Comissão Examinadora foi constituída pelos seguintes membros: Prof. Dr. ROGER AUGUSTO RODRIGUES (Orientador(a) - Participação Virtual) do(a) Departamento de Engenharia Civil e Ambiental / Faculdade de Engenharia de Bauru UNESP, Prof. Dr. OSVALDO DE FREITAS NETO (Participação Virtual) do(a) Departamento de Engenharia Civil e Ambiental / Universidade Federal do Rio Grande do Norte - UFRN, Prof. Dr. PAULO CESAR LODI (Participação Virtual) do(a) Departamento de Engenharia Civil e Ambiental / Faculdade de Engenharia de Bauru - UNESP. Após a exposição pelo mestrando e arguição pelos membros da Comissão Examinadora que participaram do ato, de forma presencial e/ou virtual, o discente recebeu o conceito final: aprovado _____ . Nada mais havendo, foi lavrada a presente ata, que após lida e aprovada, foi assinada pelo(a) Presidente(a) da Comissão Examinadora.



Prof. Dr. ROGER AUGUSTO RODRIGUES

DEDICATÓRIA

As pessoas mais importantes da minha vida,
meus queridos pais, Roberto Francisco
Vieira e Leonice de Lurdes Maschio Vieira
e meu irmão Everton Tarciso Maschio
Vieira.

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar a Deus, pelo dom da vida e por sempre colocar as pessoas especiais para me guiar ao longo de toda minha vida.

A toda minha família, em especial meus pais Roberto Francisco Vieira e Leonice de Lurdes Maschio Vieira e meu irmão Everton Tarciso Maschio Vieira que, sempre apoiaram e que fizeram o melhor para que eu pudesse conquistar este título.

Ao meu orientador, professor e amigo Dr. Roger Augusto Rodrigues, pela paciência em ensinar, orientar e auxiliar em todas as etapas desta pesquisa. Além do auxílio em momentos difíceis que passei no pessoal no período em que realizei a pesquisa.

Ao técnico Gustavo Pinheiro, do Laboratório de Mecânica dos Solos da FEB/UNESP pelo empenho, ajuda na coleta de amostras e realização de ensaios.

Aos amigos Jeferson Brito Fernandes e Jhaber Yacoub, por toda ajuda com os ensaios, análises de dados e conversas ao longo da jornada.

Aos professores e amigos que fiz durante minha graduação Dr. André Luís Gamino e Dr^a. Natalia Felix Negreros por todos os conselhos, ensinamentos, inspiração.

Aos demais amigos que sempre apoiaram e incentivaram a realização desta conquista.

A todos os que indireta ou diretamente colaboraram neste trabalho.

Resumo

Os taludes de solos não saturados são encontrados em diversas localidades e o estudo do comportamento desses maciços é complexo, pois estes solos são fortemente influenciados pelas condições ambientais principalmente em período marcado por mudanças climáticas, o que acaba por afetar o regime de chuvas e temperatura terrestres, assim como os eventos extremos associados a essas mudanças. A precipitação é uma das principais causas de escorregamentos de taludes devido às mudanças da sucção no solo que reduzem a sua resistência ao cisalhamento. Esta dissertação trata do estudo da retroanálise de escorregamento de um talude de corte de um solo arenoso não saturado que ocorreu na região de Bauru-SP. A geometria do talude bem como a superfície de ruptura do talude foram obtidas a partir de levantamentos planialtimétricos. O histórico de chuvas da região no período da ruptura do talude foi obtido em estação meteorológica e as propriedades mecânicas e hidráulicas do solo foram determinadas em laboratório por meio de ensaios de compressão triaxial, de curva de retenção e de permeabilidade. Com os dados de campo e os resultados dos ensaios de laboratório necessários, o estudo da retroanálise foi realizado por meio do programa GeoStudio (SLOPE/W e SEEP/W). Os resultados obtidos demonstraram que o modelo numérico reproduziu satisfatoriamente o comportamento do solo durante o período chuvoso que resultou na ruptura do maciço estudado durante uma chuva histórica que ocorreu em janeiro de 2016. O trabalho traz ainda importantes informações acerca da estabilidade de taludes de solo natural e compactado com diferentes declividades.

PALAVRAS-CHAVE: Solo não saturado, talude, escorregamento, retroanálise.

Abstract

Slopes of unsaturated soils occurs in many locations and the study of its behavior is complex, since these soils are strongly influenced by environmental conditions, especially in a season marked by climate change, which affect the terrestrial rainfall and temperature regime, as well as the extreme events associated with these changes. Precipitation is one of the main causes of slope slides due to changes in the soil suction that reduce its shear strength. This Master Thesis evaluates the back-analysis of the slide of a planar slope of an unsaturated sandy soil from Bauru-SP. The slope geometry as well as the slope rupture surface were obtained from planialtimetric surveys. The data of the rainfall history of the region during the period of slope failure was obtained from a meteorological station. The mechanical and hydraulic properties of the soil were determined in the laboratory using the triaxial compression, retention curve and permeability tests. The back-analysis study was carried out using the GeoStudio program (SLOPE/W and SEEP/W). The results obtained showed that the numerical model satisfactorily reproduced the behavior of the soil during the rainy season that resulted in the failure of the slope during a historic rain that occurred in January 2016. The work provides important information about the stability of slopes of natural and compacted soils with different declivities.

KEYWORDS: Unsaturated soil, slope, landslide, back-analysis.

Lista de Figuras

Figura 2.1 – Curva de retenção (Koorevar <i>et. al</i> , 1983).....	6
Figura 2.2 - Curvas de retenção para diferentes tipos de solos (FREDLUND; XING, 1994)	7
Figura 2.3 – Curva de retenção do solo compactado (FAGUNDES, 2014).....	7
Figura 2.4 - Representação gráfica da equação de Fredlund, <i>et al.</i> (1978) (GAN e FREDLUND, 1995 apud JESUS, 2008).	9
Figura 3.1 – Talude estudado.	17
Figura 3.2 – Amostra indeformada sendo retirada do talude estudado.	17
Figura 3.3 – Seção transversal do talude estudado.	18
Figura 3.4 – Geometria utilizada para as análises da seção transversal.	18
Figura 3.5 – Fotos de satélite: (a) Registro fotográfico dia 04 de fevereiro de 2015; (b) Registro fotográfico dia 07 de agosto de 2016.....	19
Figura 3.6 – Procedimentos de montagem corpo de prova para ensaio de filtro de papel: (a) moldagem do anel; (b) anéis secando para serem saturados posteriormente; (c) anéis saturando; (d) acompanhamento do peso do anel para o isolar; (e) disposição do papel filme.....	22
Figura 3.7 – Esquema do ensaio de placa de sucção (LIBARDI, 2005).....	23
Figura 3.8 – Preparação corpos de prova para ensaio de compressão triaxial: (a) retirada do CP do bloco; (b) régua para regularização de topo e base; (c) arredondamento das arestas do corpo de prova; (d) CP moldado, protegido com papel filme plástico e armazenado em câmara climatizada	26
Figura 3.9 – Montagem corpo de prova na câmara triaxial.....	26
Figura 3.10 – Ensaio de compressão triaxial montado.....	27
Figura 4.1 – Curva granulométrica obtida para o solo marrom avermelhado.....	29
Figura 4.2 – Curva de retenção para a profundidade de 3,0 m modificado de FERNADES, 2016).....	30
Figura 4.3 - Curva de retenção - Umidade Volumétrica.	32
Figura 4.4 – Valores de pluviosidade.	33

Figura 4.5 – Tensão desviatória e deformação volumétrica versus deformação axial dos ensaios de compressão triaxial realizados com sucção: a) $s = 0$ kPa; b) $s = 50$ kPa; e c) $s = 300$ kPa.	34
Figura 4.6 – Intercepto de coesão (kPa) \times sucção (kPa)	35
Figura 4.7 – Resistência ao cisalhamento do solo com sucção: a) $s = 0$ kPa; b) $s = 50$ kPa; e c) $s = 300$ kPa.	36
Figura 4.8 – Variação da coesão do solo com a sucção baseada nos resultados dos ensaios de compressão triaxial.	37
Figura 4.9 - Corpos de prova após ensaio de compressão triaxial: (a) saturado; (b) não saturado.....	37
Figura 4.10 – Malha de elementos finitos com abertura de 0,5m utilizado no SEEP/W	38
Figura 4.11 – Perfil de poropressão inicial da seção transversal estudada.....	39
Figura 4.12 – Sucção e precipitação ao longo do tempo.	40
Figura 4.13 – Superfície de ruptura do talude.	41
Figura 4.14 – Fator de segurança e precipitação versus tempo considerando parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos a partir dos ensaios de compressão triaxial.....	41
Figura 4.15 – Curva coesão versus ângulo de atrito considerando procedimento $c = f(\phi)$. 42	
Figura 4.16 – Curva fator de segurança versus ângulo de atrito considerando procedimento $c = f(\phi)$	43
Figura 4.17 – Variação da coesão do solo com a sucção após obtenção dos parâmetros de retroanálise considerando procedimento $c = f(\phi)$	43
Figura 4.18 – Fator de segurança e precipitação versus tempo considerando procedimento $c = f(\phi)$	44
Figura 4.19 – Seção transversal estudada com identificação dos cortes das seções A-A, B-B e C-C e dos pontos 1, 2 e 3 da cunha de escorregamento do maciço.	45
Figura 4.20 – Perfis de poropressão dos cortes verticais A-A, B-B e C-C nos tempos $t = 0$, $t = 2$ e $t = 71$ dias: a) seção A-A; b) seção B-B; e c) seção C-C.....	46
Figura 4.21 – Sucção e precipitação ao longo do tempo nos pontos 1, 2 e 3 da cunha de ruptura da seção transversal estudada.....	47
Figura 4.22 – Geometria dos taludes usados nas simulações numéricas dos estudos adicionais.	48
Figura 4.23 – Fatores de segurança e precipitação versus tempo considerando taludes com declividade de 30° , 45° e 55° do solo natural.....	49

Figura 4.24 – Fatores de segurança e precipitação versus tempo considerando taludes com declividade de 30°, 45° e 55° do compactado.	49
Figura 4.25 – Perfis de poropressão do talude com declividade de 55°: corte A-A, (a) solo natural e (b) solo compactado.....	50
Figura 4.26 – Distribuição de poropressão do talude com declividade de 55°: (a) solo natural e (b) solo compactado.....	51
Figura 4.27 – Fatores de segurança mínimos e superfícies de escorregamento testadas para o talude de solo natural com declividades: (a) 30°, (b) 45° e (c) 55°.....	52
Figura 4.28 – Fatores de segurança mínimos e superfícies de escorregamento testadas para o talude de solo compactado com declividades: (a) 30°, (b) 45° e (c) 55°.....	53
Figura 4.29 – Fatores de segurança mínimos versus declividade dos taludes do solo natural e compactado.	54

Lista de Tabelas

Tabela 4.1 – Características geotécnicas do solo	30
Tabela 4.2 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo	36
Tabela 4.3 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo compactado (FAGUNDES, 2014).....	38

Sumário

RESUMO.....	I
ABSTRACT	II
LISTA DE FIGURAS	III
LISTA DE TABELAS.....	VI
SUMÁRIO.....	VII
1 INTRODUÇÃO.....	1
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1 SOLOS NÃO SATURADOS	4
2.1.1 POTENCIAL ENERGÉTICO DA ÁGUA NO SOLO	5
2.1.2 CURVA DE RETENÇÃO.....	5
2.1.3 CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA.....	8
2.1.4 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS NÃO SATURADOS	8
2.2 ESCORREGAMENTO EM SOLOS NÃO SATURADOS.....	10
2.3 RETROANÁLISE	11
3 MATERIAIS E MÉTODOS.....	16
3.1 CARACTERÍSTICAS GERAIS DO LOCAL ESTUDADO	16
3.2 DADOS PLUVIOMÉTRICOS	19
3.3 ENSAIOS LABORATORIAIS	20
3.3.1 CARACTERIZAÇÃO	20
3.3.2 CURVA DE RETENÇÃO DE ÁGUA.....	20
3.3.3 PERMEABILIDADE DO SOLO	23
3.3.4 ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL.....	24
3.4 ANÁLISES NUMÉRICAS	28
4 RESULTADOS E DISCUSSÃO	29
4.1 ENSAIOS DE LABORATÓRIO	29
4.1.1 ENSAIO DE CARACTERIZAÇÃO	29
4.1.2 CURVA DE RETENÇÃO.....	30
4.1.3 PERMEABILIDADE DO SOLO	32
4.1.4 PRECIPITAÇÃO	32
4.1.5 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO.....	33

4.2	ANÁLISES COMPUTACIONAIS	38
4.2.1	<i>MALHA DE ELEMENTOS FINITOS</i>	38
4.2.2	<i>PERFIL DE POROPRESSÃO INICIAL</i>	39
4.2.3	<i>RETROANÁLISE</i>	40
4.2.4	<i>ESTUDOS ADICIONAIS</i>	47
5	CONCLUSÕES	56
6	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	57

1 INTRODUÇÃO

Os escorregamentos de taludes são perigosos, principalmente quando ocorrem em áreas urbanas, uma vez que são marcados tanto pela perda material como pela perda de vidas humanas quase todos os anos. Embora seja um tema relativamente comum, a compreensão deste problema é uma tarefa complexa devido ao comportamento dos solos não saturados e à interação desses solos com a atmosfera.

Várias pesquisas de laboratório e de modelagem numérica têm sido conduzidas nos últimos anos com o objetivo de obter uma melhor compreensão deste problema. Por exemplo, Pham *et al.* (2018) apresentaram um modelo simplificado para analisar a estabilidade de talude infinito em condição não saturada devido a infiltrações de água por precipitação. Shao *et al.* (2019) estudaram numericamente o problema de encostas sujeitas a deslizamentos em áreas com solos heterogêneos fissurados de elevada permeabilidade. Tang *et al.* (2018) investigaram o deslizamento de terra induzido por chuvas típicas e frequências de ocorrência dos eventos dessas chuvas em análises determinísticas por meio do fator de segurança e em análises probabilísticas por meio da probabilidade de falha do talude.

Apesar das pesquisas recentemente realizadas, muitas incógnitas geralmente estão associadas a este tipo de problema. A reconstituição do processo de escorregamento ocorrido e a aplicação de técnicas de retroanálise permitem a identificação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento (coesão e ângulo de atrito) das superfícies de ruptura do talude através de combinações desses parâmetros.

A retroanálise é a técnica que considera fator de segurança unitário ($FS = 1$) para a superfície crítica de ruptura no momento do escorregamento, ou seja, considera que as forças solicitantes neste momento são iguais as forças resistentes. Esta técnica permite compreender melhor os mecanismos que desencadearam a ruptura.

A retroanálise pode ser considerada como um ensaio em escala real, onde os

resultados obtidos são mais realistas do que os resultados obtidos em ensaios laboratoriais, uma vez que o método leva em consideração descontinuidades e anisotropia dos solos em escala natural.

Os trabalhos pioneiros de Hoek (1972) e Gioda (1985) são referências importantes sobre retroanálise. Outros trabalhos com propostas metodológicas como Lopes (1981), Nguyen (1984) e Wesley e Leelaratnam (2001) e Gomes (2003) também merecem destaque.

Estudos de retroanálise de escorregamento de taludes e encostas podem ser encontrados em diversos trabalhos realizados em diferentes locais do mundo, podendo-se citar: Calle (2000) na SP-255 próximo a Ribeirão Preto-SP; Jesus (2008) em Salvador-BA; Harris Orense e Itoh (2012) em Silverdale; Ering e Babu (2015) em Malin; Moscateli (2017) em Marcelino Ramos-RS e Antonina-PR; Zuo *et al.* (2019) em Sichuang, China; Índia; Luo *et al.* (2019) em Yuamm, China; Nova Zelândia; Zhong *et al.* (2020) em Sichaun, China.

Gerscovich *et al.* (2011) realizaram a retroanálise de um deslizamento de terra que ocorreu após um curto período de chuvas relativamente intensas no Rio de Janeiro. As análises indicaram que o deslizamento não poderia ser provocado apenas pela infiltração da água da chuva, mas que fluxo preferencial na interface da camada fraturada com o leito rochoso pode ter reproduzido não apenas saturação do solo, mas também um valor de FS próximo a 1.

Zhang *et al.* (2010) realizaram a retroanálise da ruptura de talude Shek Kip Mei-Hong Kong por meio de dois métodos probabilísticos para analisar situação em que superfície de deslizamento pode passar por várias horizontes de solo, o que exige o tratamento adequado de conjuntos de parâmetros de resistência ao cisalhamento no mesmo problema.

Ersoy *et al.* (2020) obtiveram parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo por meio retroanálise de um problema de estabilidade de um talude em Ulubey-Turquia. As condições de contorno e iniciais do problema foram definidas a partir de trabalhos de campo que contaram com investigação geofísica, amostragem de solos, ensaios SPT e monitoramento de nível d'água.

Nesta dissertação foi realizada a retroanálise de escorregamento de um talude de corte de um solo laterítico não saturado que ocorreu após uma chuva de grande intensidade na cidade de Bauru-SP. Foram consideradas informações das investigações experimentais de laboratório juntamente com modelagem numérica para obter um melhor entendimento sobre o caso real estudado. Apresentam-se, em primeiro lugar, os resultados experimentais de laboratório, ou seja, ensaios de curva de retenção e permeabilidade e de ensaios de

compressão triaxial drenados saturados e não saturados com sucção controlada. Em seguida, as abordagens teóricas e numéricas adotadas neste estudo são apresentadas resumidamente. Posteriormente, as análises numéricas da retroanálise são apresentadas e discutidas para o caso estudado. Estudos adicionais envolvendo solo compactado e solo natural complementam a dissertação.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 SOLOS NÃO SATURADOS

A Mecânica dos Solos Não Saturados é considerada uma importante área do conhecimento devido ao impacto que pode desencadear no desenvolvimento dos diversos tipos de obras de engenharia. Para uma correta compreensão dos conceitos relacionados aos solos não saturados, alguns aspectos influenciadores devem ser conhecidos, como exemplo, o tipo de clima da região. Neste contexto, segundo Fredlund e Rahardjo (1993) cerca de 60% dos países encontram-se sobre clima árido ou semiárido e em países tropicais.

O clima é um fator importante por desencadear mudanças no conteúdo de água no solo. Estas mudanças são mais significativas nos horizontes mais superficiais do solo, onde o solo interage com a atmosfera. Quando o solo ganha ou perde umidade ocorre a variação na poropressão, e, em consequência dessa mudança de poropressão, ocorrem mudanças na resistência ao cisalhamento. Dentro desse contexto, chama-se a atenção para o fato de que alguns solos podem perder significativamente a resistência ao cisalhamento, provocando movimentos de massa de solo como os deslizamentos de taludes.

Em relação à composição dos solos, os solos saturados possuem duas fases, que são: sólida e líquida. Já os solos não saturados são compostos por três fases: sólida, líquida e gasosa. É importante destacar que a fase gasosa e a interação desta fase com a fase líquida possibilitam o surgimento da membrana superficial (contrátil) que ocorre devido à tensão superficial na interface líquido-gás.

Portanto, em um solo não saturado, a presença de sólidos, de gás (ar) e de líquido (água) faz com que ocorram diferentes interfaces e interações entre seus componentes. Na interface ar-água, moléculas são atraídas para o interior da massa líquida com maior intensidade do que para fora. Dessa forma, tensões de tração atuam na superfície do líquido nessa interface, tornando-se côncava para o ar, indicando que a pressão nos dois fluidos não é a mesma. Esta diferença de pressão é denominada tensão de sucção e é responsável por diversos fenômenos referentes ao comportamento mecânico dos solos, entre eles a ascensão capilar e o comportamento peculiar dos solos não saturados quando solicitados por carregamento ou submetidos à infiltração de água (PINTO, 2006).

2.1.1 POTENCIAL ENERGÉTICO DA ÁGUA NO SOLO

O potencial energético da água pode ser dividido em energia cinética e potencial. A energia cinética, no entanto, é considerada nula em meios porosos, visto que esta parcela de energia depende da velocidade de fluxo da água, e as velocidades nos solos são muito baixas.

A energia potencial (Ψ) pode ser dividida em cinco componentes: térmica (Ψ_t), pressão (Ψ_p), gravitacional (Ψ_g), osmótico (Ψ_o) e matricial (Ψ_m). Destas parcelas de energia, a matricial e a osmótica são responsáveis pela sucção total.

A parcela osmótica pode ser desconsiderada em uma diversidade de problemas geotécnicos, visto que esta parcela está relacionada com os solutos diluídos na água, que geralmente se encontram em pequenas quantidades (REICHARDT, 1985). Sobrando, portanto, a parcela matricial como o principal potencial responsável pela sucção no solo.

2.1.2 CURVA DE RETENÇÃO

A sucção pode ser determinada por meio de ensaios laboratoriais e de campo e ela pode ser relacionada com a umidade, gerando a curva de retenção de água no solo. Em laboratório a sucção pode ser medida de forma direta utilizando um funil de pedra porosa, tensiômetros e tensiômetros de alta capacidade. Nas metodologias para determinação da sucção por meios indiretos, como por exemplo psicrômetros, sensor de permeabilidade

térmica e papel filtro, se faz necessária a utilização de curvas de calibração para auxiliar na determinação da sucção.

A curva de retenção apresenta valores inversamente proporcionais de umidade e sucção, ou seja, quanto maior umidade menor a sucção. Este comportamento pode ser visto na Figura 2.1.

