



UNIVERSIDADE
ESTADUAL DE LONDRINA

FLÁVIA GONÇALVES PISSINATI PELAQUIM

**ESTABILIDADE DE TALUDES EM SOLO ARGILOSO NÃO
SATURADO CONSIDERANDO O EFEITO DA VARIAÇÃO
PLUVIOMÉTRICA**

Londrina
2021

FLÁVIA GONÇALVES PISSINATI PELAQUIM

**ESTABILIDADE DE TALUDES EM SOLO ARGILOSO NÃO
SATURADO CONSIDERANDO O EFEITO DA VARIAÇÃO
PLUVIOMÉTRICA**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Centro de Tecnologia e Urbanismo da Universidade Estadual de Londrina, como requisito parcial à obtenção do Título de Doutora em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dra. Raquel Souza Teixeira

Londrina
2021

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor, através do Programa de Geração Automática do Sistema de Bibliotecas da UEL.

P381 Pelaquim, Flávia Gonçalves Pissinati.
Estabilidade de taludes em solo argiloso não saturado considerando o efeito da variação pluviométrica / Flávia Gonçalves Pissinati Pelaquim. - Londrina, 2021.
215 f. : il.

Orientador: Raquel Souza Teixeira.
Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Estadual de Londrina, Centro de Tecnologia e Urbanismo, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2021.
Inclui bibliografia.

1. Solo indeformado e compactado - Tese. 2. Variação da sucção do solo - Tese. 3. Retroanálise da estabilidade de taludes natural - Tese. 4. Modelagem numérica em regime transiente - Tese. I. Teixeira, Raquel Souza. II. Universidade Estadual de Londrina. Centro de Tecnologia e Urbanismo. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

CDU 62

FLÁVIA GONÇALVES PISSINATI PELAQUIM

**ESTABILIDADE DE TALUDES EM SOLO ARGILOSO NÃO
SATURADO CONSIDERANDO O EFEITO DA VARIAÇÃO
PLUVIOMÉTRICA**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Centro de Tecnologia e Urbanismo da Universidade Estadual de Londrina, como requisito parcial à obtenção do Título de Doutora em Engenharia Civil.

BANCA EXAMINADORA

Orientador - Prof.^a Dra. Raquel Souza Teixeira
Universidade Estadual de Londrina - UEL

Prof. Dr. Orêncio Monje Vilar
Universidade de São Paulo - USP São Carlos

Prof. Dr. Sandro Lemos Machado
Universidade Federal da Bahia - UFBA

Prof. Dr. Sidnei Helder Cardoso Teixeira
Universidade Tecnológica Federal do Paraná -
UTFPR Curitiba

Prof.^a Dra. Nelci Helena Maia Gutierrez
Universidade Estadual de Maringá - UEM

Prof. Dr. Carlos José Marque da Costa Branco
Universidade Estadual de Londrina – UEL

Londrina, 23 de abril de 2021.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, fonte eterna de vida e sabedoria. Agradeço por me proteger e guiar meus passos, colocando ao meu lado as pessoas certas que me apoiaram e deram força para sempre prosseguir.

Agradeço aos meus pais, Flávio (*in memoriam*) e Márcia, por toda a dedicação, paciência, carinho e companheirismo, de maneira incondicional, durante toda a minha vida. Todos os caminhos que trilhei sempre foram com a certeza de que não estava sozinha, tinha vocês sempre zelando por mim. Pai, não tenho palavras para expressar a saudade que eu sinto todos os dias do senhor. Espero que 'daí de cima' o senhor ainda esteja sentindo orgulho da "sua filha Flávia". Mãe, passamos por momentos difíceis, que nos dilaceraram, quase tiraram nossa fé na vida e nas conquistas que Deus nos reserva. Mas sempre me fortaleci nas palavras que a senhora me dizia, dia após dia: "Já deu tudo certo, minha filha! Deus já preparou uma vida cheia de bênçãos para você". Hoje eu consigo ver com muita clareza que minha principal bênção foi tê-los como meus pais. Muito obrigada! Com este trabalho espero não ter realizado um sonho meu, mas ter dado orgulho a vocês, que sempre viveram por mim. Eu amo vocês eternamente!

Agradeço também aos meus irmãos, Mariana e Rodrigo. Mesmo tão diferentes, somos tão iguais. Sempre nos damos forças, acreditamos no melhor do outro e nos defendemos (afinal só eu é que posso brigar com vocês (rsrs)...) Apesar das implicâncias, dos eventuais desentendimentos, uma coisa que sempre prevalece entre nós: o amor. Obrigada por poder contar sempre com vocês! Obrigada pela constante motivação e por acreditarem em mim.

Agradeço ao meu marido, melhor amigo e companheiro para todas as horas, Erick Pissinati. Erick, você é aquele que sempre me segura quando estou prestes a desmoronar. É aquele que me conhece mais do que eu mesma. Que sabe quando e o que fazer para tonar o meu dia melhor. Em você encontrei uma felicidade diferente de tudo que já tinha vivido! Obrigada por estar ao meu lado de tal modo que eu já não consigo mais discernir o que é você em mim e o que sou eu em você. Obrigada pela compreensão da importância deste momento, por estar sempre disposto a me ajudar e por cuidar de mim. Somos um e a conquista por este trabalho, com certeza, também é sua!

Agradeço a minha família: tios e tias, primos, avós, sogros, cunhados e todos que sempre incentivaram e torceram pelo meu êxito. A família que Deus me deu não poderia ser melhor. E como eu costumo dizer: 'só não reclamo mais da desordem que esta nossa grande família é, porque tamanho também é o amor que nos une!' Amo vocês!

Agradeço aos irmãos que a vida me deu Alana Dias, Camila Zoé, José Wilson e Renan Zanin. Simplesmente não teria conseguido sem vocês! Simplesmente não teria graça sem vocês! Obrigada pelas incontáveis conversas para descontrair que viravam discussões filosóficas para os trabalhos. Obrigada pelos dias (e mais dias) de coletas, ensaios e análises. Obrigada pelas antipatias compartilhadas. Obrigada pelo jargão útil na vida "é uma pena mesmo...". Obrigada pelos almoços cheios de boas risadas, momentos de desabafo e discussões

fúteis para desestressar. Obrigada pelo incentivo constante e por acreditarem em mim. Obrigada pelo acolhimento nos momentos difíceis. E obrigada por serem exatamente como são! Amo vocês com todas as nossas diferenças, porque cada uma delas nos torna um grupo mais forte!

Agradeço a todos aqueles que contribuíram direta ou indiretamente com a execução deste trabalho: ao técnico do laboratório da UEL, William, ao professor Avacir e ao laboratório de Física de UEL e a todos os funcionários da empresa Tecnicon, em especial ao sr. Wilson Ubiali, Fernando e sr. Ricardo, os quais sempre foram muito solícitos. Obrigada pelo auxílio e disponibilidade em sempre ajudar. Agradeço também a todos os mestrandos, ICs, TCCs e estagiários que estiveram no laboratório de mecânica dos solos da UEL e contribuíram com o trabalho: Nicole, Pedro, Kewin, Guilherme, Eduardo, Giovani e Giovanna. Um agradecimento especial também ao aluno de mestrado do Programa de Pós-graduação da UNB, Murilo Pereira, pelas explicações e pelo auxílio para utilizar remotamente o *software*. Obrigada a todos.

Agradeço a minha Orientadora Dra. Raquel Souza Teixeira, como professora e como pessoa. Raquel, como professora, agradeço o incentivo e auxílio com cada pequeno detalhe do trabalho, o cuidado com a orientação e a presteza em sempre me atender. Como pessoa, agradeço o apoio em alguns dos momentos mais difíceis da minha vida pessoal e o agradeço o ser humano maravilhoso que você é, o qual se tornou um exemplo e me motiva todos os dias ser uma versão um pouco melhor de mim mesma. Obrigada pelas vezes que chorou comigo quando era disso que eu precisava e pelas vezes que me pressionou acreditando que eu poderia mais. Obrigada pelo aprendizado proporcionado e, acima de tudo, pela confiança. Muito obrigada!

Agradeço também ao professor Dr. Carlos José Marques da Costa Branco. Outro exemplo de profissional e pessoa o qual me motiva a sempre tentar ser melhor. Muito obrigada “Costa” por todos os ensinamentos técnicos que me fizeram crescer e por sua empatia com as situações nas quais a vida nos coloca. Obrigada por, mesmo estando sempre muito atarefado, arrumar um modo de me ajudar, qualquer que fosse o problema em questão.

Agradeço ao Prof. Dr. Orêncio Monje Vilar, ao Prof. Dr. Sandro Lemos Machado, ao Prof. Dr. Sidnei Helder Cardoso Teixeira e a Prof.^a Dr.^a Nelci Helena Maia Gutierrez não apenas pela leitura deste trabalho, mas pelas contribuições imprescindíveis na qualificação e na defesa.

Agradeço ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Londrina e a CAPES pelo auxílio financeiro em parte do desenvolvimento deste trabalho.

A todos que fizeram parte desta conquista, o meu... MUITO OBRIGADA!

Dedico este trabalho aos meus pais, Flávio (in memoriam) e Márcia, meus irmãos, Mariana e Rodrigo, e meu ~~namorado~~ ~~noivo~~ marido, Erick. Meus alicerces e exemplos de amor incondicional.

PELAQUIM, Flávia Gonçalves Pissinati. **Estabilidade de taludes em solo argiloso não saturado considerando o efeito da variação pluviométrica**. 2021. 237 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Centro de Tecnologia e Urbanismo, Universidade Estadual de Londrina, Londrina, 2021.

RESUMO

Apesar da compreensão dos principais mecanismos de instabilização de maciços terrosos não saturados, na prática corrente das análises de estabilidade de taludes os projetistas partem de condições de contorno simplificadas, nas quais negligenciam, principalmente, a influência da variação da sucção do solo com o regime pluviométrico regional, ao longo da vida útil da obra. A infiltração da água da chuva no solo tende a diminuir ou até mesmo anular a pressão negativa da água intersticial, alterando os parâmetros de resistência e condutividade hidráulica do solo. O presente trabalho pretendeu avaliar a estabilidade de taludes de solo argiloso característico do estrato superior não saturado do perfil geotécnico característico da cidade de Londrina/PR considerando o efeito da variação pluviométrica. Foram determinadas as propriedades do solo, utilizando ensaios de campo e laboratório, dentre eles porosimetria, curvas características solo-água (CCSA), permeabilidade e resistência ao cisalhamento, para amostras indeformadas e compactadas. Após a caracterização, dois tipos de simulações foram realizados: uma com análises de taludes hipotéticos e outra com uma retroanálise de um talude real. A modelagem numérica (análises da infiltração da água da chuva e da estabilidade de talude) foi realizada por meio dos pacotes SEEP/W e SLOPE/W, do programa *GeoStudio*[®] (versão 2018), utilizando os regimes pluviométricos locais anteriores a escorregamentos documentados. Para a etapa de análises, partiu-se de inclinações 2:1 e 3:1, sob as condições indeformada e compactada, cujas geometrias eram similares às de taludes escorregados na região após um período pluviométrico crítico (fevereiro de 2015 a janeiro de 2016). Foi verificada maior variação no perfil de distribuição de poropressão ao longo do tempo apenas para o corpo do talude composto por solo indeformado. Para o solo indeformado o perfil com menores valores de poropressão, bem como os menores fatores de segurança (FS), ocorreu dias após o maior evento pluviométrico evidenciado no período. Destaca-se que, independentemente da inclinação, para a maior parte do tempo os taludes de solo indeformado permaneceram instáveis. Constatou-se que os escorregamentos dos taludes que serviram de modelo inicial para as simulações com solo indeformado *in loco* foram postergados por fatores externos, tais como, estabilização com gramíneas ou impermeabilização da crista. Para os taludes compactados todos os valores de FS permaneceram acima de 1,5. Para este tipo de talude fatores diferentes dos simulados devem ter contribuído para sua ruptura, sendo possível a má execução da extremidade do aterro ou influência da sobrecarga devido à alguma edificação. Para a segunda etapa, a retroanálise, partiu-se de um talude real escorregado após um período de incidência de precipitação. Foram definidos os parâmetros de resistência das camadas de solo presentes no estrato superior do perfil e simulada a estabilidade do talude frente a variação da sucção com a precipitação do ano antecedente ao escorregamento (fevereiro de 2009 a dezembro de 2009). Os parâmetros adotados por retroanálise para a camada superior do solo de Londrina/PR foram semelhantes ao obtido pelos ensaios laboratoriais. A partir da variação da poropressão ao longo do tempo foi evidenciado

que o talude estava na iminência de ruptura durante todo o período, sendo o escorregamento deflagrado pelo volume de água acumulado no período. Por fim, concluiu-se que as avaliações de estabilidade do modo como são realizadas atualmente podem ser aprimoradas com um conjunto de dados mais amplo para que se refine a análise de toda a vida útil do talude, ampliando os requisitos e a própria segurança nas obras envolvendo a estabilidade de taludes.

Palavras-chave: caracterização do solo; solo indeformado e compactado; variação da sucção do solo; retroanálise da estabilidade de taludes natural; modelagem numérica em regime transiente.

PELAQUIM, Flávia Gonçalves Pissinati. **Slope stability in unsaturated clayey soil considering the effect of rainfall variation**. 2021. 237 p. Thesis (Doutorado em Engenharia Civil) - Centro de Tecnologia e Urbanismo, Universidade Estadual de Londrina, Londrina, 2021.

ABSTRACT

Despite the understanding of the main destabilization mechanisms of unsaturated earth masses, in the current practice of slope stability analyses, designers start from simplified boundary conditions, in which they mainly neglect the influence of soil suction variation with the rainfall regime regional, over the lifetime of the work. The infiltration of rainwater into the soil tends to reduce or even nullify the negative pressure of the interstitial water, changing the soil strength and hydraulic conductivity parameters. The present work aimed to evaluate the stability of clayey soil slopes characteristic of the upper unsaturated stratum of the characteristic geotechnical profile of the city of Londrina/PR considering the effect of rainfall variation. Soil properties were determined using field and laboratory tests, including porosimetry, soil-water characteristic curves (CCSA), permeability and shear strength, for undisturbed and compacted samples. After the characterization, two types of simulations were performed: one with hypothetical slope analysis and the other with a retro-analysis of a real slope. Numerical modeling (rainwater infiltration and slope stability analysis) was performed using the SEEP/W and SLOPE/W packages, from the GeoStudio® program (version 2018), using local rainfall regimes prior to documented landslides. For the analysis step, 2:1 and 3:1 slopes were used, under undisturbed and compacted conditions, whose geometries were similar to those of slopes in the region after a critical rainfall period (February 2015 to January 2016). Greater variation in the pore pressure distribution profile over time was verified only for the slope body composed of undisturbed soil. For undisturbed soil, the profile with the lowest pore pressure values, as well as the lowest safety factors (SF), occurred days after the largest rainfall event in the period. It is noteworthy that, regardless of the inclination, for most of the time the slopes with undisturbed soil remained unstable. It was found that the slope slides that served as the initial model for the simulations with undisturbed soil in loco were postponed by external factors, such as stabilization with grasses or crest waterproofing. For compacted slopes all FS values remained above 1.5. For this type of slope, factors other than those simulated must have contributed to its failure, with possible poor execution at the end of the embankment or the influence of an overload due to some building. For the second stage, the retro-analysis, a real slope slipped after a period of precipitation incidence was used. The resistance parameters of the soil layers present in the upper stratum of the profile were defined and the stability of the slope was simulated in face of the suction variation with the precipitation of the year before the landslide (February 2009 to December 2009). The parameters adopted by retroanalysis for the upper layer of soil in Londrina/PR were similar to those obtained by laboratory tests. From the pore pressure variation over time, it was evidenced that the slope was on the verge of rupture throughout the period, with the slip being triggered by the volume of water accumulated in the period. Finally, it was concluded that the stability assessments as they are currently performed can be improved with a broader dataset in order to refine the analysis of the entire service life of the slope, expanding the requirements and the safety itself in the works involving slope stability.

Palavras-chave: soil characterization; undisturbed and compacted soil; variation of soil pore pressure; retro analysis of the natural slope stability; numerical modeling in transient regime.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Representação dos conceitos de sucção matricial, osmótica e total	30
Figura 2 - Curva característica solo-água para solos com diferentes granulometrias	32
Figura 3 - Histerese observada na curva característica solo-água.....	33
Figura 4 - Aspectos da curva característica solo-água.....	34
Figura 5 - Curva característica solo-água (A) unimodal e (B) bimodal	35
Figura 6 - Exemplo do efeito da compactação na CCSA de um solo franco-arenoso	36
Figura 7 - Possíveis configurações de ensaio – papel filtro.....	38
Figura 8 - Esquema da técnica de tradução de eixos.....	39
Figura 9 - Esquema da câmara de Richard.....	40
Figura 10 - Resultados de Donald (1956).....	47
Figura 11 - Representação da envoltória planar proposta por Fredlund et al. (1978).....	48
Figura 12 - Representação da envoltória não linear.....	50
Figura 13 - Relação entre a curva característica solo-água unimodal e a envoltória de resistência ao cisalhamento do solo não saturado ...	51
Figura 14 - Influência da sucção em σ'	56
Figura 15 - Tipos de movimento de massa	61
Figura 16 - Subdivisão de um talude para análise da estabilidade de um talude pelo método das fatias, forças atuantes e equações associadas	68
Figura 17 - Resultados de Fredlund e Rahardjo (1993)	70
Figura 18 - Resultados de Cardoso Jr. e Futai (2005) – variação do FS.....	71
Figura 19 - Resultados de Cardoso Jr. e Futai (2005) – variação dos perfis de poropressão	72
Figura 20 - Ábaco de Hoek (1972) para definição do FS por retroanálise para projeto de ruptura circular	77
Figura 21 - Curvas de $c=f(\varphi)$ para as condições a e b do método de Wesley e Leelaratnam (2001).....	78

Figura 22 - Resultados das análises de estabilidade (FS) para as condições a e b do método de Wesley e Leelaratnam (2001)	79
Figura 23 - Curvas de $c=f(\varphi)$ para as condições a e b do método de Wesley e Leelaratnam (2001) para definição dos parâmetros de resistência ao cisalhamento por retroanálise	79
Figura 24 - Localização do município de Londrina/PR	88
Figura 25 - Curvas granulométricas do solo de Londrina/PR	90
Figura 26 - Curvas de ATG e ATD para o solo de Londrina/PR	91
Figura 27 - Curvas de compactação do solo de Londrina/PR	92
Figura 28 - Precipitação média mensal e percentuais representativos das classes de precipitação entre os anos de 2000 e 2020.....	94
Figura 29 - Etapas de realização da pesquisa	95
Figura 30 - Coleta de amostras para este estudo.....	97
Figura 31 - Modelo de amostra utilizada no ensaio de porosimetria	98
Figura 32 - Câmara de pressão de Richards.....	101
Figura 33 - Amostras de solo talhadas para a técnica do papel filtro	102
Figura 34 - Obtenção de dados por meio da técnica do papel filtro	103
Figura 35 - Esquema do Permeâmetro Guelph e equipamento utilizado no ensaio.....	105
Figura 36 - Prensas de cisalhamento direto com motorização e sem motorização.....	109
Figura 37 - Etapas de análise de estabilidade realizadas nesta pesquisa	115
Figura 38 - Taludes escorregados após chuvas intensas na região de Londrina/PR no começo do ano de 2016 – setor público.....	117
Figura 39 - Talude escorregado após chuvas intensas na cidade de Londrina/PR no começo do ano de 2016 – setor privado	118
Figura 40 - Representação do acumulado mensal de chuvas entre os anos de 2000 e 2020	120
Figura 41 - Seção típica dos taludes hipotéticos utilizada neste trabalho	121
Figura 42 - Malhas de elementos finitos para as seções de taludes hipotéticos e representação das subseções para avaliação da variação da poropressão com o tempo	123
Figura 43 - Perfil inicial de distribuição de poropressão no solo nos taludes hipotéticos.....	127

Figura 44 - Representação dos trechos de entrada e saída para avaliação dos taludes hipotéticos	128
Figura 45 - Área de estudo – vista do talude real escorregado	130
Figura 46 - Sondagens tipo SPT realizadas na área de estudo – talude real.	131
Figura 47 - Representação da seção do perfil de solo sondada 20 m a leste da área escorregada – talude real	132
Figura 48 - Representação da seção do perfil de solo adotada para a retroanálise do escorregamento – talude real	133
Figura 49 - Precipitação acumulada mensal nos municípios de Londrina e Maringá no ano anterior ao escorregamento do talude natural	135
Figura 50 - Geometria adotada para o talude real anterior ao escorregamento	136
Figura 51 - Malhas de elementos finitos para a seção de talude real e subseções para avaliação da variação da poropressão com o tempo	137
Figura 52 - Perfil inicial de distribuição de poropressão no solo – talude natural	139
Figura 53 - Representação da superfície de ruptura especificada para avaliação da seção de talude real.....	142
Figura 54 - Frequência de distribuição de tamanho de poros das amostras indeformada e compactada.....	145
Figura 55 - Pontos para determinação das curvas características solo-água para as amostras indeformada e compactada	147
Figura 56 - Pontos experimentais e ajustes para as curvas características solo-água para as amostras indeformada e compactada.....	148
Figura 57 - Curvas características solo-água para as amostras indeformada e compactada e patamar intermediário	149
Figura 58 - Representação das CCSA para as amostras indeformada em diferentes profundidades.....	151
Figura 59 - Massa de água evaporada acumulado dividido pela massa de água inicial versus tempo.....	153
Figura 60 - Gráfico para determinação da taxa de evaporação real do solo indeformado e compactado.....	153

Figura 61 - Representação da relação umidade volumétrica versus sucção dos corpos de prova rompidos por cisalhamento direto.....	154
Figura 62 - Curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal e deslocamento vertical versus deslocamento horizontal – ensaios IL.....	155
Figura 63 - Curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal e deslocamento vertical versus deslocamento horizontal – ensaio CL.....	156
Figura 64 - Envoltórias de ruptura do solo indeformado e compactado – ensaios lento	159
Figura 65 - c versus sucção estimada do solo indeformado e compactado ...	160
Figura 66 - ϕ_b versus sucção estimada do solo indeformado e compactado .	160
Figura 67 - Tensão cisalhante versus sucção estimada do solo indeformado e compactado.....	161
Figura 68 - Superfícies de cisalhamento do solo indeformado e compactado – ensaios lentos	162
Figura 69 - Curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal e deslocamento vertical versus deslocamento horizontal – ensaios IR.....	165
Figura 70 - Curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal e deslocamento vertical versus deslocamento horizontal – ensaio CR.....	166
Figura 71 - Envoltórias de ruptura do solo indeformado e compactado – ensaios rápidos	167
Figura 72 - c versus sucção estimada do solo – ensaios lentos e rápidos	168
Figura 73 - Condutividade hidráulica não saturada em função da sucção para o solo indeformado e compactado	169
Figura 74 - Função modificadora para a correção da evapotranspiração com a variação da sucção do solo.....	170
Figura 75 - Intensidade de precipitação e evapotranspiração real mensal para as análises de estabilidade dos taludes hipotéticos.....	172
Figura 76 - Variação da poropressão com o tempo e espaço na subseção 1 para o talude hipotético indeformado com inclinação 2 : 1.....	173

Figura 77 - Variação da poropressão com o tempo e espaço na subseção 2 para o talude hipotético indeformado com inclinação 2 : 1	174
Figura 78 - Variação da poropressão com o tempo e espaço na subseção 2 para o talude hipotético compactado com inclinação 2 : 1	177
Figura 79 - Variação da poropressão com o tempo e espaço na subseção 2 para o talude hipotético compactado com inclinação 2 : 1	178
Figura 80 - Variação do fator de segurança obtido para o talude hipotético com diferentes inclinações ao longo das análises realizadas	180
Figura 81 - Fator de segurança inicial e menor e maior fator de segurança obtido para o talude hipotético indeformado com diferentes inclinações ao longo das análises realizadas.....	181
Figura 82 - Fator de segurança inicial e menor e maior fator de segurança obtido para o talude hipotético compactado com diferentes inclinações ao longo das análises realizadas.....	182
Figura 83 - Exemplo de avaliação quanto a diminuição abrupta do FS obtido para o talude hipotético compactado com e sem otimização da superfície de ruptura	184
Figura 84 - Esquema de elementos finitos da face do talude considerados na análise de variação média de água acumulada no domínio ao longo do tempo	185
Figura 85 - Variação cumulativa média de água no domínio (elementos finitos da face do talude) ao longo do tempo.....	186
Figura 86 - Variação da resistência devido a sucção considerando as superfícies críticas de ruptura ao longo do tempo para o talude hipotético indeformado com inclinação 2 : 1	187
Figura 87 - Condutividade hidráulica não saturada em função da sucção para a argila siltosa evoluída e residual	189
Figura 88 - Intensidade de precipitação e evapotranspiração real mensal utilizada para a retroanálise da estabilidade do talude real.....	191
Figura 89 - Variação da poropressão com o tempo e espaço na subseção 1 para o talude real	193
Figura 90 - Variação da poropressão com o tempo e espaço na subseção 2 para o talude real	194

Figura 91 - Variação da poropressão com o tempo e espaço na subseção 3 para o talude real	195
Figura 92 - Perfil de distribuição de poropressão no solo no dia do escorregamento – talude real.....	196
Figura 93 - Curva coesão em função do ângulo de atrito para a condição de FS = 1,0 para o talude real.....	198
Figura 94 - Fator de segurança versus o ângulo de atrito do solo para o talude real	198
Figura 95 - Superfície de ruptura retroanalísada – talude real	199
Figura 96 - Variação do fator de segurança obtido para o talude real ao longo das análises realizadas	200
Figura 97 - Variação da resistência devido a sucção considerando as superfícies críticas de ruptura ao longo do tempo para o talude real	201
Figura 98 - Variação da poropressão com o tempo e espaço na subseção 1 para o talude hipotético indeformado com inclinação 3 : 1.....	222
Figura 99 - Variação da poropressão com o tempo e espaço na subseção 2 para o talude hipotético indeformado com inclinação 3 : 1.....	223
Figura 100 - Variação da poropressão com o tempo e espaço na subseção 1 para o talude hipotético compactado com inclinação 3 : 1	224
Figura 101 - Variação da poropressão com o tempo e espaço na subseção 2 para o talude hipotético compactado com inclinação 3 : 1	225
Figura 102 - Variação da resistência devido a sucção considerando as superfícies críticas de ruptura ao longo do tempo para o talude hipotético indeformado com inclinação 3 : 1	226
Figura 103 - Intensidade de precipitação e evapotranspiração real mensal avaliadas para a retroanálise da estabilidade do talude real.....	227
Figura 104 - Perfil de distribuição de poropressão no solo no dia do escorregamento – talude natural.....	228
Figura 105 - Simulação da variação do FS para o talude natural considerando os dados das estações pluviométricas de Londrina/PR e Maringá/PR	230

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Caracterização física do solo de Londrina/PR	90
Tabela 2 - Coeficientes de permeabilidade saturados do solo de Londrina/PR	92
Tabela 3 - Análise estatística das precipitações para a cidade de Londrina/PR entre os anos de 2000 e 2020	93
Tabela 4 - Classificação das precipitações para a cidade de Londrina/PR entre os anos de 2000 e 2020	94
Tabela 5 - Massa específica do solo das amostras ensaiadas na porosimetria	99
Tabela 6 - Índices físicos médios e desvio padrão das amostras ensaiadas na Câmara de Pressão de Richards	101
Tabela 7 - Índices físicos médios e desvio padrão das amostras ensaiadas pela técnica do papel-filtro	104
Tabela 8 - Diferenciação entre os ensaios de cisalhamento direto realizados nesta pesquisa	110
Tabela 9 - Velocidade de ruptura utilizadas nos ensaios de cisalhamento direto	111
Tabela 10 - Índices físicos médios e desvio padrão das amostras ensaiadas no cisalhamento direto	112
Tabela 11 - Geometrias e inclinações dos taludes propostos para esse estudo	121
Tabela 12 - Coordenadas dos pontos representativos no interior dos taludes hipotéticos	124
Tabela 13 - Coordenadas dos pontos representativos no interior do talude real	137
Tabela 14 - Valores de α f considerando a plasticidade do solo	141
Tabela 15 - Classes e percentual de poros de acordo com Brewer (1976) para as amostras indeformada e compactada	145
Tabela 16 - Parâmetros utilizados para ajuste matemático das curvas características solo-água	148
Tabela 17 - Condutividade hidráulica saturada de campo – permeâmetro Guelph.....	152

Tabela 18 - Tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}) do solo de Londrina/PR.....	157
Tabela 19 - Envoltórias de cisalhamento do solo indeformado e compactado – ensaios lento	159
Tabela 20 - Parâmetros e equações de ajuste para c'	159
Tabela 21 - Envoltórias de cisalhamento do solo indeformado e compactado – ensaios rápidos	167
Tabela 22 - Resumo dos modelos e parâmetros de entrada no SEEP/W para análise de fluxo de água nas seções de taludes hipotéticos.....	171
Tabela 23 - Resumo dos parâmetros de entrada no SLOPE/W para análise de estabilidade nas seções de taludes hipotéticos	179
Tabela 24 - Porcentagem de ocorrência dos intervalos de FS ao longo do ano nas seções de taludes hipotéticos de solo indeformado	183
Tabela 25 - Resumo dos modelos e parâmetros de entrada no SEEP/W para análise de fluxo de água nas seções de taludes hipotéticos e real	190
Tabela 26 - Resumo dos parâmetros de entrada no SLOPE/W para análise de estabilidade na seção de talude real	197
Tabela 27 - Comparação dos parâmetros de c' e ϕ' do talude real.....	202
Tabela 28 - Cálculo das velocidades de ruptura utilizadas nos ensaios de cisalhamento direto – ensaio lento – condição saturada.....	221
Tabela 29 - Estatística descritiva da variação dos fatores de segurança obtidos ao longo do período estudado considerando dados discretizados de modo diferente	229

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Técnicas para medição da sucção em solos	37
Quadro 2 - Correlações para determinação da sucção matricial com o método do papel filtro Whatman n° 42	39
Quadro 3 - Equações para o ajuste de curvas características solo-água unimodais.....	42
Quadro 4 - Equações para determinação da tensão efetiva para solo não saturado	45
Quadro 5 - Possíveis combinações das variáveis de estado de tensão para solo não saturado.....	46
Quadro 6 - Trabalhos com relação resistência x sucção não linear.....	49
Quadro 7 - Equações de determinação da coesão aparente em função da sucção do solo	54
Quadro 8 - Tipos de movimentos de massa em encostas	59
Quadro 9 - Padrões de ocorrência de movimentos de massa	60
Quadro 10 - Fatores deflagradores dos movimentos de massa.....	63
Quadro 11 - Principais fatores deflagradores dos escorregamentos	63
Quadro 12 - Nível de segurança e fatores de segurança mínimos para escorregamentos conforme a NBR 11682/2009	65
Quadro 13 - Principais métodos determinísticos de estabilidades de taludes....	67
Quadro 14 - Condições satisfeitas relacionadas ao equilíbrio estático pelos diferentes métodos.....	69
Quadro 15 - Metodologia para análise de estabilidade de taludes de solos não saturados proposta por Hoydal e Heeyerdaahl (2006).....	74
Quadro 16 - Avaliações realizadas neste trabalho	114

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO E JUSTIFICATIVA	23
1.1	ORGANIZAÇÃO DA TESE.....	25
2	OBJETIVOS	26
2.1	OBJETIVO GERAL.....	26
2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	26
3	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	27
3.1	SOLO NÃO SATURADO.....	27
3.1.1	Aspectos Gerais da Mecânica dos Solos Não Saturados	27
3.1.2	Potencial da Água do Solo e Sucção do Solo	28
3.1.3	Curva Característica Solo-Água	30
3.1.3.1	Fatores que influenciam a curva característica solo-água.....	31
3.1.3.2	Métodos para medidas de sucção no solo	37
3.2	VARIÁVEIS DE ESTADOS DE TENSÕES	44
3.3	RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS NÃO SATURADOS	46
3.3.1	Envoltória de Resistência ao Cisalhamento de Solos Não Saturados	46
3.3.2	Relação da Resistência ao Cisalhamento de Solos Não Saturados com a Curva Característica Solo-Água	51
3.3.3	Relação da Resistência ao Cisalhamento de Solos Não Saturados com a Coesão Aparente Devido à Sucção dos Solo	53
3.3.4	Relação Entre a Resistência ao Cisalhamento de Solos Não Saturados e o Ângulo de Atrito Interno dos Solos	55
3.3.5	Resistência ao Cisalhamento de Solos Não Saturados no Brasil	56
3.4	MOVIMENTO DE MASSA E A INSTABILIDADE DE TALUDES.....	58
3.4.1	Mecanismos de Deflagração dos Escorregamentos	61
3.4.2	Abordagem Determinística da Estabilidade de Taludes	64
3.4.2.1	Métodos para análise de estabilidade de taludes.....	66
3.4.3	Correlações Entre Precipitação e Avaliação da Estabilidade de Taludes (FS).....	69
3.5	MODELAGEM NUMÉRICA E AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE.....	73

3.6	RETROANÁLISE DA ESTABILIDADE DE TALUDES.....	75
3.7	RELATOS DE ESTUDOS DE RESISTÊNCIA E ESTABILIDADE DE TALUDES EM SOLOS NÃO SATURADOS.....	80
4	CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL DE ESTUDO	88
4.1	ÁREA DE ESTUDO	88
4.2	CARACTERIZAÇÃO PRELIMINAR DO SOLO	88
4.3	ANÁLISE PLUVIOMÉTRICA REGIONAL.....	92
5	MATERIAIS E MÉTODOS	95
5.1	CARACTERIZAÇÃO COMPLEMENTAR DO SOLO	96
5.1.1	Coleta e Preparação das Amostras para Ensaios Laboratoriais	96
5.1.2	Rotina de Ensaios, Análises e Determinação de Parâmetros	97
I)	Porosimetria do solo.....	97
II)	Curva característica solo-água.....	99
III)	Ensaio de permeabilidade 'in situ': Talude de solo natural.....	104
IV)	Ensaios de evaporação	107
V)	Resistência ao cisalhamento.....	108
5.2	ANÁLISES DE FLUXO DE ÁGUA NO SOLO E ESTABILIDADE DE TALUDES	114
5.2.1	Taludes Hipotéticos (Grupo 1).....	116
I)	Condições gerais dos taludes hipotéticos (Grupo 1)	116
a)	Definição do período crítico de ocorrência de desastres devido à chuva na região	116
b)	Levantamento dos dados pluviométricos anteriores ao período crítico analisado.....	119
c)	Definição da geometria dos taludes hipotéticos avaliados no período crítico.....	120
II)	Análise computacional dos taludes hipotéticos (Grupo 1)	122
a)	Discretização da malha de elementos finitos para os taludes hipotéticos	122
b)	Parâmetros hidráulicos dos solos para os taludes hipotéticos	124
c)	Condições de contorno para análises de fluxo de água para os taludes hipotéticos.....	125
d)	Definição de parâmetros geotécnicos	127

e)	Análise de estabilidade de taludes hipotéticos	127
5.2.2	Talude Real (Grupo 2).....	129
I)	Condições gerais do talude real (Grupo 2).....	129
a)	Identificação do perfil de solo para o talude real antes e após o escorregamento.....	129
b)	Levantamento dos dados pluviométricos anteriores ao escorregamento de talude real.....	134
c)	Delimitação da geometria do talude real avaliado	136
II)	Análise computacional do talude real (Grupo 2).....	136
a)	Discretização da malha de elementos finitos para o talude real.....	136
b)	Parâmetros hidráulicos dos solos para o talude real	138
c)	Condições de contorno para análises de fluxo de água para o talude real.....	138
d)	Definição de parâmetros geotécnicos por meios de correlações com os ensaios SPT (Standard Penetration Test).....	140
e)	Retroanálise de estabilidade de taludes	141
6	RESULTADOS E ANÁLISE	144
6.1	CARACTERIZAÇÃO COMPLEMENTAR DO SOLO	144
6.1.1	Porosimetria do Solo	144
6.1.2	Curvas Característica Solo-Água	146
6.1.3	Ensaio de Permeabilidade In Situ: Talude de Solo Natural	152
6.1.4	Ensaio de Evaporação	152
6.1.5	Resistência ao Cisalhamento	154
6.1.5.1	Resistência ao cisalhamento do solo: Ensaios lentos	154
6.1.5.2	Resistência ao cisalhamento do solo: Ensaios rápidos	164
6.2	ANÁLISE E RETROANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES.....	169
6.2.1	Análise de Fluxo de Água para Taludes Hipotéticos (Grupo 1).....	169
I)	Definições preliminares para a análise de fluxo de água	169
II)	Avaliação da variação do perfil de poropressão do solo com o tempo e espaço	171
6.2.2	Análise da Estabilidade de Talude Hipotéticos (Grupo 1)	179
I)	Definições preliminares para a análise de estabilidade.....	179
II)	Análises de estabilidade	179

III)	Avaliação crítica dos casos de escorregamentos ocorridos	188
6.2.3	Análise de Fluxo de Água para o Talude Real (Grupo 2)	189
I)	Definições preliminares para a análise de fluxo de água	189
II)	Avaliação da variação do perfil de poropressão do solo com o tempo e espaço	191
6.2.4	Retroanálise de Estabilidade de Talude Real (Grupo 2)	197
I)	Definições preliminares para a retroanálise de estabilidade	197
II)	Retroanálise da estabilidade do talude real.....	197
III)	Avaliação crítica da retroanálise da estabilidade do talude real	202
6.2.5	Avaliação Geral dos Resultados.....	203
7	CONCLUSÕES	205
	REFERÊNCIAS	208
	APÊNDICES	219
	APÊNDICE A.....	220
	APÊNDICE B.....	222
	APÊNDICE C.....	227
	ANEXOS	231
	ANEXO 1	232

1 INTRODUÇÃO E JUSTIFICATIVA

Diferentes problemas geotécnicos, como capacidade de carga em fundações superficiais e profundas, empuxos de terra e estabilidade de taludes, estão relacionados à resistência ao cisalhamento dos solos. A proposta tradicional para a maior parte dos projetos de engenharia é a de que o material, para efeito de cálculo, encontra-se sempre na condição saturada.

Apesar de representar o pior comportamento esperado, para as análises de estabilidade de taludes especificamente, o ganho de resistência devido a não saturação do solo pode ser determinante para manter encostas e maciços compactados estáveis, sem a necessidade de contenção. Em contrapartida, se não forem determinados adequadamente os parâmetros de resistência do solo não saturado, bem como a variação destes quanto submetidos às intempéries, as análises podem ser prejudicadas, levando a uma condição insegura.

Para este tipo de obra, a Norma Brasileira NBR 11.682 de 2009 (ABNT, 2009) define valores mínimos de fator de segurança que devem ser adotados considerando perdas de vidas humanas e danos materiais/ambientais. Os mesmos precisam ser obtidos após a aplicação de um método determinístico. No entanto, é perceptível que aplicar tais métodos em uma condição estática e simplificada não representa adequadamente as situações que podem ser observadas em campo.

Ampliando o escopo do estudo da instabilização de taludes, os processos deflagradores de escorregamentos de solo podem estar relacionados a fatores geológicos, hidrológicos, climáticos e/ou antrópicos, sendo que a alteração do conteúdo volumétrico de água nos vazios do material pode influenciar as condições de estabilidade de forma rápida e significativa. O efeito da sucção matricial, que varia em função do tempo, influencia diretamente alguns parâmetros do solo como a resistência e a condutividade hidráulica não saturada. A simples infiltração da água da chuva no solo tende a diminuir ou até mesmo anular a pressão negativa da água intersticial. O quanto isso interfere no Fator de Segurança obtido pelos métodos determinísticos é dependente do tipo de solo, estrutura e condições de campo.

Nos últimos anos, pesquisas na área de estabilidade de taludes terrosos não saturados vêm sendo desenvolvidas, especialmente em países com

clima tropical ou subtropical, com a finalidade de compreender e melhorar a assertividade da utilização da teoria na prática.

Nessas regiões os solos apresentam condições de agregação relacionadas a formação do material que regem seu comportamento e, conseqüentemente, os resultados das análises de estabilidade. Esta condição, associada a prevalência de perfis com zonas não saturadas, implica na necessidade de uma maior investigação das diferentes condições de contorno, até que se obtenham limitantes mais confiáveis para a utilização no dia a dia.

A proposta deste trabalho é, portanto, avaliar a estabilidade de taludes de solo argiloso não saturado, característico do estrato superior do perfil geotécnico da cidade de Londrina/PR, considerando o efeito da variação pluviométrica a partir do emprego dos conceitos da Mecânica dos Solos Não Saturados.

A análise de taludes hipotéticos foi iniciada com investigação laboratorial, a partir de amostras indeformadas e compactadas, utilizadas para a execução de ensaios porosimetria, curva característica solo-água dos solos e resistência ao cisalhamento (solo saturado e não saturado). Para a retroanálise partiu-se de uma investigação e reconhecimento das condições reais de ruptura evidenciadas em campo e da associação destes com outros parâmetros oriundos da investigação laboratorial.

De posse destes dados, para ambas as situações, passou-se à fase de modelagem numérica da variação da sucção, sob condições de regime transiente, e da estabilidade dos taludes pelo método de Morgenstern e Price. As análises foram realizadas por meio dos pacotes SEEP/W e do SLOPE/W, ambos integrantes do *software* computacional *GeoStudio*® 2018, com o intuito de verificar a variação do Fator de Segurança (FS) ao longo do tempo para os cenários pluviométricos estipulados.

A partir da identificação e compreensão dos mecanismos e condicionantes de escorregamentos de solo e da própria reconstituição da ruptura com a aplicação da retroanálise, associado a ensaios de laboratório ou *in situ*, foi possível interpretar o processo de instabilização e obter parâmetros médios de resistência na superfície de ruptura dos escorregamentos. Com isso, prima-se por nortear as análises futuras e indicar medidas para estabilização das encostas mais eficazes e condizentes com a realidade encontrada na região estudada.

1.1 ORGANIZAÇÃO DA TESE

Esta tese está dividida em sete capítulos.

No primeiro capítulo foi apresentada a introdução ao trabalho e a justificativa com os motivos que levaram ao seu desenvolvimento.

No Capítulo 2 foram apresentados os objetivos, gerais e específicos, do trabalho.

No Capítulo 3 foi feita uma revisão de literatura abordando os principais assuntos relacionados a esta tese, dando ênfase às definições e características de solos não saturados, variação das propriedades de resistência ao cisalhamento de solos não saturados com a sucção e a análise de estabilidade de taludes.

No Capítulo 4 foi apresentada a área de estudo, com a caracterização preliminar do solo do estrato superior do perfil geotécnico característico da cidade de Londrina/PR, uma argila siltosa porosa.

O Materiais e Métodos são apresentados no Capítulo 5. Neste capítulo estão descritos os materiais utilizados e a metodologia empregada para caracterização complementar e a utilização dos parâmetros na estabilidade de taludes, primeiramente, hipotéticos (com estrutura indeformada e compactada) e, em seguida, na retroanálise da estabilidade de um talude real escorregado.

No Capítulo 6 os resultados foram apresentados considerando a caracterização complementar dos materiais, a obtenção dos parâmetros a serem utilizados, bem como as avaliações de estabilidade de taludes (análises e retroanálise).

E, por fim, no Capítulo 7 estão apresentadas as conclusões, bem como as sugestões para trabalhos futuros.

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GERAL

Avaliar a estabilidade de taludes de solo argiloso não saturado considerando o efeito da variação pluviométrica local por meio de ensaios e obtenção de dados de modo simplificado.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Como objetivos específicos para o estudo do solo, nas condições indeformada e compactada, tem-se:

- Reconhecimento das principais características físicas e hidrogeotécnicas do material, bem como dos regimes pluviométricos para a cidade de Londrina/PR;
- Obtenção das curvas de distribuição de poros, curvas característica solo-água, dos coeficientes de permeabilidade e das características de evaporação real da água do solo;
- Obtenção dos parâmetros de resistência do solo (saturado e não saturado);
- Análise da estabilidade dos taludes hipotéticos, a partir da análise de fluxo transiente de água no solo, considerando um período crítico de chuvas que ocasionou escorregamentos na cidade de Londrina/PR;
- Retroanálise da ruptura de talude real escorregado na cidade de Londrina/PR para estimativa dos parâmetros reais de campo;
- Avaliação dos resultados obtido por meio dos dados laboratoriais e pela retroanálise;
- Avaliação da pertinência da utilização de parâmetros relacionados a pluviometria e sucção e, até mesmo, as avaliações por retroanálise nas determinações técnicas de estabilidade de taludes de solos não saturados atuais.

3 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

3.1 SOLO NÃO SATURADO

3.1.1 Aspectos Gerais da Mecânica dos Solos Não Saturados

A Mecânica dos Solos é a ciência que estuda o comportamento dos solos por meio de teorias fundamentadas em bases físicas, modelos reológicos e observações de campo. Seu escopo de estudo é geralmente diferenciado considerando o conteúdo de água presente no material, subdividindo-os em solos saturados e solos não saturados.

A Mecânica dos Solos tradicional estuda as propriedades hidráulicas e geomecânicas dos solos na condição saturada, admitindo um meio bifásico, composto apenas por partículas sólidas e uma fase fluida líquida. Neste contexto, a aplicação de conceitos pré-estabelecidos pela mecânica dos sólidos e pela hidráulica permite descrever bem o comportamento dos solos.

Quando o solo está saturado assume-se que está em sua pior condição quanto ao seu comportamento compressivo e de resistência. No entanto, em determinadas situações isso pode ir contra preceitos de otimização de projetos geotécnicos, uma vez que, em campo, é comum encontrar o solo na condição não saturada.

Os solos não saturados são aqueles que apresentam fase gasosa em seus poros, simultaneamente à fase líquida, ou seja, trata-se de um sistema trifásico, constituído por uma fase sólida (grãos e partículas minerais), uma fase líquida (normalmente água) e uma fase gasosa (gases). Autores como Fredlund e Morgenstern (1978) e Fredlund e Rahardjo (1993) ainda sugerem a apreciação de uma fase adicional ao sistema, denominada membrana contráctil, que seria resultante da interface ar-água.

Com um comportamento mecânico e hidráulico mais complexo devido a coexistência de duas fases fluidas nos poros, a aplicação dos conceitos de solos não saturados em casos práticos requer avaliação diferenciada. Neste sentido, várias metodologias semiempíricas têm sido propostas para prever as características de condutividade hidráulica, resistência ao cisalhamento e adensamento dos solos não

saturados utilizando a relação entre o conteúdo de água e a sucção do solo (FREDLUND *et al.*, 1996; VANAPALLI *et al.*, 1996; OBERG e SALLFOURS; 1997; KHALILI e KHABBAZ, 1998; SHENG *et al.*, 2008). Tais metodologias geralmente utilizam os modelos que requerem intensificação de análises prévias e cuidados especiais, como acompanhamento da obra projetada por longos períodos para validação dos dados.

No entanto, há a necessidade de se compreender o efeito da sucção de modo mais claro e acessível para aplicação em projetos geotécnicos não fugindo das premissas de que a sucção pode influenciar o comportamento mecânico de um solo de duas maneiras: modificando a tensão no esqueleto sólido por meio de alterações na pressão média do fluido que atua nos poros do solo e/ou causando forças adicionais de ligação nos contatos entre as partículas, muitas vezes atribuído ao fenômeno de capilaridade, por gerar os meniscos d'água. Para tanto, os conceitos essenciais para a compreensão do tema serão abordados nas próximas seções deste trabalho.

3.1.2 Potencial da Água do Solo e Sucção do Solo

É por meio da somatória das energias cinética, de pressão e do potencial gravitacional da água que se determina seu estado de energia no solo. Uma vez que os movimentos migratórios da água no interior do maciço são caracterizados como de baixa velocidade, a quantificação da energia cinética perde sua importância, podendo ser desprezível frente a energia potencial (BAVER *et al.*, 1972). Richards (1928) e Jucá (1990) explicam que a variação da energia potencial da água, chamada de Potencial da Água do Solo (P), pode ser definida como o trabalho realizado, de modo reversível e isotermicamente, sob determinada condição atmosférica, para levar uma quantidade infinitesimal de água pura a partir de um ponto situado a uma altura conhecida até um determinado ponto da água do solo.

Segundo Marshall e Holmes (1981), o P pode ser subdividido em:

- Potencial de pressão (P_p): é o potencial de pressão decorrente da condição do solo estar submerso;

- Potencial matricial (P_m): resulta do efeito combinado da ação de forças capilares e de adsorção, que surgem devido à interação entre a água e as partículas minerais que compõem o solo;
- Potencial osmótico (P_o): aquele produzido pela diferença de composição entre a água do solo - presença de sais minerais e substâncias orgânicas - e a água pura;
- Potencial gravitacional (P_g): traduz a componente de posição;
- Potencial pneumático (P_{pn}): que se origina de pressões externas de gás diferentes da pressão atmosférica e;
- Potencial de consolidação (P_{cons}): relacionado a consolidação do solo;
- Potencial térmico (P_{term}): relacionado as variações de temperatura dos fluidos.

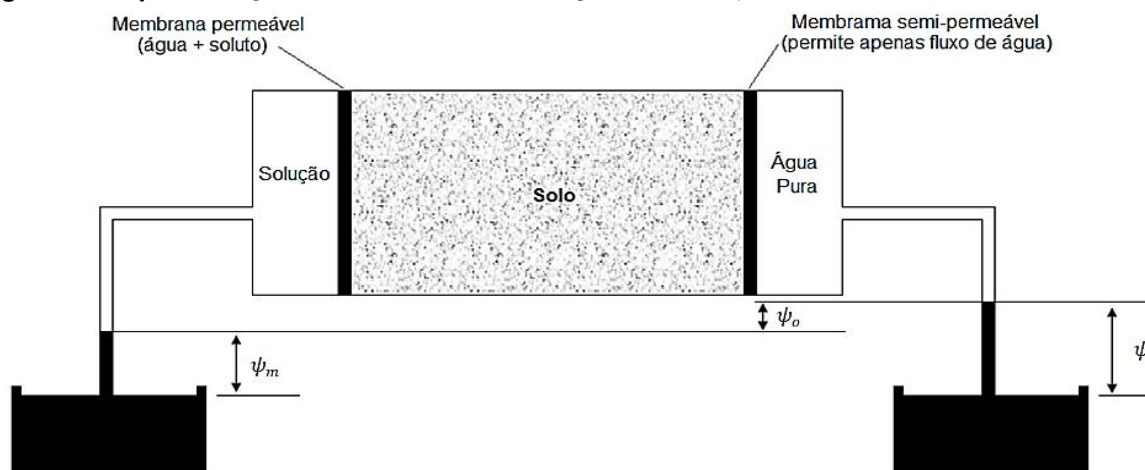
Ainda segundo os autores, a apreciação do P_{pn} é significativa quando são considerados os ensaios de placa de pressão ou é aplicada a técnica translação de eixos. Em situações reais de avaliação no comportamento geotécnico de solos não saturados tal potencial, juntamente com os P_{cons} e P_{term} , podem ser descartados por terem menor importância.

Visto que a interação entre as fases líquida, gasosa e sólida de um solo não saturado implica numa série de consequências como, por exemplo, o surgimento da sucção na água intersticial, Aitchison (1965) explica que fisicamente a sucção total (ψ) é definida como a pressão manométrica negativa que deverá ser aplicada a um reservatório de água pura (à mesma cota e temperatura) de modo que se mantenha em equilíbrio a água do solo e a água do reservatório, separados por uma membrana semipermeável.

Fredlund e Rahardjo (1993) apontam que a sucção osmótica (ψ_o) possui origem na diferença de concentração de duas soluções, sendo de importância fundamental em análises de problemas ambientais, por exemplo, a migração de poluentes. A sucção matricial (ψ_m) por sua vez é inerente à matriz do solo, ocorrendo em função dos fenômenos de capilaridade e adsorção, tendo sua importância destacada em qualquer problema geotécnico para solos não saturados. Fredlund e Xing (1994) ainda destacam que para valores de sucção acima de 1500 kPa a sucção

matricial e a total podem ser consideradas equivalentes, pois os fenômenos físicos envolvidos se sobressaem aos de origem química. A Figura 1 ilustra os conceitos da sucção matricial, osmótica e total.

Figura 1 - Representação dos conceitos de sucção matricial, osmótica e total



Nota: ψ = sucção total ; ψ_o = sucção osmótica; ψ_m = sucção matricial.
 Fonte: Adaptado de Aitchison (1965)

Matematicamente, ψ pode então ser descrito como visto na Equação 1:

Equação 1
$$\psi = \psi_m + \psi_o = (u_a - u_w) + \psi_o$$

onde ψ_m é diferença entre a pressão de ar (u_a) nos poros e a pressão de água (u_w) nos poros.

Marinho *et al.* (2008) explicam que a relação $u_a - u_w$ é via de regra positiva, ou seja, u_w no solo não saturado é normalmente menor que u_a , possibilitando a formação de uma membrana contrátil côncava na interface ar-água, comumente chamada de menisco.

3.1.3 Curva Característica Solo-Água

Fredlund (2018) afirma que a prática rotineira da engenharia geotécnica testemunhou nas últimas duas décadas um aumento significativo da aceitação e uso de princípios de mecânica do solo não saturados. O autor explica que a determinação laboratorial da curva característica solo-água (CCSA ou curva de

retenção de água no solo, em inglês *soil water retention curve* – SWRC) passou a ser tida como o principal meio de se compreender o comportamento do solo não saturado.

A CCSA define a relação inversamente proporcional entre o conteúdo de água no solo, representados pelo teor de umidade gravimétrico (ω) ou volumétrico (θ), ou mesmo o grau de saturação (Sr), em um solo e sua sucção total (ψ) ou matricial (ψ_m) correspondente (HILLEL, 1971).

Na representação gráfica, as CCSAs são geralmente plotadas na escala *semi-log*. A sucção (total ou matricial), apresentada no eixo das abscissas, pode, para pequenos intervalos (0 - 1000 kPa), ser representada em escala linear. No entanto, para a apreciação completa da curva, é necessário utilizar escala logarítmica, devido a extensa faixa de valores que podem ser obtidos. O conteúdo de água no solo, apresentado nas ordenadas, é mais facilmente compreendido por engenheiros geotécnicos quando apresentado em termos de Sr , porém em situações como em problemas de análise de fluxo é comum se utilizar θ (VANAPALLI, 1994).

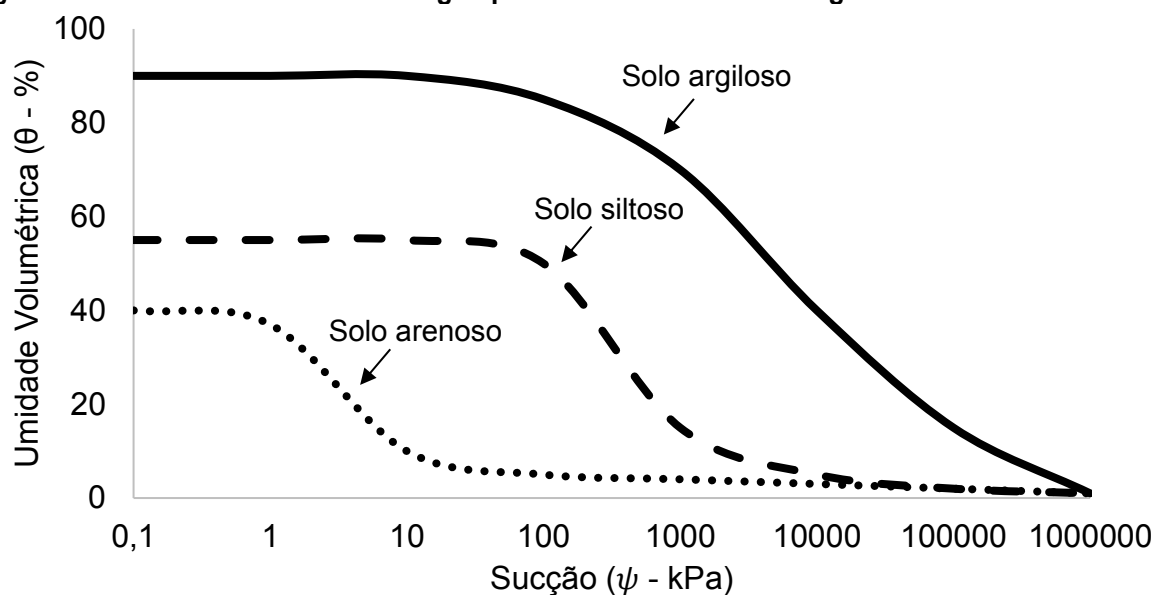
De modo corrente, autores como Van Genuchten (1980), Fredlund *et al.* (1994), Vanapalli *et al.* (1996), Fredlund *et al.* (1996), Öberg e Sällfors (1997) e Fredlund (2002) salientam que a utilização da CCSA pode embasar a previsão de comportamento do solo não saturado por auxiliar na análise da permeabilidade e percolação de água, resistência ao cisalhamento e adensamento.

3.1.3.1 Fatores que influenciam a curva característica solo-água

Os principais fatores que interferem na forma da CCSA são o tipo de solo (granulometria e composição mineralógica do solo), estrutura, agregação (distribuição dos poros) e histerese (TINJUM *et al.*, 1997; VANAPALLI *et al.*, 1999). A distribuição granulométrica do solo é um fator que afeta a curva de retenção (Figura 2).

Normalmente, quanto maior a plasticidade e a parcela da fração argila maior será o teor de umidade para um mesmo valor de sucção. Isso se deve ao fato de os solos mais argilosos possuírem maior percentual relativo de microporos e maior superfície específica apresentada pelos grãos menores, o que implica num aumento das forças de adsorção e do efeito da capilaridade (FREDLUND *et al.*, 1994).

Figura 2 - Curva característica solo-água para solos com diferentes granulometrias



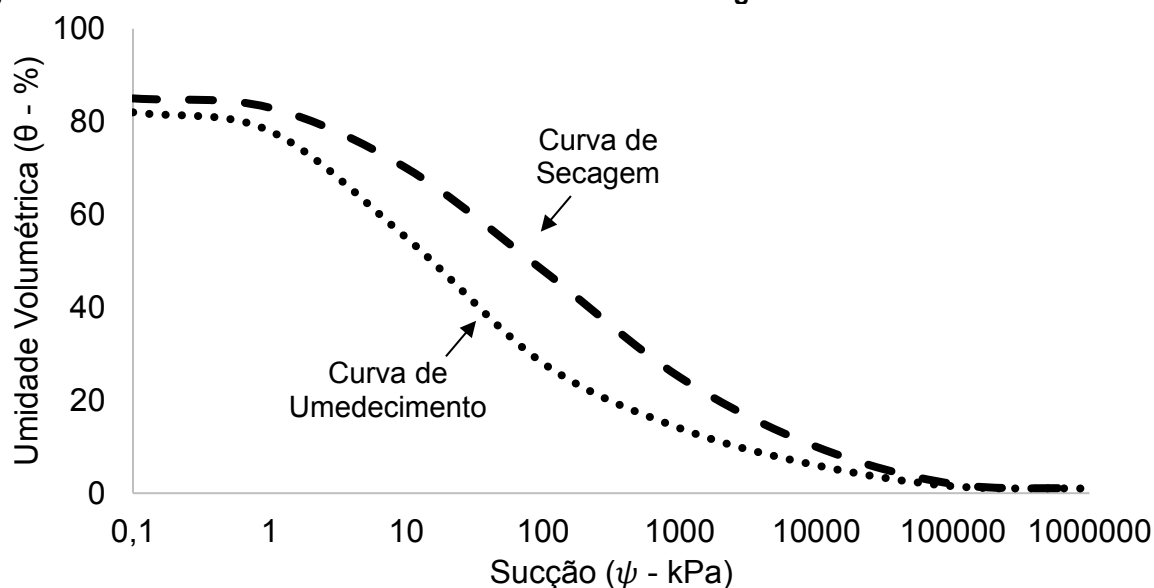
Fonte: Adaptado de Hillel (1971), Fredlund e Xing (1994) e Lu e Likos (2004).

Os solos com teor de finos maior tendem a apresentar uma curva mais suave e conseqüentemente uma maior capacidade de armazenar água (VANAPALLI *et al.*, 1999). Autores como Hillel (1971) e Reichardt (1985) destacam que, como nos solos granulares há a presença de grandes poros interconectados, a variação no grau de saturação com a sucção via de regra é mais brusca (curva mais íngreme). Como existem possibilidades maiores de uniformização granulométrica (mal graduado) e porosimétrica, o início do estágio residual de não saturação nesses solos é mais definido.

A CCSA pode ser determinada em laboratório pelas trajetórias de secagem e umedecimento. Na trajetória de secagem a amostra previamente saturada e, em seguida, exposta a potenciais matriciais crescentes que provocam a diminuição da umidade do solo. Por outro lado, na trajetória de umedecimento, a amostra seca tem o potencial matricial reduzido gradualmente, ao passo que umidade sofre incremento. O processo de perda de umidade na curva característica tende a apresentar, para um determinado valor de teor de umidade, sucções mais elevadas do que as observadas em um processo de umedecimento. Este fenômeno é denominado de histerese (Figura 3).

A geometria não uniforme dos poros, o efeito do ângulo de contato que varia com o avanço ou recuo do menisco ar-água, variação da estrutura da amostra durante a secagem e a formação de ar aprisionado durante o umedecimento são os principais fatores que propiciam o surgimento da histerese (HILLEL, 1971; RÖHM e VILAR, 1994).

Figura 3 - Histerese observada na curva característica solo-água



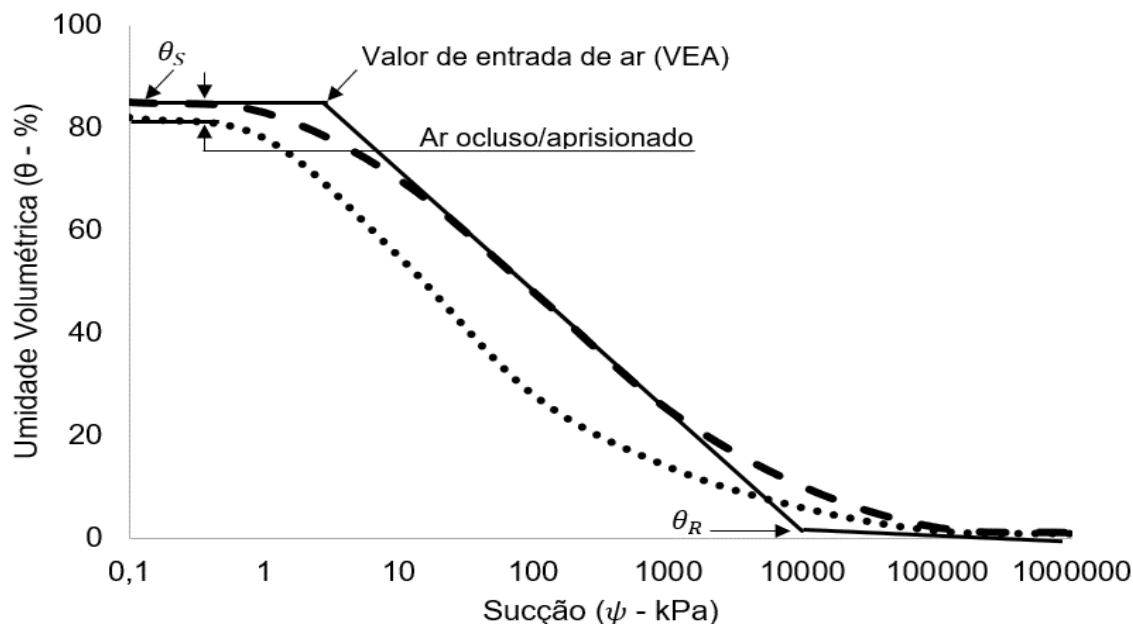
Fonte: Adaptado de Hillel (1971) e Lu e Likos (2004).

Também é importante compreender que a sucção real apresentada pelo solo não depende apenas do grau de saturação e do estado inicial do solo, mas também de sua toda a história de umedecimento e secagem. Sendo assim, as curvas características de umedecimento e secagem citadas anteriormente representam as curvas limites que correspondem, respectivamente, às envoltórias superior e inferior em campo e delimitam a faixa de variação de sucção possível dependendo da umidade (VANAPALLI *et al.*, 1999; MELGAREJO *et al.*, 2002).

Fredlund (2018) salienta que o custo de medir as curvas características de secagem e de umedecimento é proibitivo para a maioria dos projetos de engenharia geotécnica, tornando necessário que um julgamento razoável e baseado na experiência e nas considerações teóricas seja utilizado para definir as ações em campo.

Fredlund e Xing (1994) argumentam que há dois pontos característicos da CCSA que merecem destaque quando se avalia o solo não saturado: o valor de entrada de ar (VEA) e o teor de umidade volumétrica residual (θ_R). Os meios gráficos para determinar estes parâmetros, a partir do traçado de tangentes à curva, estão mostrados na Figura 4.

Figura 4 - Aspectos da curva característica solo-água



Nota: θ_s = umidade volumétrica de saturação; θ_R = umidade volumétrica residual
 Fonte: Adaptado de Fredlund e Xing (1994)

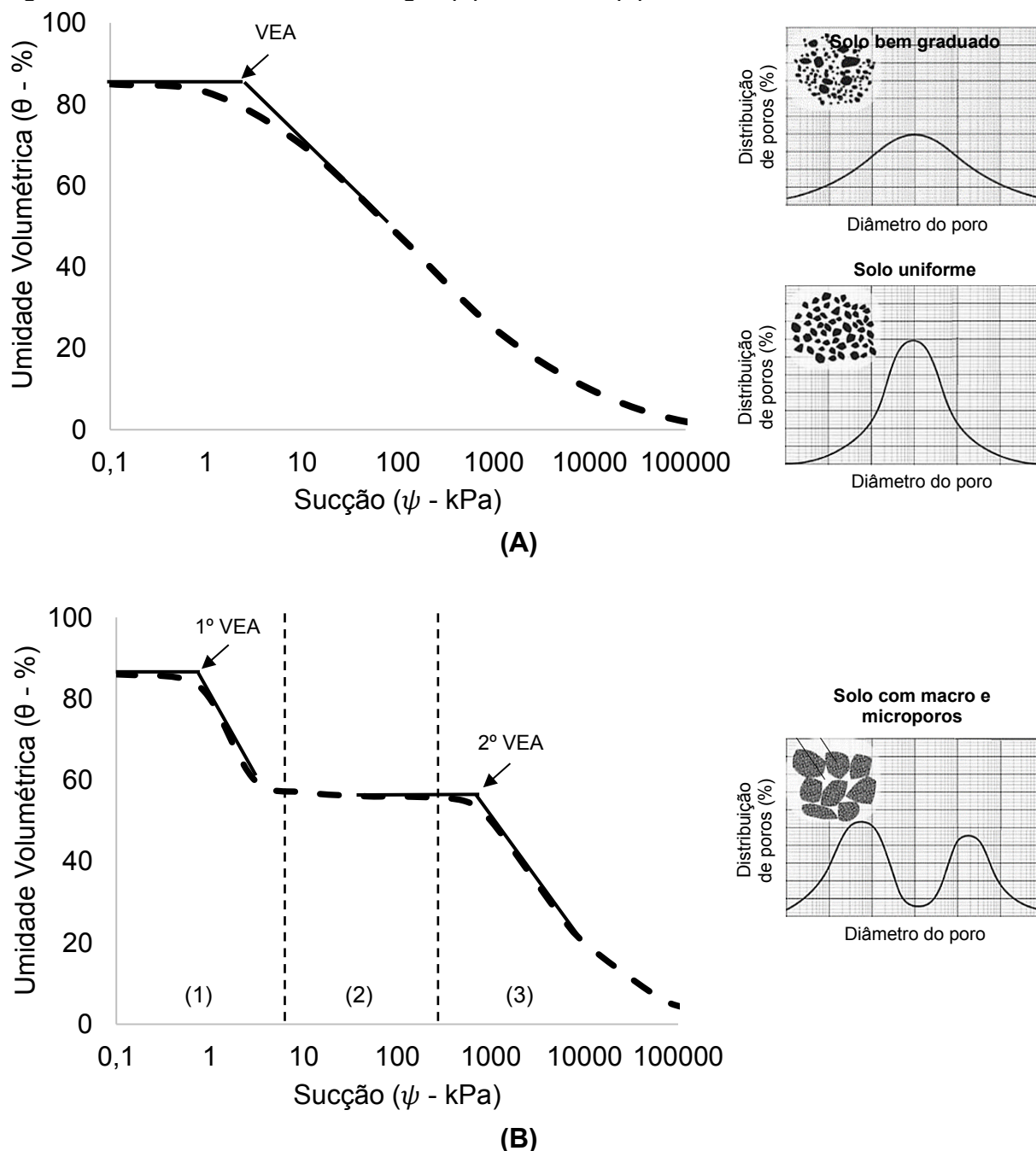
O VEA é o valor da sucção a partir do qual o ar começa a entrar nos vazios maiores do solo. Neste estágio quase todos os poros do solo estão preenchidos por água. A partir deste ponto, o solo começa a dessaturar e o teor de umidade (ou grau de saturação) reduz significativamente com o aumento da sucção. A quantidade de água nos contatos entre as partículas ou agregados diminui com a progressiva dessaturação, ou seja, percebe-se a formação de um menisco de água que se encontra ao redor das partículas. O ponto de umidade volumétrica (ou grau de saturação) residual pode ser considerado como além do qual torna-se difícil remover água do solo por drenagem, ou seja, a fase líquida encontra-se descontínua (VANAPALLI *et al.*, 1996).

A distribuição do tamanho dos poros está diretamente relacionada ao formato da CCSA (Figura 5). Experimentalmente, é possível verificar que cada solo pode possuir uma ou mais faixas de tamanhos de poros¹ mais frequentes. De acordo com Gitirana e Fredlund (2004) isso implica na possibilidade de dois principais formatos para a curva: formato unimodal (Figura 5(A)), cuja característica é ter formato

¹ Observação realizada considerando a curva de distribuição percentual da ocorrência de poros *versus* diâmetro dos poros. Para tanto, Brewer (1976) classifica os diâmetros de poros como: macroporos (> 75 μm), mesoporos (30 a 75 μm), microporos (5 a 30 μm), ultramicroporos (< 5 μm) e criptoporos (< 0,1 μm).

de S, com somente um tamanho dominante dos poros, ou formato bimodal (Figura 5(B)), com formato de duplo S, contendo geralmente macro e microporos e, conseqüentemente, dois pontos de dessaturação.

Figura 5 - Curva característica solo-água (A) unimodal e (B) bimodal



Nota: Para a curva bimodal, (1) representa a zona de dessaturação dos macroporos; (2) a zona de transição; e (3) a zona de dessaturação dos microporos.

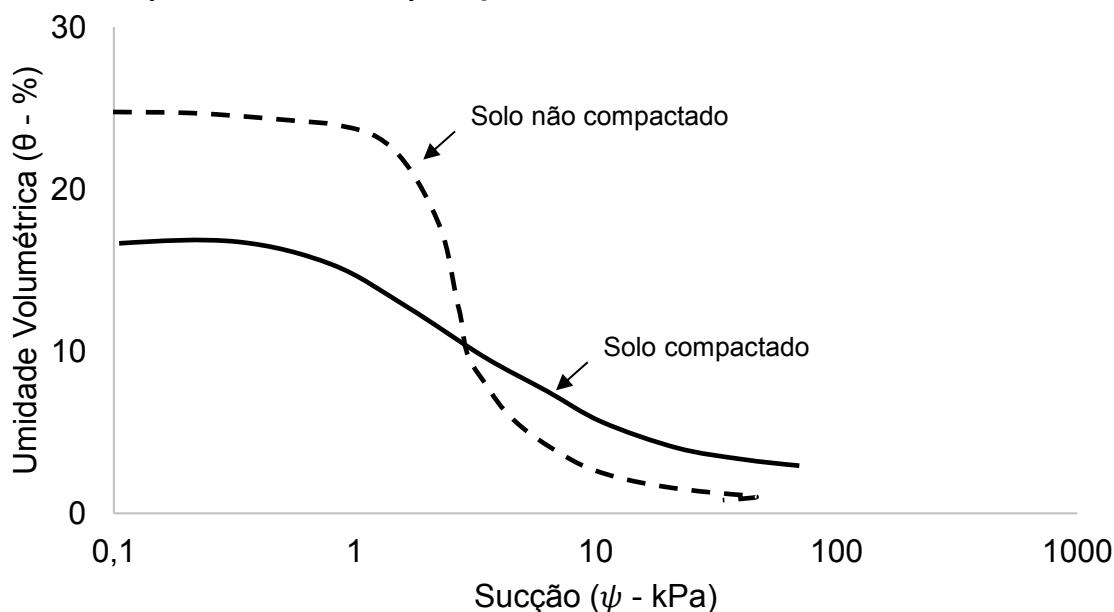
Fonte: Adaptado de Feuerharmel (2006) e Cavalcante, Borges e Camapum de Carvalho (2015)

Solos de granulometria fina apresentam, tipicamente, os dois níveis de estrutura: micro e macro. A microestrutura do solo é descrita como uma associação elementar de partículas dentro do solo (poros intra-agregados), enquanto o arranjo dos agregados é referido como macroestrutura (poros interagregados) (MITCHELL, 1976). Cavalcante, Borges e Camapum de Carvalho (2015) chegam a citar uma distribuição trimodal, com micro, meso e macroporos, porém afirmam que é menos frequente.

Gitirana, Marinho e Soto (2015) ao discutir alguns formatos típicos de CCSA, comentam sobre formatos uni e bimodal e fazem a ressalva de que solos bimodais são resultados de processos genéticos distintos, com estruturas de poros com macro e microporos formadas por agregação física como resultado da ação do intemperismo, além de mencionar ocorrência conhecida também em solos compactados baixa energia e no ramo seco.

Por fim, Croney e Coleman (1954) ao estudar o efeito da compactação na curva de retenção de água de um solo franco-arenoso mostram que, em condições de saturação, a quantidade de água retida pelo solo diminui com a compactação, seguindo de perto a diminuição na porosidade total (Figura 6). Portanto, a baixas tensões, uma amostra compactada retém menos água do que uma não compactada. Essa relação se modifica a altas tensões, nas quais um solo compactado retém mais água.

Figura 6 - Exemplo do efeito da compactação na CCSA de um solo franco-arenoso



Fonte: Adaptado de Croney e Coleman (1954).

3.1.3.2 Métodos para medidas de sucção no solo

Há maneiras diretas ou indiretas de se medir a sucção total ou matricial do solo. Os métodos diretos referem-se às determinações da energia da água nos poros do solo. Em contrapartida nos métodos indiretos a sucção é determinada por meio de sua correlação com algum parâmetro, como, por exemplo, a umidade relativa. As técnicas mais utilizadas no meio geotécnico estão apresentadas no Quadro 1.

Marinho *et al.* (2013) sugerem que a combinação de técnicas pode ser uma saída para a determinação completa da curva de sucção. Os autores apresentam curvas características utilizando a combinação das técnicas de papel-filtro e placa de pressão. Assim como eles, Gomes *et al.* (2011) e Miguel e Bonder (2012) também seguiram este procedimento para que a curva característica fosse plotada de modo completo. Todos os autores citados salientam que a escolha das técnicas está relacionada a facilidade de execução, ao baixo custo das mesmas e a precisão razoável.

Quadro 1 - Técnicas para medição da sucção em solos

Técnica	Leitura de saída	Medida de sucção	Intervalo (kPa)	Tempo de equilíbrio
Papel-filtro (com contato)	Indireta	Matricial	até 100.000	7 dias
Papel-filtro (sem contato)	Indireta	Total	400 a 100.000	7 a 14 dias
Placa de pressão	Direta	Matricial	0 a 1.500	Semanas
Tensiômetro padrão	Direta	Matricial	0 a 80	Minutos
Tensiômetro osmótico	Direta	Total	0 a 1.500	Horas
Tensiômetro tipo Imperial College	Direta	Matricial	0 a 1.800	Minutos

Fonte: Adaptado de Fredlund e Rahardjo (1993) e Marinho (1997).

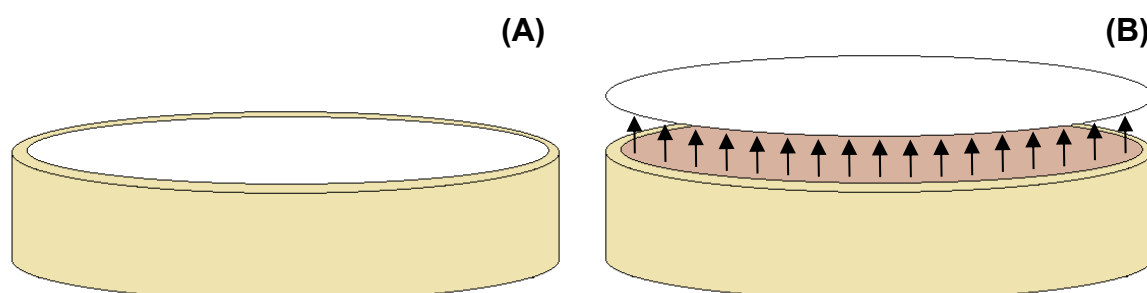
Sendo assim, os ensaios de placa de pressão e papel-filtro também foram selecionados para serem utilizados neste estudo. A seguir, cada uma delas é explanada, considerando seu princípio e características dos ensaios. Mais detalhes sobre as demais técnicas mencionadas podem ser encontrados em De Campos *et al.* (1992), Röhm (1992), Fredlund e Rahardjo (1993), De Campos (1994), Marinho (1997) e Machado (2005).

a) Papel-filtro

A técnica do papel-filtro é um método simples que pode ser empregado em um amplo intervalo de sucção no solo. Segundo Chandler e Gutierrez (1986), o ensaio baseia-se no equilíbrio de potenciais da água no solo e no papel filtro calibrado.

A realização do ensaio do papel-filtro consiste em colocar um papel de características de retenção conhecidas num ambiente hermético até que se estabeleça o equilíbrio de potencial entre o papel e a amostra solo (GARDNER, 1937). Se o papel filtro for colocado diretamente sobre o solo a sucção medida será a matricial, no entanto, se o papel filtro não estiver em contato direto com o solo, será medida a sucção total (CAMPBELL e GEE, 1986) – Figura 7.

Figura 7 - Possíveis configurações de ensaio – papel filtro



Nota: em (A) sucção matricial; em (B) sucção total.

Fonte: A própria autora.

Como a técnica do papel-filtro obtém a sucção de maneira indireta, os resultados de conteúdo de água (aferido pela massa da amostra e do papel) são aplicados em correlações matemáticas para a determinação da sucção. No caso da sucção matricial (sucção determinada neste trabalho), utilizando o papel *Whatman n° 42*, diversos autores fazem proposições diferentes. Uma compilação das possíveis formulações pode ser observada no Quadro 2. Os resultados da sucção matricial são dados em kPa.

