



UNIVERSIDADE
ESTADUAL DE LONDRINA

PEDRO HENRIQUE LOPES DAL-CÓL

**EFEITO DA INFILTRAÇÃO DE PRECIPITAÇÃO PLUVIAL NA
ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES DE UM SOLO
ARGILOSO E UM SOLO ARENOSO NÃO SATURADOS DA
REGIÃO NORTE DO ESTADO DO PARANÁ**

Londrina
2022

PEDRO HENRIQUE LOPES DAL-CÓL

**EFEITO DA INFILTRAÇÃO DE PRECIPITAÇÃO PLUVIAL NA
ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES DE UM SOLO
ARGILOSO E UM SOLO ARENOSO NÃO SATURADOS DA
REGIÃO NORTE DO ESTADO DO PARANÁ**

Dissertação apresentada à Universidade Estadual de Londrina - UEL, como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre, em Engenharia Civil.

Orientador: Prof^a Dr^a Raquel Souza Teixeira

Londrina
2022

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

P372e Dal-Cól, Pedro Henrique Lopes.

Efeito da Infiltração de precipitação pluvial na análise de estabilidade de taludes de um solo argiloso e um solo arenoso não saturados da região norte do estado do Paraná / Pedro Henrique Lopes Dal-Cól – Londrina, 2022.
202 f.

Orientador: Raquel Souza Teixeira.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Londrina, Centro de Tecnologia e Urbanismo, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2022.

Inclui bibliografia.

1. solos não saturados - Tese. 2. Condutividade hidráulica - Tese. 3. Resistência ao cisalhamento - Tese. 4. Estabilidade de taludes - 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

PEDRO HENRIQUE LOPES DAL-CÓL

**EFEITO DA INFILTRAÇÃO DE PRECIPITAÇÃO PLUVIAL NA
ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES DE UM SOLO
ARGILOSO E UM SOLO ARENOSO NÃO SATURADOS DA
REGIÃO NORTE DO ESTADO DO PARANÁ**

Dissertação apresentada à Universidade Estadual de Londrina - UEL, como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre, em Engenharia Civil.

BANCA EXAMINADORA

Orientadora: Profa. Dr.^a Raquel Souza Teixeira
Universidade Estadual de Londrina – UEL

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

Profa. Dr.^a Flávia Gonçalves Pissinati Pelaquim
Universidade Federal Tecnológica do Paraná -
UTFPR Pato Branco

Prof. Dr. Gilson de Farias Neves Gitirana Junior
Universidade Federal de Goiás – UFG

Londrina, 25 de outubro de 2022.

AGRADECIMENTOS

A minha esposa Ana Clara e minha família pelo enorme apoio, incentivo e companheirismo.

A Prof.^a Dr.^a Raquel Souza Teixeira pela valorosa orientação, conhecimento e confiança durante todo desenvolvimento do Mestrado.

A todos os membros da banca pelo interesse, disponibilidade e contribuições a pesquisa e a minha formação acadêmica.

Aos amigos do laboratório e pesquisa pela convivência, auxílio e troca de conhecimentos.

A Universidade Estadual de Londrina que viabilizou esta pesquisa e Pós-Graduação.

A Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo auxílio financeiro a essa pesquisa.

A Deus.

As coisas tinham para nós uma desutilidade poética.
Nos fundos do quintal era muito riquíssimo o nosso dessaber.
A gente inventou um truque pra fabricar brinquedos com palavras.
O truque era só virar bocó.
Como dizer: Eu pendurei um bentevi no sol...
O que disse Bugrinha: Por dentro de nossa casa passava um rio inventado.
O que nosso avô falou: O olho do gafanhoto é sem princípios.
Mano Preto perguntava: Será que fizeram o beija-flor diminuído só para ele voar parado?
As distâncias somavam a gente para menos.
[...]

Manoel de Barros

RESUMO

DAL-CÓL, P. H. L. **Efeito da infiltração de precipitação pluvial na análise de estabilidade de taludes de um solo argiloso e um solo arenoso não saturados da região norte do estado do paraná.** 2022. 202 f. Dissertação (Mestrado) – Centro de Tecnologia e Urbanismo, Universidade Estadual de Londrina, Londrina, 2022.