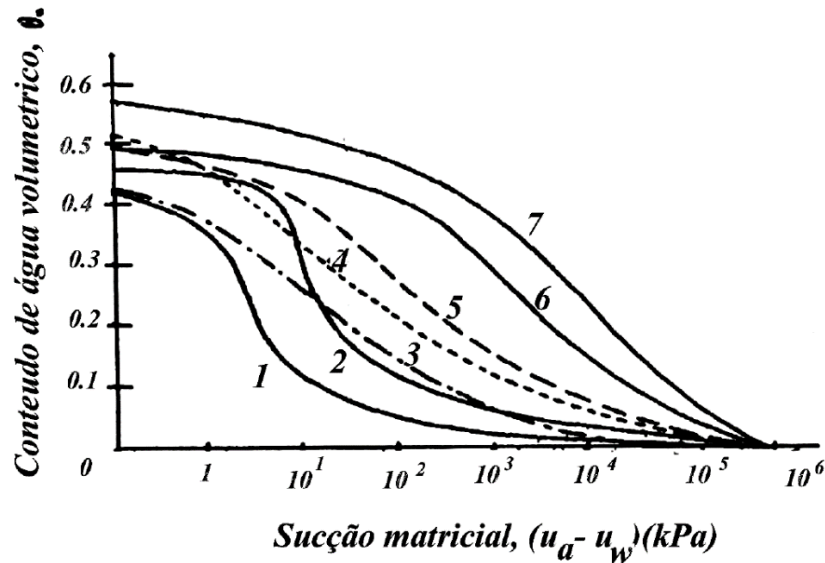


Figura 2.1 – Curva de retenção (Koorevar *et. al*, 1983)

O comportamento da curva depende do tipo de solo, pois ela é influenciada pelas características do material, como: tamanho dos poros e sua distribuição, granulometria, densidade, matéria orgânica, entre outros. Na Figura 2.2 são ilustradas curvas de retenção para diferentes tipos de solos segundo Fredlund e Xing (1994) e na Figura 2.3 são apresentados os resultados da curva de retenção de Fagundes (2014) que será utilizada nos estudos adicionais da dissertação.

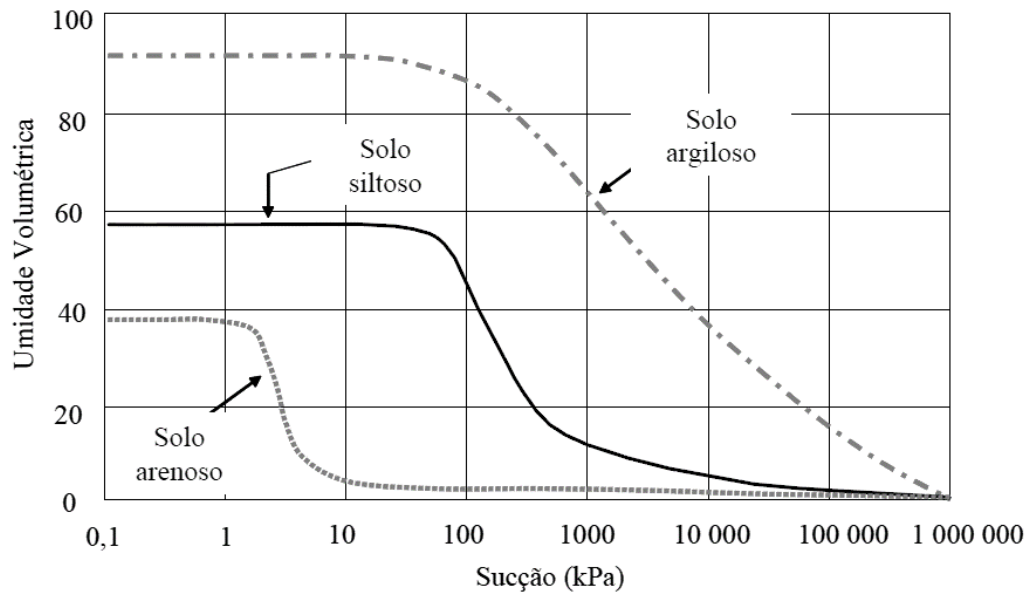


Figura 2.2 - Curvas de retenção para diferentes tipos de solos (FREDLUND; XING, 1994)

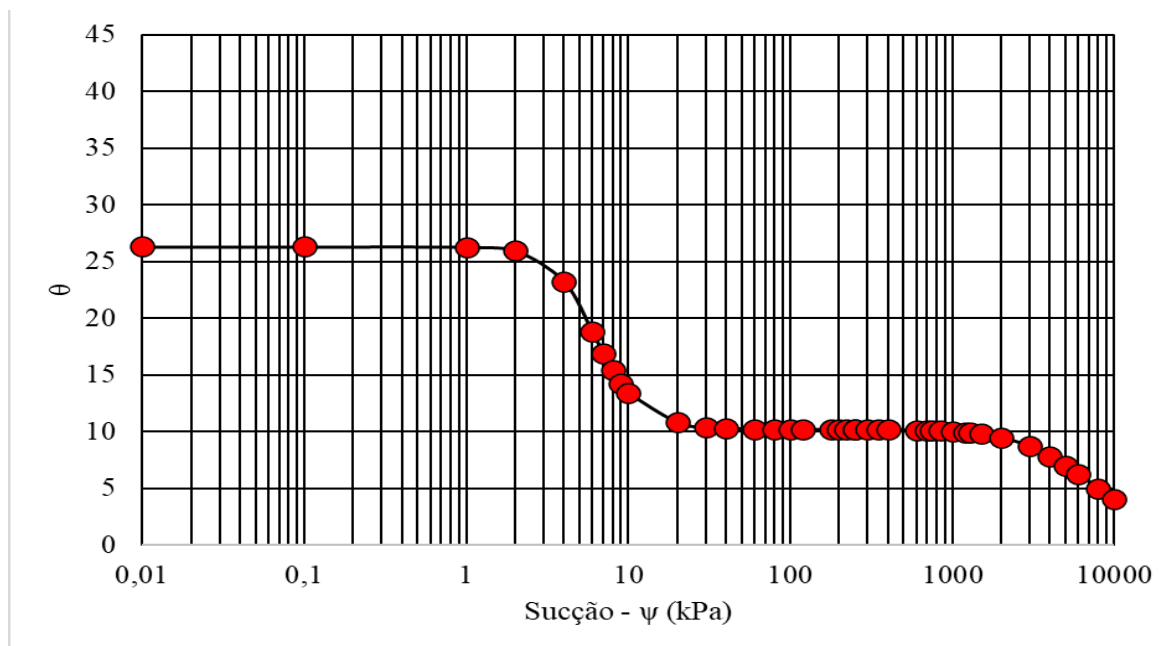


Figura 2.3 – Curva de retenção do solo compactado (FAGUNDES, 2014).

2.1.3 CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

A condutividade hidráulica ou coeficiente de permeabilidade (k) é uma propriedade do solo conhecida por transportar água ou outro fluido no meio poroso. Para solos saturados o k é constante, devido à saturação manter-se constante, diferentemente do que ocorre em solos não saturados que varia com a sucção.

A condutividade hidráulica do solo não saturado pode ser determinada por meio de ensaios *in situ* ou laboratoriais, mas também pode ser obtida por meio de modelos matemáticos. Para ensaios laboratoriais, o tempo necessário para realizar o ensaio aumenta conforme a diminuição do grau de saturação do solo. Dos modelos matemáticos, van Genuthen (1980) desenvolveu uma metodologia empírica que correlaciona a condutividade hidráulica saturada e a curva de retenção.

2.1.4 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS NÃO SATURADOS

O uso das variáveis de estado de tensão, conhecidas como tensão normal líquida ($\sigma - u_a$) e sucção matricial ($u_a - u_w$) têm sido amplamente utilizadas por que variações na tensão total e pressão na água podem ser avaliadas separadamente e por que com frequência a pressão de ar corresponde à atmosférica, ou seja, é zero em termos de pressão relativa. A partir desse princípio, Fredlund *et al.* (1978) propõem a Equação 2.1, uma alternativa para a resistência ao cisalhamento, que é uma extensão do critério de Mohr-Coulomb para os solos não saturados.

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \times \tan \phi' + (u_w - u_a) \times \phi^b \quad \text{Equação 2.1}$$

Na Figura 2.4 é ilustrado graficamente a resistência ao cisalhamento de solos não saturados, que depende de duas variáveis independentes ($\sigma - u_a$), ($u_a - u_w$).

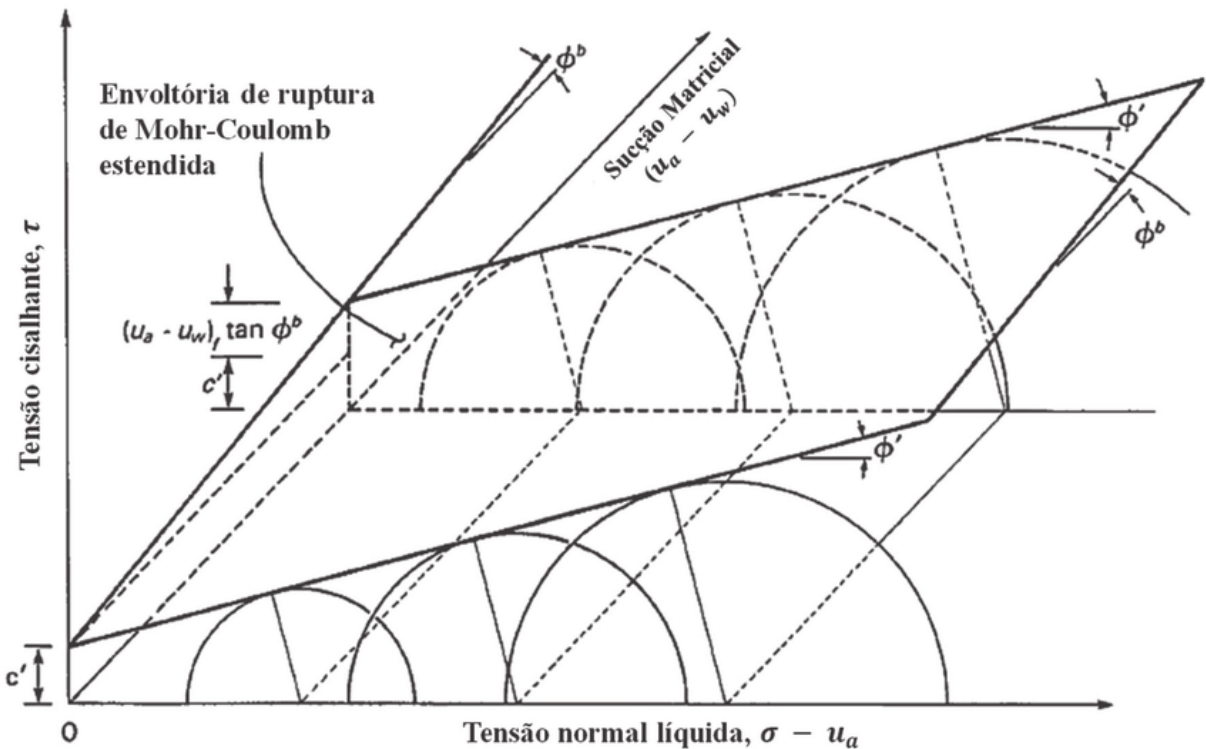


Figura 2.4 - Representação gráfica da equação de Fredlund, *et al.* (1978) (GAN e FREDLUND, 1995 apud JESUS, 2008).

Marinho, Guzmán e Orlando (2016) analisaram a resistência ao cisalhamento de solos não saturados compactados por meio de ensaios de compressão triaxial com umidade constante, utilizando um tensiômetro de alta capacidade (TAC) adaptado à câmara de ensaio triaxial. Os solos estudados apresentaram parâmetros de resistência similares, no entanto, com curvas de retenção de água diferentes, pois ela é dependente do processo de compactação do solo. Valores de ϕ^b obtidos nos ensaios mostraram-se constantes e abaixo do ângulo de atrito interno do solo.

Zhou, Xu e Garb (2016) correlacionaram parâmetros de resistência ao cisalhamento de solos não saturados de ensaios de cisalhamento direto com ensaios de compressão simples. Por meio da correlação proposta, os autores verificaram que existe similaridade entre os resultados, demonstrando a validação da correlação proposta. Segundo os autores, a correlação obtida pode ser utilizada para estimar parâmetros de resistência de forma rápida e econômica para solos semelhantes aos solos estudados pelos autores.

2.2 ESCORREGAMENTO EM SOLOS NÃO SATURADOS

Pham *et al.* (2018) apresentaram um estudo para analisar a estabilidade de um talude infinito não saturado sob efeito de precipitação de chuvas. Para tal, foram realizadas simulações numéricas de estabilidade de três encostas. Os parâmetros necessários para a simulação foram adquiridos por meio de formulações empíricas e algumas pesquisas complementares relacionadas aos deslizamentos estudados. Os autores constataram que a estabilidade dependente do tempo, e varia de acordo com o tipo de solo, podendo ocorrer escorregamento de solos arenosos poucas horas depois do início de uma precipitação e de solos siltosos após alguns dias de precipitação.

Xie *et al.* (2019) estudaram a relação entre o deslizamento e o ângulo de declividade do talude com foco em deslizamentos rasos. Para isto, foram realizados ensaios laboratoriais em modelos físicos sob diferentes condições, onde o deslizamento foi induzido por meio de chuvas artificiais. Os ensaios foram realizados em uma caixa retangular de 1165 mm × 450 mm × 380 mm, composto de duas camadas. A camada de base foi composta de areia com umidade inicial de 10%, compactada com aproximadamente 90% da sua densidade máxima e a camada superior era composta da mesma areia só que com grau de compactação de 50%. Sensores de inclinação no solo foram utilizados, juntamente com uma câmera e uma régua acima da caixa de ensaio.

Shao *et al.* (2018) estudaram numericamente o problema de encostas sujeitas a deslizamentos em áreas com solos heterogêneos fissurados de elevada permeabilidade. Os modelos numéricos adotados foram testados no programa Python 2.7. Na pesquisa, foi constatado que chuvas de pequenas intensidades provocaram variação na sucção. Chuvas de longa duração ocasionaram fluxo de água em regiões mais profundas, aumentando o grau de saturação do solo, o que desencadeou o escorregamento devido à redução da sucção. As análises utilizando solo heterogêneo apresentaram resultados precisos diante das diferentes intensidades de chuva.

Tang *et al.* (2018) investigaram o deslizamento de terra induzido por chuvas típicas e frequências de ocorrência dos eventos dessas chuvas em análises determinísticas por meio do fator de segurança e em análises probabilísticas por meio da probabilidade de falha do talude. Os autores concluíram que o escorregamento do talude pode ocorrer independente da intensidade da chuva, desde que ocorra por um período suficientemente adequado para reduzir a sucção ao ponto de ocasionar o deslizamento.

2.3 RETROANÁLISE

Segundo Ahrendt (2005), a retroanálise consiste no estudo de rupturas já ocorridas, que permite a definição de parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo através da combinação desses parâmetros. Os parâmetros de resistência da retroanálise geralmente são representativos do maciço, principalmente na superfície de escorregamento, podendo substituir os ensaios de laboratório.

A retroanálise é a técnica que considera fator de segurança unitário ($FS = 1$) para a superfície crítica de ruptura no momento do escorregamento, ou seja, considera que as forças solicitantes neste momento são iguais as forças resistentes. Esta técnica permite compreender melhor os mecanismos que desencadearam a ruptura.

Mello (1972) destaca que a determinação de parâmetros geotécnicos realistas para solos residuais é dificultada devido a heterogeneidade e descontinuidades desses solos, o que torna os parâmetros geotécnicos difíceis de se aplicar na prática. Sendo assim, para resolver tais problemas, o autor recomenda a observação histórica do seu comportamento e que as previsões baseadas nesta observação, se baseiem na realidade do estudo de comparações e modificações.

Wolle (1980) destaca que é possível criar valores médios das variações de parâmetros de resistência ao cisalhamento para dimensionamento de novos taludes, baseando-se em escorregamentos que já ocorreram.

Lopes (1981) desenvolveu um método de retroanálise baseado no ábaco de Hoek (1972) para reduzir a necessidade de ensaios laboratoriais, tanto para taludes de solos naturais quanto para taludes de solos compactados. O autor ainda destaca que utilizar a natureza como laboratório é inigualável e que erros oriundos da observação não são mais expressivos que os erros devidos à falta de representatividade das amostras de laboratórios diante da escala real.

Nguyen (1984) elaborou outro método de retroanálise que é conhecido também como método de secante, visto que se baseia nas premissas onde se determina a função $c = f(\phi)$, cujo a curva possui comportamento contínuo. Este método é uma variação do método proposto por Newton-Rampson.

Queiroz (1986) propõe um método para obter o fator de segurança por meio de ábacos que utilizam relações de inclinação e altura do talude como parâmetros iniciais.

Wesley e Leelaratnam (2001) apresentam um método onde se define a curva de $c = f(\phi)$ para duas condições. A primeira condição considera a superfície de ruptura de um talude, onde por meio da metodologia de Bishop (1955) são definidas as possíveis combinações de parâmetros $c = f(\phi)$ que estabelecem um fator de segurança unitário. A segunda considera o talude intacto e de forma similar a primeira condição, define-se os pares de parâmetros que retratam o fator de segurança unitário. Após traçada as curvas para os dois cenários, a próxima etapa é determinar o fator de segurança utilizando a metodologia simplificada de Bishop, para ambas as condições. Os autores utilizam para esta etapa os parâmetros adotados para as análises do talude intacto e não os obtidos para a condição onde apresentou o deslizamento, enquanto para o cenário onde ocorreu a ruptura os parâmetros utilizados são os parâmetros $c = f(\phi)$ obtidos para a condição do talude intacto. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento na ruptura são os parâmetros obtidos pela interceptação das curvas do fator de segurança versus o ângulo de atrito para o valor de $FS = 1$, obtido nos dois cenários mencionados.

Calle (2000) compara os métodos de análise de estabilidade de Fellenius e Bishop simplificado para um talude que sofreu um processo de deslizamento. O autor destaca que o método de Fellenius não considera as forças entre as lamelas e que os métodos mais completos para as suas análises foram os propostos por Morgenstern e Price e por Janbu. Embora tenha diferenças entre os métodos, os resultados obtidos por Calle (2000) apresentaram uma diferença máxima de 6%.

Gomes (2003) apresentou um procedimento bastante semelhante ao desenvolvido por Wesley e Leelaratnam (2001) definindo o provável par de coesão e ângulo de atrito através dos seguintes passos:

- Construir uma curva $c = f(\phi)$ a partir de um determinado método de cálculo (Bishop Simplificado, Fellenius, Morgenstern e Price, Spencer, entre outros) onde fator de segurança deve resultar em um valor unitário;
- Realizar a análise da superfície crítica observada em campo, para a condição inicial do talude (dimensões, condições de pressão na água) adotando diferentes valores de coesão e ângulo de atrito interno;
- Demonstrar por meio de gráfico a curva $c = f(\phi)$ obtidos para o fator de segurança crítico da pesquisa;
- Realizar análises com os pares c e ϕ obtidos na etapa anterior, desta vez sem a imposição da superfície de deslizamento observada em

campo;

- O par $c = f(\phi)$ onde o fator de segurança resultante mais se aproximou do valor unitário é os valores de c e ϕ que ocorreu no momento da ruptura.

Jesus (2008) adaptou a metodologia de Gomes (2003) para ser aplicada no programa GeoSlope. O procedimento adotado pelo autor é dado da seguinte forma:

- Escolhe-se a metodologia a ser utilizada para o dimensionamento do fator de segurança;
- Com o levantamento da geometria realizado *in loco*, traça-se o perfil antes do deslizamento, superfície de ruptura e centro de rotação do deslizamento;
- No programa computacional desenha-se o talude, juntamente com a superfície de ruptura totalmente especificada junto com o centro de rotação;
- Aplica-se os parâmetros de resistência coesão e ângulo de atrito interno, sempre alterando o ângulo de atrito de 5 em 5 graus. Já para a coesão altera-se com a finalidade de obter o fator de segurança mais próximo possível do unitário;
- Agora com os pares $c = f(\phi)$ obtidos remove-se a restrição quanto ao centro e superfície e executa-se novamente a simulação. O par desejado é aquele onde o fator de segurança obtido é o mais próximo da unidade.

Zuo *et al.* (2019) propõem uma metodologia para determinar parâmetros de resistência na superfície de deslizamento, adotando-se um critério de ruptura não linear. Com a finalidade de validar o modelo proposto, os autores aplicaram a metodologia a um caso de deslizamento que ocorreu na província de Sichuang, China. Com essa pesquisa, constatou-se a precisão e viabilidade da aplicação desta metodologia para a obtenção de parâmetros geotécnicos. O método também demonstrou eficiência em adquirir parâmetros em solos que demonstra incertezas, adquirindo parâmetros mais precisos.

Ering e Babu (2015) estudaram o deslizamento de um talude que ocorreu após 3 dias de chuvas de grande intensidade na vila Malin na Índia. Para isso, foi utilizada a retroanálise

probabilística para simular o comportamento do talude no momento das precipitações. O método probabilístico utilizado foi baseado na análise bayesiana. Os resultados demonstram que a intensidade da chuva que antecedeu o escorregamento teve grande impacto, entretanto, as chuvas anteriores também influenciaram a redução da resistência ao cisalhamento do solo. O principal motivo que desencadeou o deslizamento foi devido à redução quase completa da sucção no solo.