Quadro 2 - Correlações para determinação da sucção matricial com o método do papel filtro Whatman n° 42

Referência	Correlação	Observação
Fawcett e Collis-George (1967)	$pF = 5,777 - 0,060 \omega_p$	pF entre 2,6 e 4,5
Chandler e Gutierrez (1986)	$pF = 5,850 - 0,062 \omega_p$	pF entre 2,9 e 4,8 ω_p entre 17 e 47 % ψ entre 80 e 600 kPa
Chandler <i>et al.</i> (1992)	$\psi = 10^{6,05-2,48 \log \omega_p}$	$\omega_p \geq 47 \%$
	$\psi = 10^{4,84-0,062 \omega_p}$	$\omega_p < 47 \%$
ASTM D5298 (2016)	$pF = 6,327 - 0,0779 \omega_p$	$\omega_p < 47 \%$ $\psi > 50$ kPa
	$pF = 3,4120 - 0,0135 \omega_p$	$\omega_p \geq 47 \%$ $\psi > 50$ kPa

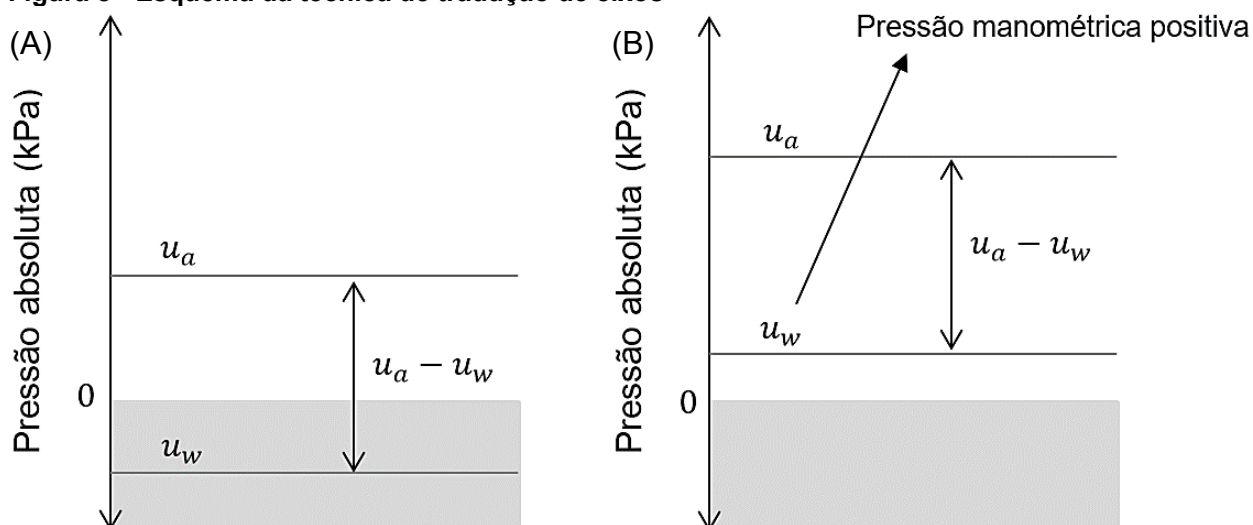
Nota: pF - logaritmo de pressão expresso em centímetros de coluna de água; ψ - sucção matricial; ω_p - umidade do papel.

Fonte: Compilado pela autora.

b) Câmara de pressão de Richards

Segundo Marinho *et al.* (2008), a técnica da câmara de pressão de Richards (ou placa de pressão) funciona com base no princípio de translação do eixo. Este princípio envolve o aumento da pressão do ar do poro (u_a), mantendo a pressão da água intersticial constante (u_w). A Figura 8 ilustra o que o autor explica.

Figura 8 - Esquema da técnica de tradução de eixos



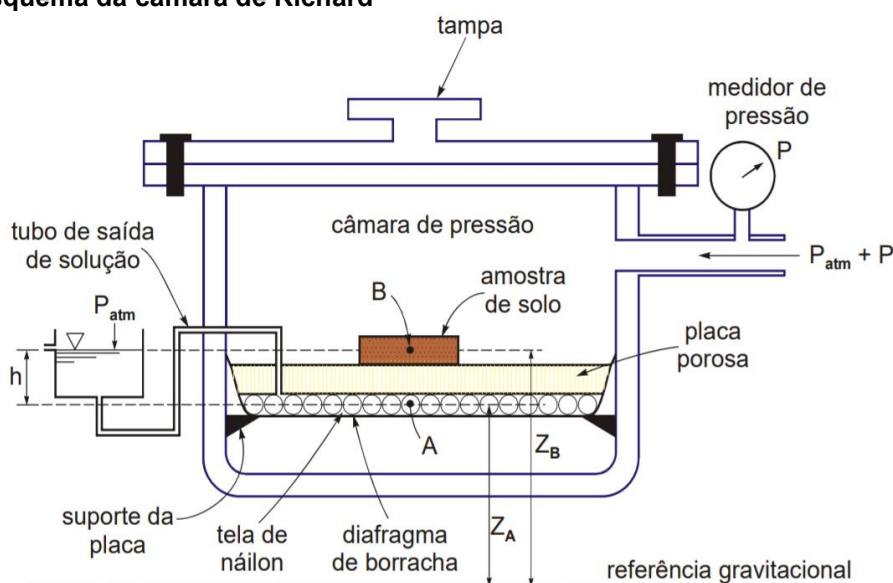
Nota: (A) Estado natural: condições atmosféricas e água negativa pressão de poros; (B) Após a injeção de pressão de ar no sistema: translação axial e pressão positiva de poro de água.

Fonte: Adaptado de Marinho *et al.* (2008)

Para que sejam atingidas as condições para a aplicação da técnica na câmara de Richard um conjunto placa-solo é posicionado dentro da câmara (Figura 9). Tal câmara é um recipiente de paredes grossas, hermeticamente fechado e construído em ferro fundido. Para este método, são necessárias placas porosas especiais que permitem o fluxo de água, porém não o de ar. À face superior da placa, aquela em contato com a base dos corpos de prova de solo, será aplicada uma pressão positiva, enquanto que a face inferior da placa permanece em condições de pressão atmosférica.

Quando aplicada uma pressão positiva, dentro da câmara, ou seja, quando aumentada a pressão do ar, provoca-se concomitantemente uma pressão na água intersticial das amostras de solo. Para valores crescente de pressão de ar aplicada na câmara tem-se a diminuição da umidade das amostras e consequente aumento da sucção.

Figura 9 - Esquema da câmara de Richard



Fonte: Adaptado de Libardi (1995)

A equalização da sucção é determinada por meio da estabilização do teor de umidade das amostras (determinado pela constância de massa das mesmas). Segundo Libardi (1995), dentre os fatores que afetam a equalização da sucção tem-se o tipo de solo (mais lenta para solos com maiores percentuais de finos) e valor de entrada de ar da placa cerâmica (comumente utilizadas placas de 15 bars).

Com a sucessão do emprego de diferentes pressões, gerando diferentes sucções por conta da variação da umidade dos corpos de provas, a CCSA pode ser plotada.

Autores como Ho e Fredlund (1982) e Toll e Ong (2003) utilizaram a técnica com sucesso. No entanto, Tavares *et al.* (2008) afirma que a câmara de pressão de Richards apresenta algumas dificuldades: a assertividade de leitura de dados (considerando que para determinar a água retida no solo para uma dada pressão aplicada faz-se leituras até verificação de constância da massa das amostras), o contato amostra-placa, o longo tempo exigido para as medidas e o próprio custo do equipamento.

c) Modelos de Ajuste para a Curva Característica Solo- Água

Devido à grande possibilidade de se utilizar a CCSA, na previsão de condutividade hidráulica e na resistência ao cisalhamento do solo não saturado (FREDLUND *et al.*, 1994; ÖBERG e SÄLLFORS, 1997; entre outros), modelos matemáticos de ajuste têm sido propostos para sua representação. Sendo assim, os valores experimentais obtidos para as curvas podem ser ajustados e representados por meio de equações matemáticas.

Diversas equações empíricas foram propostas na literatura para representar matematicamente os dados da curva característica de um solo não saturado. Leong e Rahardjo (1997) e Sillers *et al.* (2001) reúnem alguns destes modelos em seu trabalho. Algumas das equações empíricas para o ajuste de curvas unimodais compiladas estão apresentadas no Quadro 3.

Ressalta-se que a maioria dos modelos baseia-se na interdependência entre a forma da curva característica e a distribuição de tamanho de poros, porém alguns sugerem que a mesma pode ser estimada diretamente a partir da distribuição granulométrica e de propriedades físicas do solo. Entretanto, tais equações foram desenvolvida para solos específicos, um formato particular de curva (unimodal), um intervalo de sucção limitado, além de, via de regra, modelarem apenas a trajetória de secagem (GERSCOVICH, 2001).

Quadro 3 - Equações para o ajuste de curvas características solo-água unimodais

Referência	Equação	Variáveis
Burdine (1953)	$S = \frac{1}{(1 + (a \cdot \psi)^n)^m}$	S : Grau de saturação; ψ : Sucção α, m, n : parâmetros de ajuste
Gardner (1958)	$\theta = \frac{1}{1 + (q \psi)^n}$	θ : Teor de umidade normalizado ($u_a - u_w$) : Sucção q, n : parâmetros de ajuste
Brooks e Corey (1964)	$\theta = 1 \quad \psi_b \leq \psi$ $\theta = \left(\frac{\psi_b}{\psi}\right)^\lambda \quad \psi_b > \psi$	θ : Teor de umidade normalizado ψ : Sucção ψ_b : Sucção referente ao VEA λ : índice de distribuição de diâmetros dos poros
Van Genuchten (1980)	$\theta = \theta_r + (-\theta_r) \left[\frac{1}{1 + (\alpha \psi)^n} \right]^m$	θ : Teor de umidade normalizado ψ : Sucção α, m, n : parâmetros de ajuste
Haverkamp e Parlange (1986)	<p><u>Umedecimento</u> - Para: $\psi > \psi_b$</p> $\theta = \frac{n}{1+\lambda} \left(\frac{\psi_b}{\psi}\right)^\lambda$ <p>- Para: $\psi_b^* \leq \psi_b$</p> $\theta = n \left[1 - \left(\frac{\lambda}{1+\lambda}\right) \left(\frac{\psi}{\psi_b}\right) \right]$ <p>- Para: $\psi \leq \psi_b^*$</p> $\theta = \theta_s$ <p><u>Secagem</u> - Para: $\psi > \psi_b$</p> $\theta = n \left(\frac{\psi_b}{\psi}\right)^\lambda \left[1 - \frac{\psi_b}{\psi} \left(1 - \frac{\theta_s}{n}\right) \right]$ <p>- Para: $\psi \leq \psi_b$</p> $\theta = \theta_s$	n : porosidade λ : parâmetro de ajuste relacionado à distribuição de tamanho de poro θ_s : teor de umidade saturado ψ_b e ψ_b^* : sucção correspondente ao VEA para as curvas de secagem e de umedecimento, respectivamente.
Fredlund e Xing (1994)	$\theta = \theta_r \theta_s + (\theta_s - \theta_r) \theta_s \left[\frac{1}{\ln \left[e + \left(\frac{\psi}{a}\right)^n \right]} \right]^m$	θ : Teor de umidade normalizado θ_r : Teor de umidade volumétrico residual θ_s : Teor de umidade volumétrico de saturação e : 2,71 ψ : Sucção α, m, n : parâmetros de ajuste

Fonte: Adaptado de Leong e Rahardjo (1997)

As curvas características geradas utilizando equações anteriores não são válidas para aquelas cujo caráter é bimodal, com formato “Duplo S” (dois valores de entrada de ar característicos). Burger e Shackelford (2001) sugerem que curvas bimodais poderiam ser ajustadas por duas funções unimodais diferentes, dependendo do intervalo de sucção. Para que esta combinação seja coerente, os autores indicam que um ponto de inflexão, localizado no patamar intermediário da curva, precisa ser determinado e, a partir daí, as curvas tratadas separadamente.

Gitirana Jr. e Fredlund (2004) propuseram um conjunto de equações para representação da CCSA, o qual engloba as diferentes possibilidades de forma da curva. Os parâmetros de ajuste escolhidos são o VEA, a sucção residual (ψ_r) e o grau de saturação residual (S_{r_r}). Os autores baseiam as equações na equação geral da hipérbole. Os parâmetros da equação são obtidos nos pontos de coordenada onde as assíntotas das hipérbolas se encontram. Pode-se dizer que existe uma relação geométrica significativa e consistente entre a forma da curva característica solo-água e os parâmetros da equação. A Equação 2 representa a equação de ajuste (S) para as curvas unimodais com um ponto de flexão.

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

onde ψ_b é a sucção de entrada de ar, β é o ângulo de rotação da hipérbole; δ é o ângulo tangente de abertura, estes dois últimos obtidos conforme as Equações Equação 3 e Equação 4:

$$\text{Equação 3} \quad \beta = -\frac{\lambda}{2}$$

$$\text{Equação 4} \quad \delta = \tan\left(\frac{\lambda}{2}\right)$$

sendo λ é o ângulo da inclinação de secagem, obtido por meio da Equação 5:

$$\text{Equação 5} \quad \lambda = \arctan\left[\frac{1}{\left[\ln\left(\frac{10^6}{\psi_b}\right)\right]}\right]$$

Segundo os autores, para as curvas unimodais com dois pontos de inflexão é utilizada a Equação 6:

$$\text{Equação 6} \quad S = \frac{S_1 - S_2}{1 + \left(\frac{\psi}{\sqrt{\psi_b \cdot \psi_r}}\right)^d} + S_2$$

com valores de S_1 e S_2 obtidos pela Equação 7:

$$\text{Equação 7 } S_i = \frac{\tan\beta_i(1+\delta_i^2)\ln\left(\frac{\Psi}{\Psi_i^a}\right)}{1-\delta_i^2\tan^2\beta_i} + (-1)^i \frac{(1+\tan^2\beta_i)}{(1-\delta_i^2\tan^2\beta_i)} \sqrt{\delta_i^2 \ln^2\left(\frac{\Psi}{\Psi_i^a}\right) + \frac{a^2(1-\delta_i^2\tan^2\beta_i)}{(1+\tan^2\beta_i)}} + S_i^a$$

onde, δ é o fator peso para S_1 e S_2 que produz uma curva contínua e suave, dado pela Equação 8:

$$\text{Equação 8 } \delta = 2 \exp\left[\frac{1}{\ln\left(\frac{\Psi_r}{\Psi_b}\right)}\right]$$

Para o ajuste para as curvas bimodais tem-se a Equação 9:

$$\text{Equação 9 } S = \frac{S_1 - S_2}{1 + \left(\frac{\Psi}{\sqrt{\Psi_{b1} \cdot \Psi_{res1}}}\right)^{d1}} + \frac{S_2 - S_3}{1 + \left(\frac{\Psi}{\sqrt{\Psi_{res1} \cdot \Psi_{b1}}}\right)^{d2}} + \frac{S_3 - S_4}{1 + \left(\frac{\Psi}{\sqrt{\Psi_{b2} \cdot \Psi_{res2}}}\right)^{d3}} + S_4$$

As mesmas equações podem ser aplicadas em termos de sucção matricial (ψ_m) caso a análise seja nestes termos.

3.2 VARIÁVEIS DE ESTADOS DE TENSÕES

Os solos são constituídos de partículas. As forças aplicadas a um perfil são transmitidas de diferentes formas. Terzaghi (1936) constatou que a tensão normal total (σ) num plano qualquer é transmitida não apenas de partícula a partícula, mas também são suportadas pela água dos vazios. Sendo assim, deve-se considerar a soma das duas parcelas - a tensão que efetivamente é transmitida pelos contatos entre as partículas (chamada Tensão Efetiva - σ') e a pressão da água (pressão neutra ou poropressão - u_w). Para melhor compreensão, esta equação é matematicamente descrita conforme apresentado na Equação 10.

$$\text{Equação 10 } \sigma = \sigma' + u_w$$

Esta equação é válida para solo saturado. No entanto, para solos não saturados os mecanismos de transmissão de carga e os demais fenômenos hidrogeomecânicos são mais complexos, devido a presença de, pelo menos, dois

fluidos nos poros do solo (ar e água). Isso faz com que o uso de apenas uma variável de estado de tensão seja insuficiente para representá-lo. Por esse motivo, inúmeras pesquisas buscaram definir outras variáveis de estado de tensão para descrever o comportamento dos solos não saturados por meio de equações matemáticas (FREDLUND; RAHARDJO, 1993). O Quadro 4 reúne algumas das equações de tensão efetiva para solo não saturado disponíveis na literatura, seguida dos parâmetros utilizados em cada uma delas.

Quadro 4 - Equações para determinação da tensão efetiva para solo não saturado

Referência / Equação	Parâmetros
Croney <i>et al.</i> (1958) $\sigma' = \sigma + \beta' \cdot u_w$	σ' é a tensão efetiva; σ é a tensão total; β' é o fator de ligação (medida do número de ligações sob tensão); u_w é a pressão da água.
Bishop (1959) $\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi \cdot (u_a - u_w)$	σ' é a tensão efetiva; σ é a tensão total; u_a é a pressão de ar; χ é o parâmetro relacionado com o grau de saturação; u_w é a pressão da água.
Jennings (1961) $\sigma' = \sigma - \beta \cdot p''_j$	σ' é a tensão efetiva; σ é a tensão total; β é um fator estático do mesmo tipo da área de contato, medido experimentalmente; p''_j é a pressão da água tomada como valor positivo.
Richards (1966) $\sigma' = \sigma - u_a + \chi_{m1} \cdot (h_m + u_a) + \chi_{s1} \cdot (h_s + u_a)$	σ' é a tensão efetiva; σ é a tensão total; u_a é a pressão de ar; χ_{m1} é o parâmetro de tensão efetiva para a sucção matricial; h_m é a sucção matricial; χ_{s1} é o parâmetro de tensão efetiva para a solução de soluto; h_s é a solução de soluto
Aitchison (1973) $\sigma' = \sigma + \chi_{m2} \cdot P''_m + \chi_{s2} \cdot P''_s$	σ' é a tensão efetiva; σ é a tensão total; χ_{m2} é o parâmetro que varia de 0 a 1 (dependendo da trajetória de tensões); P''_m é a sucção matricial; χ_{s2} é o parâmetro que varia de 0 a 1 (dependendo da trajetória de tensões); P''_s é a solução de soluto.

Fonte: Adaptado de Vilar (2009).

Considerando as dificuldades com as quais esses pesquisadores se depararam, Fredlund e Morgenstern (1977) propuseram uma nova combinação de variáveis de estado de tensão, no qual consideravam uma quarta fase no sistema sólidos-ar-água: a membrana contráctil. A partir disso, Fredlund e Morgenstern (1977) sugeriram separar as relações entre as fases e apresentam três possíveis combinações de variáveis de estado de tensão, que estão apresentadas no Quadro 6.

Quadro 5 - Possíveis combinações das variáveis de estado de tensão para solo não saturado

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

Fonte: Fredlund e Rahardjo (1993)

Para Fredlund e Rahardjo (1993), a combinação tendo como fase de referência o ar é a de mais fácil aplicação em práticas de engenharia, uma vez que os efeitos da variação na tensão total podem ser avaliados separadamente dos efeitos gerados pela variação na pressão da água.

A apreciação das variáveis de estado de tensão mencionada é útil para compreender a resistência ao cisalhamento de solos não saturados, apresentada na próxima seção.

3.3 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS NÃO SATURADOS

3.3.1 Envoltória de Resistência ao Cisalhamento de Solos Não Saturados

A resistência ao cisalhamento pode ser definida como a resistência interna por unidade de área que a massa do solo pode oferecer para resistir ao cisalhamento e deslizar ao longo de qualquer plano. O estado de tensões correspondente às condições de ruptura é plotado em um diagrama bidimensional (tensão normal – σ versus tensão cisalhante - τ), cuja linha tangente aos círculos de Mohr na ruptura é denominada envoltória de ruptura. Desta linha é caracterizado o intercepto coesivo (total - c ou efetivo - c') e o ângulo de atrito interno (total - ϕ ou efetivo - ϕ') entre as partículas do solo.

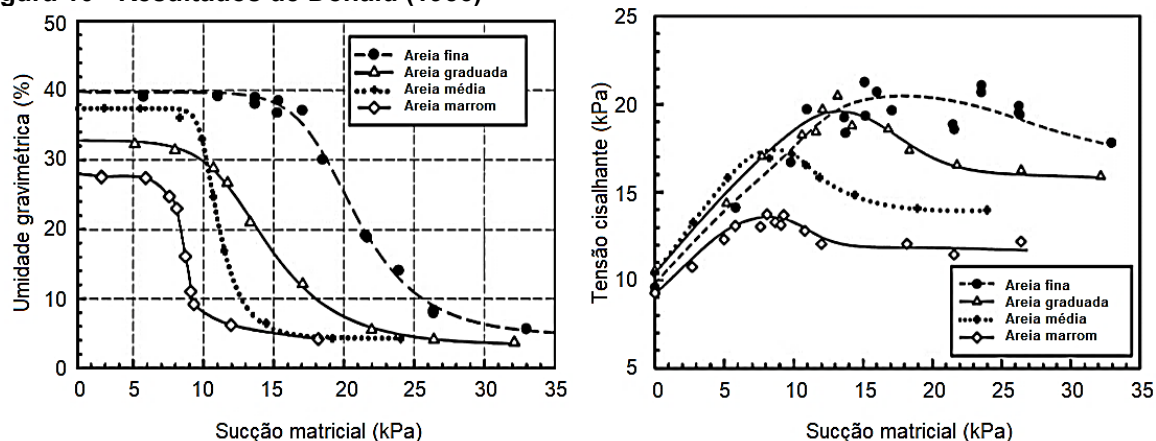
Quando o solo se encontra em condição saturada, a envoltória de Mohr-Coulomb é utilizada para o equacionamento da resistência, conforme predito pela Equação 11.

Equação 11

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

Um dos primeiros estudos sobre a influência da sucção na resistência de um solo é atribuído a Donald (1956)², citado por Fredlund e Rahardjo (1993) e Vanapalli (2010). Nos experimentos o autor realizou ensaios de cisalhamento direto em pedregulhos e areias finas não saturadas, utilizando para isso uma caixa de cisalhamento direto modificada, onde poropressões de água negativas foram aplicadas utilizando uma membrana semipermeável conectada a uma coluna de água suspensa. Em seus resultados, apresentados na Figura 10, era possível observar que à medida que a sucção matricial aumenta, há um aumento de resistência ao cisalhamento. Isso ocorre até um valor máximo, a partir do qual se observa uma queda na resistência, com posterior constância em valor, dito por ele, arbitrário.

Figura 10 - Resultados de Donald (1956)



Nota: (A) curva característica solo-água; (B) resistência ao cisalhamento x sucção matricial.
Fonte: Traduzido e adaptado de Vanapalli (2010).

O autor ainda explicou que quando a amostra era submetida a baixos valores de sucção, estando ainda praticamente saturada, a resistência aparentemente aumentava em função da sucção aplicada a uma mesma taxa que a obtida por um acréscimo na tensão total.

Após isso, diversos autores, como Fredlund *et al.* (1978), Toll *et al.* (1990), Fredlund *et al.* (1996), Vanapalli *et al.* (1996), Öberg e Sällfors (1997), Khalili e Khabbaz (1998), Toll e Ong (2003), Tarantino e Tombolato (2005), Vilar (2006), Sheng *et al.* (2008) e Likos *et al.* (2010), buscaram maneiras de se obter as características da resistência de solos na condições não saturada. Dentre eles,

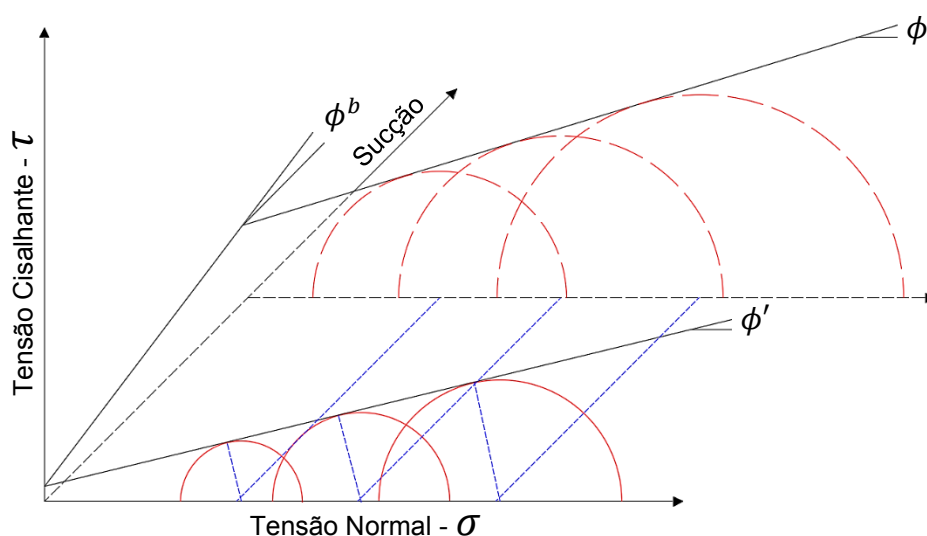
² DONALD I. B. Shear Strength Measurements in Unsaturated Non-Cohesive Soils with Negative Pore Pressures. **Proc. 2st Australia-New Zealand Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Christchurch, p. 41-46, 1956.

Fredlund et. al. (1978) indicaram avaliar a resistência ao cisalhamento de forma prática da seguinte maneira (Equação 12):

Equação 12
$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \times \tan \phi' + \psi_m \times \tan \phi^b$$

onde c' é o intercepto coesivo do solo quando as duas variáveis de estado são nulas, ϕ' é o ângulo de atrito interno do solo em relação a mudanças em $(\sigma - u_a)$ e ϕ^b é o ângulo de atrito interno do solo considerando variações na ψ_m . Nesta proposta, quando a sucção matricial tende a zero, a equação se torna a equação para solos saturados e a envoltória de ruptura estendida retorna a envoltória de Mohr-Coulomb. Além disso, ϕ^b caracteriza a contribuição de resistência ao cisalhamento do solo não-saturado em termos de um aumento linear em relação à sucção matricial. Esta determinação levou, em um primeiro momento, a envoltória de ruptura ser admitida como planar, ou seja, ϕ' e ϕ^b constantes (FREDLUND *et al.*, 1978; ZHANG *et al.*, 2014), conforme a Figura 11.

Figura 11 - Representação da envoltória planar proposta por Fredlund *et al.* (1978)



Fonte: Traduzido e adaptado de Fredlund e Rahardjo (1993).

Ressalta-se que o aumento linear da força de cisalhamento de solos não saturados de acordo com o ângulo ϕ^b único baseou-se em um número limitado de dados que estavam disponíveis até a década de 1970. Apesar de alguns autores corroborarem esta observação (BISHOP *et al.*, 1960, GULHATI e SATIJA, 1981), outros a refutavam e, com o acúmulo de dados experimentais publicados, foi

constatada não-linearidade significativa na envoltória de resistência ao cisalhamento em relação à sucção do solo (ESCARIO e SÁEZ 1986; FREDLUND *et al.* 1987; GAN e FREDLUND, 1988; FREDLUND *et al.*, 1996; VANAPALLI *et al.*, 1996; ÖBERG e SÄLLFORS, 1997; KHALILI e KHABBAZ, 1998; VILAR, 2006; SHENG *et al.*, 2008). Deve-se ressaltar que mesmo nos estudos iniciais de Donald (1956) já havia sido observado comportamento de não linearidade semelhantes.

O Quadro 6 - Trabalhos com relação resistência x sucção não linear apresenta algumas referências onde a relação entre τ e ψ varia de forma não-linear.

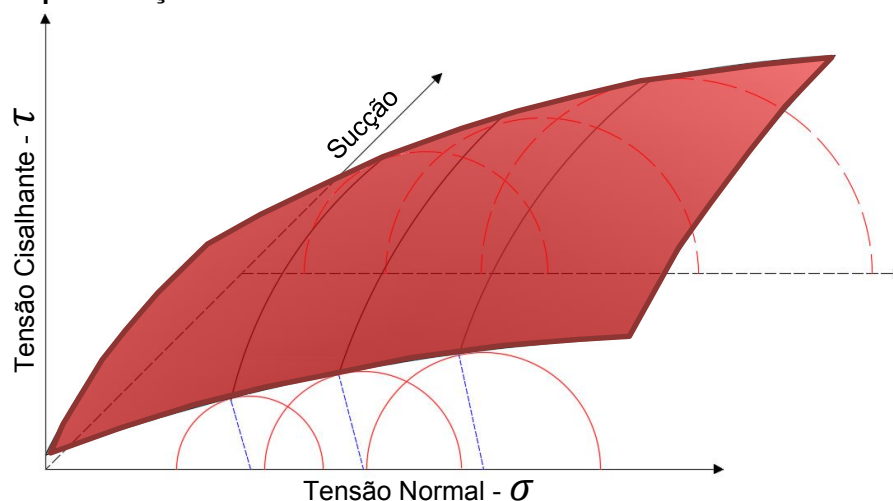
Quadro 6 - Trabalhos com relação resistência x sucção não linear

Referência	Solos estudados	Ensaio realizado	Intervalo de sucção (kPa)	Relação τ e ψ (NL – Não linear)
Donald (1956) (<i>apud</i> Vanapalli, 2010)	Solos arenosos	Cisalhamento direto	0 – 40	NL (decréscante após pico)
Escario e Saéz (1986) Escario e Jucá (1989)	Argila cinza, argila vermelha e areia argilosa (Espanha)	Cisalhamento direto	0 – 1000 0 – 15000	NL (elipse de grau 2,5)
Drumright e Nelson (1995)	Solo arenoso	Ensaio triaxiais (CD, CW e UU)	0 – 150	NL (crescente)
Röhm e Vilar (1995)	Solo sedimentar arenoso laterítico	Triaxial (CU)	0 – 400	NL (função hiperbólica)
Oloo e Fredlund (1996)	Solo siltoso Solo glacial	Cisalhamento direto	0 – 420 0 – 32	NL
Teixeira e Villar (1997)	Solo sedimentar arenoso laterítico	Triaxial (CD)	0 – 300	NL (função hiperbólica)
Bastos <i>et al.</i> (2001)	Solos residuais de origem granítica (horizonte B e C)	Cisalhamento direto	0 – 300	NL (função hiperbólica)
Reis e Vilar (2004)	Solos residuais de gnaíse (maduro e saprolítico)	Triaxial (CD)	0 – 320	NL (função hiperbólica)
Futai <i>et al.</i> (2004)	Argila laterítica e solo saprolítico siltoso de gnaíse	Triaxial (CD)	0 – 600	NL (função hiperbólica)

Fonte: Adaptado de Feuerharmel (2007) e compilado pela autora.

A representação de envoltória não linear mais aceita frente a estas observações é a apresentada pela Figura 12.

Figura 12 - Representação da envoltória não linear



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

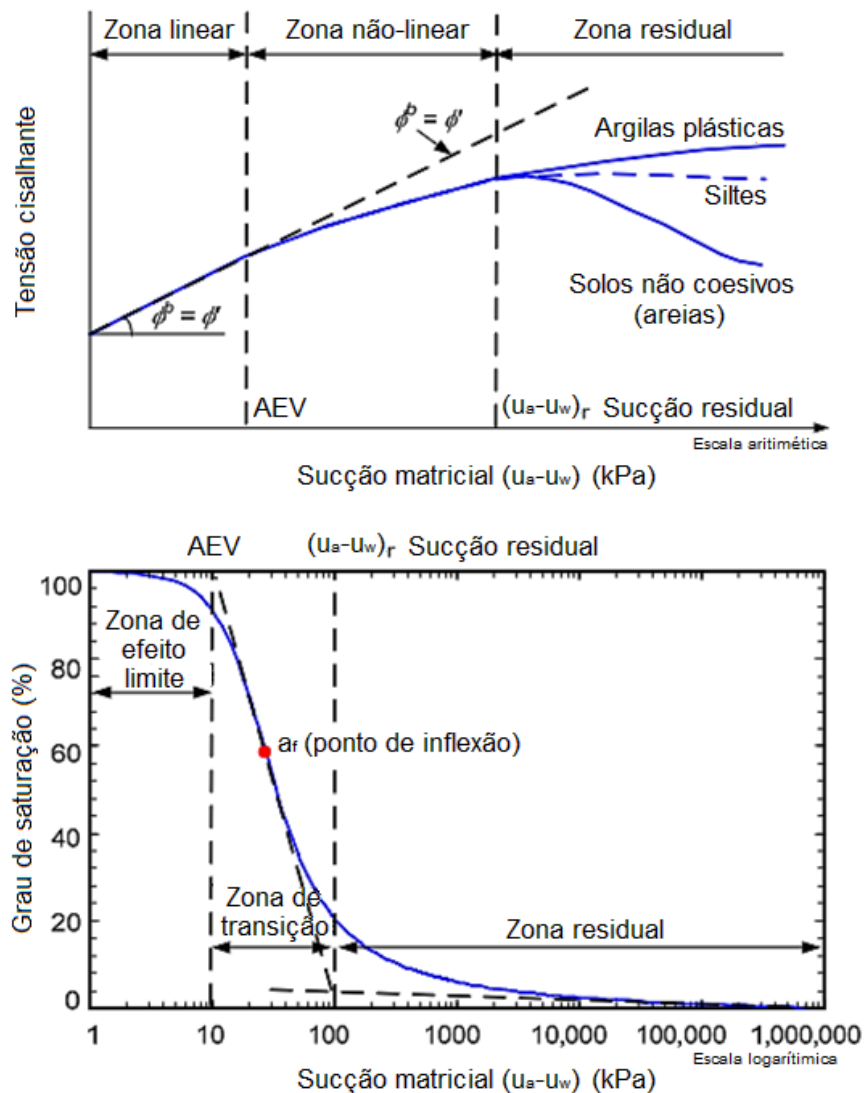
Experimentalmente, a variação de ϕ^b com a sucção tem sido observada por vários pesquisadores (ESCÁRIO e SÁEZ, 1986; ESCÁRIO e JUCÁ, 1989; GAN *et al.*, 1988; RÖHM e VILAR, 1995; NYUNT *et al.*, 2011; entre outros). Com o aumento da sucção a partir da entrada de ar no solo, o ar começa a substituir a água nos poros do solo e um aumento adicional na sucção não se mostra tão efetivo no aumento da resistência quanto um aumento na tensão normal líquida, indicando uma redução de ϕ^b para um valor menor que ϕ' . A afirmação de que o valor de ϕ^b é sempre igual ou menor que ϕ' é apresentada nos resultados de vários solos de diferentes localizações geográficas.

Fredlund *et al.* (2012) e Zhang *et al.* (2014) ao estudarem diferentes tipos de solos, afirmam que a envoltória de resistência ao cisalhamento de um solo não saturado se inclina em direção a uma linha quase horizontal na sucção residual para solos com considerável teor de silte ou argila, enquanto para solos arenosos geralmente mostram um nivelamento na força mesmo antes da sucção residual ser atingida e podem tender a diminuir a força em sucções de solo mais altas. Vilar (2006) também aponta tais ocorrências, sobretudo para solos granulares, indicando que a principal contribuição para a sucção neste tipo de solo é a capilaridade, uma vez que o efeito das forças adsorptivas é menos pronunciado. O autor conclui que é razoável admitir que o efeito da sucção na resistência ao cisalhamento atingirá um máximo e após isso reduzirá à medida que a tensão e a dilatação induzem uma perturbação no menisco capilar, reduzindo a força de cisalhamento e outras propriedades mecânicas dependentes.

3.3.2 Relação da Resistência ao Cisalhamento de Solos Não Saturados com a Curva Característica Solo-Água

A partir do estudo de Vanapalli *et al.* (1996) foi possível determinar uma relação geral entre o conteúdo de água de curvas características solo-água unimodais e a envoltória de resistência ao cisalhamento do solo não saturado. Em seu trabalho os autores propuseram um modelo físico de representação da resistência dividido em três estágios de dessaturação (Figura 13): anterior ao valor de entrada de ar (VEA), entre o VEA e a sucção residual (ψ_r) do solo (subdividida em sub-regiões de transição primária e secundária) e após este ponto (ψ_r).

Figura 13 - Relação entre a curva característica solo-água unimodal e a envoltória de resistência ao cisalhamento do solo não saturado



Fonte: Adaptado e traduzido de Vanapalli *et al.* (1996) e Zhang *et al.* (2014)

O primeiro estágio contaria com o solo em sua condição saturada ou praticamente saturada, não havendo redução na “área molhada” entre os grãos (VANAPALLI *et al.*, 1996). No entanto, a amostra submetida a baixas sucções ainda apresentava ganho de resistência ao cisalhamento devido a membrana contráctil que começara a aparecer. Experimentalmente os autores concordaram com Fredlund *et al.* (1987), atribuindo a igualdade de ϕ' e ϕ^b para este estágio.

O segundo estágio, caracterizado com o solo começando a dessaturar e a umidade gravimétrica diminuindo significativamente, a função de resistência ao cisalhamento começa a se curvar. Na maioria dos casos, continua havendo aumento na resistência ao cisalhamento com um aumento na sucção, no entanto de modo não linear.

No terceiro estágio, após a sucção residual, quando altos acréscimos na sucção levam a menores decréscimos na umidade, os autores apontam que a resistência pode diminuir, aumentar ou permanecer relativamente constante, estando este comportamento relacionado ao tipo de solo.

Matematicamente os autores propõem que a resistência ao cisalhamento de um material não saturado em qualquer valor de sucção seja designada da seguinte forma (Equação 13):

$$\text{Equação 13} \quad \tau = [c' + (\sigma - u_a) \times \tan \phi'] + (\psi_m) \left[\tan \phi' \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_{sat} - \theta_r} \right) \right]$$

onde a primeira parte da equação é a resistência ao cisalhamento saturada, com parâmetros c' e ϕ' constante. Por outro lado, a segunda parte da equação é a contribuição da resistência ao cisalhamento devido à sucção, que pode ser prevista utilizando os parâmetros de teores de umidade volumétrica (experimental, residual e saturado) obtidos a partir da curva característica da água do solo.

O modo como Vanapalli *et al.* (1996) define a curva característica solo-água a ser utilizada nas equações de previsão de resistência de seu modelo é relativamente genérica. Não foram discutidos aspectos como a histerese da curva, a condição das amostras ou outros formatos, como, por exemplo, o formato bimodal.

Neste sentido, objetivando avaliar o efeito na histerese na previsão da resistência ao cisalhamento do solo não saturado, Guan *et al.* (2010) constatou que para trajetórias de umedecimento o solo apresenta comportamento dúctil e contração

durante o cisalhamento, enquanto para trajetórias de secagem ele apresenta maior dureza, friabilidade e dilatação durante o processo. Isso configura uma previsão de resistência menor pela trajetória de umedecimento do que pela trajetórias de secagem. Os autores ainda conduziram um estudo paramétrico e propuseram uma série de equações de previsão da resistência ao cisalhamento do solo considerando o tipo de trajetória (secagem ou umedecimento). Segundo Fredlund *et al.* (2012) essas equações apresentaram uma boa previsão quando comparada com equações anteriores para uma grande quantidade de dados.

Infante Sedano e Vanapalli (2011), visando a testar as variações das condições as amostras dos ensaios, trabalharam com a determinação das curvas características solo-água de três modos: (i) convencional, sem aplicação de qualquer tensão na amostra; (ii) com uma tensão normal líquida equivalente que foi usada durante o cisalhamento e (iii) em condições de ruptura (isto é, em estado crítico). Os resultados apontaram que a curva plotada a partir dos corpos de prova no estado de ruptura permitiram uma melhor estimativa da resistência ao cisalhamento.

Por fim, em relação a outros formatos de curva características solo-água, autores como Freitas Neto (2008) e Georgetti (2010), buscaram analisar solos com curvas características solo-água bimodais, mas poucas relações foram construídas entre a curva e o seu comportamento mecânico.

3.3.3 Relação da Resistência ao Cisalhamento de Solos Não Saturados com a Coesão Aparente Devido à Sucção dos Solo

Ainda a respeito da variação da resistência ao cisalhamento dos solos não saturados, diversos autores buscaram analisar como a coesão aparente total do solo aumenta em função do aumento da sucção matricial. Algumas das possíveis equações para a determinação da coesão aparente, correspondentes a diferentes modelos de resistência ao cisalhamento são apresentadas no Quadro 7.

Quadro 7 - Equações de determinação da coesão aparente em função da sucção do solo

Autor ⁽¹⁾	Coesão aparente devido à sucção do solo ⁽²⁾
Fredlund <i>et al.</i> (1978)	$c(\psi) = (\psi) \tan \phi^b$
Fredlund <i>et al.</i> (1996)	$c(\psi) = (\psi) \theta_a^k \tan \phi'$
Vanapalli <i>et al.</i> (1996)	$c(\psi) = (\psi) \left[\tan \phi' \times \frac{\theta_w - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right]$
	$c(\psi) = (\psi) \left[\tan \phi' \times \frac{S - S_r}{100 - S_r} \right]$
Khalilli e Khabbaz (1998)	$c(\psi) = (\psi) [\lambda'] \tan \phi'$
	onde: $\lambda' = 1,0$ se $(\psi) \leq \text{VEA}$ $\lambda' = \left(\frac{\psi}{\text{VEA}} \right)^{-0,55}$ se $(\psi) > \text{VEA}$

Nota: ⁽¹⁾ Autor do modelo/equacionamento da resistência ao cisalhamento de solos não saturados; ⁽²⁾ θ_w : umidade volumétrica; θ_r : umidade volumétrica residual; θ_s : umidade volumétrica de saturação; S : grau de saturação; S_r : grau de saturação residual; θ_a^k : teor de água adimensional definido por θ_w/θ_s ; VEA: valor de entrada de ar.

Vilar (2006) propôs o uso de uma equação hiperbólica para descrever a contribuição da sucção na resistência dos solos não saturados. De acordo com o autor o aumento da coesão aparente total do solo (c) pode ser descrita conforme Equação 14:

Equação 14
$$c = c' + \frac{\Psi_m}{a + b \cdot \Psi_m}$$

onde c' é a coesão efetiva do solo em seu estado saturado e a e b são parâmetros de ajuste para o solo sob a coesão efetiva com teor de umidade residual (c_r), na qual admite que a contribuição da sucção atinja seu valor máximo. Tais parâmetros podem ser calculados pelas Equações Equação 15 e Equação 16.

Equação 15
$$a = \frac{1}{\text{tg}\phi'}$$

Equação 16
$$b = \frac{1}{c_r - c'}$$

Uma alternativa sugerida pelo autor é a realização de ensaios abaixo da sucção residual, dentro de um intervalo de interesse, no qual o valor do parâmetro b pode ser calculado conforme a Equação 17, na qual aqueles pontos que estão sob

coesão efetiva mensurada no ensaio (c_m), sob a sucção matricial também mensurada no ensaio (ψ_m).

Equação 17

$$b = \frac{1}{c_m - c'} - \frac{1}{\psi_m \cdot \text{tg}\phi'}$$

A aplicação deste modelo hiperbólico a solos brasileiros apresentou bons resultados segundo o próprio autor, embora a resistência tenha sido subestimada em alguns casos.

3.3.4 Relação Entre a Resistência ao Cisalhamento de Solos Não Saturados e o Ângulo de Atrito Interno dos Solos

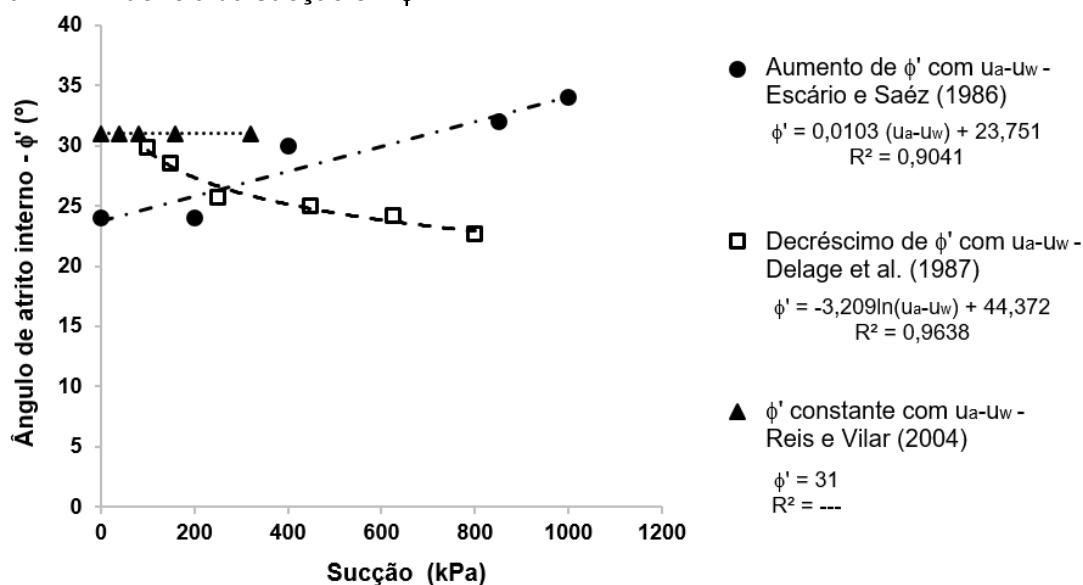
De modo menos expressivo, alguns pesquisadores buscaram avaliar se o ângulo de atrito interno do solo varia com a sucção. Vanapalli (1994) não constatou influência da sucção no ϕ' de um solo glacial ao avaliar diferentes densidades e teores de umidades volumétricas iniciais para um intervalo de sucções de 0 a 500 kPa. Karube (1988), Teixeira e Vilar (1997), Nishimura e Fredlund (2000) e Reis e Vilar (2004) afirmam que ϕ' permanece constante também relatam resultados semelhantes para diferentes tipos de solos avaliados em intervalos próximos de sucção.

Escario e Juca (1989), no entanto, chamam a resultados distintos, considerando diferentes tipos de solo e considerando uma faixa de variação de sucção até patamares mais elevados (0 a 10.000 kPa): para uma areia argilosa cujas características eram LL (limite de liquidez) de 32%, IP (índice de plasticidade) de 15% e composição granulométrica de 17%, 31%, e 46%, respectivamente para os percentuais de argila, silte e areia, descrevem que ϕ' não mostrou dependência da sucção. Por outro lado, para uma argila vermelha com LL de 33%, IP de 13,6%, porcentagens de argila, silte e areia de 86%, 11% e 3%, respectivamente, os autores observaram certa influência, com tendência crescente.

Outros trabalhos, como o de Escario e Sáez (1986), Drumright e Nelson (1995), Röhm e Vilar (1995) e Futai *et al.* (2004), corroboram com as observações de Escario e Juca (1989) afirmando que há um aumento do ϕ' com o aumento do nível de sucção, enquanto Delage *et al.* (1987) e Bastos *et al.* (2001) refutam tais observações alegando que o parâmetro em linhas gerais diminui.

A Figura 14 apresenta algumas das tendências observadas na literatura quando a variação do ϕ' .

Figura 14 - Influência da sucção em ϕ'



Fonte: Elaborado pela autora.

Para efeitos práticos, pode-se seguir o proposto por Vanapalli et al. (1996), os quais sugerem que ϕ' pode ser considerado constante para uma faixa de sucção de 0-500 kPa, sendo este um intervalo de interesse prático para obras geotécnicas e geoambientais.

3.3.5 Resistência ao Cisalhamento de Solos Não Saturados no Brasil

Em grande parte do território nacional os solos podem ser classificados como solos tropicais. Eles possuem propriedades e comportamento peculiares em decorrência da atuação de processos geológicos ou pedológicos típicos das regiões tropicais úmidas. Segundo Villibor *et al.* (2009), destacam-se as classes de solos lateríticos e saprolíticos. Os solos lateríticos são solos superficiais de regiões com boa drenagem, decorrentes da atuação do intemperismo pelo processo denominado laterização. Em contrapartida, os solos saprolíticos resultam da decomposição e/ou desagregação da rocha matriz pela ação das intempéries, mantendo sua estrutura (VILLIBOR *et al.*, 2009).

Com relação ao comportamento não saturado de solos tropicais brasileiros, diversos estudos foram publicados, a grande maioria utilizando ensaios triaxiais para determinar as características de resistência ao cisalhamento. Fonseca *et al.* (1994), Teixeira e Vilar (1997), Bressani *et al.* (1997), Machado e Vilar (1998); Reis (2004), Pereira (2006), Feuerharmel (2003), Oliveira (2004), Feuerharmel (2007), Sousa e Machado (2007), Freitas Neto (2008) e Georgetti (2010) são alguns dos exemplos.

De modo genérico, as principais observações apresentadas pelos autores relativas aos diferentes solos não saturados estudados são:

- (i) envoltórias de resistência ao cisalhamento não lineares com relação a sucção matricial (ABRAMENTO e PINTO, 1993; TEIXEIRA e VILAR, 1997; OLIVEIRA, 2004; BRESSANI *et al.*, 1997; MACHADO e VILAR, 1998; REIS, 2004; SOUSA e MACHADO, 2007; FREITAS NETO, 2008; GEORGETTI, 2010);
- (ii) valores de ϕ^b superiores a ϕ' para baixas sucções, o que estaria em desacordo com a teoria a priori (DRUMRIGHT, 1989; ABRAMENTO e PINTO, 1993; Han *et al.*, 1995; RÖHM e VILAR, 1995; TEIXEIRA e VILAR, 1997; PEREIRA, 2006; FEUERHARMEL, 2007);
- (iii) tendência de valores de resistência a um máximos associado a tensão líquida aplicada (PEREIRA, 2006; BRESSANI *et al.*, 1997);
- (iv) comportamento mecânico pouco explicado pelos modelos de previsão de resistência (FEUERHARMEL, 2007; MACHADO e VILAR, 1998), em alguns casos correlacionados diretamente a característica de curvas características solo-água bimodais (FREITAS NETO, 2008; GEORGETTI, 2010);
- (v) avaliação de que quanto maior a sucção inicial do CP, maior a resistência e o módulo de deformabilidade tangente e menor a deformação axial na ruptura (OLIVEIRA, 2004);
- (vi) não foram observados estudos sobre a alteração da curva característica solo-água devido ao carregamento, seja por adensamento ou cisalhamento (FEUERHARMEL, 2007).

3.4 MOVIMENTO DE MASSA E A INSTABILIDADE DE TALUDES

Por definição, talude é a denominação que se dá a uma superfície inclinada de um maciço de solo, rocha ou qualquer outro material, por exemplo, resíduos sólidos ou rejeitos de mineração. Ele pode ser caracterizado como natural, por vezes simplesmente chamado de encosta, ou construído pelo homem, como é o caso dos taludes de cortes, taludes de aterros (compactados) e taludes de materiais lançados.

Independentemente de sua designação quanto a origem, é notório que os taludes são formações que precisam apresentar um estado de equilíbrio dinâmico com o meio, a fim de evitar o fenômeno de movimento de massa, entendido como o deslocamento descendente de determinado volume de material (GUIDICINI e NIEBLE, 1976; WICANDER e MONROE, 2009).

Segundo Guidicini e Niebli (1983), para analisar convenientemente um movimento de massa é preciso definir as características de interesse para identificação e descrição do movimento, as quais podem ser agrupadas em:

- a) Características geométricas e morfológicas: natureza e estado do material envolvido, extensão do movimento, inclinação da superfície externa, dimensões de escorregamento, profundidade de massa deslocada, direção da movimentação, aspecto exterior, forma, volume e forma de manifestação, em que se citam deformação plástica, abatimento, assentamento, colapso, abaixamento e/ou desprendimento;
- b) Natureza e estado do material envolvido: material rochoso (maciço, xistoso, estratificado, fraturado, etc.), material incoerente (areias, siltes, detritos, lama), material coerente (argilas não-saturadas, argilas endurecidas, etc.), estado do material da massa movimentada (sólido, líquido, plástico, fragmentário);
- c) Características estruturais: homogeneidade ou heterogeneidade estrutural, presença de falhas;
- d) Características mecânicas: propriedade da rocha entre descontinuidades, previsão do comportamento para diferentes solicitações;
- e) Mecanismo de movimentação: início, evolução, desenvolvimento, velocidade, duração, identificação do agente, causa e forma de atuação;

- f) Superfície de movimentação: presença ou ausência, natureza, superfícies múltiplas, continuidade etc.;
- g) Comportamento no tempo: periodicidade, frequência no local, estágios de desenvolvimento;
- h) Relações de mais movimento: coexistência, sucessão, distribuição, densidade regional; e
- i) Consequência na área: efeito na morfologia local/regional, implicações econômicas, mudança no regime de escoamento superficial ou subterrâneo.

A partir disso, podem ser descritos diferentes sistemas de classificação dos movimentos de massa, os quais estão baseados em critérios relacionados ao tipo de material (rocha, solo, detritos etc.), cinética do movimento (velocidade, direção dos deslocamentos), geometria das massas mobilizadas (tamanho e forma) e da modalidade de deformação do movimento.

A classificação de Varnes (1978), tida como a classificação oficial da Associação Internacional de Geologia de Engenharia, do inglês *International Association for Engineering Geology* – IAEG, e a mais empregada internacionalmente, apresenta os movimentos que são agrupados em quedas, tombamentos, escorregamento, expansões laterais, corridas/escoamento e complexos, que englobam a combinação de dois ou mais tipos de movimento (Quadro 8).

Quadro 8 - Tipos de movimentos de massa em encostas

Tipo de movimento			Tipo de material		
			Rocha	Solo	
				Granular	Fino
Quedas			De rocha	De detritos	De terra
Tombamentos			De rocha	De detritos	De terra
Escorregamentos	Rotacional	Poucas unidades	Abatimento de rocha	Abatimento de detritos	Abatimento de terra
	Translacional	Muitas unidades	De blocos rochosos De rocha	De blocos de detritos De detritos	De blocos de terra De terra
Expansões laterais			De rocha	De detritos	De terra
Corridas / escorregamentos			De rocha (rastejo profundo)	De detritos	De terra
				(Rastejo de solo)	
Complexo: combinação de 2 ou mais dos principais tipos de movimento.					

Fonte: Adaptado de Varnes (1978).

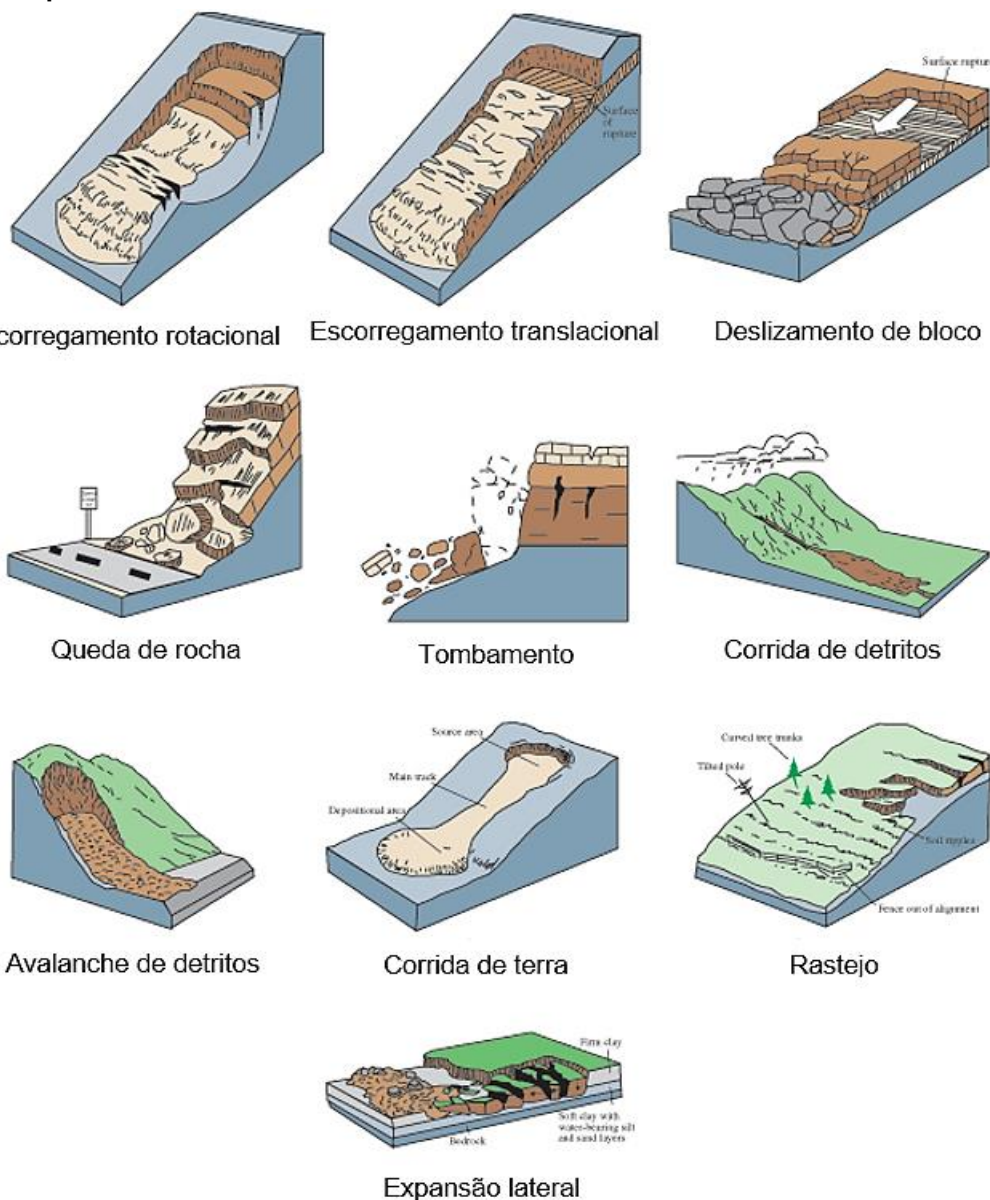
No entanto, considerando que a maioria das classificações tem aplicabilidade regional e se baseia nas condições geológicas e climáticas locais, há diferentes propostas para adequar a classificação dos movimentos em ambientes tropicais, como o Brasil. Augusto Filho (1992 *apud* GERSCOVICH, 2016) propôs um sistema de classificação simplificado, no qual os movimentos de massa encontram-se divididos em rastejo (ou fluência), escorregamentos, quedas e corridas (ou fluxos). No Quadro 9 e na Figura 15 são apresentadas e representadas algumas destas nomenclaturas.

Quadro 9 - Padrões de ocorrência de movimentos de massa

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

Fonte: Augusto Filho (1992) *apud* Gerscovich (2016, p. 17)

Figura 15 - Tipos de movimento de massa



Fonte: Traduzido e adaptado de USGS (2004).

3.4.1 Mecanismos de Deflagração dos Escorregamentos

Definidos por movimentos de massa rápidos, com superfície de ruptura bem definida, os escorregamentos ocorrem no momento em que as tensões cisalhantes mobilizadas no maciço se igualam a resistência ao cisalhamento do material.

Atualmente, este processo de instabilização de taludes tem figurado como um dos problemas geotécnicos vivenciados por populações ao redor do mundo, uma vez que acidentes desastrosos vêm acontecendo com certa frequência, colocando em risco bens materiais e vidas humanas.

Sobretudo em países como o Brasil, onde é possível encontrar perfis de solo intemperizados profundos, declives acentuados e alta pluviosidade, as condições que levam taludes a instabilidade e, conseqüentemente, aos movimentos de massa são controladas por um amplo conjunto de fatores, impossibilitando identificar sua atuação individual em um determinado escorregamento. De modo geral, é possível citar como fatores predisponentes aos movimentos de massa as condicionantes geológicas e geomorfológicas, as descontinuidades oriundas de fraturas, significativas em termos mecânicos quanto hidráulicos, as falhas, as quais afetam a dinâmica hidrológica, a orientação da foliação, e as descontinuidades no solo, atuantes principalmente quanto a distribuição das poropressões.

Neste contexto diversos autores buscaram apresentar características para classificar os fatores condicionantes e as causas dos movimentos de massa (GUIDICINI e NIEBLE, 1976; USGS, 2014; VARNES, 1978). Guidicini e Nieble (1976) classificam como agentes predisponentes ou efetivos de instabilização de taludes fatores como o complexo geológico-morfológico, o clima, o tipo de vegetação local e a ação de animais e antrópica. Eles ainda destacam as causas da instabilização subdivididas em causas internas (por exemplo, efeito das variações térmicas e redução dos parâmetros de resistência por intemperismo), causas externas (mudanças na geometria do sistema, efeitos de vibrações, mudanças naturais na inclinação das camadas) e causas intermediárias (elevação do nível piezométrico em massas “homogêneas”, elevação da coluna de água em descontinuidades, rebaixamento rápido do lençol freático, erosão subterrânea retrogressiva (*piping*) e diminuição do efeito da coesão aparente).

Segundo os autores, todos estes agentes e causas auxiliaram na percepção dos fatores condicionantes envolvidos no processo de instabilização de taludes.

Varnes (1978) discute os mecanismos de deflagração de escorregamentos relacionando a ação de aumento da sollicitação ou redução da resistência com os fatores condicionantes de movimento de massa e os fenômenos naturais/antrópicos (Quadro 10). Já Carvalho *et al.* (2015) defendem que os principais mecanismos deflagradores de ruptura de taludes por escorregamento de solo são: (i) variação das tensões cisalhantes mobilizadas e (ii) perda de resistência ao cisalhamento, conforme compilado no Quadro 11.

Quadro 10 - Fatores deflagradores dos movimentos de massa

Ação	Fatores	Fenômenos geológicos / antrópicos
Aumento da solicitação	Remoção de massa (lateral ou da base)	Erosão, Escorregamentos, Cortes
	Sobrecarga	Peso da água de chuva, neve, granizo etc. Acúmulo natural de material (depósitos) Peso da vegetação Construção de estruturas, aterros, etc.
	Solicitações dinâmicas	Terremotos, ondas, vulcões etc. Explosões, tráfego, sismos induzidos
	Pressões laterais	Água de trincas Congelamento Material expansivo
Redução da resistência	Características inerentes ao material (geometria, estrutura, etc.)	Características geomecânicas do material Tensões iniciais
	Mudanças ou fatores variáveis	Ação do intemperismo, ocasionando reduções na coesão e ângulo de atrito Variação das poropressões Elevação do lençol freático Infiltração de água em meios não saturados

Fonte: Adaptado de Varnes (1978).

Quadro 11 - Principais fatores deflagradores dos escorregamentos

Mecanismo	Causa	Ação	Referências	
(i)	Ação antrópica: Ocupação desordenada de encostas	Execução de cortes; Construção de estruturas; Acúmulo natural de material (depósitos)	-	
(ii)	Variação na pressão da água nos poros	Infiltração interna por ruptura de tubulação de água ou esgoto	de Campos <i>et al.</i> , 2005 de Campos <i>et al.</i> , 2008 Ferreira e Lima, 2005	
		Infiltração da água da chuva	Desenvolvimento de poropressão positiva por elevação do lençol freático	Vargas, 1999 Andrade <i>et al.</i> , 1992 Futai <i>et al.</i> , 2011
			Redução dos níveis de sucção	Futai <i>et al.</i> , 2005 de Campos, 1985 Jesus, 2008 Calle, 2000 Santos <i>et al.</i> , 2007 Wolle, 1988 Coutinho <i>et al.</i> , 1997 Ferreira e Lima, 2005 Mattos, 1974 Salles <i>et al.</i> , 2012
	Geração de fluxo preferencial através das fraturas do embasamento rochoso	Gerscovich <i>et al.</i> , 2006 Gerscovich <i>et al.</i> , 2008 Gerscovich <i>et al.</i> , 2011		

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

3.4.2 Abordagem Determinística da Estabilidade de Taludes

Conforme apontado por Liang *et al.* (2012), a complexidade das condições geológicas e a não uniformidade do material geotécnico requerem que sejam analisadas de modo mais detalhado as características do maciço se o intuito é prever o real comportamento do solo antes que alguns incidente aconteça. Para tanto, etapas como levantamento topográfico, definição das sobrecargas, investigação da subsuperfície, definição das condições críticas do talude (por meio da coleta de amostras para a realização de ensaios laboratoriais), entre outras determinações poderão nortear o emprego de métodos de dimensionamento e obtenção do fator de segurança, caso seja seguido o princípio determinístico (FREDLUND *et al.*; 1984).

Os deslizamentos de terra geralmente são originados por processos que fazem que as forças cisalhantes aumentem ou a resistência ao cisalhamento do solo diminuam. Na engenharia é frequente a necessidade de conhecer o nível de segurança de taludes naturais, escavações e aterros compactados, sendo que os principais itens requeridos para esta análise são a resistência ao cisalhamento do solo, a geometria do problema, o campo de poropressão e as condições ambientais e de carregamento.

A análise de estabilidade de um talude pela abordagem determinística pode ser descrita como uma análise quantitativa expressa sob a forma de um coeficiente ou Fator de Segurança (FS), que poderá ser estabelecido com base nas características do solo. O objetivo da determinação deste FS é avaliar a possibilidade de ocorrência de escorregamento de massa de solo presente em taludes, seja ele natural ou construído. Ou seja, é possível afirmar que, para um mesmo local e conjunto de dados, quanto maior for o valor do FS menor será a possibilidade de o talude sofrer a ruptura ou vice-versa.

De modo geral, as análises são realizadas pela comparação das tensões cisalhantes mobilizadas com a resistência ao cisalhamento. Com isso, define-se um fator de segurança conforme a Equação 18 e seu significado físico de acordo com o apresentado à frente desta equação.

Equação 18	$FS = \frac{\tau_{resistentes}}{\tau_{atuantes}}$	<ul style="list-style-type: none"> > 1 → Obra estável = 1 → Iminência da ruptura < 1 → Obra instável
-------------------	---	---

onde $\tau_{resistentes}$ é referente as tensões resistentes e $\tau_{atuantes}$ as tensões atuantes mobilizadoras.

No entanto, este valor não é diretamente utilizado por engenheiros geotécnicos em projeto. Existe, para isso, o FS mínimo (FS_{min}) admissível, ou seja, o valor mínimo a ser atingido, que varia em função do tipo de obra e vida útil. No Brasil, este FS_{min} é recomendado pela da NBR 11682 (ABNT, 2009) e depende, entre outros fatores, das consequências de uma eventual ruptura em termos de perdas humanas e/ou econômicas e ambientais (Quadro 12).

Quadro 12 - Nível de segurança e fatores de segurança mínimos para escorregamentos conforme a NBR 11682/2009

NS desejado contra perdas humanas		Critérios		
ALTO	Áreas com intensa movimentação e permanência de pessoas, como edificações públicas, residenciais ou industriais, estádios, praças e demais locais urbanos, com possibilidade de elevada concentração de pessoas. Ferrovias e rodovias de tráfego intenso.			
MÉDIO	Área com edificações com movimentação e permanência restrita a pessoas. Ferrovias e rodovias de tráfego moderado.			
BAIXO	Áreas e edificações com movimentação e permanência eventual de pessoas. Ferrovias e rodovias de tráfego reduzido.			
NS desejado contra danos materiais e ambientais		Critérios		
ALTO	Danos materiais: locais próximos a propriedades de alto valor histórico, social ou patrimonial, obras de grande porte e áreas que afetam serviços essenciais. Danos ambientais: locais sujeitos a acidentes ambientais graves, tais como nas proximidades de oleodutos, barragens de rejeitos e fábricas de produtos tóxicos.			
MÉDIO	Danos materiais: locais próximos a propriedades de valor moderado. Danos ambientais: locais sujeitos a acidentes ambientais moderados.			
BAIXO	Danos materiais: locais próximos a propriedades de valor reduzido. Danos ambientais: locais sujeitos a acidentes ambientais reduzidos.			
FATOR DE SEGURANÇA MÍNIMO (FS_{min})		NS contra perdas humanas		
		Alto	Médio	Baixo
NS contra danos materiais e ambientais	Alto	1,5	1,5	1,4
	Médio	1,5	1,4	1,3
	Baixo	1,4	1,3	1,2

Nota: NS – Nível de segurança.

Fonte: NBR 11682 (2009).

3.4.2.1 Métodos para análise de estabilidade de taludes

Na prática, o FS de um talude é invariavelmente avaliado por meio de métodos cuja análise de estabilidade se baseia no conhecido critério do 'equilíbrio limite', no qual se admitem como hipóteses: a) existência de uma linha de escorregamento de forma conhecida (plana, circular, espiral-log ou mista), que delimita, acima dela, a porção instável do maciço (massa esta que quando instável, sob a ação da gravidade, se movimenta como um corpo rígido); e b) Respeito a um critério de resistência, como, por exemplo, o critério de Morh-Coulomb, admitido como constante ao longo de toda a linha de escorregamento.

A maioria dos *softwares* desenvolvidos para a análise de estabilidade de taludes utiliza métodos baseados no equilíbrio limite, pois permitem trabalhar com geometrias complexas, condições de solo variáveis e cargas externas.

Duncan e Wright (2005) explicam que, de modo geral, existem duas abordagens para satisfazer o equilíbrio. A primeira considera o equilíbrio para toda a massa do solo sob a superfície de deslizamento. A segunda abordagem subdivide o solo sob a linha de escorregamento em várias lamelas (fatias) e cada uma delas é analisada em relação a satisfação de todas as forças ao equilíbrio. Ambos resolvem o problema como assumindo valores para as forças atuantes, determinando assim a força de cisalhamento solicitante necessária, e a compara com a resistência ao cisalhamento disponível, resultando no coeficiente de segurança.

Os principais métodos determinísticos empregados estão compilados no Quadro 13. Ele apresenta além da abordagem dada a cada solução, as geometrias de ruptura formadas pelo processo e as hipóteses ou princípios adotados pelos autores. Ressalta-se que apesar dos métodos apresentados serem os mais comuns na aplicação de projetos vinculados a engenharia geotécnica, cada método incorpora inerentemente alguma forma de limitação.

Quadro 13 - Principais métodos determinísticos de estabilidades de taludes

Abordagem	Métodos	Geometria da ruptura	Hipóteses/Princípios básicos
Corpo rígido	Planar	1 plano	Considera a direção do plano de escorregamento aproximadamente paralelo à direção do plano do talude
	Biplanar	2 planos	Considera o desenvolvimento de dois planos, em forma de cunha
	Multiplanar	Vários planos	Considera o desenvolvimento de mais de dois planos de escorregamento ocorrendo simultaneamente
	Espiral logarítmica	Misto	Considera o desenvolvimento de um mecanismo misto de ruptura
Lamelas	Fellenius	Circular	Não considera as forças interlamelares, mas satisfaz o equilíbrio de momentos
	Bishop Simplificado		Considera a resultante das forças horizontal interlamelares e as forças cisalhantes entre lamelas como nulas; satisfaz o equilíbrio de momentos e de forças verticais
	Spencer	Qualquer	Considera a resultante das forças interlamelares tem inclinação constante através da massa deslizante; satisfaz o equilíbrio de momentos e forças verticais e horizontais
	Janbu Simplificado		Considera a resultante das forças interlamelares é horizontal e um fator empírico (f_0) é utilizado para considerar as forças cisalhantes interlamelares; satisfaz o equilíbrio de forças verticais e horizontais
	Morgenstern & Price		Considera que a direção da resultante das forças interlamelares é determinada pelo uso de uma função arbitrária, onde λ é um fator da função que deve satisfazer o equilíbrio de forças e momentos e as lamelas de espessura finita; satisfaz o equilíbrio de momentos e forças verticais e horizontais

Fonte: Compilado pela autora.

Para os métodos que consideram a massa rompida em fatias, a massa de solo analisada deve ser dividida como ilustra a Figura 19 (A). Vale ressaltar que existem regras básicas para efetuar a distribuição das fatias tais como:

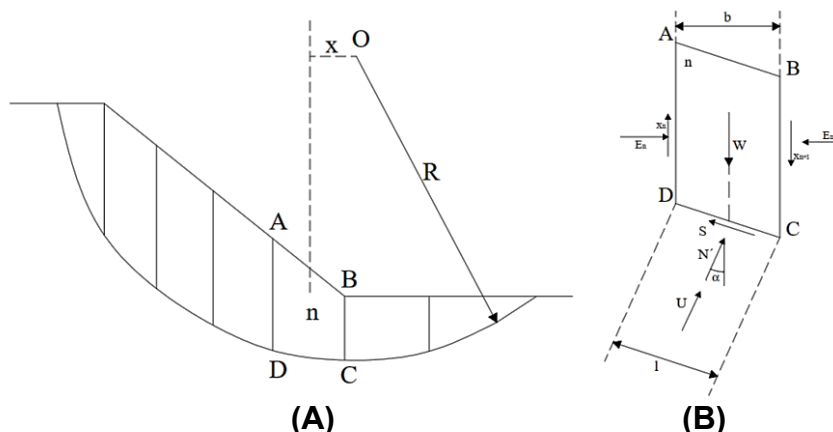
- a. a base da fatia deverá estar contida no mesmo material
- b. a base da fatia deverá ser considerada linear

c. o topo da fatia não poder apresentar descontinuidades na superfície.

Ainda para esta subdivisão das fatias, a Figura 19 (B) ilustra o conjunto de forças ao qual uma fatia está sujeita, o qual corresponde a um sistema estaticamente indeterminado, totalizando um número de incógnitas ($6n-2$) superior a um número de equações ($4n$), como mostra Figura 19 (C).

Para que se possa resolver o problema do número de incógnitas, é necessário assumir hipóteses simplificadoras. Diante disso, cabe mencionar que cada método conhecido para a determinação do FS adota um equilíbrio de forças (x e y) e equilíbrio de momento para uma única fatia. O Quadro 14 apresenta as condições que são satisfeitas no equilíbrio estático considerando os diferentes métodos de determinação do FS.

Figura 16 - Subdivisão de um talude para análise da estabilidade de um talude pelo método das fatias, forças atuantes e equações associadas



Equações	Condição
n	Equilíbrio de momento
$2n$	Equilíbrio de forças
n	Envoltória de resistência
$4n$	Total do número de equações
Incógnitas	Variáveis
1	Fator de segurança
n	Força normal na base da fatia (N')
n	Força tangencial (s)
n	Localização de N' na base da fatia
$n-1$	Força tangencial entre as fatias (T)
$n-1$	Força normal entre as fatias (E)
$n-1$	Ponto de aplicação da força entre as fatias (T e E)
$6n-2$	Total do número de incógnitas

(C)

Nota: em (A) divisão das fatias; em (B) equilíbrio das forças; e em (C) equações e variáveis associadas ao método das fatias.

Fonte: Adaptado de Gerscovich (2016).

Quadro 14 - Condições satisfeitas relacionadas ao equilíbrio estático pelos diferentes métodos

Método	Equilíbrio de forças		Equilíbrio de momento
	x	y	
Fellenius	Não	Não	Sim
Bishop simplificado	Sim	Não	Sim
Janbu	Sim	Sim	Não
Corpo de Engenheiros	Sim	Sim	Não
Spencer	Sim	Sim	Sim
Bishop	Sim	Sim	Sim
Janbu generalizado	Sim	Sim	Não
Sarma	Sim	Sim	Sim
Morgenstern-Price	Sim	Sim	Sim

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

3.4.3 Correlações Entre Precipitação e Avaliação da Estabilidade de Taludes (FS)

A incidência de precipitações, e conseqüente infiltração de água no solo, especialmente em meios porosos não saturados, é um dos principais agentes relacionados as rupturas de taludes em regiões tropicais, uma vez que provoca a diminuição ou completa eliminação dos efeitos da sucção matricial nos solos, podendo gerar o escorregamento parcial ou total do talude. Neste sentido, inúmeras pesquisas foram desenvolvidas buscando a influência dos ciclos hidrológicos no FS (PRADEL e RAAD, 1993; FREDLUND e RAHARDJO, 1993; CARDOSO JR. e FUTAI, 2005; KIM *et al.*, 2004;), bem como estabelecer uma correlação entre a precipitação e o escorregamento (VARGAS e PICHLER, 1957; CAINE, 1980; VARGAS JR., COSTA FILHO; DE CAMPOS, 1986; TATIZANA *et al.*, 1987; CARVALHO, 1989; KIM; HONG; KIM, 1991; ELBACHÁ, 1992; CAI; UGAI, 2004; GUZZETTI *et al.*, 2008).

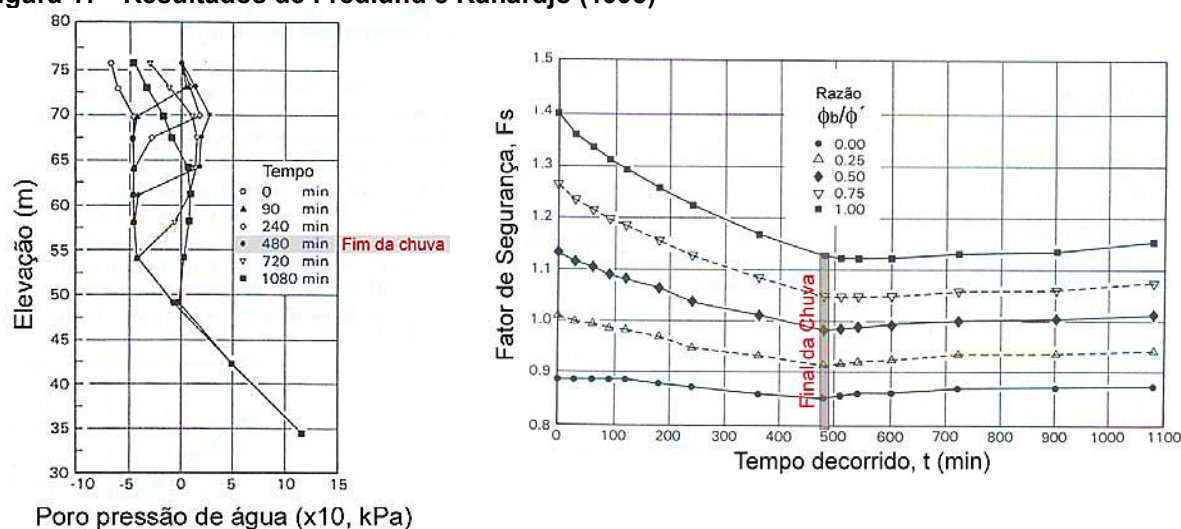
Como já mencionado, parte da água da chuva escorre pela superfície, enquanto parte penetra no solo e flui por dentro do maciço. Via de regra, quando se trata de um perfil inclinado, o fluxo é direcionado paralelamente à declividade, sendo a condutividade hidráulica das camadas um fator determinante do modo como o solo irá conduzir a água através da encosta. Para que ocorra a saturação do solo é necessário que a intensidade de chuva seja tanta que exceda a capacidade de infiltração do material e que a duração dessa chuva seja suficiente para saturar o talude da superfície até o nível freático (PRADEL e RAAD, 1993).

Considerando os ciclos hidrológicos, a influência que os fluxos subsuperficiais e de infiltração tem sobre a estabilidade de taludes foi estudada, por exemplo, por KIM *et al.* (2004). Estes autores avaliaram deslizamentos de solos saturados classificados, de acordo com o Sistema Unificado de Classificação dos Solos, como SW e SM da Coréia do Sul. O estudo constatou que a causa principal dos deslizamentos foi a infiltração da água proveniente de chuvas prolongadas. Segundo a análise o comportamento do FS diminui gradualmente com o aumento do nível freático e com o aumento do ângulo de inclinação do talude.

Fredlund e Rahardjo (1993) estudaram o comportamento da sucção de um talude heterogêneo em Hong Kong. O maciço era formado por solos de origem granítica, tinha inclinação de 60° e altura aproximada de 38 m. Durante um evento chuvoso os autores analisaram o comportamento da variação do fator de segurança do talude antes, durante e depois da precipitação.

A Figura 17 (A) ilustra a previsão numérica do comportamento da sucção durante o evento chuvoso no talude estudado. A chuva simulada teve duração de 480 min e intensidade de 47 mm/h. O comportamento foi verificado durante 1080 min. Nota-se que na superfície do talude, no início da chuva (tempo igual a 0 min), a sucção correspondia a aproximadamente 65 kPa e no final do evento o valor da sucção se anulou. Após a chuva ter cessado (após 480 min), a sucção na superfície tende a voltar para o valor inicial.

Figura 17 - Resultados de Fredlund e Rahardjo (1993)

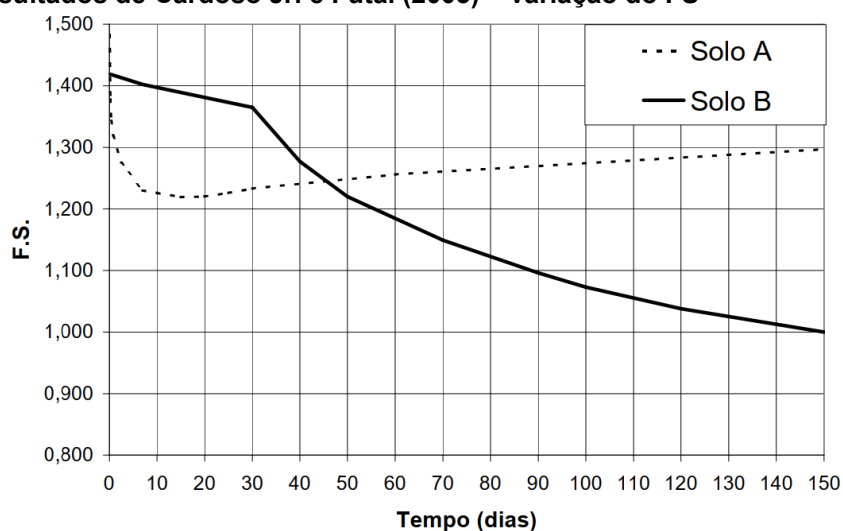


Fonte: Adaptado de Fredlund e Rahardjo (1993).