Rupturas de taludes deflagradas pelas chuvas em regiões tropicais podem provocar diversos danos diretos e indiretos à sociedade. A compreensão do comportamento hidromecânico dos solos não saturados é preponderante nestas obras. O presente estudo visa a análise dos efeitos da infiltração de um evento de chuva nos parâmetros hidromecânicos e na estabilidade de taludes de dois solos lateríticos, um argiloso e um arenoso, não saturados, típicos da região norte do estado do Paraná/BR. Os solos estudados são provenientes das cidades de Londrina-PR e Mandaguaçu-PR. Desenvolveu-se programa experimental de campo e laboratório, bem como análises computacionais e estatísticas. Foram realizados ensaios de papel filtro, permeâmetro Guelph, ajuste da curva característica, curva de condutividade hidráulica não saturada, ensaios de cisalhamento direto inundado e análise de parâmetros estatísticos, cisalhamento direto seco ao ar, análise da previsão das envoltórias de resistência ao cisalhamento não saturado. Foram gerados modelos numéricos computacionais utilizando os softwares SEEP/W para análise de fluxo e SLOPE/W para análise de estabilidade de taludes. Os modelos foram compostos por duas curvas distintas de condutividade hidráulica não saturada em três cenários de distribuição de poropressão inicial no maciço do talude de cada solo. Por fim, a aplicação do método de Monte Carlo complementa as análises de estabilidade nos modelos com menor fator de segurança calculado, considerando a variabilidade dos parâmetros de resistência dos solos. O solo de Londrina-PR apresenta histerese elevada enquanto o de Mandaguaçu-PR praticamente não apresenta. Ambos os solos tiveram coeficiente de permeabilidade saturada de campo similares e Mandaguaçu-PR teve maior capacidade de percolação de água na condição não saturada. A definição da curva de condutividade hidráulica não saturada pode ser determinante do desempenho das análises de fluxo. A definição da curva de condutividade hidráulica dos solos não saturados baseada na curva característica dos solos parece ser mais consistente em relação a definição baseada no ensaio com permeâmetro Guelph. A previsão da resistência ao cisalhamento dos solos não saturados tem influência importante no comportamento mecânico para elaboração dos modelos computacionais. Identifica-se padrão semelhante de redução do Fator de Segurança dos taludes, com a infiltração da água da chuva, entre os modelos hidráulicos estudados. A análise com método de Monte Carlo evidencia a relevância da consideração de variabilidade dos parâmetros de resistência na análise de estabilidade dos taludes nos solos estudados.

Palavras-chave: solos não saturados; condutividade hidráulica; resistência ao cisalhamento; estabilidade de taludes; modelo computacional.

ABSTRACT

DAL-CÓL, P. H. L. **Effect of rainfall infiltration on slope stability analysis of an unsaturated clayey soil and an unsaturated sandy soil from the northern region of Paraná state.** 2022. 202 p. Dissertation (Master's Degree) – Centro de Tecnologia e Urbanismo, Universidade Estadual de Londrina, Londrina, 2022.

Landslides triggered by rains in tropical regions can cause several direct and indirect damages to society. The understanding of the hydromechanical behavior of unsaturated soils is preponderant in this context. The present study aims to analyze the effects of the infiltration of a rain event on the hydromechanical parameters and on the stability of slopes of two lateritic soils, one clayey and one sandy, unsaturated, typical of the northern regions of the state of Paraná, Brazil. The studied soils were from the cities of Londrina-PR and Mandaguaçu-PR. An experimental program was developed in situ and laboratory, as well as computational and statistical analyses. Were performed: filter paper tests, Guelph permeameter, characteristic curve fit, unsaturated hydraulic conductivity curve, inundated direct shear tests with analysis of statistical parameters, air-dried direct shear tests and analysis of the prediction of unsaturated shear strength envelopes. Computer numerical models were generated using SEEP/W software for flow analysis and SLOPE/W software for slope stability analysis. The models were composed of two distinct curves of unsaturated hydraulic conductivity in three scenarios of initial pore water pressure distribution in the slope of each soil. Finally, the application of the Monte Carlo method complements the stability analysis in the models with the lowest calculated safety factor, considering the variability of soil resistance parameters. The soil of Londrina-PR presents high hysteresis while that of Mandaguaçu-PR practically does not. Both soils had similar field saturation permeability coefficients and Mandaguaçu-PR had higher water percolation capacity in the unsaturated condition. The definition of the unsaturated hydraulic conductivity curve can determine the performance of flow analysis. The definition of the hydraulic conductivity curve of unsaturated soils based on the characteristic curve of the soils seems to be more consistent in relation to the definition based on the Guelph permeameter test. The prediction of the shear strength of unsaturated soils has an important influence on the mechanical behavior for the elaboration of the computational models. A similar pattern of reduction of the Safety Factor of the slopes is identified, with the infiltration of rainwater, among the hydraulic models studied. The analysis with the Monte Carlo method highlights the relevance of considering the variability of resistance parameters in the analysis of slope stability in the studied soils.