Luo *et al.* (2019) estudaram os condicionantes que desencadearam o deslizamento de Hongshiyuan que ocorreu em 2014 decorrente de um terremoto de magnitude 6.2 na escala Richter. Para isso, foram aplicadas técnicas de sensoriamento remoto e realizados ensaios *in loco* e ensaios laboratoriais, como o ensaio de compressão triaxial e o ensaio de compressão simples. Segundo os autores, o deslizamento ocorreu devido ao sismo e à elevada declividade do talude, que era de 55°. Além da inclinação, o solo que constituía o talude possuía baixa resistência. A retroanálise adotada nesta pesquisa, foi realizada seguindo a metodologia dos elementos distintos, onde a finalidade era analisar o mecanismo de falha e desenvolver o modelo mais parecido com o talude inicial.

Harris, Orense e Itoh (2012) realizaram a retroanálise de um deslizamento que ocorreu próximo ao vilageiro de Silverdale na Nova Zelândia. O deslizamento ocorreu após um longo período de chuva. Os dados pluviométricos foram registrados no campo, por meio, de sensores e medidor de pluviosidade. Após registrados, os dados foram aplicados em um modelo de análise cuja função era analisar o fator de segurança no momento crítico. O programa computacional usado nas análises foi o GeoStudio, módulos SEEP/W e SLOPE/W. Parte das propriedades geotécnicas foram obtidas de ensaios que foram realizados para a construção de uma rodovia próximo ao local do deslizamento. Com esta pesquisa, constatou-se que o fator de segurança no deslizamento foi de 0,85 e não 1, o que demonstrou que os valores utilizados apresentaram inconsistências devido às simplificações realizadas. Entretanto, quando usado os dados obtidos em campo, resultados mais coerentes foram alcançados.

Zhang *et al.* (2014) apresentaram resultados alcançados a partir da análise bidimensional de estabilidade de taludes, utilizando equação não linear da resistência ao cisalhamento do solo. Simulações foram realizadas utilizando-se dados adotados da bibliografia acerca de encostas de solos não saturados. Os autores concluíram que encostas em zona não saturada rompem geralmente decorrente de aumento da umidade (pela infiltração) e por consequência da diminuição da sucção no solo.

Zhong *et al.* (2020) realizaram a retroanálise de um deslizamento de terra que ocorreu devido ao aumento do grau de saturação do solo que aconteceu em Sichaun, China. Os dados para realizar a retroanálise foram obtidos da bibliografia e o modelo de cálculo desenvolvido pelos autores foi validado para ser aplicado para o caso de taludes de solos homogêneos.

Jesus (2008) estudou cinco casos históricos de deslizamento que ocorreram em Salvador-BA, utilizando o programa GeoStudio (SLOPE/W e SEEP/W) para a retroanálise. Os parâmetros hidráulicos e mecânicos dos solos foram obtidos por meio de ensaios de laboratório (ensaios de compressão triaxial saturado e não saturado, ensaio de cisalhamento direto, curva de retenção, permeabilidade, dentre outros), e de ensaios de campo para identificação dos horizontes de solos. O autor concluiu que a causa da ruptura dos taludes foi o aumento da umidade dos solos.

Calle (2000) analisou o escorregamento de um talude não saturado de 15m de altura localizado na rodovia SP255 entre as cidades de São Carlos-SP e Ribeirão Preto-SP. Os parâmetros mecânicos e hidráulicos do solo foram obtidos por meio de ensaios de compressão triaxial saturado e não saturado (com sucção controlada), curva de retenção, condutividade hidráulica de campo obtido utilizando-se o permeômetro de Guelph e em laboratório utilizando-se ensaio de permeabilidade de carga variável. O autor usou o programa GeoStudio (SLOPE/W e SEEP/W) para a retroanálise e constatou que o escorregamento ocorreu devido à precipitação de chuvas.

Moscateli (2017) realizou uma retroanálise da ruptura de dois taludes, um situado na cidade de Marcelino Ramos-RS e o outro na cidade de Antonina-PR. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento de ambos os taludes foram adquiridos por meio de ensaios de compressão triaxial, de cisalhamento direto e por meio de correlações empíricas com o ensaio de SPT. Foram utilizados os métodos de cálculo de equilíbrio limite em conjunto com a metodologia proposta por Lopes, sendo essas: Fellenius, Bishop Simplificado, Morgenstern e Price e Spencer. Os parâmetros de resistência obtidos pela retroanálise e pelos ensaios de laboratório foram relativamente próximos neste estudo.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 CARACTERÍSTICAS GERAIS DO LOCAL ESTUDADO

O local estudado situa-se no município de Bauru, que pertence a Bacia Sedimentar do Paraná, sendo constituído por sedimentos do Grupo Bauru (Formações Marília e Adamantina) que recobrem as rochas ígneas extrusivas da Formação Serra Geral. Segundo a classificação de Köppen-Geiger, o clima da cidade de Bauru é tropical de altitude. Estas condições proporcionam invernos secos (maio a setembro) e verões chuvosos (dezembro a março). Este tipo de clima leva a mudanças significativas de umidade e sucção do solo sobretudo na superfície do terreno onde o solo interage com atmosfera (GIACHETI *et al.* 2019; ROCHA *et al.* 2021). O talude estudado neste trabalho é um talude de corte e está localizado em uma região da cidade de Bauru-SP (coordenadas: latitude 22°18'11.35"S e longitude 49°0'56.04"O) onde uma grande obra de infraestrutura estava sendo executada na ocasião da sua ruptura.

Na Figura 3.1 e na Figura 3.2 são ilustrados o talude estudado e a amostragem de solo realizada para o estudo da retroanálise, respectivamente.



Figura 3.1 – Talude estudado.



Figura 3.2 – Amostra indeformada sendo retirada do talude estudado.

A geometria do talude bem como a superfície de ruptura do talude foi obtida a partir das informações dos levantamentos planialtimétricos realizados após a ruptura. O talude tem altura de 6,6 m e declividade aproximada de 55° . A seção transversal do talude pode ser vista na Figura 3.3, onde a superfície de escorregamento está identificada pela linha de cor vermelha.

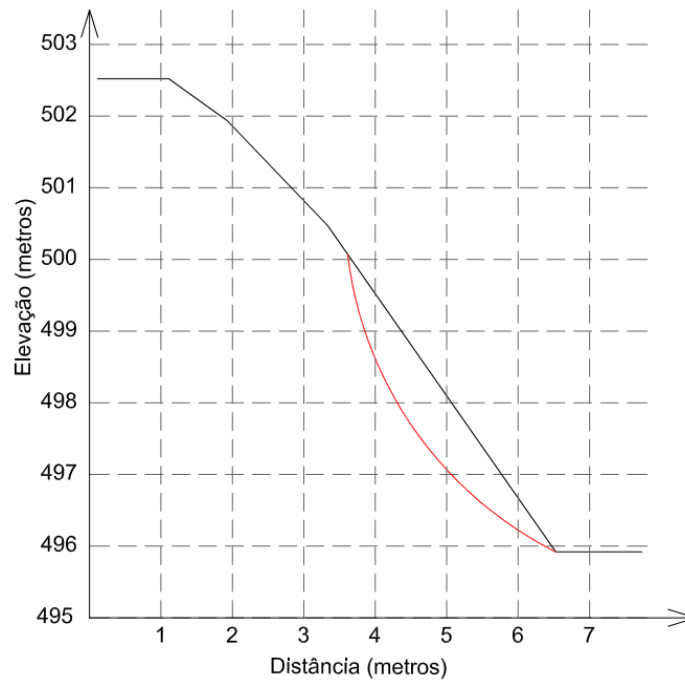


Figura 3.3 – Seção transversal do talude estudado.

Para a análise computacional, a composição da geometria do talude foi realizada de acordo com as recomendações de Rahardjo *et al.* (2007) os quais destacam que destaca que para evitar interferências decorrente da geometria do problema, deve-se utilizar três vezes a altura do talude nas linhas horizontais à montante e a jusante do talude e duas vezes à altura do talude para a linha vertical abaixo do talude. Na Figura 3.4 é ilustrada a seção transversal do talude para o programa GeoStudio.

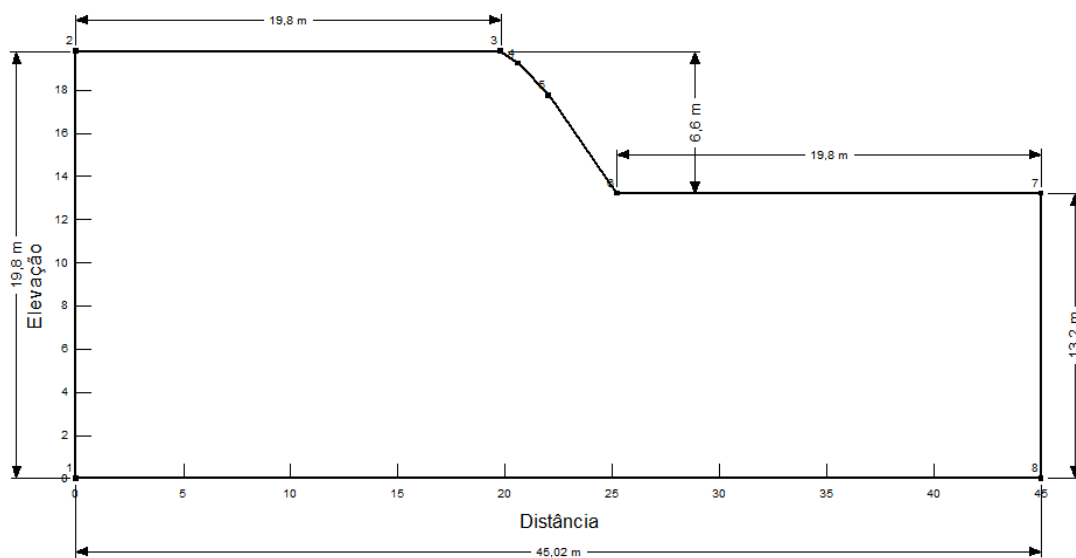
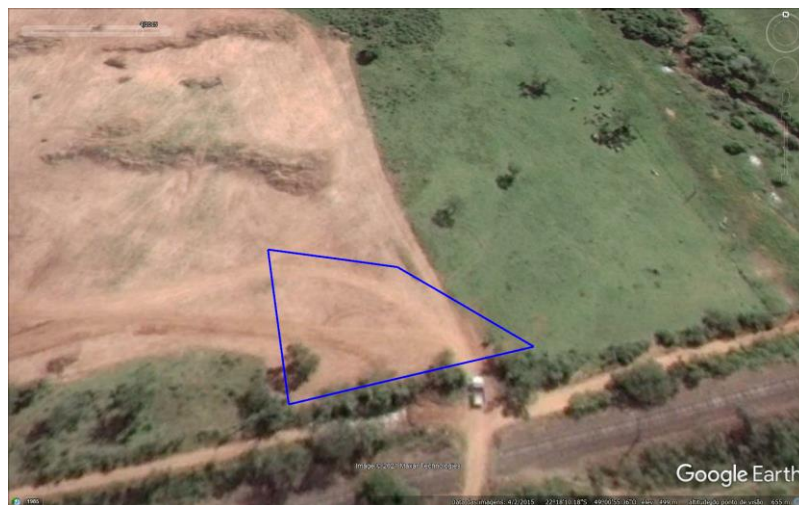


Figura 3.4 – Geometria utilizada para as análises da seção transversal.

3.2 DADOS PLUVIOMÉTRICOS

Os dados pluviométricos utilizados nesta pesquisa foram fornecidos pelo Instituto de Pesquisa Meteorológica da Unesp de Bauru (IPMet). As Figuras 3.5a e 3.5b ilustram situação anterior ao início da obra 04/02/2015, isto é, antes do corte do talude e após a ruptura do talude 07/08/2016.



(a)



(b)

Figura 3.5 – Fotos de satélite: (a) Registro fotográfico dia 04 de fevereiro de 2015; (b) Registro fotográfico dia 07 de agosto de 2016

De acordo com o registro de obras do município, a escavação do talude ocorreu no início do mês de novembro de 2015. Neste ano, a precipitação acumulada foi 1713 mm. No mês de janeiro de 2016, o Instituto de Pesquisa Meteorológica da Unesp registrou 356 mm de precipitação acumulada. No dia 11/01/2016, (cerca de 2 meses e meio após o corte do talude),

uma chuva histórica de 124,7 mm causou o escorregamento do talude, além de uma série de problemas na região. Várias ruas e estradas ficaram interditadas na região centro-oeste paulista, muros residenciais romperam, famílias ficaram desabrigadas, dentre outros problemas.

3.3 ENSAIOS LABORATORIAIS

Os ensaios de laboratório propostos permitem: i) investigar a influência da sucção na resistência ao cisalhamento do solo; e ii) obter os parâmetros associados aos modelos mecânico e hidráulico do solo a serem utilizados nas simulações numéricas da retroanálise do escorregamento do talude no campo.

3.3.1 CARACTERIZAÇÃO

A caracterização do solo foi realizada a partir dos seguintes ensaios:

- NBR 7181 (2016) – Análise Granulométrica;
- NBR 6458 (2016) – Determinação da massa específica;
- NBR 6459 (2016) – Determinação do limite de liquidez;
- NBR 7180 (2016) – Determinação do limite de plasticidade.

3.3.2 CURVA DE RETENÇÃO DE ÁGUA

Neste trabalho utilizou-se a curva de retenção obtida por Fernandes (2016) complementada pelo autor da dissertação usando duas diferentes técnicas complementares para cobrir uma ampla gama de valores de sucção, a saber: técnica de papel filtro para $s > 10\text{kPa}$ (ASTM D 5298) e método de placa de sucção para baixa sucção.

3.3.2.1 TÉCNICA DO PAPEL FILTRO

Este método consiste em colocar o papel filtro cujo características de retenção são conhecidas, em contato com uma amostra de solo em ambiente hermeticamente fechado, onde ocorrerá a migração da água que se encontra no interior solo para o papel, até atingir o equilíbrio do conjunto. Neste procedimento, a sucção é obtida mediante a curva de calibração gerada pelo papel.

O ensaio da seguinte forma: moldou-se os corpos de prova com auxílio de anéis PVC. Após moldados, os anéis ficaram foram secos expostos ao tempo. Uma vez secos ao ar, os corpos de prova foram saturados com água desaerada, por meio de capilaridade. Após a saturação por capilaridade, os corpos de prova foram expostos novamente a secagem ao ar até atingir a massa previamente estipulada. Os corpos de prova depois de atingir a massa, foram colocados em contato com o papel filtro em ambas as faces. Os corpos de prova foram isolados, embalando-os em papel filme e fita isolante e armazenados até atingir o equilíbrio. Após atingir o equilíbrio, o conjunto foi aberto, onde o papel filtro foi retirado com uma pinça, pesados rapidamente e levados para estufa. Além dos papéis, foi extraído a umidade da amostra de solo presente no conjunto. Na Figura 3.6 são ilustradas as etapas do ensaio de papel filtro.



(a)



(b)



(c)



(d)

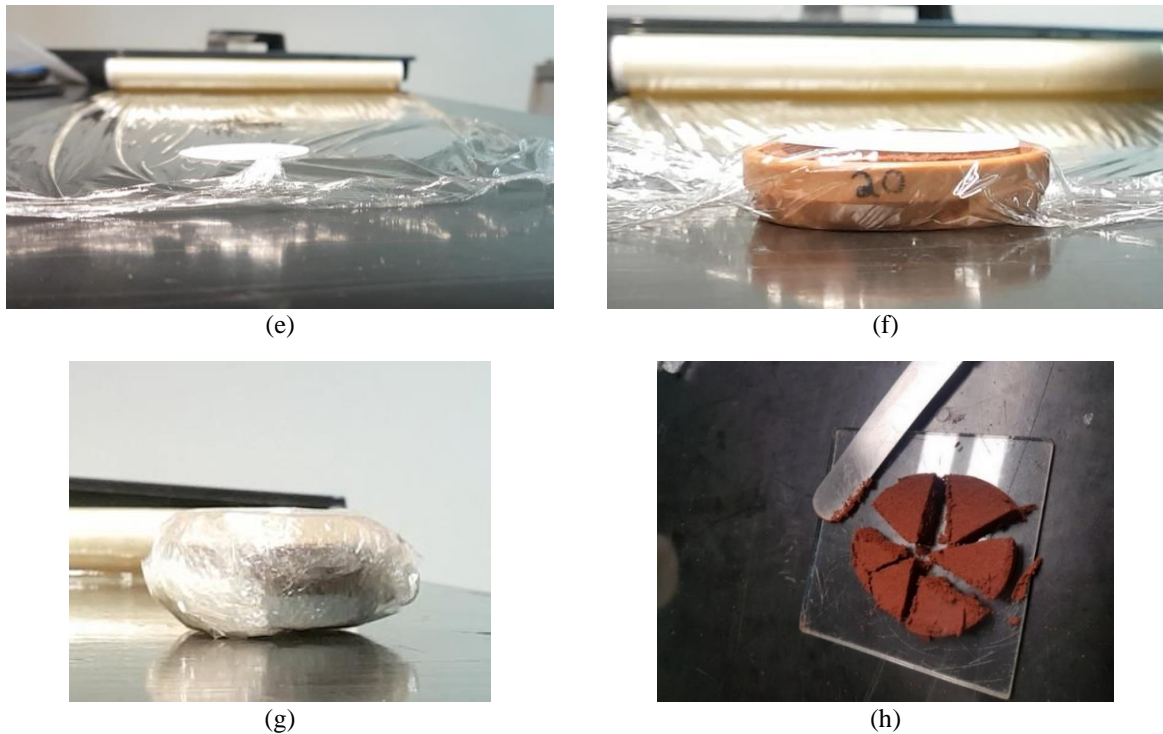


Figura 3.6 – Procedimentos de montagem corpo de prova para ensaio de filtro de papel: (a) moldagem do anel; (b) anéis secando para serem saturados posteriormente; (c) anéis saturando; (d) acompanhamento do peso do anel para o isolar; (e) disposição do papel filme

A sucção foi calculada a partir das umidades dos papéis filtro, de acordo com as fórmulas prescritas por Chandler, *et al.* (1992):

Para umidade do papel < 47%:

$$s = 10^{4,84 - 0,0622 \times w_{\text{papel}}} \quad \text{Equação 3.1}$$

Para umidade do papel < 47%:

$$s = 10^{6,05 - 2,48 \times \log w_{\text{papel}}} \quad \text{Equação 3.2}$$

3.3.2.2 PLACA DE SUÇÃO

Para sucções inferiores a 15 kPa utilizou a placa de sucção, também é conhecida como funil de Haines. O equipamento consiste em uma adaptação do funil de Libardi (1995), sendo composto por duas colunas fixas, onde cada uma é composta por uma câmara de ensaio com placa porosa conectada a um tubo por uma mangueira, onde o tubo possui registros a cada 20 cm. A coluna do lado esquerdo possibilita medidas ímpares de sucção de 1 kPa a 15 kPa, já a outra coluna permite medidas pares de sucção de 2 kPa a 14 kPa.

Os corpos de prova ensaiados foram secados ao ar durante 5 dias e posteriormente umedecidos. As placas porosas das câmaras de ensaio também foram saturadas previamente ao ensaio. Os tubos que conectam a câmara e a coluna foram preenchidos de forma não conter bolhas. Depois do sistema estar devidamente saturado, o corpo de prova foi colocado sobre a placa, onde aplicou-se posteriormente a sucção desejada. Com o estabelecimento do equilíbrio, o corpo de prova foi retirado da câmara de ensaio para determinação da umidade gravimétrica em estufa.

Na Figura 3.7 é ilustrado o esquema do ensaio de placa de sucção.

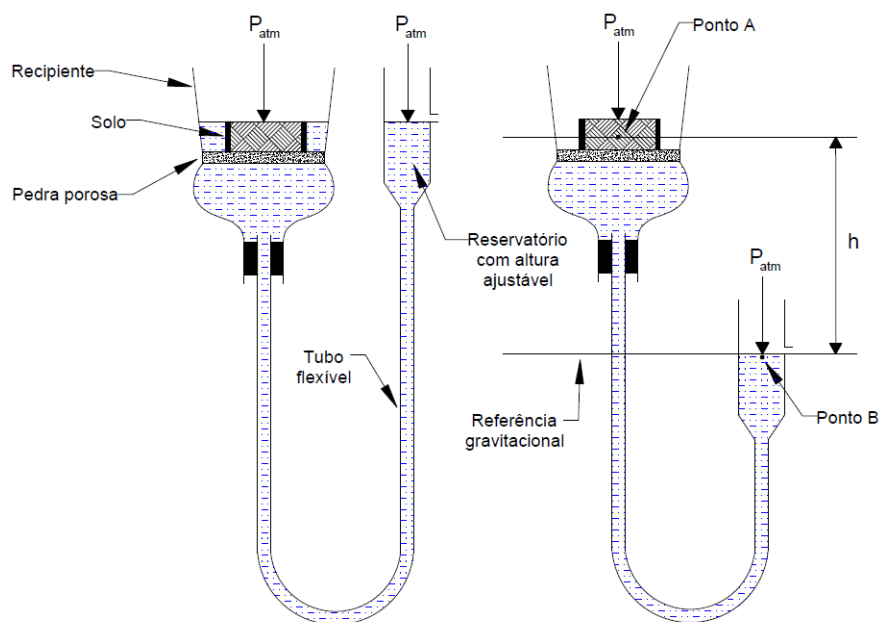


Figura 3.7 – Esquema do ensaio de placa de sucção (LIBARDI, 2005)

3.3.3 PERMEABILIDADE DO SOLO

A condutividade hidráulica do solo foi determinada em condição saturada seguindo o método de carga constante. As mudanças no gradiente hidráulico foram realizadas variando-se à altura de carga.