A partir dos perfis de sucção do talude em função do tempo, os autores ainda determinaram os FS do talude, também em função do tempo, considerando para isso uma superfície fixa de deslizamento considerada crítica. Para tanto, considerando diferentes razões entre o φ_b e φ' , os FS foram determinados. A Figura 17 (B) ilustra os resultados obtidos, onde percebeu-se que quanto maior é essa razão, mais acentuada é a queda na segurança do talude durante o processo de infiltração.

Cardoso Jr. e Futai (2005) também realizaram simulações para avaliar o efeito da infiltração nas estabilidades de taludes, avaliando seu comportamento durante e após a precipitação. As características das precipitações foram baseadas na curva que relaciona a intensidade e a duração das chuvas para um determinado tempo de recorrência, para o estado de São Paulo. No estudo foram adotados dois solos com características hidráulicas distintas (um solo arenoso - A e um solo argiloso - B). A Figura 18 mostra a variação do FS considerando a duração da chuva ao longo do tempo para os solos A e B. Nota-se a diferença de comportamento em função da duração das precipitações para ambos os solos, onde, apenas para o solo arenoso, foi possível estabelecer um valor de duração de uma precipitação crítica do qual pode-se determinar o menor FS que o talude de referência pode atingir.

Figura 18 - Resultados de Cardoso Jr. e Futai (2005) – variação do FS

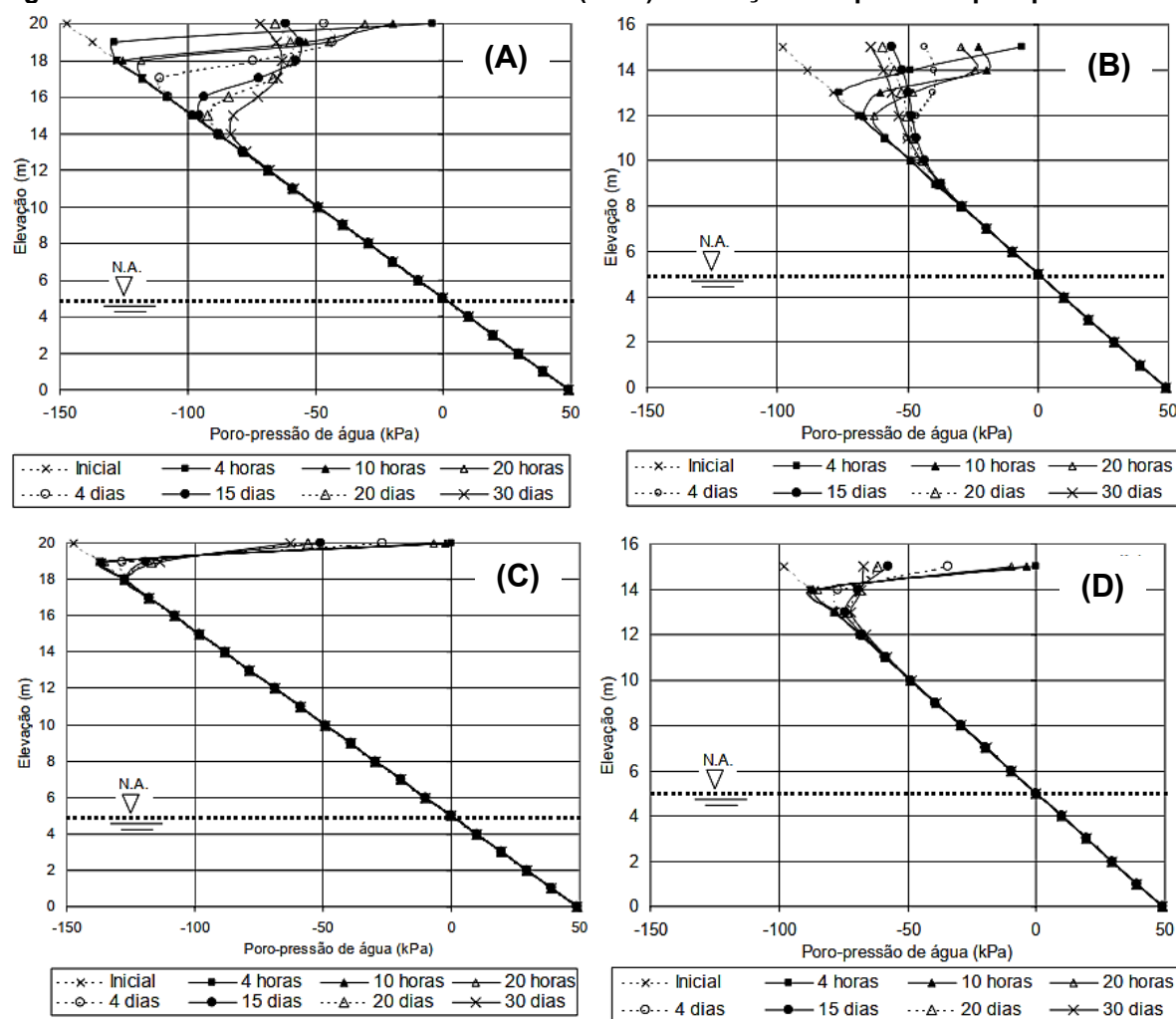


Fonte: Adaptado de Cardoso Jr. e Futai (2005).

Ao se analisar, no mesmo trabalho, a Figura 19 (A) e (B), ambas do solo arenoso, percebe-se um maior avanço da frente de umedecimento e a não anulação da sucção na superfície, enquanto na Figura 19 (C) e (D), para o solo

argiloso, devido à baixa permeabilidade, ocorre um pequeno avanço da frente de umedecimento e a anulação da sucção na superfície. Percebe-se também, para o solo argiloso, que há uma resposta mais lenta na distribuição da sucção para as variações das condições de contorno em que o talude fica submetido.

Figura 19 - Resultados de Cardoso Jr. e Futai (2005) – variação dos perfis de poropressão



Nota: Perfil de sucção versus elevação para uma precipitação de $5,75 \times 10^{-6}$ m/s com duração de 5 horas ao longo do tempo para a seção na crista (A) e na face (B) do talude.

Fonte: Adaptado de Cardoso Jr. e Futai (2005).

Mesmo não sendo enfoque deste trabalho é interessante mencionar que, na temática de correlação entre a precipitação e o escorregamento, Tatizana *et al.* (1987) ao avaliar os escorregamentos ocorridos na Serra do Mar, em Cubatão, tendo como base as chuvas e deslizamentos para a região com base no levantamento de dados de deslizamentos e chuvas acumuladas e horárias para um período de mais

de 30 anos, estabeleceram um patamar de precipitação acima do qual seriam desencadeados os escorregamentos. Dentre suas constatações estava a de que quanto maior a chuva acumulada, menor será a intensidade da precipitação crítica necessária para induzir os escorregamentos. Destaca-se que suas determinações auxiliam ainda hoje a obtenção do Coeficiente de Precipitação Crítica (CPC) para medir a susceptibilidade dos escorregamentos com a evolução da precipitação, servindo de base para tomada de decisões no Plano Preventivo de Defesa Civil – PPDC do município.

Neste mesmo sentido, e compreendendo que é possível estabelecer uma correlação de precipitação x escorregamento para cada localidade, Elbachá (1992) encontrou a envoltória que representa a curva de intensidade crítica da cidade de Salvador a partir da análise dos diagramas de dispersão do período entre 1980 e 1990. A autora ratificou que o aumento da saturação do solo provoca uma diminuição da intensidade horária necessária para desencadear os escorregamentos e a importância de análises pontuais, pautadas nas peculiaridades das condições geológicas-geotécnicas locais e demais especificidades de cada área de estudo.

No item 3.9 (Relatos de estudos de resistência e estabilidade de taludes em solos não saturados) serão apresentados trabalhos mais recentes sobre a temática.

3.5 MODELAGEM NUMÉRICA E AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE

Diversas evidências indicam que escorregamentos de taludes em regiões tropicais ocorrem em virtude da diminuição ou eliminação da sucção do solo em decorrência da infiltração de água no maciço. Buscando estabelecer uma cronologia para a realização dos estudos de análise de estabilidade de taludes de solos não saturados, Hoydal e Heeyerdaahl (2006) apresenta uma metodologia para dividida em três etapas expostas e explicadas no Quadro 15.

Considerando os pontos importantes a serem observados para a realização das etapas mencionadas, os autores destacam que a 1ª etapa consiste na obtenção dos dados que irão servir para as definições das condições de contorno do problema, específica para cada situação abordada. Dentre suas particularidades os

autores mencionam que, para uma melhor avaliação, as análises posteriores irão requerer uma entrada de dados em tempos inferiores a 12 horas quanto a precipitação diária de chuva. Além disso, os autores ainda sinalizam que para solos de baixa permeabilidade é possível utilizar de dados meteorológicos com menor periodicidade, haja vista a evidente limitação da infiltração da água no maciço.

Quadro 15 - Metodologia para análise de estabilidade de taludes de solos não saturados proposta por Hoydal e Heeyerdaahl (2006)

Etapa	Ação
1ª Etapa – Estudo dos dados meteorológicos	Levantamento de dados locais de precipitação (preferencialmente com pequena periodicidade na entrada de dados).
2ª Etapa – Análise de fluxo bidimensional	Avaliação/simulação do processo de infiltração de água da chuva em meio poroso não saturado (ênfase nas definições das propriedades hidráulicas do solo, condições de contorno da situação avaliada e na definição das técnicas numéricas utilizadas)
3ª Etapa – Análise da estabilidade de taludes não saturados	Análise de estabilidade considerando as propriedades de resistência e hidráulicas do solo e os perfis de pressão definidos na segunda etapa.

Fonte: Elaborado pela autora.

Para a realização da etapa 2, faz-se a análise por meio da solução da equação diferencial parcial não linear de Richards, a qual traduz o processo de fluxo em meio não saturado. A solução dessa equação passa pela definição das propriedades hidráulicas do solo (curva de retenção e função condutividade hidráulica), das condições de contorno (aspectos climáticos anteriores ao evento) e da utilização de técnicas numéricas apropriadas, resultando em perfil de pressão de água ou distribuição do teor de umidade. Observa-se que se faz necessário compreender as diferentes relações entre taxa de infiltração e permeabilidade hidráulica do solo, geometria e propriedades hidráulicas.

Por fim, para a 3ª etapa, os autores destacam que para a realização das análises de estabilidade devem ser consideradas as propriedades de resistência e hidráulicas do solo, bem como serem utilizados para isso os perfis de distribuição de pressões neutras variável com a incidência de chuvas.

3.6 RETROANÁLISE DA ESTABILIDADE DE TALUDES

De acordo com a Norma ABNT-NBR 11682 de 2009, entende-se por retroanálise a

“análise elaborada com o conhecimento da geometria da superfície de ruptura ocorrida e outros fatores que estavam presentes no momento da ruptura, como sobrecargas, posição do nível d’água, sismos e outros, visando determinar parâmetros de resistência e poropressão coerentes com o problema” (ABNT, 2009, p. 04).

Sendo assim, a retroanálise consiste na observação e análise de dados dos materiais compreendidos em dado talude ou encosta que permitem a definição dos parâmetros de resistência ao cisalhamento mobilizados no momento preciso antes do escorregamento ter ocorrido. Sua importância está no fato de ser um estudo em escala de campo, que abarca boa parte das heterogeneidades do solo, possibilitando obter parâmetros mais representativos de todo o maciço, chegando a eliminar a necessidade de ensaios de laboratório (GOMES, 2003; JESUS, 2008).

Os tipos de parâmetros desconhecidos obtidos em processos de retroanálise podem ser subdivididos em três grupos: as características geométricas, as propriedades dos materiais e as condições de carregamento.

Mello (1972) e Hoek (1972, *apud* JESUS, 2008) apontam que a análise regressiva de rupturas reais, apesar das muitas dificuldades práticas envolvidas, tais como a heterogeneidade e as descontinuidades dos solos, representa um dos campos mais promissores na pesquisa da estabilidade de taludes. Para os autores, qualquer previsão baseada no estudo de casos anteriores, que engloba a realidade e se traduz em um estudo de comparações ou modificações, resulta em parâmetros geomecânicos mais realistas do que os ensaios de laboratório.

Wolle (1980) ainda enfatiza que a observação e análise de casos reais de rupturas em taludes com condições geomorfológicas e fatores predisponentes semelhantes, permite, por meio do uso de retroanálise, o estabelecimento de faixas prováveis de variação dos valores médios dos parâmetros de resistência. No entanto, é importante mencionar que diversos fatores podem influenciar na interpretação dos resultados dos parâmetros de resistência ao cisalhamento obtido pela retroanálise, podendo levar a avaliações errôneas. Pontos como a incerteza da localização da superfície de ruptura, da presença de trincas de tração, da distribuição da pressão

neutra ou das tensões efetivas do solo e as condições de carregamentos no instante da ruptura necessitam ser analisados com cautela.

Diversos autores propuseram metodologias para a realização de retroanálise para rupturas de taludes terrosos. Seus pressupostos partem da existência de um conjunto de pares de valores de (c' e $\tan \varphi'$), obtidos por combinação linear, que irá satisfazer a condição de fator de segurança igual a um valor unitário ($FS = 1$). A seguir estão apresentadas algumas metodologias que podem ser aplicadas em retroanálises da estabilidade de taludes.

Hoek (1972 *apud* JESUS, 2008) propõe um método que considera distintamente a ruptura planar ou rotacional, o fluxo de água que pode ser normal descendente (paralelo ao talude) ou fluxo horizontal (no qual o movimento livre descendente da água subterrânea é inibido pela presença de camadas horizontais ou de juntas argilosas impermeáveis) e a influência de fendas de tração, as quais poderiam ser tanto saturadas como secas (FIORI e CARMIGIANI, 2009).

O método tem como principais hipóteses simplificadoras, admitidas pelos fundamentos dos ábacos de Hoek:

- a) uniformidade das propriedades dos materiais nos taludes;
- b) materiais com ângulos de atrito interno entre 10° e 40° ;
- c) análise bidimensional; e
- d) ruptura simultânea ao longo de toda a superfície.

Sendo assim, o procedimento segue com a construção de uma série de gráficos que dariam uma solução com precisão às avaliações de estabilidade, incluindo as diversas componentes e parâmetros do talude.

Considerando o caso de ruptura circular, o qual está identificado nas análises e retroanálises desta pesquisa, o fator adimensional X ou 'função do ângulo de talude' escolhido por Hoek (1972), por fornecer uma boa aproximação à função ideal, é o apresentado na Equação 19:

Equação 19 $X = i - 1,2\phi$

onde: X é a resposta dada pela 'função do ângulo de talude'; i é o ângulo de inclinação do talude; e ϕ é o ângulo de atrito interno das partículas.

Segundo o método, tal fator (X) precisa ser combinado com outro grupo adimensional, denominado Y ou “função altura do talude”, em um sistema de coordenadas cartesianas para a obtenção da estimativa do FS. Este segundo grupo seria descrito pela Equação 20.

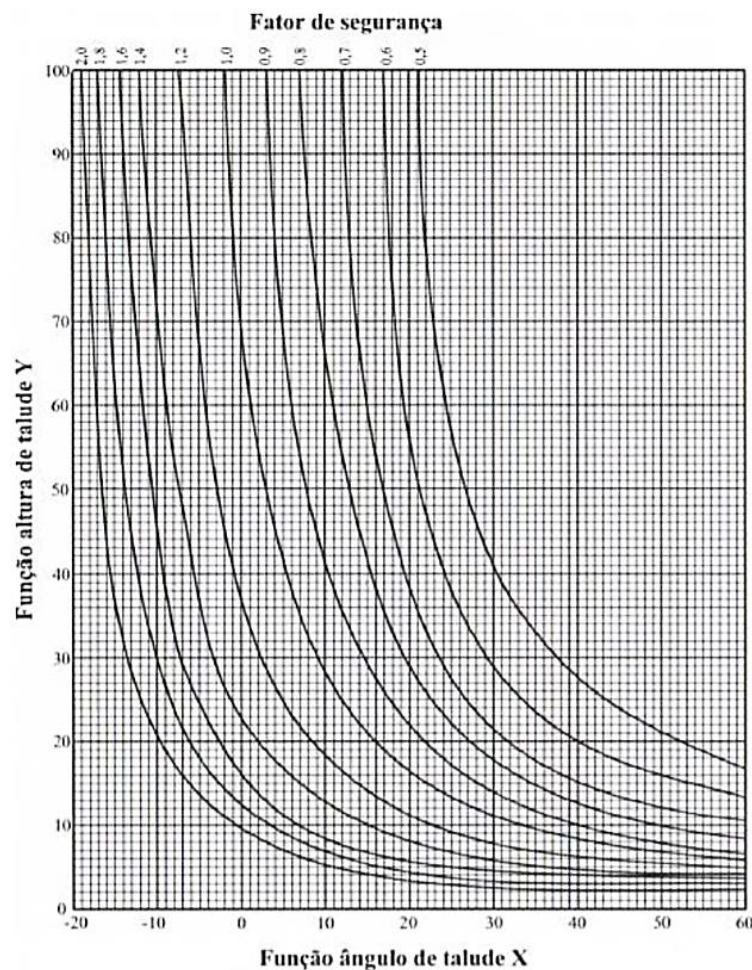
Equação 20

$$Y = \frac{\gamma \cdot H}{c}$$

onde: Y é a resposta dada pela ‘função altura do talude’; γ é o peso específico aparente natural do material; H é a altura do talude; e c é a coesão do solo.

A plotagem dos valores da função X versus os valores função Y , caem sobre uma curva singular, que pode ser agora usada como base para um ábaco (Figura 20).

Figura 20 - Ábaco de Hoek (1972) para definição do FS por retroanálise para projeto de ruptura circular



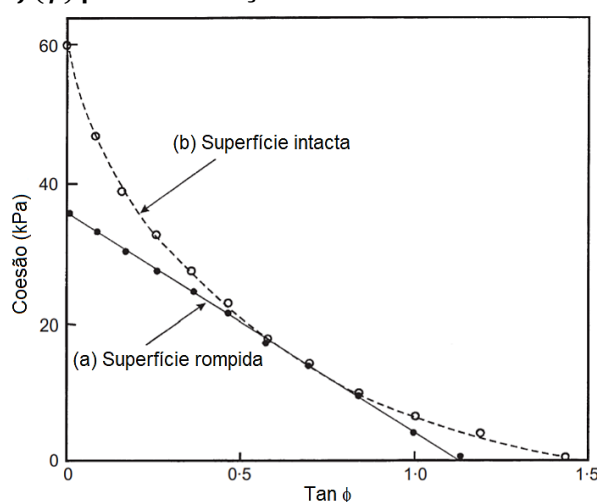
Fonte: Hoek (1972 *apud* JESUS, 2008).

Wesley e Leelaratham (2001) também propuseram um método para a realização da retroanálise em estabilidade de taludes. Os autores definiram dois procedimentos a serem realizados concomitantemente:

- Condição a: Considera-se a superfície de ruptura do talude e por meio da aplicação do método determinístico de Bishop (1955) definem-se as possíveis combinações de parâmetros (curva de $c = f(\varphi)$) que estabelecem um fator de segurança unitário.
- Condição b: Considera-se o talude com as condições geométricas de antes da ruptura e, de maneira análoga a Condição a, define-se os pares de parâmetros que representam um fator de segurança unitário.

Como resposta se teria algo semelhante ao apresentado na Figura 21.

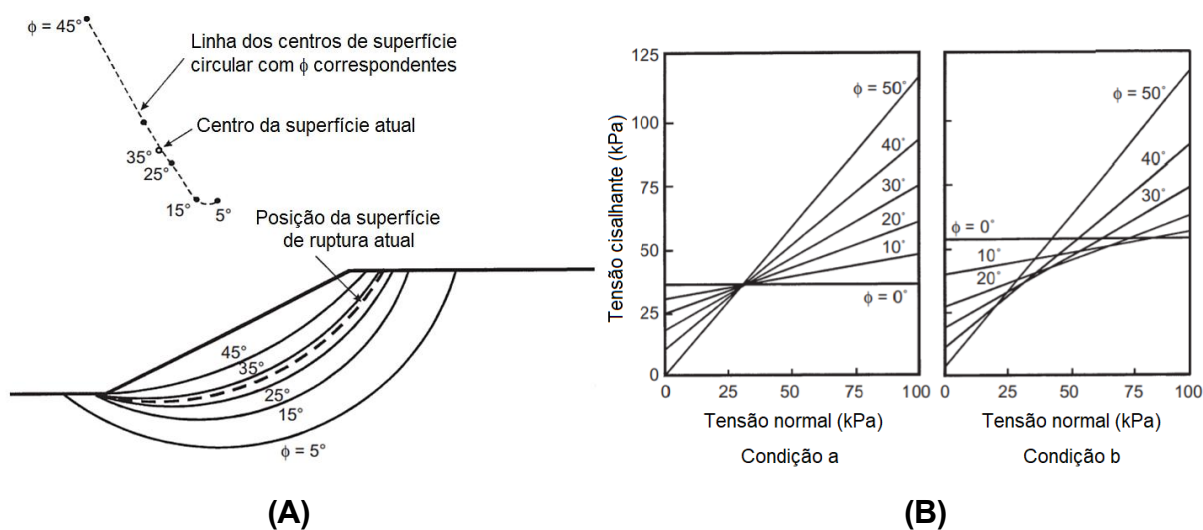
Figura 21 - Curvas de $c = f(\varphi)$ para as condições a e b do método de Wesley e Leelaratham (2001)



Fonte: Traduzido e adaptado de Wesley e Leelaratham (2001).

Após a definição das curvas $c = f(\Phi)$ para as condições (a) e (b), é necessário realizar a análise convencional de estabilidade (Bishop simplificado), obtendo o FS para o talude na condição rompida e intacta, para a variação de parâmetros proposta considerando a curva na condição oposta. Ou seja, utiliza-se como parâmetros para análise do talude intacto a curva de $c = f(\Phi)$ obtida para a Condição (a) – superfície rompida, enquanto para o talude na condição rompido deve-se adotar os parâmetros obtidos na curva $c = f(\Phi)$ para a Condição (b) – superfície intacta. A Figura 22 (A) e (B) apresenta a síntese das análises realizadas para o método de Wesley e Leelaratham (2001).

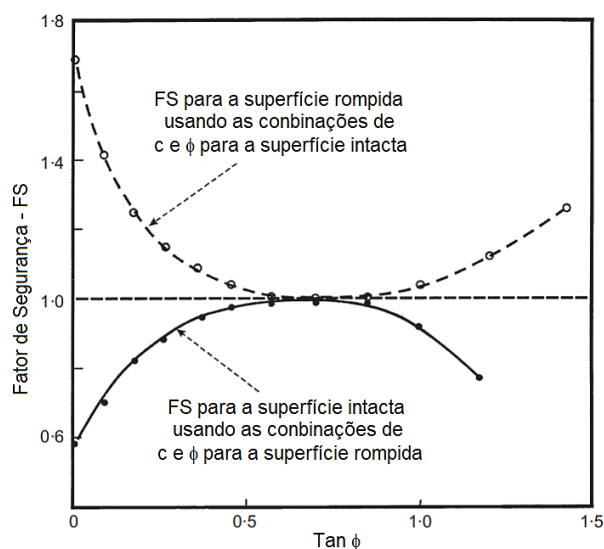
Figura 22 - Resultados das análises de estabilidade (FS) para as condições a e b do método de Wesley e Leelaratnam (2001)



Fonte: Traduzido e adaptado de Wesley e Leelaratnam (2001).

Quanto a definição dos parâmetros médios da superfície de ruptura estes devem ser obtidos observando-se a convergência das duas curvas de fator de segurança *versus* ângulo de atrito interno para o valor unitário, conforme apresentado na Figura 23.

Figura 23 - Curvas de $c = f(\varphi)$ para as condições a e b do método de Wesley e Leelaratnam (2001) para definição dos parâmetros de resistência ao cisalhamento por retroanálise



Fonte: Traduzido e adaptado de Wesley e Leelaratnam (2001).

Gomes (2003) propôs um procedimento semelhante ao de Wesley e Leelaratnam (2001), no qual são definidos os prováveis de valores de coesão e ângulo de atrito por meio dos seguintes passos:

- (i) Gera-se a curva $c = f(\varphi)$ a partir de um determinado método de cálculo do FS a ser utilizado, fixando o $FS = 1$;
- (ii) Mantém-se a geometria inicial do talude e a mesma condição de pressão neutra anterior à ruptura e realiza-se a pesquisa da superfície de ruptura crítica correspondente a cada par de parâmetros da curva $c = f(\varphi)$;
- (iii) Representa-se graficamente as curvas $c = f(\varphi)$ e fator de segurança crítico das pesquisas realizadas *versus* o ângulo de atrito correspondente por um mecanismo de procura da superfície crítica;
- (iv) Seleciona-se entre os fatores de segurança críticos, aquele que mais se aproxima do valor unitário.

3.7 RELATOS DE ESTUDOS DE RESISTÊNCIA E ESTABILIDADE DE TALUDES EM SOLOS NÃO SATURADOS

Dell'Avanzi e Silva (2013) defendem que “a magnitude de segurança de um talude (descrito pelo seu fator de segurança) é um valor com variação temporal, resultado das condições de fluxo e de não saturação do solo”. Frente a isso, de modo mais recente, diversos estudos vêm relacionando as determinações de parâmetros de resistência dos solos não saturados em casos reais ou hipotéticos de análise de estabilidades de taludes, tentando melhor entender as influências parciais das inúmeras variáveis no processo. Apesar de não ser um estudo conceitualmente recente, os trabalhos atuais utilizam ferramentas computacionais e um acervo maior de observações que possibilitam validar e/ou refutar constatações anteriores, bem como ter novas visões acerca do tema.

Este item da revisão bibliográfica tem, portanto, o intuito de fazer uma breve apreciação de alguns textos relevantes que, posteriormente auxiliarão nas discussões deste trabalho.

Inicialmente, com relação a resistência ao cisalhamento dos solos não saturados, poucos são os trabalhos que contrapõem algum dos pressupostos estabelecidos nesta revisão. No entanto, trabalhos como o de Fredlund e Barbour (1992), Alonso *et al.* (2010), Konrad e Lebeau (2015), Song, Chae e Lee (2016) e Gao, Sun e Zhu (2019) contribuem para seu aprimoramento.

Os autores Konrad e Lebeau (2015), considerando a abordagem das determinações da resistência de solos não saturados em termos de tensão efetiva e a reconhecida dificuldade da quantificação do parâmetro de Bishop (χ), sugeriram que o parâmetro de tensão efetiva deveria estar relacionado a um grau efetivo de saturação, que define a fração da água que contribui para a resistência do solo e não ao simples grau de saturação, frequentemente utilizado. Embora baseada em considerações termodinâmicas, essa opção demonstrou levar a superestimativas significativas da contribuição da sucção para a tensão efetiva.

O problema desta abordagem, segundo os autores, está em como diferenciar a água que contribui para a resistência do solo daquela que não contribui, ou, em outras palavras, definir a fração de água que não fica presa na microestrutura do solo, onde a água é retida principalmente por forças de adsorção. Para resolver essa dificuldade, o artigo utiliza considerações teóricas e observações experimentais para particionar a função de retenção de água em componentes capilares e adsorventes. Nos cálculos amostrais apresentados no trabalho, o parâmetro alternativo de tensão efetiva forneceu uma boa concordância com dados experimentais de resistência ao cisalhamento para uma expressiva variedade de tipos de solo.

Ainda neste contexto, porém correlacionando observações experimentais da curva característica solo-água (CCSA) e a resistência ao cisalhamento do solo não saturado para um solo argiloso, Gao, Sun e Zhu (2019) analisaram o efeito da proporção de vazios no comportamento de retenção e, posteriormente, seu efeito na resistência do solo. Primeiramente os testes de porosimetria de intrusão de mercúrio foram realizados para observar a distribuição do tamanho dos poros de amostras compactadas com diferentes proporções de vazios. Os resultados experimentais mostram que os poros interagregados das amostras compactadas diminuem com o aumento do índice de vazios inicial, mas os poros intra-agregados permanecem inalterados, o que pode explicar o comportamento de

retenção de água de amostras compactadas com diferentes proporções de vazios iniciais em uma ampla faixa de sucção.

Os mesmos autores ainda realizaram testes de cisalhamento triaxial e descreveram que a força de cisalhamento aumenta com o aumento da sucção até que uma força máxima seja atingida em um valor de sucção específico. Quando a sucção é maior que o valor de sucção específico (no referido estudo, 3 MPa), proporção de vazios ou a densidade seca não afetam a curva de retenção de água no solo, o que faz com que os ensaios de cisalhamento triaxial possa ser considerado como sendo de umidade constante para altas faixas de sucção, mesmo que a relação de índices de vazio mude durante o cisalhamento.

Ainda com relação a CCSA, grande parte dos trabalhos lidos como fundamentação teórica e base para discussão dos resultados desta tese, apresentam diferentes formas de estimar a mesma. Conforme mencionado, Fredlund (2018) afirma que para uma aplicação prática dos princípios de mecânica do solo não saturados, a determinação laboratorial da curva característica é considerada como uma das melhores maneiras de se compreender o comportamento do solo.

Antinoro *et al.* (2017), ao estudar o desempenho diferentes modelos de estimativas de delimitação da curva característica – Dexter *et al.* (2008), van Genuchten (1980) e Ross e Smettem (1993) – concluíram que os três modelos mostraram uma boa adaptação aos dados experimentais, tanto para os solos com distribuições de poros unimodais, quanto para bimodais. No entanto, os autores admitem que os modelos afetam a avaliação da estabilidade de duas maneiras: em relação as suas propriedades de resistência, que dependem da sucção de água do solo, e em relação a modelagem do processo hidrológico (por exemplo, infiltração), que influencia diretamente os padrões de umidade do solo e influenciando indiretamente a estabilidade do talude.

Neste estudo os resultados indicaram que, para os solos argilosos (e bimodais), as mudanças no FS obtidas com diferentes modelos de curvas de retenção de água podem ser significativas, especialmente nos valores de umidade do solo próximos da zona residual.

No mesmo sentido, Mukhlisin *et al.* (2011) e Ciervo *et al.* (2015) também compararam o desempenho de diferentes modelos (por exemplo, Brooks e Corey, Lognormal, entre outros) nas estimativas de delimitação da CCSA,

correlacionados os resultados à desestabilização de encostas de solo expostas a chuvas controladas. As simulações mostraram que os modelos escolhidos para a determinação da curva tiveram efeito na análise de estabilidade da encosta nas condições não saturadas, com uma maior sensibilidade dos solos finos à utilização de diferentes modelos.

Autores como Postill *et al.* (2019) chamam a atenção para a reconhecida ocorrência dos ciclos sazonais de umedecimento e secagem em campo, os quais podem levar a uma deterioração a longo prazo das encostas por meio do acúmulo de deformações externas e descendentes, levando a falhas progressivas. Neste contexto, é comum encontrar estudos que se baseiam nas interferências que as condições climáticas adversas (chuvas intensas) podem causar em encostas ou taludes de aterros projetados (MUKHLISIN *et al.*, 2011; ARNONE *et al.*, 2011, 2016; LE *et al.* 2014; SONG, CHAE e LEE, 2016; ANTINORO *et al.* 2017; MARTINOVIĆ, REALE e GAVIN, 2018; DAMIANO *et al.*, 2017; DAMIANO, 2019; NGUYEN e LIKITLERSUANG, 2019; JUNFENG *et al.*, 2020; MAO *et al.*, 2020; MORI *et al.*, 2020). Os trabalhos referenciados discutem casos reais e simulações para o estudo de modelos de previsões e condições de ruptura, além de modelos para determinação do próprio fator de segurança ou probabilidade de ruína.

A seguir está apresentado um apanhado com algumas informações tidas como primordiais para a compreensão do escopo deste estudo:

Ng e Shi (1998) demonstraram que as causas das rupturas estão atreladas a redução da sucção na superfície devido a infiltração de água pluvial. Ao realizar um estudo paramétrico para verificar a estabilidade de talude em solo não saturado sujeito ao fluxo transiente de infiltração de água em um colúvio localizado na encosta de Hong Kong, os autores perceberam que, além da duração e da intensidade das chuvas terem significativa importância na condição de estabilidade de taludes, houve influência da condutividade hidráulica saturada do solo (o fator de segurança reduz em função da diminuição da permeabilidade saturada) e que as chuvas que antecedem a ruptura possibilitam o decréscimo acumulativo do FS, devendo ser levadas em consideração.

Gasmo, Rahardjo e Leong (2000) desenvolveram um estudo numérico para analisar os efeitos da infiltração em um talude de solo residual. Em um primeiro momento os autores realizaram um estudo para avaliar como a taxa de

infiltração varia em função da intensidade da chuva, do tempo e da localidade do talude (crista, face e pé). Eles relataram que o maior fluxo de água ocorreu na crista do talude, enquanto o menor ocorreu no pé do talude.

Em seguida os autores fizeram simulação numérica no SEEP/W para determinar a distribuição de pressão neutra (com entrada de dados pluviométricos de, aproximadamente, 50 dias), comparando com dados de instrumentação de campo. Os resultados modelados pelo SEEP/W não representaram adequadamente o perfil de pressão neutra lido em campo, ou seja, e este modelo não foi capaz para descrever fielmente a infiltração no caso estudado. Dentre as justificativas para a divergência observada os autores pontuam a representação simplificada do talude em solo residual não representando exatamente com as condições de campo, a permeabilidade utilizada que pode não representar sua variação com a profundidade e as especificações das condições de contorno e dos parâmetros de modelo sem serem refinados.

Posteriormente, a estabilidade de talude foi analisada utilizando-se a combinação dos pacotes SEEP/W e SLOPE/W, buscando analisar como as variações na distribuição da pressão neutra afetam o fator de segurança. Os resultados das análises de estabilidade de Gasmó, Rahardjo e Leong (2000) destacam que o FS tende a ser maior para o perfil de pressão neutra obtido pela instrumentação de campo e menor para o modelo numérico do SEEP/W. Esta ocorrência é explicada pelos autores, principalmente, devido a possibilidade de fluxo de água em três dimensões na condição real, não modelada pelo *software*.

Calle (2000) realiza em sua tese uma análise paramétrica de um talude localizado na região Centro-Oeste Paulista. Seu objetivo principal era avaliar o efeito da chuva na estabilidade de um talude rompido. Para tanto foram realizados ensaios de campo, laboratório e modelagens numéricas para uma seção de talude com inclinação de aproximadamente $63,9^\circ$ e altura de 15,2 m, composto por solo residual classificado como areia argilosa, sendo este admitido homogêneo ao longo de toda a seção. As análises de fluxo foram feitas no SEEP/W simulando chuvas com intensidade de 20 mm/h e de 70 mm/h para um intervalo de 30 minutos a 30 horas.

Na sequência, os resultados dessas análises foram utilizados no SLOPE/W, o qual foi utilizado para verificar a estabilidade do talude a partir da determinação do fator de segurança. As análises mostraram que o FS é ligeiramente

maior que um para a superfície de ruptura delimitada em campo, no caso das análises com parâmetros de resistência de solo não saturado, enquanto para as análises que consideravam os parâmetros de resistência do solo saturado FS apresentou-se inferior que a unidade. O autor conclui que o talude possivelmente encontrava-se numa condição de não saturação quando ocorreu sua ruptura e que houve influência da redução da sucção matricial na resistência ao cisalhamento do talude devido ao processo de infiltração da água da chuva, tornando-o instável.

Le *et al.* (2014) estudaram a ruptura de taludes não saturados com índice de vazios espacialmente variável, sujeita a uma precipitação de intensidade constante considerando a probabilidade de ocorrência, bem como a proporção da massa deslizando. Os resultados indicaram que, em alguns casos, o FS pode ser baixo e ter uma massa deslizando correspondente relativamente pequena e, em outros casos, ser elevado, porém ter uma massa deslizando associada considerável. O estudo mostrou que a correlação entre o fator de segurança e o tamanho da massa deslizando muda de positiva para negativa à medida que a chuva avança. Um gráfico de quadrante simples foi sugerido para avaliar o risco associado à falha de taludes, levando em consideração o fator de segurança e o tamanho da massa deslizando.

Augusto Filho e Fernandes (2018) buscaram analisar a possível instabilização gerada pela redução da coesão aparente provocada pela infiltração da água da chuva, causada pela diminuição ou até mesmo a anulação dos efeitos da sucção matricial. Os autores analisaram um talude real de corte, composto por um solo residual arenoso. Após levantamento e determinação dos parâmetros hidráulicos e de resistência do solo na condição não saturada, modelagens numéricas foram realizadas e confirmaram que é possível ocorrer deslizamentos rasos de solo somente pela redução da sucção e perda de coesão aparente. Além disso, a modelagem do fluxo da água infiltrada no talude apresentou fatores de segurança superiores ao unitário, mesmo ocorrendo chuvas de alta intensidade pluviométrica.

A estabilidade de um talude de terreno natural na condição não saturada também foi avaliada com base na variação da sucção do solo induzida pela chuva por Song, Chae e Lee (2016). O local de estudo havia sofrido deslizamentos de terra anteriormente. Para a análise a CCSA foi estimada pelo modelo de van Genuchten (1980), com parâmetros de ajuste de curva estimados a partir da trajetória de umedecimento. A quantidade de chuva e o conteúdo volumétrico de água do solo

foram medidos usando sensores de pluviômetro e a técnica de reflectometria no domínio do tempo (TDR), respectivamente, no local de monitoramento.

Baseado nos princípios da análise de taludes infinitos (já que o comprimento da encosta era grande e profundidade da camada de solo sobre a rocha era rasa), os autores obtiveram valores de FS do talude que diminuíram repentinamente durante e logo após a chuva, porém depois se recuperou. O FS oscilou continuamente devido a mudanças das condições de saturação causadas pela evaporação e infiltração de água na camada de solo não saturado. Os autores concluíram que a estabilidade do talude infinito em questão poderia ser avaliada em tempo real, quando o conteúdo volumétrico de água ou sucção matricial no solo estiver sendo monitorado no campo.

O trabalho de Nguyen e Likitlersuang (2019) teve como objetivo investigar o efeito da variabilidade espacial das propriedades do solo na estabilidade de taludes durante a infiltração das chuvas. Os parâmetros do ângulo de atrito efetivo, condutividade hidráulica saturada e CCSA foram simulados para uma areia, a fim de realizar uma análise de estabilidade apontando a variação dos FS e a probabilidade de ruína. Os resultados mostram que a curva característica produz uma variação significativa da pressão da água dos poros, enquanto o ângulo de atrito efetivo é o parâmetro mais importante para a análise de estabilidade probabilística.

Junfeng *et al.* (2020) buscaram esclarecer as características da infiltração de água em talude multicamada não saturado e avaliar a influência da distribuição do conteúdo de água em sua ruptura. Nos testes feitos com taludes confeccionados com dois tipos de areias, os resultados indicaram que existe uma maior altura de água no fundo da camada fina após a drenagem por um longo período, o que resulta na ruptura nessa zona quando a segunda chuva é aplicada. Além disso, os autores ainda afirmam que para taludes com várias camadas, uma vez que a parte inferior atinja a condição saturada, o tempo de ruptura é menor do que para um talude com uma única camada.

Cabe dizer ainda que as análises de estabilidade baseadas em parâmetros de solo e geometrias genéricas poderão aos poucos ser substituídas: 1) seja por análises mais simplificadas, como o proposto por Xiao, Guo e Zeng (2018), nas quais trabalha-se para que outros parâmetros, reconhecidos como sendo mais práticos, sejam utilizados para o cálculo do FS; ou 2) por análises em tempo real,

como descrito por Wang *et al.* (2018) onde busca-se por equipamentos sensores e com custos reduzidos, porém aprimorados e de respostas rápidas (momentâneas).

Para o segundo cenário mencionado, Wang *et al.* (2018) apresentam resultados relacionados a um teste de campo realizado com sensor de baixo custo, associado a curva característica solo-água inferida a partir da distribuição de tamanho de grão, e apontam a capacidade de avaliar o FS contra rupturas superficiais de taludes induzidas pela chuva. Segundo eles, o sistema permite que o conteúdo de água seja monitorado em campo e, com base na curva característica estimada, a sucção e o fator de segurança contra falhas sejam obtidos. Este sistema poderia contornar problemas como avaliações de campo dispendiosas, bem como demanda por procedimentos de laboratório, fornecendo uma avaliação quantitativa da estabilidade do talude em qualquer instante.

Para as simulações feitas pelos autores, os erros estimados foram significativamente baixos, porém, o sistema apresentou limitações, tais como estar apto apenas a partir de determinações com curvas características solo-água unimodais, não satisfazendo grande parte dos solos oriundos de regiões de clima tropical e subtropical.

Por fim, considerando a abordagem da utilização da retroanálise para as avaliações de estabilidades de taludes, inúmeros trabalhos são realizados buscando, de maneira geral, aplicar métodos analíticos ou numéricos que designem a condição em que os parâmetros de resistência ao cisalhamento (curva $c = f(\varphi)$) levam a um FS unitário, com a superfície crítica semelhante a ruptura definida. Neste contexto, trabalhos como o de Calle (2000), Gomes (2003), Jesus (2008), Moscateli (2017), entre outros merecem destaque a nível nacional.

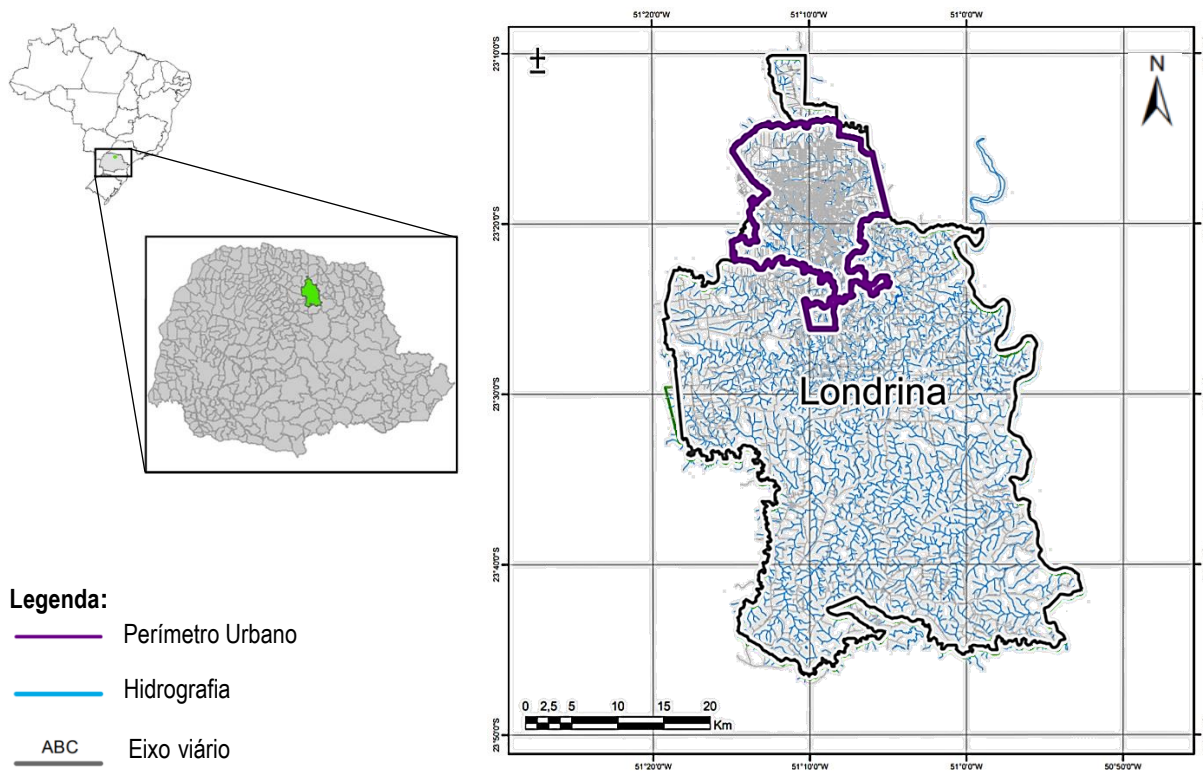
Sendo assim, para a análise de possíveis falhas por escorregamento de massas de solo não saturadas, decorrentes da variação da sucção ao longo do tempo, a literatura é vasta e diversificada.

4 CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL DE ESTUDO

4.1 ÁREA DE ESTUDO

Esta pesquisa foi pautada em casos reais de escorregamento de talude que ocorreram na cidade de Londrina, região norte do estado do Paraná - Brasil (Figura 24). O município abrange uma área de 1653,075 km² com altitude média de 610,0 m acima do nível do mar e situa-se nas coordenadas geográficas 51° 09' 46" de longitude oeste e 23° 18' 36" de Latitude Sul. A fim de preservar a identidade dos envolvidos e/ou afetados pelos eventos (pessoas físicas e jurídicas), destaca-se apenas que os taludes semelhantes aos hipotéticos e o talude real estão localizados na região Oeste da cidade, em áreas urbanas habitadas, distantes a aproximadamente 1,5 km um do outro.

Figura 24 - Localização do município de Londrina/PR



Fonte: Adaptado de IPPUL (2012).

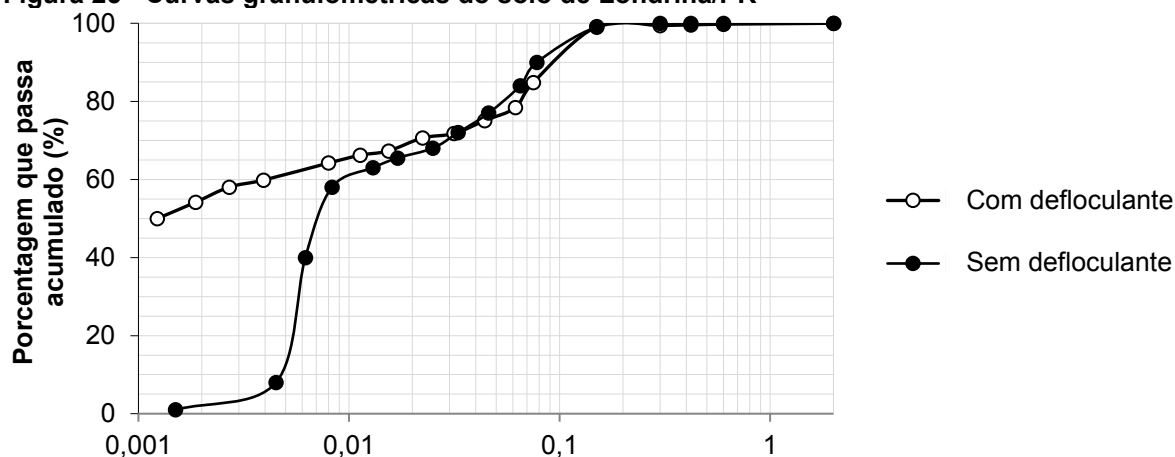
4.2 CARACTERIZAÇÃO PRELIMINAR DO SOLO

A região do município de Londrina/PR apresenta geologia caracterizada pela Formação da Serra Geral, pertencente ao Grupo São Bento. Está compreendida no Terceiro Planalto Paranaense e, fisiograficamente, apresenta relevo de suavemente ondulado a ondulado. O solo tem origem basáltica e é caracterizado como prioritariamente como residual (TEIXEIRA e PINESE, 2006b), sendo característico para a cidade uma camada superficial homogênea até aproximadamente 12 m de profundidade para regiões mais altas e planas (CAVALCANTE *et al.*, 2007).

Este solo vem sendo extensamente estudado pelos alunos de iniciação científica e graduação em Engenharia Civil, bem como alunos de mestrado e doutorado do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, cujas pesquisas estão vinculadas ao Laboratório de Geotecnia da Universidade Estadual de Londrina (UEL). Todos os dados apresentados neste item, resultados de estudos anteriores, foram obtidos a partir de ensaios cujas amostras foram coletadas no Campo Experimental de Engenharia Geotécnica (CEEG) - UEL, à profundidade de 1-2 metros, mesmo local e profundidade dos ensaios complementares realizados para esta pesquisa, conforme descrito nos itens 5.1.1 e 5.1.2.

Segundo Gonçalves *et al.* (2018) e Teixeira *et al.* (2004), a análise granulométrica conjunta (peneiramento e sedimentação), realizada conforme prescrito pela NBR 7181:2016, apresenta as curvas granulométricas do solo conforme a Figura 25. A análise dos resultados obtidos com o uso do defloculante mostra fração granulométrica principal composta de argila, sendo classificado como argila siltosa, enquanto sem defloculante a classificação é site arenoso. Os resultados apontam para a ocorrência de uma microagregação natural do material.

Figura 25 - Curvas granulométricas do solo de Londrina/PR



Frações granulométricas	Sem defloculante	Com defloculante
Pedregulho	0,00	0,00
Areia Grossa	0,00	0,00
Areia Média	0,00	0,27
Areia Fina	17,50	20,73
Silte	80,00	23,50
Argila	2,50	55,50
Classificação	Silte arenoso	Argila siltosa

Fonte: Teixeira *et al.* (2004) e Gonçalves *et al.* (2018).

Os resultados dos ensaios de massa específica dos sólidos (ρ_s), realizada com o material passante em peneira #10 (2 mm), conforme a ABNT NBR 6458:2016 e de limites de consistência (liquidez e plasticidade), feitos com material passante em peneira #40 (0,42 mm), de acordo com a ABNT NBR 6459:2016 e ABNT NBR 7180:2016, também foram obtidos por Gonçalves *et al.* (2018) e estão apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 - Caracterização física do solo de Londrina/PR

ρ_s (g.cm ⁻³)	LL (%)	LP (%)	IP (%)
3,03	51	38	13

Nota: ρ_s = Massa específica dos sólidos; LL = Limite de liquidez; LP = Limite de plasticidade; IP = Índice de plasticidade.

Fonte: Gonçalves *et al.* (2018).

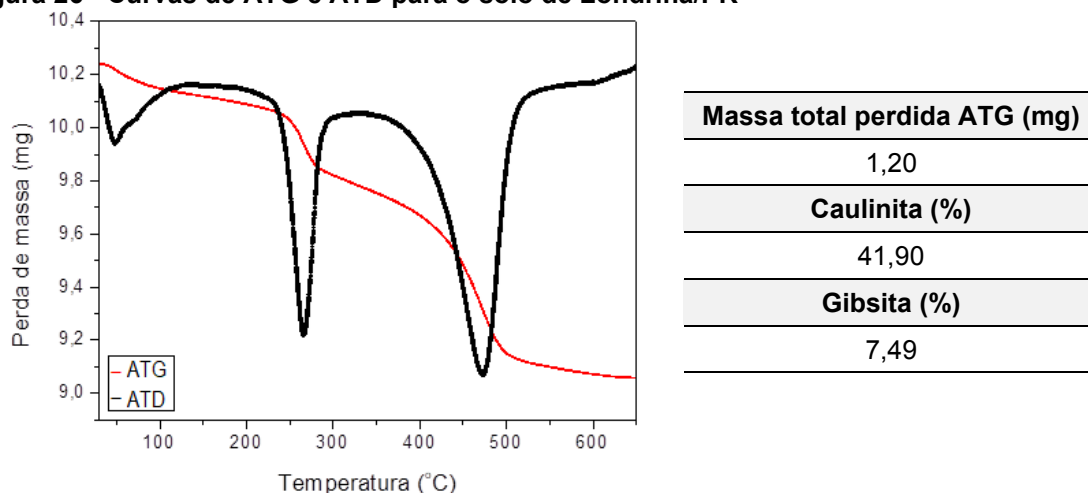
De acordo com o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS) o solo é uma silte elástico arenoso (MH). Já considerando a classificação MCT trata-se de uma argila laterítica, o que é compatível com sua evolução pedogenética proveniente do intenso processo de intemperismo, presença de camadas de espessuras extensas, elevada porosidade aparente, elevada

permeabilidade e coloração predominantemente avermelhada (TEIXEIRA e PINESE, 2006b).

Gonçalves *et al.* (2018) realizaram análises de fluorescência de Raio-X no solo de Londrina a fim de verificar relação da proporção dos elementos constituintes para o solo estudado. De forma geral, as autoras observam que os elementos encontrados em maior quantidade em todas as amostras foram: ferro (Fe), alumínio (Al) e silício (Si), nesta ordem. Destaca-se o percentual alcançado pelo ferro (55,2%) refletindo em sua elevada massa específica apresentada. Outros elementos que também estão presentes na amostra são: titânio (Ti), manganês (Mn) e zircônio (Zr), em menores quantidades.

Já a mineralogia dos solos foi obtida pelos mesmos autores por meio da aplicação das técnicas de Análise Térmica Gravimétrica (ATG) e Análise Térmica Diferencial (ATD), além da Difração de Raio-X (DRX). A Figura 26 apresenta os resultados gráficos da ATG e ATD do solo estudado. Além disso, os picos de difração mais importantes encontrados nos ensaios de difração de Raio-X foram SiO_2 – Quartzo; Fe_2O_3 – Óxido de Ferro e $\text{Al}_2(\text{Si}_2\text{O}_5)(\text{OH})_4$ – Caulinita.

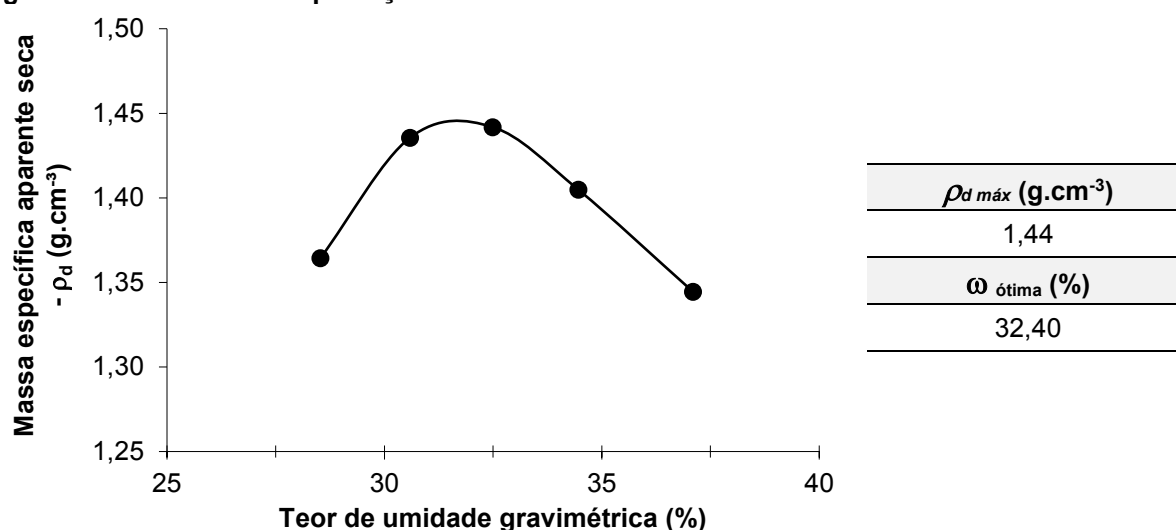
Figura 26 - Curvas de ATG e ATD para o solo de Londrina/PR



Fonte: Gonçalves *et al.* (2018).

Gonçalves *et al.* (2016) apresentaram a curva de compactação do solo estudado, definida por meio de ensaios Proctor com Energia Normal, de acordo com o predito pela NBR 7182/2016 (versão atualizada: 2020) – Figura 27. Os parâmetros de massa específica aparente seca máxima e umidade ótima também estão apresentados na referida figura.

Figura 27 - Curvas de compactação do solo de Londrina/PR



Fonte: Gonçalves *et al.* (2016).

Por fim, a condutividade hidráulica saturada (ou coeficientes de permeabilidade saturados) do solo de Londrina nas condições indeformada e compactada foi determinada por Weiss (2010) e Haully (2010), respectivamente. Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 2. Apesar dos dados serem originários de diferentes trabalhos, os autores utilizaram o mesmo procedimento – determinação da permeabilidade do solo à carga variável.

Tabela 2 - Coeficientes de permeabilidade saturados do solo de Londrina/PR

Solo	$k_{\text{sat } 20^{\circ}\text{C}} \text{ (m/s)}$	Referência
Indeformado	$3,5 \times 10^{-5}$	Weiss (2010)
Compactado	$9,0 \times 10^{-10}$	Haully (2010)

Fonte: Elaborado pela autora.

4.3 ANÁLISE PLUVIOMÉTRICA REGIONAL

Segundo a classificação de Köppen, o clima da região norte do Estado do Paraná, na qual Londrina está inserida, é do tipo Cfa, subtropical úmido mesotérmico, de verões quentes e úmidos, com incidência de chuvas volumosas, invernos frios e secos e geadas pouco frequentes. A temperatura média anual é de 22,5°C e a precipitação média anual de 1500 mm (INMET, 2019).

Por meio dos dados do Instituto Nacional de Meteorologia (INMET) – Banco de Dados Meteorológicos, e seguindo o proposto nos trabalhos de Leite *et al.* (2011), Souza *et al.* (2012) e Trevizolli (2018), foi realizada a análise crítica integrada dos dados de precipitação diária a qual possibilita complementar e comparar o comportamento dos regimes de chuva por meio da correlação de porcentagens de incidências.

Deste modo, seguindo o predito pelos autores, foram determinados e classificados os índices de precipitação para a região de interesse por meio da técnica dos quartis, aplicando-se um tratamento estatístico, determinando-se os valores máximos e mínimos, média e desvio padrão, bem como definindo-se a faixa de percentis de 5% a 95%, com valores intermediários no primeiro quartis (25%), segundo quartis (mediana – 50%) e terceiro quartis (75%). Em síntese, segundo o princípio da estatística, a metodologia empregada indica coerentemente a dispersão dos dados de precipitação diária da região estudada.

Os resultados obtidos, após o tratamento e processamento estatístico dos dados, são apresentados na Tabela 3. Destaca-se que para esta análise também foram excluídos os dados de estiagem climática (precipitação inferior a 0,1 mm/dia). Em seguida, a classificação dos eventos em relação à quantidade de ocorrências e conforme as classes predefinidas por Souza *et al.* (2012) estão apresentadas na Tabela 4.

A partir destes intervalos é possível representar os percentuais das classes de precipitação nos meses do ano entre de 2000 a 2020, a fim de se compreender melhor os ciclos hidrológicos históricos do local de estudo (Figura 28).

Tabela 3 - Análise estatística das precipitações para a cidade de Londrina/PR entre os anos de 2000 e 2020

Estatística descritiva: PRECIPITAÇÃO DIÁRIA (mm)	
Máximo	231,4
Mínimo	0,1
Percentil 5%	0,4
Primeiro quartis	2,0
Segundo quartis (mediana)	7,4
Terceiro quartis	19,8
Percentil 95%	48,2
Desvio padrão	17,6
Total de observações válidas	2292

Fonte: A própria autora.

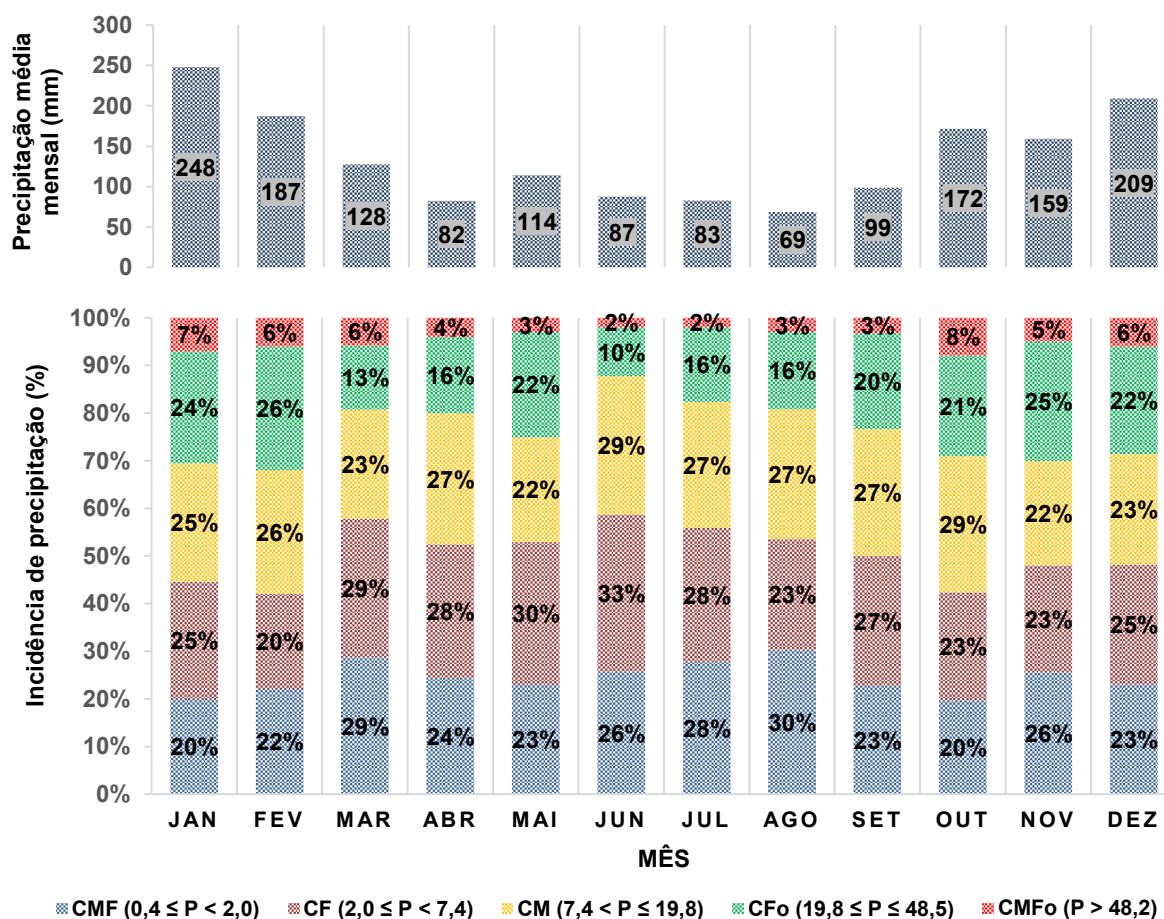
Tabela 4 - Classificação das precipitações para a cidade de Londrina/PR entre os anos de 2000 e 2020

Quartil	Intensidade (mm)	Classificação (*)
$P < Q_{5\%}$	$P < 0,4$	Dias secos (DS)
$Q_{5\%} \leq P \leq Q_{25\%}$	$0,4 \leq P < 2,0$	Chuva muito fraca (CMF)
$Q_{25\%} \leq P \leq Q_{50\%}$	$2,0 \leq P < 7,4$	Chuva fraca (CF)
$Q_{50\%} \leq P \leq Q_{75\%}$	$7,4 < P \leq 19,8$	Chuva moderada (CM)
$Q_{75\%} \leq P \leq Q_{95\%}$	$19,8 \leq P \leq 48,2$	Chuva forte (CFo)
$P > Q_{95\%}$	$P > 48,2$	Chuva muito forte (CMFo)

Nota: (*) Baseado em Souza et al. (2012).

Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 28 - Precipitação média mensal e percentuais representativos das classes de precipitação entre os anos de 2000 e 2020



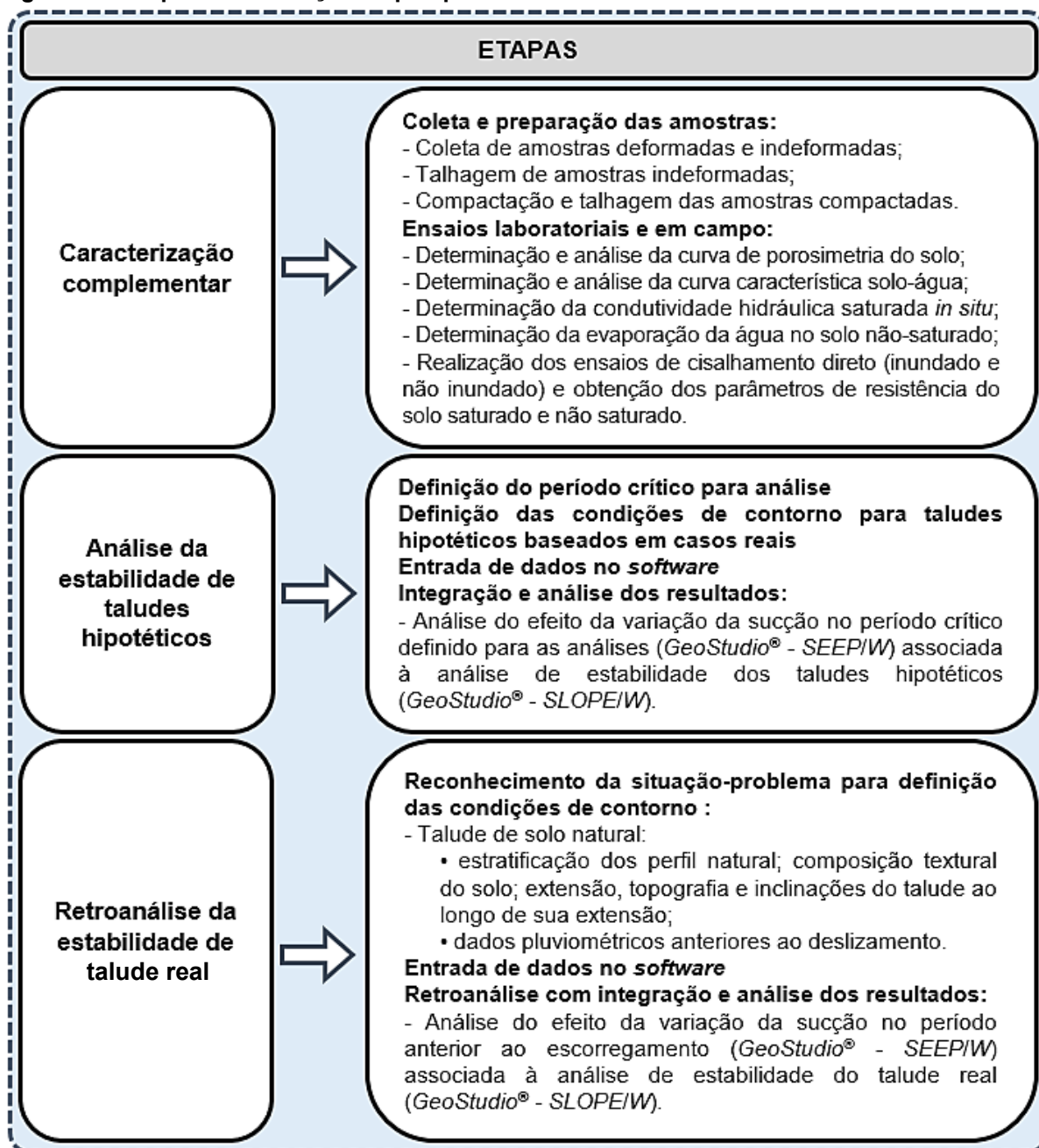
Fonte: INMET – Elaborado pela autora.

Dos dados constata-se que a maior frequência em todos os meses do ano se dá para a classe chuvisco (0,1 a 2,5 mm), seguido, via de regra, pela chuva fraca (2,5 – 10 mm). Além disso, é possível perceber que os maiores percentis de chuvas fortes e extremas ocorrem entre os meses de outubro e março.

5 MATERIAIS E MÉTODOS

O Capítulo 5 deste trabalho apresenta as etapas realizadas nesta pesquisa. São apresentadas as técnicas para coleta e preparação de amostras, bem como os ensaios executados em laboratório para a caracterização complementar do solo e as metodologias para análise e retroanálise de taludes. A Figura 29 mostra a estrutura genérica do trabalho.

Figura 29 - Etapas de realização da pesquisa



Fonte: A própria autora.

5.1 CARACTERIZAÇÃO COMPLEMENTAR DO SOLO

Para caracterização complementar do solo estudado foram realizados ensaios para determinação da porosimetria por intrusão de mercúrio, da curva característica solo-água, ensaios de cisalhamento direto, evaporação real no solo e ascensão capilar. Os procedimentos de cada ensaio estão explicados a seguir.

5.1.1 Coleta e Preparação das Amostras para Ensaio Laboratoriais

As amostras dos tipos deformada e indeformada foram coletadas no Campo Experimental de Engenharia Geotécnica (CEEG), localizado na Universidade Estadual de Londrina (UEL) (23°19'40.7"S e 51°12'06.0"W), à profundidade de 1-2 metros.

As amostras deformadas foram obtidas com o auxílio de equipamentos como trado helicoidal e pás, acondicionadas em sacos plásticos de cerca de 15 kg cada (Figura 30 (A)). As amostras indeformadas foram talhadas em diferentes formatos (cúbicos e cilíndricos) e reservadas em câmara úmida (Figura 30 (B)). Ressalta-se que apenas para a determinação da curva característica solo-água, as amostras foram moldadas *in loco*, com o auxílio de tubos PVC cortados nas dimensões necessárias para a análise (Figura 30 (C) e (D)).

Para os ensaios com solo compactado, as amostras deformadas foram preparadas de acordo com a NBR 6457/2016, sendo secas ao ar até a umidade higroscópica, destorroadas e quarteadas até a massa necessária para cada ensaio. Conforme já foi mencionado, Gonçalves *et al.* (2016) apresentaram as curvas de compactação dos solos estudados, definidas por meio de ensaios Proctor com Energia Normal (aproximadamente 5,95 kg/cm²), sem reuso de material, de acordo com o predito pela NBR 7182/2016 (versão corrigida: 2020). A partir de seus parâmetros de umidades ótimas ($\omega_{ótima}$) e massas específicas secas máximas ($\rho_{d\ máx}$), os corpos de prova (CPs) para as análises de porosimetria, curva característica solo-água e resistência ao cisalhamento foram confeccionados, com controle de umidade ± 2 % e grau de compactação (GC) aceitável igual ou superior a 98 %.

Figura 30 - Coleta de amostras para este estudo



Nota: em (A) amostra de solos deformada coletada; em (B) coleta de amostra de solo indeformada; em (C) e (D) amostras indeformadas coletadas para ensaios específicos.

Fonte: A própria autora.

Outros parâmetros físicos como o índice de vazios (e) e grau de saturação (S_r) foram obtidos para os CPs por meio de correlação matemática, a fim de avaliar a semelhança estatística entre eles.

5.1.2 Rotina de Ensaios, Análises e Determinação de Parâmetros

I) Porosimetria do solo

Para a determinação da curva de distribuição de poros foram realizados ensaios de porosimetria por intrusão de mercúrio. A técnica tem sido frequentemente utilizada para caracterizar materiais porosos. Baseia no fato de que o mercúrio se comporta como um fluido não-molhante em relação à maior parte das substâncias. Por consequência, não penetra espontaneamente em pequenos furos ou fissuras destes materiais a menos que se aplique uma pressão sobre ele. Sendo assim, o mercúrio é injetado na amostra e a pressão é aumentada durante o processo medindo-se simultaneamente o volume de mercúrio introduzido. O diâmetro dos poros

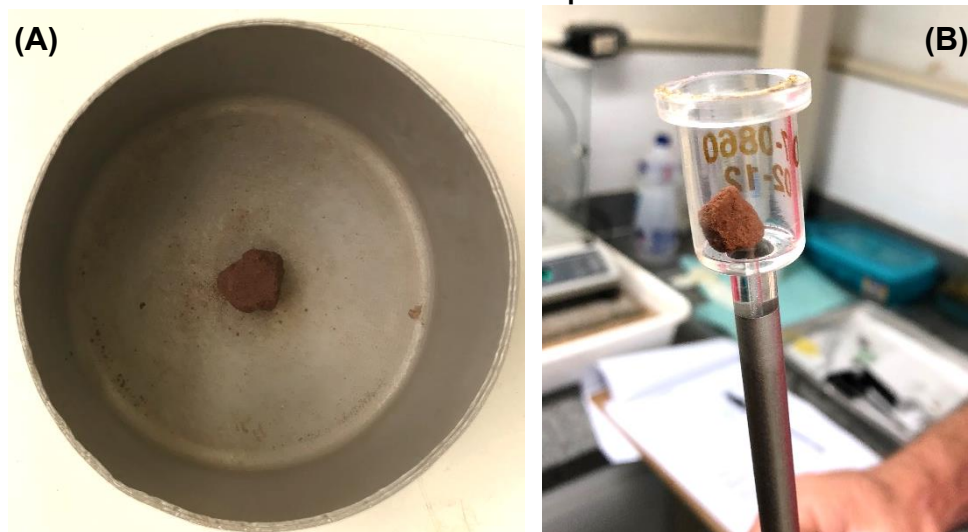
do material é relacionado com a pressão necessária para injetar o mercúrio. Registrando-se a redução do nível de mercúrio no capilar e a pressão aplicada, uma curva porosimétrica é obtida informando que volume de poros do material foi penetrado pelo mercúrio a uma dada pressão (CAMPOS *et al.*, 2017).

Os ensaios foram realizados no laboratório de Física Nuclear Aplicada da UEL. O equipamento utilizado foi um porosímetro automatizado da marca *Micromeritics*[®], cuja faixa de pressão varia entre 0,1 e 60.000,0 Psia. O procedimento utilizado foi o D4404, normatizado pela *American Society for Testing and Materials* – ASTM (ASTM, 2018).

Foram ensaiadas amostras para a condição indeformada e compactada, talhadas com diâmetro inferior a 1 cm (Figura 31 (A)). Elas foram secas ao ar e, posteriormente, levadas à estufa para secagem completa, facilitando assim a penetração do mercúrio nos poros do solo.

O ensaio prosseguiu com a colocação da amostra em um penetrômetro, composto de um copo de vidro acoplado a uma haste capilar também de vidro, porém revestida de metal (Figura 31 (B)). Este conjunto foi devidamente lacrado, pesado e, então, inserido no dispositivo de enchimento do porosímetro. Com o dispositivo selado foi aplicado vácuo. Gradativamente a pressão, que inicialmente era de 0,51 Psia, foi aumentada, fazendo com que o mercúrio penetrasse nos poros do solo, começando por aqueles de maior diâmetro.

Figura 31 - Modelo de amostra utilizada no ensaio de porosimetria



Fonte: A própria autora.

As leituras do ensaio de porosimetria se davam por meio da movimentação da coluna de mercúrio no interior da haste capilar em relação ao revestimento de metal na superfície externa da haste. Era gerada uma mudança de capacitância, convertida para os dados que correlacionam o volume de mercúrio, a pressão aplicada e o diâmetro dos poros. O ensaio era encerrado quando o mercúrio preenchia o copo e a haste capilar. Por fim, ressalta-se que a amostra foi descartada em local adequado.

Os resultados do ensaio possibilitam avaliar a intrusão de mercúrio pontual e acumulado em relação ao diâmetro do poro, este estimado devido à pressão necessária para a introdução do meio não molhante. As características dos corpos de prova ensaiados estão dispostas na Tabela 5.

Tabela 5 - Massa específica do solo das amostras ensaiadas na porosimetria

Solo	ρ (g/cm ³)
Indeformado	1,65
Compactado	1,95

Nota: ρ – massa específica do solo.

Fonte: A própria autora.

II) Curva característica solo-água

As curvas de retenção de água do solo estudado, nas condições indeformada e compactada, foram obtidas sob trajetória de secagem, por meio da combinação das técnicas de duas técnicas: (a) câmara de pressão de Richards (sucções entre 10 e 1000 kPa) e (b) método do papel filtro (sucções maiores que 1000 kPa).

Para o início dos dois procedimentos foi necessária a saturação das amostras por capilaridade. As mesmas foram talhadas com o auxílio de tubos PVC de dimensões diferentes para cada técnica. Na parte inferior das amostras foi colocado pano *Perfex*®, fixado com elásticos, apenas para evitar queda da amostra do tubo, seja no momento da saturação dos corpos de prova, que ocorreu por capilaridade, ou na secagem deles ao longo do processo de obtenção dos dados para a curva característica solo-água. Ressalta-se que, para a saturação dos CPs, foi utilizada água destilada e o tempo médio necessário para a saturação foi de 48 horas, verificada por meio de um CP sacrifício. Além disso, foi verificado por meio de correlações matemáticas que o grau de saturação atingiu patamares elevados.

a) Câmara de pressão de Richards

Para a obtenção dos dados com a câmara de pressão de Richards, quatro amostras indeformadas e quatro amostras compactadas foram preparadas. A dimensão das amostras era de, aproximadamente, 35 mm de diâmetro e 25 mm de altura.

As análises foram realizadas no laboratório de Física dos Solos do curso de Agronomia da UEL, o qual conta com duas câmaras de pressão de Richards (Figura 32) cuja diferença está na faixa de imposição de sucção matricial do solo – uma dita de baixa pressão (até 500 kPa) e a outra de alta pressão (até 1200 kPa). Ambas utilizam placas porosas cerâmicas de 28 cm de diâmetro. As placas cerâmicas foram previamente saturadas (Figura 32 (A)) para garantir que houvesse a comunicação da água externa (exposta à pressão atmosférica) e a água presente nos vazios do solo.

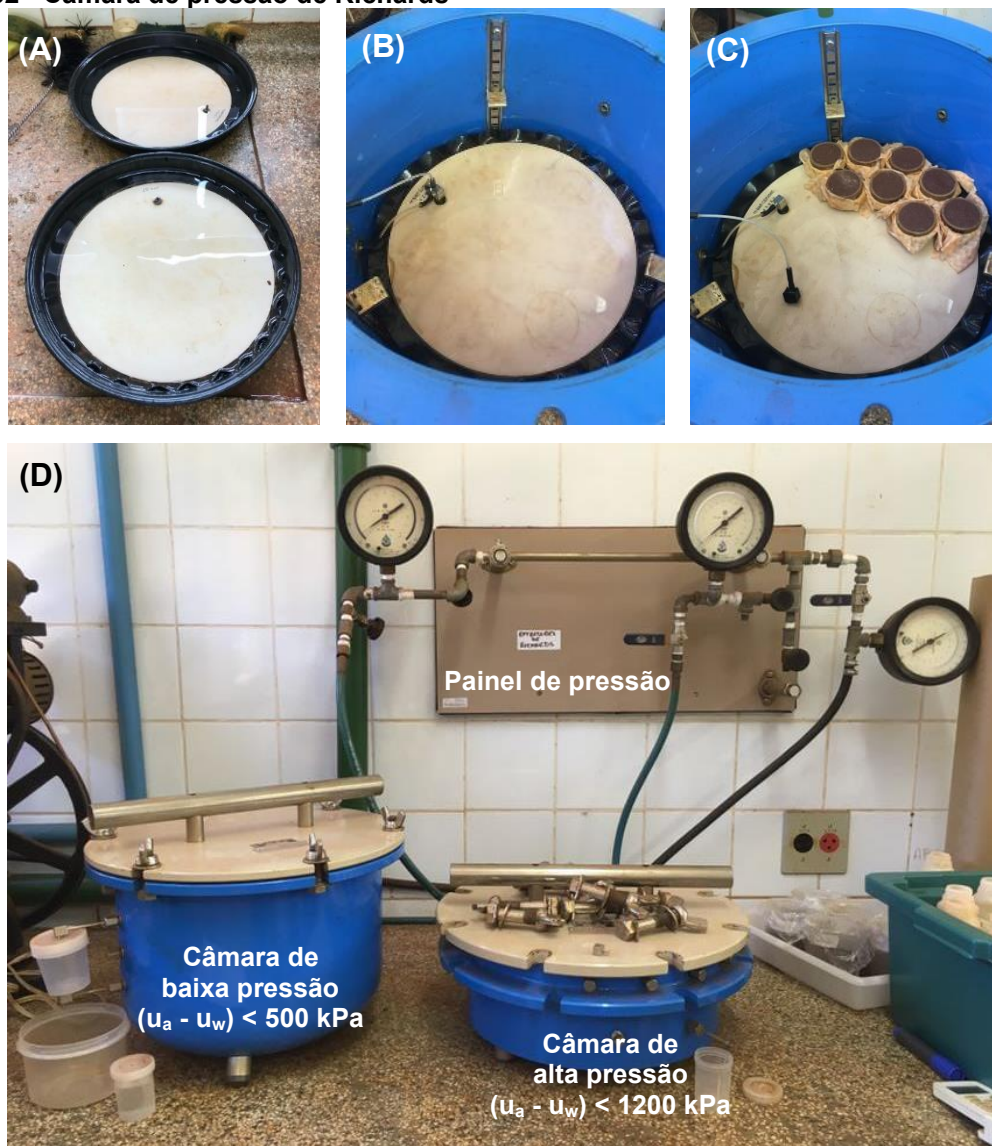
As amostras de solo saturadas foram colocadas em contato direto com as pedras porosas (Figura 32 (B) e (C)). Com a câmara fechada, as amostras foram submetidas a sucessivas pressões de ar, assumidas como o valor de sucção matricial do solo.

O ensaio foi conduzido com o incremento sucessivo de pressão de ar com o intuito de drenar a água contida nas amostras e obter dados relacionando as diferentes sucções, o que configura a trajetória de secagem.

As amostras tendem a perder água até que um equilíbrio se estabeleça. O equilíbrio era verificado por meio de pesagem periódica das amostras em balança eletrônica de precisão de 0,001g. As amostras foram submetidas às pressões de 10, 20, 30, 40, 50, 100, 200, 300, 400, 500, 600, 700, 800, 900 e 1000 kPa.

As características dos corpos de prova ensaiados estão apresentadas na Tabela 6. Por meio dela é possível inferir que as amostras eram semelhantes, devido ao baixo desvio-padrão que apresentavam em seus índices físicos.

Figura 32 - Câmara de pressão de Richards



Nota: em (A) saturação das placas porosas; em (B) colocação da pedra porosa na câmara de Richards; em (C) colocação das amostras na câmara de Richards; em (D) equipamento disponível no Laboratório de Física dos Solos (Agronomia) – UEL.

Fonte: A própria autora.

Tabela 6 - Índices físicos médios e desvio padrão das amostras ensaiadas na Câmara de Pressão de Richards

Solo	ρ (g/cm ³)	ρ_d (g/cm ³)	η
Indeformado	1,65±0,04	1,13±0,06	0,63±0,02
Compactado	2,05±0,04	1,46±0,03	0,52±0,01

Nota: ρ – massa específica do solo; ρ_d – massa específica aparente seca do solo; η – porosidade.

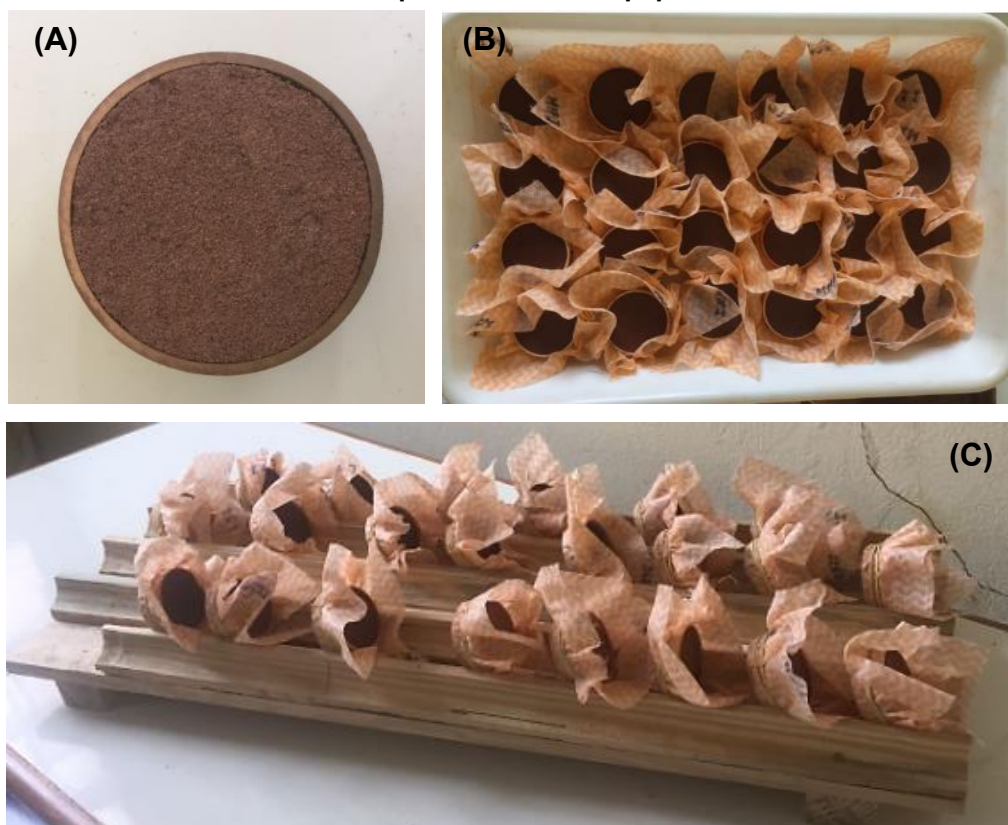
Fonte: A própria autora.

b) Método do papel filtro

Para a obtenção dos dados amostrais da curva característica solo-água por meio da técnica do papel-filtro, 22 corpos de prova para cada condição - indeformada e compactada no teor de umidade ótimo ($\omega_{ótima}$) - foram talhados, totalizando 44 corpos de prova. As dimensões de talhagem foram de 45 mm de diâmetro e 20 mm de altura (Figura 33 (A)).

O procedimento de ensaio seguiu as recomendações de Marinho (1994). Nesta pesquisa optou-se por medir a sucção matricial do solo em trajetória de secagem. Sendo assim, após a talhagem e a determinação dos índices físicos, os CPs foram saturados com água destilada por capilaridade (Figura 33 (B)). Em seguida todas as amostras foram colocadas para secagem ao ar (Figura 33 (C)).

Figura 33 - Amostras de solo talhadas para a técnica do papel filtro



Nota: em (A) exemplo de amostra talhada; em (B) saturação das amostras de solo; em (C) amostras no processo de secagem.

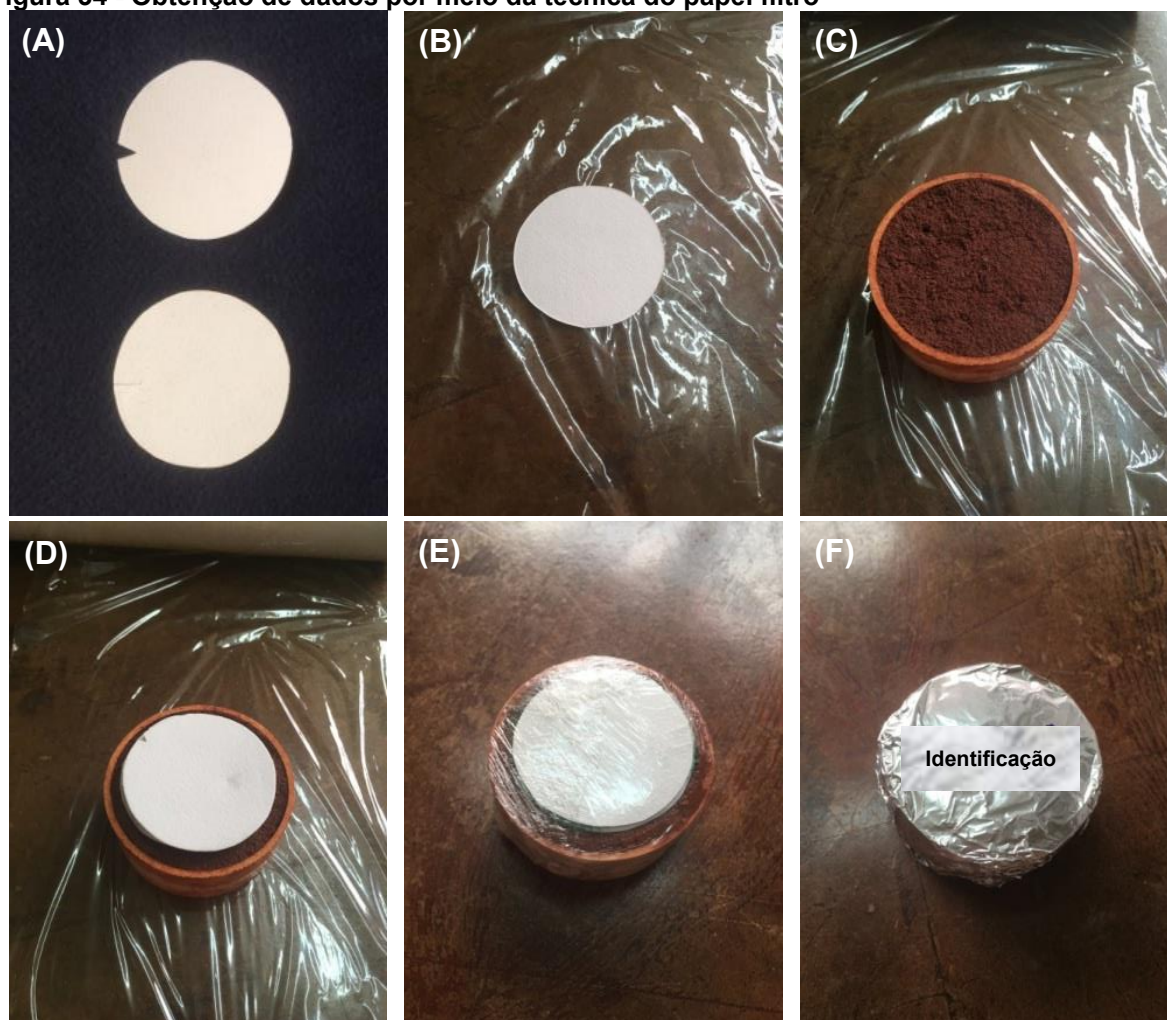
Fonte: A própria autora.

Ao atingir a massa especificada, considerando uma umidade desejada, cada corpo de prova foi retirado e colocado em contato com o papel filtro

Whatman n.º 42, recortado com diâmetro ligeiramente menor que o diâmetro da amostra de solo, cuja massa era conhecida, para posterior determinação da umidade e correlação com a sucção do solo.

Para gerar um ambiente hermeticamente fechado o conjunto corpo de prova e papel filtro foram embalados por plástico filme e papel alumínio. Além disso, os corpos de prova embalados foram acondicionados em caixas de isopor a fim de diminuir a variação térmica que eles poderiam sofrer até o equilíbrio. Todo o processo é ilustrado pela Figura 34.

Figura 34 - Obtenção de dados por meio da técnica do papel filtro



Nota: em (A) detalhe do papel filtro necessário para diferenciar papel colocado na parte inferior e superior da amostra; em (B) plástico filme para a posterior embalagem e papel filtro inferior; em (C) amostra de solo; em (D) papel filtro superior; em (E) conjunto embalado em plástico filme; (F) conjunto embalado em papel alumínio.

Fonte: A própria autora.

Após 21 dias os conjuntos foram desmontados. Os papéis filtro e as amostras de solo foram imediatamente pesados em balança eletrônica (precisão de 0,0001 g) e colocadas para secar em estufa. Depois de secos, foram pesados novamente. Deste modo pode-se proceder com os cálculos das umidades reais das amostras de solo e dos papéis filtro. A umidade destes permite calcular a sucção matricial do solo por meio das equações de Chandler *et al.* (1992) – ver Quadro 2.

As características dos corpos de prova ensaiados estão na Tabela 7.

Tabela 7 - Índices físicos médios e desvio padrão das amostras ensaiadas pela técnica do papel-filtro

Solo	ρ (g/cm ³)	ρ_d (g/cm ³)	η
Indeformado	1,62±0,17	1,04±0,11	0,66±0,04
Compactado	1,99±0,08	1,37±0,06	0,55±0,02

Nota: ρ – massa específica do solo; ρ_d – massa específica aparente seca do solo; η – porosidade.
Fonte: A própria autora.

c) Obtenção da curva característica solo-água

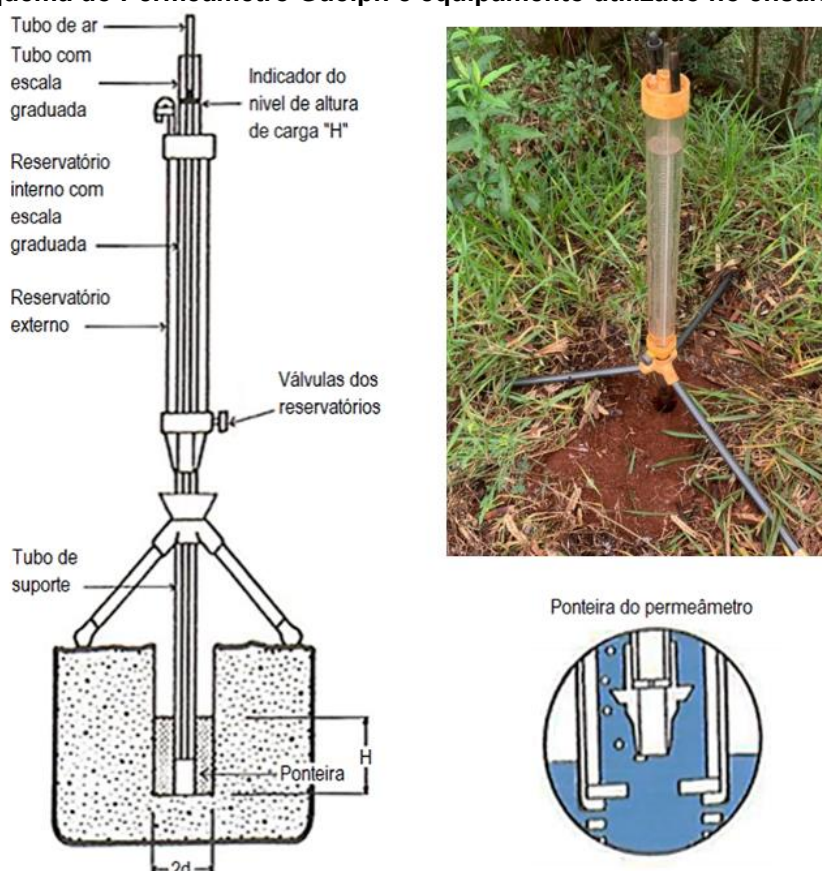
Por fim, com os pares de valores de sucção-umidade e o ajuste proposto por Gitirana e Fredlund (2004), que contempla parâmetros como o valor de entrada de ar e grau de saturação residual, as curvas características solo-água, nas estruturas indeformada e compactada, foram plotadas. A planilha utilizada para a realização de tal ajuste foi gentilmente cedida pelo prof. Gitirana, da Universidade Federal de Goiás (UFGO).

III) Ensaio de permeabilidade '*in situ*': Talude de solo natural

Para o solo do estrato superior da cidade de Londrina, na condição indeformada, além da determinação realizada em laboratório por Weiss (2010), foram realizados ensaios com Permeômetro Guelph a fim de estimar a condutividade hidráulica saturada *in situ*. Destaca-se que este ensaio foi realizado em terreno adjacente ao escorregamento de talude real estudado, caracterizado no item 5.2.2.

No ensaio foi utilizado o método de duas alturas de carga – no caso, 5 e 10 cm (REYNOLDS e ELRICK, 1985). Na Figura 35 é mostrado o permeômetro Guelph e suas partes.

Figura 35 - Esquema do Permeômetro Guelph e equipamento utilizado no ensaio



Fonte: Adaptado de Calle (2000) e a própria autora.

Inicialmente foi preparado um furo de ensaio com profundidade de 50 cm e 6 cm de diâmetro. Tomou-se o cuidado de não provocar o selamento (fechamentos dos poros) ou compactação (por aplicação de uma força excessiva provocado pelo processo de tradagem) nas paredes e na base do furo.

Em seguida prosseguiu-se com a montagem e abastecimento de água no reservatório do permeômetro sem permitir a saída de água. Aplicou-se vácuo de 20 centibar para evitar súbitas quedas de água que produzem alagamentos nos furos de sondagem prejudicando os ensaios.

Com o permeômetro posicionado no furo, foi estabelecida a altura de carga constante correspondente ao primeiro estágio do ensaio (5 cm). O levantamento da ponteira (imposição da altura de carga H) foi controlado por meio de uma escala graduada em centímetros, no permeômetro. Neste passo tomou-se cuidado ao levantar a ponteira de ar para o estabelecimento da altura de carga, para que não houvesse turbulência e erosão no furo de ensaio.

Acionou-se o cronômetro e em intervalos de tempos específicos a leitura da saída de água do permeâmetro para o solo (indicada pelos registros da razão de queda do nível de água no reservatório graduado) era registrada.

O ensaio foi finalizado após verificado um fluxo em regime permanente, ou, em outras palavras, quando a razão de queda de água no reservatório mostrou-se constante por três leituras consecutivas.

Após este primeiro estágio, iniciou-se o segundo, estabelecendo-se a segunda altura de carga constante e repetindo o procedimento de realização e parada do ensaio.

Cada ensaio teve uma duração de aproximadamente uma hora.

Como nesta pesquisa foi utilizado o método das duas alturas de carga, no qual determina-se determina duas medidas de vazão para duas alturas de carga diferentes, a condutividade hidráulica saturada de campo e o potencial matricial de fluxo foram determinados com a utilização das Equações Equação 21 e Equação 22.

$$\text{Equação 21} \quad Q_1 = \left(\frac{2 \cdot \pi \cdot H_1^2}{C_1} + \pi \cdot a^2 \right) \cdot k_{\text{campo sat}} + \left(\frac{2 \cdot \pi \cdot H_1}{C_1} \right) \cdot \phi_{Gm}$$

$$\text{Equação 22} \quad Q_2 = \left(\frac{2 \cdot \pi \cdot H_2^2}{C_2} + \pi \cdot a^2 \right) \cdot k_{\text{campo sat}} + \left(\frac{2 \cdot \pi \cdot H_2}{C_2} \right) \cdot \phi_{Gm}$$

onde Q_1 e Q_2 correspondem à vazão em regime permanente para alturas de cargas; H_1 e H_2 correspondem à altura de carga; C_1 e C_2 são os parâmetros que correspondem ao fator de forma e dependem da relação do tipo de solo e H/a ; a é o raio do furo no solo medido em litros; $k_{\text{campo sat}}$ é a condutividade hidráulica saturada de campo; e ϕ_{Gm} é o potencial matricial de fluxo.

O valor do fator de forma (C_1 e C_2) das Equações 21 e 22 foi determinado a partir da estimativa do parâmetro α_{pg} sugerido por Elrick *et al.* (1989 *apud* FERNANDES, 2016). O referido parâmetro pode ser calculado por meio da relação entre a condutividade hidráulica saturada de campo e o potencial matricial de fluxo.

Vale ressaltar que este permeâmetro Guelph aplica carga hidráulica positiva no solo, portanto, mede a condutividade hidráulica saturada de campo. Deste modo, a função condutividade hidráulica não saturada precisa ser determinada

usando a equação empírica de Gardner (1958) e os parâmetros obtidos de k_{sat} e α_{pg} como mostra a Equação 23:

Equação 23
$$k(\phi) = k_{campo\ sat} \cdot e^{(\alpha_{pg} \cdot \phi)}$$

onde $k(\phi)$ é a condutividade hidráulica não saturada; $k_{campo\ sat}$ é a condutividade hidráulica saturada de campo; α_{pg} é o parâmetro que depende da porosidade e textura do solo; e ϕ é o potencial.

Os resultados destes ensaios foram utilizados como dados de entrada quanto a permeabilidade do estrato superior do talude real rompido, analisado por retroanálise.

IV) Ensaios de evaporação

Para a estimativa da evaporação real no solo, quatro corpos de prova, dois indeformados e dois compactados, foram talhados dentro de um tubo PVC de 100 mm de diâmetro. Dentro dos tubos as amostras de solo tinham altura média de 35 mm. Após a talhagem, na parte inferior do conjunto PVC-amostra foi colocado pano *Perfex*®, fixado com elásticos, a fim de evitar perda de amostra pela parte inferior do tubo. Neste momento os corpos de prova foram colocados para saturar de baixo para cima, em um recipiente que continha água suficiente para manter uma coluna d'água com altura superior à altura das amostras do solo. As amostras foram deixadas na condição citada por cinco dias.

Após a saturação, os tubos tiveram o pano *Perfex*® retirado e sua parte inferior fechadas por *cap*'s hidráulicos, devidamente vedados com borrachas para a finalidade. Neste momento, com o auxílio de uma pipeta de *pasteur*, ainda foi colocado água na parte superior das amostras, formando uma lâmina d'água visível. Tomou-se o cuidado de dispensar a água pelas paredes laterais do tubo, diminuindo a possibilidade de perturbação do solo.

Neste ponto deu-se início ao ensaio. Para tanto, além dos conjuntos de solo, também foi preparado um quinto invólucro, porém este preenchido com água, nas mesmas proporções dos recipientes com os corpos de prova.

Todos os conjuntos foram expostos ao ar e a variação da massa ao longo de diferentes intervalos de tempo foi medida. Tal variação de massa dos

conjuntos (equivalente à perda d'água por evaporação) foi determinada utilizando uma balança com precisão de duas casas decimais ($\pm 0,01\text{g}$). A pesagem foi realizada a cada 12 horas, aproximadamente, durante dezoito dias.

Com os dados provenientes do tubo apenas com água foi possível determinar a evaporação potencial da água, enquanto com os dados dos tubos com solo determinava-se a evaporação real da água do solo. Para cálculo da evaporação, tanto potencial (para a água) como real (para os solos), foi utilizada a Equação 24, exposta por Entekhabi *et al.* (1992).

Equação 24

$$E = \frac{\Delta M_w}{\rho_w \cdot \Delta t \cdot s}$$

onde ΔM_w é a variação da massa de água, ρ_w é a massa específica da água, Δt é a variação de tempo e s é a área de seção transversal/superficial.

Os resultados foram expressos de forma gráfica (E/EP versus umidade do corpo de prova), com um ajuste do tipo linear. A partir deste ajuste, um fator modificador foi inserido no *software* utilizado nas análises de fluxo de água no solo, o qual será explicado no item 5.2 Análises de Fluxo de Água no Solo e Estabilidade de Taludes.

V) Resistência ao cisalhamento

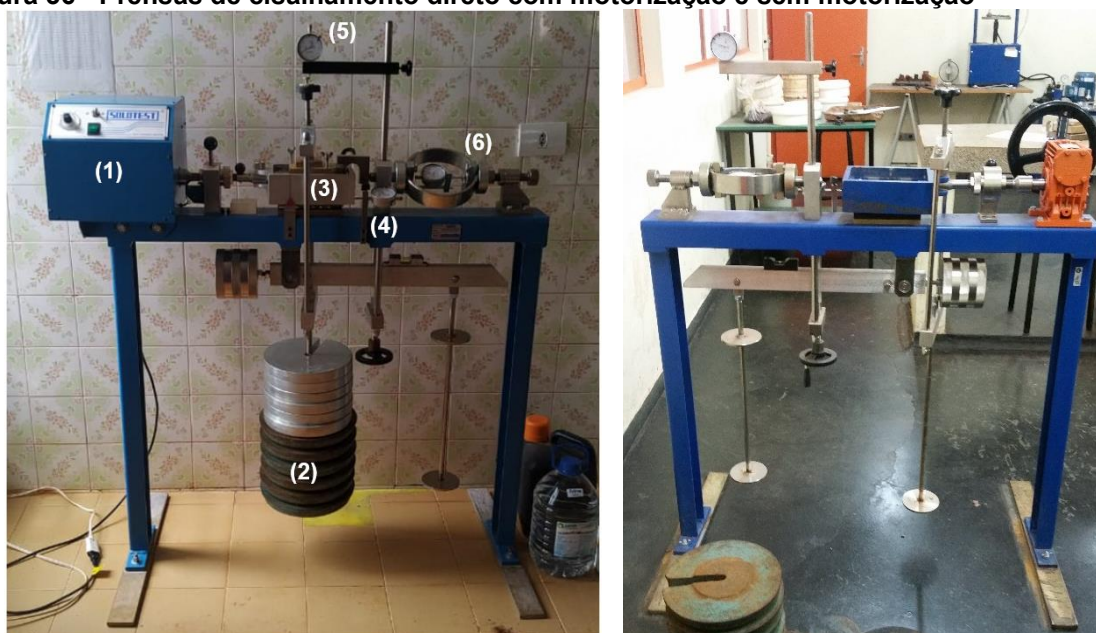
a) Diferenciação dos tipos de ensaios segundo a taxa de cisalhamento

Para a obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo indeformado e compactado optou-se pelo ensaio de cisalhamento direto a partir de amostras inundadas e não inundadas, as quais representavam as condições de solo saturado e não saturado, respectivamente.

Para a determinação das envoltórias de resistência ao cisalhamento não saturada do solo foram realizados ensaios com baixa taxa de cisalhamento (simplesmente denominados de ensaios lentos), os quais visavam garantir a dissipação de excessos de pressões de água e de ar dos poros induzidas ao longo do plano de cisalhamento.

A prensa de cisalhamento direto utilizada é da marca *Solotest*[®], possui motorização para deslocamento horizontal com a velocidade regulada por meio de um potenciômetro, com faixa de velocidade aproximada entre 0,0005 e 0,03 mm/s e acionamento e aquisição de dados manual (Figura 36 (A)). Este equipamento foi gentilmente disponibilizado pela empresa TECNICON – Controle Tecnológico.

Figura 36 - Prensas de cisalhamento direto com motorização e sem motorização



Nota: (1) – (A) Motorização e (B) Sistema de Manivela; (2) Pendural de cargas; (3) Caixa de cisalhamento; (4) Extensômetro para leitura de deslocamento horizontal; (5) Extensômetro para leitura de deslocamento vertical; (6) Anel dinamométrico (k (prensa motorizada) = 2,1863; k (prensa não motorizada) = 2,1863) + extensômetro.

Fonte: A própria autora.

Além dos corpos de prova rompidos à baixas velocidades, foram realizados ensaios com altas taxas de cisalhamento (simplesmente denominados de ensaios rápidos) em uma prensa do próprio Laboratório de Geotecnia da Universidade Estadual de Londrina (UEL), também da marca *Solotest*[®], porém que não conta com motorização. Neste equipamento (Figura 36 (B)) o deslocamento horizontal é provocado um sistema manual de giro de uma manivela, para o qual foi determinado que uma volta aplicada a cada dois segundos realiza o deslocamento aproximado de 0,033 mm.

A Tabela 8 apresenta um resumo das condições dos ensaios realizados, bem como a respectiva nomenclatura adotada ao longo do texto. Destaca-se que em ambas as condições dos ensaios foram cisalhados corpos de prova

inundados, com sucção próxima a zero. Para o ensaio lento não saturado a sucção foi definida com base na curva característica solo água para uma umidade tão baixa quanto possível, possibilitando a obtenção da “coesão última” proposta por Vilar (2006). Por fim, os demais os valores de sucção para os ensaios rápidos não saturadas foram definidas a partir de níveis de sucção de alguns intervalos de interesse.

Tabela 8 - Diferenciação entre os ensaios de cisalhamento direto realizados nesta pesquisa

Solo	Indeformado		Compactado		Sucção estimada do solo
Tipo de ensaio	Lento	Rápido	Lento	Rápido	
Nomenclatura	IL – SAT	IR – A	CL – SAT	CR – A	$\cong 0$ kPa
	-	IR – B	-	CR – B	10 - 50 kPa
	-	IR – C	-	CR – C	50 - 100 kPa
	-	IR – D	-	CR – D	100 - 300 kPa
	IL – NÃO SAT	-	CL – NÃO SAT	-	$> \psi_{res2}$

Nota: I – solo indeformado; C – solo compactado; L – ensaio lento; R – ensaio rápido; SAT – corpo de prova saturado; NÃO SAT – corpo de prova não saturado; A, B, C e D – identificação dos corpos de prova cisalhados pelo ensaio rápido em ordem crescente de sucção estimada.

Fonte: A própria autora.

b) Características gerais dos ensaios

Independentemente do tipo de ensaio (lento ou rápido), a metodologia aplicada foi a mesma, diferenciando apenas o tipo de prensa utilizada e a taxa de cisalhamento.

A partir das amostras de solo indeformadas e compactadas foram talhados, com o auxílio de estiletos e moldes de aço biselados, CPs de dimensões iguais a 6,0 x 6,0 x 2,0 cm (comprimento x largura x altura, respectivamente).

Para os ensaios inundados os CPs inicialmente foram levados a prensa de cisalhamento e submersos em água por 24 horas, de modo a elevar a quantidade de água nos vazios do solo, deixando-os próximo a saturação. Neste estágio foi anotada a variação de altura do CP lida por meio de um extensômetro vertical. Destaca-se que estas variações não foram plotadas nos gráficos de deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal mencionadas mais adiante.

Após o período de elevação da saturação das amostras o extensômetro vertical foi zerado e iniciou-se o estágio de adensamento sob diferentes tensões aplicadas (50, 100, 200 ou 300 kPa), cuja duração foi de 30 minutos.

Para os ensaios não inundados os CPs também foram levados a prensa, porém imediatamente após a montagem da câmara de cisalhamento a carga referente à tensão normal foi aplicada e o estágio de adensamento realizado, no entanto, com duração de 10 minutos, tempo em que já se percebia a estabilização do deslocamento vertical.

A partir das anotações iniciais foi calculada a velocidade de cisalhamento necessária para os ensaios lentos, os quais ocorreram na condição drenada com dissipação das pressões neutras geradas ao longo do cisalhamento.

Na determinação para os ensaios lentos e saturados utilizou-se a metodologia proposta por Gibson e Henkel (1976), baseada na teoria de adensamento, cujo procedimento está apresentado no APÊNDICE A-1. Já para o solo não saturado, ao se trabalhar com sucções maiores que a residual, foi possível inferir que o mesmo ocorria em umidade constante devido ao baixíssimo teor de umidade volumétrico das amostras. Assim, convencionou-se que a taxa de cisalhamento poderia ser a mesma que para o solo saturado, sem prejuízo a determinação em condições efetivas.

Por fim, é reconhecido que o cálculo da velocidade de ruptura para ensaios não saturados com sucções menores que a sucção residual pode ser feito baseado na teoria de Ho (1981), descrita de modo sucinto no Apêndice A-2, com a qual, comumente, são encontrados valores de velocidade na ordem até dez vezes menor que para os ensaios saturados, a depender das características do solo. Porém, a velocidade aplicada aos ensaios rápidos foi estipulada como sendo dez vezes maior que a velocidade calculada para os ensaios lentos apenas levando em consideração que esta variação de ordem de grandeza para mais poderia possibilitar a realização do ensaio em prensas não motorizadas.

A Tabela 9 apresenta os valores de velocidade de ruptura ideal para os ensaios realizados.

Tabela 9 - Velocidade de ruptura utilizada nos ensaios de cisalhamento direto

Solo	Tensão normal σ (kPa)	Ensaio lento V_{f-L} (mm/s)	Ensaio rápido V_{f-R} (mm/s)
Indeformado	50, 100, 200 e 300	0,0016	0,016
	50, 100 e 200	0,0017	0,017
Compactado	300	0,0016	0,016

Fonte: A própria autora.

Uma vez realizado o estágio de saturação e adensamento e determinada a velocidade do ensaio, deu-se início ao processo de cisalhamento das amostras considerando as taxas de cisalhamento (velocidades de ruptura) apresentadas. Os ensaios prosseguiram até que fosse atingido 10% do deslocamento horizontal (ASTM, 2011).

c) Características dos corpos de prova ensaiados

Ao todo foram ensaiados 96 corpos de prova (CPs), sendo 48 indeformados e 48 compactados, dentre os quais um terço dos ensaios foram realizados com baixa taxa de cisalhamento (velocidade baixa) e dois terços com alta taxa de cisalhamento (velocidade alta). Os índices físicos dos corpos de prova utilizados estão apresentados na Tabela 10. De acordo com referida tabela, os CPs são estatisticamente semelhantes.

Tabela 10 - Índices físicos médios e desvio padrão das amostras ensaiadas no cisalhamento direto

Ensaio lento					
Solo	Condição		ρ_d (g/cm ³)	θ (%)	η
Indeformado	IL – SAT $\psi \cong 0$ kPa	Inicial	0,96±0,05	33,58±0,14	0,69±0,08
		Final	1,25±0,06	61,95±3,68	0,55±0,12
	IL – NÃO SAT ⁽¹⁾ $\psi = 25000$ kPa	Inicial	1,22±0,02	5,19±0,32	0,60±0,06
		Final	1,36±0,05		0,58±0,20
Compactado	CL – SAT $\psi \cong 0$ kPa	Inicial	1,47±0,02	51,32±0,64	0,59±0,03
		Final	1,48±0,08	53,64±0,49	0,59±0,06
	CL – NÃO SAT ⁽¹⁾ $\psi = 30000$ kPa	Inicial	1,35±0,02	4,93±0,47	0,58±0,06
		Final	1,38±0,05		0,56±0,20
Ensaio rápido					
Solo	Condição		ρ_d (g/cm ³)	θ (%)	η
Indeformado	IR - A $\psi \cong 0$ kPa	Inicial	1,26±0,02	39,84±1,61	0,59±0,06
		Final	1,13±0,05	61,98±6,76	0,53±0,20
	IR – B ⁽¹⁾ $\psi = 15$ kPa	Inicial	1,19±0,02	45,68±3,27	0,61±0,08
		Final	1,15±0,21		0,58±0,21
	IR – C ⁽¹⁾ $\psi = 50$ kPa	Inicial	1,16±0,06	38,34±3,71	0,62±0,07
		Final	1,20±0,03		0,55±0,18
	IR – D ⁽¹⁾ $\psi = 200$ kPa	Inicial	1,10±0,11	35,10±3,46	0,64±0,11
		Final	1,15±0,04		0,53±0,16

Continua...

...continuação.

Ensaio rápido					
Solo	Condição		ρ_d (g/cm ³)	θ (%)	η
Compactado	CR - A $\psi \cong 0$ kPa	Inicial	1,41±0,02	44,80±1,61	0,53±0,06
		Final	1,40±0,05	54,52±6,46	0,58±0,20
	CR - B ⁽¹⁾ $\psi = 35$ kPa	Inicial	1,48±0,02	48,03±3,27	0,51±0,06
		Final	1,46±0,03		0,53±0,21
	CR - C ⁽¹⁾ $\psi = 80$ kPa	Inicial	1,48±0,06	45,25±3,72	0,51±0,07
		Final	1,46±0,03		0,60±0,18
	CR - D ⁽¹⁾ $\psi = 300$ kPa	Inicial	1,41±0,11	41,33±3,46	0,53±0,11
		Final	1,45±0,04		0,59±0,19

Nota: ρ_d – massa específica aparente seca do solo; θ – umidade volumétrica; η – porosidade; Inicial – parâmetros calculados antes do ensaio; - Final – parâmetros calculados após o ensaio.

Nota 1: Ensaio com umidade constante.

Fonte: A própria autora.

d) Obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento

Com os dados obtidos ao longo do desenvolvimento do ensaio de cisalhamento lento foi possível plotar as curvas tensão cisalhante (τ) versus deslocamento horizontal (δ_h) e deslocamento vertical (δ_v) versus deslocamento horizontal (δ_h). Após isso, um dos dois critérios citados a seguir foi utilizado para se obter a tensão cisalhante de interesse por meio das curvas $\tau \times \delta_h$ e, com isso, a equação Mohr-Coulomb, sendo eles: a) tensão cisalhante de pico (quando observada comportamento de ruptura nítida) ou b) máxima tensão cisalhante observada (independente do deslocamento horizontal associado).

Em seguida as envoltórias de ruptura foram obtidas baseadas no princípio Mohr-Coulomb e, conseqüentemente, os parâmetros ângulo de atrito interno (ϕ) e intercepto coesivo (c) para cada a condição inundada e não inundada foram definidos. A contribuição da sucção na resistência ao cisalhamento do solo foi ajustada pelo modelo de Vilar (2006). Por fim, a superfície de resistência do solo não saturado pode ser plotada em função da variação da tensão cisalhante efetiva (τ' – kPa), da tensão normal (σ – kPa) e da sucção matricial estimada (u_{vm} – kPa).

A obtenção e análise destes dados possibilitou definir os parâmetros de entrada para a etapa de análise de estabilidade de taludes - casos hipotéticos e posterior avaliação em relação à resposta da retroanálise do talude real.

Para os ensaios rápidos, a mesma metodologia foi aplicada quanto a plotagem das curvas $\tau \times \delta_h$ e $\delta_v \times \delta_h$, obtenção das envoltórias de ruptura pelo critério de Mohr-Coulomb e consequente definição dos parâmetros c e ϕ , a fim de verificar o ajuste dos resultados destes ensaios realizados com velocidade de cisalhamento diferente à superfície de resistência do solo ajustada anteriormente por meio dos ensaios lentos.

5.2 ANÁLISES DE FLUXO DE ÁGUA NO SOLO E ESTABILIDADE DE TALUDES

As análises de fluxo de água no solo e estabilidade de taludes realizadas neste trabalho podem ser diferenciadas em dois grupos de avaliações, conforme pode ser visto no Quadro 16.

Quadro 16 - Avaliações realizadas neste trabalho

Grupo	Avaliação
1	<u>Análises</u> de estabilidade de taludes de solo indeformado e compactado hipotéticos, porém semelhantes a casos reais que escorregaram em um período crítico de chuvas intensas
2	<u>Retroanálise</u> da estabilidade de um talude real (indeformado), rompido após período de chuvas intensas

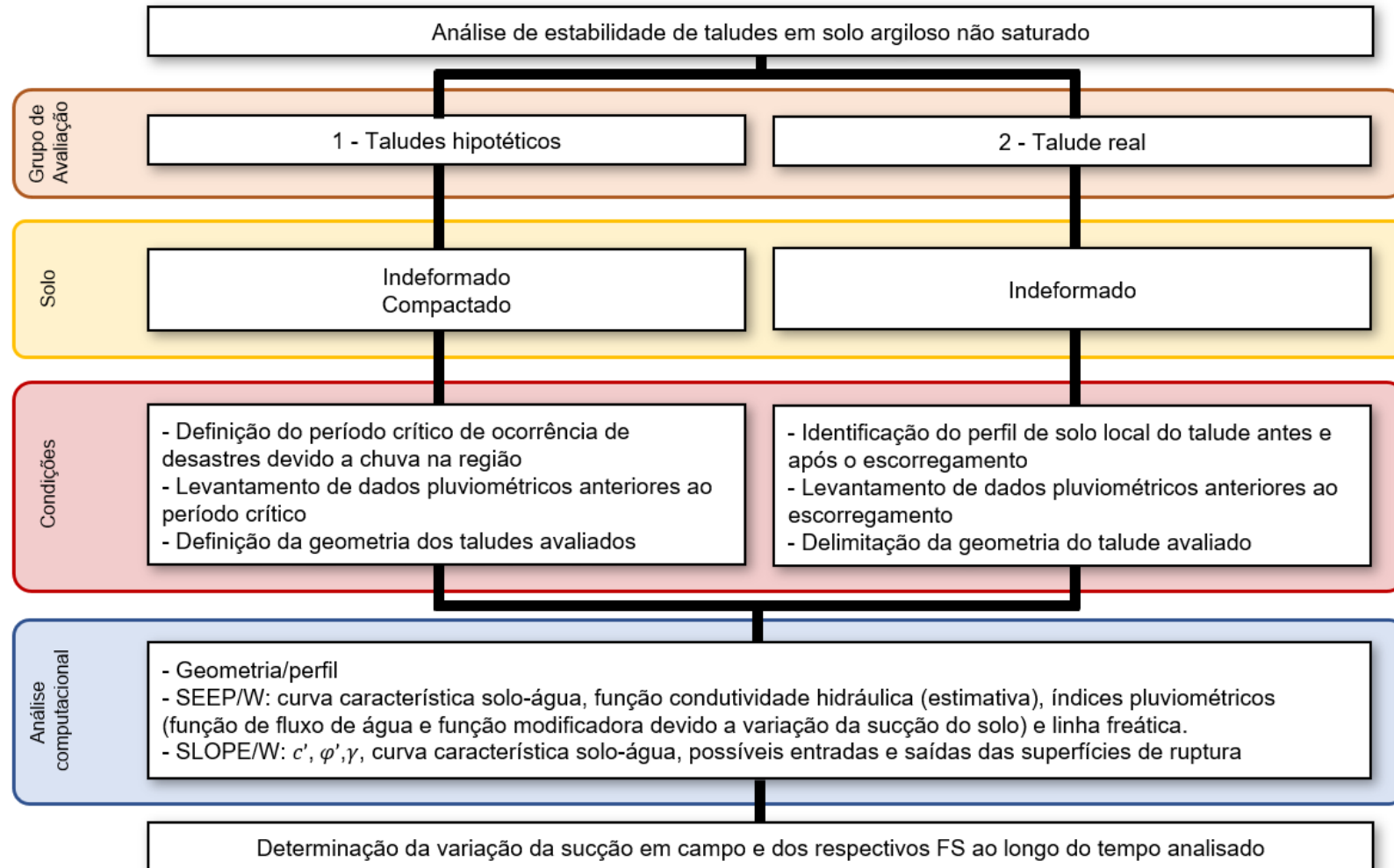
Fonte: Elaborado pela autora.

A modelagem envolveu a entrada das propriedades hidrogeotécnicas do solo argiloso da cidade de Londrina/PR para avaliação das respostas sob uma análise determinística. As análises e retroanálise desta pesquisa foram realizadas a partir de dois pacotes de modelagem numérica do *software GeoStudio 2018*®:

1º) SEEP/W: empregado para modelar o fluxo de água devido a pluviometria local nos meios porosos. A resolução numérica utiliza o princípio do método de elementos finitos - MEF. De modo geral, a modelagem e a análise do fluxo de água e a distribuição das poropressões em solos do referido programa pode considerar fluxo saturado e não saturado, sendo esta segunda a modelagem utilizada no presente estudo.

2º) SLOPE/W: utilizado para realizar as análises de estabilidade de taludes. Sua aplicação se dá a partir da definição de cinco componentes: geometria, parâmetros do solo, parâmetros de poropressão, reforço no solo e carregamento atuante, estes dois últimos quando houver (GEOSLOPE, 2012).

Figura 37 - Etapas de análise de estabilidade realizadas nesta pesquisa



Fonte: A própria autora.

A licença para a realização das análises foi gentilmente cedida pela Fundação Escola Politécnica da Bahia, por intermédio do professor Dr. Sandro Lemos Machado, da Universidade Federal da Bahia (UFBA).

O fluxograma apresentado na Figura 37 resume o processo lógico utilizado para organizar as ações para obter os resultados. Os próximos itens e subitens descrevem detalhadamente o passo a passo das análises realizadas ao longo das etapas bem como as ferramentas computacionais, as condições de contorno e os parâmetros utilizados em cada uma delas.

5.2.1 Taludes Hipotéticos (Grupo 1)

I) Condições gerais dos taludes hipotéticos (Grupo 1)

a) Definição do período crítico de ocorrência de desastres devido à chuva na região

A fim de que as simulações de infiltração de água de chuva no solo e a análise da influência no FS de taludes fossem coerentemente realizadas neste item do trabalho, buscou-se aproximar as condições de entrada de dados a situações de ocorrência real. A partir de um levantamento de séries históricas de desastres x pluviosidade atípica, o período escolhido para ser utilizado nas análises hipotéticas de estabilidade de taludes foi o de fevereiro de 2015 a janeiro de 2016.

No início do ano de 2016, foram observados inúmeros escorregamentos de taludes no município de Londrina/PR e o principal agente deflagrador apontado por engenheiros especialistas na época seria a ocorrência de chuvas intensas acumuladas superiores a médias histórica para o período. Evidenciando ainda mais o ocorrido na época, o Sistema Meteorológico do Paraná (SIMEPAR) divulgou um relatório onde constatou que o acumulado dos meses finais de 2015, acrescido ao recorde histórico de chuva em um único dia no mês de janeiro (11 de janeiro de 2016), no qual choveu o equivalente a 274,8 mm frente a média histórica para todo o mês de janeiro que era de apenas 218 milímetros, desencadeou diversos problemas e situações de risco, tanto para o setor público, como para o privado (SIMEPAR, 2016).

Muitos foram os relatos de desastres ocorridos em consequência das chuvas mencionadas. Segundo o Anuário da Defesa Civil do Paraná – ano de 2016, Londrina e região registraram na ocasião 56 desastres tipificados, prioritariamente, entre vendavais, enxurradas, alagamentos e deslizamentos (CEPED, 2016). Um exemplo destes desastres pode ser visto na Figura 38 - a deterioração da pavimentação asfáltica urbana com o deslizamento do aterro na lateral da pista de tráfego. Obras de recuperação como a necessária a situação apresentada, além de outras como a recuperação das pontes da PR-445 e da estrada que dá acesso ao distrito de Maravilha, desobstruções de vias causadas por deslizamento de terra, como a ocorrida na Avenida Dez de Dezembro, e recuperação da ponte localizada na rodovia Mábio Gonçalves Palhano custaram aos cofres públicos cerca de 70 milhões de reais (LONDRINA..., 2016; CEPED, 2016).

Figura 38 - Taludes escorregados após chuvas intensas na região de Londrina/PR no começo do ano de 2016 – setor público



Fonte ³ : Prefeitura de Londrina (2016), Bonde News (2016), Grizio-orita e Lohmann (2016) e a própria autora.

³ Prefeitura de Londrina (2016, disponível em: <https://blog.londrina.pr.gov.br/?p=19855>), Bonde News (2016, disponível em: <https://www.bonde.com.br/bondenews/londrina/forte-chuva-transborda-rios-destroi-rodovias-e-causa-muitos-estragos-em-londrina-e-regiao-398074.html>), Grizio-orita e Lohmann (2016 – disponível em: <http://www.sinageo.org.br/2016/trabalhos/8/8-410-973.html>).

O setor privado também foi afetado por ocorrências de desastres. Um exemplo emblemático de escorregamento noticiados na época foi o de um talude no terreno de um famoso *shopping* de Londrina. Tratava-se de um talude compactado de porte médio, com alturas variando entre 6 e 9 metros, inclinação próxima à 70°, escalonada. A Figura 39 apresenta uma imagem disponibilizada no site da empresa responsável pela recuperação da estrutura.

Figura 39 - Talude escorregado após chuvas intensas na cidade de Londrina/PR no começo do ano de 2016 – setor privado



Nota: Em (A), projeto de terraplenagem sendo executado. Em (B), talude antes do rompimento. Em (C), talude rompido nas chuvas do início do ano de 2016. Em destaque, localização do talude antes do rompimento.

Fonte ⁴ : Gabriel e Filhos (2021); EngBrazil (2021); Politécnica (2016).

⁴ Fonte: Gabriel e Filhos (2021), disponível em: <http://gabrielefilhos.com.br/obras/terraplanagem-do-catuai-shopping/>. EngBrazil (2021), disponível em: <https://www.engebrazil.com.br/projeto/18/catua-shopping-londrina>. Politécnica (2016), disponível em: <http://www.politecnicaengenharia.com.br/acontece>.

Diante destes e de outros casos semelhantes, as escolhas das variáveis para simulação da influência da variação da sucção em função da infiltração de chuva do solo foram baseadas em taludes que sofreram ruptura real, no entanto não contavam com uma base de dados sólida o suficiente para a realização de uma retroanálise. Os parâmetros do solo foram adotados a partir dos ensaios laboratoriais realizados nesta pesquisa. Já as condições climatológicas adotadas anteriores aos eventos, bem como as geometrias analisadas, estão descritas no item a seguir.

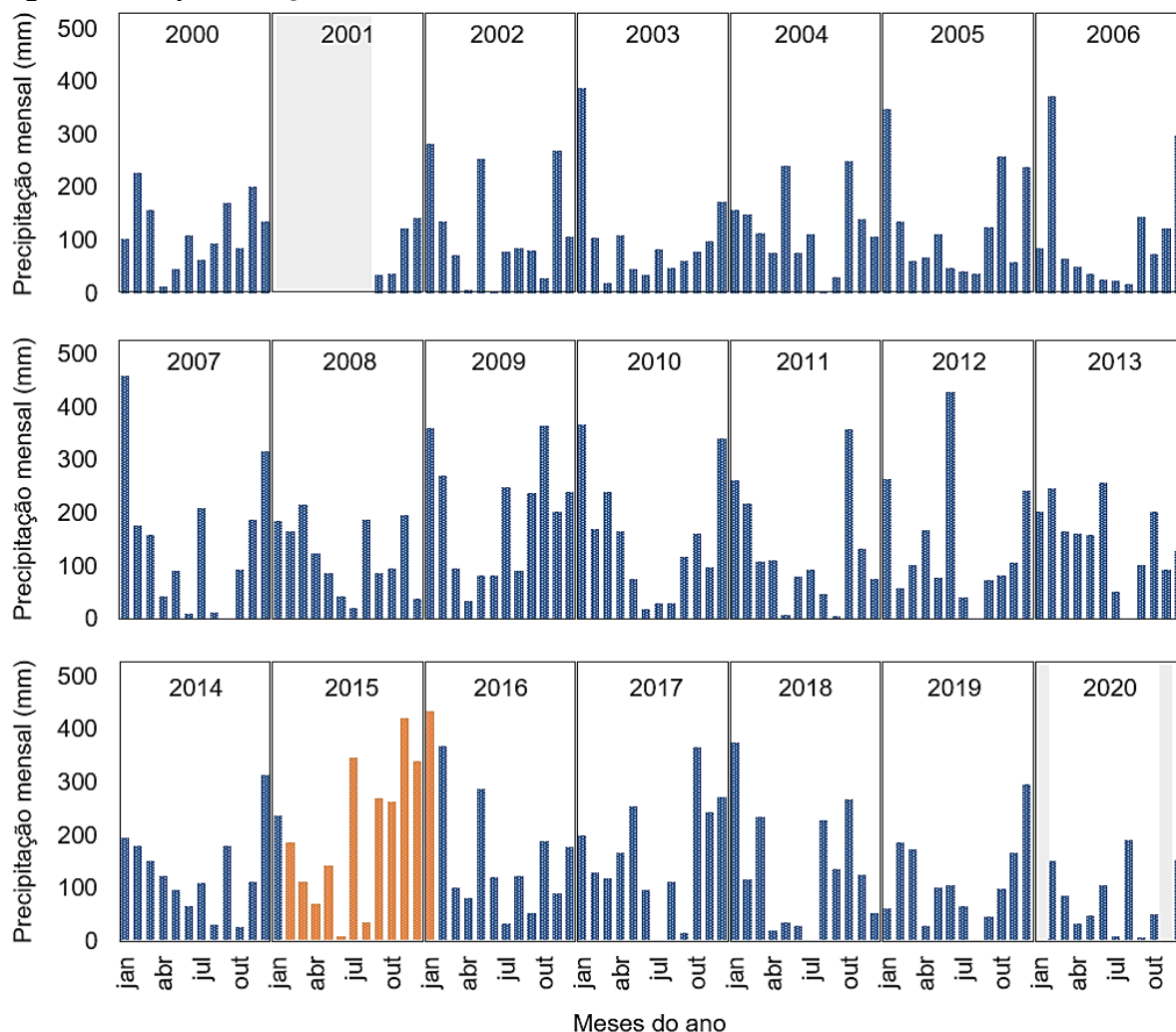
b) Levantamento dos dados pluviométricos anteriores ao período crítico analisado

A análise acerca da infiltração de água de chuva e sua influência no FS de taludes foi realizada com inclinações típicas para taludes em argilas siltosa do Norte do estado do Paraná, na condição não saturada, e que romperam após chuvas intensas. Objetivando realizar as análises hipotéticas para um período reconhecido como crítico, no qual houve casos de deslizamentos de taludes indeformados e compactados no município de Londrina/PR, os dados pluviométricos do período de um ano que antecedeu os escorregamentos de taludes mencionados no item anterior foram adotados.

Os dados pluviométricos foram levantados na plataforma do Instituto Nacional de Meteorologia (INMET) – Banco de Dados Meteorológicos ⁵. Segundo o INMET, especificamente para a cidade de Londrina/PR, os dados coletados à época são provenientes de uma estação convencional (latitude: -23.32; longitude: -51.14), com leituras de precipitação realizadas três vezes ao dia (00:00h, 12:00h e 18:00h).

Para que se contemplasse um período de um ano anterior aos eventos, sobretudo no fatídico mês de janeiro de 2016, os dados para análise de fluxo obtidos foram do período de 01/02/2015 a 31/01/2016. Na Figura 40 é possível observar a atipicidade do regime de chuvas vivenciado, no qual a somatória dos valores médios mensais de chuva para os meses de setembro de 2015 a janeiro de 2016 mostrou-se acima da média se comparado com o acumulado nestes meses nos demais anos apresentados.

⁵ Disponível no site <https://bdmep.inmet.gov.br/>.

Figura 40 - Representação do acumulado mensal de chuvas entre os anos de 2000 e 2020

Nota: As regiões em cinza representam os dados não disponíveis no banco de dados do BPMET. Em destaque (laranja), ano de ocorrência de chuvas anteriores aos rompimentos relatados no item anterior.

Fonte: BPMET (2020).

Além dos dados de precipitação discretizados em intervalos de 0,5, 0,25 e 0,25 dias, também foram obtidos na plataforma os dados de evapotranspiração real mensal representativa para a cidade no referido período.

De posse destes dados, eles foram devidamente tratados quanto as necessidades para as entradas de dados necessárias no *software*.

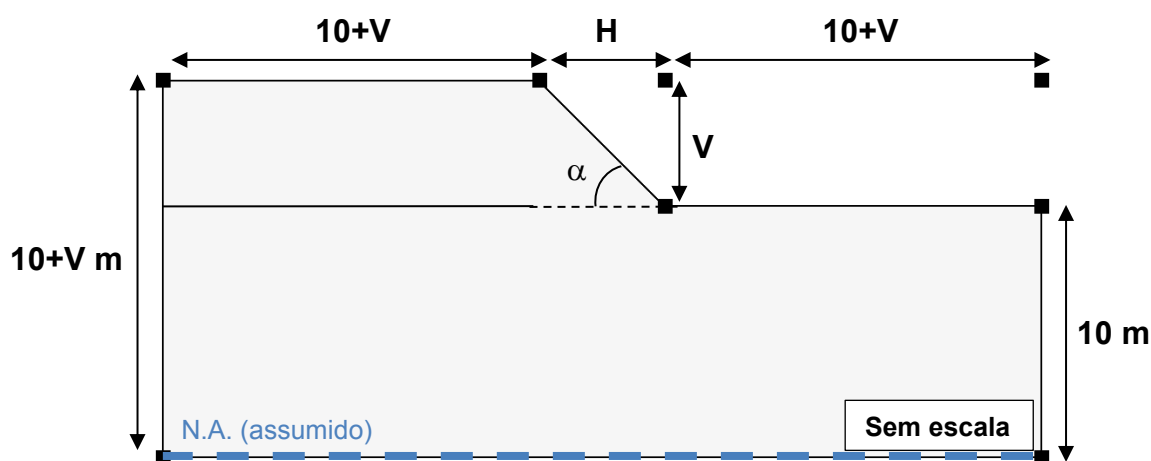
c) Definição da geometria dos taludes hipotéticos avaliados no período crítico

Como já mencionado, os taludes propostos foram diferenciados em dois grupos de análises: o primeiro com taludes compostos pelo solo característico da cidade

de Londrina na condição indeformada e o segundo com taludes do mesmo solo, porém na condição compactada.

Os taludes hipotéticos simulados neste trabalho apresentavam seções típicas de inclinação conforme apresentada na Figura 41. Definiu-se uma proporcionalidade em escala horizontal de $10+V$ (19) – H – $10+V$ (19) m, bem como uma profundidade de $10+V$ (19) m, para que as escalas horizontal e vertical não viesse a prejudicar ou inibir a aparição de alguma superfície de ruptura crítica possível.

Figura 41 - Seção típica dos taludes hipotéticos utilizada neste trabalho



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

As alturas e inclinações (α) simuladas foram definidas de acordo com aquelas que escorregaram no período estudado. Na Tabela 11 estão apresentadas as variáveis inclinação, altura e comprimento utilizadas nas análises, para cada condição de solo.

Tabela 11 - Geometrias e inclinações dos taludes propostos para esse estudo

Solo	Inclinação (V : H)	Ângulo (α)	Altura (em m)	Comprimento (em m)
Indeformado	2 : 1	63,4°	9,00	4,5
	3 : 1	71,6°		3,0
Compactado	2 : 1	63,4°	9,00	4,5
	3 : 1	71,6°		3,0

Fonte: A própria autora.

Para as análises de taludes de solo indeformado tanto o corpo do talude como o solo de fundação contaram com parâmetros de resistência idênticos.

Para as análises de taludes de solo compactado foram realizadas simulações na qual o corpo dos taludes foi associado às características do solo compactado, porém ao solo de fundação foram atreladas as características do solo indeformado. Cada porção que compunha as seções, seja ela única ou mista, foi considerada homogênea e isotrópica dentro do seu domínio.

Apesar das indicações presentes em trabalhos como o de Cavalcante *et al.* (2007) e Teixeira *et al.* (2008) relatarem o NA é profundo em certas regiões da cidade de Londrina/PR (mais de 20 metros de profundidade), visando a modelar uma condição mais desfavorável à segurança do talude, o nível d'água foi considerado 10 metros abaixo do nível inferior do talude, conforme mostrado na Figura 41.

Com a adoção destas definições de geometria e eventos pluviométricos, pretendeu-se trabalhar exemplos de taludes com configurações e condições de contorno semelhantes aos taludes rompidos apresentados nas Figura 38 e Figura 39.

II) Análise computacional dos taludes hipotéticos (Grupo 1)

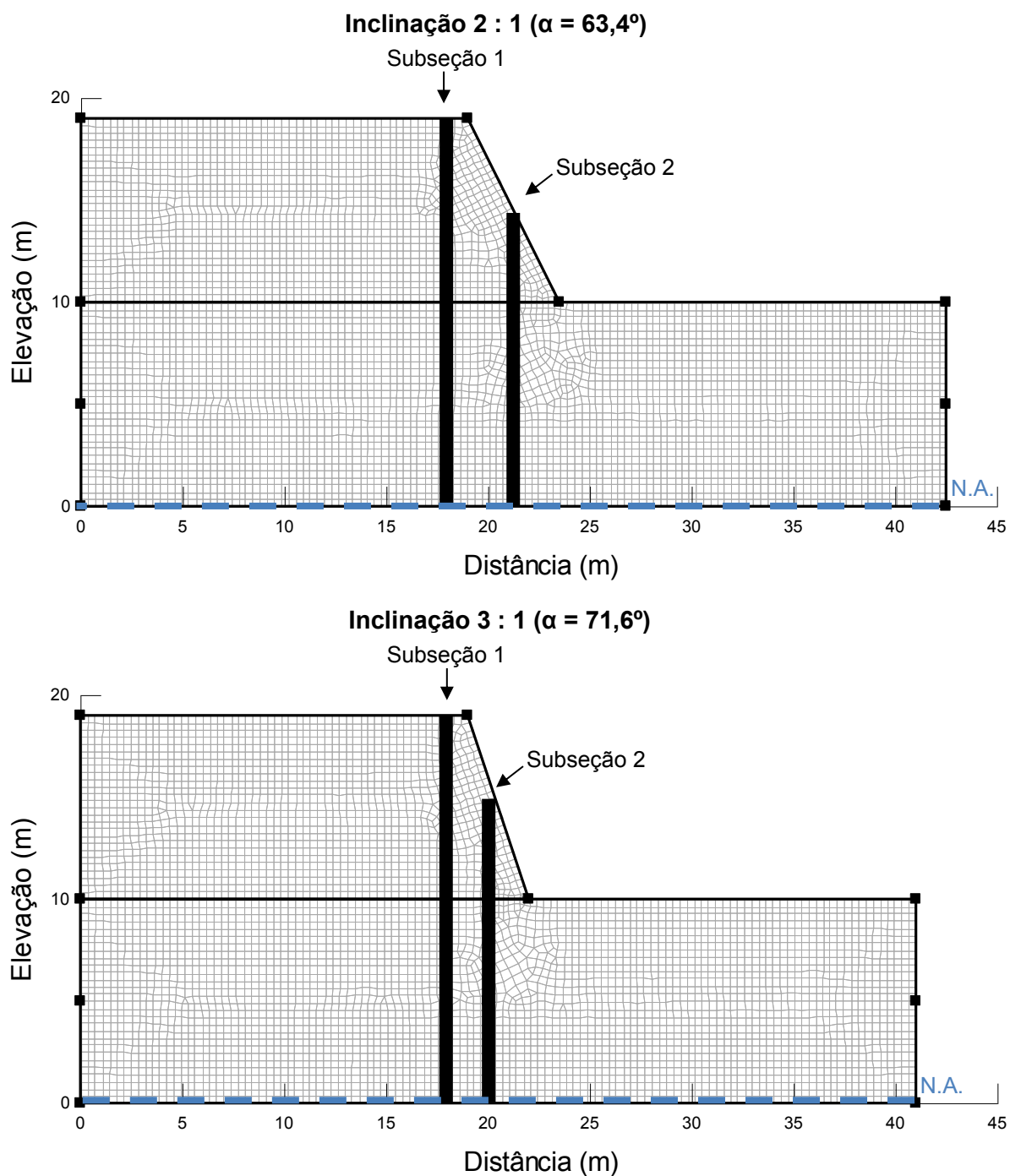
a) Discretização da malha de elementos finitos para os taludes hipotéticos

A finalidade de utilizar a malha de elementos finitos é evitar problemas de convergência que envolve a análise das soluções dos problemas de fluxo transiente, sobretudo por conta da não-linearidade da curva de retenção e da função permeabilidade do solo (TSAPARAS *et al.*, 2002).

Para as situações simuladas a discretização da malha foi definido o tipo dos elementos da malha e a dimensão. Optou-se pela combinação entre triangulares (três nós) e quadriláteros (quatro nós) e dimensão de 0,35 m. Estas determinações se deram por meio da aplicação de testes com algumas distribuições de malha para os taludes, partindo de um modelo pouco refinado. Uma vez simulado, uma avaliação do FS foi realizada e, à medida que o modelo era refinado, era verificada a mudança no valor do FS. O procedimento foi repetido até que não houvesse mudança significativa do valor obtido considerando a segunda casa decimal de resposta, findando na malha escolhida.

A Figura 42 apresentam as malhas de elementos finitos utilizadas nas modelagens do programa SEEP/W. Foram utilizados 5043 e 4896 nós em 4842 e 4683 elementos para os taludes hipotéticos de $63,4^\circ$ e $71,6^\circ$, respectivamente, para as duas estruturas de solo (indeformado e compactado).

Figura 42 - Malhas de elementos finitos para as seções de taludes hipotéticos e representação das subseções para avaliação da variação da poropressão com o tempo



Fonte: A própria autora.

Para uma melhor apreciação dos resultados, duas subseções foram escolhidas como representativas para ilustrar a variação da sucção no interior do talude durante o fluxo, causado pelas infiltrações das águas das chuvas. Para tanto, escolheu-se a região do talude na qual se verificou a maior variação da poropressão ao longo do período avaliado. As subseções também estão indicadas na Figura 42 e suas coordenadas estão apresentadas na Tabela 12.

Tabela 12 - Coordenadas dos pontos representativos no interior dos taludes hipotéticos

Inclinação	2 : 1		3 : 1	
Subseção	SB1	SB2	SB1	SB2
Distância – x (m)	18,0	21,3	18,0	20,5
Intervalo de elevação – y* (m)	18,6 - 0,0	14,2 - 0,0	18,6 - 0,0	14,2 - 0,0

Nota: * Posições aproximadas.

Fonte: A própria autora.

b) Parâmetros hidráulicos dos solos para os taludes hipotéticos

O pacote SEEP/W possibilita a modelagem numérica necessária para as análises paramétricas das características hidráulicas dos solos. Os parâmetros hidráulicos do solo empregados nas modelagens numéricas no SEEP/W correspondem à curva característica solo-água do solo e à função condutividade hidráulica), sendo que a segunda pode ser estimada mediante do conhecimento da primeira.

Os dados referentes as curvas características solo-água (CCSA) para o extrato de solo superior da cidade de Londrina/PR, determinadas e ajustadas conforme descrito no item 5.1.2 - II, para as condições de solo indeformado e compactado, foram inseridos no *software* em Dados → Funções Hidráulicas → Teor de umidade volumétrica.

A função de condutividade hidráulica (curva $k_w \times \psi_m$) foi estimada a partir da CCSA e do coeficiente de permeabilidade saturado, que nas avaliações dos taludes hipotéticos foi o obtido em laboratório por Weiss (2010) e Haully (2010). Ressalta-se que os valores de umidade residual foram extraídos para a faixa de sucção entre 0 e 100 kPa e tiveram como referência os valores de umidade natural e sucção compatíveis com aqueles comumente obtidos em campo.

Para a estimativa foi utilizado o modelo proposto por Van Genuchten, sucção máxima de 100 kPa e ajuste para 20 pontos estimados. Em nenhum dos casos foi considerada anisotropia do meio poroso.

c) Condições de contorno para análises de fluxo de água para os taludes hipotéticos

Entende-se como condição de contorno a definição das variáveis de fluxo de água durante o intervalo de tempo avaliado, englobando a incidência ou não de chuva, a posição do lençol freático e possíveis efeitos de borda na simulação.

Os dados de precipitação pluviométrica e evapotranspiração real necessários neste estudo foram obtidos no banco de dados do Instituto Nacional de Meteorologia (INMET), para os períodos especificados para cada grupo de avaliação no item 5.2.1 - I. Eles eram fornecidos em mm, sendo necessário de antemão convertê-los em intensidade, cuja unidade trabalhada foi de m/s.

Destaca-se que os dados de evapotranspiração disponibilizados na base de dados foram levantados considerando uma superfície de terreno natural com vegetação rasteira. Deste modo, para as simulações de taludes compactados, cuja evapotranspiração real é reconhecidamente menor, devido a menor porcentagem de ocorrência de macroporos, foi considerado um percentual para a correção do valor obtido para o período. O percentual adotado foi de 80% e teve como base o exposto no trabalho de Silva *et al.* (2014).

Após isso, para sua utilização na condição de fluxo de água, os dados foram modelados, adotando-se que a função de fluxo seria positiva e numericamente igual a intensidade de chuva do período nos nós da superfície do talude quando houvesse precipitação e negativa e numericamente igual a intensidade de evapotranspiração em sua ausência. Na prática isso implica em ter infiltração de água nos momentos de incidência de chuva e perda de água nos momentos de estiagem.

Os dados modelados foram inseridos no SEEP/W em Dados → Funções Hidráulicas → Contornos hidráulicos.

Neste ponto, foi preciso atentar-se ainda ao fato de que a taxa de evaporação de água no solo, esteja ele na condição indeformada ou compactada, diminui com o aumento da sucção. No SEEP/W as análises de fluxo de água com a devida correção podem ser feitas de duas maneiras: (a) considerando a função “Interação Solo-Clima” disponível no *software*, na qual são inseridos os dados de

evaporação potencial, precipitação, temperatura, umidade relativa, curva de retenção e condutividade hidráulica do solo para o cálculo da evaporação real ao longo do ano em função da sucção do solo; ou (b) utilizando uma função modificadora, em que atribui-se uma relação da razão entre a evaporação real e potencial medidas experimentalmente com a sucção do solo.

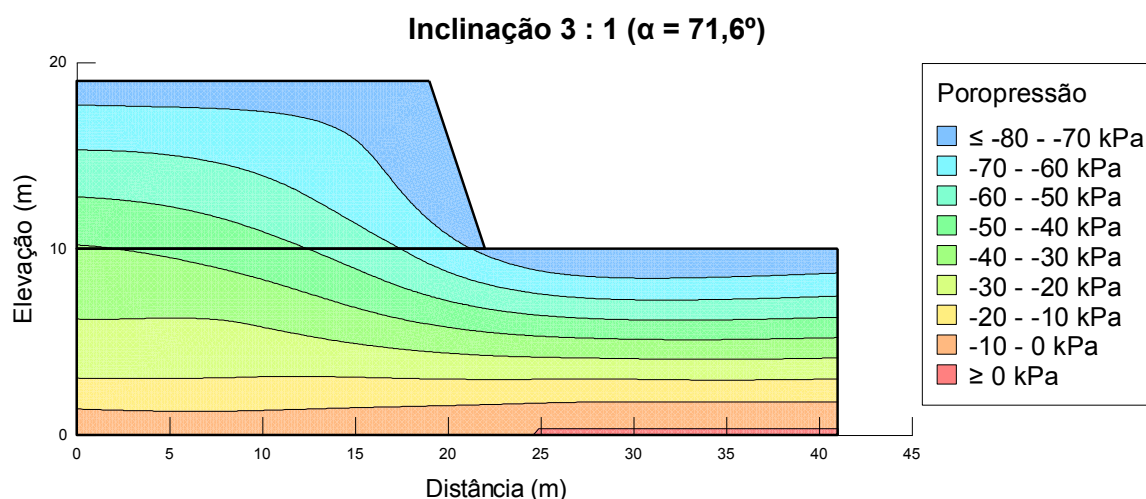
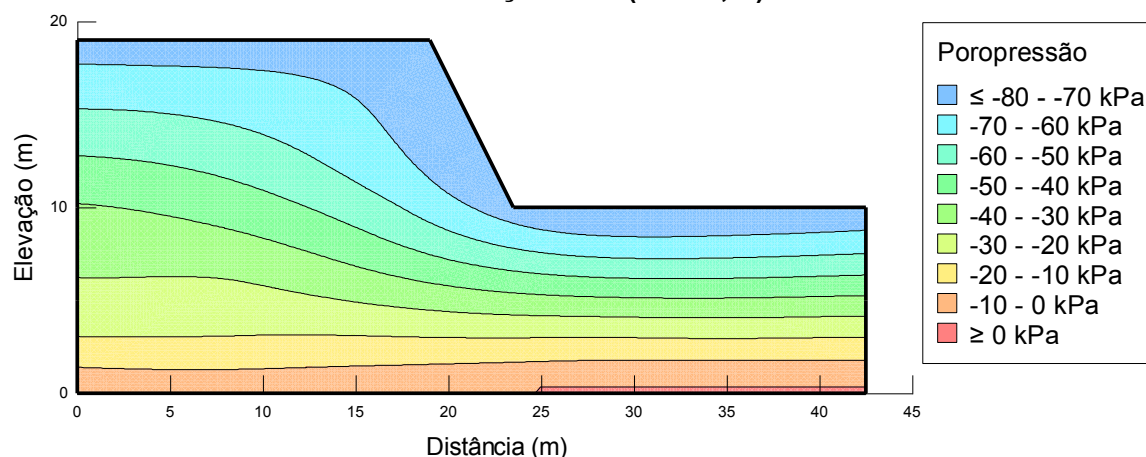
Para esta pesquisa foi seguida a metodologia utilizando uma função modificadora às condições de fluxo de água no perfil do talude (apresentados no subitem 6.2.1 - I), partindo dos resultados do ensaio de evaporação potencial da água e real do solo (apresentados no subitem 6.1.4).

Ressalta-se ainda que, nas modelagens numéricas de fluxo de água ficaram estabelecidas as condições de que a precipitação se daria por toda a extensão do talude e que não correria o desenvolvimento de pressão neutra positiva na superfície do terreno caso o valor da precipitação pluviométrica superasse ao da condutividade hidráulica saturada do solo. Além disso, também foi impedido o empoçamento da água da chuva na superfície do talude, isto é, a água não infiltrada foi instantaneamente escoada superficialmente.

Na Figura 43 são apresentados os perfis iniciais de poropressões considerado para as análises. Para o perfil de solo indeformado as condições iniciais de poropressão foram estimadas a partir das características de umidade média (e respectivos valores de sucções) das amostras coletadas em campo para a realização dos demais ensaios laboratoriais, bem como da observação de informações já publicadas sobre a variação da umidade ao longo de perfis típicos da região (MIGUEL et al., 2015), cujos valores médios coincidiam em torno de 33% (aproximadamente 80 kPa de sucção – estimado pela CCSA). Já para o solo compactado, o mesmo valor foi adotado, visto que tal sucção caracteriza um teor de umidade abaixo da umidade ótima do solo, sendo representativo a uma situação de pré-existência de ciclos de umedecimento e secagem.

A partir disso, e com a consideração do NA assumido à 10 m abaixo da parte inferior do talude, os dados de modelagem foram inseridos no SEEP/W em Dados → Funções Espaciais → Carga total de pressão, utilizando a uma função do tipo Superfície Krigada. Quanto as demais condições de fluxo, tem-se que nos nós da base dos taludes hipotéticos adotou-se uma condição de fluxo igual a zero e o nível do lençol freático foi admitido fixo também na base dos taludes.

Figura 43 – Perfil inicial de distribuição de poropressão no solo nos taludes hipotéticos
Inclinação 2 : 1 ($\alpha = 63,4^\circ$)



Fonte: A própria autora.

d) Definição de parâmetros geotécnicos

Foram utilizadas as médias dos resultados de determinações laboratoriais, para cada condição do solo (indeformado ou compactado), sem considerar a possível variabilidade espacial das características do material, nem tão pouco a probabilidade de variação dos parâmetros. Os parâmetros adotados estão apresentados em 6.2.2 – l) Definições preliminares para a análise de estabilidade.

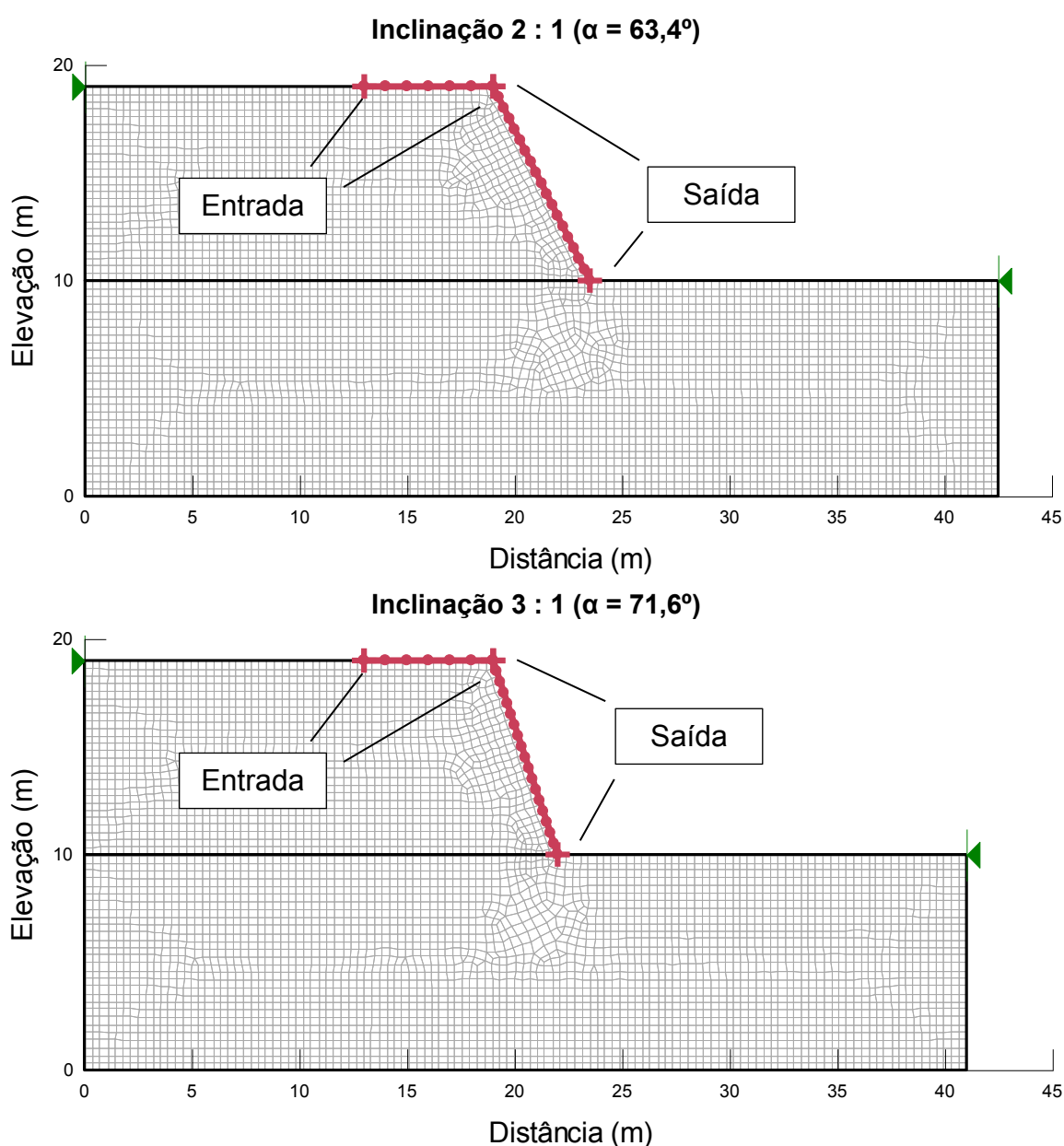
e) Análise de estabilidade de taludes hipotéticos

O método de cálculo do equilíbrio limite utilizado nas análises no SLOPE/W foi o de Morgenstern & Price. Ele foi escolhido por satisfazer completamente as condições de equilíbrio para as situações propostas e por englobar

uma análise de equilíbrio de forças e momentos, para cada lamela que compõe as cunhas de ruptura.

A massa instável foi dividida em 30 fatias para o cálculo do FS. Via de regra, o critério de ruptura de solo adotado foi o Mohr-Coulomb. As configurações consideradas na delimitação das superfícies de ruptura críticas (menores valores de FS) foram 'entrada e saída' (6 x 18) – Figura 44, ausência de pressão neutra e fenda de tração e otimização de superfície (1000 iterações e diferença tolerável para o FS de 10^{-5}).

Figura 44 - Representação dos trechos de entrada e saída para avaliação dos taludes hipotéticos



Fonte: A própria autora.

5.2.2 Talude Real (Grupo 2)

I) Condições gerais do talude real (Grupo 2)

a) Identificação do perfil de solo para o talude real antes e após o escorregamento

O talude, denominado real, escolhido como objeto de estudo escorregou ao final do mês de dezembro do ano de 2009. A área corresponde a uma estrutura delimitada em sua crista por uma rua sem saída que dá acesso a entrada de serviço pelos fundos de um condomínio e um córrego ao pé do talude. Possuía, aproximadamente, 30,0 metros de altura e 66,0 metros de extensão, apresentando ao longo de seu comprimento diferentes inclinações, as quais variavam entre 18,0 e 30,0°.

A área de estudo do talude real está situada na faixa de domínio do município de Londrina, sendo necessário solicitar autorização junto prefeitura municipal para realização de visitas e ensaios *in loco*.

O levantamento de superfície após o escorregamento foi realizado pelo engenheiro contratado para a avaliação de possíveis riscos à área adjacente, responsável também pela proposição de uma solução para o caso. Em um primeiro momento seguiu-se com a vistoria de campo, com finalidade de caracterizar e identificar a área. A Figura 45 é uma foto tirada na vistoria de campo e mostra a área de estudos após o escorregamento. Foi verificado que o talude apresentava na época uma cobertura vegetal de gramíneas ao longo de toda sua extensão, presença de poucos arbustos e inexistência de nível d'água na superfície. Além disso delimitou-se que o escorregamento ocorreu na terço central da rua lateral construída.