A montagem do ensaio seguiu o seguinte roteiro:

- Uma camada drenante de areia grossa foi colocada na base do permeâmetro, com espessura 3 cm.
- Apoiou-se o corpo de prova sobre a camada drenante;

- Colocou-se parafina líquida na lateral do corpo de prova com espessura de 1/3 da altura do corpo de prova;
- Uma pasta de betonita foi colocada sobre a parafina, até 2/3 da altura do CP;
- Sobre a camada de betonita, preencheu-se novamente de parafina líquida, até completar a altura do corpo de prova;
- Completou-se a altura restante do permeâmetro com uma camada drenante de areia grossa;
- Por fim, o permeâmetro foi fechado e saturado através de circulação de água.

Após este procedimento iniciou-se a percolação de água no solo. Utilizando um béquer e um cronômetro, mediu-se certa quantidade de água que percolou através do corpo de prova ao longo do tempo. Em adição, mediu-se a temperatura da água usada no ensaio. Essas medidas foram repetidas cerca de 10 vezes esperando um intervalo de, no mínimo, 30 min. Com os resultados foi possível calcular a condutividade do corpo de prova segundo a equação de Darcy.

3.3.4 ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL

Os ensaios de compressão triaxial foram realizados com corpos de prova moldados com 50 mm de diâmetro por 100 mm de altura. Os ensaios foram consolidados drenados (CD) e as tensões confinantes foram 50, 100 e 200 kPa para a condição saturada e 100, 200 e 300 kPa para sucções de 50 e 300 kPa.

Os ensaios foram realizados em uma prensa automatizada da marca *Wykeham Farrance*, onde a força axial foi aplicada no topo do corpo de prova, através de um pistão, enquanto a base da prensa deslocava-se para cima a uma velocidade constante de 0,05 mm/min durante a fase de ruptura. A tensão confinante e a contrapressão (no caso dos ensaios saturados) foram aplicadas, através das interfaces ar/água.

A variação de volume dos corpos de prova foi medida por meio da entrada e saída da água na câmara de ensaio. A deformação axial foi determinada por meio de um LVDT localizado na parte superior da câmara. A tensão confinante e a contrapressão (no caso dos ensaios saturados) foram medidas através de transdutores de pressão. A força axial foi obtida por meio da célula de carga.

3.3.4.1 MOLDAGEM

Com as amostras de solo retirados do talude, foram moldados os corpos de provas, conforme ilustrado na Figura 3.8

O processo de moldagem de cada corpo de prova decorreu da seguinte forma:

- Foram retirados prismas retangulares menores, por meio de escarificações em todos os lados do bloco inicial. Os prismas extraídos possuíam aproximadamente 70 mm por 140 mm;
- Os prismas foram colocados em um berço para regularização do topo e a base com o auxílio de uma régua metálica;
- Após regularização do topo e da base, os corpos de provas foram moldados nas laterais de forma cilíndrica com auxílio de um pequeno torno manual com 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura;
- Depois de finalizado o corpo de prova foi protegido com papel filme plástico e devidamente armazenado em câmara climatizada.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 3.8 – Preparação corpos de prova para ensaio de compressão triaxial: (a) retirada do CP do bloco; (b) régua para regularização de topo e base; (c) arredondamento das arestas do corpo de prova; (d) CP moldado, protegido com papel filme plástico e armazenado em câmara climatizada

3.3.4.2 ENSAIO SATURADO

Para os ensaios saturados, os corpos de prova foram posicionados sobre uma pedra porosa grossa instalada no pedestal da câmara triaxial. Na Figura 3.9 é ilustrada a disposição do corpo de prova na câmara triaxial durante a montagem do ensaio. Para não ocorrer fluxo de água da câmara para o solo, o corpo de prova foi protegido por uma membrana de látex. Depois de montada a câmara triaxial com o corpo de prova, as mangueiras de conexão foram acopladas na câmara triaxial.



Figura 3.9 – Montagem corpo de prova na câmara triaxial

Com a câmara triaxial fechada o interior dela foi preenchido com água. Na Figura 3.10 é mostrado o equipamento completamente montado.



Figura 3.10 – Ensaio de compressão triaxial montado.

Os corpos de prova foram saturados por meio de contrapressão com incrementos de 50 kPa, mantendo uma diferença de 10 kPa entre a tensão confinante e a contrapressão. Os corpos de prova foram considerados saturados quando o parâmetro B de Skempton alcançou valor igual ou superior a 0,97.

Após saturação, cada corpo de prova foi consolidado isotropicamente e depois disso foi aplicada a carga vertical até a sua ruptura. Os corpos de prova foram considerados consolidados quando não apresentavam mais variações expressivas na variação de volume.

Durante a fase de cisalhamento, a válvula de drenagem de água foi mantida aberta e u_w foi monitorado constantemente para mantê-lo igual ao valor imposto na fase de consolidação. Uma taxa de deformação axial constante ($\epsilon_a = 0,05\text{mm/min}$) foi aplicada para garantir a dissipação do excesso de pressão de água dos poros dos corpos de prova durante o carregamento na fase de cisalhamento.

4.2.4.3 ENSAIO NÃO SATURADO

Para otimizar o tempo da campanha dos ensaios de compressão triaxial, os corpos de prova destinados aos ensaios não saturados foram levados à câmara de Richards para imposição das sucções de 50 kPa e 300 kPa que foram escolhidas nesta pesquisa. Estes

valores de sucção foram escolhidos para abranger uma faixa de variação de sucção segura em relação aos valores de sucção que geralmente são observados em campo e que variam de 5 a 200 kPa aproximadamente).

Quando estabilizado, o corpo de prova era levado para câmara do ensaio de compressão triaxial, onde era novamente aplicada sucção pela técnica de translação de eixos. A montagem do ensaio não saturado foi similar à do ensaio saturado, exceto no fato de que a pedra porosa da base era de alto valor de entrada de ar (isto é, de 500 kPa) e de que a conexão do topo do corpo de prova era usada para aplicação de ar comprimido para o controle da sucção no ensaio.

Durante a fase de cisalhamento adotou-se também a taxa de deformação axial constante ($\epsilon_a = 0,05\text{mm/min}$) e as válvulas de drenagem de ar e de água foram mantidas abertas para manter u_w e u_a constantes.

3.4 ANÁLISES NUMÉRICAS

O programa GeoStudio (SLOPE/W e SEEP/W) foi utilizado para a realização das simulações numéricas. A abordagem adotada é baseada do modelo de Mohr-Coulomb com a incorporação da condição não saturada proposta por Fredlund e Morgenstern (1978).

A equação de fluxo usada no programa SEEP/W para análise do fluxo é dada por:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial H}{\partial y} \right) \quad \text{Equação 3.3}$$

Em que,

- H carga total;
- k_x e k_y condutividade hidráulica nas direções x e y ;
- θ umidade volumétrica;
- t tempo;

Assume-se que o comportamento fluxo da água é o proposto pela lei de Darcy. O critério de resistência ao cisalhamento linear para solo não saturado utilizado nesta pesquisa foi proposto por Fredlund e Morgenstern (1978). Para a análise da estabilidade dos taludes, optou-se pelo método de Bishop Simplificado. O talude foco desta pesquisa está identificado nas simulações numéricas como caso de referência (RC).

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

4.1.1 ENSAIO DE CARACTERIZAÇÃO

O resultado do ensaio de granulometria é apresentado na Figura 4.1

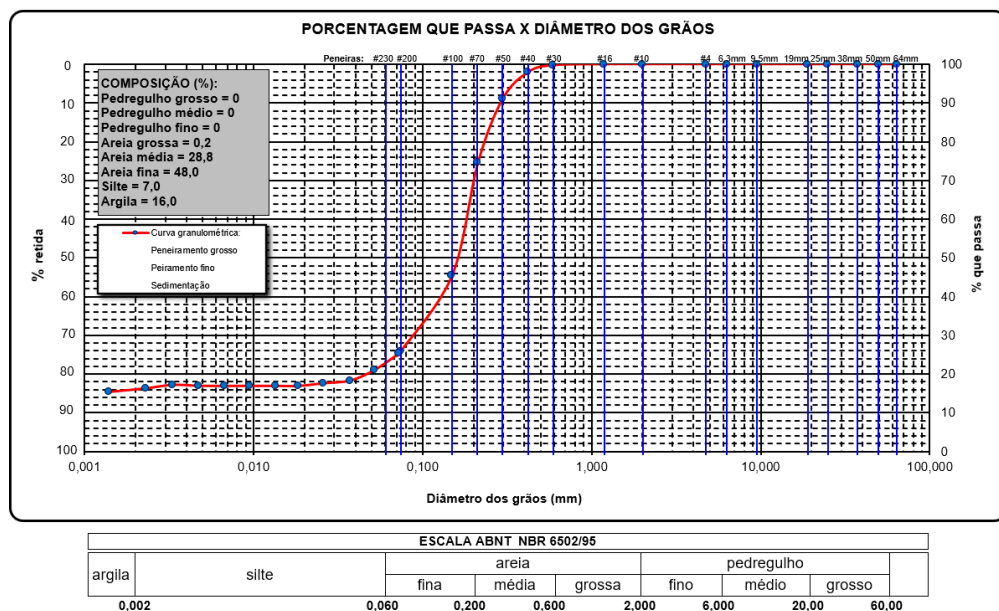


Figura 4.1 – Curva granulométrica obtida para o solo marrom avermelhado

O solo em questão foi classificado como areia média a fina pouco argilosa marrom avermelhada.

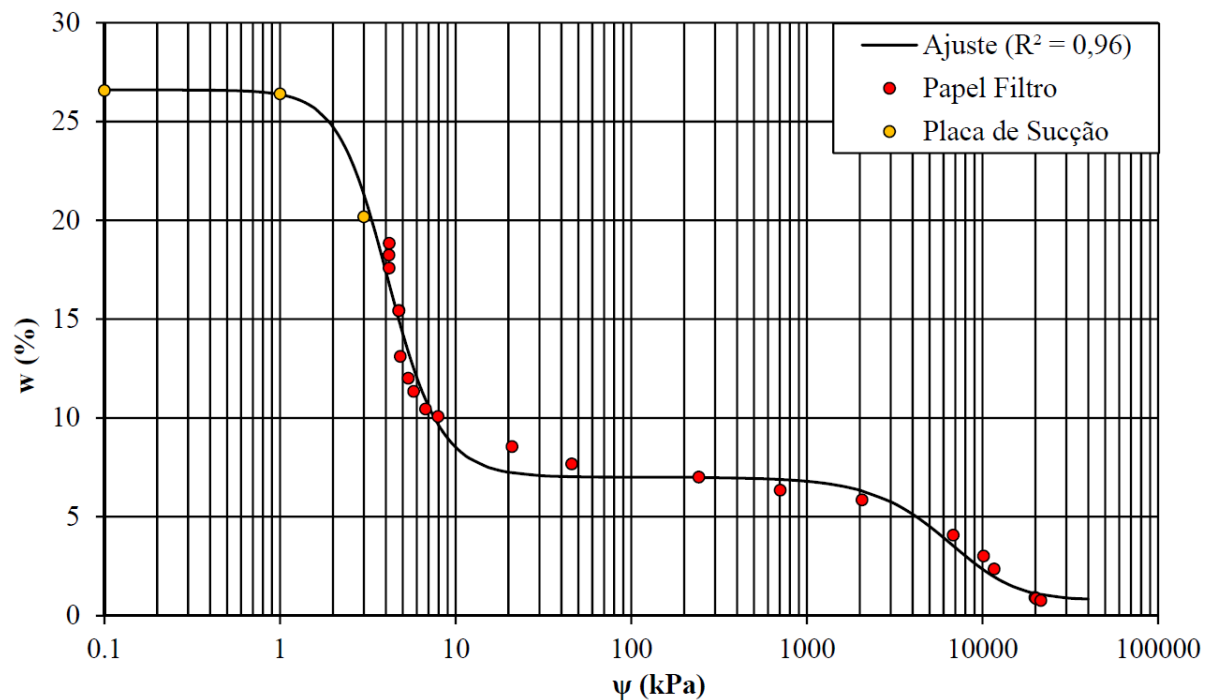
Na Tabela 4.1 são apresentadas as principais características do solo.

Tabela 4.1 – Características geotécnicas do solo

Característica	Unidade	Valores
Argila	%	16
Silte	%	7
Areia	%	77
Limite de Liquidez	%	20
Limite de Plasticidade	%	15
Índice de vazios	-	0,86
Porosidade	%	46
Massa específica	g/cm ³	1,65
Massa Específica Seca	g/cm ³	1,52
Massa Específica dos Sólidos	g/cm ³	2,70
Umidade	%	7,9
Grau de Saturação	%	24,8

4.1.2 CURVA DE RETENÇÃO

Na Figura 4.2 é apresentada a curva de retenção obtida por Fernandes (2016) e pelo autor.



Os resultados experimentais apresentados na Figura 4.2 foram ajustados matematicamente segundo a equação de van Genuchten (1980).

$$w = w_r + (w_s - w_r) \times \left\{ \frac{1}{[1 + (\alpha \times \Psi)^n]^m} \right\} \quad \text{Equação 4.1}$$

Em que:

- w_r umidade residual;
- w_s umidade de saturação;
- α , n e m são parâmetros de curvatura;
- Ψ sucção.

Substituindo os valores dos parâmetros da curva, bem como as umidades na Equação 4.1 se obtém as Equação 4.2 e Equação 4.3, sendo a Equação 4.2 para sucções abaixo de 250 kPa e a Equação 4.3 para sucções igual ou superior a 250 kPa.

$$\Psi < 250 \text{ kPa} \rightarrow w = 7,0 + \frac{19,60}{[1 + (0,2592\Psi)^{3,1438}]^{0,8398}} \quad \text{Equação 4.2}$$

$$\Psi \geq 250 \text{ kPa} \rightarrow w = 0,8 + \frac{6,20}{[1 + (0,0001\Psi)^{1,7723}]^{2,0001}} \quad \text{Equação 4.3}$$

Segundo Fernandes (2016) trata-se de um solo arenoso de baixa capacidade de retenção de água. Observa-se na Figura 4.2 que grande variação de umidade ocorre para uma pequena faixa de variação de sucção (até aproximadamente 10 kPa). Entretanto, para a região residual intermediária, a variação inferior a 5% na umidade resulta em uma variação de aproximadamente 4.000 kPa na sucção.

Para o módulo SEEP/W do programa GeoStudio a curva de retenção foi prescrita em termos de umidade volumétrica. Portanto, os dados de umidade gravimétrica foram convertidos para a umidade volumétrica por meio da correlação entre índices físicos $\theta = w \times \rho_d$, uma vez que o solo não apresenta variação volumétrica significativa com a secagem. Na Figura 4.3 é apresentada a curva de retenção em termos de umidade volumétrica.

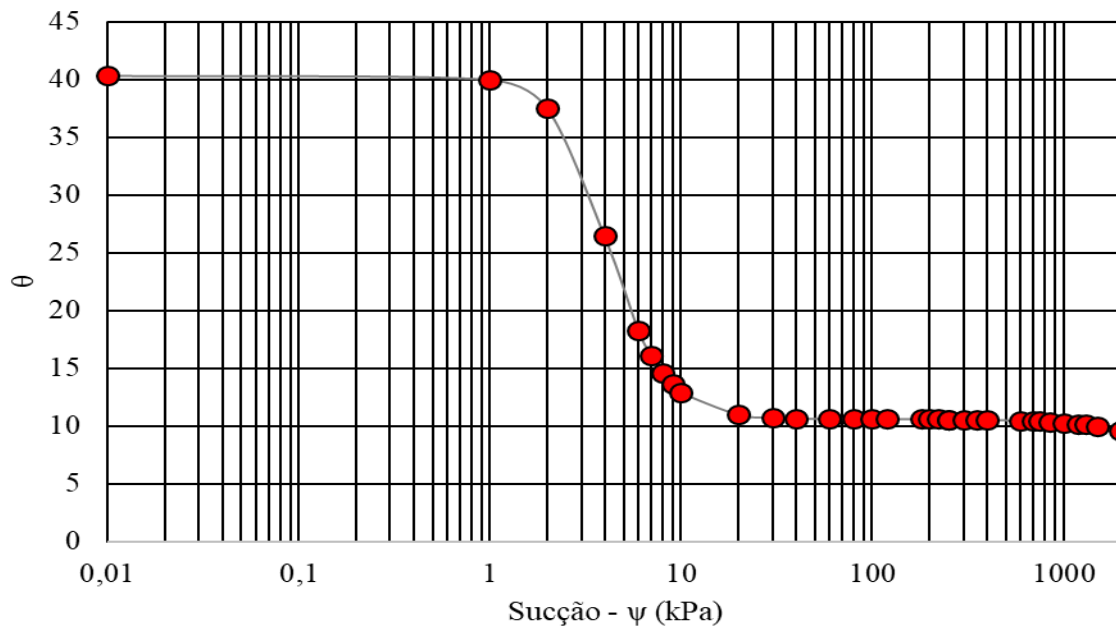


Figura 4.3 - Curva de retenção - Umidade Volumétrica.

4.1.3 PERMEABILIDADE DO SOLO

O resultado obtido para a permeabilidade saturada através do ensaio realizado com carga constante foi de 1×10^{-4} m/s para solo indeformado. Já o solo compactado de Fagundes (2014), a permeabilidade saturada obtida de $5,3 \times 10^{-8}$ m/s.

Ambas as curvas de permeabilidades não saturadas foram geradas automaticamente por meio do módulo do SEEP/W.

4.1.4 PRECIPITAÇÃO

O volume de pluviosidade que desencadeou o deslizamento do talude ocorreu dia 11/01/2016 (71° dia segundo gráfico abaixo) onde o volume foi de 124,7 mm. Para os testes foram utilizados os valores de três meses contínuos de pluviosidade sendo os meses de novembro e dezembro de 2015 e janeiro de 2016. Na Figura 4.4 são apresentados os valores de pluviosidade utilizados, sendo estes valores fornecidos pelo Instituto de Pesquisas Meteorológicas (IPMet).

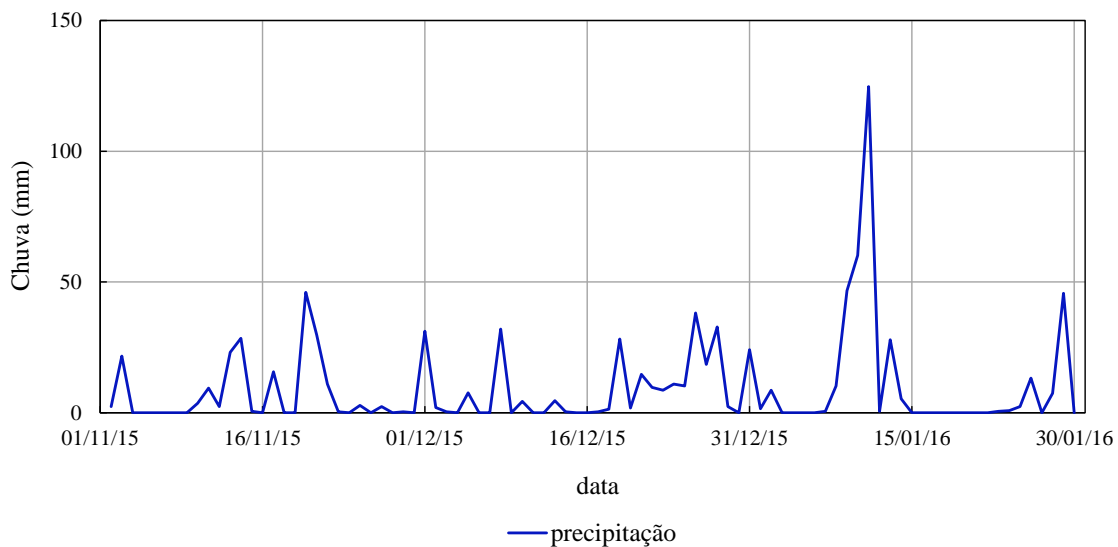


Figura 4.4 – Valores de pluviosidade.

A chuva que ocorreu no dia 11 de janeiro de 2016 coincide com outros problemas que ocorreram na região estudada, como a ruptura do asfalto devido à chuva na rodovia Marechal Rondon no trecho próximo a serra Botucatu, noticiado pelos meios de comunicação (G1, 2016).

4.1.5 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

Na Figura 4.5 são apresentadas as curvas tensão desviatória versus deformação axial e deformação volumétrica versus deformação axial para os ensaios realizados com corpos de prova nas sucções de $s = 0, 50$ e 300 kPa, respectivamente.

Observa-se na Figura 4.5 que o solo apresenta um comportamento plástico, visto que os corpos de prova não exibiram pico de tensões no momento ruptura. Em geral, é observado um aumento significativo da tensão desviatória com o aumento da sucção devido à rigidez e ao aumento da resistência ao cisalhamento do solo. O comportamento volumétrico do solo mostra um comportamento contrativo dominante durante o cisalhamento.

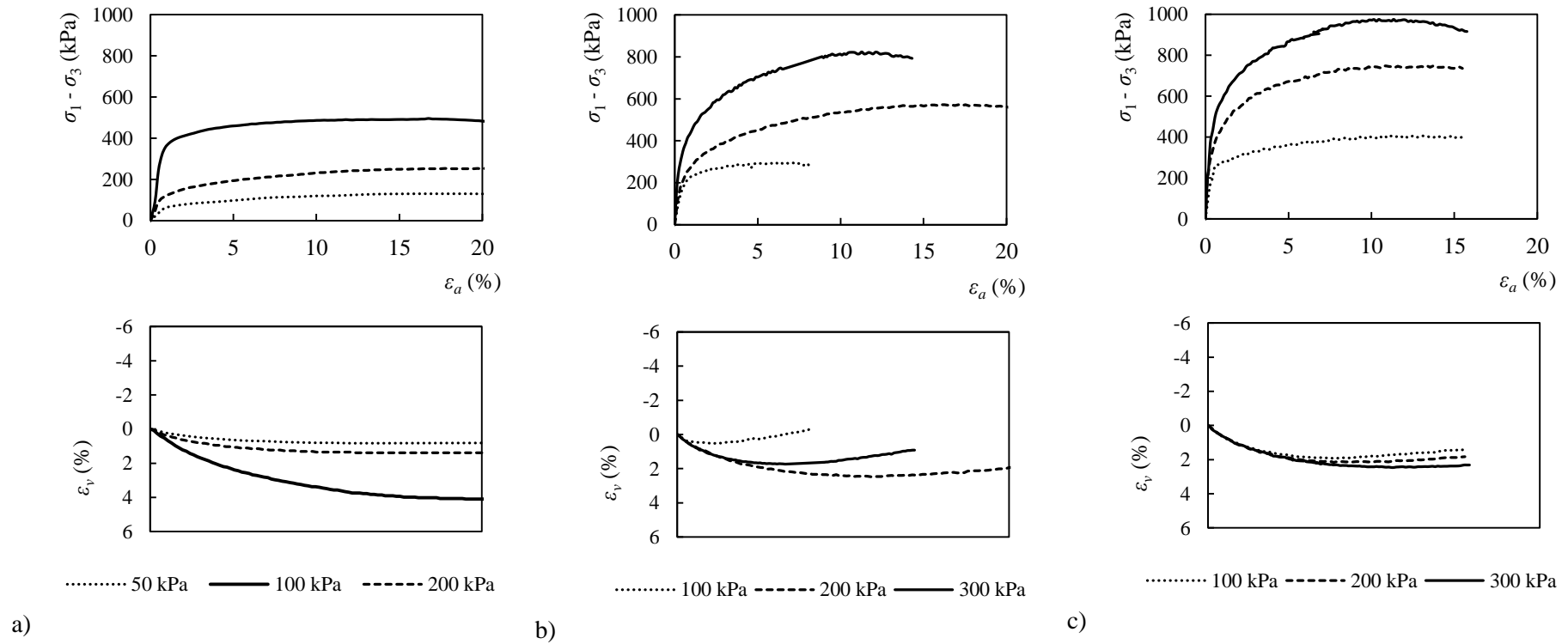


Figura 4.5 – Tensão desviatória e deformação volumétrica versus deformação axial dos ensaios de compressão triaxial realizados com sucção: a) $s = 0$ kPa; b) $s = 50$ kPa; e c) $s = 300$ kPa.

Na Figura 4.6 e na Figura 4.7 são apresentadas as envoltórias de resistência ao cisalhamento do solo, respectivamente, nos planos $t \times (s - u_a)$ e $\tau \times (\sigma - u_a)$. Os círculos de Mohr dos corpos de prova ensaiados são apresentados na Figura 4.7 e os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo estão na Tabela 4.2. A coesão do solo variou de 0 a 34,6 kPa (Figura 4.8) resultando em um ϕ^b igual a 6,72 o ($\text{tg } \phi^b = 0,1171$) e o ângulo de atrito de solo variou de 33,7 a 36,1°, respectivamente, para as sucções de 0 a 300 kPa.

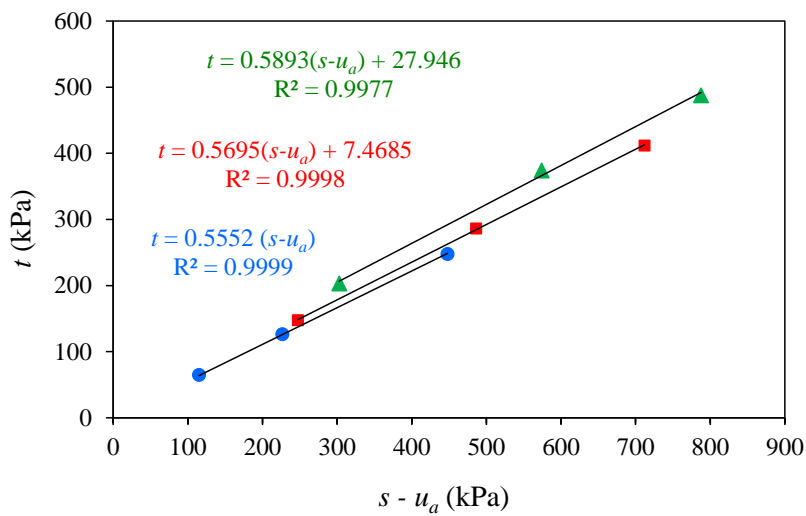
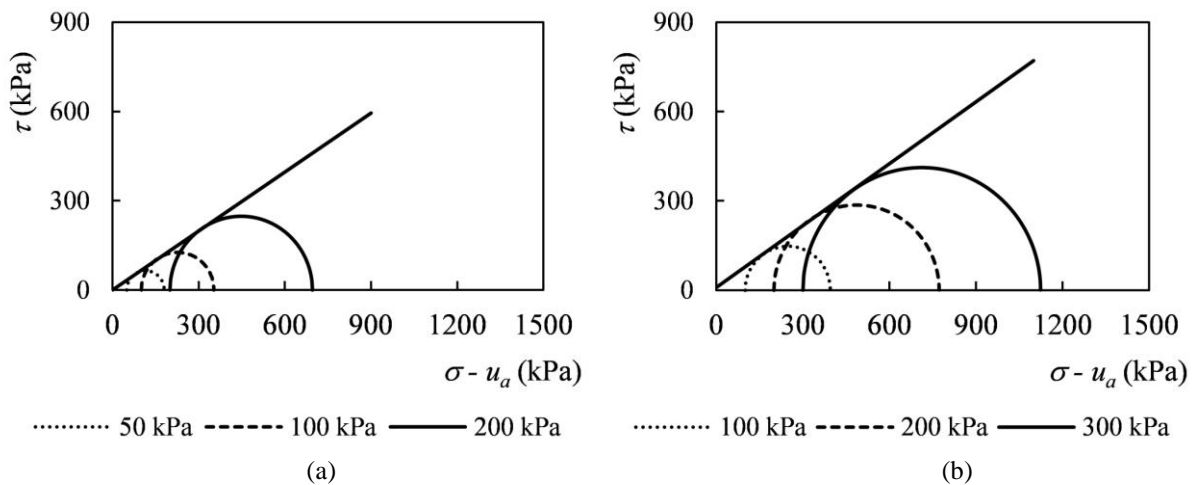


Figura 4.6 – Intercepto de coesão (kPa) \times sucção (kPa)



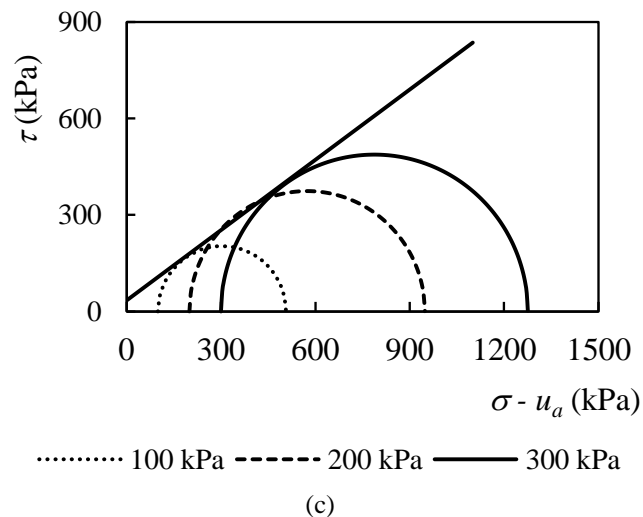


Figura 4.7 – Resistência ao cisalhamento do solo com sucção: a) $s = 0$ kPa; b) $s = 50$ kPa; e c) $s = 300$ kPa.

Tabela 4.2 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo

Sucção (kPa)	Parâmetros			
	$\text{tg } \alpha$	a	ϕ°	c (kPa)
0	0,5510	0	33,44	0
50	0,5695	7,4685	34,72	9,1
300	0,5891	27,963	36,09	34,6

A resistência ao cisalhamento de alguns solos é geralmente controlada pela sucção matricial, ligações químicas interpartículas, cimentação por carbonatos e outras cimentações solúveis. Devido ao solo estudado neste trabalho ser altamente intemperizado, sem ligações solúveis, com poucos acúmulos minerais férreos (ferro e alumínio) (RODRIGUES, *et al.* 2014). Os resultados obtidos condizem com o esperado, visto que o principal mecanismo que influencia na resistência do solo não saturado para esse solo é a sucção e a resistência ao cisalhamento do solo aumentou conforme o aumento da sucção (VILAR e RODRIGUES, 2011).

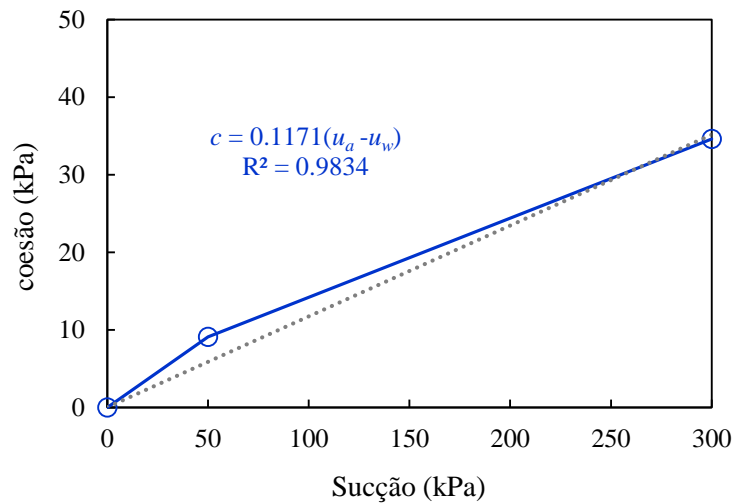


Figura 4.8 – Variação da coesão do solo com a sucção baseada nos resultados dos ensaios de compressão triaxial.

Na Figura 4.9 são mostrados corpos de prova após o ensaio triaxial saturado e não saturado, onde é possível observar a forma geométrica dos corpos de prova após a fase de ruptura dos ensaios.



Figura 4.9 - Corpos de prova após ensaio de compressão triaxial: (a) saturado; (b) não saturado

Na Tabela 4.3 são apresentados os parâmetros geotécnicos de Fagundes (2014) utilizados para a simulação das seções em condições de solo compactado.

Tabela 4.3 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo compactado (FAGUNDES, 2014).

Parâmetro	Resultado
γ	19,94 kN/m ³
ϕ	33,40°
c	22 kPa
ϕ^b	14,40°

4.2 ANÁLISES COMPUTACIONAIS

4.2.1 MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

As análises hidráulicas são realizadas pelo SEEP/W. Como o SEEP/W utiliza a técnica de elementos finitos para fazer as simulações, para evitar dependências dos resultados quanto ao tamanho da malha foram realizados testes de convergência de malha. As malhas escolhidas para os testes de convergência foram malhas de elementos quadrilaterais e triangulares gerados automaticamente, variando o tamanho de 1,0m a 0,10m. Dentre as análises, o tamanho que apresentou o melhor resultado foi a malha de elementos de 0,50m. A malha de 0,5 m resultou em 2526 nós e 2409 elementos. O resultado da malha utilizada pode ser visto na Figura 4.10

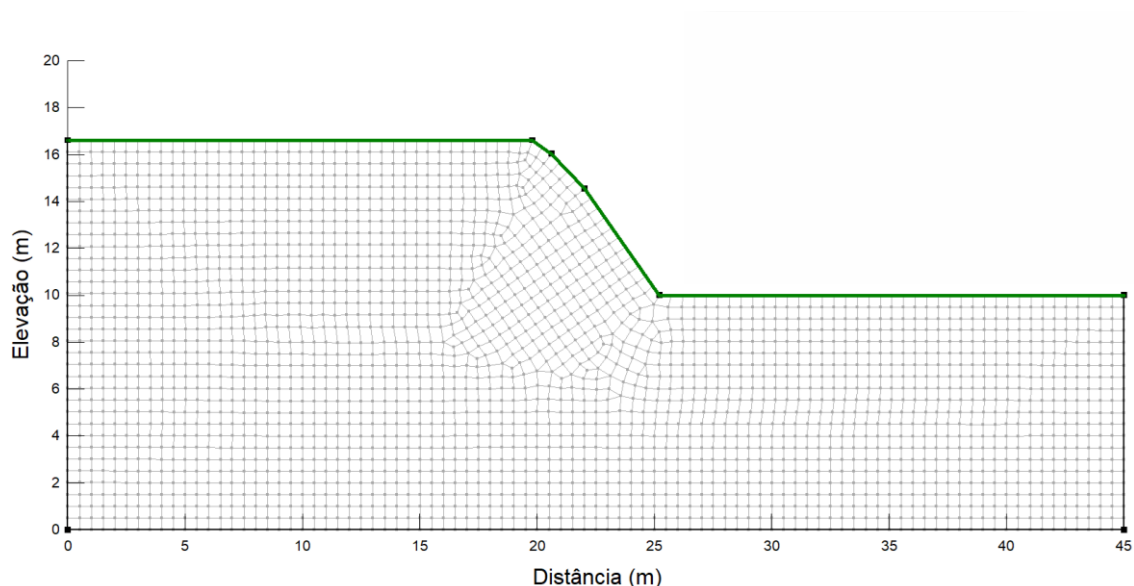


Figura 4.10 – Malha de elementos finitos com abertura de 0,5m utilizado no SEEP/W

4.2.2 PERFIL DE POROPRESSÃO INICIAL

Uma sucção no solo de 50 kPa foi obtida experimentalmente a partir de monitoramento da sucção *in situ* usando sensor de matriz granular na superfície de terreno em região próxima ao local estudado em data anterior ao período chuvoso que proporcionou a ruptura do talude. Este valor de sucção foi prescrito ao perfil inicial de poropressões. Na zona de poropressões negativas considerou-se aumento linear da sucção desde o nível freático até atingir o seu valor máximo (50 kPa), onde permaneceu constante até o topo do talude. Na zona saturada (abaixo do nível d'água), considerou-se poropressões positivas aumentando hidrostáticamente com a profundidade. Na Figura 4.11 é ilustrado o perfil de poropressão inicial adotado nas simulações numéricas.

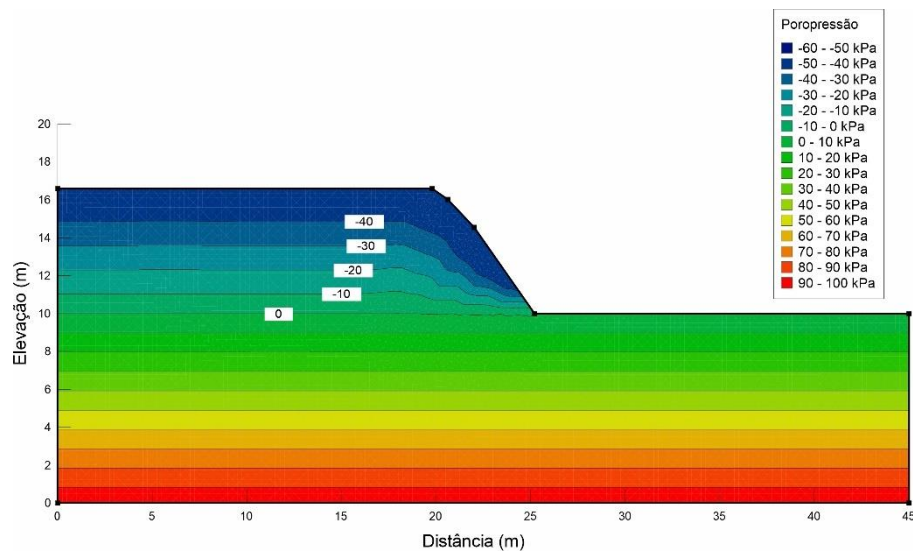


Figura 4.11 – Perfil de poropressão inicial da seção transversal estudada

A precipitação foi imposta nos nós da superfície do talude como uma condição de fluxo positivo e foi permitido o escoamento da água que não infiltra, isto é, sem formação de lâmina d'água, evitando o surgimento de poropressões positivas. A análise de infiltração considera a curva de retenção e a função de condutividade hidráulica prevista pela equação de van Genuchten (1980).

Na Figura 4.12 são apresentados resultados experimentais de precipitação e do monitoramento da sucção realizado a 40 cm da superfície de terreno próximo ao local estudado por meio de sensor de matriz granular e resultados numéricos usando o programa SEEP/W.

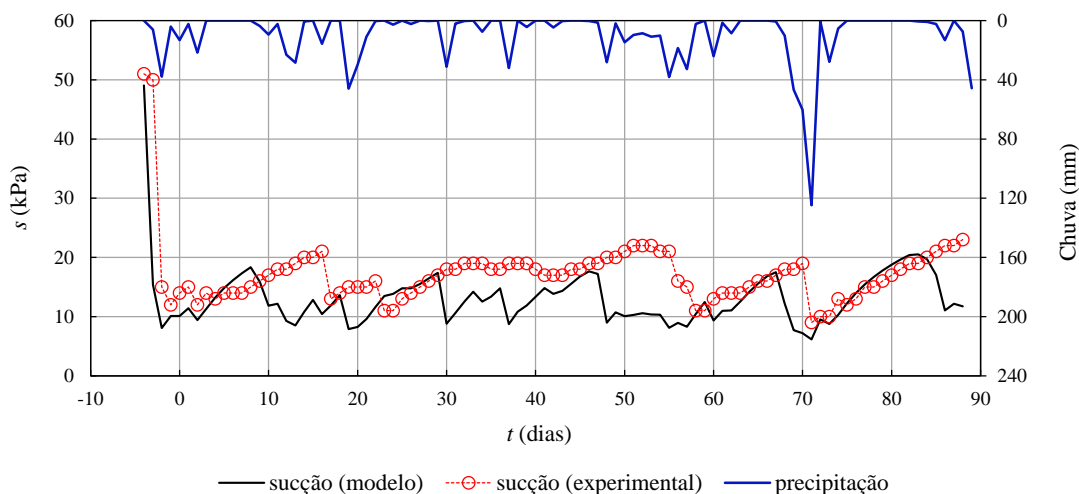


Figura 4.12 – Sucção e precipitação ao longo do tempo.

A variação da sucção apresenta tendência de comportamento coerente com as precipitações registradas, reduzindo à medida que as precipitações aumentam, o que valida as condições de contorno de fluxo estabelecidas para o caso do talude estudado. No entanto, alguma dispersão entre os resultados numérico e experimental de sucção é observado sobretudo em intervalos de tempo em que a sucção decresce devido às chuvas. Esta dispersão pode estar relacionada com a variabilidade dos parâmetros hidráulicos do solo e/ou com o tempo de resposta do sensor de matriz granular que é mais lento que os tensiômetros convencionais.

4.2.3 RETROANÁLISE

O método de Bishop associado ao critério de resistência ao cisalhamento de solos não saturados foi utilizado nas análises de estabilidade de taludes. O talude estudado está identificado nas simulações numéricas como caso de referência (RC) e esta identificação é usada para as comparações com os tipos de talude e de solo discutidos na próxima seção. Para o estudo da retroanálise, o fator de segurança, FS, é calculado na posição do centro do eixo de rotação com o raio tangenciando os pontos da superfície de ruptura do talude (Figura 4.13).

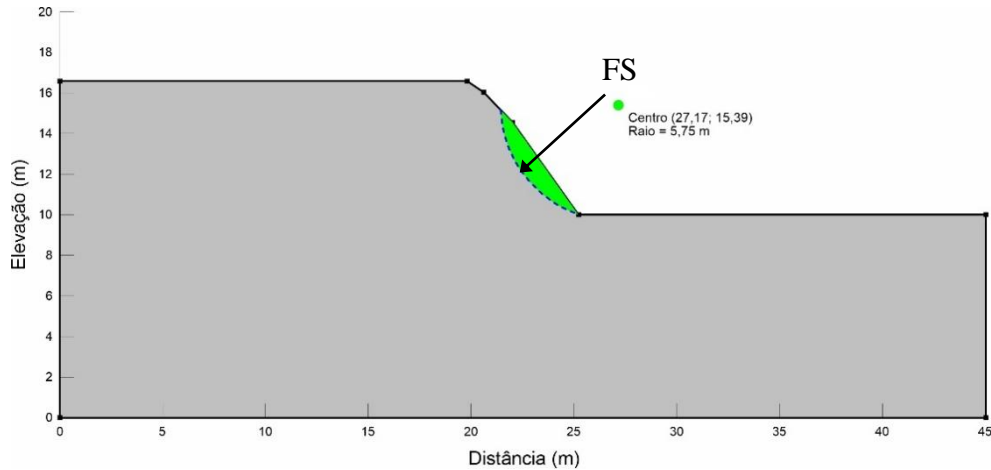


Figura 4.13 – Superfície de ruptura do talude.