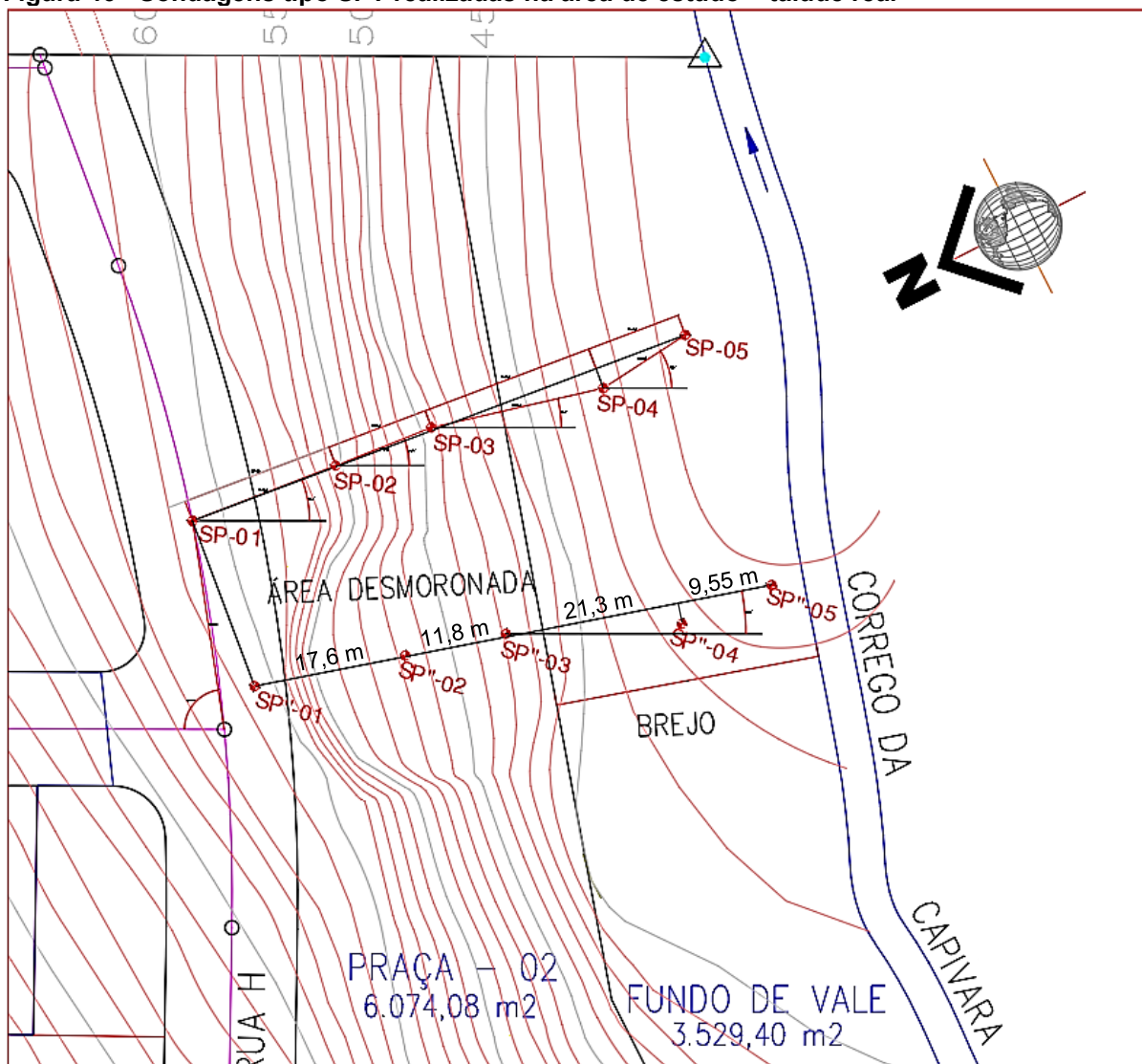
Ainda com a finalidade de obtenção de dados *in loco*, foram realizados levantamentos topográficos e investigações por meio de cinco sondagens de simples reconhecimento tipo SPT (*Standard Penetration Test*) – Figura 46, a fim de se ter características do maciço de solo, como as curvas de nível da área, geometria e inclinação do talude, estratigrafia em subsuperfície e ocorrência do nível d'água. Tal levantamento foi realizado por uma empresa terceirizada, ao lado da área escorregada, designada como “desmoronada” nos relatórios fornecidos e seguiu os procedimentos normatizados pela NBR 6484/01 (ABNT, 2001).

Figura 45 - Área de estudo – vista do talude real escorregado



Fonte: Imagem cedida pelo engenheiro responsável. Data – 04 de janeiro de 2010.

Figura 46 - Sondagens tipo SPT realizadas na área de estudo – talude real

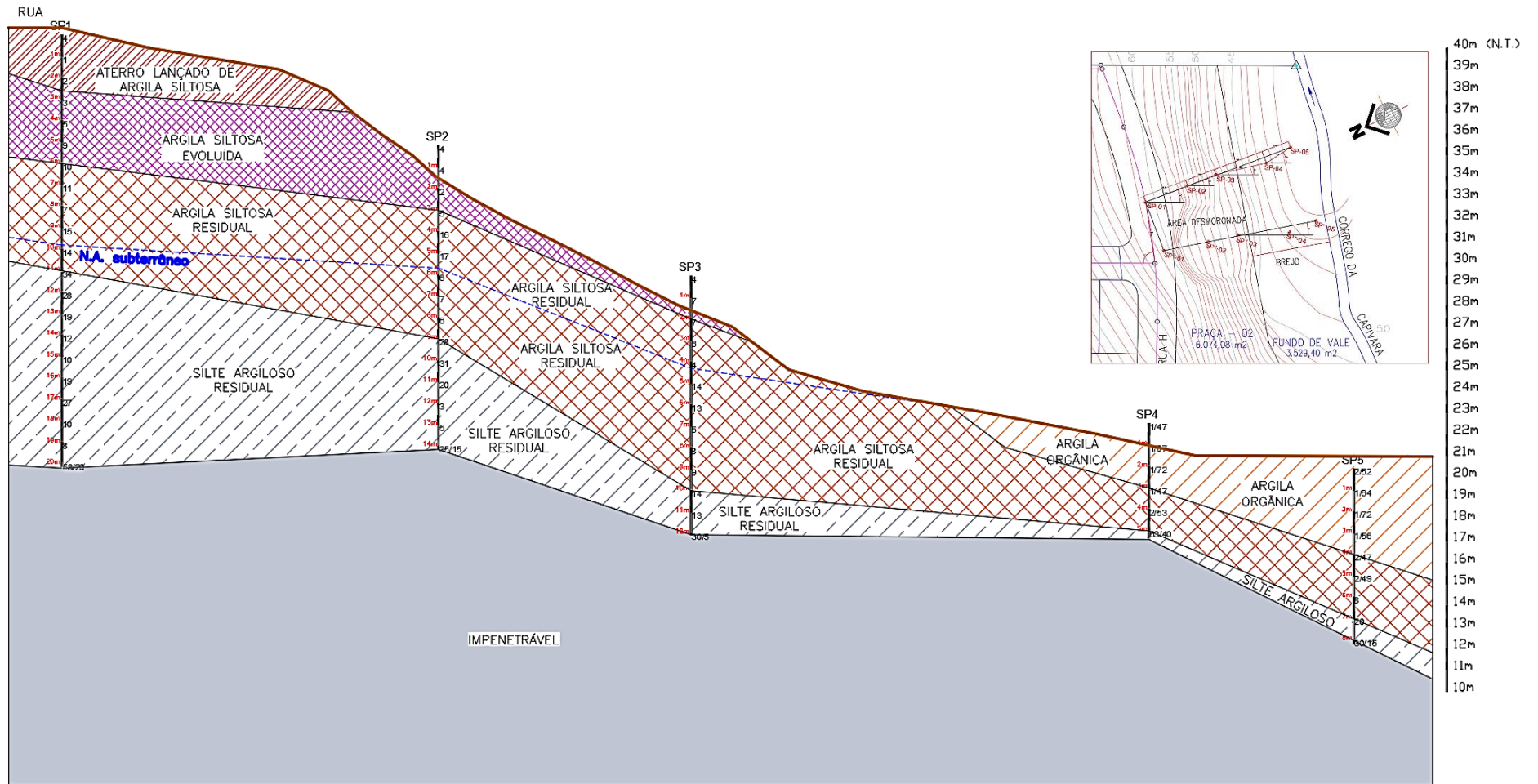


Fonte: Adaptação da imagem cedida pelo engenheiro responsável.

O detalhamento do perfil de solo sondado cerca de 20 m à leste da seção central do escorregamento (pontos SP-01 a SP-05) pode ser visto na Figura 47.

Neste trabalho, os pontos de SPT foram rebatidos (pontos SP'-01 a SP'-05) para o centro da área escorregada e as alturas foram corrigidas considerando as cotas topográficas, gerando o perfil utilizado como seção inicial da área antes do escorregamento. A Figura 48 apresenta o perfil da seção crítica estudado com os pontos rebatidos e corrigidas as alturas. Os relatórios de sondagem estão apresentados no ANEXO 1.

Figura 48 - Representação da seção do perfil de solo adotada para a retroanálise do escorregamento – talude real



Nota: Os pontos de SPT foram rebatidos para a área escorregada e as alturas foram corrigidas considerando as cotas topográficas.
 Fonte: Elaborado pela autora.

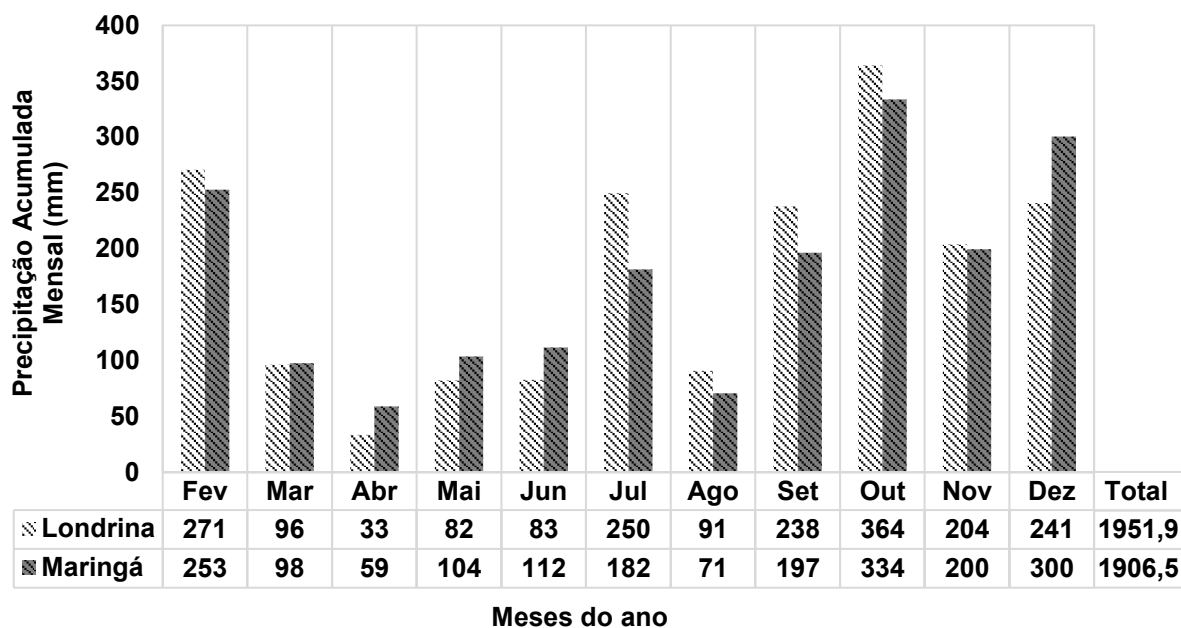
A partir dos levantamentos verificou-se que a camada superior próxima a crista do talude tratava de um material lançado sem compactação controlada, possivelmente proveniente do processo de terraplenagem e construção da via. A análise tátil-visual apresentada no laudo de sondagem demonstrava que a camada possuía as mesmas características da segunda camada verificada, argila siltosa evoluída, diferenciando-se apenas por ter um N_{SPT} ligeiramente superior ao ensaiado logo abaixo. No entanto, considerando o exposto por Cavalcante *et al.* (2007), de que os valores de N_{SPT} encontrados na camada superficial deste solo está na ordem de 1 a 4, para este estudo o material superficial será considerado como terreno natural.

b) Levantamento dos dados pluviométricos anteriores ao escorregamento de talude real

Os dados pluviométricos para esta análise foram levantados na plataforma do Instituto Nacional de Meteorologia (INMET). Como dito anteriormente, a cidade de Londrina/PR conta com a coleta de dados por meio de uma estação convencional (latitude: -23.32; longitude: -51.14), com leituras de precipitação realizadas três vezes ao dia (00:00h, 12:00h e 18:00h). No entanto, buscando avaliar se uma maior discretização da chuva influenciaria na análise do escorregamento estudado, optou-se por utilizar também os dados da estação meteorológica automatizada mais próxima – a estação situada na cidade de Maringá/PR (latitude: -23.40; longitude: -51.91), cuja periodicidade dos dados é horária.

A distância em linha reta entre Londrina e Maringá é de, aproximadamente, 80 km, o que evidencia a semelhança das condições climáticas entre elas. Para comprovar, a Figura 49 apresenta os dados pluviométricos acumulados dos referidos municípios no período de onze meses anteriores ao escorregamento do talude. Nota-se que o total de precipitação diverge pouco menos de 50 mm.

Figura 49 - Precipitação acumulada mensal nos municípios de Londrina e Maringá no ano anterior ao escorregamento do talude natural



Fonte: BPMEP (2020).

Deste modo, os dados pluviométricos precedentes utilizados para a avaliação do escorregamento do talude real puderam ser utilizados com discretização tanto no padrão 0,50/0,25/0,25 dia, como de modo horário. Destaca-se que o período anterior ao escorregamento não foi adotado como sendo de um ano completo, pois os dados do mês de janeiro de 2009 não estavam disponíveis no banco para a estação meteorológica de Maringá/PR. Sendo assim, para análise de fluxo foi utilizado o período de coleta de dados entre 01/02/2009 e 31/12/2009.

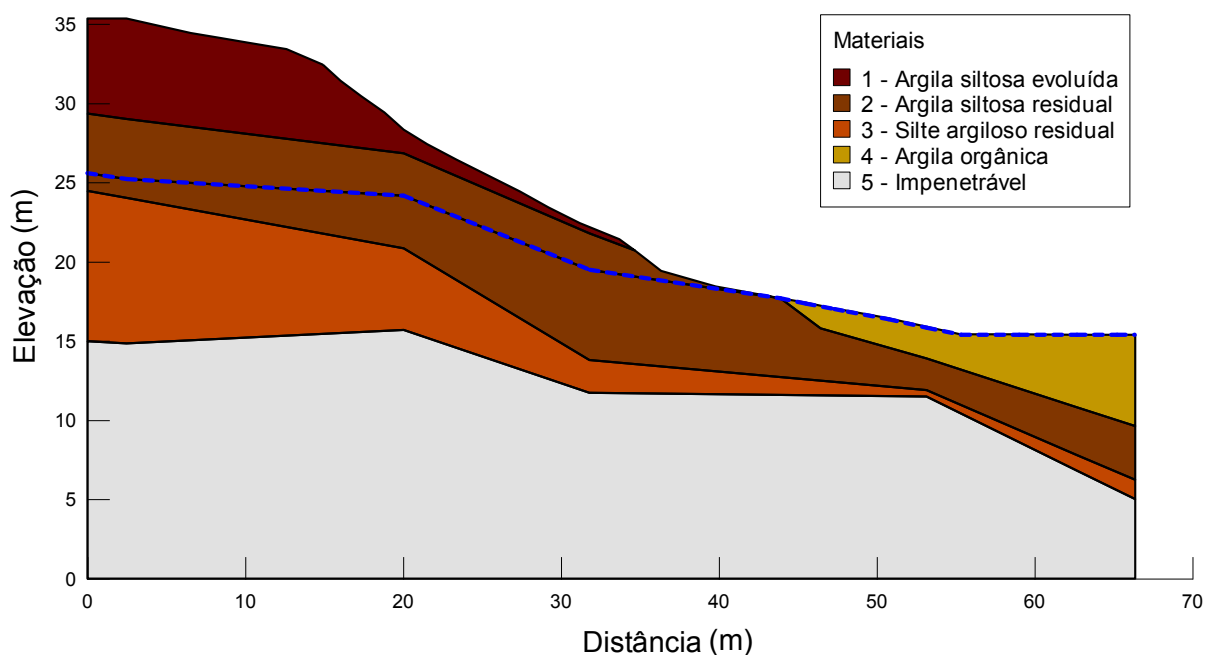
Além dos dados de precipitação, também foram obtidos na plataforma os dados de evapotranspiração real mensal representativa no referido período. Após serem devidamente tratados, os supracitados também foram inseridos no *software*.

A partir de resultados preliminares da simulação da variação de poropressão ao longo do período estudado para os dados das duas estações meteorológicas, bem como dos valores para o fator de segurança do talude simulados com os dados iniciais que serão apresentados no item 6.2.4, avaliou-se a diferença considerando os parâmetros da estatística descritiva entre os resultados obtidos para Londrina e Maringá. Deste procedimento foi escolhida qual série de dados seria efetivamente utilizada para a realização da retroanálise.

c) Delimitação da geometria do talude real avaliado

A partir das sondagens e do rebatimento do perfil para a região desmoronada, foi possível delimitar uma geometria do talude real anterior ao escorregamento. A Figura 50 apresenta a geometria importada para o *software*.

Figura 50 - Geometria adotada para o talude real anterior ao escorregamento



Fonte: Elaborado pela autora.

Como mencionado, a camada superior lançada foi considerada, para fins de análise, como igual a camada imediatamente abaixo – argila siltosa evoluída. Além disso foi considerado um material impenetrável abaixo da última camada sondada, conforme mostrado na Figura 50.

II) Análise computacional do talude real (Grupo 2)

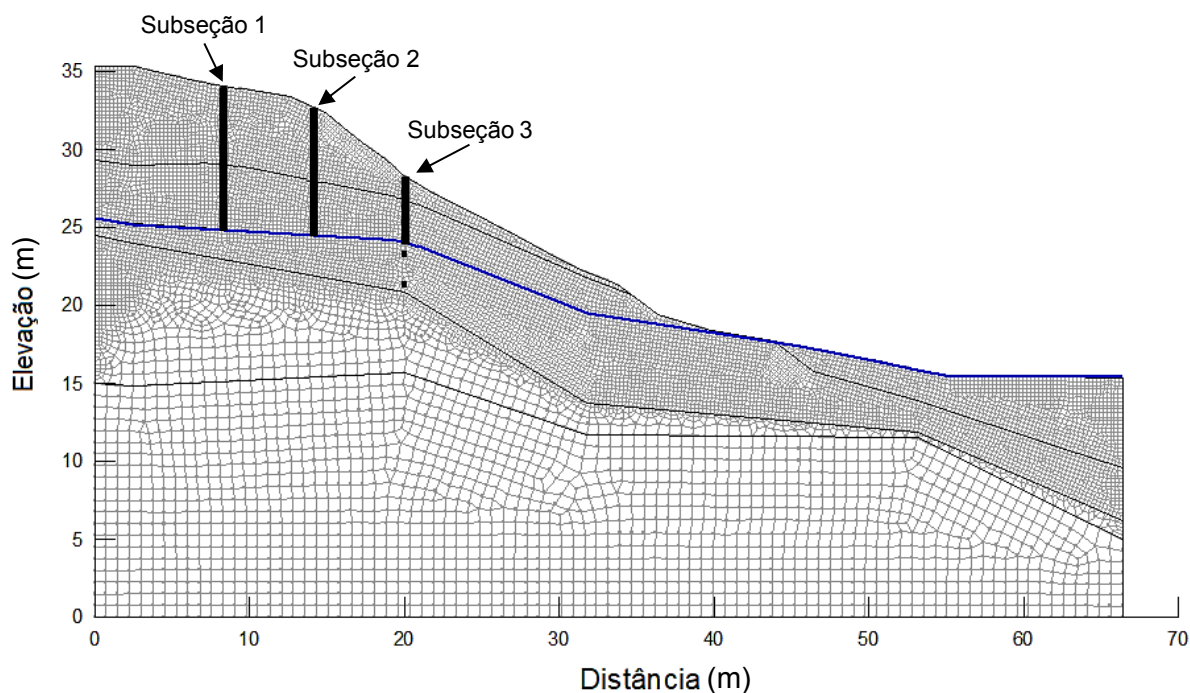
a) Discretização da malha de elementos finitos para o talude real

Assim como realizado para os taludes hipotéticos (Grupo 1), a discretização da malha do talude real (Grupo 2) foi refinada e definida pela combinação entre triangulares (três nós) e quadriláteros (quatro nós), no entanto, a

dimensão foi de 0,25 m para as camadas superiores e uma proporção de três vezes para as inferiores, conforme pode ser visto na Figura 51. No total foram utilizados 11.773 nós em 11.003 elementos.

Para uma melhor observação dos resultados de variação da sucção no interior do talude durante o fluxo também foram escolhidas algumas subseções como representativas de tal variação. Para o talude real foram dispostas três subseções, localizadas conforme indica a Figura 51. Todas foram limitadas acima pelo primeiro elemento da malha de elementos finitos a partir da superfície do terreno e abaixo pelo nível d'água.

Figura 51 - Malhas de elementos finitos para a seção de talude real e subseções para avaliação da variação da poropressão com o tempo



Fonte: A própria autora.

As coordenadas das subseções mencionadas no parágrafo anterior estão apresentadas na Tabela 13.

Tabela 13 - Coordenadas dos pontos representativos no interior do talude real

Subseção	SB1	SB2	SB3
Distância – x (m)	8,34	14,19	20,04
Intervalo de elevação – y (m)	33,86 – 24,87	32,49 – 24,51	28,00 – 24,16

Fonte: A própria autora.

b) Parâmetros hidráulicos dos solos para o talude real

Os dados referentes a curva característica solo-água (CCSA) para a camada de argila siltosa evoluída do talude retroanalizado nesta pesquisa é a mesma que a referida para o solo indeformado nas análises de taludes hipotéticos (Grupo I).

Além desta, contou-se também com a CCSA determinada por Miguel *et al.* (2006) para a mesma localidade, porém à profundidade de 6 m. Esta segunda curva característica foi utilizada para a definição das propriedades hidráulicas da camada argila siltosa residual presente no perfil do escorregamento estudado. Sua apreciação pode ser feita junto às curvas determinadas neste trabalho, no subitem 6.1.2.

A função de condutividade hidráulica para as camadas de argila siltosa (evoluída e residual) foi estimada de suas respectivas CCSA, do coeficiente de permeabilidade saturado, utilizando o modelo proposto por Van Genuchten, sucção máxima de 100 kPa e ajuste para 20 pontos estimados. Ressalta-se que para o talude real foi utilizado o valor de permeabilidade obtido em campo, conforme descrito pelo subitem 5.1.2 - III) Ensaio de permeabilidade '*in situ*': Talude de solo natural, e que não foi considerada anisotropia do meio poroso.

c) Condições de contorno para análises de fluxo de água para o talude real

As condições gerais de contorno para análises de fluxo de água para o talude real seguiram os mesmos princípios apresentados para o Grupo 1 (Taludes Hipotéticos), salvo alguns pormenores que estão explicados nos parágrafos a seguir.

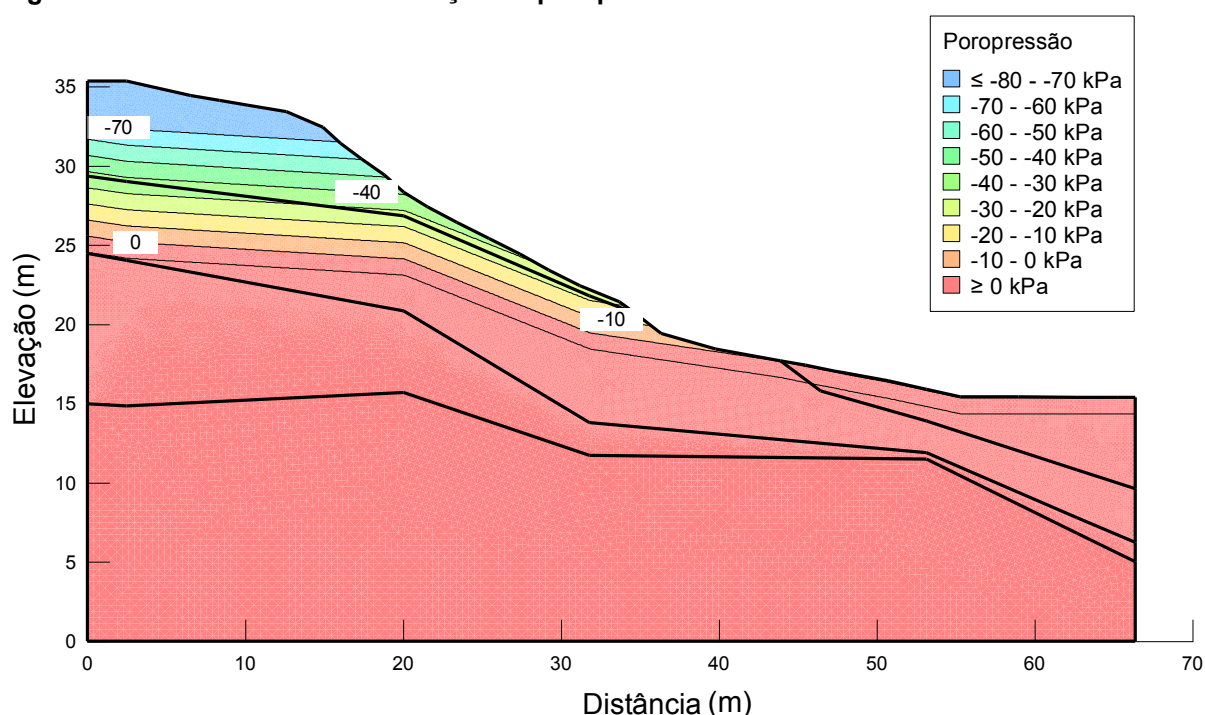
Os dados modelados eram positivos e iguais a intensidade de chuva do período quando houvesse precipitação e negativos e iguais a intensidade de evapotranspiração em sua ausência, com a ressalva aqui de que, nestas análises, partiu-se de um conjunto menos discretizado no tempo (intervalos de 0,50-0,25-0,25h – estação meteorológica de Londrina/PR) e um mais discretizado (horário – estação meteorológica de Maringá/PR).

Uma vez avaliada se havia diferença estatística nos dados obtidos, em ambas as simulações de fluxo, prosseguiu-se com aquela que forneceu maior representatividade à situação, julgando-se, inclusive, a necessidade de trabalhar com dados mais ou menos discretizado.

Para o Grupo 2, também foi considerado o fato de que a taxa de evaporação de água no solo diminui com o aumento da sucção, utilizando-se a mesma função modificadora às condições de fluxo de água do talude hipotético indeformado. A precipitação se deu por toda a extensão do talude, não foi permitido o desenvolvimento de pressão neutra positiva na superfície do terreno caso o valor da precipitação pluviométrica superasse ao da condutividade hidráulica saturada do solo e foi impedido o empocamento da água da chuva na superfície do talude.

As condições iniciais de poropressão foram mantidas dentro da faixa de variação de 0 a 80 kPa e estimadas a partir da linha freática inicial, adotada como zero. Na Figura 52 está apresentado o perfil inicial de poropressões para a análise. Quanto as demais condições de fluxo, nos nós do encontro solo-impenetrável do talude adotou-se uma condição de fluxo igual a zero.

Figura 52 - Perfil inicial de distribuição de poropressão no solo – talude natural



Fonte: A própria autora.

d) Definição de parâmetros geotécnicos por meios de correlações com os ensaios SPT (*Standard Penetration Test*)

Materiais como solos e rochas possuem propriedades mecânicas e físicas naturalmente dispersas, o que implica incertezas na estimativa dos parâmetros geotécnicos necessários para projetos desta natureza. Uma das possibilidades de se obter parâmetros de projeto compatíveis com a realidade local é partir de ensaios de investigação de campo com o uso criterioso de correlações empíricas e/ou de intervalos de variação dos parâmetros de entrada do solo tabulados por autores ou órgãos de reconhecida expertise.

Partindo desta premissa, para a definição dos parâmetros geotécnicos das camadas presentes no perfil de solo retroanalisado foram utilizadas as sondagens do tipo SPT (*Standard Penetration Test*) disponibilizadas pelo engenheiro responsável. A determinação se deu por meio de correlações dos valores de SPT com a consistência das camadas avaliadas, levando-se em conta a descrição apresentada na análise tátil-visual *in loco*.

Considerando solos granulares, o ângulo de atrito (φ) foi calculado por correlações diretas com o valor de N_{SPT} , por meio das equações propostas por Godoy (1983) e Teixeira (1996), as quais são apresentadas nas Equações 25 e 26, respectivamente.

Equação 25
$$\varphi (^{\circ}) = 28^{\circ} + 0,4 \cdot N_{SPT}$$

Equação 26
$$\varphi (^{\circ}) = \sqrt{20 \cdot N_{SPT}} + 15^{\circ}$$

Uma vez que a literatura não apresenta uma correlação empírica que relacione o resultado do ensaio de SPT com o ângulo de atrito para solos coesivos, optou-se por utilizar a média aritmética dos resultados das equações acima, tomando-se o cuidado de verificar a aplicabilidade do valor obtido na prática da engenharia.

Quanto a caracterização da resistência ao cisalhamento das argilas por meio da coesão, pontua-se a escassez de correlações disponíveis na literatura. Isso é explicado pela dificuldade de se obter informações sobre fatores que influenciam o seu valor (histórico de tensões no solo, velocidade de carregamento e de dissipação do excesso de poropressão) em um ensaio como o SPT (TÔNUS, 2009). Terzagui e

Peck (1948) condicionaram que, para argilas cujo ângulo de atrito fosse considerado maior que zero ($\varphi > 0^\circ$), a estimativa da coesão poderia ser dada pela Equação 27:

$$\text{Equação 27} \quad c \text{ (kPa)} = \frac{N_{\text{SPT}}}{\alpha_{f(\text{plasticidade})}} \cdot 107,6$$

onde o valor de $\alpha_{f(\text{plasticidade})}$ é adotado conforme a Tabela 14.

Tabela 14 - Valores de α_f considerando a plasticidade do solo

Característica da argila	α
Baixa plasticidade	27
Medianamente plásticas	13
Alta plasticidade	8

Fonte: Adaptado de Terzagui e Peck (1948).

Para este trabalho os valores de coesão foram tomados a partir da média entre os valores N_{SPT} em cada uma das camadas descritas no perfil, em todos os pontos sondados nos quais havia a presença do respectivo tipo de solo. Por exemplo, para a camada de 'argila siltosa evoluída' foi feita a média dos valores de N_{SPT} obtidos na delimitação desta camada considerando os pontos de sondagem SP'-01, SP'-02 e SP'-03, ensaios nos quais a camada estava presente. A mesma avaliação se deu para as demais camadas. Novamente tomou-se o cuidado de verificar a aplicabilidade do valor obtido na prática da engenharia.

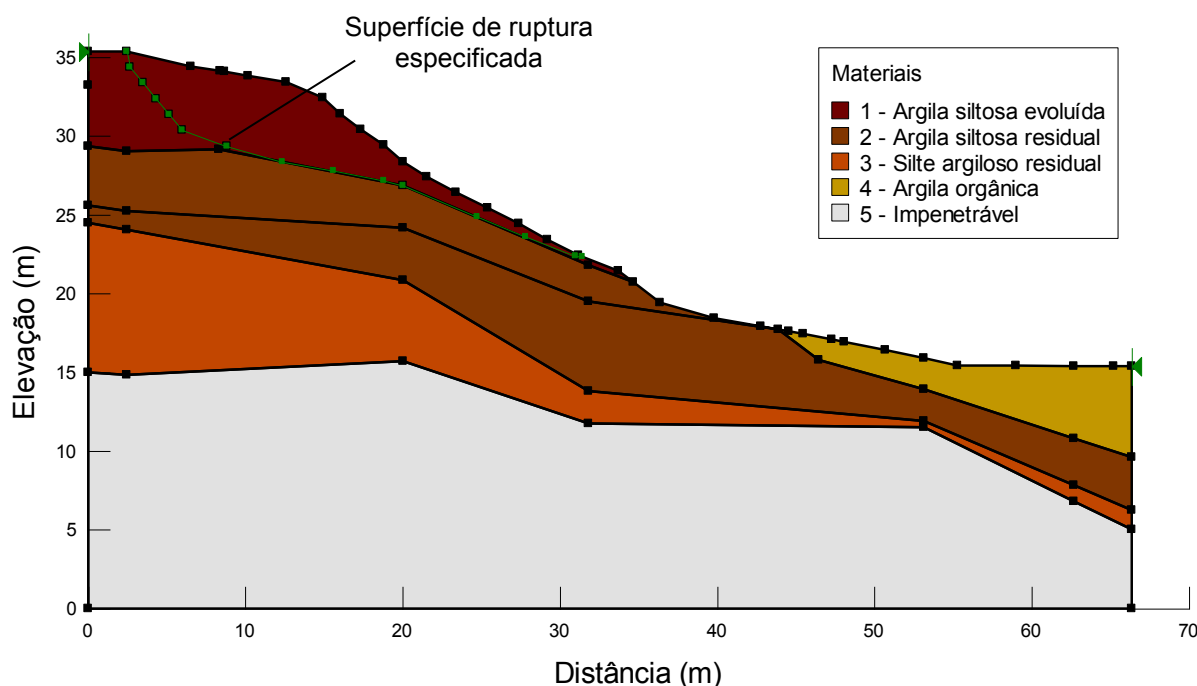
Os valores de peso específico do solo, ângulo de atrito interno das partículas e coesão adotados estão especificados no subitem 6.2.4 – I) Definições preliminares para a retroanálise de estabilidade.

e) Retroanálise de estabilidade de taludes

O procedimento metodológico aplicado para se fazer a retroanálise seguiu os preceitos dos trabalhos de Gomes (2003), Wolle (1980), Vargas (1974) e Mello (1972), com adaptações. Inicialmente os autores indicam a necessidade de delimitar as geometrias antes e após o escorregamento (condições inicial e final de análise). A Figura 53 representa a configuração inicial do talude, bem como a superfície de ruptura especificada. Tal superfície foi obtida a partir das informações dos levantamentos planialtimétricos realizados pelo engenheiro responsável após a

ruptura. Destaca-se que boa parte de sua delimitação teve concordância com a subdivisão das camadas de argila siltosa evoluída e residual, indicando ser a interface um ponto de atenção.

Figura 53 - Representação da superfície de ruptura especificada para avaliação da seção de talude real



Fonte: Elaborado pela autora.

Uma vez definida a seção do perfil anterior e a localização da superfície de ruptura, utilizou-se o pacote SEEP/W para estudar a variação de poropressão desenvolvida no perfil em período significativo anterior ao escorregamento (cerca de um ano), conforme já explicado no subitem .5.2.2.1.b.

A partir do perfil de distribuição de poropressão do dia de escorregamento, retornou-se ao procedimento de retroanálise (adaptado de GOMES, 2003), no qual se toma como hipótese básica para a retroanálise que os parâmetros de resistência que se busca determinar para a superfície de escorregamento são constantes e devem satisfazer a condição de fator de segurança igual à unidade.

A primeira ação foi a definição da curva $c = f(\phi)$, na qual fixava-se um valor de ângulo de atrito do solo e determinava-se o valor de coesão para a condição de iminência de ruptura ($FS = 1,0$). Uma vez determinada a coesão para o ângulo de atrito adotado, escolhia-se um novo valor de ângulo de atrito e repetia-se o

procedimento descrito. Neste estudo fez-se o ângulo de atrito variar entre 0 a 30°, com intervalo de 2° para cada análise.

Após a definição da curva de coesão em função do ângulo de atrito, a etapa final da retroanálise consiste na determinação dos parâmetros de resistências o cisalhamento na superfície de ruptura. Reforça-se que o processo iterativo é feito até o melhor ajuste possível dos parâmetros no qual se obtém $FS = 1,0$, no dia do escorregamento e a superfície, neste caso otimizada, e procurada pelo método de entrada e saída (10 x 10), condicionada às proximidades das regiões reais de início e fim da superfície de ruptura. Maiores detalhes, inclusive quanto a utilização do software para a realização destas etapas, podem ser encontrados em Jesus (2008).

6 RESULTADOS E ANÁLISE

6.1 CARACTERIZAÇÃO COMPLEMENTAR DO SOLO

6.1.1 Porosimetria do Solo

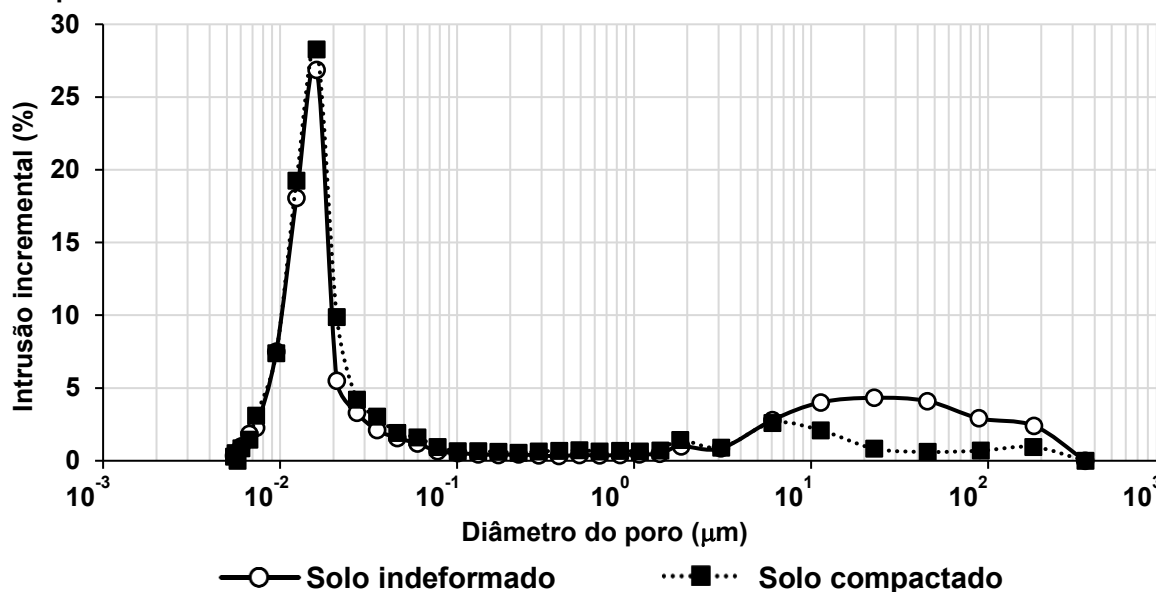
O ensaio de porosimetria foi realizado com a finalidade de se conhecer a distribuição do tamanho dos poros no solo, visto que esta está diretamente associada com o processo de infiltração da água no solo, auxiliando no estudo de seu comportamento físico-hídrico.

As curvas de frequência de distribuição de tamanho de abertura de poros, obtidas por meio da porosimetria por intrusão incremental de mercúrio para o solo superficial de Londrina nas estruturas indeformada e compactada são apresentadas na Figura 54. Além disso, a Tabela 15 apresenta os valores percentuais encontrados para cada classe de poros de acordo com Brewer (1976).

A primeira observação que pode ser feita a partir da Figura 54 é a tendência das curvas em demonstrarem uma distribuição de poros bimodal, caracterizadas com duas famílias de poros principais: poros intra-agregados e interagregados. Curvas com tendências similares foram apresentadas e discutidas por Li e Zhang (2009). Autores como Gutierrez (2005) e Nimmo (2004) explicam que os poros intra-agregados são formados a partir da composição de aglomerados minerais e a interação entre eles na matriz argilosa do solo. Em contrapartida, os interagregados são aqueles caracterizados por condicionar a porosidade estrutural, ou seja, estão relacionados ao arranjo dos microagregados em si.

Pelo resultado do ensaio, verificou-se que o volume total de mercúrio intrudido nas amostras indeformadas é relativamente maior do que o volume intrudido nas amostras compactadas, o que reflete que há maior quantidade de poros nas amostras indeformadas, conforme o esperado. Já quanto a frequência de distribuição de poros do solo houve similaridade nas duas condições estruturais estudadas (indeformada e compactada), ou, em outras palavras, sua distribuição porosimétrica praticamente não se altera com o emprego da compactação, a não ser para o domínio dos poros com diâmetro equivalente superior e 10 micrômetros.

Figura 54 - Frequência de distribuição de tamanho de poros das amostras indeformada e compactada



Fonte: A própria autora.

Tabela 15 - Classes e percentual de poros de acordo com Brewer (1976) para as amostras indeformada e compactada

Porcentagem (%)		Solo	
		Indeformado	Compactado
Porosidade (η)		46,4	44,1
Intra-agregado	Criptoporo < 0,1 μm	73	83
	Ultramicroporo 0,1 - 5 μm	6	9
Interagregado	Microporo 5 - 30 μm	9	5
	Mesoporo 30 - 75 μm	6	1
	Macroporo > 75 μm	6	2
Total intra-agregado		79	92
Total interagregado		21	8

Fonte: A própria autora.

Os dados apresentados na Tabela 15 apontam que a representação dos poros intra-agregados passou de 79 para 92. A constatação destes percentuais elevados se dá pela reconhecida fração fina deste solo, microagregada, característica apontada por Gonçalves *et al.* (2018). Outra maneira de se avaliar estes dados é pelo comportamento apresentado pelos poros interagregados, os quais mostraram um decréscimo quando o solo foi ensaiado nas duas condições (de 21 para 8%), este sim

resultado correlacionado diretamente mudança da estrutura da amostra. Para o solo estudado, o processo de compactação aumentou a discrepância entre intra e interagregados (diferença passa de 58 para 84 %). De modo mais pontual, é interessante destacar que a compactação influenciou de modo mais significativo no aumento de criptoporos (+ 10 %).

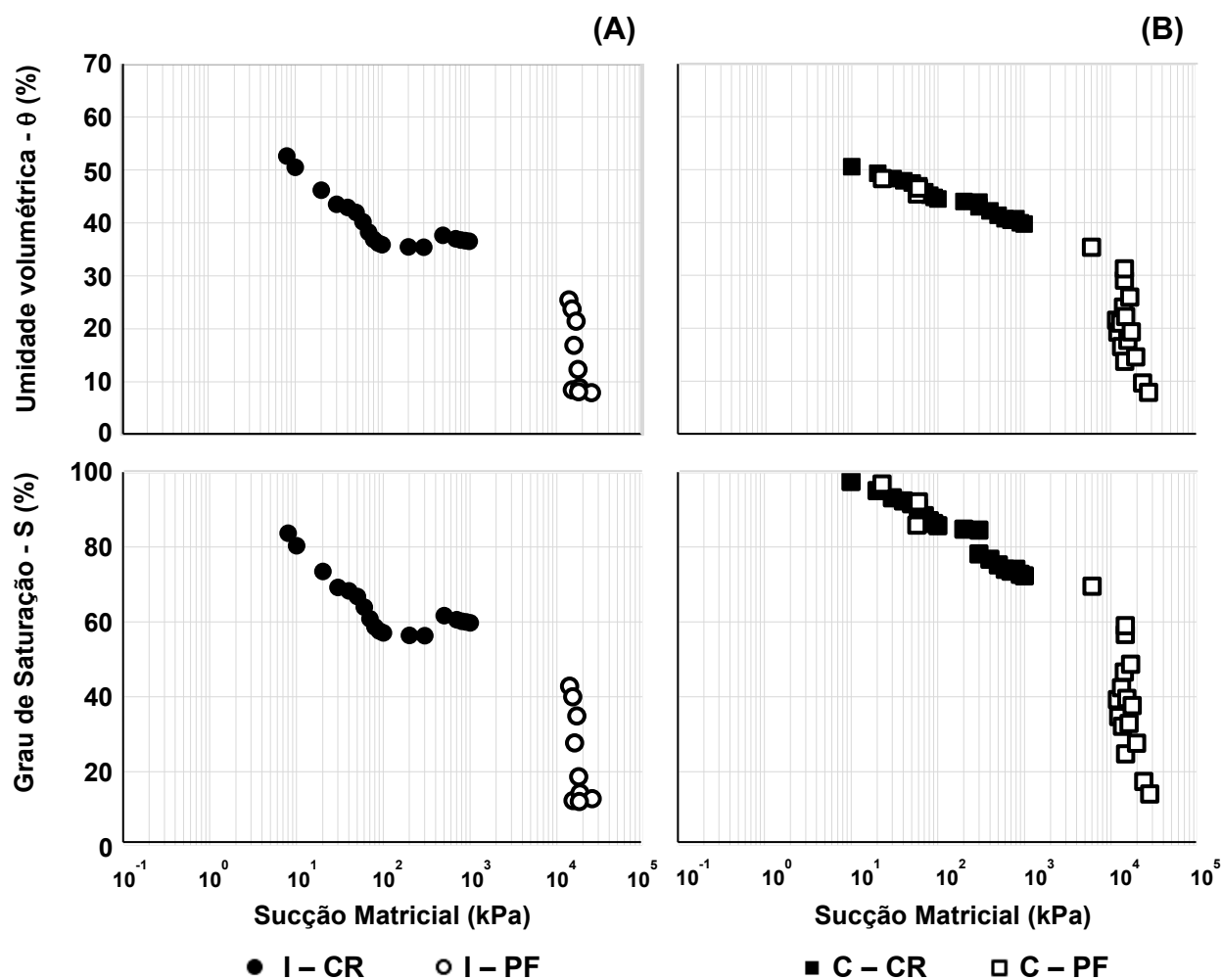
6.1.2 Curvas Característica Solo-Água

Os pontos amostrais para determinação das curvas características solo-água (CCSA) referentes aos ensaios sob as trajetórias de secagem estão apresentados na Figura 55, tanto para condição indeformada, como compactada.

Destaca-se que o número de pontos obtidos por meio da câmara de Richards, no intervalo de sucção de 10 a 1000 kPa, é maior que os obtidos pelo papel-filtro. Além disso, percebe-se que os pontos amostrais para as duas técnicas por vezes não apresentam valores de umidade gravimétrica e/ou grau de saturação coincidentes para uma dada sucção. Diversos autores (GOMES *et al.*, 2011; MARINHO *et al.*, 2013; TRIPATHY *et al.*, 2014; ALMEIDA *et al.*, 2015) afirmam que a combinação das técnicas da câmara de pressão de Richards e do papel filtro é vantajosa para a determinação da curva característica, no entanto ratificam que para sucções menores que 1000 kPa, a plotagem com os pontos obtidos pela câmara mostra-se mais confiável.

A tendência das curvas características do solo estudado, para as duas condições estruturais, exibe formato bimodal, caracterizado pela existência de dois valores de entrada de ar e um patamar intermediário onde há pouca variação do conteúdo de água em uma grande faixa de sucção. Neste contexto, a dessaturação é controlada pela macroestrutura, para baixos valores de sucção, e pela microestrutura, para valores elevados (BURGER e SHACKELFORD, 2001; CAMAPUM DE CARVALHO *et al.*; 2002). Conforme explicado na metodologia, o ajuste adotado neste caso foi o de Gitirana Jr e Fredlund (2004).

Figura 55 - Pontos para determinação das curvas características solo-água para as amostras indeformada e compactada

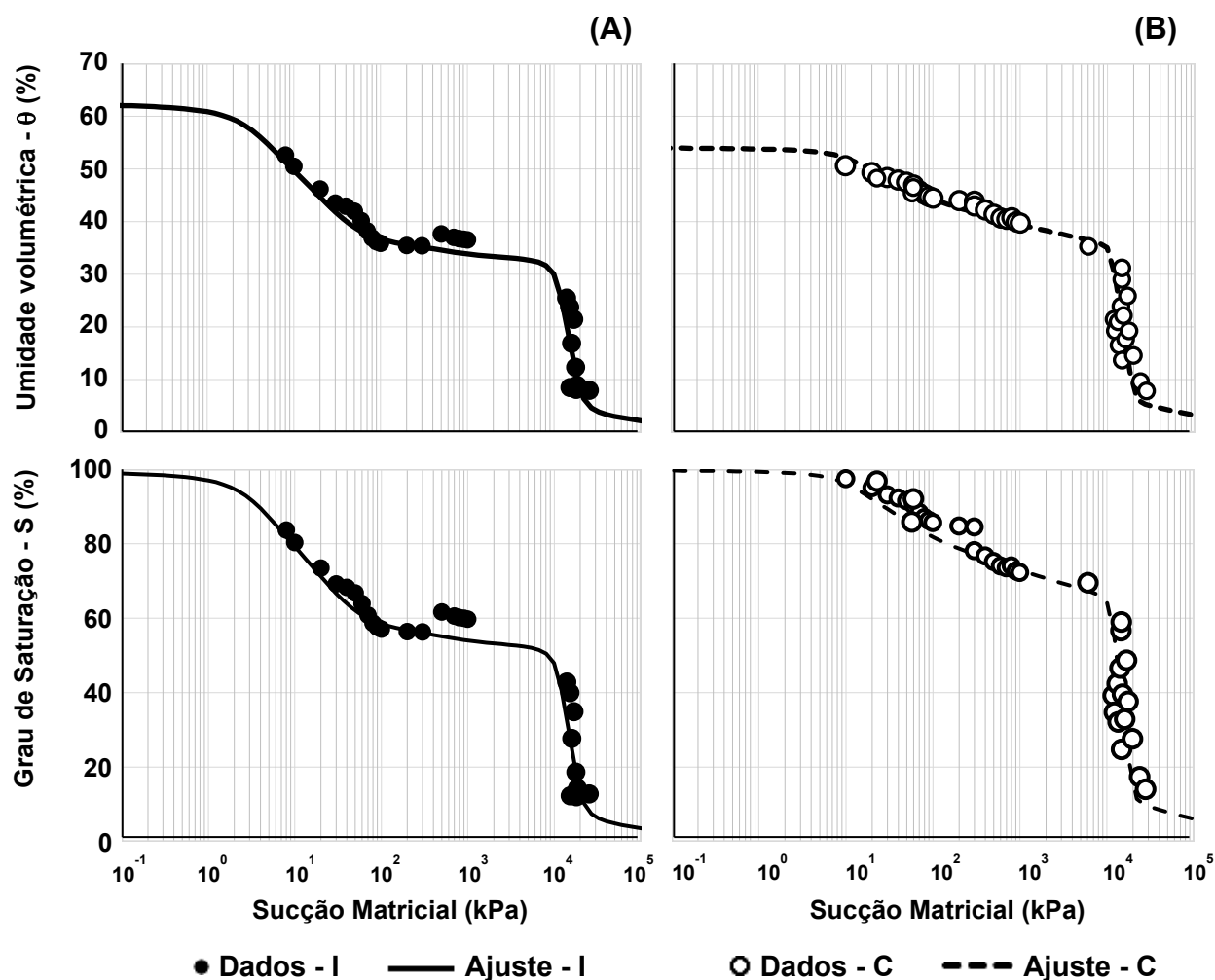


Nota: em (A) I - solo indeformado; em (B) C - solo compactado; CR - Média dos valores dos pontos amostrais obtidos pela Câmara de Richards; PF - Pontos amostrais obtidos pelo Papel Filtro.

Fonte: A própria autora.

A Figura 56 apresenta a plotagem dos pontos amostrais e do ajuste de Gitirana Jr e Fredlund (2004). Os parâmetros utilizados para ajuste matemático para curvas são mostrados na Tabela 16. Os dados sugerem bons ajustes dos dados experimentais ao modelo com os parâmetros apresentados.

Figura 56 - Pontos experimentais e ajustes para as curvas características solo-água para as amostras indeformada e compactada



Nota: em (A) I – solo indeformado; em (B) C – solo compactado.

Nota: Ajuste de Gitirana Jr e Fredlund (2004).

Fonte: A própria autora.

Tabela 16 - Parâmetros utilizados para ajuste matemático das curvas características solo-água

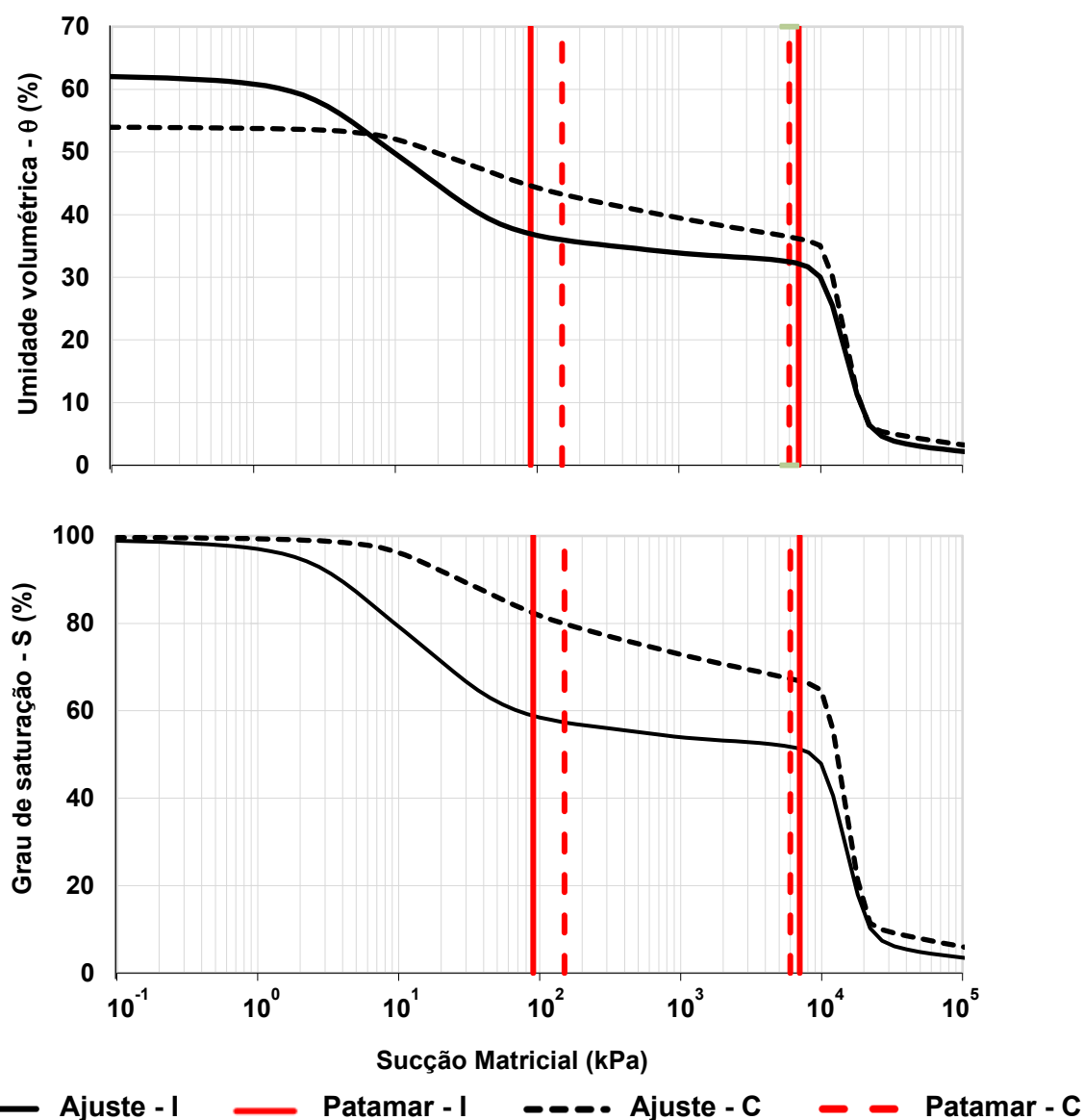
Solo	Parâmetros									
	ψ_{VEA1} (kPa)	S_{b1} (%)	ψ_{res1} (kPa)	S_{res1} (%)	ψ_{VEA2} (kPa)	S_{b2} (%)	ψ_{res2} (kPa)	S_{res2} (%)	a	R^2
Indeformado	3,0	100,0	45,0	55,0	11000,0	53,0	20000,0	5,0	0,08	0,93
Compactado	10,0	100,0	70,0	80,0	11000,0	66,0	20000,0	10,0	0,04	0,92

Nota: ψ_{VEA1} e ψ_{VEA2} – sucção referente ao 1º e 2º valor de entrada de ar, respectivamente; S_{b1} e S_{b2} – grau de saturação referente ao 1º e 2º valor de entrada de ar, respectivamente; ψ_{res1} e ψ_{res2} – sucção residual do 1º e 2º trecho da curva, respectivamente; S_{res1} e S_{res2} – grau de saturação residual referente ao 1º e 2º valor de entrada de ar, respectivamente; a – parâmetro de ajuste do modelo; R^2 – coeficiente de determinação (dados experimentais e modelados).

Fonte: A própria autora.

Para uma melhor análise do efeito da compactação nas curvas características, a sobreposição das curvas obtidas pelos ajustes para os diferentes solos é apresentada na Figura 57, que apresenta o ajuste plotado com suas respectivas fronteiras das zonas de dessaturação e patamar intermediário (demarcado pelo intervalo entre ψ_{res1} e ψ_{VEA2}).

Figura 57 - Curvas características solo-água para as amostras indeformada e compactada e patamar intermediário



Nota: I – solo indeformado; C – solo compactado. Ajuste de Gitirana Jr e Fredlund (2004).

Fonte: A própria autora.

Como mencionado nos resultados de porosimetria, a compactação do solo diminuiu seu índice de vazios, ou seja, diminuiu a quantidade de poros, implicando numa diminuição da quantidade de água necessária para saturar o solo. Isso pode ser notado nesta figura em que o valor da umidade de saturação para o solo compactado se apresenta menor em relação ao solo indeformado.

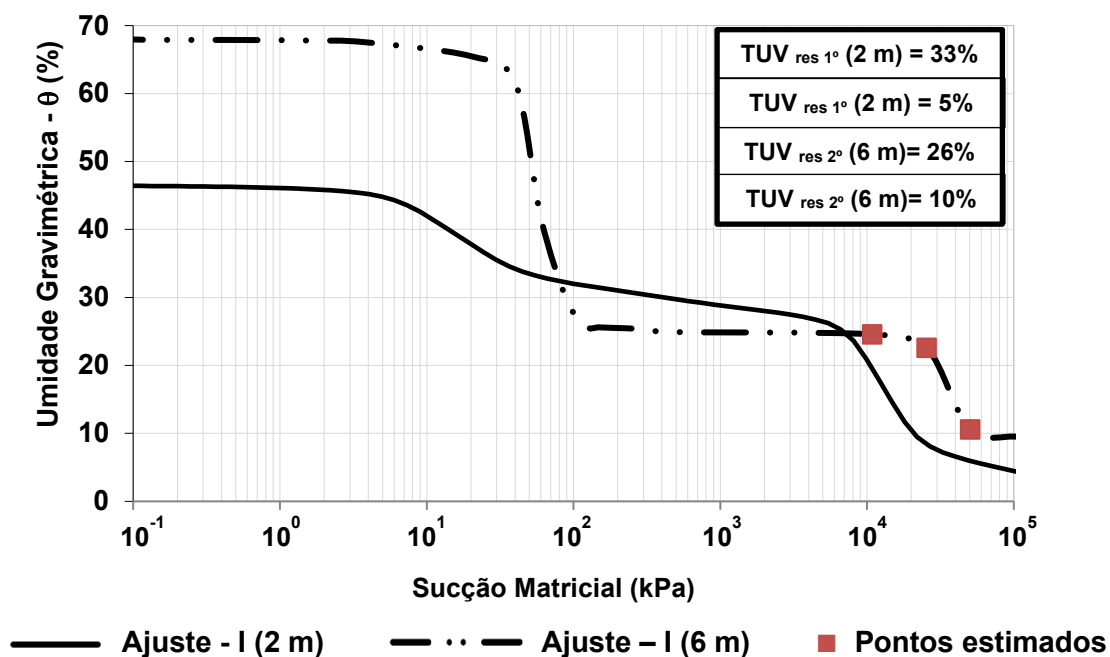
Ainda é possível constatar que o solo compactado apresentou ψ_{VEA1} (sucção referente ao 1º valor de entrada de ar) maior que os indeformados, o que está em consonância com o predito por Tinjum *et al.* (1997). Observa-se também que a diferença entre as curvas é menos evidente após ψ_{VEA2} (segunda pressão de entrada de ar), findando em um comportamento similar quando observadas as duas estruturas, ou seja, a proporção de vazios não afeta a curva característica água-solo em altas sucções (GAO e SUN, 2017). Por fim, ainda seria válido dizer que os valores de ψ_{VEA2} ratificam que há influência da composição mineralógica quando observados solos semelhantes estudados por outros autores como Romero *et al.* (1999). Segundo os autores esta é a faixa de sucção onde ocorrem os efeitos de adsorção a argilominerais específicos, dentre os quais tem-se a caulinita.

Cabe ainda mencionar que para a retroanálise da estabilidade do talude real foi também utilizada a CCSA determinada por Miguel *et al.* (2006). Conforme já mencionada, as autoras determinaram a curva para a profundidade de 6 m, cuja característica assemelha-se a camada de argila siltosa residual presente no perfil de solo rompido. A diferença entre as curvas obtidas na caracterização complementar do solo deste trabalho (argila siltosa evoluída) e de Miguel *et al.* (2006) pode ser observada na Figura 58.

Destaca-se que os resultados apresentados no referido estudo contemplam apenas o primeiro trecho da curva bimodal, haja vista o interesse em delimitar o intervalo de sucção avaliado (0-500 kPa). Considerando que para a utilização do método de estimativa da função condutividade hidráulica do solo proposto por Van Genuchten é adequada para CCSA unimodais, tais resultados são suficientes e representativos para a situação analisada.

No entanto, para a completa apreciação da CCSA neste trabalho, os pontos referentes ao segundo trecho da curva foram estimados considerando outros trabalhos e estão apresentados na Figura 58.

Figura 58 - Representação das CCSA para as amostras indeformada em diferentes profundidades



Nota: I – solo indeformado. Ajuste de Gitirana Jr e Fredlund (2004).

Fonte: Adaptado de Miguel *et al.* (2006) e a própria autora.

Observa-se que o solo apresenta CCSAs bastante distintas nas duas profundidades avaliadas. Devido à grande diferença nos índices de vazios médios das amostras, os teores de umidades gravimétricas de saturação (correspondentes a valores de sucção próximos a 0,1 na Figura) divergiram mais que 20%. No entanto, esta diferença expressiva na estrutura do material é esperada e corroborada pelo processo pedogenético de formação do solo, no qual a argila evoluída apresenta feições do material subjacente, porém características levemente distintas.

6.1.3 Ensaio de Permeabilidade *In Situ*: Talude de Solo Natural

Apesar de já serem conhecidos os coeficientes de permeabilidade saturados para amostras ensaiadas em laboratório (WEISS, 2010; HAULY, 2010), o ensaio com o permeâmetro Guelph foi realizado em terreno adjacente à área do talude real rompido que será retroanalisado.

A Tabela 17 reúne os detalhes (local e profundidade) e os parâmetros resultantes de cada ensaio (condutividade hidráulica saturada de campo - k_s e o parâmetro - α_{pg}).

Tabela 17 - Condutividade hidráulica saturada de campo – permeâmetro Guelph

Ensaio	Localização	Profundidade aproximada (m)	k_s (m/s)	α_{pg} (cm ⁻¹)
1	À leste da área escorregada	0,5 – 1,0	$2,7 \times 10^{-5}$	0,19
2	À oeste da área escorregada		$4,9 \times 10^{-6}$	0,16
Média	-	-	$1,6 \times 10^{-5}$	-

Fonte: A própria autora.

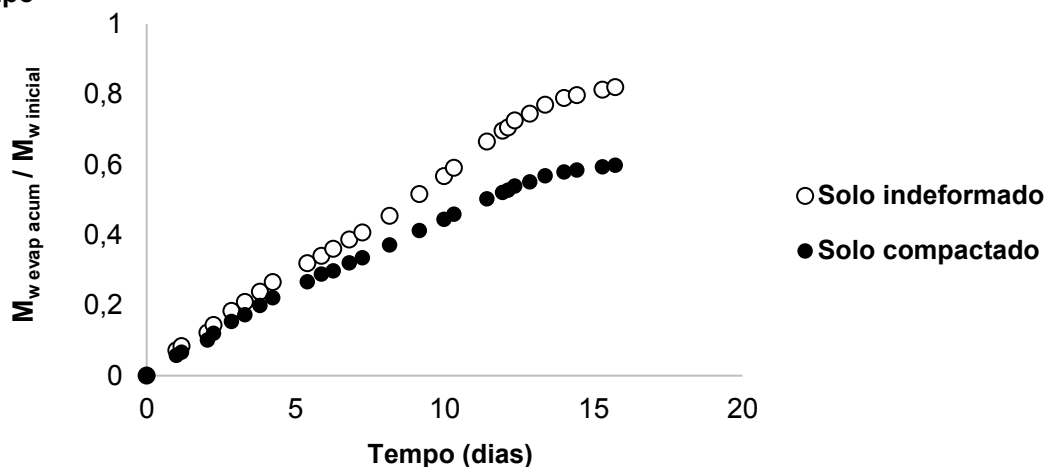
Destaca-se que os resultados obtidos foram na mesma ordem de grandeza que o resultado para o solo indeformado ensaiado em laboratório por Weiss (2010) – ver Tabela 2 .

6.1.4 Ensaio de Evaporação

Quando a umidade no solo é suficiente, a evaporação potencial (EP) a partir da superfície do solo depende apenas do suprimento de energia solar. No entanto, quando o solo se torna não saturado, ele passa a reter com mais intensidade a água remanescente, o que diminui a taxa de evaporação. Neste caso ela é tida como evaporação real (sempre menor que a potencial).

Neste trabalho o ensaio de evaporação real do solo, tanto indeformado, quanto compactado, foi utilizado para a calibração da taxa de evaporação de água do material considerando as diferentes succões na qual o perfil poderia se encontrar. Na Figura 59 estão plotadas as médias dos valores de massa de água evaporada acumulado dividido pela massa de água inicial *versus* tempo.

Figura 59 - Massa de água evaporada acumulado dividido pela massa de água inicial versus tempo

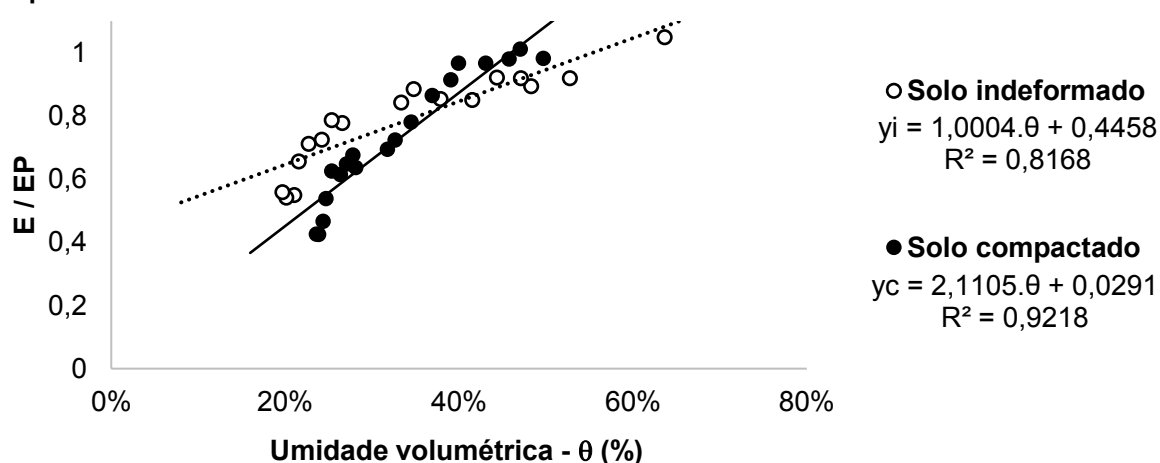


Nota: I – solo indeformado; C – solo compactado; $M_{w \text{ evap acum}}$ é a média da massa de água evaporada acumulada da amostra; $M_{w \text{ inicial}}$ é a média de massa de água inicial da amostra.

Fonte: A própria autora.

Na Figura 60 estão apresentados os gráficos de evaporação do solo e seus ajustes lineares, com R^2 de 0,82 para o solo indeformado e 0,92 para o compactado. Com estes ajustes, a taxa de evapotranspiração pode ser corrigida no *software*, a depender da sucção do maciço, evaporando-se menos água em condições de déficit hídrico (ou elevadas sucções) e mais em condições próximas a saturação. Tais considerações serão feitas no subitem 6.2.1 deste trabalho.

Figura 60 - Gráfico para determinação da taxa de evaporação real do solo indeformado e compactado



Nota: I – solo indeformado; C – solo compactado.

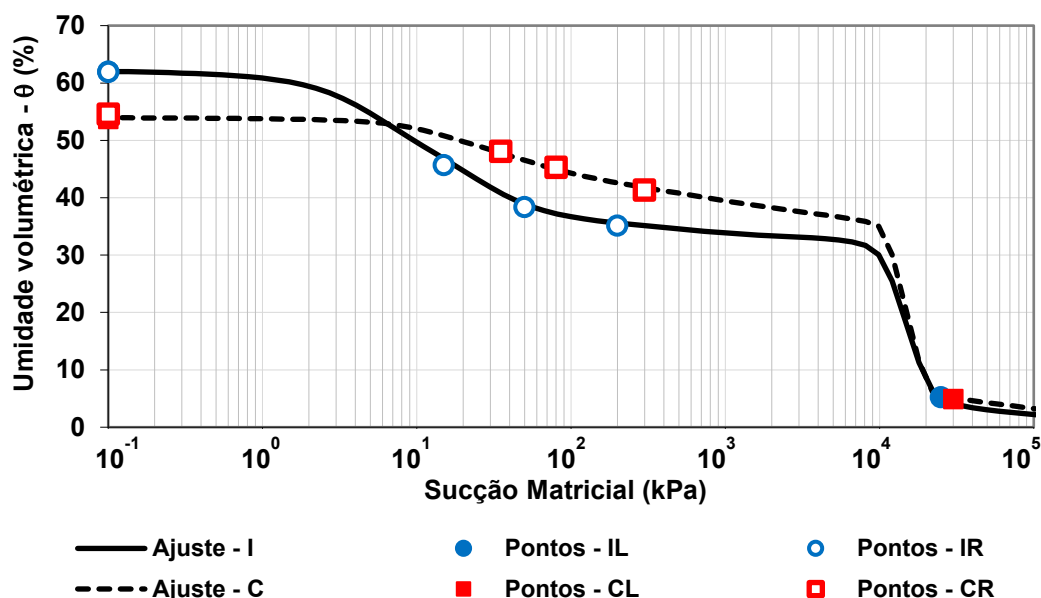
Nota: Dados plotados em função de evaporação real (E) por evaporação potencial (EP).

Fonte: A própria autora.

6.1.5 Resistência ao Cisalhamento

A Figura 61 apresenta as curvas características solo água com a representação dos valores de sucção estimados para os corpos de prova ensaiados no cisalhamento direto lento e rápido para as amostras indeformadas e compactadas.

Figura 61 - Representação da relação umidade volumétrica versus sucção dos corpos de prova rompidos por cisalhamento direto



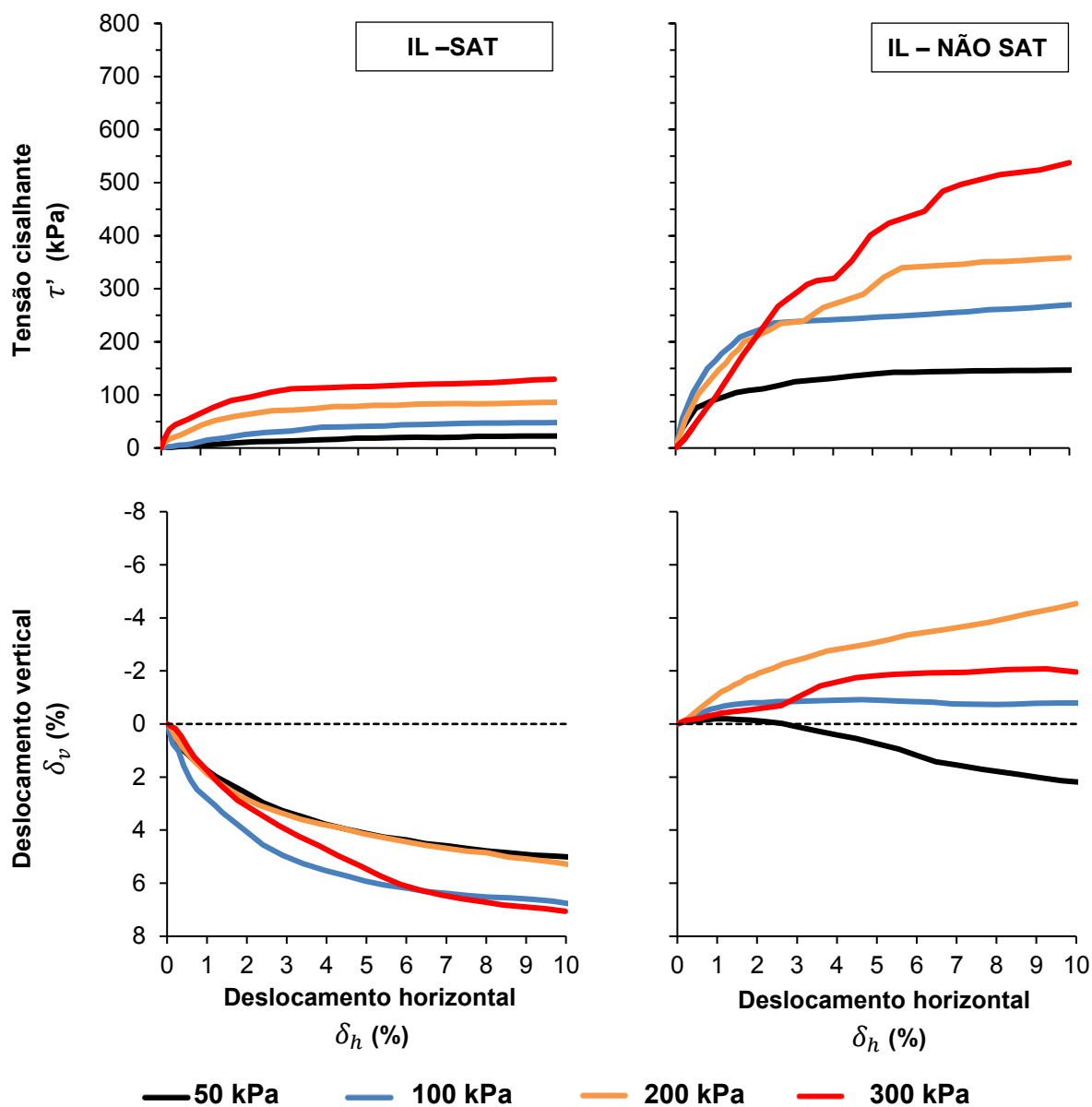
Nota: I – solo indeformado; C – solo compactado; L – ensaio lento; R – ensaio rápido. A umidade volumétrica apresentada é a do final do ensaio de cisalhamento.

Fonte: A própria autora.

6.1.5.1 Resistência ao cisalhamento do solo: Ensaios lentos

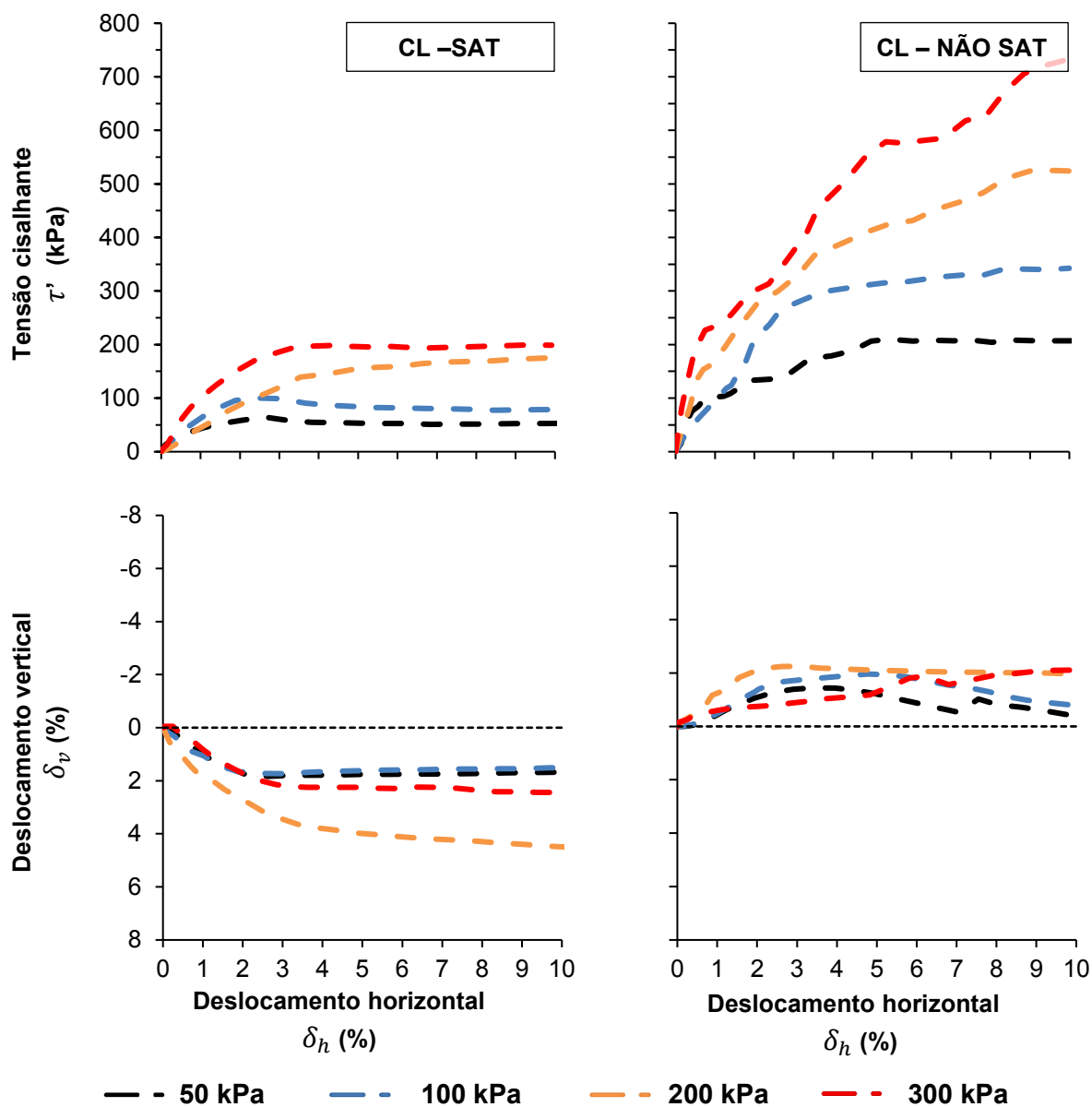
A Figura 62 e a Figura 63 apresentam os gráficos de tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal e deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal referente aos solos indeformado e compactado, respectivamente, para os ensaios com baixa taxa de cisalhamento (ensaio lento). Como para cada uma das quatro tensões normais (50, 100, 200 e 300 kPa) dois CPs foram ensaiados, as curvas apresentam o resultado das médias dos dois ensaios.

Figura 62 - Curvas tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal e deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal – ensaios IL



Nota: I – solo indeformado; L – ensaio lento; SAT – ensaio com sucção estimada igual a zero; NÃO SAT – ensaio com sucção estimada superior a sucção residual do segundo trecho da curva.
 Fonte: A própria autora.

Figura 63 - Curvas tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal e deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal – ensaio CL



Nota: C – solo compactado; L – ensaio lento; SAT – ensaio com sucção estimada igual a zero; NÃO SAT – ensaio com sucção estimada superior a sucção residual do segundo trecho da curva.
Fonte: A própria autora.

A partir da Figura 62 observa-se que não há a ocorrência de pico nas curvas tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal para o solo indeformado. Especificamente para os resultados de IL – SAT, pode-se afirmar que o comportamento está relacionado aos níveis de tensões normais a que os corpos de prova foram submetidos durante os ensaios. Conforme pode ser visto na Tabela 18, o solo indeformado superficial da cidade de Londrina apresenta uma tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}) na ordem de 50 kPa para solos com variação de sucção estimada entre 0 e 300 kPa (ZANIN *et al.*, 2018). Isso faz com que os ensaios IL – SAT sejam realizados com solos normalmente adensados, apresentando curvas sem picos de comportamento mais plástico.

Tabela 18 - Tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}) do solo de Londrina/PR

Solo	Condição	σ'_{vm} (kPa)
Indeformado	Inundado ⁽¹⁾	46,8
	Não inundado ⁽²⁾	53,5
Compactado	Inundado ⁽¹⁾	115,0
	Não inundado ⁽²⁾	160,0

Nota: (1) ensaios inundados, representando a condição saturada do solo; (2) ensaios não inundados, representando a condição não saturada do solo (níveis de sucção estimada para os ensaios de 50 a 200 kPa); σ'_{vm} – tensão de pré-adensamento do solo.