A retroanálise foi realizada considerando duas opções para fins de comparação:

4.2.3.1 RETROANÁLISE UTILIZANDO OS PARÂMETROS OBTIDOS NO ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL

Os parâmetros obtidos por meio dos ensaios de compressão triaxial c , ϕ e ϕ^b foram considerados. Na Figura 4.14 é apresentada a variação do fator de segurança ao longo do tempo.

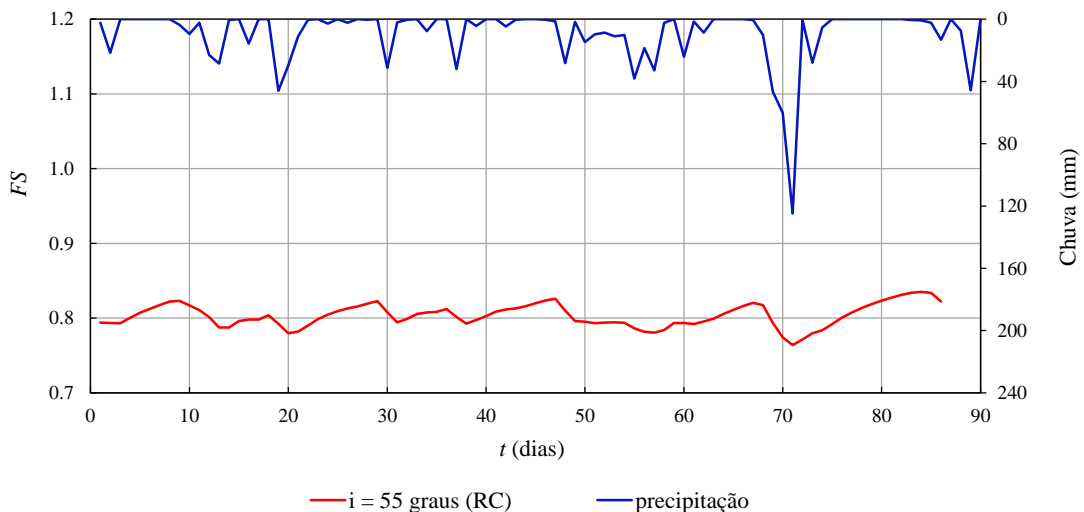


Figura 4.14 – Fator de segurança e precipitação versus tempo considerando parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos a partir dos ensaios de compressão triaxial.

Observa-se que usando os parâmetros dos ensaios de compressão triaxial não foi possível reproduzir satisfatoriamente o comportamento do solo durante o período chuvoso. O

fator de segurança calculado é menor que 1 desde o início ($t \geq 1$ dia) o que não condiz com a realidade já que o escorregamento do talude aconteceu durante a chuva de 124,7 mm do dia 11/01/2016, isto é, com $t = 71$ dias de simulação.

4.2.3.2 RETROANÁLISE UTILIZANDO OS PARÂMETROS OBTIDOS ATRAVÉS DA RETROANÁLISE

O método de Gomes (2003), adaptado por Jesus (2008), em que utiliza a curva $c = f(\phi)$ foi aplicado, e consiste no seguinte:

- Com um valor do ângulo de atrito fixo, variou-se o valor da coesão de forma que se obteve a coesão para $FS = 1$. Uma vez determinada a coesão para o ângulo de atrito adotado, novos valores de ângulo de atrito foram escolhidos e o procedimento anterior foi repetido. Na Figura 4.15 são apresentados os pares coesão e ângulo de atrito;

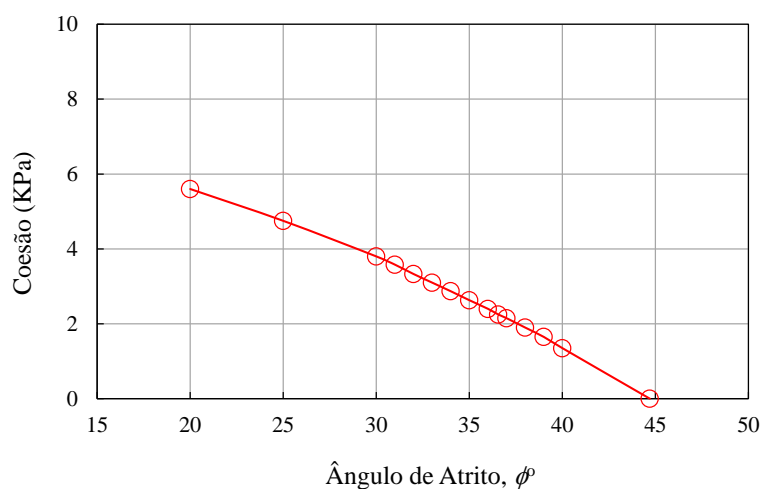


Figura 4.15 – Curva coesão versus ângulo de atrito considerando procedimento $c = f(\phi)$.

- Para cada par de valores definidos na curva de $c = f(\phi)$ foi realizado uma análise de estabilidade pelo método de Bishop com o centro do círculo mantido fixo e variando-se o raio da superfície da ruptura. Desta análise, pares (coesão, ângulo de atrito) associados a fatores de segurança foram obtidos e assim plotou-se uma curva com ângulo de atrito na abscissa e fator de segurança na ordenada com diversos pares (Figura 4.16). O valor mais provável do ângulo de atrito na superfície da ruptura é aquele que apresentar o fator de segurança unitário; e

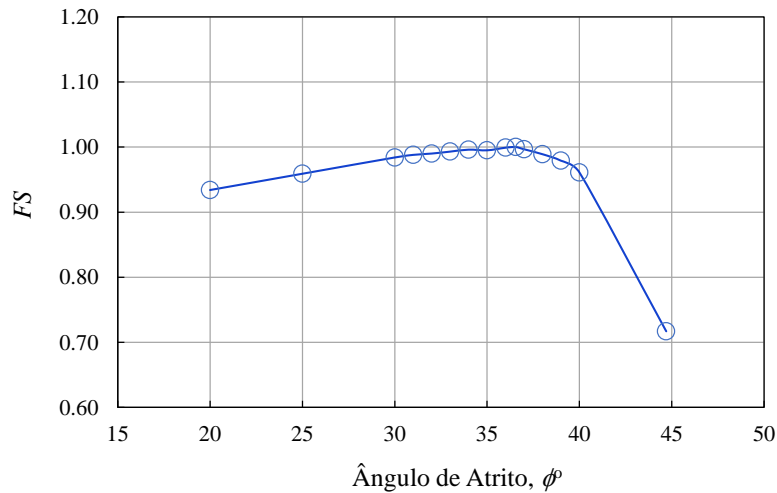


Figura 4.16 – Curva fator de segurança versus ângulo de atrito considerando procedimento $c = f(\phi)$.

- Definido o valor do ângulo de atrito retornou-se a curva $c = f(\phi)$ (Figura 4.15) e determinou-se o valor da coesão correspondente.

Os valores obtidos foram coesão ($c = 2,25$ kPa) e ângulo de atrito ($\phi = 36,55^\circ$). Por efeito da mudança da coesão nesta opção da retroanálise os valores de coesão versus sucção foram reinterpretados para obtenção de um novo valor de ϕ^b que resultou igual a $6,23^\circ$ ($\text{tg } \phi^b = 0,1086$) (Figura 4.17).

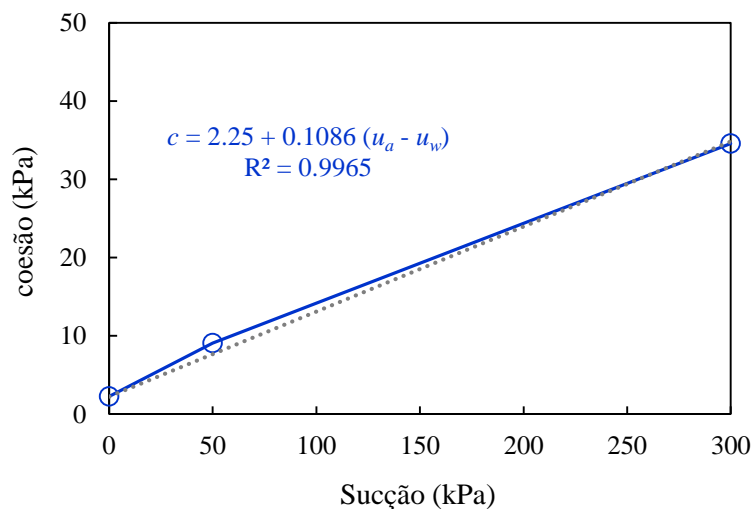


Figura 4.17 – Variação da coesão do solo com a sucção após obtenção dos parâmetros de retroanálise considerando procedimento $c = f(\phi)$.

Na Figura 4.18 é apresentada a variação do fator de segurança ao longo do tempo considerando a curva $c = f(\phi)$.

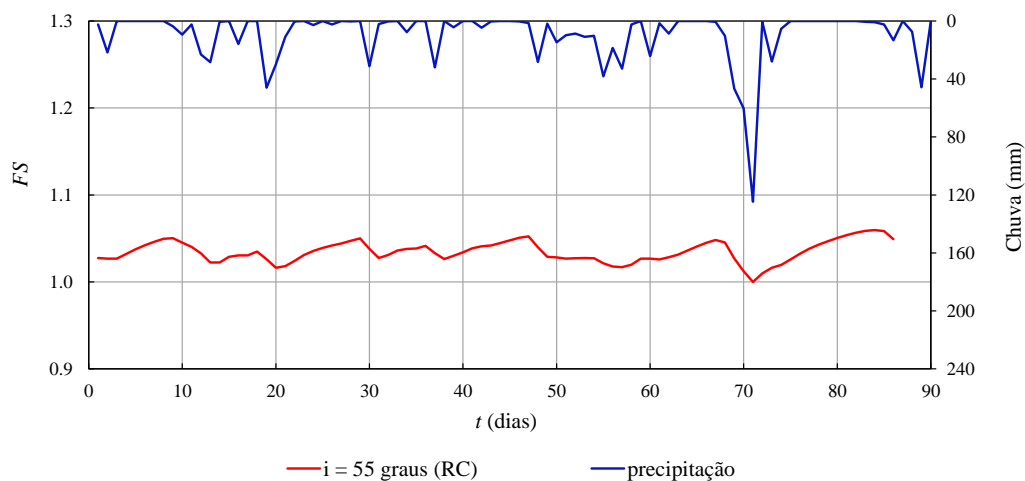


Figura 4.18 – Fator de segurança e precipitação versus tempo considerando procedimento $c = f(\phi)$.

Observa-se na Figura 4.18 que este modelo reproduziu satisfatoriamente o comportamento do solo durante o período chuvoso que resultou na ruptura do talude ($FS = 1$) dia 11/01/2016 ($t = 71$ dias) após a chuva de 124,7 mm. Observa-se também a iminente instabilidade do talude ao longo do período chuvoso de simulação até a ruptura com valores de FS pouco superior ao valor unitário. Outro aspecto importante é o fato das curvas de FS das Figura 4.14 e Figura 4.18 apresentarem o mesmo padrão de comportamento ao longo do tempo. A diferença entre os valores de FS simulados numericamente está na magnitude de FS onde a simulação apresentada na Figura 4.18 usando a curva $c = f(\phi)$ mostrou-se mais realista ao prever um valor de coesão igual a 2,25 kPa. Esta diferença não desqualifica os valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos pelos ensaios de compressão triaxial, ao contrário, a diferença de coesão na condição saturada de 0 para 2,25 kPa é pequena, e retrata a coesão atuante na superfície de ruptura do talude.

Além dos aspectos apresentados e discutidos, é possível assumir que o corte do talude realizado com declividade de aproximadamente 55° no verão chuvoso de 2015-2016 promoveu mudanças no histórico de tensões do maciço bem como mudanças no histórico de sucção, permitindo maior facilidade de infiltração de água nos horizontes mais profundos do solo. Mudanças de umidade e de sucção tornam-se ainda mais relevantes em períodos marcados pelas mudanças climáticas, o que acaba por afetar o regime de chuvas, assim como os eventos extremos associados a essas chuvas.

A sucção está sujeita ao efeito das mudanças climáticas e isso afeta o desempenho e a durabilidade das obras de engenharia (An *et al*, 2017) devido a mudanças nas propriedades

físicas e mecânicas dos solos de suporte dessas obras (NOWAMOOZ e ASSADOLLAHI, 2019). Assim, no que se refere às obras geotécnicas e suas vertentes, o impacto das mudanças climáticas sobre os parâmetros geotécnicos do solo deve ser considerado na avaliação das pressões na água intersticial do solo.

Na Figura 4.19 são apresentados os cortes verticais A-A, B-B e C-C na seção transversal do talude, bem como os pontos 1, 2 e 3 que delimitam a superfície de deslizamento de escorregamento do maciço. Na Figura 4.20 são apresentados os perfis de poropressão ao longo dos cortes verticais, para diferentes instantes: $t = 0$ (situação inicial), $t = 2$ dias (início do período chuvoso) e $t = 71$ dias (dia do escorregamento do talude) e na Figura 4.21 é mostrada a variação da sucção (poropressão negativa) ao longo do tempo nos pontos 1, 2 e 3 da cunha de escorregamento do talude.

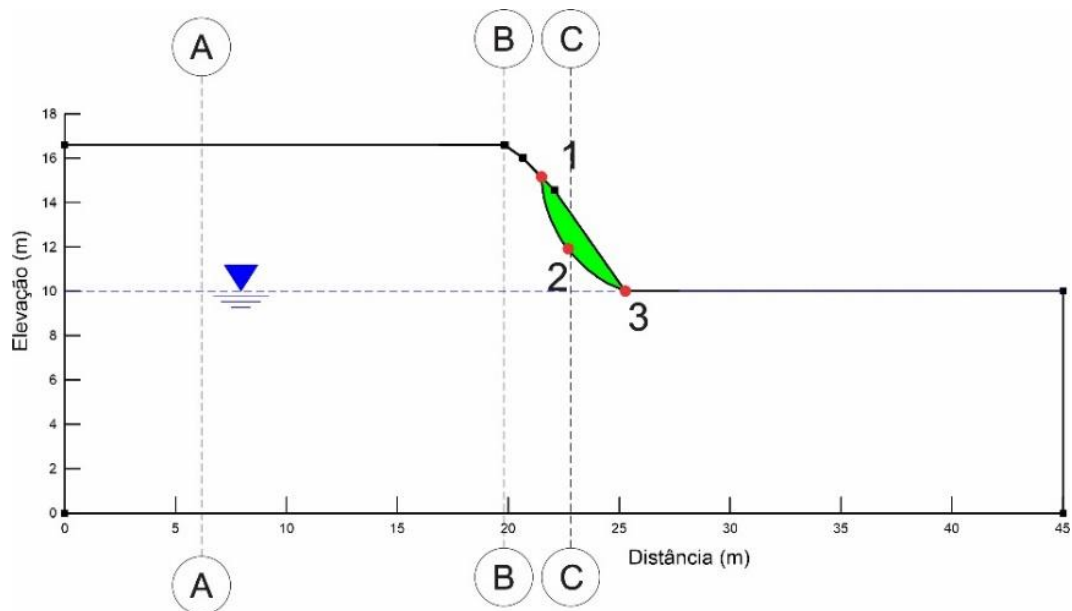


Figura 4.19 – Seção transversal estudada com identificação dos cortes das seções A-A, B-B e C-C e dos pontos 1, 2 e 3 da cunha de escorregamento do maciço.

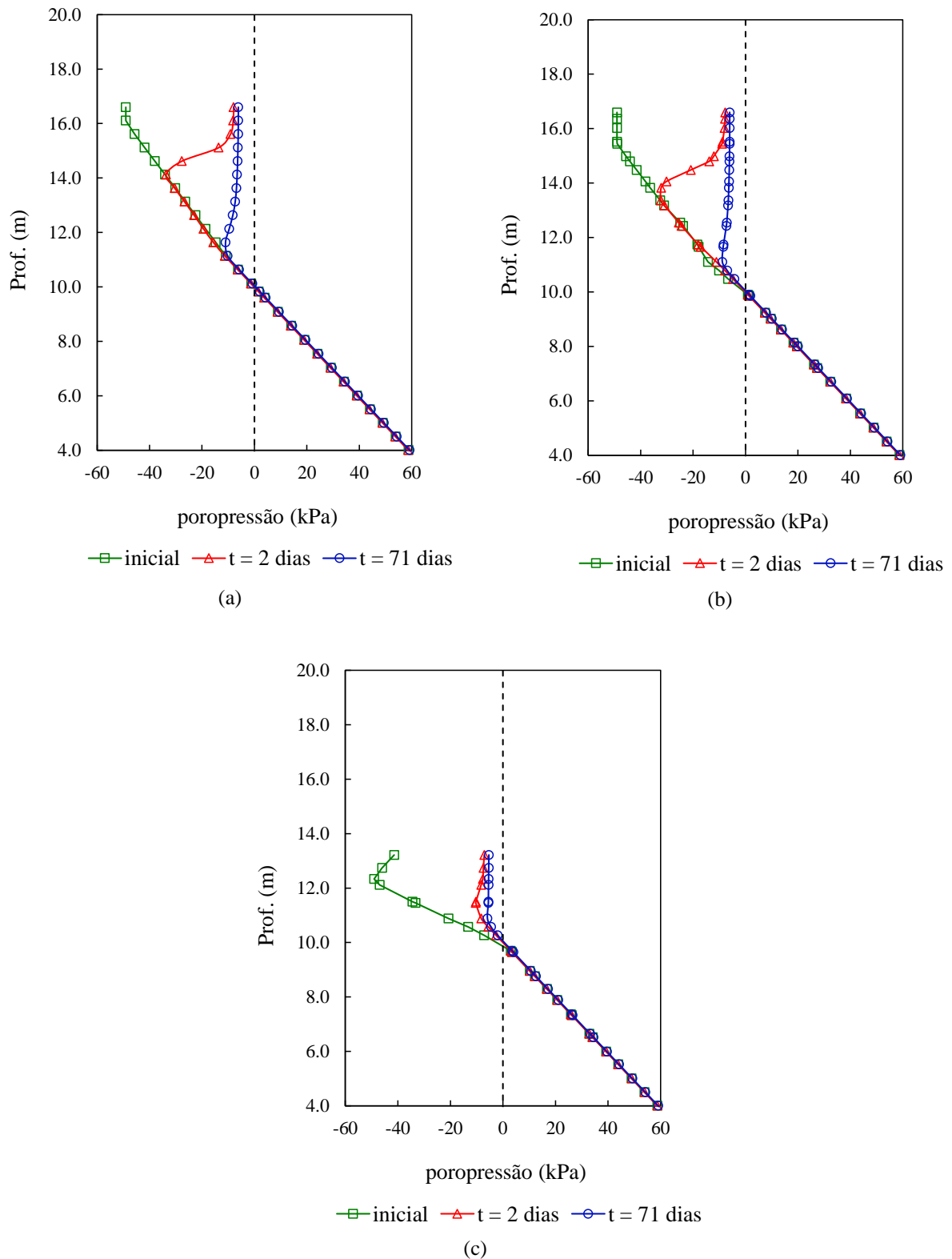


Figura 4.20 – Perfis de poropressão dos cortes verticais A-A, B-B e C-C nos tempos $t = 0$, $t = 2$ e $t = 71$ dias: a) seção A-A; b) seção B-B; e c) seção C-C.

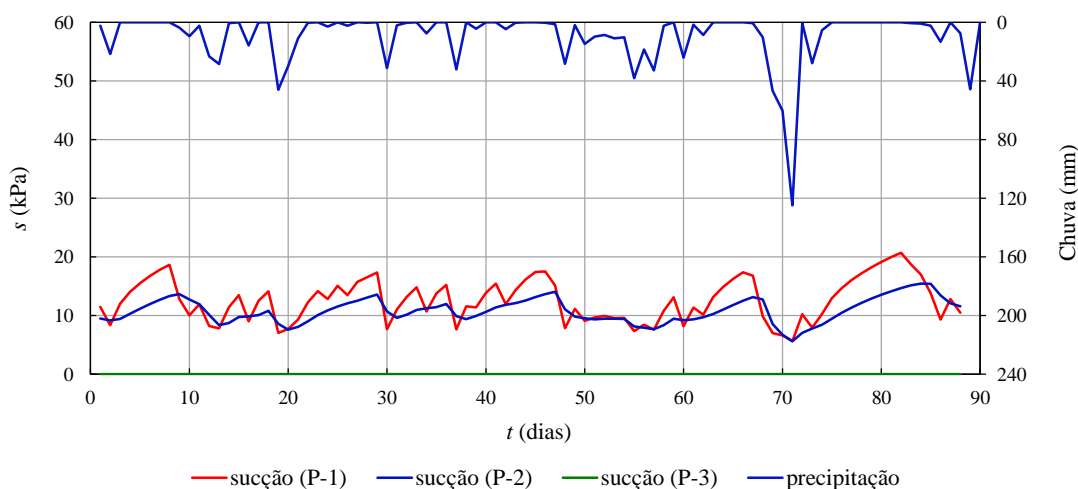


Figura 4.21 – Sucção e precipitação ao longo do tempo nos pontos 1, 2 e 3 da cunha de ruptura da seção transversal estudada.

Pode-se observar na Figura 4.20 que nos cortes A-A e B-B à frente de umedecimento avança de um modo inclinado, porém, quase paralela à superfície do talude. O resultado do corte C-C mostra que o comportamento do perfil de poropressão não apresenta a mesma tendência de comportamento dos cortes A-A e B-B, pois a frente de umedecimento avança mais rapidamente. Logo após o início do período chuvoso ($t = 2$ dias) a sucção reduziu substancialmente no corte C-C, permanecendo baixa e constante com a profundidade até o dia da ruptura do talude ($t = 71$ dias).

Na Figura 4.21, a sucção dos pontos 1 e 2 da cunha de escorregamento apresenta comportamento dependente do tempo devido à variação da precipitação pluviométrica. Este comportamento é variável, no entanto, a sucção mínima ($s = 5,6$ kPa) calculada numericamente coincide nos pontos 1 e 2 no dia do escorregamento do talude ($t = 71$ dias). No ponto 3 a sucção é constante e igual a zero, pois este ponto coincide com a posição do nível d'água.

4.2.4 ESTUDOS ADICIONAIS

Duas séries de simulações numéricas são apresentadas e discutidas neste item: i) uma série de análises considerando o solo natural (indeformado) e ii) outra série de análises considerando o mesmo solo, porém, compactado.

Os parâmetros mecânicos e hidráulicos do solo natural utilizados são os mesmos obtidos nos ensaios de laboratório desta dissertação. Já os parâmetros mecânicos e hidráulicos

do solo compactado foram obtidos por Fagundes (2014) com $GC = 95\%$ e $\Delta w = -3\%$ do Ensaio Proctor Normal cujos valores ótimos são: $\rho_{dmax} = 1,950 \text{ g/cm}^3$ e $w_{ot} = 10,6\%$.

Todas as condições de contorno (posição do nível d'água, perfil de poropressão inicial e precipitação pluviométrica) foram mantidas como no caso de referência RC.

Para cada série simulou-se taludes homogêneos e isotrópicos, considerando três geometrias com declividades de 30° , 45° e 55° e altura de 6,6 m. A geometria do talude com declividade de 55° é idêntica à geometria do talude analisado na retroanálise.

Diferente do estudo da retroanálise, o FS não foi calculado fixando-se a superfície de escorregamento na posição do centro do eixo de rotação com o raio tangenciando os pontos da superfície de ruptura do talude. Nestas análises, construiu-se um sistema de entrada e saída da superfície de interesse para geração de diversas superfícies potenciais de ruptura.

A Figura 4.22 apresenta a geometria dos taludes para as diferentes declividades.

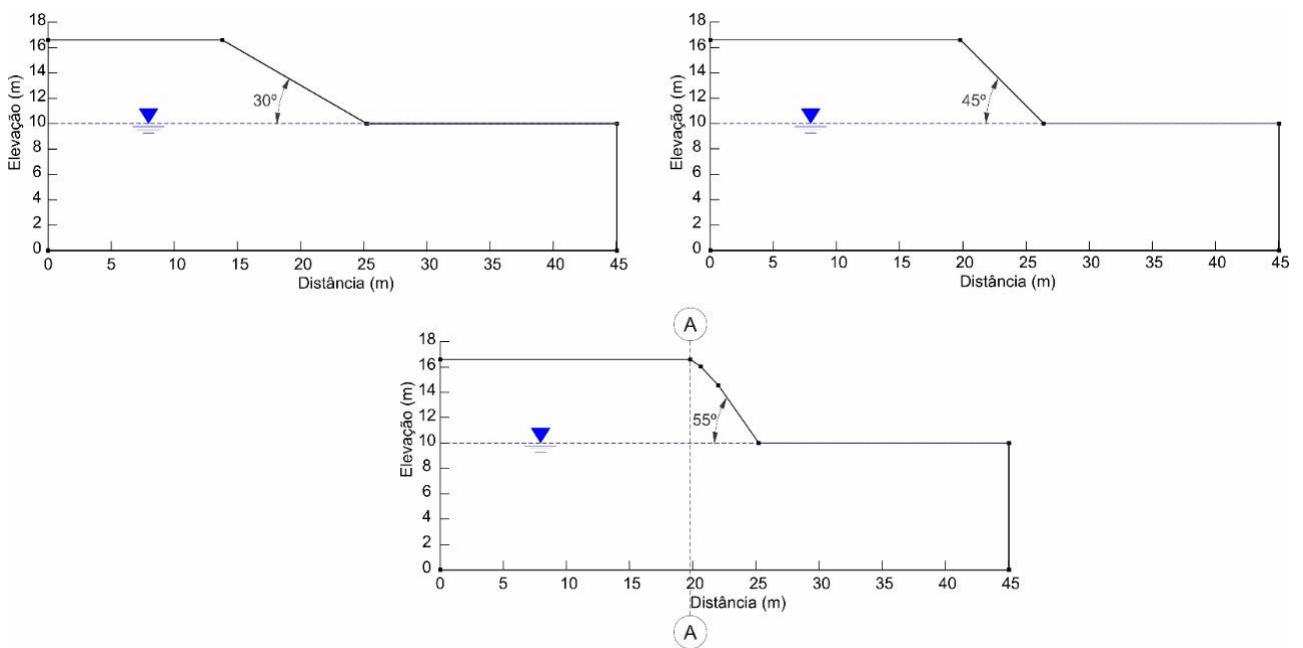


Figura 4.22 – Geometria dos taludes usados nas simulações numéricas dos estudos adicionais.

Nas Figura 4.23 e Figura 4.24 são apresentadas a variação dos fatores de segurança ao longo do tempo para os taludes com declividade de 30° , 45° e 55° , respectivamente, do solo natural e compactado. O resultado do caso de referência RC (retroanálise) está inserido na Figura 4.23 para servir de orientação, uma vez que não é parte dos resultados das análises obtidas neste item da dissertação.

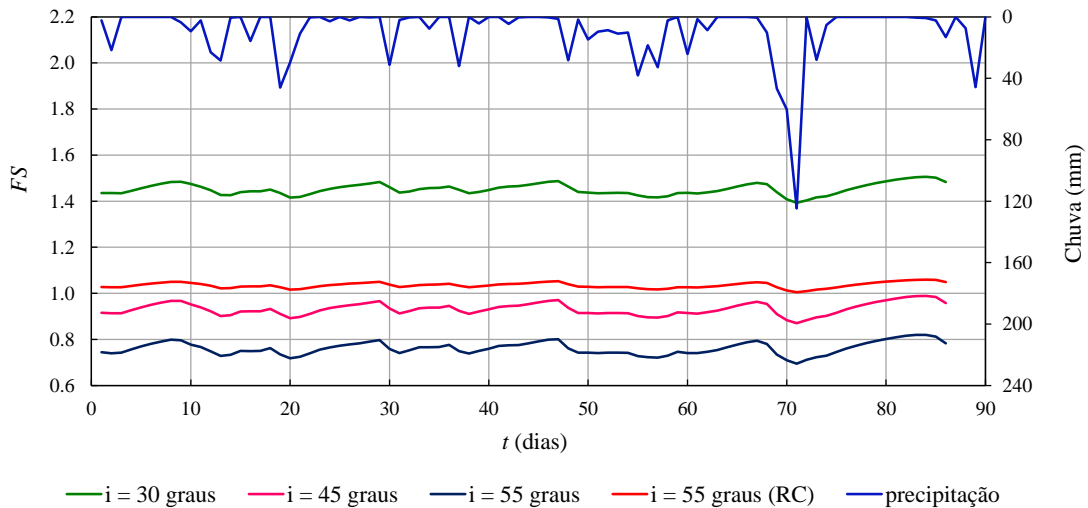


Figura 4.23 – Fatores de segurança e precipitação versus tempo considerando taludes com declividade de 30°, 45° e 55° do solo natural.

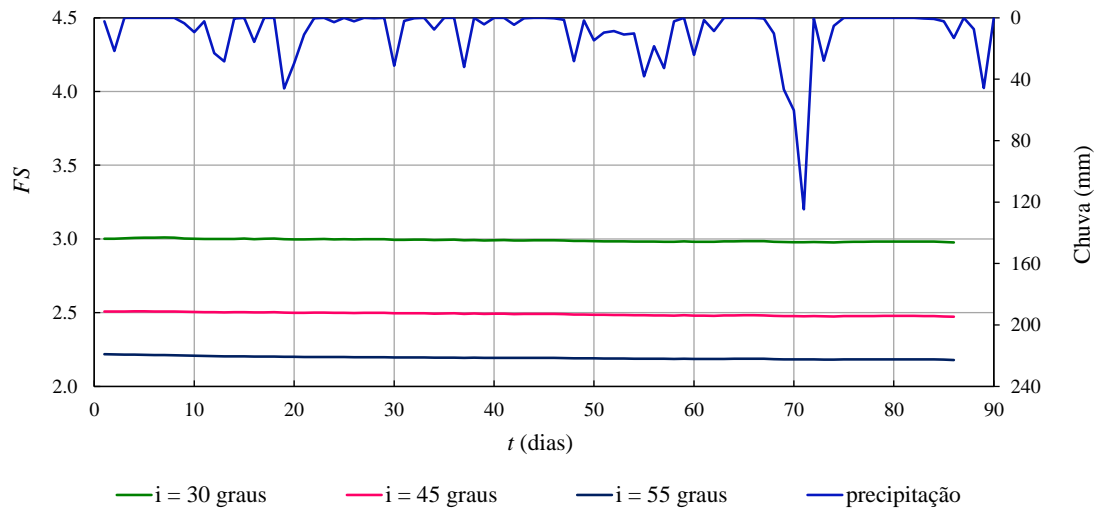


Figura 4.24 – Fatores de segurança e precipitação versus tempo considerando taludes com declividade de 30°, 45° e 55° do compactado.

Observa-se na Figura 4.23 que o talude com declividade de 30° manteve-se estável no período da simulação com $FS \sim 1,4$. Já os taludes com declividade de 45° e 55° testados com parâmetros dos ensaios de compressão triaxial obtidos nesta dissertação apresentaram valores de FS menores que 1 desde o início do período chuvoso. Isso contraria o resultado do estudo onde os parâmetros foram obtidos através da retroanálise (RC) em que o escorregamento do talude de 55° ocorreu no dia da precipitação de 124,7 mm ($t = 71$ dias). Portanto, os resultados obtidos nesta seção mostram-se conservadores ao considerar a análise de estabilidade dos taludes pelo sistema de entrada e saída de superfícies de interesse para geração de superfícies potenciais de ruptura.

Em relação aos taludes de solo compactado pode-se observar que os três casos simulados numericamente satisfazem a condição de estabilidade com FS variando entre 2,172 a 2,973. Durante o período chuvoso praticamente não houve mudança de FS. No caso do solo compactado, além do solo ter maior resistência ao cisalhamento que o solo natural, a condutividade hidráulica é menor, possibilitando a infiltração de um volume de água menor durante as precipitações pluviométricas. Este comportamento pode ser visto na Figura 4.25 que ilustra perfis de poropressão para o caso do talude com declividade de 55° ao longo do corte A-A, para diferentes instantes, para o solo na condição natural e compactado.

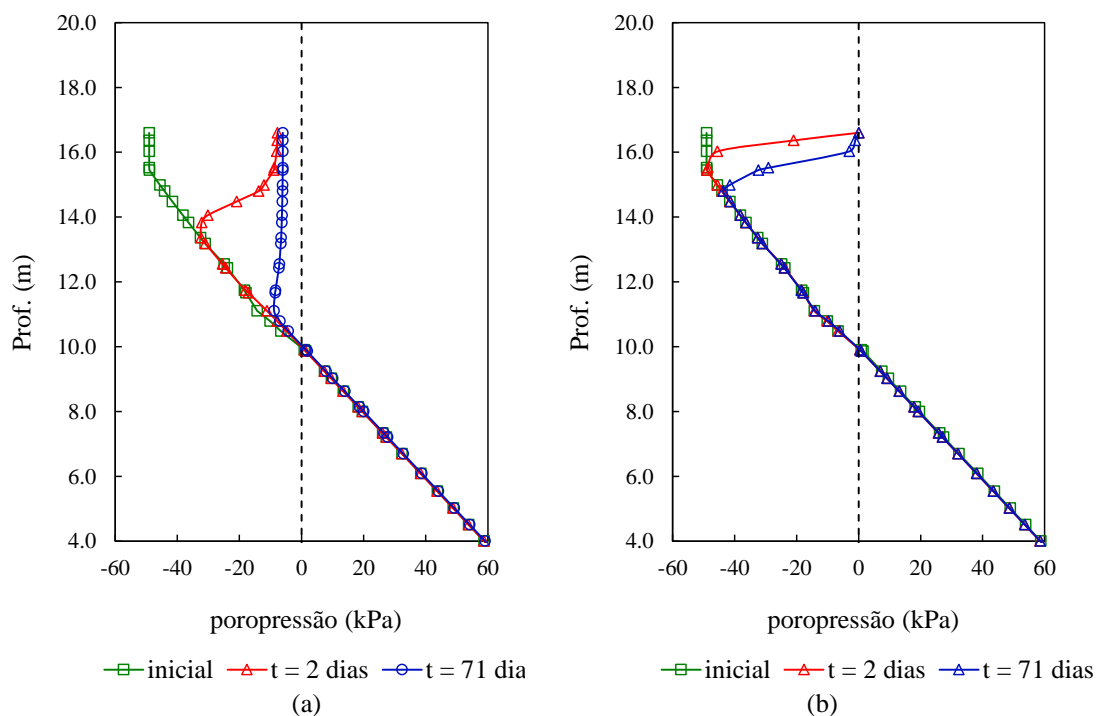


Figura 4.25 – Perfis de poropressão do talude com declividade de 55° : corte A-A, (a) solo natural e (b) solo compactado.

Na Figura 4.25 é possível observar que a distribuição inicial de poropressões, se encontra na condição hidrostática, com uma sucção máxima de 50 kPa na superfície do talude. Na superfície, a sucção diminui significativamente assim que o período chuvoso inicia. No solo natural onde ocorre uma maior variação da sucção ao longo da profundidade, a frente de umedecimento, avançou 5,8 m de profundidade após 71 dias de simulação, enquanto que para o solo compactado, avançou apenas 2,1 m de profundidade desde a superfície para o mesmo período de tempo analisado.

Como a frente de umedecimento do solo natural avança rapidamente, o talude fica mais susceptível a mudanças significativas de sucção e consequentemente mais vulnerável a

perda de resistência ao cisalhamento. Este comportamento pode ser visto de uma forma mais completa na Figura 4.26 por meio da distribuição da poropressão após o término do período chuvoso.

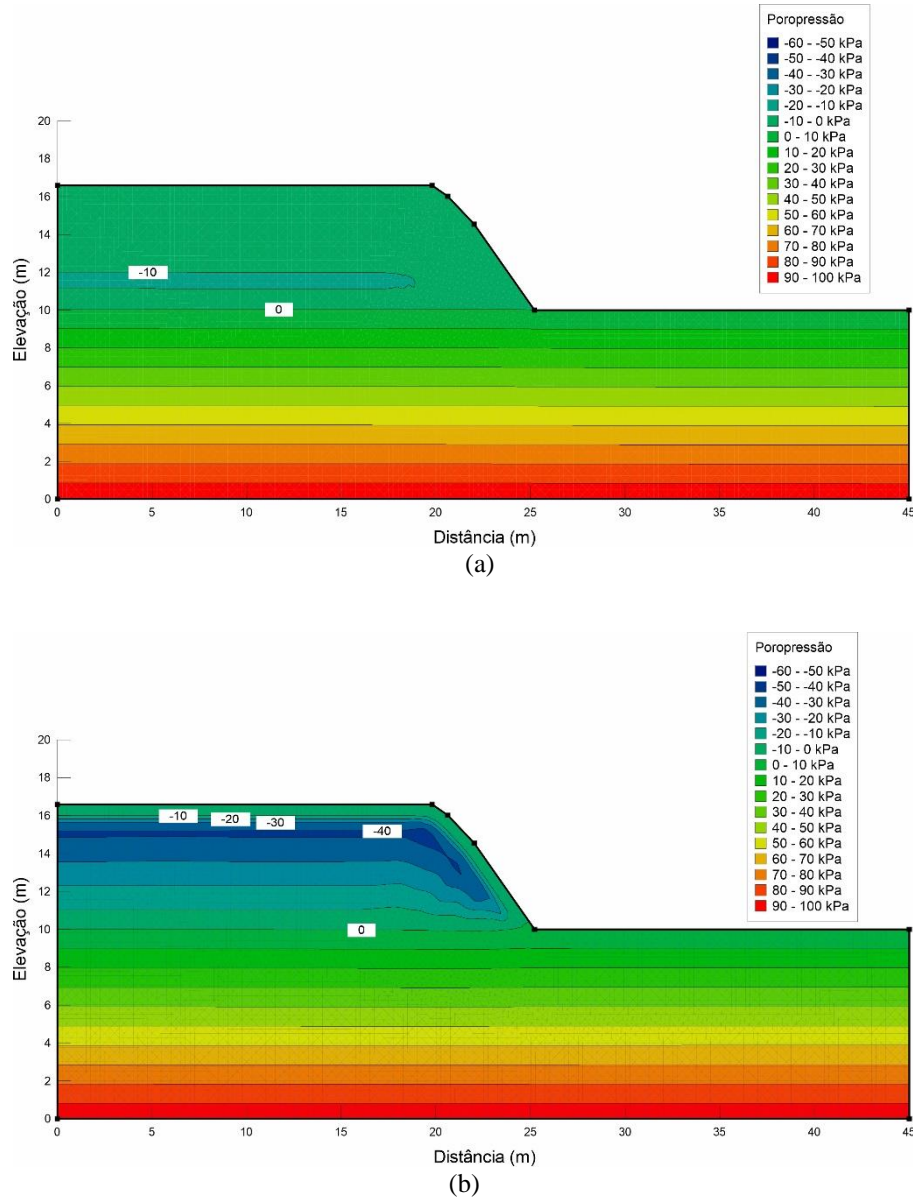


Figura 4.26 – Distribuição de poropressão do talude com declividade de 55°: (a) solo natural e (b) solo compactado

Os fatores de segurança obtidos na situação mais crítica do período chuvoso (11/01/2016, $t = 71$ dias) dos taludes do solo natural e compactado são apresentados, respectivamente, nas Figura 4.27 e Figura 4.28. Nessas Figuras, as superfícies críticas são representadas pela linha branca e as demais superfícies testadas são representadas por linhas coloridas.

Para os três casos (declividades 30°, 45° e 55°), o fator de segurança do talude de solo natural com inclinação de 30° é o único que se encontrava em uma condição estável após o evento da chuva intensa (Figura 4.27).