Fonte: Zanin *et al.* (2018).

Em relação aos resultados de ensaios IL – NÃO SAT, apesar de os valores apresentados na Tabela 18 não representarem condições de sucção estimada aqui ensaiadas (não possibilitando a inferência direta do valor da tensão de pré-adensamento na característica dos CPs cisalhados), destaca-se que também não foram evidenciados picos nas curvas $\tau' \times \delta_h$, sugerindo novamente um comportamento de solo normalmente adensado.

Ainda para a condição indeformada, as curvas deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal mostram que todos os CPs saturados (IL – SAT) cisalhados e o CP não saturado (IL – NÃO SAT) cisalhado com tensão normal de 50 kPa seguiram uma tendência de diminuição da altura (ou deformação positiva). Para os demais CPs, foi evidenciada o aumento de suas alturas para que a ruptura acontecesse (deformações negativas).

A Figura 63, referente ao solo compactado, apresenta as curvas de tensão *versus* deslocamento horizontal com comportamento semelhante ao observado para o solo indeformado, porém com tensões características de ruptura maiores, o que é esperado para condições de solo compactado.

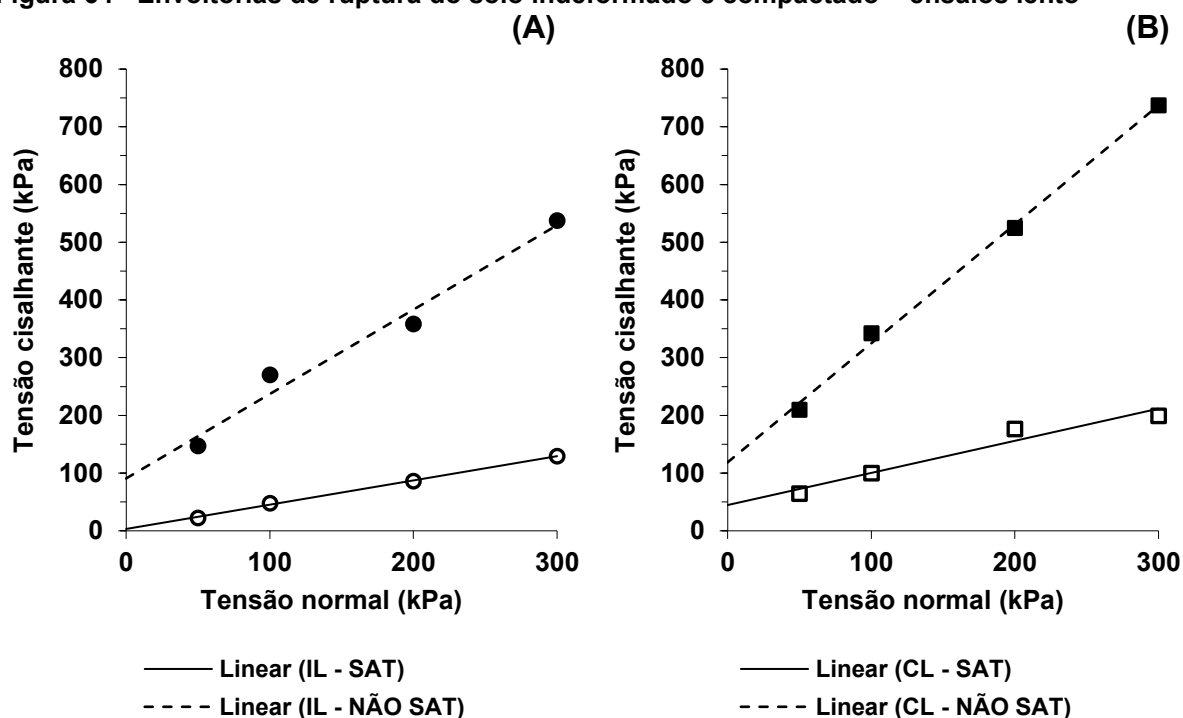
Para o solo compactado ensaiado com sucção estimada igual a zero (CL – SAT) foram observadas deformações positivas (diminuição da altura do corpo de prova) ao longo de toda o processo de ruptura, enquanto para a sucção estimada igual a 30000 kPa (CL – NÃO SAT) houve manutenção de deformação negativas (aumento da altura do corpo de prova), sendo que, de modo geral, para ambas notou-se deformações mais pronunciadas quanto maior a tensão normal aplicada.

Neste trabalho a tensão cisalhante adotada para plotagem da envoltória de ruptura dos solos foi determinada como sendo o valor máximo de tensão cisalhante obtido dentro da variação até a deformação máxima de 10%, conforme recomendação da D3080 (ASTM, 2011), exceto para as curvas $\tau \times \delta_h$ que apresentassem comportamento de ruptura nítida com desenvolvimento de tensão residual, o que para os ensaios lentos não foi verificado, findando na utilização da primeira metodologia como padrão. Destaca-se que as máximas tensões cisalhantes foram adotadas independentemente dos níveis de deformação horizontal a qual estavam associadas.

Deste modo, a Figura 64 (A) e (B) apresenta as envoltórias de ruptura resultantes dos ensaios de cisalhamento direto inundados e não inundados, dos solos indeformado e compactado, respectivamente. Já na Tabela 19 são apresentadas as equações que descrevem as envoltórias de resistência encontradas para os ensaios realizados.

Nota-se, em consonância com a literatura, que quanto maior a sucção do solo, maior o intercepto coesivo do material, bem como maiores as tensões cisalhantes máximas atingidas para as diferentes tensões normais impostas. Em relação ao ângulo de atrito internos das partículas, apesar de ter sido constatado um aumento do mesmo com a sucção, seguindo o pressuposto por Vanapalli et al. (1996), para o intervalo de sucção de interesse das análises de estabilidade (apresentadas no item 6.2) – 0 a 500 kPa, ele será considerado constante e de igual valor ao ϕ' saturado.

Figura 64 - Envoltórias de ruptura do solo indeformado e compactado – ensaios lento



Nota: A – solo indeformado; B – solo compactado; I – solo indeformado; C – solo compactado; L – ensaio lento.

Fonte: A própria autora.

Tabela 19 - Envoltórias de cisalhamento do solo indeformado e compactado – ensaios lento

Solo	Condição			
	Saturado		Não saturado	
Indeformado	$\tau'(\text{kPa}) = 3,2 + (\sigma - u_a) \cdot \text{tg } 23^\circ$	$R^2=0,99$	$\tau'(\text{kPa}) = 90,8 + (\sigma - u_a) \cdot \text{tg } 56^\circ$	$R^2=0,97$
Compactado	$\tau'(\text{kPa}) = 44,7 + (\sigma - u_a) \cdot \text{tg } 29^\circ$	$R^2=0,95$	$\tau'(\text{kPa}) = 118,7 + (\sigma - u_a) \cdot \text{tg } 64^\circ$	$R^2=0,99$

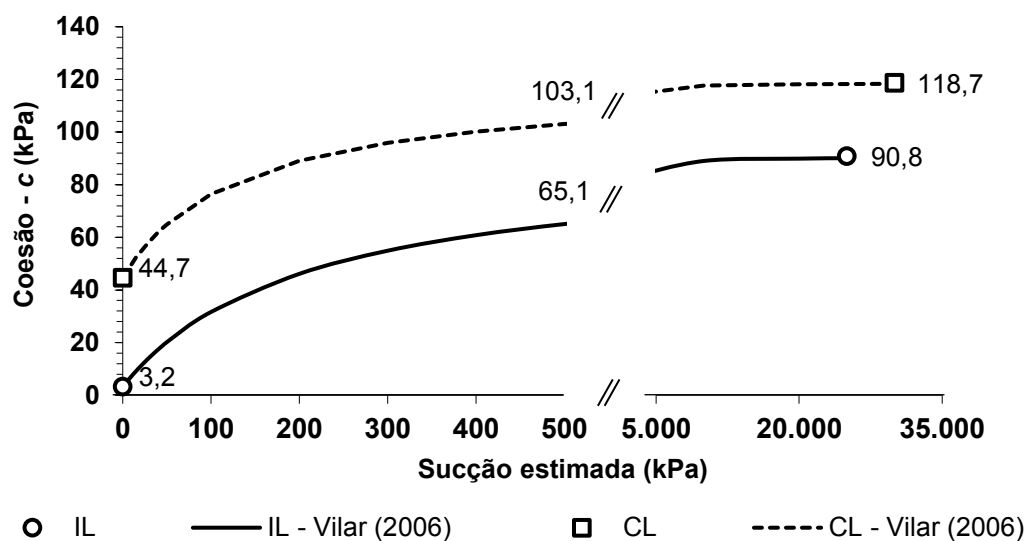
Fonte: A própria autora.

A Tabela 20 apresenta os parâmetros de ajuste considerando o matemático hiperbólico para a predição da envoltória não planar de resistência ao cisalhamento dos solos apontado por Vilar (2006). O gráfico c' versus sucção estimada do solo indeformado e compactado foi plotado (Figura 65).

Tabela 20 - Parâmetros e equações de ajuste para c'

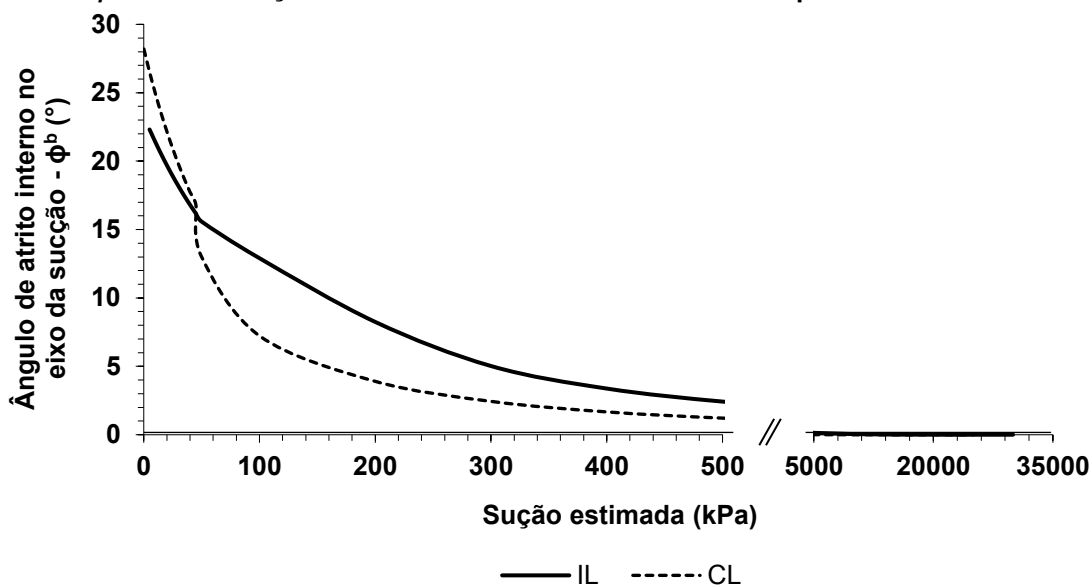
Solo	$c'_{\text{út}} (\text{kPa})$	a	b	Equações de ajuste
Indeformado	90,8	2,3781	0,0114	$c (\text{kPa}) = 3,2 + \psi_m / [2,3781 + 0,0114 \psi_m]$
Compactado	118,7	1,7963	0,0135	$c (\text{kPa}) = 44,7 + \psi_m / [1,7963 + 0,0135 \psi_m]$

Fonte: A própria autora.

Figura 65 - c versus sucção estimada do solo indeformado e compactado

Nota: I – solo indeformado; C – solo compactado; L – ensaio lento.
 Fonte: A própria autora.

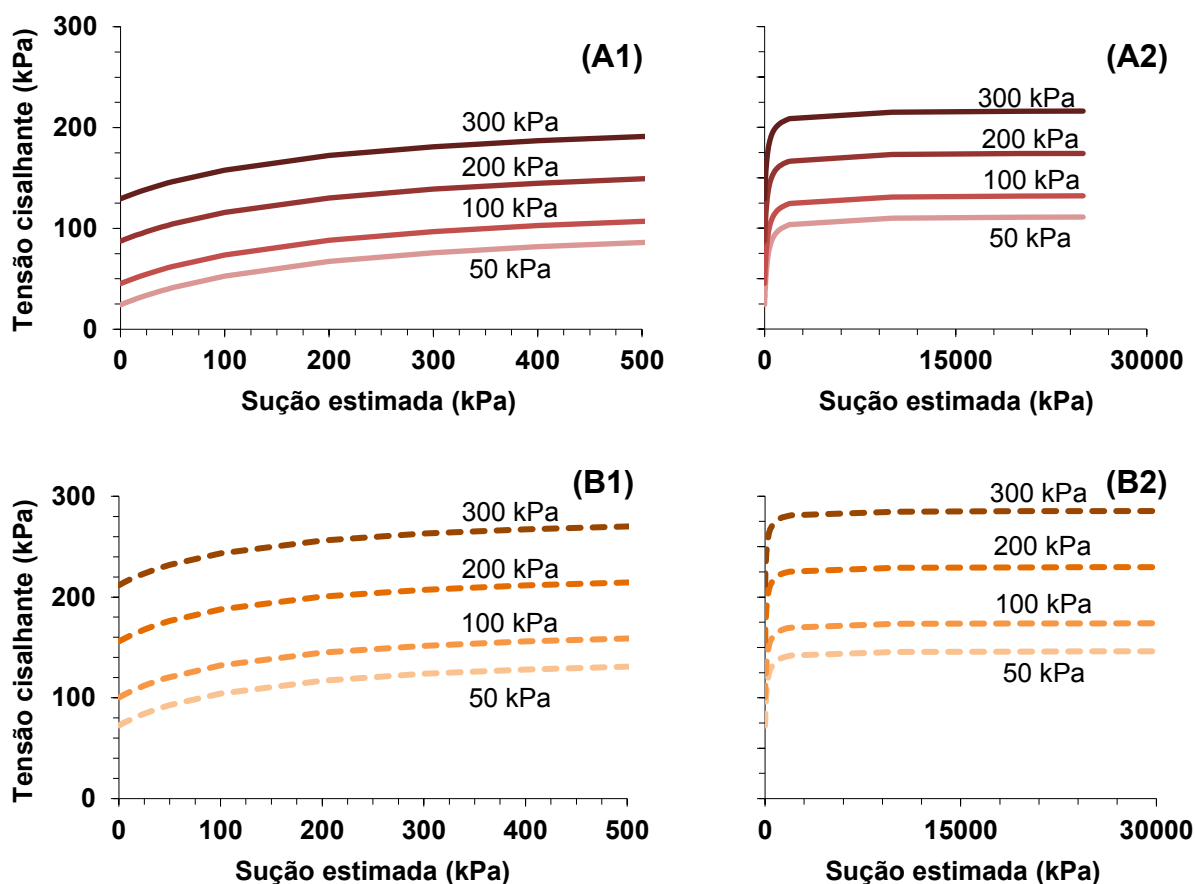
Com relação à taxa de incremento da resistência ao cisalhamento relativa com o incremento da sucção mátrica, a variação de ϕ^b com a sucção pode ser observada na Figura 66. As determinações comprovam a não linear das envoltórias de ruptura ao cisalhamento deste solo, em ambas as condições estruturais. Verificou-se que o valor diminui progressivamente após passar pela ψ_{VEA1} , tanto para o solo indeformado quanto para o compactado, até atingir constância e/ou próximo a zero para sucções elevadas.

Figura 66 - ϕ^b versus sucção estimada do solo indeformado e compactado

Nota: I – solo indeformado; C – solo compactado; L – ensaio lento.
 Fonte: A própria autora.

Para o cálculo das tensões cisalhante *versus* sucção (Figura 67) para cada força normal ensaiada, os interceptos coesivos foram diretamente observados diretamente variação da coesão com a sucção, além de desconsiderar qualquer possível variação do ângulo de atrito interno.

Figura 67 - Tensão cisalhante *versus* sucção estimada do solo indeformado e compactado



Nota: A – solo indeformado; B – solo compactado; 1 – Intervalo de sucção de interesse; 2 – Intervalo total de sucção.

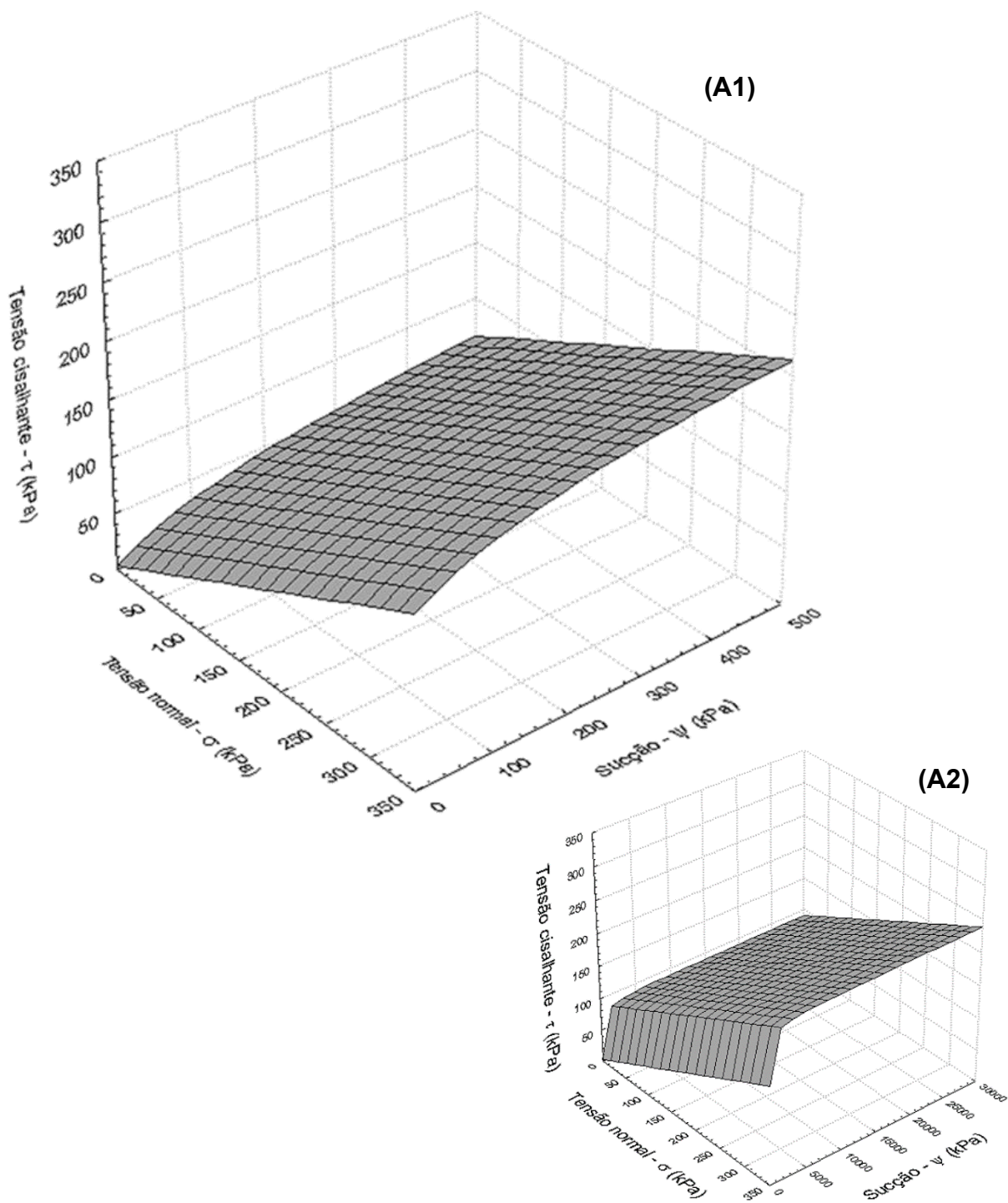
Fonte: A própria autora.

Em seguida, foi possível plotar as superfícies de ruptura do solo nas condições indeformada e compactada (Figura 68 (A) e (B), respectivamente) com o auxílio do *software* Statistica[®], partindo da parametrização das envoltórias conforme as Equações 28 e 29, também respectivamente para o solo indeformado e compactado. Estas envoltórias servirão de base para comprovação ou não da efetividade de aplicação de ensaios rápidos para a determinação de parâmetros de resistência do solo estudado.

Equação 28
$$\tau' \text{ (kPa)} = 3,2 + (\sigma - u_a) \cdot \tan 23^\circ + \frac{\psi_m}{2,3781+0,0114 \cdot \psi_m}$$

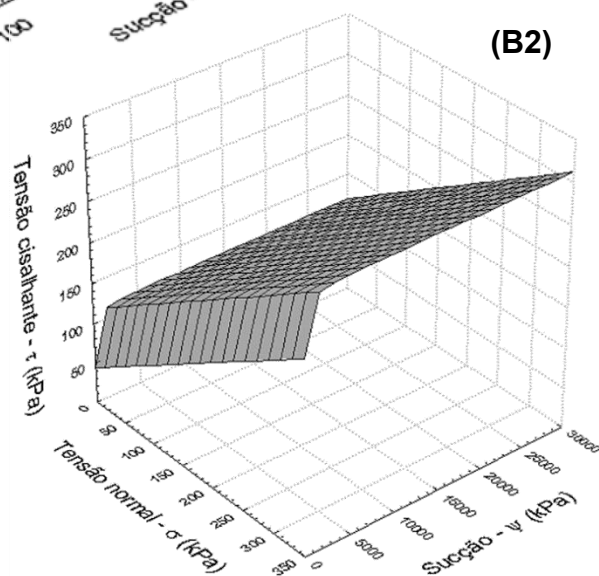
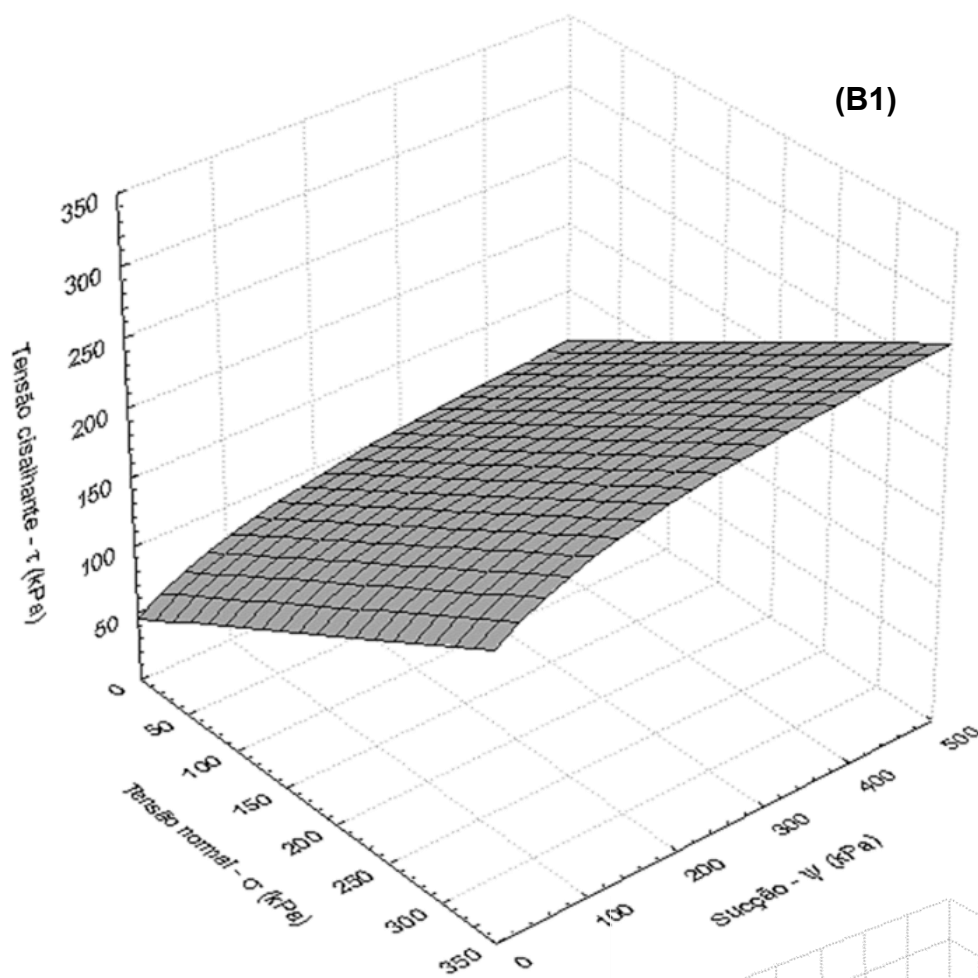
Equação 29
$$\tau' \text{ (kPa)} = 44,7 + (\sigma - u_a) \tan 29^\circ + \frac{\psi_m}{1,7963+0,0135 \cdot \psi_m}$$

Figura 68 - Superfícies de cisalhamento do solo indeformado e compactado – ensaios lentos



Continua...

... Continuação



Nota: A – solo indeformado; B – solo compactado; 1 – Intervalo de sucção de interesse; 2 – Intervalo total de sucção.
Fonte: A própria autora.

6.1.5.2 Resistência ao cisalhamento do solo: Ensaio rápidos

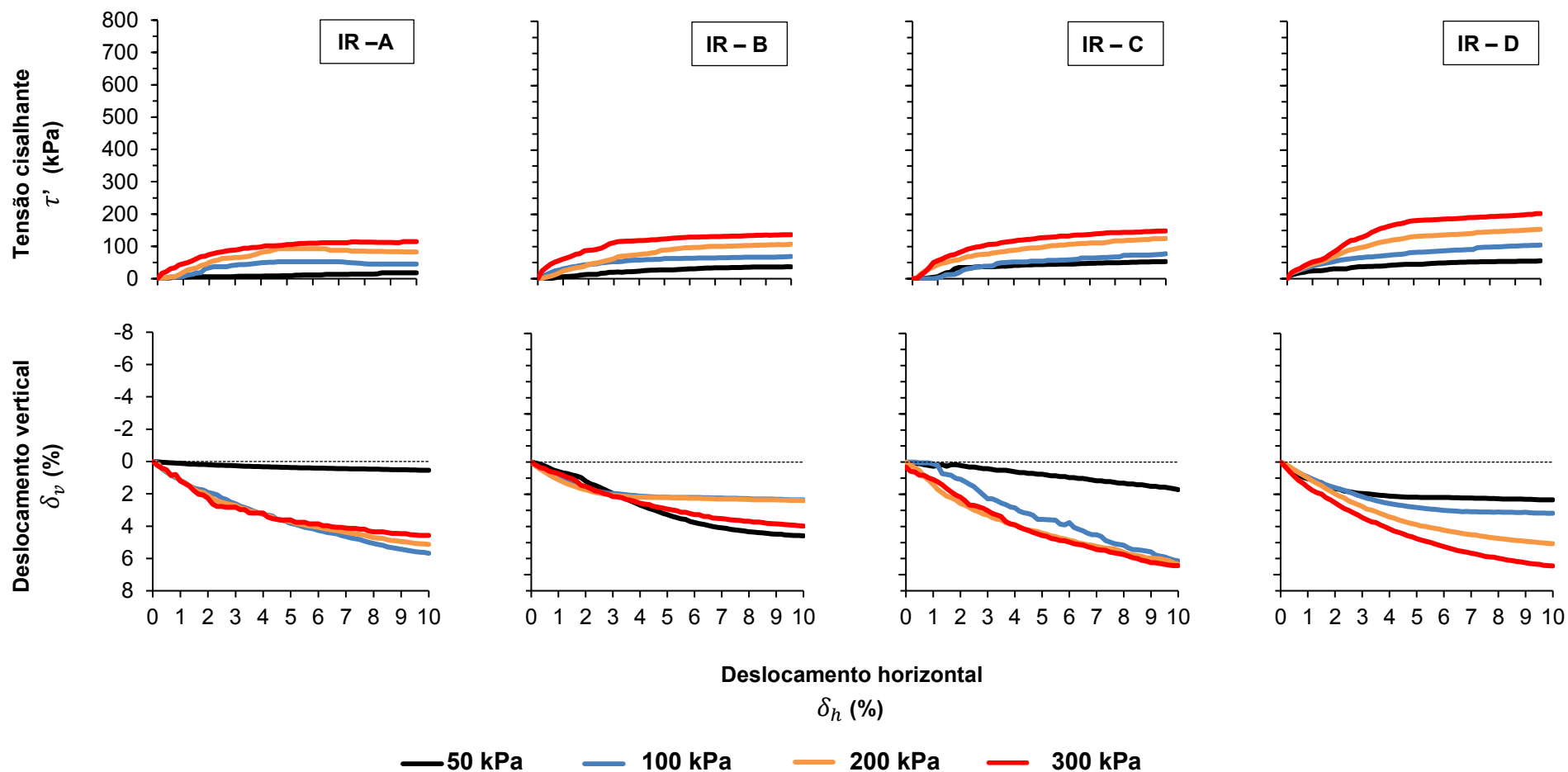
As Figuras 69 e 70 apresentam os gráficos de tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal e deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal para os ensaios com alta taxa de cisalhamento (ensaio rápidos) realizados com os solos indeformado e compactado, respectivamente. Para cada uma das tensões normais aplicadas (50, 100, 200 e 300 kPa), dois CPs foram ensaiados e as curvas apresentam o resultado das médias dos ensaios.

A partir das curvas tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal para ambas as condições do solo, apenas as curvas com 50 e 100 kPa de tensão normal aplicada aos grupos CR – C e CR – D apresentaram picos de resistência (ou tensão cisalhante), com posterior tendência de estabilização das tensões em patamares abaixo das máximas atingidas.

Já as curvas deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal mostram que todos os CPs indeformados (IR – A a D) e o CP compactado saturado (CR – A) apresentaram uma tendência de diminuição da altura (ou deformação positiva). Para os demais CPs compactados (CR – B a D), foi evidenciada o aumento de suas alturas para que a ruptura acontecesse (deformações negativas). De modo geral, independente do sentido da deformação, para ambas as condições de estrutura notou-se deformações mais pronunciadas quanto maior a tensão normal aplicada.

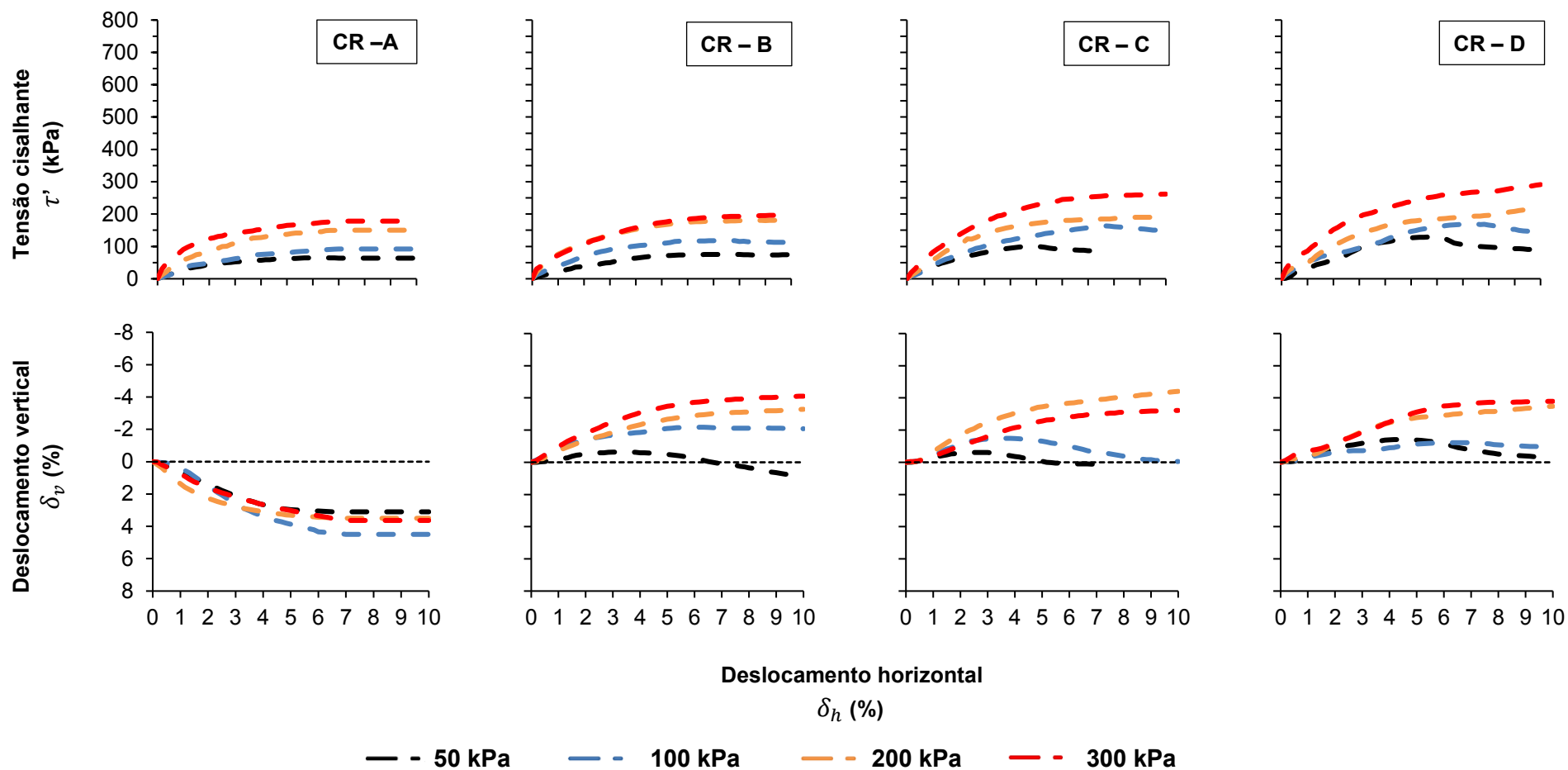
A partir da tensão cisalhante máxima obtida, conforme recomendação da D3080 (ASTM, 2011) e independentemente dos níveis de deformação horizontal a qual estavam associadas, foram plotadas as envoltórias de resistência ao cisalhamento Mohr-Coulomb dos materiais. A Figura 64 71 (A) e (B) apresenta tais envoltórias e a Tabela 21 suas equações.

Figura 69 - Curvas tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal e deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal – ensaios IR



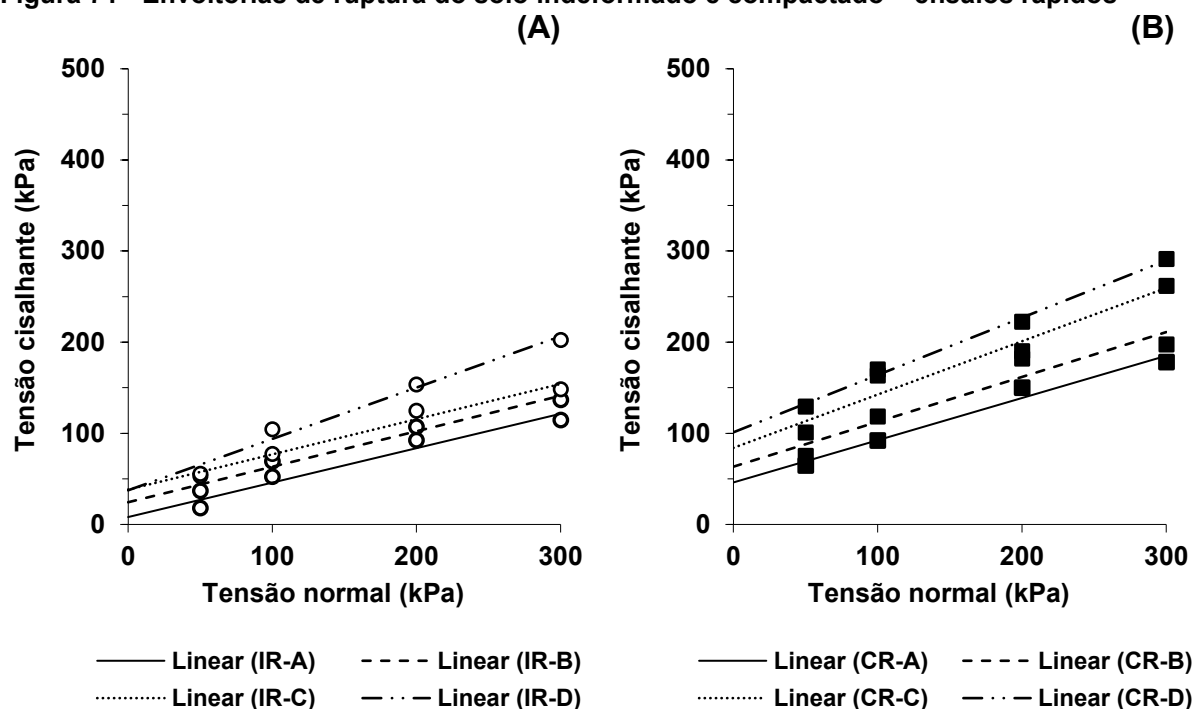
Nota: I – solo indeformado; R – ensaio rápido; intervalo de sucção estimada dos grupos A – $\cong 0$ kPa; B – 10 a 50 kPa; C – 50 a 100 kPa; D – 100 a 300 kPa.
 Fonte: A própria autora.

Figura 70 - Curvas tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal e deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal – ensaio CR



Nota: I – solo indeformado; R – ensaio rápido; intervalo de sucção estimada dos grupos A – $\cong 0$ kPa; B – 10 a 50 kPa; C – 50 a 100 kPa; D – 100 a 300 kPa.
 Fonte: A própria autora.

Figura 71 - Envolvórias de ruptura do solo indeformado e compactado – ensaios rápidos



Nota: (A) – solo indeformado; (B) – solo compactado; I – solo indeformado; C – solo compactado; R – ensaio rápido; intervalo de sucção estimada dos grupos A – $\cong 0$ kPa; B – 10 a 50 kPa; C – 50 a 100 kPa; D – 100 a 300 kPa.

Fonte: A própria autora.

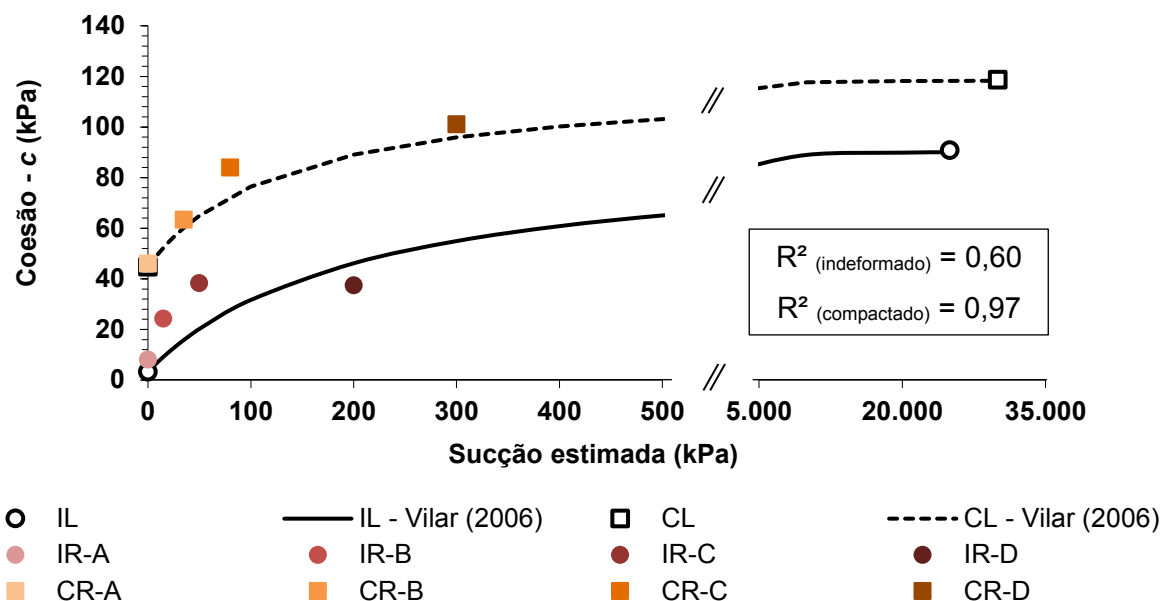
Tabela 21 - Envolvórias de cisalhamento do solo indeformado e compactado – ensaios rápidos

Solo	Grupo	Equação de ajuste	
Indeformado	IR – A	τ (kPa) = 8,1 + ($\sigma - u_a$) . tg 21°	R ² =0,96
	IR – B	τ (kPa) = 24,4 + ($\sigma - u_a$) . tg 21°	R ² =0,98
	IR – C	τ (kPa) = 38,3 + ($\sigma - u_a$) . tg 21°	R ² =0,98
	IR – D	τ (kPa) = 37,5 + ($\sigma - u_a$) . tg 29°	R ² =0,98
Compactado	CR – A	τ (kPa) = 46,1 + ($\sigma - u_a$) . tg 25°	R ² =0,98
	CR – B	τ (kPa) = 63,4 + ($\sigma - u_a$) . tg 26°	R ² =0,92
	CR – C	τ (kPa) = 84,0 + ($\sigma - u_a$) . tg 30°	R ² =0,95
	CR – D	τ (kPa) = 101,1 + ($\sigma - u_a$) . tg 32°	R ² =0,99

Nota: (A) – solo indeformado; (B) – solo compactado; I – solo indeformado; C – solo compactado; R – ensaio rápido; intervalo de sucção estimada dos grupos A – $\cong 0$ kPa; B – 10 a 50 kPa; C – 50 a 100 kPa; D – 100 a 300 kPa.

Fonte: A própria autora.

O ajuste hiperbólico de Vilar (2006) foi plotado em conjunto com os pontos amostrais dos resultantes dos ensaios rápidos (Figura 72), com a finalidade de avaliar se estes forneceram boas estimativas de parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo estudados na condição não saturada.

Figura 72 - *c* versus sucção estimada do solo – ensaios lentos e rápidos

Nota: I – solo indeformado; C – solo compactado; L – ensaio lento; R – ensaio rápido; intervalo de sucção estimada dos grupos A – $\cong 0$ kPa; B – 10 a 50 kPa; C – 50 a 100 kPa; D – 100 a 300 kPa. Fonte: A própria autora.

Os resultados apontam que para o solo indeformado não foi verificado um bom ajuste entre a coesão obtida para os ensaios rápidos e a previsão da resistência ao cisalhamento do solo não saturado, comprovado pelo coeficiente de determinação de apenas 0,60. Para o intervalo de 0 a 50 kPa de sucção, a diferença entre os valores absolutos para as sucções estimadas pelos ensaios rápidos e o predito ficou na ordem de duas vezes a mais. Em relação ao solo compactado, os pontos para os ensaios rápidos mostraram-se bem ajustados para o intervalo de sucção de interesse ($R^2 = 0,97$). A maior discrepância observada foi de 15%, para uma sucção estimada de 80 kPa. Os demais pontos apresentaram de 3 a 5% de discrepância.

Quanto ao parâmetro ϕ notou-se a redução – de 23 para 21° no solo indeformado saturado e de 29 para 25° no solo compactado saturado, considerando as observações do ensaio lento para o ensaio rápido, respectivamente. Percentualmente isso representa, aproximadamente, 9 e 14% de redução.

Pode-se concluir, portanto, que apesar de não ser a melhor nem mais representativa forma de se avaliar o solo em sua condição não saturada, ensaios com alta taxa de cisalhamento podem indicar parâmetros de resistência (*c* e ϕ) assertivos para solos argilosos compactados semelhantes a estes estudos. Já para solos argilosos indeformados, pela discrepância observada, é interessante que sejam feitas mais avaliações para que se possa inferir sobre possíveis correlações matemáticas.

6.2 ANÁLISE E RETROANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES

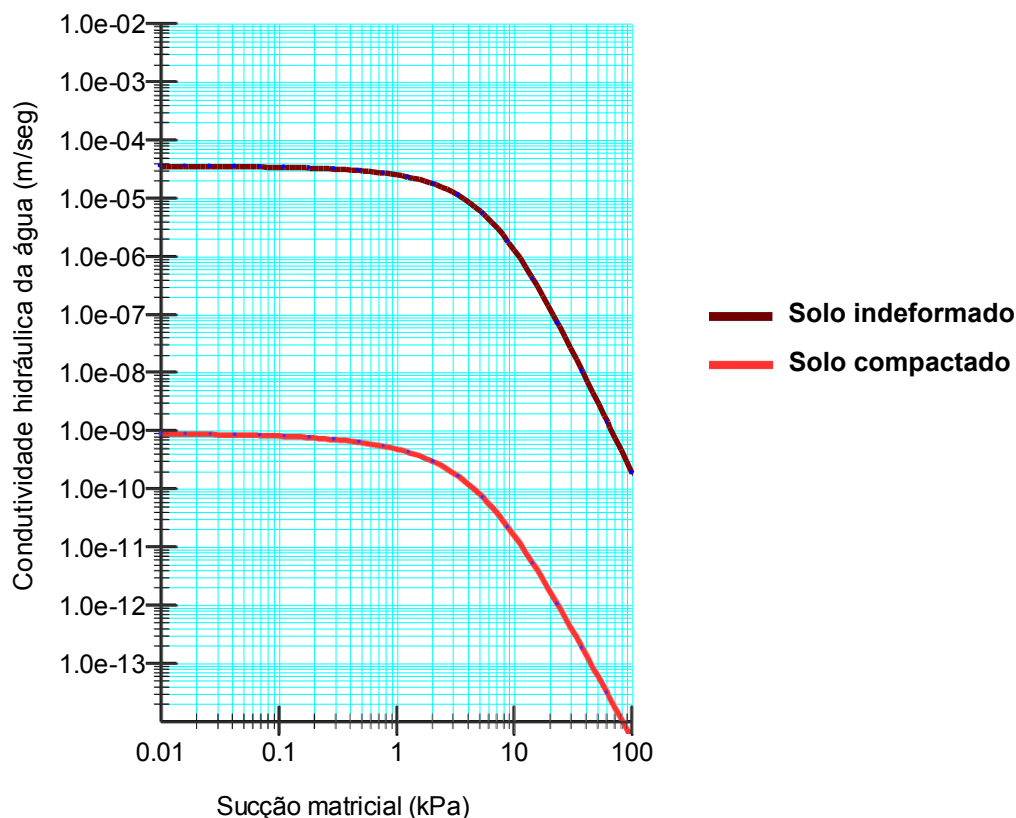
Nos próximos tópicos são tratados aspectos relacionados a análise de fluxo de água e estabilidade de taludes. O subitens 6.2.1 e 6.2.2 tratam sobre os casos hipotéticos, enquanto em 6.2.3 e 6.2.4 trabalha-se com o talude real, contemplando ainda sua retroanálise.

6.2.1 Análise de Fluxo de Água para Taludes Hipotéticos (Grupo 1)

l) Definições preliminares para a análise de fluxo de água

As curvas características solo-água utilizadas nas avaliações deste trabalho são as expostas no item 6.1.2. Na Figura 73 estão apresentadas as estimativas das funções condutividade hidráulica para as avaliações do Grupo 1 – Taludes Hipotéticos.

Figura 73 - Condutividade hidráulica não saturada em função da sucção para o solo indeformado e compactado

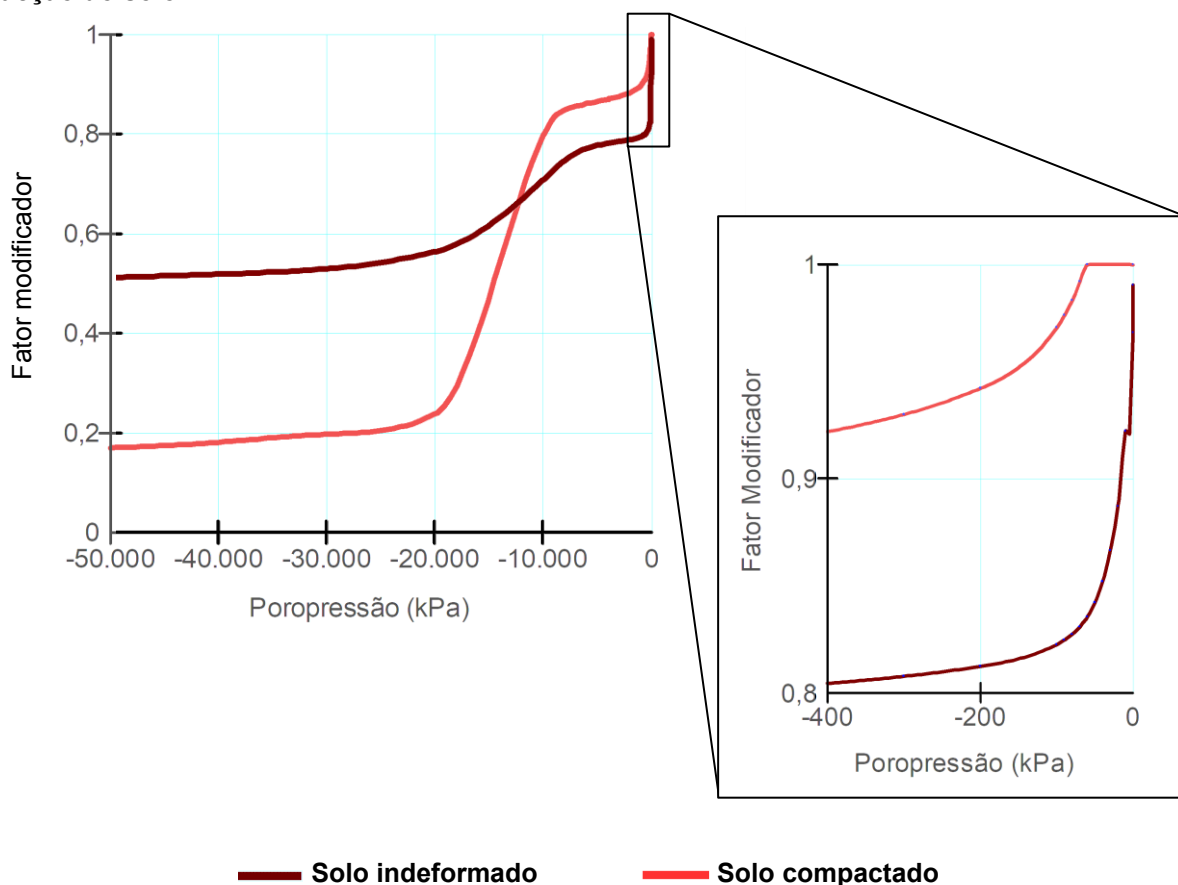


Nota: Curvas obtidas a partir dos coeficientes de permeabilidade saturado laboratoriais.
Fonte: A própria autora.

Para o intervalo de sucção apresentado na Figura 73, o valor de condutividade hidráulica não saturada para o solo indeformado diminuiu cinco ordens de grandeza, indo de 10^{-5} m/s para sucção 0 kPa (ou seja, para o solo saturado) para 10^{-10} m/s para sucção de 100 kPa. Para o solo compactado a variação dos valores de condutividade hidráulica foi entre 10^{-10} e 10^{-14} m/s.

Além desta avaliação, para a correção dos valores de evapotranspiração levando em consideração a sucção do solo, partindo das regressões apresentadas na Figura 60, definiu-se as curvas de fator modificador \times sucção (poropressão negativa), apresentadas na Figura 74.

Figura 74 - Função modificadora para a correção da evapotranspiração com a variação da sucção do solo



Fonte: A própria autora

Considerando a faixa de valores de sucção encontradas nos perfis após as simulações (0 a 200 kPa), para ambas as curvas é possível verificar a tendência de que há um decréscimo exponencial do fator modificador com a sucção.

Para a condição indeformada, o fator modificador variou de 100 a 81%, enquanto para a condição compactada a variação foi de 100 a 94%. Esta menor variação para o solo compactado em sucções mais baixas inverte-se para os níveis de sucção mais altas, de acordo com o apresentado no gráfico.

Por fim, um resumo dos parâmetros de entrada utilizados na análise de fluxo de água (SEEP/W) para os taludes hipotéticos é dado pela Tabela 22.

Tabela 22 - Resumo dos modelos e parâmetros de entrada no SEEP/W para análise de fluxo de água nas seções de taludes hipotéticos

Solo	Modelo do material	Determinação da CCSA	Curva $k_w \times \psi_m$	k_{sat} (m/s)	θ_{sat} (%)
Indeformado	Saturado/ Não Saturado	Nesta pesquisa (Figura 58)	Estimada (Figura 73)	$3,5 \times 10^{-5}$	63,0
Compactado	Saturado/ Não Saturado	Nesta pesquisa (Figura 58)	Estimada (Figura 73)	$9,0 \times 10^{-10}$	54,0

Nota: CCSA – Curva característica solo-água; k_{sat} – coeficiente de permeabilidade saturado; Curva $k_w \times \psi_m$ – estimada pela equação de Van Genuchten para o intervalo de sucção de interesse (1º trecho); θ_{sat} – teor de umidade volumétrico de saturação.

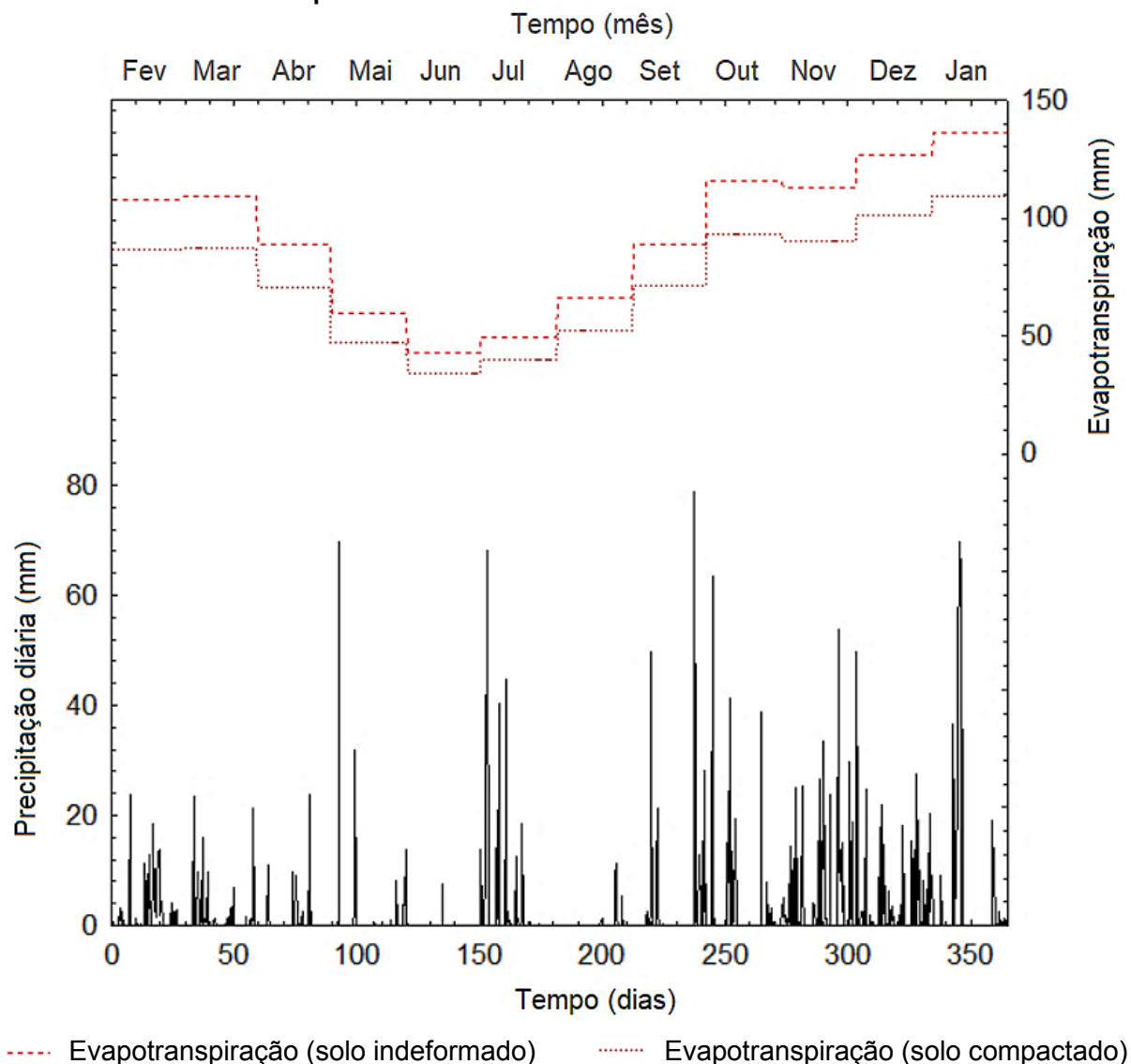
Fonte: A própria autora.

II) Avaliação da variação do perfil de poropressão do solo com o tempo e espaço

Para as análises de estabilidade dos taludes hipotéticos optou-se por analisar a variação dos perfis de poropressão no maciço ao longo de um ano e verificar as situações mais críticas e mais favoráveis para o equilíbrio de uma potencial superfície de ruptura. A Figura 75 apresenta a distribuição de precipitação e evapotranspiração real mensal no intervalo estudado, esta última diferenciada entre os solos indeformado e compactado. Os dados são referentes ao período de fevereiro de 2015 a janeiro de 2016.

O regime pluviométrico, discretizado conforme mencionado na metodologia, junto às demais condições de contorno da análise da percolação em regime transiente (nível d'água, distribuição inicial de poropressão considerada, etc.) foram implementadas no SEEP/W e possibilitou avaliar a variação do perfil de poropressão do solo com o tempo e espaço.

Figura 75 - Intensidade de precipitação e evapotranspiração real mensal para as análises de estabilidade dos taludes hipotéticos

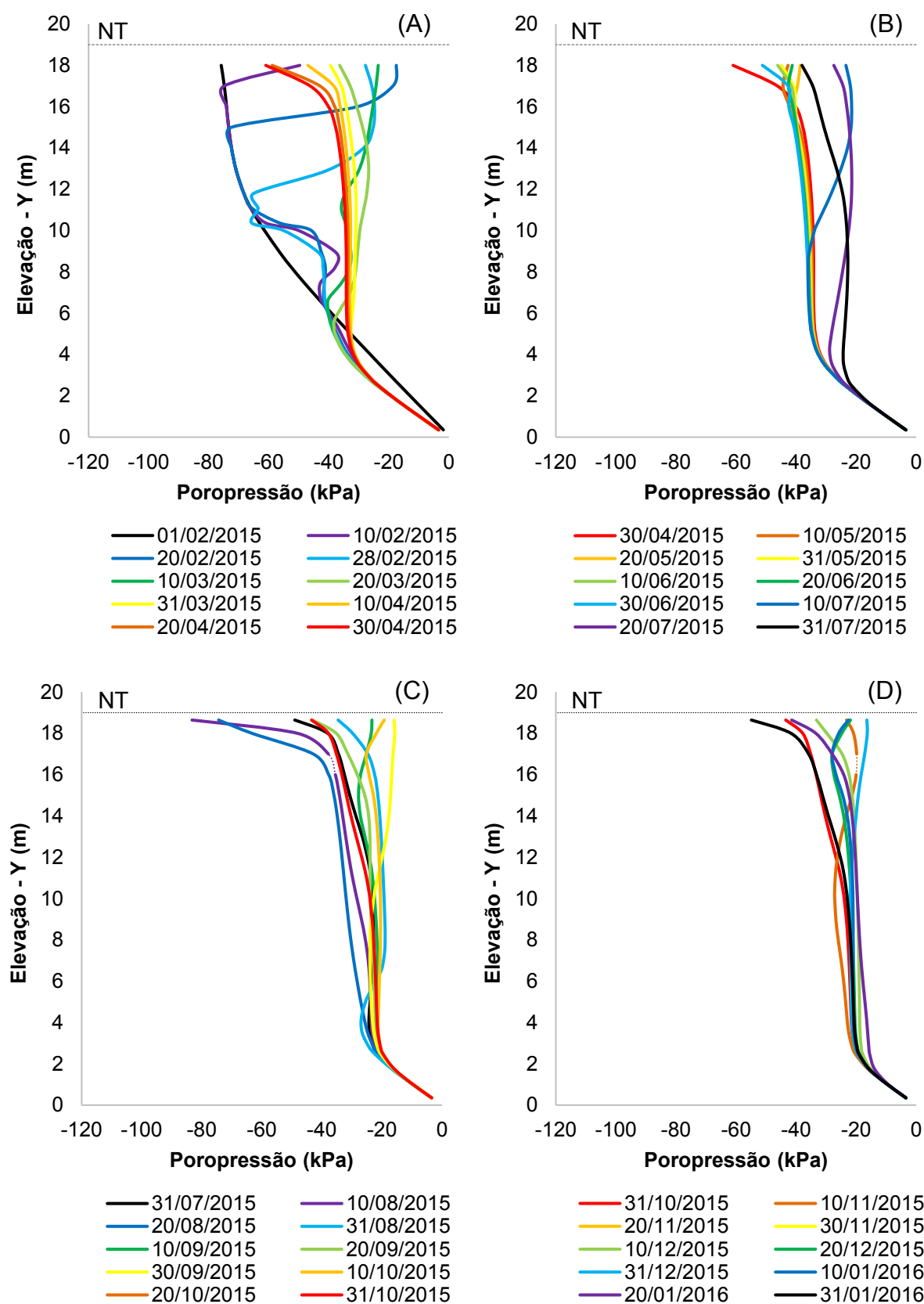


Nota: Os dados são provenientes da estação meteorológica de Londrina/PR. A intensidade de precipitação tem periodicidade de 0,50, 0,25 e 0,25 horas por dia e compreendem o período de 01/02/2015 a 31/01/2016.

Fonte: INMET – Elaborado pela autora.

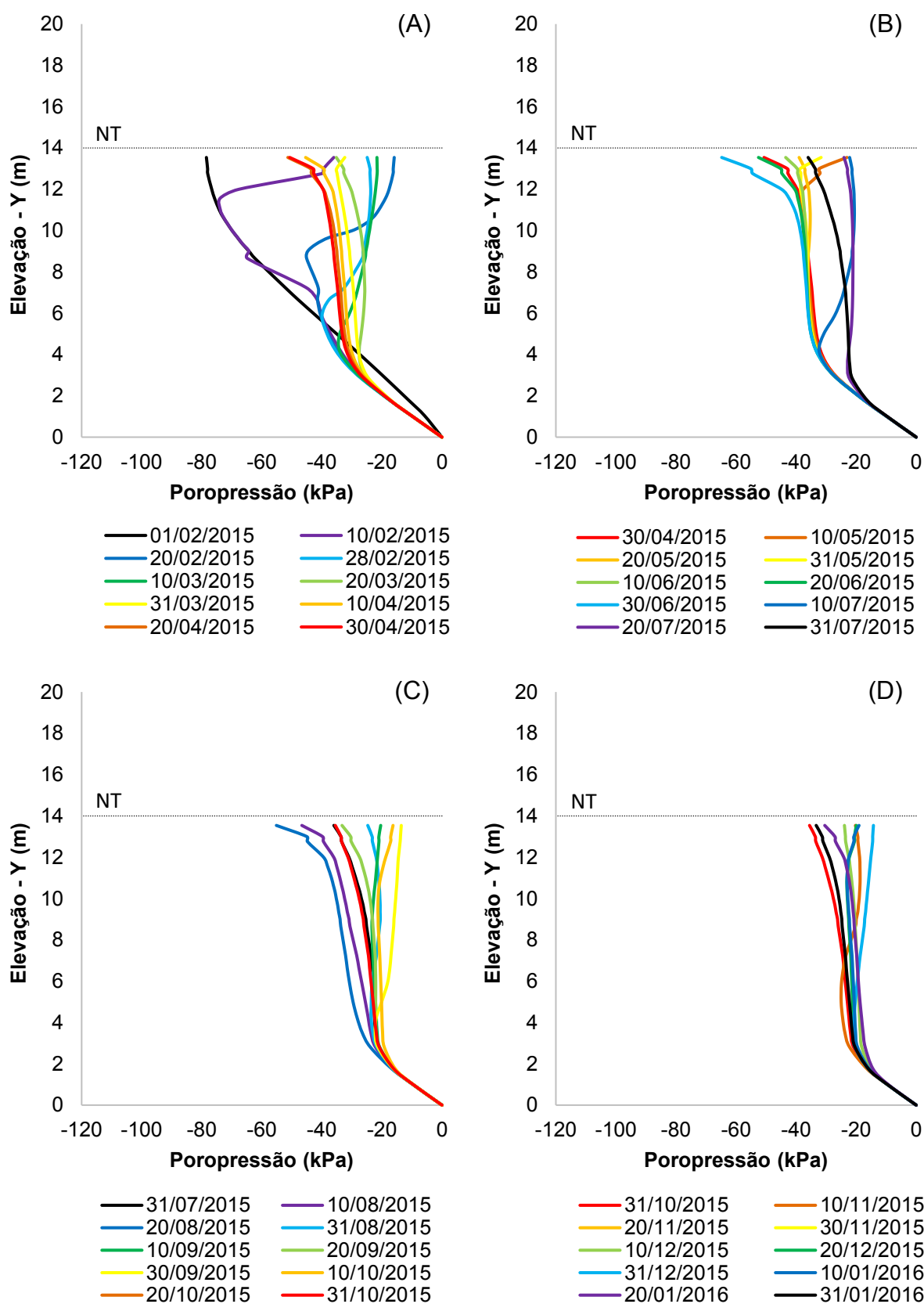
A Figura 76 e a Figura 77 apresentam, por trimestre, as tendências observadas quanto a variação de poropressão para as subseções (1 e 2), respectivamente, para os taludes indeformados com inclinação 2 : 1. Destaca-se que para a inclinação 3 : 1 as tendências nas subseções foram bastante similares, e por isso optou-se por apresentar apenas uma para a discussão dos resultados percebidos. Os gráficos referentes a distribuição da poropressão para os taludes indeformados de inclinação 3 : 1 podem ser observados no APÊNDICE B.

Figura 76 - Variação da poropressão com o tempo e espaço na subsecção 1 para o talude hipotético indeformado com inclinação 2 : 1



Nota: Divisão em trimestres - em (A) 1º trimestre; (B) 2º trimestre; (C) 3º trimestre; (D) 4º trimestre.
Fonte: A própria autora.

Figura 77 - Variação da poropressão com o tempo e espaço na subsecção 2 para o talude hipotético indeformado com inclinação 2 : 1



Nota: Divisão em trimestres - em (A) 1º trimestre; (B) 2º trimestre; (C) 3º trimestre; (D) 4º trimestre.
Fonte: A própria autora.

Considerando o primeiro trimestre da subseção 1 (Figura 76 (A)) do talude hipotético de solo indeformado (inclinação 2 : 1) é possível notar que a chuva dos primeiros 20 dias possibilitou o aumento da poropressão (ou redução da sucção) do solo em cerca de 60 kPa, sobretudo para os dois primeiros metros abaixo do nível do terreno. Em seguida há uma diminuição gradativa da poropressão, com nítida tendência de redistribuição da água no solo (em profundidade).

Ao término do primeiro trimestre a sucção já tinha se reestabelecido em torno de 60 kPa nos nós avaliados próximos a superfície da subseção 1 (até 2 metros de profundidade). Porém, em profundidade, ela permaneceu entre 20 e 40 kPa praticamente por todo o intervalo de tempo citado (28/02/2015 – 30/04/2015).

Em relação ao segundo trimestre (Figura 76 (B)) uma observação importante é referente a significativa diminuição da sucção em todo o perfil evidenciada pela chuva persistente por alguns dias e com elevado volume no mês de julho. Cabe aqui destacar que o mês de julho do referido ano de análise foi atípico (ver Figura 40), a ponto de se diferenciar estatisticamente dos demais julhos avaliados na série histórica entre 2000 e 2020. Certamente isso contribuiu para a manutenção dos baixos valores de sucção no período em que, via de regra, esperaria os maiores valores no ano, haja vista a comum estiagem climática.

Considerando o terceiro trimestre (Figura 76 (C)), nota-se que a baixa incidência de chuva possibilitou que fosse atingido o menor valor de poropressão (aproximadamente -120 kPa) ao longo do ano, especialmente em meados de agosto, mês reconhecidamente seco. No entanto, após isso, nota-se que as chuvas acima da média histórica fizeram com que o perfil permanecesse durante todo o período de outubro de 2015 a janeiro de 2016 com valores de sucção variando entre 10 e 40 kPa, com os dados acumulados no final de dezembro mostrando-se muito influentes.

As tendências observadas para a subseção 2 do talude hipotético de solo indeformado (Figura 77) mostraram-se semelhantes às relatadas para a subseção 1. No entanto, no primeiro trimestre nota-se uma redistribuição mais rápida, explicada pela menor extensão vertical de terreno. Isso implicou na maior homogeneidade da poropressão em profundidade nessa subseção, em épocas chuvosas.

É interessante notar que para o talude de solo indeformado os valores de poropressão de água próximos da superfície oscilam em amplitudes maiores

comparados com os outros pontos. Analisando-se a Figura 76 e a Figura 77 percebe-se claramente a ou redução da poropressão da água, nos períodos relativos aos meses de outono e inverno (exceto para o julho atípico vivenciado). Por outro lado, há um aumento da poropressão, nos períodos relativos ao verão brasileiro.

Por fim, destaca-se que o perfil inicial adotado, mostrado na Figura 43, continha a delimitação de sucção máxima de 80 kPa (ou poropressão mínima de -80 kPa). Uma vez que as subseções 1 e 2 comprovaram que nos meses de verão a influência da sazonalidade é determinante para os valores de poropressão da água no perfil, avalia-se que a distribuição inicial, mesmo sendo considerada a partir de dados de campo, possivelmente estava equivocada. Uma possibilidade de correção a este fenômeno proposta para trabalhos futuros seria o indicado por Cardoso Junior (2006), na qual o autor pondera que a simulação sucessiva de 5 a 10 anos anteriores ao evento que se pretende analisar favorece o estabelecimento de um regime “estacionário” anual representativo, oriundo de ciclos de umedecimento e secagem natural do solo.

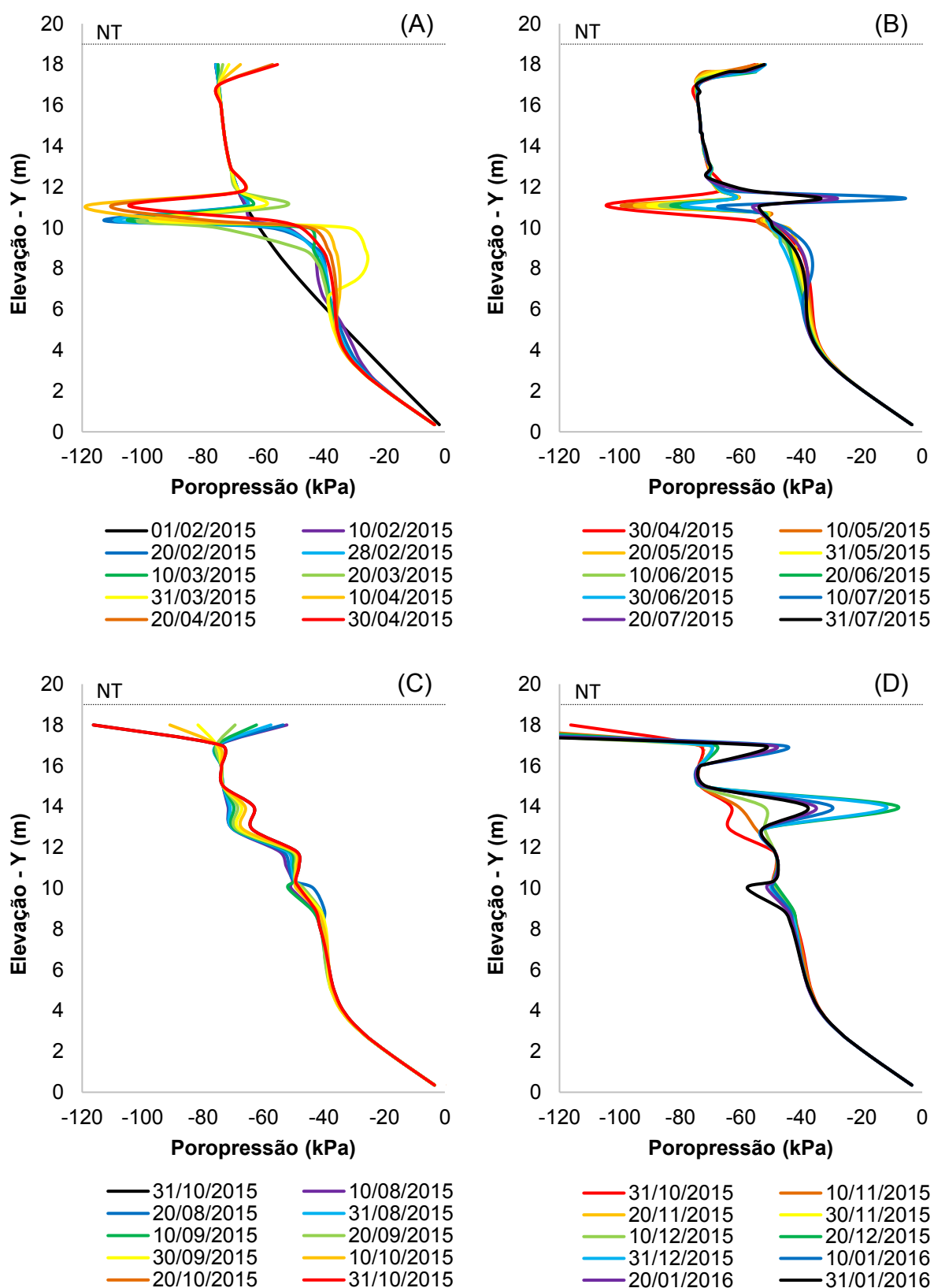
As Figuras 78 e 79 apresentam, por trimestre, as tendências observadas quanto a variação de poropressão para as subseções (1 e 2), respectivamente, para os taludes compactados com inclinação 2 : 1. Novamente, as tendências nas subseções para a inclinação 3 : 1 foram similares, e por isso foram apresentadas no APÊNDICE B e não aqui para discussão.

Para ambas as subseções estudadas, nos dois primeiros trimestres do ano avaliado é nítida a influência do solo indeformado abaixo da massa de talude compactado, com as variações de poropressão ocorrendo na interface entre os dois materiais (aproximadamente a 10 m de profundidade). No primeiro metro de solo compactado, à crista do talude, nota-se uma variação com o padrão de chuva observado no intervalo.

Após o período atípico de chuva no mês de julho, percebe-se que há uma uniformização da distribuição da sucção no perfil de solo entre os intervalos analisados, culminando em um quarto trimestre com sucções superiores a 200 kPa entre novembro e janeiro.

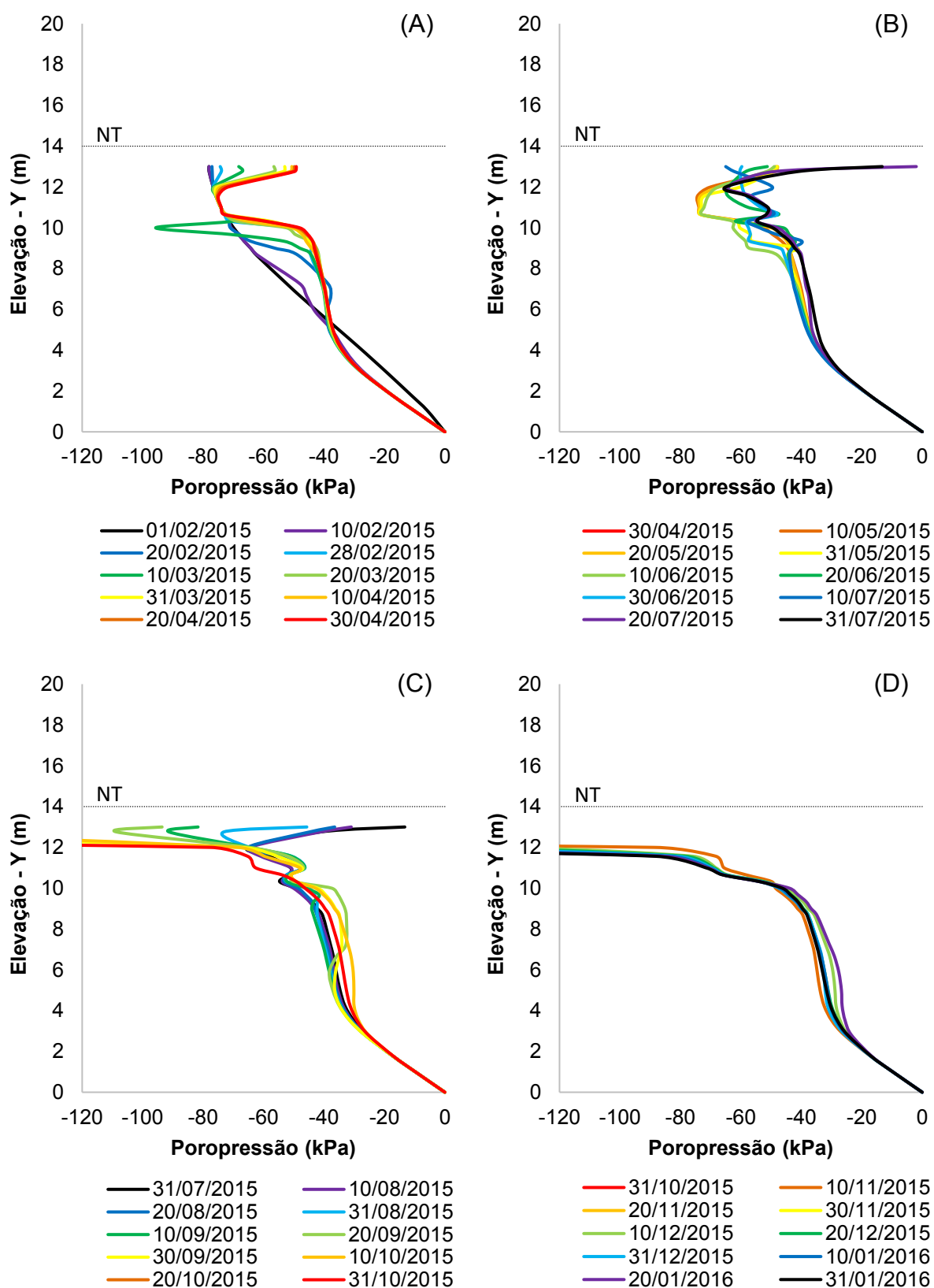
Assim como no talude indeformado, é percebido que apesar da tentativa de simulação de uma distribuição inicial fidedigna, possivelmente ela estava equivocada, sendo necessário maiores avaliações a campo para descrevê-la ou mais ciclos sazonais de análises.

Figura 78 - Variação da poropressão com o tempo e espaço na subsecção 2 para o talude hipotético compactado com inclinação 2 : 1



Nota: Divisão em trimestres - em (A) 1º trimestre; (B) 2º trimestre; (C) 3º trimestre; (D) 4º trimestre.
Fonte: A própria autora.

Figura 79 - Variação da poropressão com o tempo e espaço na subsecção 2 para o talude hipotético compactado com inclinação 2 : 1



Nota: Divisão em trimestres - em (A) 1º trimestre; (B) 2º trimestre; (C) 3º trimestre; (D) 4º trimestre.
 Fonte: A própria autora.

Por fim, destaca-se que as variações do perfil de solo compactado não seguem uma tendência espacial tão nítida quanto a do solo indeformado, o que faz com que as análises por subseções possam não vir a descrever a totalidade de variações que o maciço possa estar sofrendo. A avaliação visual por meio das imagens geradas pelo software, portanto, são imprescindíveis para a real compreensão dos fenômenos aqui estudados.

6.2.2 Análise da Estabilidade de Talude Hipotéticos (Grupo 1)

I) Definições preliminares para a análise de estabilidade

A Tabela 23 apresenta um resumo das características dos materiais utilizados nas situações avaliadas, considerando os parâmetros de resistência ao cisalhamento e as curvas características, ambos obtidos nos ensaios laboratoriais desta pesquisa (item 6.1). Em relação ao ganho de resistência do solo com a sucção foi considerado no programa a função relacionada ao teor de umidade volumétrica do solo atribuindo-se o valor de teor de umidade residual a cada uma das diferentes condições (solo indeformado e compactado).