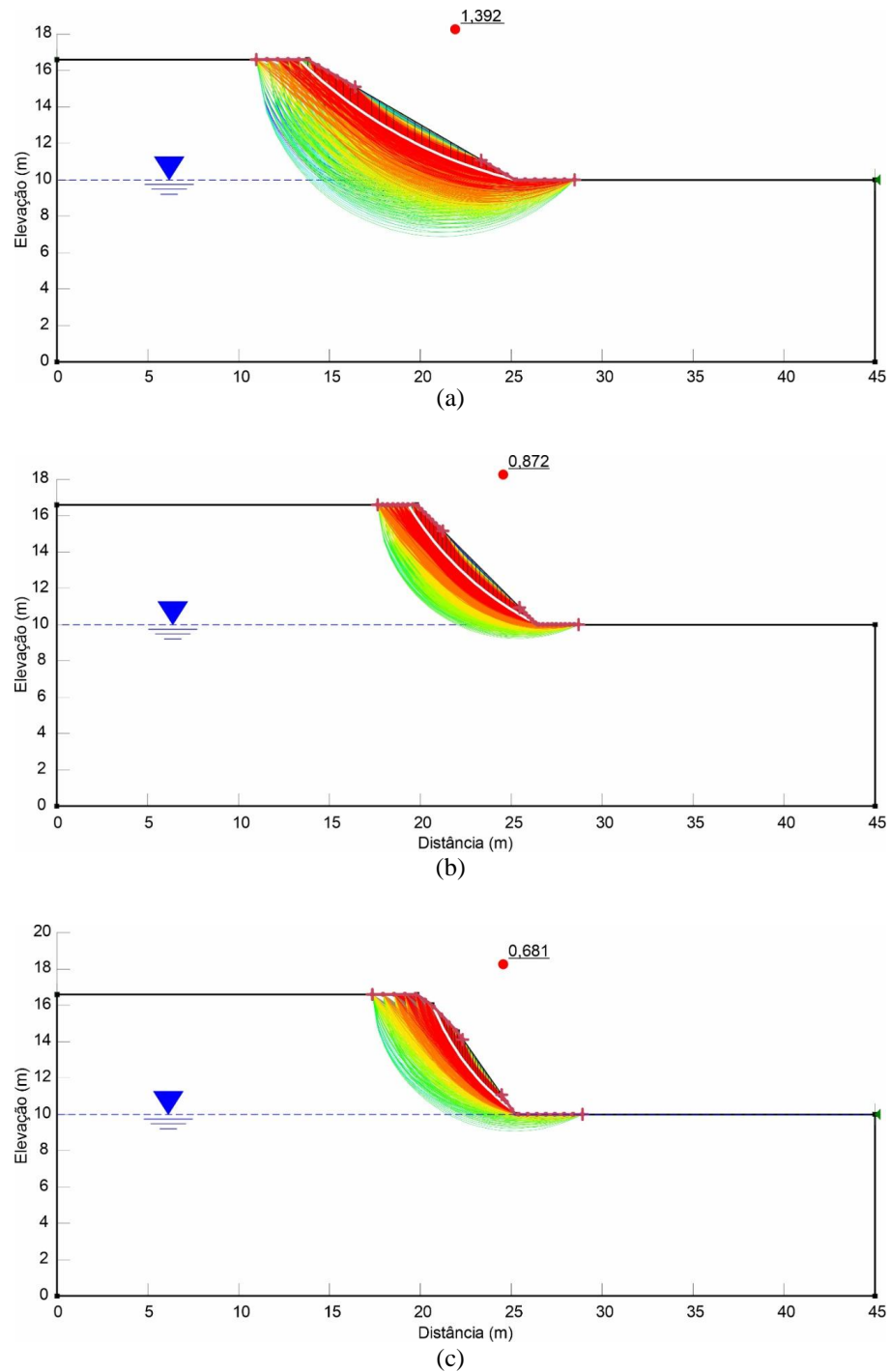
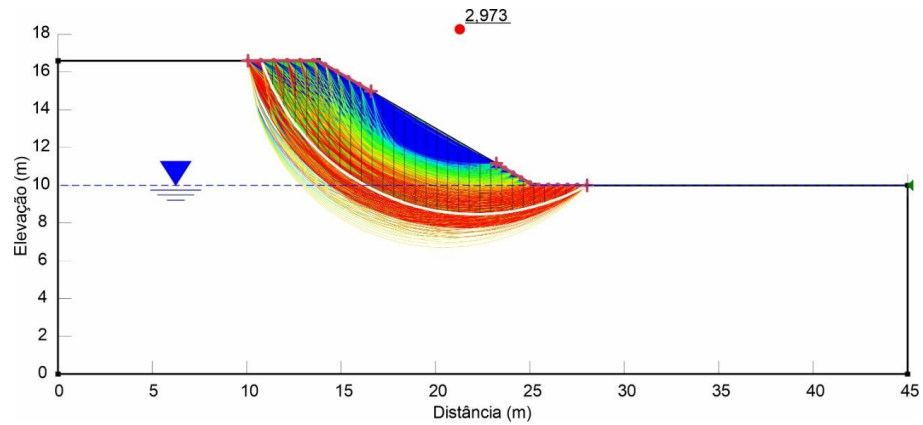
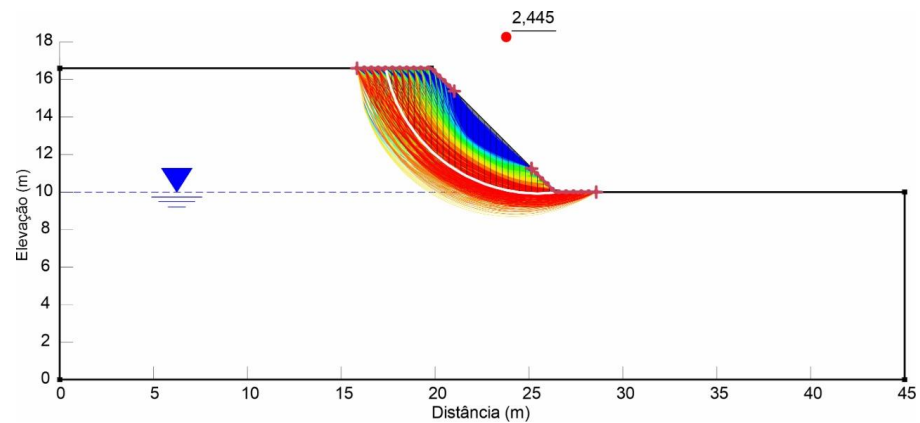


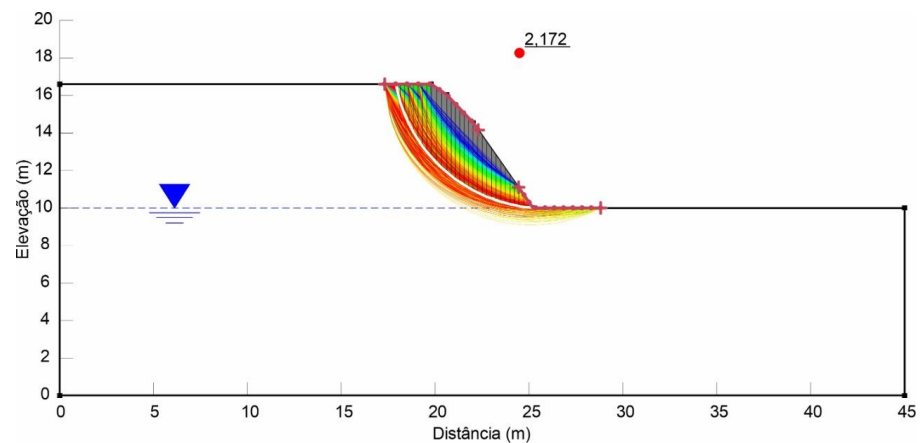
Figura 4.27 – Fatores de segurança mínimos e superfícies de escorregamento testadas para o talude de solo natural com declividades: (a) 30°, (b) 45° e (c) 55°.



(a)



(b)



(c)

Figura 4.28 – Fatores de segurança mínimos e superfícies de escorregamento testadas para o talude de solo compactado com declividades: (a) 30°, (b) 45° e (c) 55°.

Na Figura 4.28 são apresentados os valores do fator de segurança (FS) mínimo para o talude de solo compactado com inclinações de 30°, 45° e 55°. Os valores de FS indicam que os taludes se encontravam numa condição estável durante o período chuvoso e após a chuva

de 124,7 mm ($t = 71$ dias). Nos taludes de solo compactado, os altos valores de FS podem ser explicados devido à elevada resistência ao cisalhamento do solo, pois o processo de compactação aumenta a resistência do solo, principalmente o valor da coesão. Como esperado, os valores de FS decrescem com o aumento da declividade dos taludes, uma vez que os taludes mais inclinados tendem a ser mais instáveis do que os taludes mais abatidos.

Observa-se também que a superfície crítica, relacionada ao FS mínimo, é mais superficial para o solo na condição natural em comparação com o solo na condição compactada (Figura 4.27 e Figura 4.28). Destaca-se que o solo natural é mais afetado pelo aumento das poropressões e tem menor resistência ao cisalhamento do que o solo compactado.

Na Figura 4.29 é apresentada uma síntese dos fatores de segurança mínimos obtidos para o solo natural e compactado para diferentes declividades do talude.

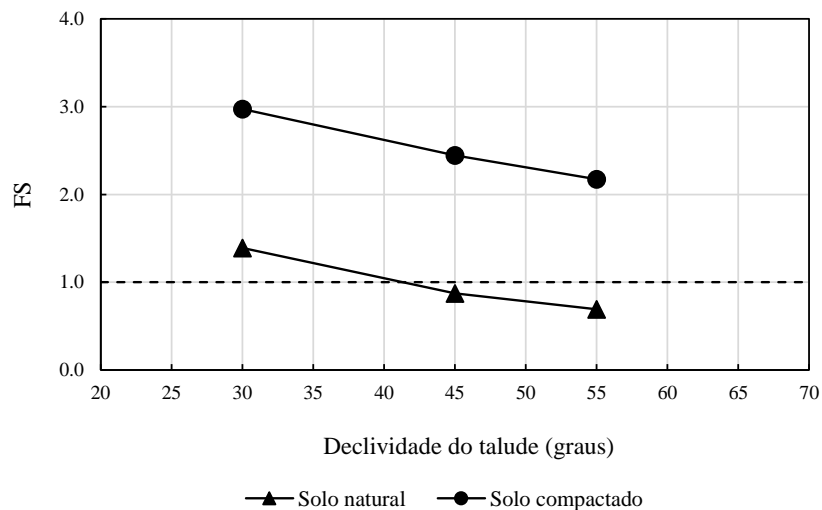


Figura 4.29 – Fatores de segurança mínimos versus declividade dos taludes do solo natural e compactado.

Na Figura 4.29 é possível observar que para garantir a estabilidade ($FS > 1$), o talude do solo natural deve ter declividade inferior a 40° . No entanto, é importante destacar que as análises realizadas neste item foram estruturadas por meio de um sistema de entrada e saída da superfície de interesse para geração de diversas superfícies potenciais de ruptura. E neste caso, tanto os valores de FS quanto a superfície crítica de ruptura são diferentes dos resultados do estudo da retroanálise realizada anteriormente para o talude com declividade de 55° . Este fato demonstra que embora o estudo dessa dissertação tenha sido realizado com relativa precisão, buscando incorporar medidas de campo, ensaios avançados de laboratório e

modelagem numérica, fica evidenciado que existe variabilidade e que os modelos e as técnicas testadas tem limitações.

A realização de análises de estabilidade de taludes de solos naturais e compactados é relativamente frequente nos projetos e pareceres geotécnicos. No Brasil, particularmente, para estas análises, os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo são obtidos por meio de correlações empíricas baseadas em ensaios de investigação do subsolo como o SPT, por exemplo. Casos em que maior precisão na determinação de parâmetros é exigido, geralmente são supridos com a realização de ensaios de cisalhamento direto em amostras naturais ou reconstituídas em laboratório. Caso especiais que exigem uma maior precisão e controle na determinação dos parâmetros e uma compreensão mais aprofundada sobre as solicitações que podem acontecer no campo durante a vida útil da obra são atendidos por meio da realização de ensaios de compressão triaxial.

Estudos de estabilidade que utilizam parâmetros mecânicos obtidos através de ensaios de compressão triaxial com sucção controlada em análises numéricas que incorporam as propriedades hidráulicas do solo, situações de fluxo para simulação de precipitação pluviométrica são incomuns na prática dos pareceres e projetos geotécnicos. E mesmo nesses estudos, não é possível reproduzir a realidade com perfeição.

5 CONCLUSÕES

Neste trabalho, um estudo de retroanálise foi apresentado envolvendo os dados de um caso real de escorregamento, a caracterização laboratorial para determinação das propriedades mecânicas e hidráulicas do solo e a modelagem numérica. Além do caso real, foram realizados estudos adicionais para inclinações de 30, 45 e 55° para o solo natural (indeformado) e solo compactado.

Os resultados desse estudo possibilitaram concluir que:

- O modelo numérico reproduziu satisfatoriamente o comportamento do solo durante o período chuvoso que resultou no escorregamento do talude durante uma chuva histórica de 124,7 mm.
- Os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos por meio da retroanálise são da mesma ordem de grandeza dos parâmetros obtidos nos ensaios de compressão triaxial. No entanto, os parâmetros obtidos pela retroanálise são mais realistas, pois retratam a coesão e o ângulo de atrito da superfície da ruptura do talude.
- O talude de corte com declividade de aproximadamente 55° mostrou alta suscetibilidade ao escorregamento durante o período chuvoso analisado.
- Os estudos adicionais com solo natural mostraram que a estabilidade do talude seria alcançada somente para inclinação de 30°.
- O solo compactado é mais resistente ao cisalhamento e é menos afetado pela redução das poropressões durante o período chuvoso do que o solo natural.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AHRENDT, A. (2005). **Movimentos de Massa Gravitacionais – Proposta de um sistema de previsão: Aplicação de uma Área Urbana de Campos de Jordão – SP**. Tese de Doutorado em Geotecnia pela Escola de Engenharia de São Carlos – USP. São Carlos.
- ALONSO, E.E; GENS, A. & HIGHT, D.W. (1987). Special problem soils. General Report (session 5). In: European Conference on Soil Mechanics and Foundation, 9, Dublin. *Proceedings*. Rotterdam, A. A. Balkema, p. 5.1-5.60.
- AMERICAN SOCIETY OF TESTING AND MATERIALS (ASTM). (2016). D5298: Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper. West Conshohocken.
- AMERICAN SOCIETY OF TESTING AND MATERIALS (ASTM). (2019). D2434: Standard Test Method for Permeability of Granular Soils (Constant Head). West Conshohocken.
- AN, N.; HEMMATI, S.; CUI, Y. J. (2017). Numerical analysis of soil volumetric water content and temperature variations in an embankment due to soil-atmosphere interaction. **Computers and Geotechnics**, v. 83, p. 40–51.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **NBR 6458**: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8mm – Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. Rio de Janeiro, 2016 Versão Corrigida 2:2017. 10 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 2016 Versão Corrigida 2017. 5 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180**: Solo — Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 2016. 3 p.

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**: Solo - Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 2016 Versão Corrigida 2:2018. 12 p.
- BISHOP, A. W. (1955). The Use of The Slipe Circle in The Stability Analipsis of Slopes. **Geotechnique Journal**, v. 5, n. 1, p. 7-17.
- BISHOP, A.W (1959) The principle of effective stress. **Teknissk Ukebland** n39 p 859-863
- CALLE, J. A. C. (2000). **Análise de ruptura de talude em solo não saturado**. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- CARDOSO Jr, C. R. (2006) **Estudo do Comportamento de um Solo Residual de Gnaiss Não Saturado para Avaliar a Influência da Infiltração na Estabilidade de Taludes**. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo.
- JESUS, A. C. (2008). **Retroanálise de escorregamentos em solos residuais não saturados**. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- CHANDLER, R. J.; HARWOOD, A. H.; SKINNER, P. J. (1992). Sample disturbance in London clay. **Géotechnique**, v. 42, n. 4, p. 577-585.
- Chuva causa interdição de várias estradas na região de Bauru. **G1**, São Paulo, 11 de jan. de 2016a. Disponível em: <<http://g1.globo.com/sp/bauru-marilia/noticia/2016/01/chuva-causa-interdicao-de-varias-estradas-na-regiao-de-bauru.html>>. Acesso em: 20 de ago. de 2021.
- ERING, P.; BABU, G. L. S. (2016) Probabilistic back analysis of rainfall induced landslide-A case study of Malin landslide, India. **Engineering geology**, v. 208, p. 154-164.
- ERSOY, H.; KAYA, A.; ANGIN, Z.; DAG, S. (2020). 2D and 3D numerical simulations of a reinforced landslide: A case study in NE Turkey. **Journal of Earth System Science**, v. 129, n. 1, p. 1-12.
- FAGUNDES, L. S. (2014). **Avaliação da resistência ao cisalhamento de um solo tropical não saturado**. Dissertação (Mestrado). UNESP – Campus Bauru.
- Famílias ficam desabrigadas após forte chuva em Maracáí. **G1**, São Paulo, 11 de jan. de 2016b. Disponível em: <<http://g1.globo.com/sp/bauru-marilia/noticia/2016/01/familias-ficam-desabrigadas-apos-forte-chuva-em-maracai.html>>. Acesso em: 20 de ago. de 2021.

- FERNANDES, J. B. (2016). **Resistência e Deformabilidade de um Solo não Saturado A Partir De Ensaios Triaxiais**. Dissertação (Mestrado). UNESP – Campus Bauru.
- FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R. (1978). Stress state variables for unsaturated soils. **Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE**, vol.103, n.5, p.447-466.
- FREDLUND, D. G.; MORGERSTERN, N. R.; WIDGER, R. A. (1978). The shear strength of unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal*, v.15, n.3, p.313-321.
- FREDLUND, D. G.; XING, A. (1994). Equations for the soil-water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, vol.30, n.4, p.521-532.
- FREDLUND, D.G.; RAHARDJO, H. (1993). **Soil mechanics for unsaturated soils**. Wiley-Interscience Publications.
- GEOSTUDIO (2021). Stability modeling with Slope/w. **An Engineering methodology. Geostudio**. Calgary-Alberta
- GERSCOVICH, D. M. S.; CAMPOS, T. M. P.; VARGAS, E. A. (2011). Back analysis of a landslide in a residual soil slope in Rio de Janeiro, Brazil. **Soils and Rocks**, v. 34, n. 2, p. 139-149.
- GIACHETI, H.L.; BEZERRA, R.C.; ROCHA, B.P.; RODRIGUES, R. A. (2019). Seasonal influence on cone penetration test: na unsaturated soil site example. **Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering**, v. 11, p. 361-368. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2018.10.005>.
- GIODA G. (1985). Some remarks on Back analysis and characterization problems in geomechanics, 5to International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Nagoya, v. 1, p 47-61.
- GOMES, C.L.R. (2003) **Retroanálise em estabilidade de taludes em solo: metodologia para obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento**. Dissertação (Mestrado). Universidade de Campinas – Campinas- SP.
- HARRIS, S. J.; ORENSE, R. P.; ITOH, K. (2012). Back analyses of rainfall-induced slope failure in Northland Allochthon formation. **Landslides**, v. 9, n. 3, p. 349-356.
- HILF, J. W. (1956). **An investigation of pore-water pressure in compacted cohesive soils**. University of Colorado at Boulder.
- HOEK, E. (1972). **Estimando a estabilidade de taludes escavados em minas a céu aberto**. Tradução n. 4, APGA, São Paulo, 58p.

- JIANG, Q.; YAN, F.; WU, J.; FAN, Q.; LI, S.; XU, D. (2019). Grading opening and shearing deformation of deep outward-dip shear belts inside high slope: A case study. **Engineering geology**, v. 250, p. 113-129.
- KOOREVAAR, P.; MENELIK, G.; DIRKSEN, C. (1983). **Elements of soil physics**. Elsevier.
- LAMBE, T.W.; WHITMAN, R.V. (1969) **Soil mechanics**. John Wiley & Sons, New York, 553 p.
- LIBARDI, P.L. (2005). **Dinâmica da Água no Solo**. São Paulo: Editora da Universidade de São Paulo (EDUSP). 344p.
- LOPES, J. A. U. (1981). Algumas Considerações Sobre a Estabilidade de Taludes em Solos Residuais e Rochas Sedimentares Subhorizontais. In: CBGE (CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA E ENGENHARIA), 3th, Itapema-SC. **Anais do 3º Congresso Brasileiro de Engenharia e Geologia**. Itapema: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia. v.3, p. 167-186.
- LUO, J.; PEI, X.; EVANS, S. G.; HUANG, R. (2019). **Mechanics of the earthquake-induced Hongshiyuan landslide in the 2014 Mw 6.2 Ludian earthquake, Yunnan, China**. **Engineering geology**, v. 251, p. 197-213.
- MARINHO, F. A. M.; GUZMÁN, G. G. C.; ORLANDO, P. D. G. (2016). Constant water content compression tests on unsaturated compacted soil with suction measurement using a HCT. **International Journal of Geomechanics**, v. 16, n. 6, p. D4015008.
- MELLO, V. F. B. (1972). Thoughts on Soil Mechanics Applicable to Residual Soils, In: **Southeast Asian Conference on Soil Engineering**, 3, Hong-Kong, Proceedings, p.5-34.
- MORGENSTERN, N. R. e PRICE, V. E. (1965) The Analysis of the Stability of General Slip Surface. **Geotechnique**, v.15, n.1, p. 79-93.
- MOSCATELI, D. C. (2017). **Taludes estabilizados por retroanálise – análise crítica e comparação com métodos tradicionais de análise de equilíbrio limite**. 136p. Dissertação (mestrado em geotecnia) – Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná.
- NGUYEN, N. G. (1984). Back calculations of slope failures by secant method. **Geotechnique Journal**. V34(3) 423-427p.

- NOWAMOOZ, H.; ASSADOLLAHI, H. (2019). Investigation of in situ soil-atmosphere interaction with a hydro-thermal simulation approach: application to an instrumented site. **European Journal of Environmental and Civil Engineering**.
- PHAM, K.; KIM, D.; CHOI, H.; LEE, I.; CHOI, H. (2018). A numerical framework for infinite slope stability analysis under transient unsaturated seepage conditions. **Engineering Geology**, v. 243, p. 36-49.
- QUEIROZ, R. C. (1986). **Aplicação do Método de Retroanálise no Estudo da Estabilidade de Taludes de Estradas Situadas em Solos Oriundos da Formação Adamantina**. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos Universidade de São Paulo. São Carlos.
- 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**, v. 133, n. 12, p. 1532-1543.
- REICHARDT, K. (1985). Processos de Transferência no sistema solo-planta-atmosfera. Fund., Cargill, Campinas, 466p.
- ROCHA, B.P.; RODRIGUES, R.A.; GIACHETI, H.L. (2021). The flat dilatometer test in an unsaturated tropical soil site. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 10, p. 1-13. <https://doi.org/10.1007/s10706-021-01849-1>.
- RODRIGUES, R.; GEORGETTI, G.B; VILAR O.M. (2014). Modeling field load tests in lateritic unsaturated soil. Proc., 6th Int. Conf. on Unsaturated Soils, N. Khalili, A. Russel, A. Khoshghalb., eds., London: CRC Press Taylor & Francis Group, Sydney, 1495-1500.
- SHAO, W.; YANG, Z.; NI, J.; SU, Y.; NIE, W.; MA, X. (2018). Comparison of single-and dual-permeability models in simulating the unsaturated hydro-mechanical behavior in a rainfall-triggered landslide. **Landslides**, v. 15, n. 12, p. 2449-2464.
- SIACARA, A. T.; BECK, A. T.; FUTAI, M. M. (2020). Reliability analysis of rapid drawdown of an earth dam using direct coupling. **Computers and Geotechnics**, v. 118, 103336.
- TANG, G.; HUANG, J.; SHENG, D.; SLOAN, S. W. (2018). Stability analysis of unsaturated soil slopes under random rainfall patterns. **Engineering geology**, v. 245, p. 322-332.
- TAYLOR, D. W. (1948). **Fundamentals of soil mechanics**, John Wiley & Sons, 700p.
- TERZAGHI, K. A. R. L. (1925). Principles of soil mechanics. **Engineering News-Record**, v. 95, n. 19-27, p. 19-32.