Tabela 23 - Resumo dos parâmetros de entrada no SLOPE/W para análise de estabilidade nas seções de taludes hipotéticos

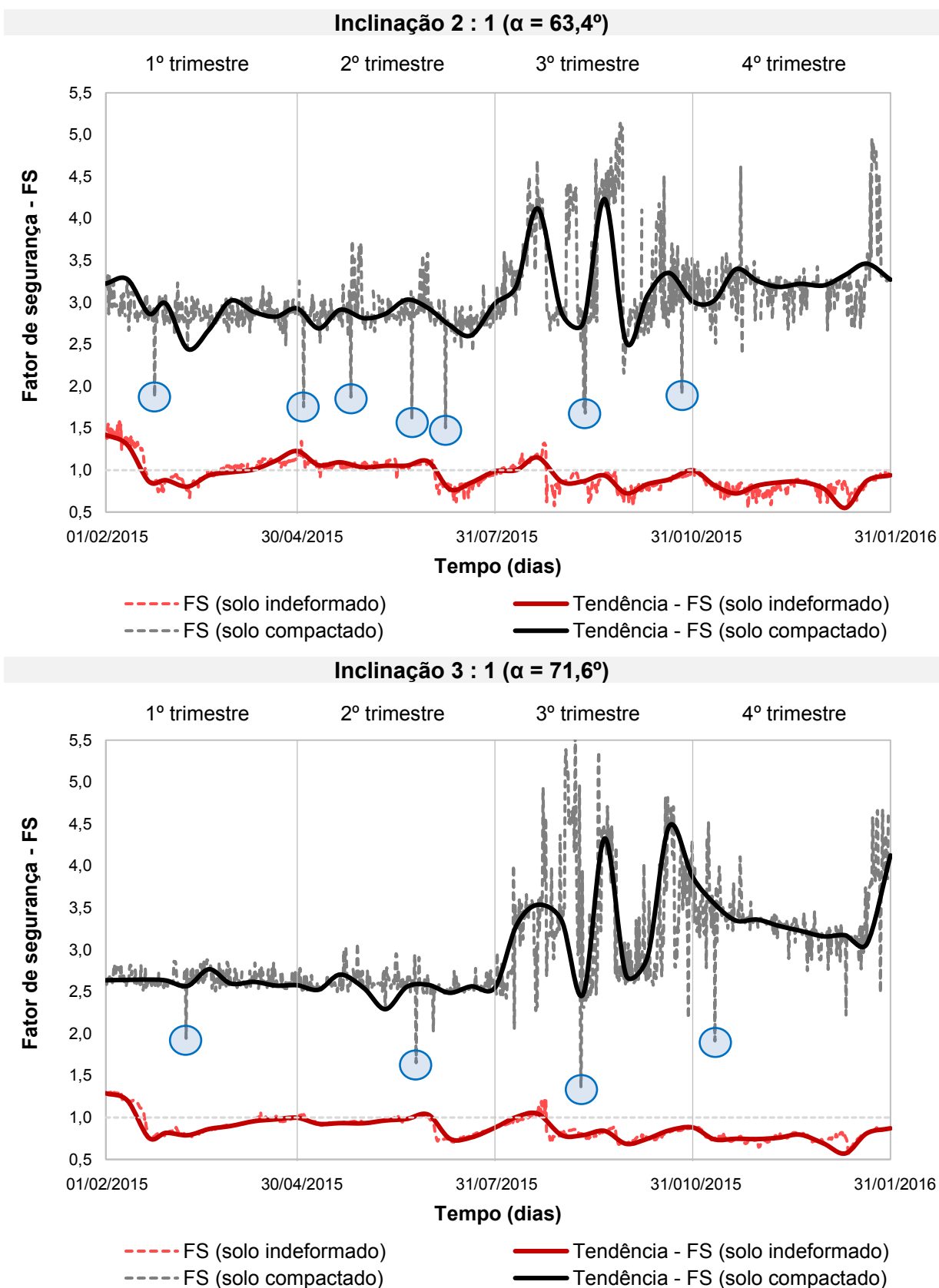
Solo	c' (kPa)	ϕ' (°)	γ (kN/m ³)	Determinação da CCSA
Indeformado	3,2	23	16,0	Nesta pesquisa (Figura 58)
Compactado	44,7	29	20,0	Nesta pesquisa (Figura 58)

Fonte: A própria autora.

II) Análises de estabilidade

As simulações de estabilidade dos taludes foram realizadas a partir dos perfis de distribuição de poropressão gerados pela análise de fluxo de água (SEEP/W). A variação do fator de segurança (FS) ao longo do tempo, para as duas inclinações dos taludes de solo indeformado e compactado estão apresentadas na Figura 80. As linhas de tendência foram definidas com as datas de início, meio e fim de cada mês simulado, bem como os pontos de mínimo e máximo fator de segurança obtidos nas análises.

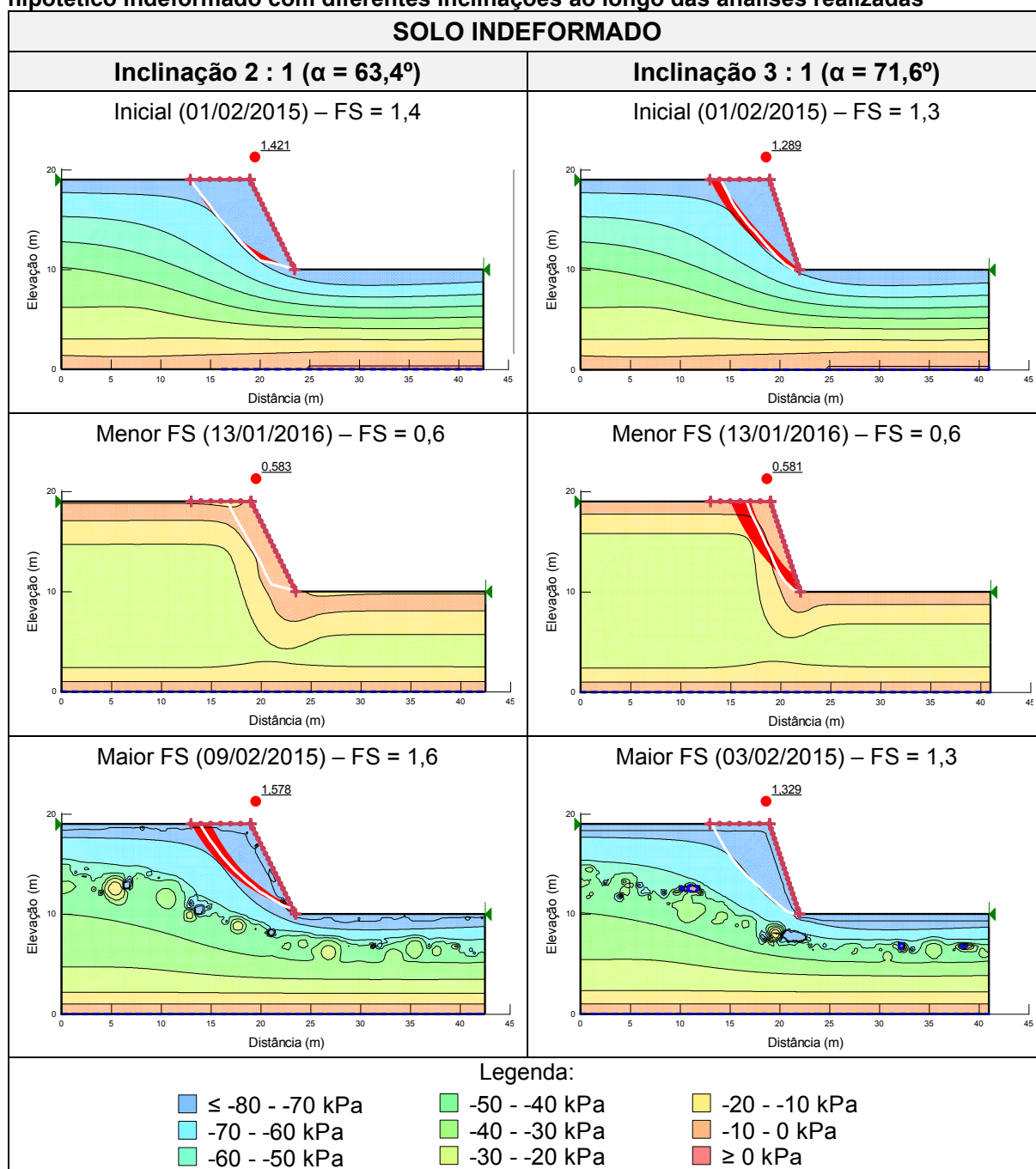
Figura 80 - Variação do fator de segurança obtido para o talude hipotético com diferentes inclinações ao longo das análises realizadas



Fonte: A própria autora.

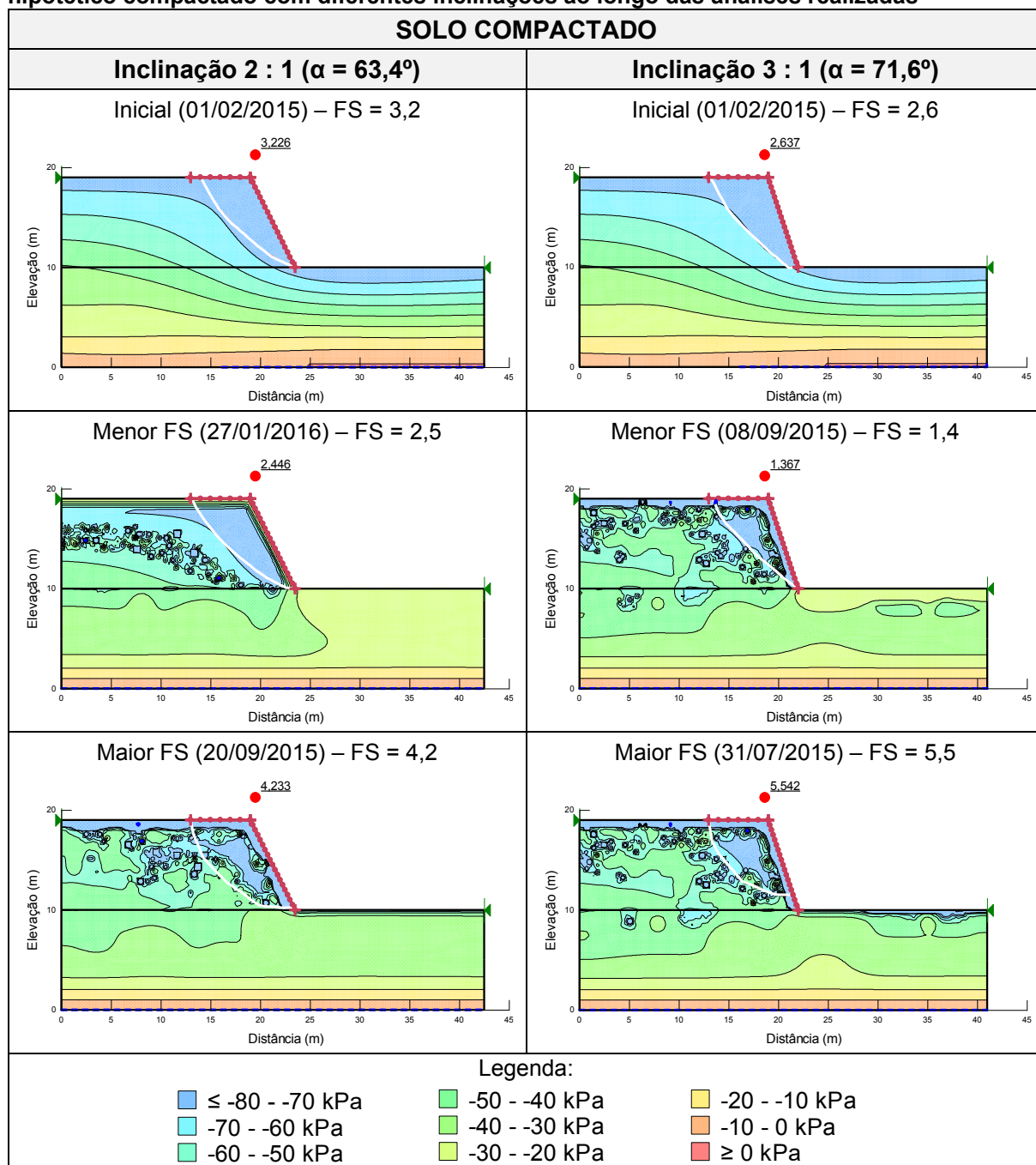
A Figura 81 e a Figura 82 apresentam as seções e os respectivos FS para a condição inicial e menor e maior FS obtidos ao longo do período estudado, considerando os taludes de solo indeformado e compactado, respectivamente.

Figura 81 - Fator de segurança inicial e menor e maior fator de segurança obtido para o talude hipotético indeformado com diferentes inclinações ao longo das análises realizadas



Fonte: A própria autora.

Figura 82 - Fator de segurança inicial e menor e maior fator de segurança obtido para o talude hipotético compactado com diferentes inclinações ao longo das análises realizadas



Fonte: A própria autora.

Em relação ao FS inicial, para o solo indeformado a redução devido ao aumento da inclinação do talude foi de 9%. Para o compactado, aproximadamente, 18%.

De modo geral, ao longo de todo o período analisado, os taludes de solo indeformado mostraram-se prioritariamente instáveis. Os maiores FS ocorreram próximo ao início da análise e não nos meses de pouca precipitação. Isso certamente está relacionado ao fato de que houve neste ano um julho atípico, considerando a

incidência de precipitação média histórica. Exemplificando esta atipicidade, tem-se que no referido mês do ano analisado contabilizou-se uma precipitação mensal de 346 mm quando a média esperada era de apenas 87mm. Ademais, destaca-se que em um único dia foi registrada um total de 126,6 mm (03/07/2015), sendo 68 mm nas primeiras 12 horas do dia, 34,4 nas 6 horas seguintes e 24,4 mm nas últimas 6 horas.

Outro fator que explicaria não terem sido evidenciados os menores FS para os taludes de solo indeformado nos meses menos chuvosos pode estar relacionado a distribuição de poropressão inicial atribuída. Como já foi explicado, a distribuição inicial não é condizente com os ciclos sazonais de umedecimento e secagem do solo em campo.

Ainda sobre os taludes de solo indeformado, ambas inclinações tiveram o menor FS encontrado pela simulação ao longo do tempo obtidos em dias muito próximos ou coincidentes com o perfil que apresentava a distribuição de poropressão com os menores valores de sucção, os quais ocorreram nos dias seguintes ao evento pluviométrico do dia 11/01/2016.

A Tabela 24 discrimina a porcentagem de ocorrência dos intervalos de FS ao longo do ano nas seções de taludes hipotéticos de solo indeformado. Os dados mostram que o talude indeformado 2 : 1 estaria instável em 63,7% das análises realizadas, enquanto o talude indeformado 3 : 1 em 88,9% das ocorrências.

Tabela 24 - Porcentagem de ocorrência dos intervalos de FS ao longo do ano nas seções de taludes hipotéticos de solo indeformado

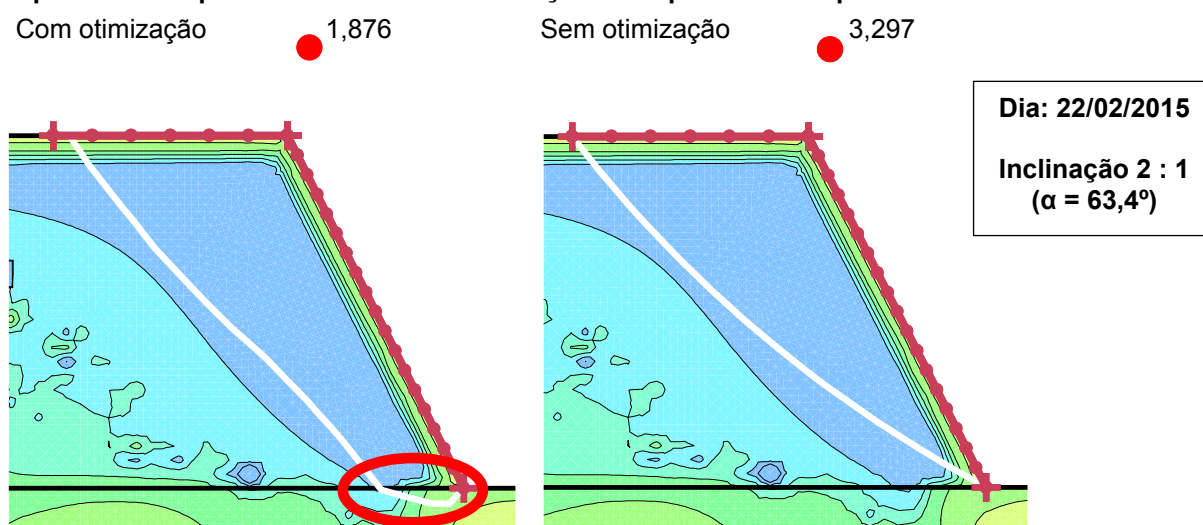
Inclinação 2 : 1 ($\alpha = 63,4^\circ$)					
Intervalo – FS	Anual	1º trimestre	2º trimestre	3º trimestre	4º trimestre
$\geq 1,5$	0,5%	1,9%	-	-	-
$1,4 \leq FS < 1,5$	0,8%	3,3%	-	-	-
$1,3 \leq FS < 1,4$	2,9%	10,4%	0,4%	1,1%	-
$1,2 \leq FS < 1,3$	1,4%	4,4%	-	1,1%	-
$1,1 \leq FS < 1,2$	7,9%	14,8%	10,1%	6,9%	-
$1,0 \leq FS < 1,1$	22,8%	21,1%	57,6%	12,3%	-
$< 1,0$	63,7%	44,1%	31,9%	78,6%	100%
Inclinação 3 : 1 ($\alpha = 71,6^\circ$)					
Intervalo – FS	Anual	1º trimestre	2º trimestre	3º trimestre	4º trimestre
$\geq 1,5$	-	-	-	-	-
$1,4 \leq FS < 1,5$	-	-	-	-	-
$1,3 \leq FS < 1,4$	0,5%	2,2%	-	-	-
$1,2 \leq FS < 1,3$	2,6%	9,6%	-	0,7%	-
$1,1 \leq FS < 1,2$	2,0%	6,7%	-	1,4%	-
$1,0 \leq FS < 1,1$	5,9%	5,2%	10,9%	7,6%	-
$< 1,0$	88,9%	76,3%	89,1%	90,2%	100%

Fonte: A própria autora.

Considerando os intervalos de tempo trimestrais já avaliados para os perfis de poropressão desenvolvidos, o 4º trimestre, cujas distribuições de poropressão com a profundidade demonstraram-se menores, maiores percentuais de FS < 1,0 ocorreram para ambos os taludes. Sobre os demais trimestres, destaca-se também que para as inclinações 2 : 1 e 3 : 1, respectivamente, o 3º e 2º trimestres foram aqueles em que prevaleceu FS menores que 1, mesmo não sendo estes os períodos mais chuvoso.

Para os taludes de solo compactado praticamente todos os FS determinados atenderiam o nível de segurança máximo contra perdas humanas e de bens materiais/ambientais, conforme a NBR 11682/2009 (ABNT, 2009), sendo maiores que 1,5, independente da inclinação. No entanto, destaca-se que para 7 observações para o talude 2 :1 e 4 observações no talude 3 : 1 (pontos sinalizados por círculos azuis no gráfico da Figura 80), verificou-se queda abrupta do FS considerando a tendência de valores. Analisando de modo mais aprofundado estes pontos que demonstravam fugir das tendências dos valores do FS no intervalo foi possível notar que valores foram obtidos devido a otimização da superfície que atingiu perfil de solo indeformado abaixo do maciço compactado (ver detalhe na Figura 83), o que acabará por diminuir o fator de segurança do talude como um todo. As mesmas análises foram feitas sem otimização e constatou-se que nestes referidos pontos naturalmente os FS seriam maiores do que 2, novamente deixando explícita a influência da interface entre os dois materiais, aqui refletindo diretamente no FS do talude.

Figura 83 - Exemplo de avaliação quanto a diminuição abrupta do FS obtido para o talude hipotético compactado com e sem otimização da superfície de ruptura



Nota: Circulado em vermelho região do material indeformado que fez parte da análise de estabilidade pela superfície de pesquisa otimizada, diminuindo o FS do talude compactado.

Fonte: A própria autora.

Foi observado que o valor de FS demonstrou uma tendência de diminuição com o aumento da inclinação, o que ocorreu de modo nítido para os taludes indeformados e discreto para os compactados. Avaliando os valores referentes a variação cumulativa média de água na face do talude (elementos finitos da face representados na Figura 84) ao longo do tempo, para os taludes indeformados e compactados, foi possível aplicar o teste estatístico 'Teste-t para duas amostras presumindo variâncias equivalentes' e determinar se, estatisticamente, a quantidade de água infiltrada ou evapotranspirada era diferente para as duas inclinações estudadas.

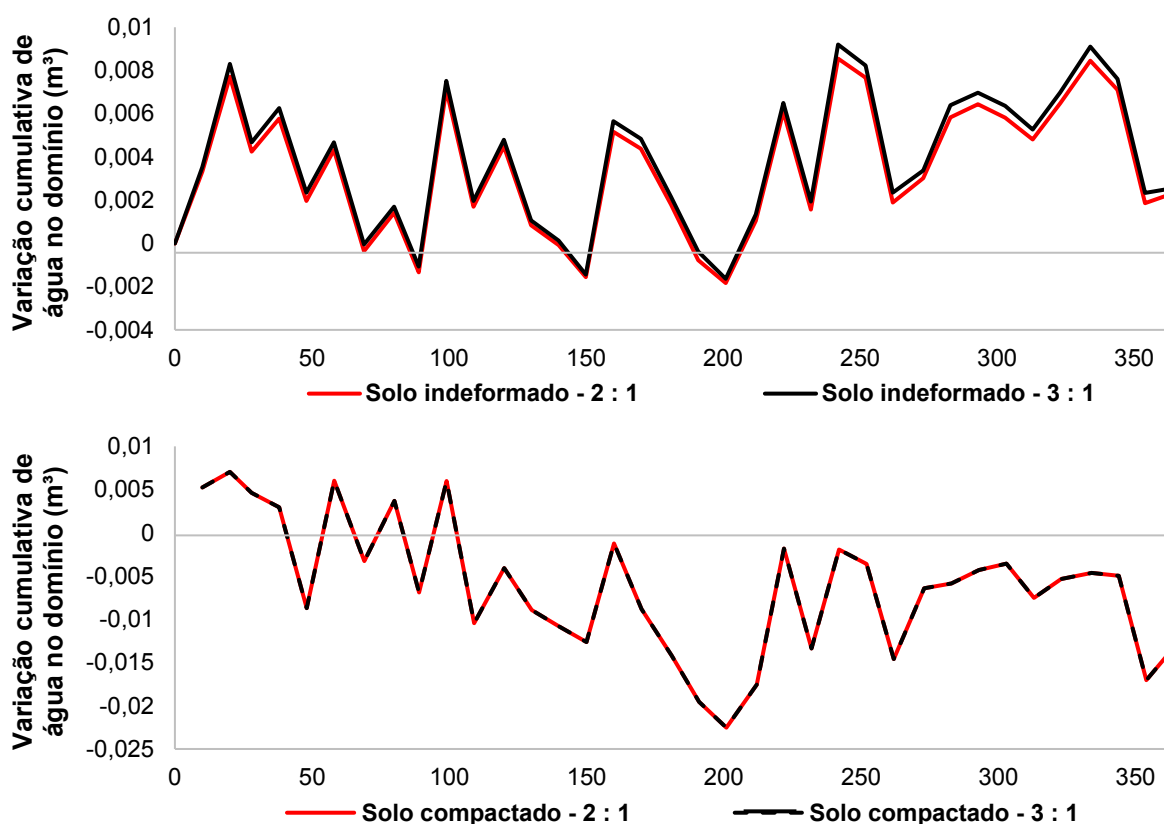
Figura 84 - Esquema de elementos finitos da face do talude considerados na análise de variação média de água acumulada no domínio ao longo do tempo



Fonte: A própria autora.

A Figura 85 apresenta a variação cumulativa média no volume de água no domínio, em metros cúbicos. O teste estatístico indicou que houve diferença estatística ($p < 0,05$) para as médias dos taludes indeformados com diferentes inclinações, o que implicou na variação dos FS ao longo do tempo como visto. No entanto, para os taludes compactados não foi verificada diferença estatística ($p > 0,05$), ou seja, a infiltração de água não se mostrou estatisticamente diferente para as dadas inclinações, não influenciando o FS significativamente. Isso é corroborado pela sobreposição dos valores de variação cumulativa média apresentado na referida figura. Frente a isso é seguro dizer que as diferenças nos valores do FS para os taludes compactados se devem apenas às definições dos métodos de análise e estabilidade de taludes e a sua otimização.

Figura 85 - Variação cumulativa média de água no domínio (elementos finitos da face do talude) ao longo do tempo

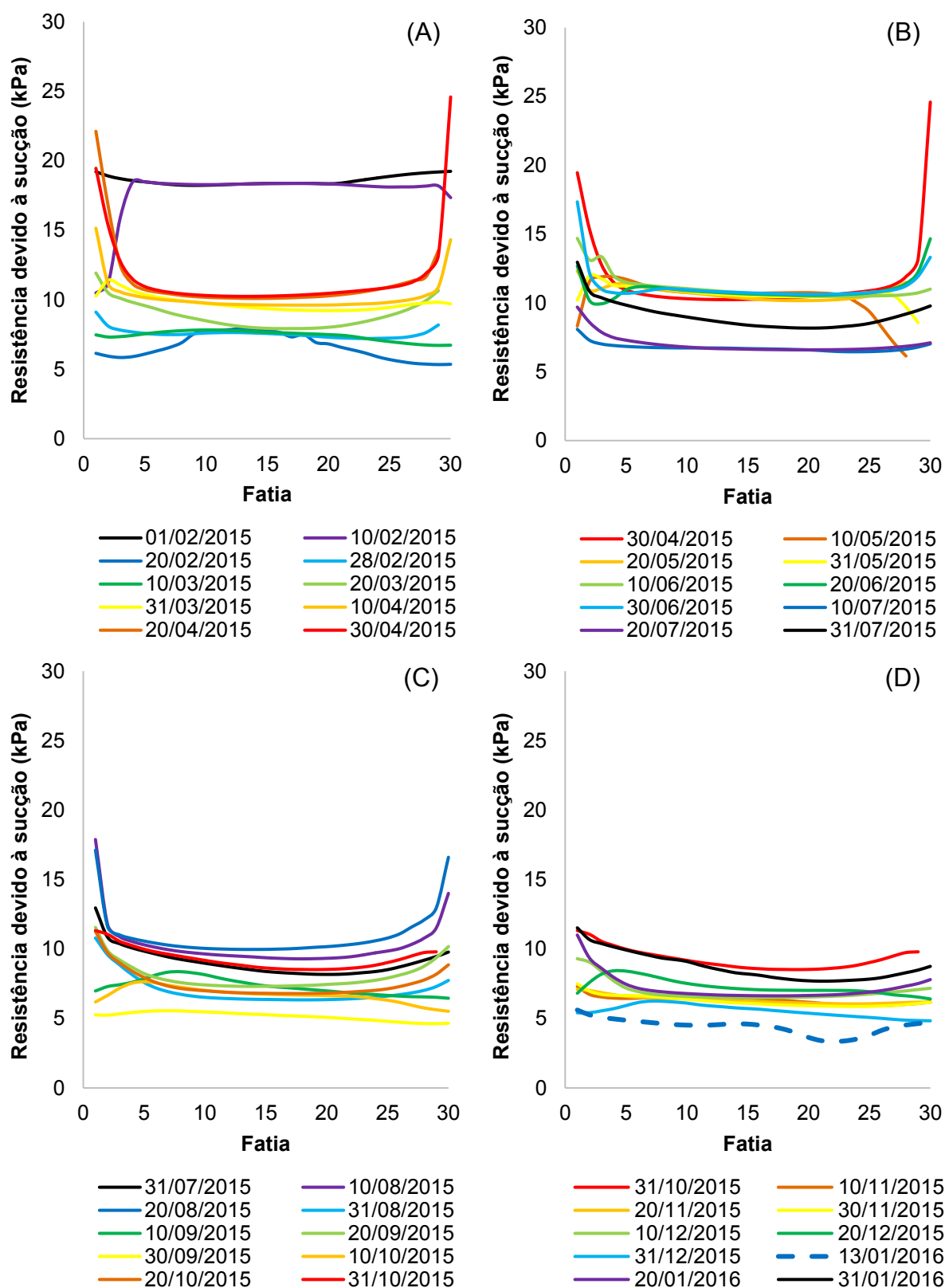


Fonte: A própria autora.

Para finalizar a análise de estabilidade dos taludes hipotéticos, foi avaliado para os taludes de solo indeformado a variação da resistência devido a sucção considerando as superfícies críticas de ruptura ao longo do tempo. Novamente as análises para as duas inclinações estudadas mostraram-se bastante semelhante, por isso, optou-se por apresentar e discutir os resultados apenas para a inclinação 2 : 1 (Figura 86). Os gráficos referentes a inclinação 3 : 1 podem ser observados também no APÊNDICE B.

Observa-se que nos primeiros dias, sob a influência direta do perfil de distribuição de sucção inicial imposta, a resistência devido à sucção mostrou-se maior que no restante do ano analisado, com certa equalização a partir da metade do 1º trimestre (considerando as incidências de precipitação e a variação aqui vista). A partir deste ponto, os valores de resistência devido a sucção variaram entre as fatias para a análise de Morgenstern & Price entre 2 e 25 kPa para ambas as inclinações, sendo os valores mais altos relacionados às análises simuladas com os dados dos períodos menos chuvosos do referido ano (final de abril, final de junho e meados de agosto).

Figura 86 - Variação da resistência devido a sucção considerando as superfícies críticas de ruptura ao longo do tempo para o talude hipotético indeformado com inclinação 2 : 1



Nota: Divisão em trimestres - em (A) 1º trimestre; (B) 2º trimestre; (C) 3º trimestre; (D) 4º trimestre. Em destaque (linha pontilhada) representação da resistência devido à sucção para o dia de menor FS obtido.

Fonte: A própria autora.

III) Avaliação crítica dos casos de escorregamentos ocorridos

Os taludes de solo indeformado simulados neste trabalho eram semelhantes a alguns dos taludes rompidos em Londrina/PR no início do ano de 2016. Entretanto, considerando que eles se mantiveram estáveis por certo intervalo de tempo, nos quais pelas análises desta pesquisa não estariam, faz-se necessário pontuar quais os fatores poderiam estar postergando sua ruptura até as datas documentadas.

Os principais fatores poderiam ser:

- a impermeabilização de cristas e pés de taludes, que diminuem a infiltração de água no maciço; e
- proteções superficiais, como gramíneas, que servem como um sistema de estabilização natural, até certo ponto.

Para os taludes de solo compactado, os quais nas análises apresentadas no item anterior não romperiam, porém foram documentados escorregamentos, como é caso da Figura 39, seria necessário avaliar quais outros fatores externos poderiam ter influenciado a situação.

Dentre as principais considerações seria possível:

- a má execução da extremidade do aterro no processo de terraplenagem e compactação do aterro;
- a influência da sobrecarga devido a edificação; ou
- até mesmo, o rompimento de alguma tubulação como possíveis causas adicionais ao escorregamento.

Por fim, destaca-se que os fatores acima não foram considerados, pois este ponto do trabalho não se trata de um estudo de retroanálise propriamente dito, mas sim uma avaliação preliminar para verificar a concordância entre as base teóricas e os ocorridos em campo.

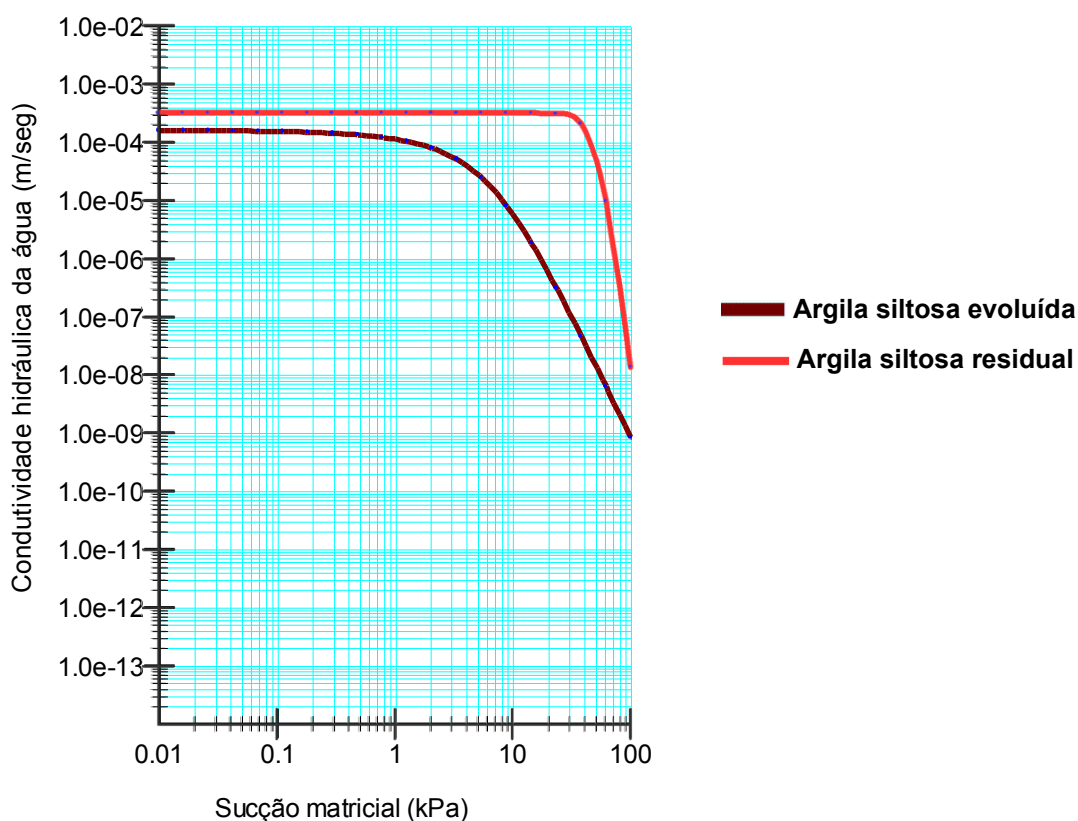
6.2.3 Análise de Fluxo de Água para o Talude Real (Grupo 2)

I) Definições preliminares para a análise de fluxo de água

Para as avaliações do talude real (Grupo 2), as curvas características solo-água utilizadas são as expostas no item 6.1.2, e consideram as determinações feitas nesta pesquisa e no trabalho de Miguel *et al.* (2006), respectivamente, para as camadas argila siltosa evoluída e residual.

Na Figura 87 estão apresentadas as estimativas das funções condutividade hidráulica para as avaliações do Grupo 2.

Figura 87 - Condutividade hidráulica não saturada em função da sucção para a argila siltosa evoluída e residual



Fonte: A própria autora.

Para o intervalo de sucção apresentado na Figura 87, os valores de condutividade hidráulica não saturada diminuiram de cinco a seis ordens de grandeza. Ambos os solos apresentavam inicialmente uma permeabilidade de 10⁻³ m/s para sucção 0 kPa (ou seja, para o solo saturado), mantiveram-se próximo a este valor até

a sucção referente ao valor de entrada de ar nos macroporos e, em seguida para 10^{-8} a 10^{-9} m/s para sucção de 100 kPa.

Segundo a estimativa realizada, constata-se que para sucções menores a condutividade hidráulica do material residual é menor, porém a inversão nas condutividades hidráulicas deve ocorrer para valores maiores que 100 kPa.

Entre o solo indeformado (talude hipotético - Figura 73) e a argila siltosa evoluída (talude real - Figura 87) é possível notar que as curvas $k_w \times \psi_m$ são semelhantes, embora tenham sido plotadas a partir de ensaios de permeabilidade obtidos em laboratório e em campo, respectivamente.

Destaca-se que para a correção dos valores de evapotranspiração, levando em consideração a sucção do solo, a curva de fator modificador \times sucção (poropressão negativa) utilizada foi a mesma utilizada para o solo indeformado nas análises dos taludes hipotéticos, apresentada na Figura 74.

Um resumo dos parâmetros de entrada utilizados na análise de fluxo de água (SEEP/W) para o talude real é dado pela Tabela 25.

Tabela 25 - Resumo dos modelos e parâmetros de entrada no SEEP/W para análise de fluxo de água nas seções de taludes hipotéticos e real

Camada do perfil	Modelo do material	Determinação da CCSA	Curva $k_w \times \psi_m$	k_{sat} (m/s)	θ_{sat} (%)
Argila siltosa evoluída	Saturado/ Não Saturado	Nesta pesquisa (Figura 58)	Estimada (Figura 87)	$1,6 \times 10^{-5}$	45,8
Argila siltosa residual	Saturado/ Não Saturado	Miguel <i>et al.</i> (2006) (Figura 58)	Estimada (Figura 87)	$3,2 \times 10^{-5}$	67,9
Silte argiloso residual	Saturado	-	-	$1,0 \times 10^{-8}$	-
Argila orgânica	Saturado	-	-	$2,0 \times 10^{-6}$	-
Impenetrável	Saturado	-	-	$1,0 \times 10^{-15}$	-

Nota: CCSA – Curva característica solo-água; k_{sat} – coeficiente de permeabilidade saturado; Curva $k_w \times \psi_m$ – estimada pela equação de Van Genuchten; θ_{sat} – teor de umidade volumétrico de saturação.

Fonte: Miguel *et al.* (2006); Peixoto e Vilar (2011); Baroni (2016) e a própria autora.

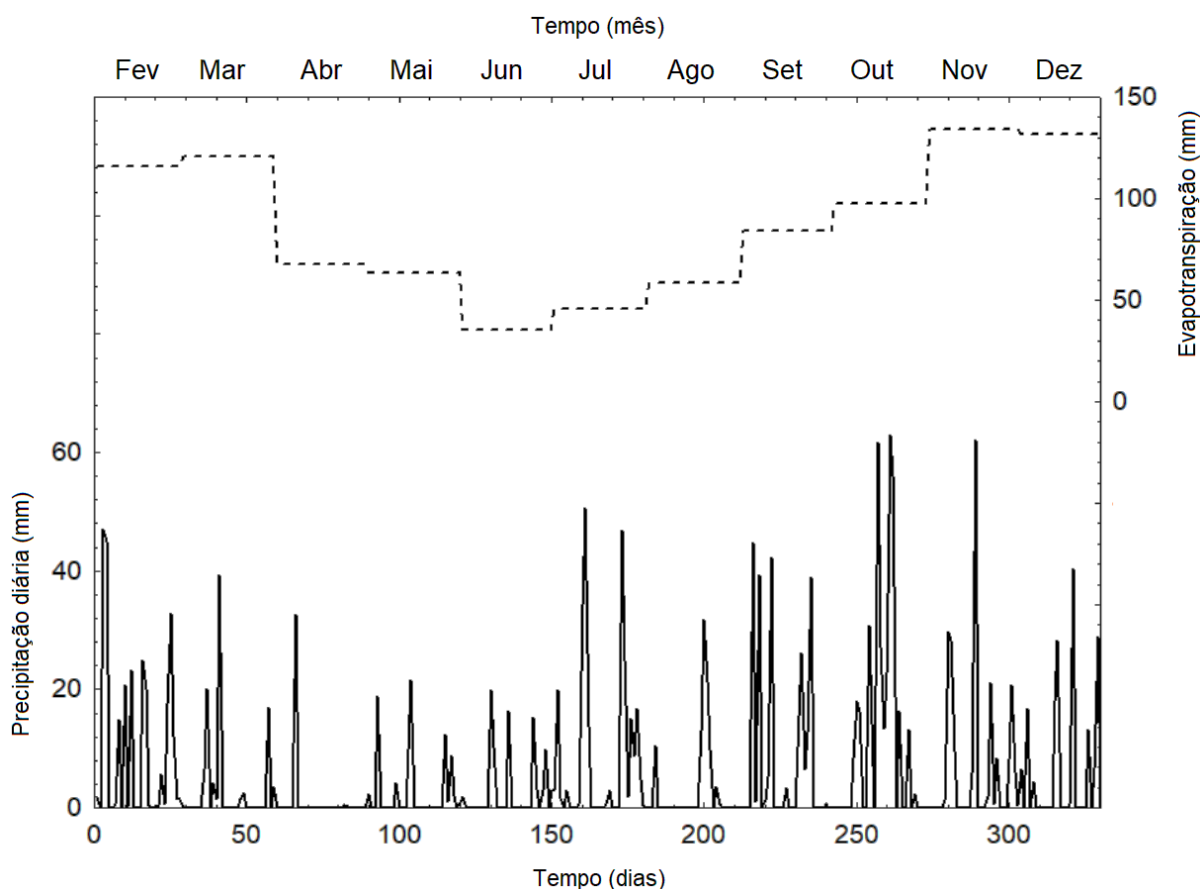
II) Avaliação da variação do perfil de poropressão do solo com o tempo e espaço

Para a realização da retroanálise da estabilidade do talude real a análise de fluxo de água no perfil de solo foi realizada com os dados de precipitação de um período de 334 dias antecedentes ao escorregamento.

Conforme descrito no APÊNDICE C, devido as divergências das distribuições de poropressão não serem superiores a 20 kPa e, sobretudo, a estatística descritiva apontar que os valores do FS ao longo do tempo são semelhantes, optou-se por utilizar os dados da estação meteorológica de Londrina/PR, mesmo sendo menos discretizados.

A Figura 88 mostra a intensidade de precipitação diária e da evapotranspiração real mensal para a avaliação.

Figura 88 - Intensidade de precipitação e evapotranspiração real mensal utilizada para a retroanálise da estabilidade do talude real



Nota: Os dados são provenientes da estação meteorológica de Londrina/PR. A intensidade de precipitação tem periodicidade de 0,50, 0,25 e 0,25 horas por dia e compreendem o período de 01/02/2009 a 31/12/2009.

Fonte: INMET – Elaborado pela autora.

Destaca-se que o ano de 2009 também apresentou comportamento atípico considerando o acumulado de chuvas entre os meses de outubro e dezembro na série de dados avaliado neste trabalho.

Na Figura 40 é possível ver que, assim como para o cenário crítico vivenciado em 2016, o ano de 2009 também apresentou uma incidência de precipitação acumulada maior que os demais anos, possivelmente justificando o deslizamento ocorrido.

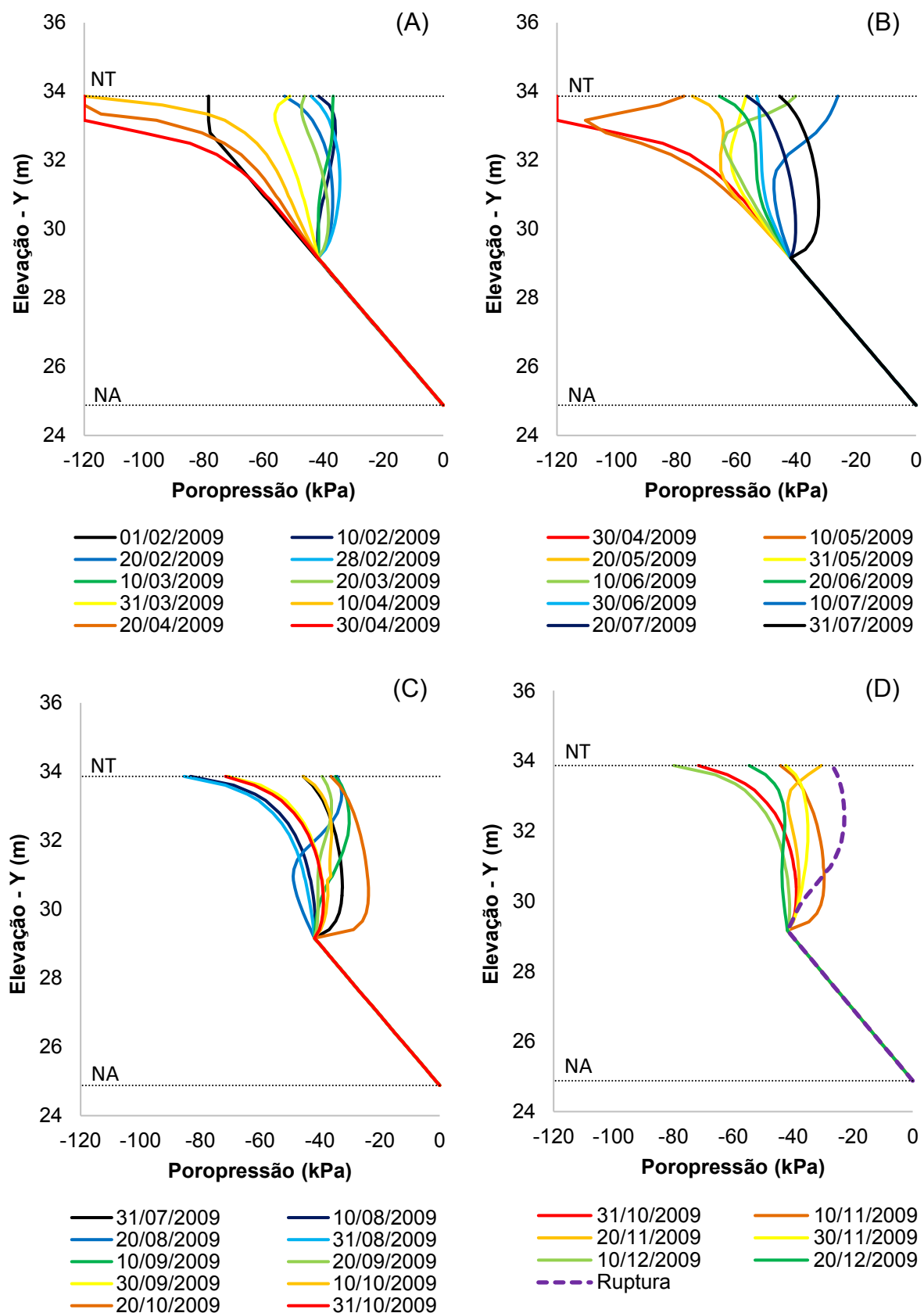
As Figuras 89, 90 e 91 apresentam, por trimestre, as tendências observadas quanto a variação de poropressão para as subseções estudadas (1, 2 e 3), respectivamente, para o talude real.

Para as três subseções percebe-se uma diminuição da poropressão com a profundidade ao longo do ano, com algumas exceções naqueles períodos em que houve estiagem climática prolongada. Ressalta-se que para esta retroanálise, diferente das análises dos taludes hipotéticos, a distribuição inicial adotada aparentemente influenciou menos na variação da poropressão com o tempo, indicando que mesmo não sendo exata, a adoção estava representativa das condições iniciais de campo.

Além disso, para o dia da ruptura foi possível observar que a curva de poropressão com a profundidade apresentava próximo a superfície os menores valores de sucção de toda a série temporal, justificando o momento de sua ruptura.

Por fim, o perfil de poropressão para o dia do escorregamento está apresentado na Figura 92. O valor máximo de sucção obtido foi na ordem de 30 - 40 kPa, considerando a região por onde a superfície de ruptura se desenvolveu (porção superior do talude).

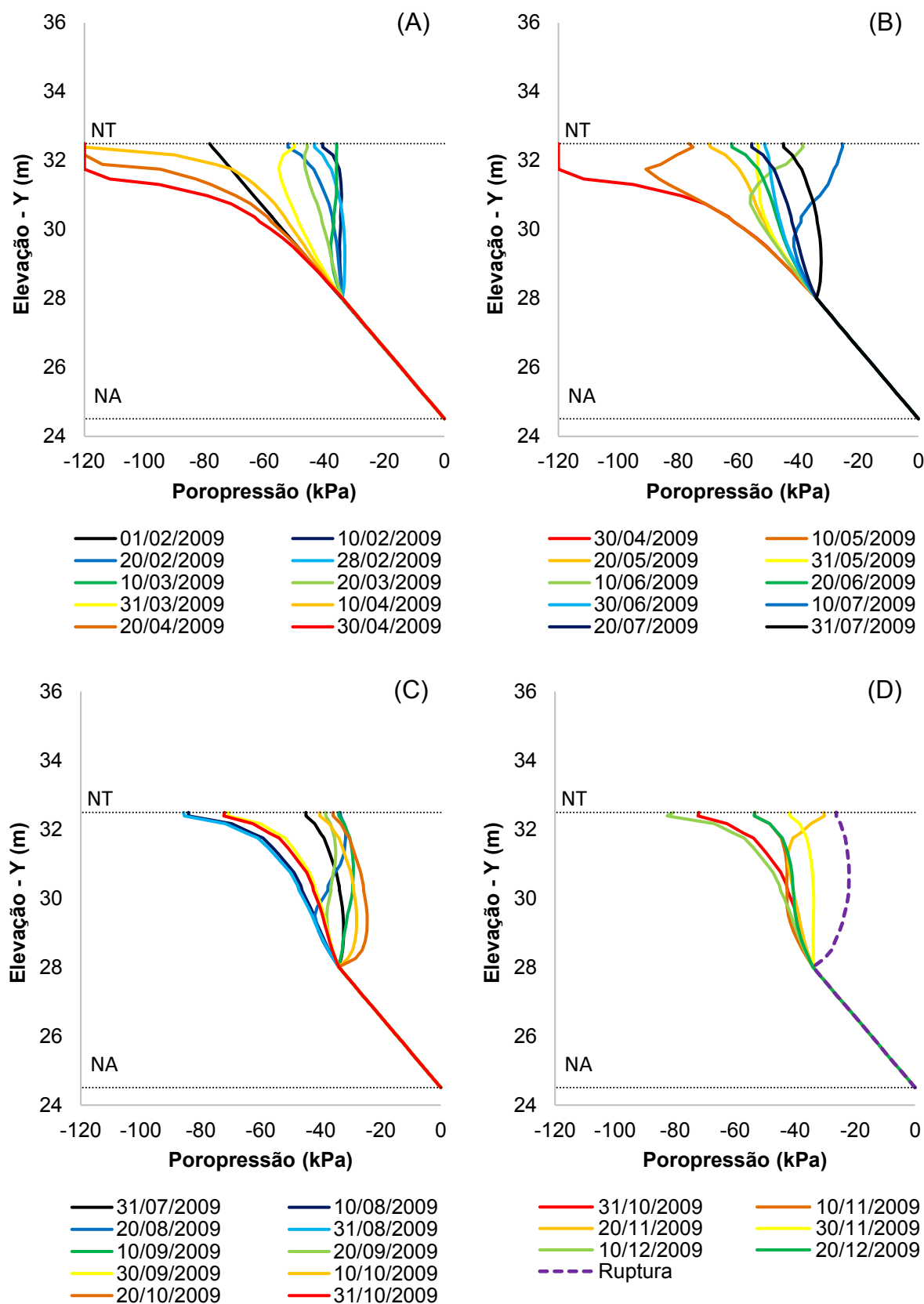
Figura 89 - Variação da poropressão com o tempo e espaço na subseção 1 para o talude real



Nota: Divisão em trimestres - em (A) 1º trimestre; (B) 2º trimestre; (C) 3º trimestre; (D) 4º trimestre. Em destaque (linha pontilhada) dia da ruptura.

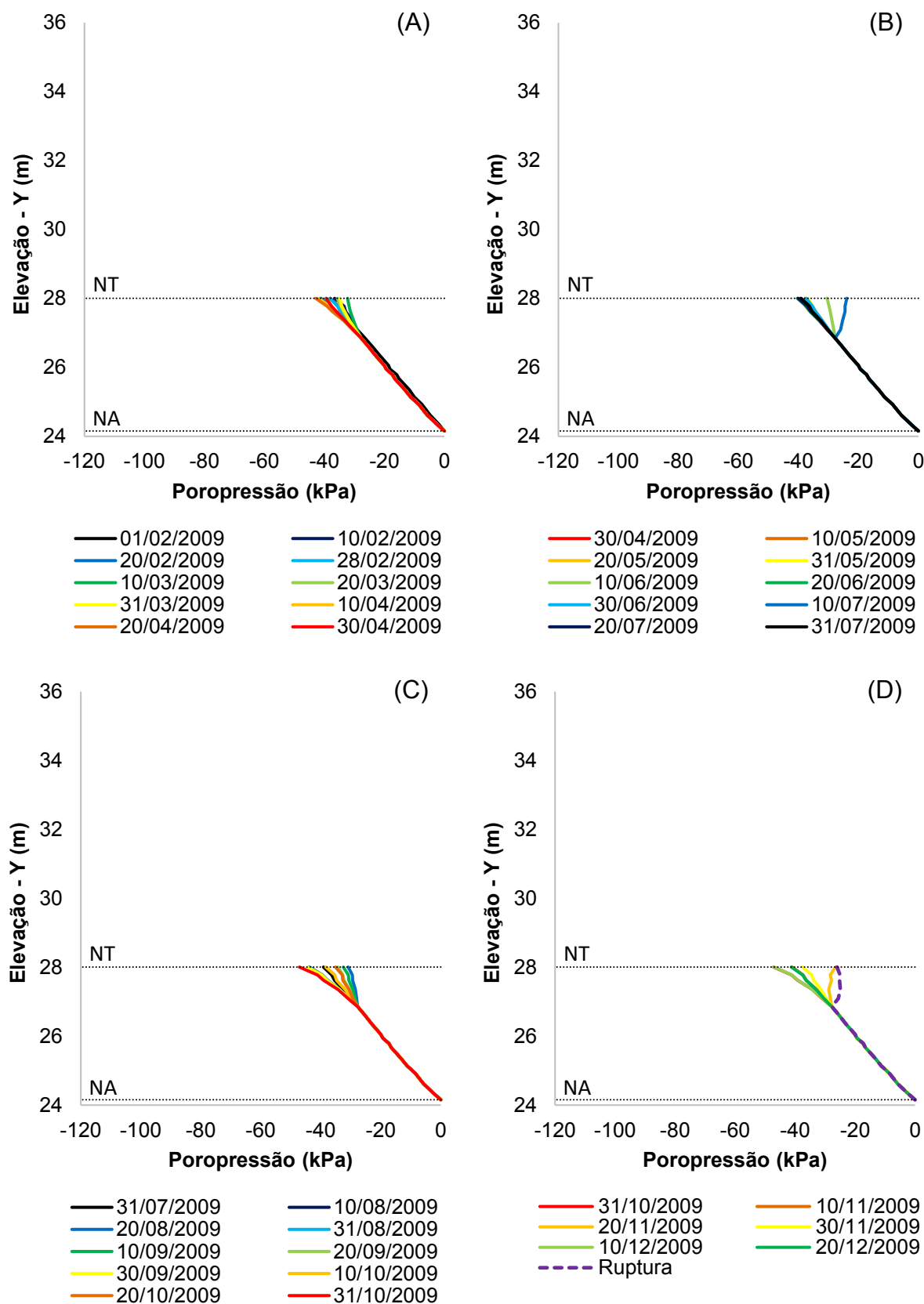
Fonte: A própria autora.

Figura 90 - Variação da poropressão com o tempo e espaço na subseção 2 para o talude real



Nota: Divisão em trimestres - em (A) 1º trimestre; (B) 2º trimestre; (C) 3º trimestre; (D) 4º trimestre. Em destaque (linha pontilhada) dia da ruptura.
Fonte: A própria autora.

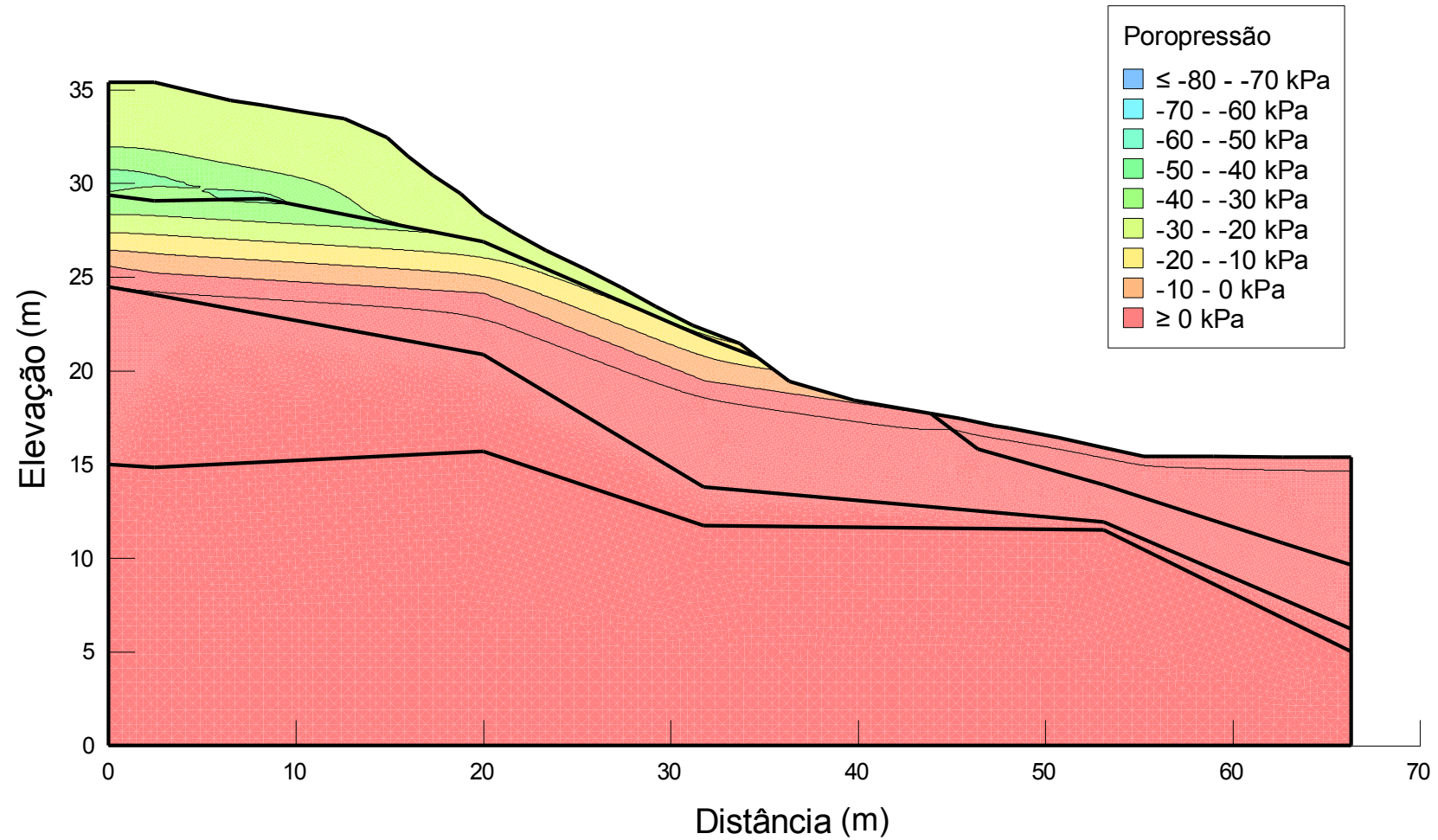
Figura 91 - Variação da poropressão com o tempo e espaço na subseção 3 para o talude real



Nota: Divisão em trimestres - em (A) 1º trimestre; (B) 2º trimestre; (C) 3º trimestre; (D) 4º trimestre. Em destaque (linha pontilhada) dia da ruptura.

Fonte: A própria autora.

Figura 92 - Perfil de distribuição de poropressão no solo no dia do escorregamento – talude real



Fonte: A própria autora.

6.2.4 Retroanálise de Estabilidade de Talude Real (Grupo 2)

I) Definições preliminares para a retroanálise de estabilidade

A Tabela 26 apresenta um resumo das características dos materiais utilizadas nas situações avaliadas. Em relação ao ganho de resistência do solo com a sucção novamente foi considerado no programa a função relacionada ao teor de umidade volumétrica do solo atribuindo-se o valor de teor de umidade residual ao solo.

Tabela 26 - Resumo dos parâmetros de entrada no SLOPE/W para análise de estabilidade na seção de talude real

Camada do perfil	c' (kPa)	ϕ' (°)	γ (kN/m ³)	Determinação da CCSA
Argila siltosa evoluída	Variável*	Variável* (0,0 a 30,0)	16,0	Nesta pesquisa (Figura 58)
Argila siltosa residual	25,0	23,0	20,0	Miguel <i>et al.</i> (2006) (Figura 58)
Silte argiloso residual	20,0	28,0	21,0	-
Argila orgânica	4,0	-	13,0	-
Impenetrável		Consideração - Base rochosa		

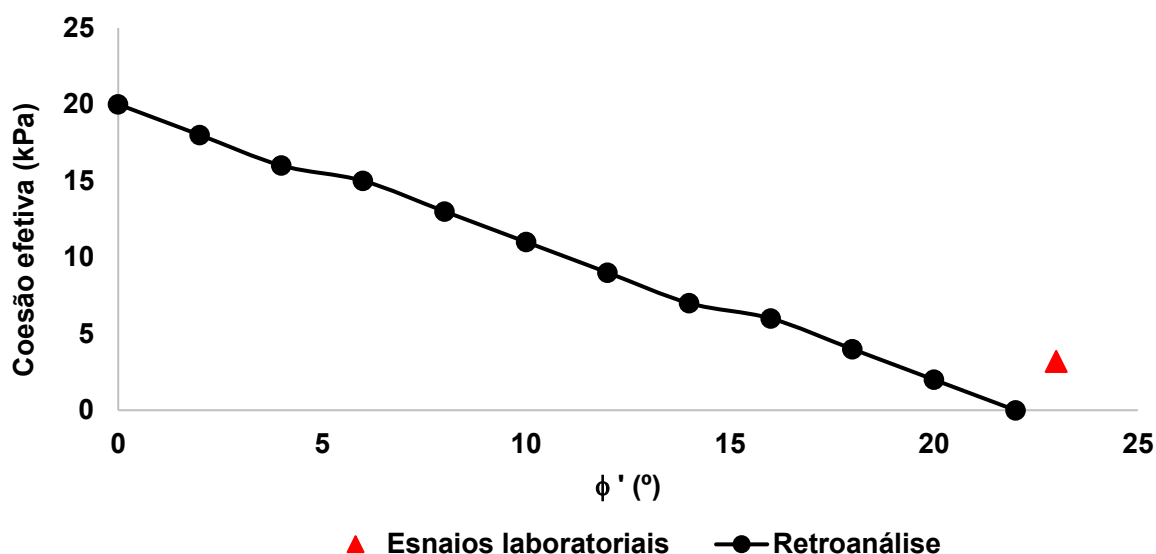
Nota: Variável* - parâmetros que serão determinados por retroanálise.

Fonte: Miguel *et al.* (2006) e a própria autora.

II) Retroanálise da estabilidade do talude real

Conforme descrito na metodologia, diferentes autores propõem diferentes métodos para se realizar a retroanálise de uma ruptura de talude. Seguindo o exposto por Gomes (2003), com algumas adaptações, o primeiro passo foi a definição da curva de valores c' e ϕ' para análises de superfícies totalmente especificadas, a partir do método Morgenstern & Price, que findavam em FS iguais a 1,0. Ressalta-se que tais avaliações levaram em consideração a geometria inicial do talude e a condição de distribuição de pressão neutra anterior à ruptura. A Figura 93 exhibe o conjunto de parâmetros médios de resistência obtidos nesta etapa, bem como os resultados resistência ao cisalhamento realizados em laboratório, descritos no item 6.1.5.1.

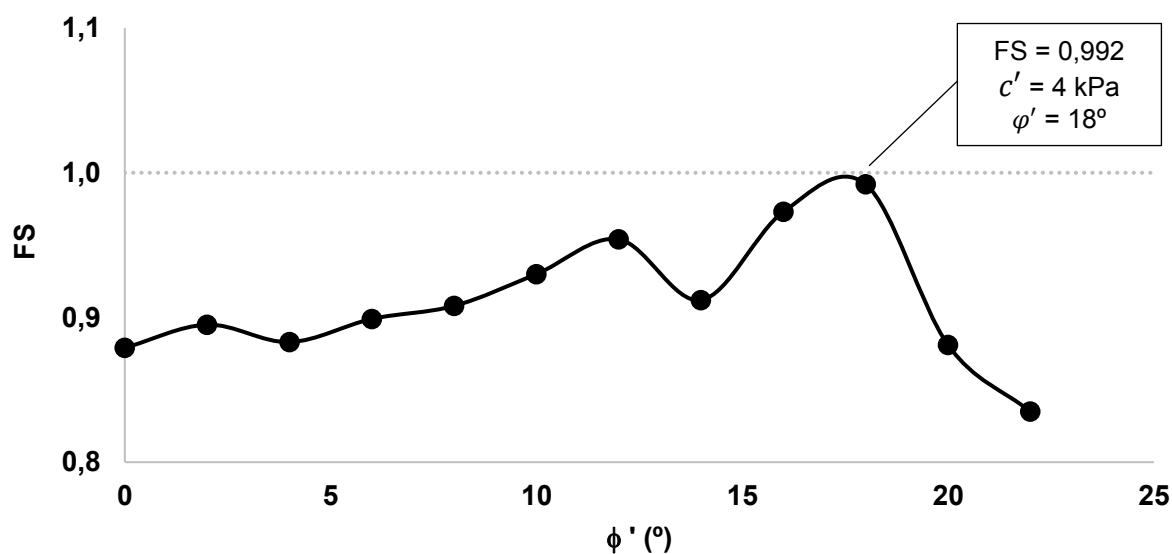
Figura 93 - Curva coesão em função do ângulo de atrito para a condição de FS = 1,0 para o talude real



Fonte: A própria autora.

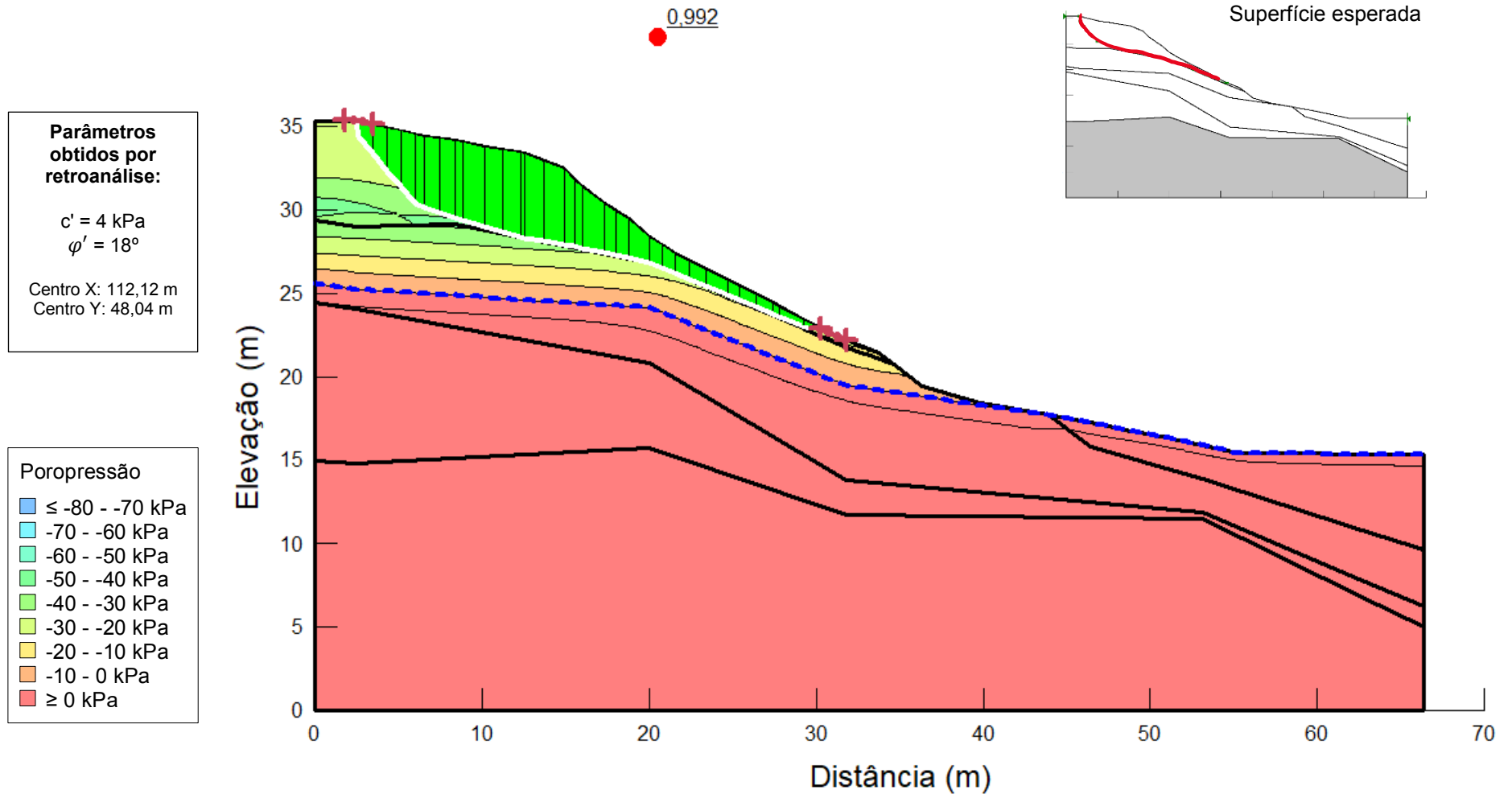
Com os possíveis pares de valores c' e ϕ' , realizou-se a pesquisa da superfície de ruptura crítica correspondente a evidenciada em campo. Como resultado desta pesquisa, na Figura 94 é apresentada a curva de FS *versus* ângulo de atrito interno - etapa final da retroanálise. Para a condição de FS mais próximo a unidade definiu-se que os parâmetros retroanalizado correspondem a $c' = 4$ kPa e $\phi' = 18^\circ$. A superfície de ruptura caracterizada está a apresentada na Figura 95.

Figura 94 - Fator de segurança versus o ângulo de atrito do solo para o talude real



Fonte: A própria autora.

Figura 95 - Superfície de ruptura retroanalizada – talude real

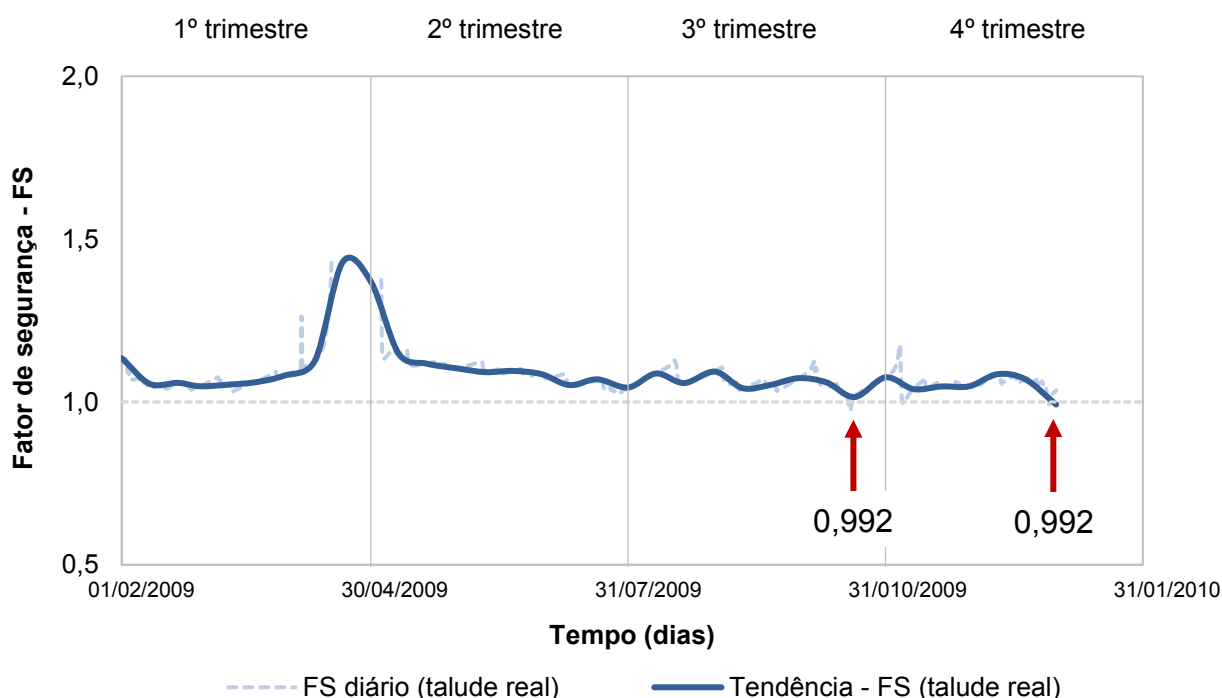


Fonte: A própria autora.

Obviamente esta não seria a única possibilidade, haja vista que outras superfícies também ficaram próximas a esta e a esperada, sobretudo porque a otimização associada às análises faz com que seja possível ter variações à superfície circular predita como sendo a esperada.

A partir dos dados obtidos pela retroanálise, foi simulada a variação do FS ao longo dos meses que antecederam o escorregamento, apresentada na Figura 96. Nota-se que os valores via de regra estavam próximos a unidade, demonstrando que em várias situações o talude estava na iminência da ruptura. Destaca-se ainda que há simulações referentes ao período chuvoso evidenciado no mês de outubro de 2009 nas quais os valores de FS chegaram a se igualar com o dia do escorregamento.

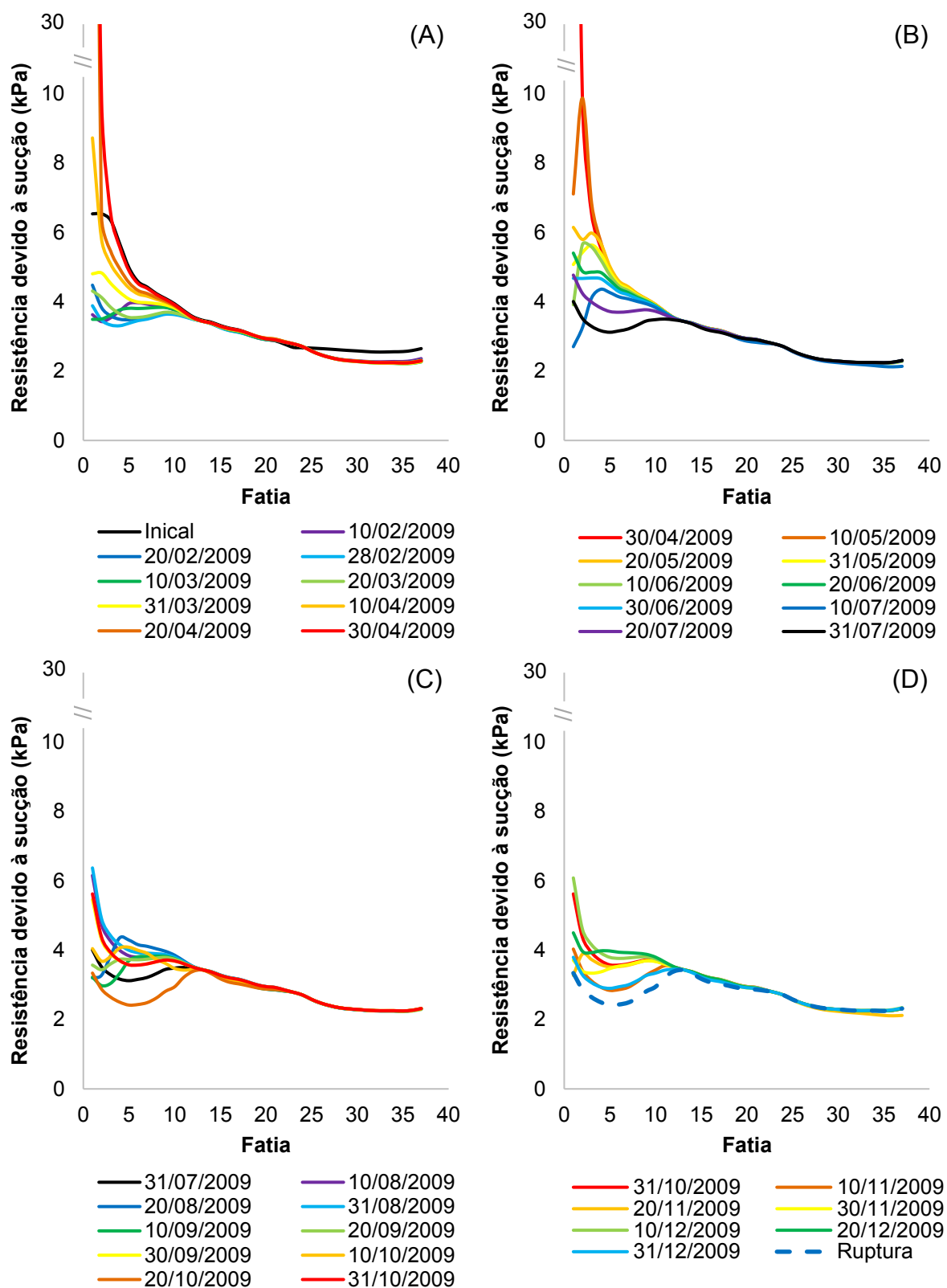
Figura 96 - Variação do fator de segurança obtido para o talude real ao longo das análises realizadas



Nota: Em destaque (setas vermelhas), menores fatores de segurança obtidos nas simulações.
Fonte: A própria autora.

A resistência devido a sucção do solo ao longo dos meses que antecederam a ruptura variou entre 0 e 30 kPa (Figura 97). Relacionando as Figuras 96 e 97 é possível verificar que os menores FS estão relacionados às curvas de menor resistência devido a sucção ao longo do tempo.

Figura 97 - Variação da resistência devido a sucção considerando as superfícies críticas de ruptura ao longo do tempo para o talude real



Fonte: A própria autora.

Por fim, comparando os valores obtidos para a camada de argila siltosa evoluída e os dados de cisalhamento na condição saturada obtidos nesta pesquisa percebe-se que foram obtidos valores praticamente coincidentes (Tabela 27).

Tabela 27 - Comparação dos parâmetros de c' e φ' do talude real

Modo de obtenção do parâmetro	Coesão efetiva - c' (kPa)	Ângulo de atrito interno efetivo - φ' (°)
Ensaio laboratoriais	3,2	23°
Retroanálise	4,0	18°

Fonte: A própria autora.

III) Avaliação crítica da retroanálise da estabilidade do talude real

Considerando as observações dos itens anteriores, percebe-se que o FS permaneceu próximo a um durante todo o período avaliado, inclusive sendo atingido no mês de outubro de 2009 valor igual ao do dia do escorregamento (0,992). Logo, percebe-se que o talude poderia ter rompido a qualquer momento anterior ao registrado.

Cabe ressaltar que alguns fatores podem ter contribuído para que isso não acontecesse anteriormente, tais como: a vegetação rasteira (gramíneas) no local, a impermeabilização parcial da crista pelo pavimento e a presença de caminhos preferenciais para o escoamento superficial da água, todos fatores observados nos arredores da área de estudo.

Acrescido a isso, é importante registrar neste trabalho que outros escorregamentos posteriores também foram registrados para este mesmo talude. Sendo assim, por ter sido verificado uma ruptura progressiva, sempre com ocorrências de escorregamentos no mesmo período do ano (época chuvosa), fica evidente o efeito da precipitação nesta situação específica.

6.2.5 Avaliação Geral dos Resultados

A maioria dos projetos de estabilidade de taludes levam em consideração apenas os parâmetros de resistência do solo (coesão e ângulo de atrito) e a aplicação de algum método de cálculo determinístico, caracterizando seu resultado em aceitável ou não frente ao que a Norma Brasileira 11.682/2009 (ABNT, 2009) define.

A partir do estudo de taludes hipotéticos (análises) e real (retroanálise) desta pesquisa foi possível pontuar que as avaliações de estabilidade do modo como são realizadas atualmente não se mostram mais suficientes. Ou seja, atender a um FS mínimo, para uma condição de contorno simplificada, que geralmente servem de ponto de partida para as análises simuladas, não correspondem as situações que efetivamente devem ser avaliadas, podendo representar um risco ao longo da vida útil da obra.

É preciso perceber que para análises mais realistas devem ser levadas em consideração as condições do perfil de solo que não são homogêneos em profundidade, a sucção nestes perfis que é dependente da quantidade de água presente nos vazios destes materiais e o cenário pluviométrico distinto que cada região possui.

Análises mais específicas e completas quanto a estabilidade de encostas e taludes precisam passar a figurar no âmbito técnico. E isso é favorecido com o advento de novos *softwares* e pacotes de simulações cada vez mais completos quanto às variáveis de entrada, acrescido ao mais fácil acesso à execução de ensaios laboratoriais e de campo.

Neste contexto, estudos envolvendo uma análise pluviométrica regional ao longo do tempo podem auxiliar na compreensão das variações das condições do solo ao longo dos diferentes períodos do ano, apontando as situações mais desfavoráveis. Esta análise pode ser realizada para uma série de dados de um intervalo reconhecido como crítico, como realizado neste trabalho, ou por avaliações de chuvas extremas para as regiões.

Destaca-se ainda que para acompanhar a evolução real da influência da infiltração ou evapotranspiração da água nos maciços de solo de modo adequado, é pertinente determinar a variação da própria permeabilidade do solo com a sucção.

Partindo de ensaios seria possível delimitar um volume cumulativo de água no solo fidedigno, melhorando a acurácia das determinações dos FS ao longo dos anos.

A curva característica solo água também pode ser apontada como sendo essencial para uma análise de estabilidade de taludes não saturados. Podendo ser estimada ou determinada (esta segunda opção mais recomendável, considerando a limitação do *software* utilizado em não estimar distribuições diferentes da unimodal), a CCSA possibilita que o engenheiro desenvolva suas simulações em condições mais próxima à real, favorecendo, se necessário, as estimativas de outras variações no perfil que decorram da relação θ versus ψ .

Além disso, estudos de retroanálise para ocorrências locais também podem contribuir na compreensão dos mecanismos deflagradores de escorregamento, bem como na obtenção de parâmetros médios de resistência mais realistas.

Em decorrência de inúmeras variáveis, o fator de segurança determinado a partir de métodos determinísticos de simulações simplistas não leva em consideração a variabilidade envolvida no projeto, de maneira que o seu valor não demonstra exatamente a verdadeira segurança da encosta, na maioria das vezes. Possuir um conjunto de dados mais amplo, contemplando os apontados anteriormente, tende a refinar a análise de toda a vida útil do talude, podendo ampliar os requisitos e a própria segurança nas obras envolvendo este tipo de estrutura.

7 CONCLUSÕES

O estudo dos taludes hipotéticos e real de solo, com base em resultados de ensaios complementares, informações de campo, regime pluviométrico e na análise ou retroanálise conduzida por meio de simulações numéricas, procurou esclarecer o efeito da variação da sucção na estabilidade dos taludes de solo argiloso não saturado da cidade de Londrina/PR.

Como principais conclusões tem-se que:

- Quanto à caracterização complementar do solo estudado:
 - A porosimetria do solo, para as duas condições (indeformado e compactado), indica que ambos apresentam uma distribuição de poros bimodal (presença de poros intra-agregados e interagregados).
 - As tendências das curvas características solo-água exibiram formato bimodal, caracterizado pela existência de dois valores de entrada de ar e um patamar intermediário, estando condizente com a observação anterior. Além disso, percebeu-se que o solo compactado apresentou ψ_{VEA1} maior que o indeformado e que o comportamento da ψ_{VEA2} é similar quando observadas as duas condições.
 - Com a aplicação das metodologias propostas por Fredlund *et al.* (1978) e Vilar (2006), verificou-se que os parâmetros c' e ϕ' tenderam a aumentar, enquanto ϕ^b tendeu a diminuir com o aumento da sucção matricial.
- Quanto às análises de estabilidade dos taludes hipotéticos simulados para um período crítico
 - Em relação aos parâmetros hidráulicos estimados, pode-se afirmar que a relação $k_w \times \psi_m$ para o solo indeformado diminuiu cinco ordens de grandeza (indo de 10^{-5} para 10^{-10} m/s, para sucção 0 e 100 kPa, respectivamente), enquanto para o solo compactado a variação dos valores de condutividade hidráulica foi entre 10^{-10} e 10^{-14} m/s para o mesmo intervalo de sucção.
 - A análise da infiltração da água de chuva para o talude de solo indeformado mostrou variação no perfil de distribuição de poropressão ao longo do tempo apenas para o maciço de solo indeformado.

- Independentemente da inclinação, para a maior parte do tempo os taludes de solo indeformado permaneceram instáveis ($FS < 1,0$).
- Para o solo indeformado o perfil com menores valores de poropressão, bem como os menores FS ao longo do período estudado se deram nos dias subsequentes ao maior evento pluviométrico evidenciado no período crítico estudado.
- Para os taludes compactados, não foi verificada diferença no perfil de distribuição da poropressão ao longo do ano e todos os valores de FS permaneceram acima de 1,5.
- Destaca-se que os escorregamentos dos taludes que serviram de modelo inicial para as simulações com solo indeformado devem ter sido postergados por influência de fatores externos (tais como, estabilização com gramíneas ou impermeabilização da crista), enquanto para o talude compactado, condições diferentes das simuladas devem ter contribuído para sua ruptura (sendo possível a má execução da extremidade do aterro ou influência da sobrecarga devido a edificação).
- Quanto à retroanálise da estabilidade do talude real
 - Entre o solo indeformado (talude hipotético) e a argila siltosa evoluída (talude real) foi possível notar semelhança entre as curvas de condutividade hidráulica, embora tenham sido obtidas a partir de ensaios de permeabilidade obtidos em laboratório e em campo, respectivamente.
 - Para a avaliação da distribuição da poropressão com o tempo (onde meses antecedentes à ruptura do talude), verificou-se que a parte superior do perfil de solo avaliado foi a porção com maiores variações (entre -500 e -30 kPa em sua zona não saturada).
 - Os parâmetros adotados por retroanálise para a camada superior do solo de Londrina/PR foram semelhantes ao obtido pelos ensaios laboratoriais (c' igual a 3,2 e 4,0 kPa e ϕ' igual a 23 e 18°, respectivamente para determinações por ensaios laboratoriais e retroanálise).

- Destaca-se, a partir da variação da poropressão ao longo do tempo, que o talude real estava na iminência de ruptura durante quase todo o período avaliado.

Conclui-se, de modo geral, que as avaliações de estabilidade do modo como são realizadas atualmente não se mostram mais suficientes, sendo necessário possuir um conjunto de dados e informações mais amplos (como curva característica solo-água, condutividade hidráulica em função da sucção, regime pluviométrico, etc.) para que se refine a análise de toda a vida útil do talude, ampliando os requisitos e a própria segurança nas obras envolvendo a estabilidade de taludes.

Por fim, como sugestão para trabalhos futuros tem-se:

- Obtenção da curva de característica solo-água pelo processo de umedecimento e análise de influência de sua utilização de modo concomitante à de secagem.
- Avaliação da aplicabilidade de modelos de previsão de curvas características por meio do ensaio de porosimetria a fim de facilitar o trabalho laboratorial.
- Calibração das curvas de condutividade hidráulica dos solos a fim de que se tenha maior precisão nas análises.
- Simulações com maiores períodos antecedentes de precipitação para averiguar a influência dos ciclos sazonais na distribuição da poropressão do solo.
- Retroanálise de outros taludes, indeformados e/ou compactados, na região para aferição dos parâmetros de solo obtidos neste estudo.
- Configuração de um novo padrão de análises de estabilidade de taludes não saturados para que os profissionais da área passem a adotar um maior arcabouço de variáveis (precipitação antecedente, curva característica solo-água, curva de condutividade hidráulica não saturada, entre outras) em suas análises rotineiras.

REFERÊNCIAS

- ABNT, **NBR 6457 – Amostras de solo** : Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 1986.
- ABNT, **NBR 6459 – Determinação do Limite de Liquidez**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 1984.
- ABNT. **NBR 6484 - Solo** : Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2001.
- ABNT. **NBR 6508 – Determinação da Massa Específica dos Grãos**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 1984.
- ABNT. **NBR 7180 – Solo** : Determinação do Limite de Plasticidade. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 1984.
- ABNT. **NBR 7181 – Análise Granulométrica**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro. 1984.
- ABNT. **NBR 7182 - Solo** : Ensaio de compactação. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 1986.
- ABRAMENTO, M; PINTO, C.S. Resistência ao cisalhamento de solo coluvionar não saturado das encostas da Serra do Mar. **Solos e Rochas**. v.16(3), p. 145-158, 1993.
- ABRAMSON, L.W. *et al.* **Slope stability and stabilization methods**. New York: John Wiley, 2002
- AITCHISON, G. D. Engineering concepts of moisture changes in soils – Statement of the review panel. In: *Moisture Equilibria and Moisture Changes in the Soils beneath Covered Areas*, 1965. **Proceedings...**Sydney: Butterworths, p.7-21, 1965.
- ALONSO, E. E. et al. A constitutive model for partially saturated soils. **Géotechnique**, [s.l.], v. 40, n. 3, p.405-430, 1990.
- ALONSO, E. E. et al. A constitutive model for partially saturated soils. **Géotechnique**, [s.l.], v. 40, n. 3, p.405-430, set. 1990. Thomas Telford Ltd.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D 2487-06**. Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System), 2006.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D 4404**: Standard Test Method for Determination of Pore Volume and Pore Volume Distribution of Soil and Rock by Mercury Intrusion Porosimetry, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2018.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D5298** Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2016.
- ANTINORO, C.; ARNONE, E.; NOTO, L. V. The use of soil water retention curve models in analyzing slope stability in differently structured soils. **CATENA**, 2017, 150, 133–145. doi:10.1016/j.catena.2016.11.019
- ARAÚJO, A.G.; SOUZA, J.C.; ALVES, E.C.; SILVA, I. L.; CORRECHEL, V. Aplicação de modelos de ajudtes de curvas características solo-água em solos tropicais. **Rev. Mirante**, Anápolis (GO), v. 10, n. 5, dez. 2017. ISSN 19814089.
- ARNONE, E.; CARACCILOLO, D.; NOTO, L.V.; PRETI, F., BRAS, R.L. Modeling the hydrological and mechanical effect of roots on shallow landslides. **Water Resour. Res.**, 2016. <http://dx.doi.org/10.1002/2015WR018227>.
- ARNONE, E.; NOTO, L.V.; LEPORE, C.; BRAS, R.L. Physically-based and distributed approach to analyze rainfall-triggered landslides at watershed scale. **Geomorphology**, 2011, 133, 121–131.

AUGUSTO FILHO, O.; FERNANDES, M. A. Landslide analysis of unsaturated soil slopes based on rainfall and matric suction data. **Bulletin of Engineering Geology and the Environment**. 2018. doi:10.1007/s10064-018-1392-5

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

BARONI, M. **Comportamento geotécnico de argilas extremamente moles da baixada de Jacarepaguá, RJ**. Tese (Doutorado), Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro. 2016. 321 p.

BASTOS, C.A.B.; GEHLING, W.Y.Y.; MILITISTKY, J. Aplicação de modelos de previsão da resistência ao cisalhamento com relação à sucção para solos residuais de um perfil granítico. In: **4º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados**, Porto Alegre, Anais..., v.1, p. 46-62, 2001.

BAVER, L.D.; GARDNER, W.H.; GARDNER, W.R. **Soil physics**. 4.ed. London, Wiley and Sons, Inc. 1972.

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

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

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

BRANDÃO, V.S. et al. **Infiltração da água no solo**. 3.ed. Viçosa: Ed.UFV, 2009

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

BURGER, C.A.; SHACKELFORD, C.D. Evaluating dual porosity of pelletized diatomaceous earth using bimodal soil-water characteristic curve functions. **Can Geotech J**, 2001; 38: 53-66.

BURGER, C.A.; SHACKELFORD, C.D. Evaluating dual porosity of pelletized diatomaceous earth using bimodal soil-water characteristic curve functions. **Canadian Geotechnical Journal**, v.38, p. 53-66, 2001.

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

BURMISTER. D. M. (1949) Principles and Techniques os Soil Identification. **Proceedings of Annual Highway Research Board Meeting**. National Research Council, Washington, D.C., vol. 29, p. 402-433.

CAI, F.; UGAI, K. Numerical analysis of rainfall effects on slope stability. **International Journal of Geomechanics**, v.4, n.2, p.69-78, 2004.

CAINE, N. The Rainfall intensity: duration control of shallow landslides and debris flows. **Geografiska Annaler**, v.62, n.1/2, p.23-27, 1980.

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; GUIMARÃES, R.C.; PEREIRA, J.H.F. Courbes de retention d'eau d'un profil d'alteration. **Proc 3rd Int. Conf. on Unsaturated Soils**, Recife, Brazil, 2002; 289–294 (in French).

CAMPBELL G. S.; GEE G W. Water potencial: miscellaneous methods. In: KLUTE, A ed. Methods of Agronomy, Inc., **Soil Science Society of America**, Inc., 1986. Cap. 25 p.619-633. 1986.

CAMPOS, J.V.; LAVAGNINI, I.R.; FERREIRA, J.A.; MONTRAZI, E.T.; BONAGAMBA, T.J.; PALLONE, E.M.J.A.. Análise comparativa entre diferentes ensaios porosimétricos em alumina macroporosa. **Revista Matéria**, Suplemento, 2017. Doi: 10.1590/S1517-707620170005.0265

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

- CARVALHO, C.S. **Estudo da infiltração em encostas de solos insaturados na Serra do Mar**. 1989. 154 f. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1989.
- CARVALHO, J. C., GITIRANA, G.F.N., MACHADO, S.L., MASCARENHA, M.M.A., SILVA, F.C. **Solos não saturados no contexto geotécnico**. Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS), São Paulo, 2015.
- CAVALCANTE A. L. B.; BORGES, L. P. F.; CAMAPUM DE CARVALHO, J. Tomografias computadorizadas e análises numéricas aplicadas à caracterização da estrutura porosa de solos não saturados. In: CAMAPUM DE CARVALHO, J. et al. (Org.). **Solos não saturados no contexto geotécnico**. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, p. 531-554. 2015.
- CAVALCANTE, E.H. et al. Campos Experimentais Brasileiros. **Congresso Nacional de Mecânica dos Solos: anais...**, 2007.
- CEPED, Centro Universitário de Estudos e Pesquisas sobre Desastres. **ANUÁRIO DA DEFESA CIVIL DO PARANÁ: Ações Desenvolvidas em 2016**. 2016. Disponível em: http://www.defesacivil.pr.gov.br/sites/defesa-civil/arquivos_restritos/files/documento/2018-12/Anuario2016versaofinal16032017.pdf Acesso em: 02 fev. 2021.
- CHANDLER, R. J. et al. A low-cost method of assessing clay desiccation for low-rise buildings. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers**. v-92, n. 2, p. 82-89, 1992.
- CHANDLER, R. J.; GUTIERRES, C. I. The filter paper method of suction measurement. **Geotechnique**, London 36, p.265-268, 1986.
- CIERVO, F.; CASINI, F.; PAPA, M.N.; RIGON, R. Some remarks on bimodality effects of the hydraulic properties on shear strength of unsaturated soils. **Vadose Zone J.** 2015. 14 (9), 12 pg.
- COSTA BRANCO, C. J. M da; MIGUEL, M. G.; PINESE, P. P.; TEIXEIRA, R S. Implantação do Campo Experimental de Engenharia Geotécnica no Campus da UEL. Anais: **XI Congresso Brasileiro De Mecânica Dos Solos E Engenharia Geotécnica**, v. II, 06 a 10 de novembro, Brasília/DF, p.1015-1022, 1998.
- DAMIANO, E. Effects of layering on triggering mechanisms of rainfall-induced landslides in unsaturated pyroclastic granular soils. **Canadian Geotechnical Journal**, 2019, 56(9): 1278-1290, <https://doi.org/10.1139/cgj-2018-0040>
- DE CAMPOS, T.M.P et al. Determinação da Curva Característica de Sucção em Laboratório. **1ª Conferência sobre Estabilidade de Encostas – 1º COBRAE**. Rio de Janeiro, RJ, VOL III, p. 835-851, 1992.
- DE CAMPOS, T.M.P. Equipamentos e Técnicas para a Determinação da Sucção no Campo. **Simpósio sobre solos não saturados**, Recife, PE, p. 9-18. 1994.
- DELAGE, P.; SILVA, G.P.R.S.; LAURE, E. Un nouvel appareil triaxial pour les sols nonsaturés. In: **9th European Conference on Soils Mechanics**, Dublin, Proceedings..., p. 25-28, 1987.
- DELL'AVANZI, E. e SILVA, D. P. Estabilidade de Encostas - Considerações sobre a acurácia dos modelos de previsão da segurança. In: **GeoSul 2013- IX Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul**, Criciúma-SC, Brasil, 9p. 2013.
- DRUMRIGHT, E.E. **The contribution of matric suction to the shear strength of unsaturated soils**. PhD Thesis, Colorado State University, 1989.
- DRUMRIGHT, E.E.; NELSON, J.D. The shear strength of unsaturated tailings sand. In: 1st International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT 1995, Paris, **Proceedings...**, v.1, p. 45-50, 1995.
- ESCÁRIO, V.; JUCA, J. Strength and deformation of partly saturated soils. In: XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering., Rio de Janeiro. **Proceedings**. v.1, p. 43-46, 1989.

ESCARIO, V.; SÁEZ, J. The shear strength of partly saturated soils. **Geotechnique**, 36(3): 453–456. 1986. Doi:10.1680/geot.1986.36.3.453.

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

FERNANDES, N.F.; GUIMARÃES, R.F.; GOMES, R.A.T.; VIEIRA, B.C.; MONTGOMERY, D.R.; GREENBERG, H. Condicionantes Geomorfológicos dos Deslizamentos nas Encostas: Avaliação de Metodologias e Aplicação de Modelo de Previsão de Áreas Susceptíveis. **Revista Brasileira de Geomorfologia**, v. 2, n. 1, p. 51-71, 2001.

FERREIRA, J.W.S. **Comportamento mecânico de misturas solos-cimento para aplicação em pavimentos**. 2019. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Londrina, Londrina, 2019

FEUERHARNEL, C., PEREIRA, A., GEHLING, W.Y.Y., AND BICA, A.V.D. Determination of the shear strength parameters of two unsaturated colluvium soils using the direct shear test. In **Proceedings of the Fourth International Conference on Unsaturated Soils**. GSP 147, 2006.

FIORI, A. P; CARMIGNAMI, L. **Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas**: aplicações na estabilidade de taludes. 2.ed. Curitiba: UFPR, 2009.

FRANÇA JUNIOR, P. *et al.* Relato de campo sobre os aspectos físicos do terceiro planalto paranaense (Maringá aos terraços do Rio Paraná). **Boletim de Geografia**, Vol. 28, pp. 185-195. 2010.

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

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

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

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

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

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

FREDLUND, D.G. State of practice for use of the soil-water characteristic curve (SWCC) in geotechnical engineering. **Canadian Geotechnical Journal**, 2019, 56(8): 1059-1069, <https://doi.org/10.1139/cgj-2018-0434>.

FREDLUND, D.G. The 1999 R.M. Hardy Lecture: The implementation of unsaturated soil mechanics into geotechnical engineering. **Canadian Geotechnical Journal**, v.37, p. 963-986, 2000.

FREDLUND, D.G., XING, A., FREDLUND, M.D., AND BARBOUR, S.L. The relationship of the unsaturated soil shear strength to the soilwater characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, 32(3): 440–448. 1996. Doi:10.1139/t96-065.

FREDLUND, D.G.; KRAHN, J. Comparison of slope stability methods of analysis. **Can. Geotech. J.**, 14(3): 429–439. 1977.

FREDLUND, D.G.; RAHARDJO, H.; FREDLUND, M.D. **Unsaturated soil mechanics in engineering practice**. John Wiley & Sons. 2012.

FREDLUND, D.G.; RAHARDJO, H.; GAN, J.K.-M. Nonlinearity of strength envelope for unsaturated soils. In **Proceedings of the Sixth International Conference on Expansive Soils**, New Delhi. v. 1, pp. 49–54. 1987.

FREDLUND, D.G.; XING, A.; FREDLUND, M.D.; BARBOUR, S.L. The relationship of the unsaturated soil shear strength to the soil water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**. 32(3): 440-448, . 1996. Doi:10.1139/t96-065

FREEZE, R.A. The mechanism of material groundwater recharge and discharge - one dimensional, vertical, unsteady, unsaturated flow above a recharging or ischarging groundwater flow system. **Water Resource Research**, v. 5, n. 1, p. 153-171. 1969.

FRIGERIO, G. P. **Retroanálise de uma escavação de vala escorada a céu aberto de uma linha do metrô de São Paulo**. 2004. 268f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004. Disponível em: <https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18132/tde-08112012-111427/publico/DissertMenezesItaloPratadeCorrig.pdf> Acesso em: 12 dez. 2020.

FUTAI, M.M.; ALMEIDA, M.S.S.; LACERDA, W.A. Resistência ao cisalhamento de dois solos residuais de gnaiss não saturados. In: **5º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados**, São Carlos, Anais...,v.1, p. 43-54, 2004.

GAN, J. K. M.; FREDLUND, D.G.; RAHARDJO, H. Determination of the shear strength parameters of an unsaturated soil using the direct shear test. **Canadian Geotechnical Journal**, v.25, p. 500-510, 1988.

GAN, J.K.-M.; FREDLUND, D.G. Multistage direct shear testing of unsaturated soils. **Geotechnical Testing Journal**, 11(2): 132–138. 1988. doi:10.1520/GTJ10959J.

GAO, Y.; SUN, D. Soil-water retention behavior of compacted soil with different densities over a wide suction range and its prediction. **Comput Geotech**, 2017; 91: 17-26.

GAO, Y.; SUN, D.; ZHU, Z. Comportamento hidromecânico de solos não saturados com diferentes densidades iniciais em uma ampla faixa de sucção. **Acta Geotech**. 14, 417-428 (2019). <https://doi-org.ez78.periodicos.capes.gov.br/10.1007/s11440-018-0662-5>

GARDNER, W.R A Method of Measuring the Capillary Tension of Soil Moisture over a wide Moisture Range, **Soil Science**, v. 43, No 4, pp. 277-283, 1937.

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

GERSCOVICH, D. M. S.. **Modelagem Numérica de Fluxo em Meios Porosos Saturados/Não Saturados com Aplicações ao Estudo de Encostas do Rio de Janeiro**. Tese (Doutorado), PUC/RJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 1994.

GERSCOVICH, D.M.S. **Estabilidade de taludes**. 2. ed. - São Paulo: Oficina de Textos, 2016. ISBN 978-85-7975-241-4.

GITIRANA JUNIOR, G. F. N.; MARINHO, F. A. M.; SOTO, M. A. A. A curva de retenção de água de materiais porosos. In: CAMAPUM DE CARVALHO, J. et al. (Org.). **Solos não saturados no contexto geotécnico**. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, p. 205-230, 2015.

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

GOLOVATI, D. *et al.* Análise do Conteúdo Fitólítico de um Latossolo em uma Reserva Florestal de Tuneiras do Oeste – Paraná. In: **PALEO PR/SC, Anais...** v. 1, 2013.

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

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

GONÇALVES, F. et al. Incremento de lodo de ETA em barreiras impermeabilizantes de aterro sanitário. **Revista DAE**, 2016. Doi: 10.4322/dae.2016.018

GONÇALVES, F. **Interação Temporal por Difusão de Lixiviado de Resíduos Sólidos Urbanos com Solo Argiloso e solo Arenoso**. Dissertação de Mestrado, Mestrado em Engenharia de Edificações e Saneamento, Universidade Estadual de Londrina, Londrina. 2016.

GUAN, G. S.; RAHARDJO, H.; CHOON, L. E. Shear Strength equations for unsaturated soil under Drying and Wetting. **Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering** – ASCE. USA, v.136, n.4, p. 594-606, 2010.

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

GUTIERREZ, N. H. M.; NÓBREGA, M. T.; VILAR, O. M. Influence of Microstructure in the Colapse of a Residual Clayey Tropical Soil. **Bull Eng. Geol Environ**, v. 68, 2008, p. 107-116.

GUZZETTI, F. et al. The Rainfall intensity-duration control of shallow landslides and debris flows: an update. **Landslides**, v.5, p.3-17, 2008.

HAN, K.K.; RAHARDJO, H.; BROMS, B.B. Effect of hysteresis on the shear strength of a residual soil. In: 1st International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT 1995, Paris (França) **Proceedings.....**, v.2, p. 499-505, 1995.

HAULY, S. L. **Parâmetros de Comportamento do Solo Compactado da Cidade de Londrina**. 2010. Trabalho de Conclusão do Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Londrina, Londrina.

HILLEL, D. **Soil Water-Physical principles and processes**, New York, Academic Press, cap 1-5, 1971.

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

HOYDAL, O.A.; HEYERDAHL, H. Metodologia for calculation of rain induced slides. In: **International conference soil unsaturated. Prpceedings Bowtmore**: v1 p 473-483, 2006.

INFANTE SEDANO, J. A.; VANAPALLI, S. K. The relationship between the critical state shear strength of unsaturated soils and the soil-water characteristic curve. **Unsaturated Soils – Alonso e Gens** (ed). London, p. 253-258, 2011.

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA. **Informações sobre o tempo e clima de todas as regiões do Brasil**. Disponível em: <<http://www.inmet.gov.br/>>. Acesso em: 02 jul. 2019.

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

JCSS, JOINT COMMITTEE ON STRUCTURAL SAFETY. **Probabilistic model code**: Section 3.7 - Soil properties. Technical University of Denmark. Denmark, 2006.

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

JESUS, A. C. **Retroanálise de escorregamentos em solos residuais não saturados**. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, 2008.

JUCÁ, J. F. T. **Comportamento de los suelos parcialmente saturados bajo succión controlada**. 1990. Doutorado, Universidad Politécnica de Madri, Espanha, 346 p.

JUNFENG, T.; TARO, UCHIMURA; SHANGNING, T.; DONG, HUANG; JIREN, X. Water movement and deformation in unsaturated multi-layered slope under heavy rainfall. **International Journal of**

GEOMATE, July, 2020, Vol.19, Issue 71, pp. 174 - 181. ISSN: 2186-2982 (P), 2186-2990 (O), Japan, DOI: <https://doi.org/10.21660/2020.71.9268>.

KÄMPF, N.; CURI, N. Formação e Evolução do Solo (Pedogênese). In: KER et al. **Pedologia: Fundamentos**. Viçosa, Minas Gerais. 2012.

KHALILI, N.; KHABBAZ, M.H.. A unique relationship for c for the determination of the shear strength of unsaturated soils. **Geotechnique**, 48(5): 681–687. 1998. doi:10.1680/geot.1998.48.5.681

KHALILI, N.; KHABBAZ, M.H. A unique relationship for X for the determination of the shear strength of unsaturated soils. **Geotechnique**. 48(5): 643 681–687. 1998. doi:10.1680/geot.1998.48.5.681.

KIM, J.; JEONG, S.; PARK, S.; SHARMA, J. Influence of rainfall-induced wetting on the stability of slopes in weathered soils. **Engineering Geology**. V: 76, p: 251-262, 2004.

KIM, S.K.; HONG, W.P.; KIM, Y.M. Prediction of rainfall-triggered landslides in Korea. In: **International Symposium on Landslides**, 6., 1991, Christchurch. **Proceedings...** Rotterdam: A.A.Balkema, 1991. p.989-994.

KONRAD, J.M.; LEBEAU, M. Capillary-based effective stress formulation for predicting shear strength of unsaturated soils. **Canadian Geotechnical Journal**, 2015, 52(12), 2067–2076. doi:10.1139/cgj-2014-0300

LEONG, E. C.; RAHARDJO, H. Review of soil-water characteristic curve equations. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 123, n. 12, p. 1106-1117, 1997.

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

LIBARDI, P. L. **Dinâmica da água no solo**. Piracicaba: ESALQ/USP - Departamento de Física e Meteorologia, 1995. 497p.

MAÂTOUK, A.; LEROUEIL, S.; LA ROCHELLE, P. Yielding and critical state of a collapsible unsaturated silty soil. **Geotechnique**, v.45(3), p. 465-477, 1995.

MACHADO R.A., Variação sazonal da sucção matricial e estabilidade de taludes de solos residuais não saturados, Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Viçosa, 139p.,2005.

MACHADO, S.L; ZUQUETTE, L.V. Transporte de Massa e Mecanismo de Retenção em Solos não Saturados. In: **Simpósio de Mecânica Dos Solos Não Saturados**. vol. 4, São Carlos. Anais.: ABMS v2 p 545-572. São Carlos – SP. 2004.

MAO, J.-Z. et al. Effects of Rapid Water-Level Fluctuations on the Stability of an Unsaturated Reservoir Bank Slope. **Advances in Civil Engineering**, [s. l.], p. 1–10, 2020. DOI 10.1155/2020/2360947.

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

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

MARINHO, F. A. M. Medição de sucção com o método do papel filtro. In: X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. **Anais...** São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos (ABMS), v.2. p.515-522, 1994.

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

MARINHO, F. A. M.; Gomes, J. E. S. The effect of contact on the filter paper method for measuring soil suction. **Geotechnical Testing Journal**, v. 35, n. 1, p. 172-181, 2012.

MARSHALL, T.S & HOLMES, J.M. (1981). **Soil Physics**, Cambridge, Cambridge University Press, cap. 1-4. 1981.

MARTINOVIĆ, K.; REALE, C.; GAVIN, K. Fragility curves for rainfall-induced shallow landslides on transport networks. **Canadian Geotechnical Journal**, 2018, 55(6): 852-861, <https://doi.org/10.1139/cgj-2016-0565>

MELGAREJO, M.L.; RIDLEY, A.M.; DINEEN, K. A comparison of the soil water characteristic curves for reconstituted and undisturbed samples of a colluvium from Rio de Janeiro. In: **3rd International Conference on Unsaturated Soils**, UNSAT 2002, Recife, Proceedings..., v. 1, p. 313-316, 2002.

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

MITCHELL, J.K. **Fundamentals of soil behaviour**. University of California, John Wiley and Sons, 437p., 1976.

MORI, H. et al. Landslide hazard assessment by smoothed particle hydrodynamics with spatially variable soil properties and statistical rainfall distribution. **Canadian Geotechnical Journal**, 2020, <https://doi.org/10.1139/cgj-2019-0601>.

MOSCATELI, D. C. **Taludes estabilizados por retroanálise – análise crítica e comparação com métodos tradicionais de análise de equilíbrio limite**. 2017. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2017.

MUKHLISIN, M.; BAIDILLAH, M.R.; TAHA, M.R.; EL-SHAFIE, A. Effect of soil water retention model on slope stability analysis. **Int. J. Phys. Sci.**, 2011, 6 (19), 4629–4635.

NGUYEN, T.S.; LIKITLERSUANG, S. Reliability analysis of unsaturated soil slope stability under infiltration considering hydraulic and shear strength parameters. **Bull Eng Geol Environ** 78, 5727-5743, 2019. <https://doi.org/10.1007/s10064-019-01513-2>

NISHIMURA, T.; FREDLUND, D.G. Relationship between shear strength and matric suction in na unsaturated silty soil. Asian Conference on Unsaturated Soils, Singapore, **Proceedings...**, p. 563-568, 2000.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. Caracterização e Classificação Geral de Solos para Pavimentação: Limitações dos Métodos Tradicionais, Apresentação de uma nova Sistemática. 15ª Reunião Anual de Pavimentação, Belo Horizonte, MG, 1980.

NYUNT, T. T.; LEONG, E. C.; RAHARDJO, H. Strength and small-strain stiffness characteristics of unsaturated sand. **Geotechnical Testing Journal**, v.34, n.5, p. 551-561, 2011.

OBERG, A.; ALLFOURS, G. Determination of shear strength parameter of unsaturated silts and sands based on the water retention curve. **Geotechnical Testing Journal**, 20(1): 40–48. 1997. doi:10.1520/GTJ11419J

PAIVA NETO, J. E. De; et al. Observações Gerais sobre os Grandes Tipos de Solo do Estado de São Paulo. **Bragantia [online]**, vol. 11, n. 7-9, p. 227-253, 1951.

PAVAN, M. A. *et al.* **Manual de Análise Química do Solo**. Instituto Agrônômico do Paraná, Londrina, Nov. 1991.

PEIXOTO, V.C.; VILAR, O.M. Análise paramétrica e influência da curva de retenção de água do solo na infiltração de água em poços. 2011. p. 345-355. In: **VII Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados**, volume 1, agosto de 2011, Pirenópolis - GO, Goiânia: Kelps, 2011. 440 p. : il. ISBN: 978-85-400-0219-7.

POSTILL, H. et al. Modelling Seasonal Ratcheting and Progressive Failure in Clay Slopes: A Validation. **Canadian Geotechnical Journal**, <https://doi.org/10.1139/cgj-2018-0837>

PRADEL, D.; RAAD, G. Effect of Permeability on Superficial Stability of Homogeneous Slopes. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 119, n. 2 (February), pp. 315-322. 1993.

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

REIS, R.M.; VILAR, O.M. Resistência ao cisalhamento de dois solos residuais de gnaiss não saturados. In: **5º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados**, São Carlos, Anais...,v.1, p. 109-114, 2004.

RESENDE, M. **Mineralogy, Chemistry, Morphology and Geomorphology of some Soils of Central Plateau of Brazil**. Tese de Doutorado, Purdue University, West Lafayette. 1976.

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

ROCHA, G. C. et al. Distribuição Espacial e Características dos Solos do Campus da Universidade Estadual de Londrina, PR. **Semina: Ciências Agrárias**, Londrina, vol. 12, n. 1, p. 21-25. 1991.

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

RÖHM, S.A. Resistência ao cisalhamento de um solo arenoso laterizado não Saturado da região de São Carlos - SP, Brasil. (Tese de Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos - USP. 274 p., 1992.

ROMERO, E.; GENS, A.; LLORET, A. Water permeability, water retention and microstructure of unsaturated compacted Boom clay. **Eng Geol**, 1999; 54 (1-2): 117-127

SANTOS, A. R. **A grande barreira da Serra do Mar: Trilha dos imigrantes**. O Nome da Rosa, São Paulo, 39-45. 2004.

SATO, J. H. *et al.* Methods of Soil Organic Carbon Determination in Brazilian Savannah Soils. **Sci. Agric.** vol. 71, n. 4, p. 302-308. 2014.

SHAHNAZARI, H.; LALOUI, L.; KOUZEGARAN, S. Prediction and experimental evaluation of soil-water retention behavior of skeletal calcareous soils. **Bull Eng Geol Environ**. 79, 2395–2410, 2020. <https://doi-org.ez78.periodicos.capes.gov.br/10.1007/s10064-019-01695-9>

SHENG, D.; FREDLUND, D.G.; GENS, A. A new modelling approach for unsaturated soils using independent stress variables. **Canadian Geotechnical Journal**, 45(4): 511–534, 2008. doi:10.1139/T07- 112.

SILLERS, W.S.; FREDLUND, D.G. Statistical assessment of soil-water characteristic curve models for geotechnical engineering. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 38, p. 1297-1313, 2001.

SILVA, V.R. et al. Retenção e perda de água por evaporação de um Latossolo Vermelho sob diferentes níveis de compactação. **X Reunião Sul-Brasileira de Ciência do Solo**, Fatos e Mitos em Ciência do Solo, Pelotas, RS. 2014.

SKEMPTON, A. W. **The Colloidal Activity of Clays**. III ICSMFE, vol. 1, p. 143-147, 1953.

SMITH, P.G.C.; ADDENBROOKE, T.I.; POTTS, D.M. Coupled Finite Element Analysis of Infiltration Unsaturated Soils, In: **International Conference On Unsaturated Soils**, 3 Proceedings:V.1, PP. 3-7, RECIFE, 2002.

SONG,Y.; CHAE, B.; LEE,J. A method for evaluating the stability of an unsaturated slope in natural terrain during rainfall. **Engineering Geology**, 2016, 210, 84–92. <http://dx.doi.org/10.1016/j.enggeo.2016.06.007>

SOUZA, C. H. U. de. Estudo da permeabilidade de um solo arenoso e da mistura solo arenoso-lodo de ETA para emprego em aterros. **Anais do XXII EAIC/III EAITI – 06 a 08 de novembro de 2013**, Foz do Iguaçu –PR, 2013.

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

TATIZANA, C. et al. Análise de correlação entre chuvas e escorregamentos – Serra do Mar, município de Cubatão. In: **CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA E**

AMBIENTAL, 5., 1987, São Paulo. Anais... São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental, 1987. p.225-236.

TAVARES, M.H.F.; FELICIANO, J.J.S. & VAZ, C.M.P. Análise comparativa de métodos para determinação da curva de retenção de água em solos. **Irriga**, 13:517-524, 2008.

TEIXEIRA, R. S.; BELINCANTA, A.; LOPES, F. F.; GUTIERREZ, N.; BRANCO, C. J. M. C. Avaliação do colapso do solo da camada superficial da cidade de Londrina/PR. **Cobramseg**, 6 p., 2004.

TEIXEIRA, R. S.; et al. **Uso de Lodo ETA em Aterro Sanitário**. Lodo de Estações de Tratamento de água – Gestão e Perspectivas Tecnológicas. 1 ed. Curitiba: SANEPAR, v. 1, p. 410-440, 2013.

TEIXEIRA, R. S.; PINESE, J. P. P. Potencial de Utilização do Estrato Superior do Solo Laterítico da Cidade de Londrina, Estado do Paraná, como Material de Apoio de Aterros Sanitários. **Acta Sci. Technol.** Maringá, vol. 28, n. 1, p. 85-92. 2006b.

TEIXEIRA, R. S.; VILAR, O. M. Resistência ao cisalhamento de um solo compactado não saturado. In: **3º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados**, 1997, Rio de Janeiro. 1997. 324f. v. 1, p. 161-170.

TEIXEIRA, R.S. et al. Mobility of potentially harmful metals in latosols impacted by the municipal solid waste deposit of Londrina, Brazil. **Applied Geochemistry**, v. 25, p.1–15, 2010.

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

TINJUM, J.M.; BENSON, C.H.; BLOTZ, L.R. Soil-water characteristic curves for compacted clays. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 123 n. 11, p. 1060-1069, 1997.

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

TONUS, B.P.A. **Estabilidade de taludes**: Avaliação dos métodos de equilíbrio limite aplicados a uma encosta coluvionar e residual da Serra do Mar paranaense. Dissertação de mestrado. Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2009.

TREVIZOLLI, M. N. B. **Proposta de modelo para avaliação de risco de deslizamentos baseado em cenários de eventos pluviométricos**: aplicação em um talude da Serra do Mar no trecho PR/SP. Dissertação - Universidade Federal do Paraná, Setor de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, 2018 – Curitiba, 2018. 196 p.

TSAPARAS, I. et al. Controlling parameters for rainfall-induced landslides. **Computers and Geotechnics**, v.29, p.1-27, 2002.

UNITED STATE GEOLOGICAL SURVEY. **Landslides types and processes**. Virginia: U.S. Department of the Interior, 2004.

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

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

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

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

VANAPALLI, S.K.; FREDLUND, D.G.; PUFAHL, D.E.; CLIFTON, A.W. Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. **Canadian Geotechnical Journal**, Canadá, v. 33, n° 3, p. 379–392, 1996. doi:10.1139/t96-060

VARGAS JR, E. et al. A study of the relationship between the stability of slopes in residual soils and rain intensity. In: **International Symposium on Environmental Geotechnology**. Enviro Publishing, Leigh, USA. 1986. p. 491-500

VARGAS JR., E.A; COSTA FILHO, L.M; DE CAMPOS, T.M.P. Análise de Infiltração em solos de Encostas no Rio de Janeiro e sua consequência na estabilidade. In: **Conferência Brasileira Sobre Estabilidade de Encosta**. 3.Rio de Janeiro. Anais 1 v.3 p759-769. 1992.

VARGAS, M.; PICHLER, E. Residual soil and rock slides in Santos (Brazil). In: **INTERNATIONAL CONFERENCE FOR SOIL MECHANIC AND FOUNDATION ENGINEERING**, 4., 1957, London. Proceedings... London: Butterworths, 1957. p.394-398.

VILAR, O. M. An expedite method to predict the shear strength of unsaturated soils. **Soils and Rocks**, São Paulo, v. 30, n. Ja/Apr. 2007, p. 51-61, 2007.

VILAR, O.M. A simplified procedure to estimate the shear strength envelope of unsaturated soil, **Canadian Geotechnical Journal**, 43(10): 1088-1095. 2006.

VILAR, O.M. Ensaios de laboratório em mecânica dos solos: opções atuais e perspectivas para um futuro próximo. In: **XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica**, 2006, p. 25-45.

WANG, C.C; CHANG, U.W.; HUANG, B.A.; CHOU, U.S.; CHIEN UM, B.Y. Simplified monitoring and warning system against rainfall-induced shallow slope failures. **Canadian Geotechnical Journal**, 2018, 55(10): 1421-1432, <https://doi.org/10.1139/cgj-2017-0534>

WESLEY, L.D; LEELARATNAM, V. Shear strength parameters from backanalysis of single slips. **Geotechnique Journal**. v.51, n.04, p.373. 2001. doi: <https://doi.org/10.1680/geot.2001.51.4.373>

WHEELER, S. J.; SIVAKUMAR, V. An elasto-plastic critical state framework for unsaturated soil. **Géotechnique**, [s.l.], v. 45, n. 1, p.35-53, mar. 1995. Thomas Telford Ltd..

WICANDER, R.; MONROE, J.S. **Fundamentos de geologia**. São Paulo: Cengage Learning, 2009.

XIAO, S.; GUO, W. D.; ZENG, J. Factor of safety of slope stability from deformation energy. **Canadian Geotechnical Journal**, 2018, 55(2), 296–302. doi:10.1139/cgj-2016-0527

YONG, J R.N.; B.P.WARKENTIN. Unsaturated flow in expansive soils. **Proceedings of the second symposium on fundamentals of transport phenomena in porous media**, vol. 1. University of Guelph, Ontario, Canada. 1972.

ZANIN, R.F.B et al. Influência da Compactação nos Parâmetros de Adensamento de um Solo Argiloso. In: **XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica**, COBRAMSEG 2018, 2018^a, 7p.

ZANIN, R. F. B. **Resistência ao cisalhamento direto de um solo arenoso e um solo argiloso, compactado e inundado**. 2014. 90 páginas. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Londrina, Londrina, 2014.

ZHANG, L. L.; FREDLUND, D.G.; FREDLUND, M.D.; G. WILSON, W. Modeling the Unsaturated Soil Zone in Slope Stability Analysis. **Canadian Geotechnical Journal**, 43(10): 1088-1095. 2006. 51: 1–15. 2014. [dx.doi.org/10.1139/cgj-2013-0394](https://doi.org/10.1139/cgj-2013-0394)

APÊNDICES

APÊNDICE A

Velocidade de cisalhamento

Neste apêndice foram apresentadas as metodologias e resultados referentes ao cálculo do tempo de ruptura estimado realização de ensaios na condição em condições drenadas.

1. Cálculo do Tempo de Ruptura em Ensaios Saturados

Segundo a metodologia proposta por Gibson e Henkel (1976), baseada na teoria de adensamento, o tempo de ruptura ideal (t_f , em s) e a velocidade de ruptura ideal (v_f , em mm/s) podem ser calculados pelas Equação 30 e Equação 31, respectivamente.

Equação 30

$$t_f = \frac{H_d^2}{2 \cdot C_v \cdot (1 - \bar{U})}$$

Equação 31

$$v_f = \frac{\delta_h}{t_f}$$

onde t_f é o tempo de ruptura (s); H_d é a altura de drenagem da amostra (no ensaio igual a 1 cm); C_v é o coeficiente de adensamento; \bar{U} é o percentual médio de dissipação de excessos de pressão neutra (adotado como 90%); C_v é o Coeficientes de Adensamento (cm^2/s); e δ_h é o deslocamento horizontal máximo (mm) padronizado pela ASTM como sendo 10% do valor da deformação horizontal.

Deste modo, para os ensaios lentos inundados, os valores de C_v (em mm^2/min) foram determinados pelo método de Taylor a partir das leituras do extensômetro vertical feitas em tempos exponencialmente espaçados ao longo do estágio de adensamento do solo a ser cisalhado. Após esta determinação, os valores da velocidade de cisalhamento foram calculados conforme pode ser visto na TABELA 28.

Tabela 28 - Cálculo das velocidades de ruptura utilizadas nos ensaios de cisalhamento direto – ensaio lento – condição saturada

Solo	Tensão normal	H_d (mm)	C_v (mm ² /min)	\bar{U} (%)	t_f (min)	δ_h (mm)	v_f	
							(mm/min)	(mm/s)
Indeformado	50 kPa	10,0	8,01	90,0	62,4	6,0	0,096	0,0016
	100 kPa	10,0	8,01	90,0	62,4	6,0	0,096	0,0016
	200 kPa	10,0	8,01	90,0	62,4	6,0	0,096	0,0016
	300 kPa	10,0	8,01	90,0	62,4	6,0	0,096	0,0016
Compactado	50 kPa	10,0	8,46	90,0	58,8	6,0	0,102	0,0017
	100 kPa	10,0	8,46	90,0	58,8	6,0	0,102	0,0017
	200 kPa	10,0	8,46	90,0	58,8	6,0	0,102	0,0017
	300 kPa	10,0	8,01	90,0	62,4	6,0	0,096	0,0016

Fonte: A própria autora.

2. Cálculo do Tempo de Ruptura em Ensaios Não Saturados

Em amostras não saturadas, o tempo de ruptura pode ser expresso em termos do grau desejado de dissipação do excesso de pressão de água dos poros segundo a metodologia apresentada por Ho (1981) – Equação 32:

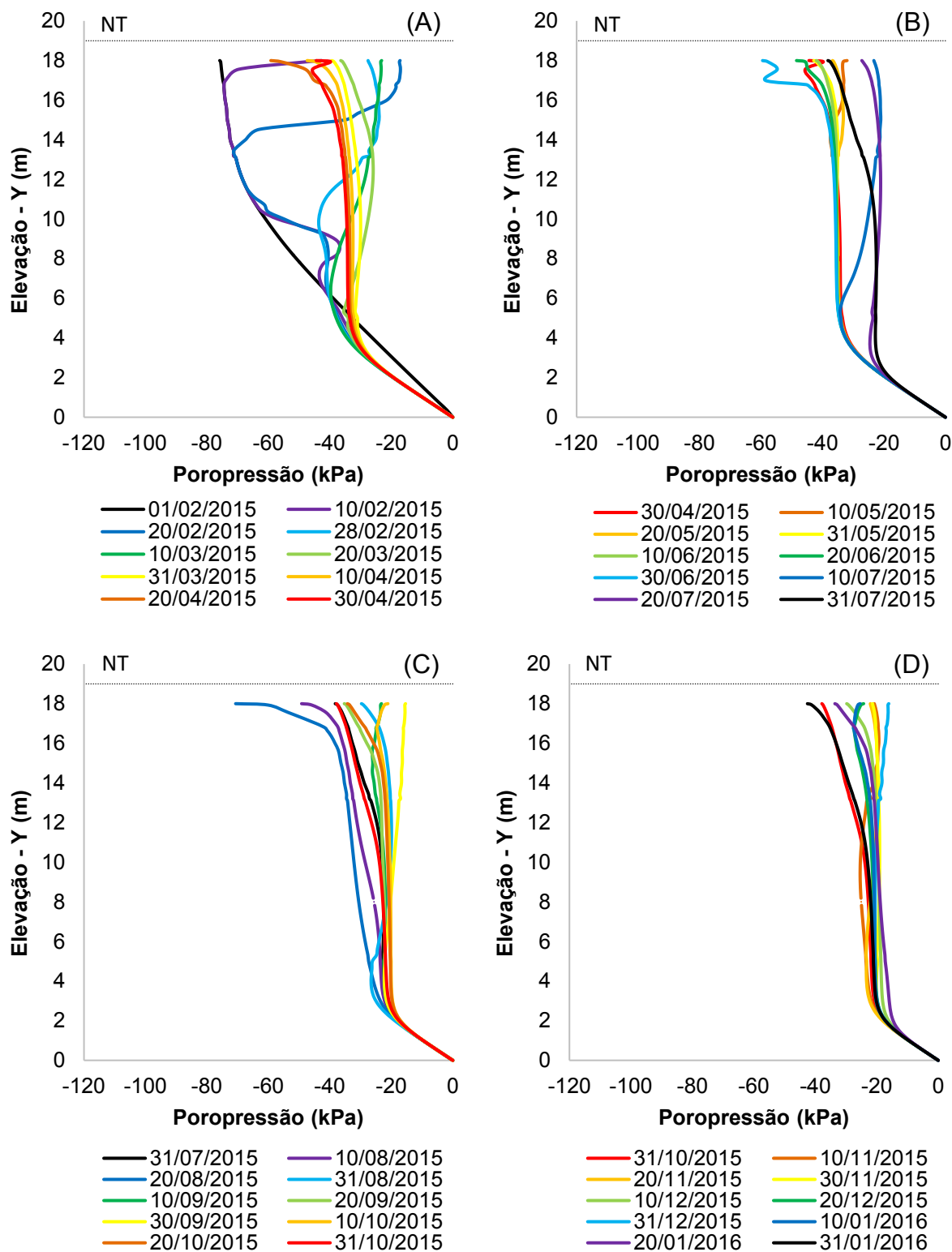
$$\text{Equação 32} \quad t_f = \frac{H_d^2}{\eta \cdot C_v^w \cdot (1-\bar{U})}$$

onde t_f é o tempo de ruptura (s); H_d é a altura de drenagem da amostra (no ensaio igual a 1 cm); $\eta = 0,75/(1 + 3/\lambda)$ para drenagem simples, λ fator de impedância dado por $K_d \cdot H_d / K_w \cdot L_d$, onde K_d é o coeficiente de permeabilidade e L_d espessura, ambos da pedra de alto valor de entrada de ar utilizado nos ensaios de sucção controlada e k_w o coeficiente de permeabilidade do solo não saturado relacionado com a fase líquida; C_v^w é o coeficiente de adensamento do solo não saturado relacionado com a fase líquida dado por $k_w / (\rho_w \cdot g \cdot m_2^w)$, sendo g a aceleração da gravidade (9,81m/s²), e m_2^w inclinação da curva característica (θ versus sucção matricial); e \bar{U} é o percentual médio de dissipação de excessos de pressão neutra (podendo ser adotado entre 90-95%).

A partir do cálculo do tempo de ruptura, a velocidade seria calculada do mesmo modo que o expresso na Equação 31, porém destaca-se que para este trabalho foi atribuída automaticamente uma velocidade 10 vezes maior que a condição saturada.

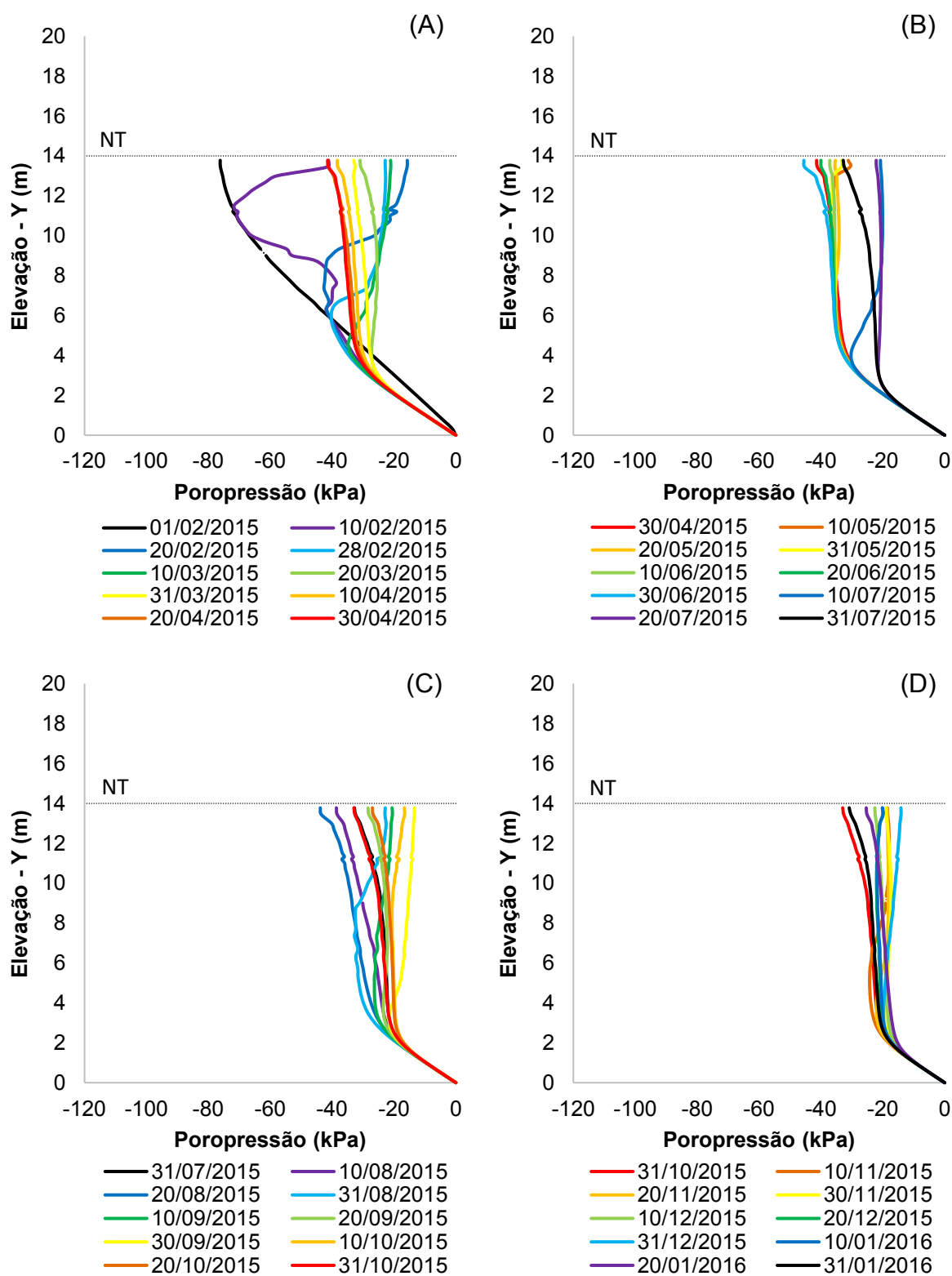
APÊNDICE B

Figura 98 - Variação da poropressão com o tempo e espaço na subseção 1 para o talude hipotético indeformado com inclinação 3 : 1



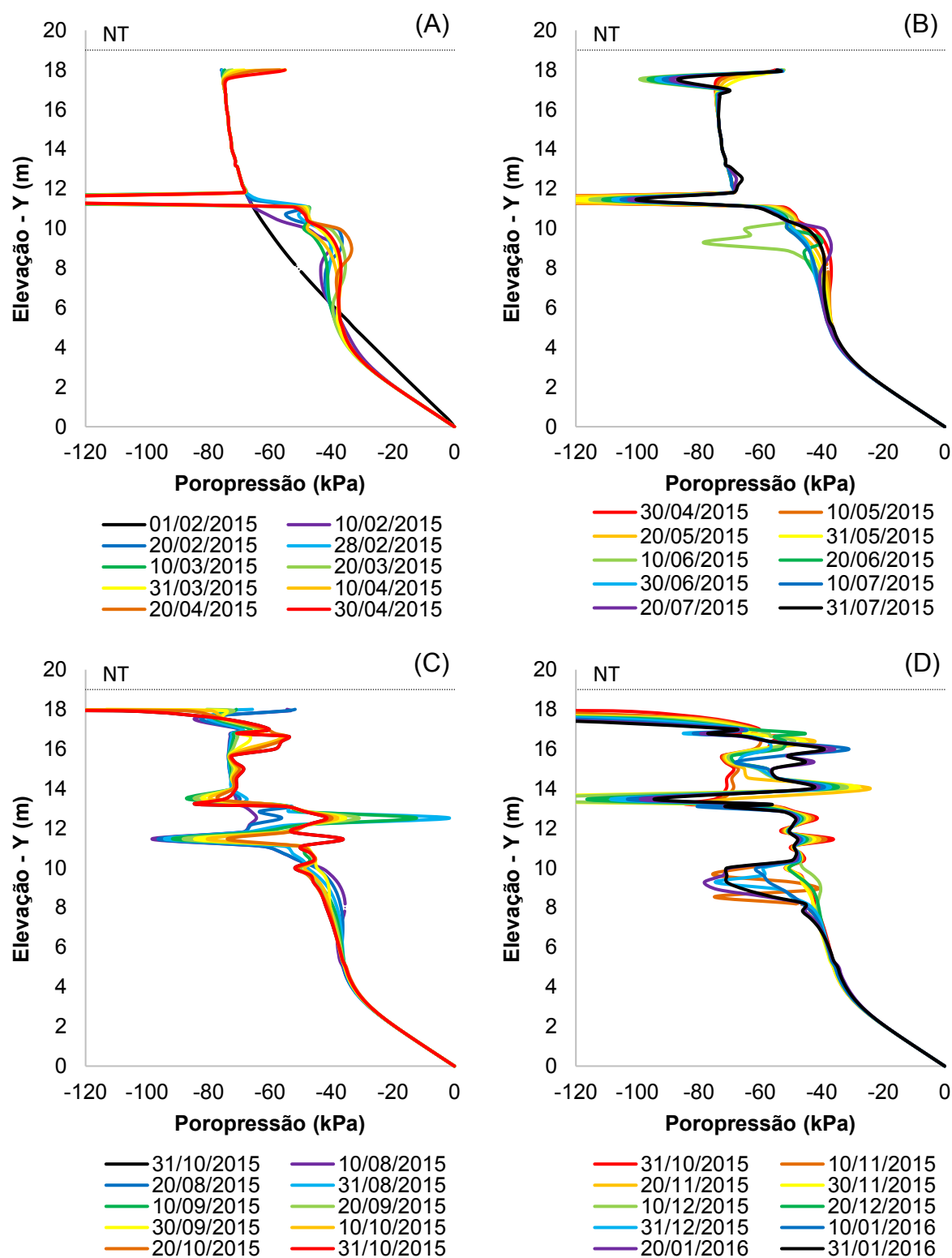
Nota: Divisão em trimestres - em (A) 1º trimestre; (B) 2º trimestre; (C) 3º trimestre; (D) 4º trimestre.
Fonte: A própria autora.

Figura 99 - Variação da poropressão com o tempo e espaço na subsecção 2 para o talude hipotético indeformado com inclinação 3 : 1



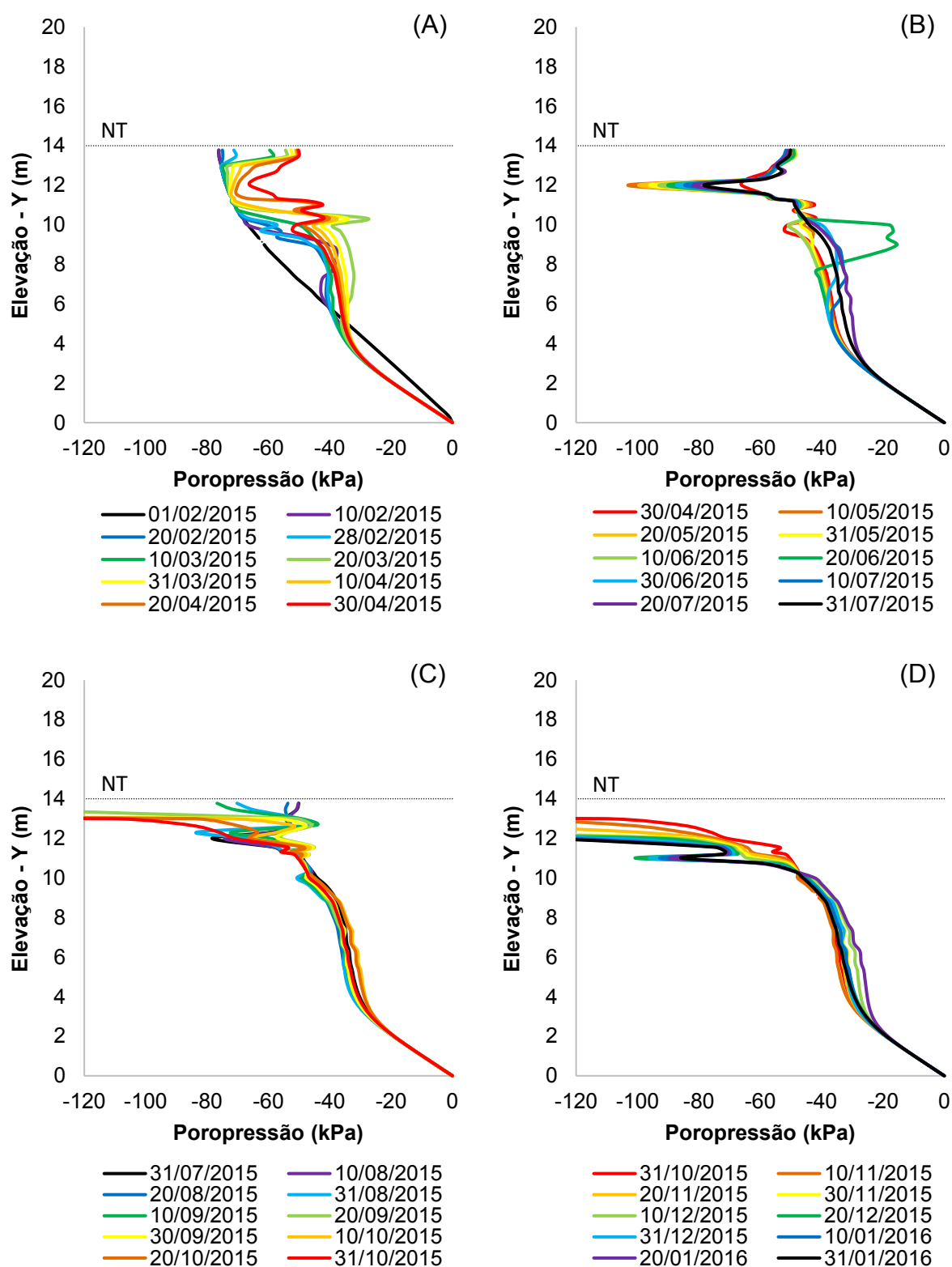
Nota: Divisão em trimestres - em (A) 1º trimestre; (B) 2º trimestre; (C) 3º trimestre; (D) 4º trimestre.
Fonte: A própria autora.

Figura 100 - Variação da poropressão com o tempo e espaço na subseção 1 para o talude hipotético compactado com inclinação 3 : 1



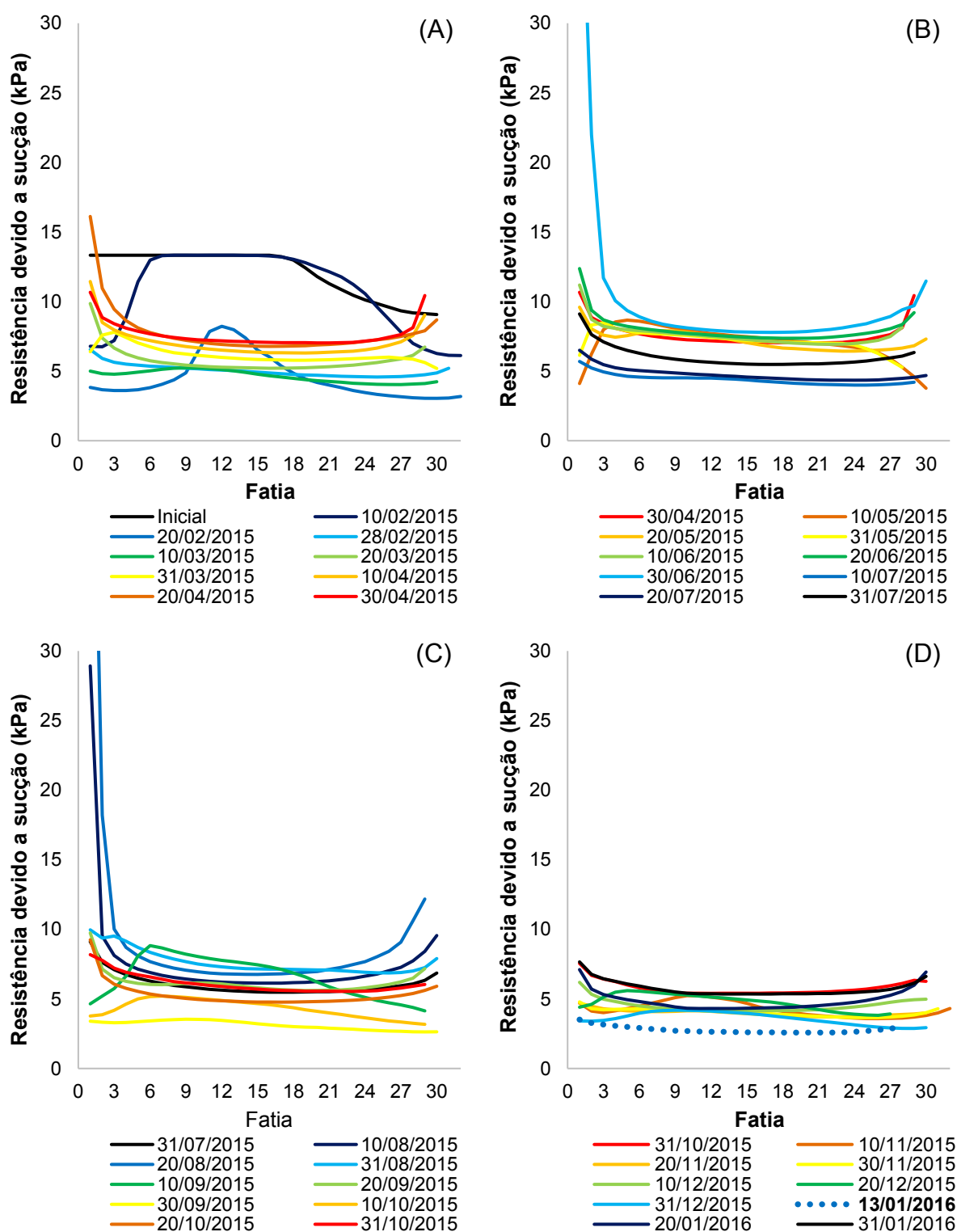
Nota: Divisão em trimestres - em (A) 1º trimestre; (B) 2º trimestre; (C) 3º trimestre; (D) 4º trimestre.
Fonte: A própria autora.

Figura 101 - Variação da poropressão com o tempo e espaço na subseção 2 para o talude hipotético compactado com inclinação 3 : 1



Nota: Divisão em trimestres - em (A) 1º trimestre; (B) 2º trimestre; (C) 3º trimestre; (D) 4º trimestre.
Fonte: A própria autora.

Figura 102 - Variação da resistência devido a sucção considerando as superfícies críticas de ruptura ao longo do tempo para o talude hipotético indeformado com inclinação 3 : 1



Nota: Divisão em trimestres - em (A) 1º trimestre; (B) 2º trimestre; (C) 3º trimestre; (D) 4º trimestre. Em destaque (linha pontilhada) representação da resistência devido à sucção para o dia de menor FS obtido.

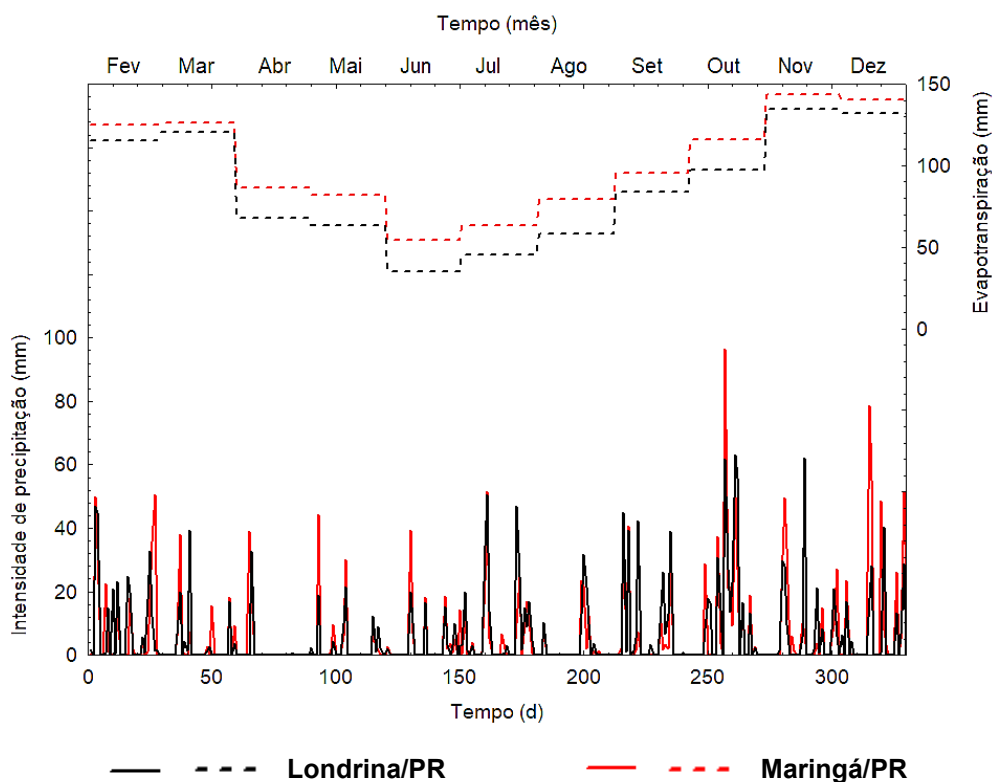
Fonte: A própria autora.

APÊNDICE C

Análise de fluxo de água no solo considerando discretização diferente de dados de incidências de precipitação

Para a realização da retroanálise da estabilidade do talude real inicialmente foi considerado os dados de precipitação e o período de 334 dias antecedente ao escorregamento na análise de fluxo de água no perfil de solo. A Figura 103 mostra a intensidade de precipitação diária e da evapotranspiração real mensal para a avaliação.

Figura 103 - Intensidade de precipitação e evapotranspiração real mensal avaliadas para a retroanálise da estabilidade do talude real

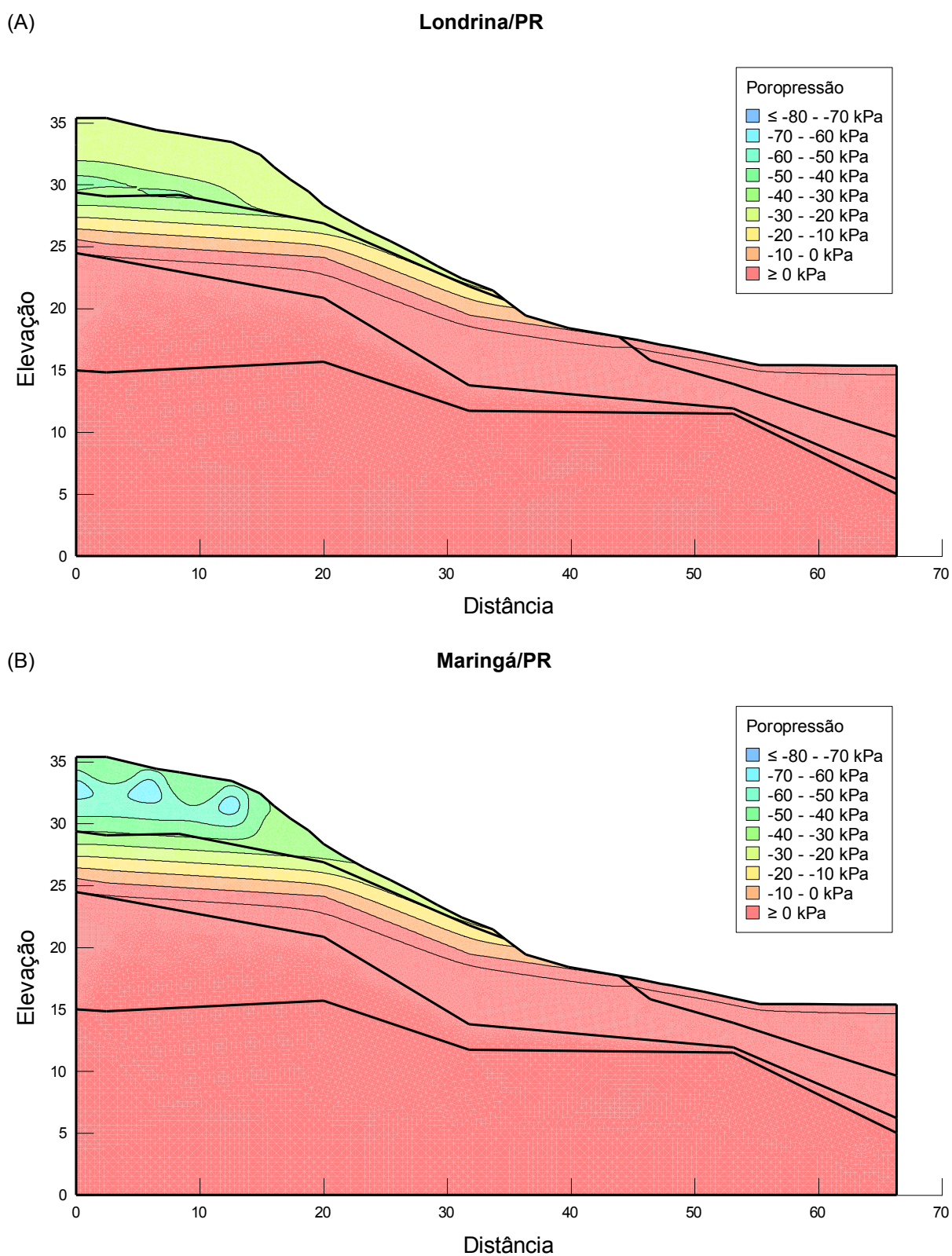


Nota: Os dados de entrada no software foram discretizados conforme descrito na metodologia. Neste gráfico está apresentada a intensidade de precipitação diária e compreendem o período de 01/02/2009 a 31/12/2009.

Fonte: INMET – Elaborado pela autora.

Os perfis de poropressão para o dia do escorregamento, para os dados obtidos para as duas estações meteorológicas, estão apresentados na Figura 104. Em (A), para os dados de Londrina/PR, foi obtida um valor máximo de sucção de 40 kPa, enquanto para os dados de Maringá/PR foi de 60 kPa.

Figura 104 - Perfil de distribuição de poropressão no solo no dia do escorregamento – talude natural



Fonte: A própria autora.

Mesmo partindo do princípio de que há semelhança entre os regimes de precipitação (tanto em quantidade quanto em ocorrência) e a evapotranspiração característica para cada cidade cede das estações pluviométricas de aquisição de dados, percebeu-se que os perfis de poropressão resultantes das avaliações com dados menos ou mais discretizados foram diferentes.

Tal observação está relacionado a fatos como:

1) a discretização horária possibilitar uma melhor aproximação da condição de infiltração em campo, enquanto as análises feitas com a intensidade de precipitação acumulada tenderão a permitir uma infiltração maior, podendo inclusive se aproximar ou se igualar a capacidade de entrada de água no solo, dada pelo seu k_{sat} ; e

2) a compreensão de que, apesar de similares, os dias e volumes de precipitação não coincidem, o que pode gerar uma maior imprecisão na retroanálise.

Conforme mencionado na metodologia, buscando avaliar com quais dados se seguiria a retroanálise, foi simulada a estabilidade de taludes e obtidos os fatores de segurança a partir dos dados discretizados para Londrina e Maringá. A estatística descritiva dos valores determinados está apresentada na Tabela 29. Foram utilizados nas simulações os parâmetros apresentados como iniciais na Tabela 26 (página 197).

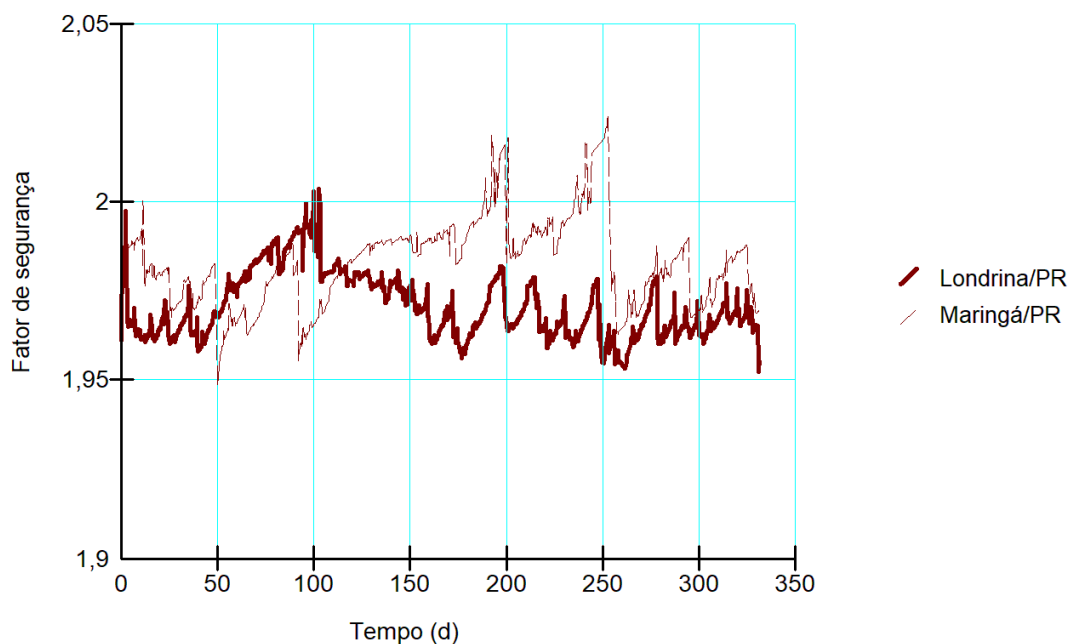
Tabela 29 - Estatística descritiva da variação dos fatores de segurança obtidos ao longo do período estudado considerando dados discretizados de modo diferente

Londrina/PR		Maringá/PR	
Média	1,971	Média	1,983
Erro padrão	2,76E-04	Erro padrão	3,31E-04
Mediana	1,970	Mediana	1,980
Desvio padrão	9,86E-03	Desvio padrão	1,18E-02
Variância da amostra	9,72E-05	Variância da amostra	1,39E-04
Intervalo de variação	0,05	Intervalo de variação	0,07
Mínimo	1,950	Mínimo	1,950
Máximo	2,000	Máximo	2,020
Contagem	1273	Contagem	1273
Nível de confiança (95,0%)	5,42E-04	Nível de confiança (95,0%)	6,49E-04

Fonte: A própria autora.

A tendência de variação dos valores de FS pode ser observada na Figura 105.

Figura 105 - Simulação da variação do FS para o talude natural considerando os dados das estações pluviométricas de Londrina/PR e Maringá/PR



Fonte: A própria autora.

Sendo assim, e pautado nas observações de que:

- via de regra, os valores de sucção presentes nos perfis de solo ao longo dos dias do ano nunca divergiram mais que 20 kPa;
- a estatística descritiva sinaliza similaridade entre os resultados de FS obtidos; e
- a favor da segurança, nos dias em que foram determinados FS menores para Maringá do que para Londrina (entre os dias 50 e 120, aproximadamente – 22/03/2009 a 31/05/2009) a incidência de precipitação era baixa, sendo possível observar nos perfis de distribuição de poropressão do solo que os valores de sucção estavam na ordem de 120 a 80 kPa,

optou-se por utilizar os dados de Londrina/PR, resguardando o critério de saber-se exatamente o volume de chuva que teria desencadeado a ruptura do talude, mesmo que menos próximo a condição de infiltração de água no solo real.

ANEXO

ANEXO 1

TECNICON - Sondagem de Solos S/S Ltda.
R. Taquari, 236 – Fone (0**43) 3321-1341 - CEP 86025-290 - Londrina – PR
E-mail: tecniconsondagem@sercomtel.com.br

ANEXO 2

a) Localização dos furos de sondagem (s/escala)