Key words: unsaturated soil; hydraulic conductivity; shear strength; slope stability; computational models.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Região dos solos não saturados e respectivo grau de saturação aproximado (sem escala)	17
Figura 2 – Elemento de um solo não saturado	19
Figura 3 – Diagrama de fases do solo não saturado	19
Figura 4 – Sucção total vs. umidade relativa	23
Figura 5 – Ascensão capilar e tensão superficial atuando sobre a película contráctil	24
Figura 6 – Parâmetros da curva característica	26
Figura 7 – Curva de retenção generalizada e regimes de água capilar e adsorvida	27
Figura 8 – Curvas características típicas para solo arenoso, siltoso e argiloso	28
Figura 9 – Efeitos da histerese sobre a curva característica	29
Figura 10 –(a) Estrutura de macro e microporos; (b) Curva bimodal – macro e microporos	30
Figura 11 –Tipos de fluxo do solo para o papel filtro: a) medição de sucção total e b) medição de sucção matricial	32
Figura 12 –Curva característica Latossolo Vermelho - comportamento bimodal, obtida por pontos experimentais e diferentes ajustes	37
Figura 13 –Curva característica Argissolo Vermelho Amarelo - comportamento bimodal, obtida por pontos experimentais e diferentes ajustes	38
Figura 14 –Curva de retenção do solo com dados experimentais e ajustes uni e bimodal: (a) Rio Claro-SP; (b) Itirapina-SP; (c) Lins-SP, (d) Londrina-PR (MIGUEL et al., 2006); (e, f) São Carlos-SP (GRACIOSA et al. 2008)	39
Figura 15 –Representação esquemática do permeâmetro Guelph.	48
Figura 16 –Relação entre C e H/a para diferentes tipos de solo	49
Figura 17 –Envoltória de resistência ao cisalhamento de um solo não saturado	53
Figura 18 –Etapas da pesquisa	64
Figura 19 –Localização das cidades	65
Figura 20 –Mapa geológico da região norte central do Paraná	65
Figura 21 –Curvas granulométricas de Londrina, com e sem defloculante	67
Figura 22 –Curvas granulométricas de Mandaguaçu, com e sem defloculante	67

Figura 23 –Volume incremental dos poros, Londrina e Mandaguaçu	70
Figura 24 –Percentual do volume de intrusão, Londrina e Mandaguaçu	70
Figura 25 – Local de coleta do solo argiloso – Londrina, CEEG UEL	71
Figura 26 –Local de coleta do solo arenoso – Mandaguaçu BR-376, km 158	72
Figura 27 –Amostra do solo argiloso – Londrina	73
Figura 28 –Amostra do solo arenoso – Mandaguaçu	74
Figura 29 –Preparação dos corpos de prova – solo de Londrina	75
Figura 30 –Preparação dos corpos de prova – solo de Mandaguaçu	75
Figura 31 –Conjuntos corpo de prova e papéis filtro embalados armazenados	76
Figura 32 –Prensa de cisalhamento direto	78
Figura 33 –Delineamento dos ensaios de cisalhamento direto	79
Figura 34 –Corpo de prova inundado	80
Figura 35 –Corpos de prova secos ao ar	80
Figura 36 –Possíveis critérios de ruptura no ensaio de cisalhamento direto	81
Figura 37 –Permeâmetro Guelph 2800K1	82
Figura 38 –Kit para execução dos furos de sondagem do ensaio	83
Figura 39 –Furo de sondagem Londrina	84
Figura 40 –Furo de sondagem Mandaguaçu.....	84
Figura 41 –Ensaio executado em Londrina	86
Figura 42 –Ensaio executado em Mandaguaçu	87
Figura 43 –Esboço do posicionamento dos ensaios em Londrina	88
Figura 44 –Esboço do posicionamento dos ensaios em Mandaguaçu.....	88
Figura 45 –Talude exemplo – Mandaguaçu	90
Figura 46 –Talude exemplo – Londrina	91
Figura 47 –Perfil de cinco sondagens SPT realizados no CEEG-UEL em Londrina	92
Figura 48 –Perfil de duas sondagens SPT realizados em Mandaguaçu	92
Figura 49 –Chuva de Projeto.....	94
Figura 50 –Comparativo chuvas registradas	94
Figura 51 –Diagrama esquemático da constituição dos modelos de fluxo	96
Figura 52 –Distribuição inicial de poropressões – VERÃO (V).....	97
Figura 53 –Distribuição inicial de poropressões – MENORES POROPRESSÕES MÉDIAS (MPM).....	98
Figura 54 –Distribuição inicial de poropressões – EVAPORAÇÃO (E)	98

Figura 55 –Geometria e domínio de análises no <i>software</i>	100
Figura 56 –Malha de elementos finitos e condição de contorno de fluxo (chuva) ...	101
Figura 57 –Chuva de Projeto inserida no <i>software</i>	102
Figura 58 –Ajuste das curvas características por Gitirana Jr. e Fredlund (2004)	107
Figura 59 –Ajuste das Curvas características de umedecimento por Durner (1994).....	109
Figura 60 –Histogramas e função densidade de $\ln k_{fs}$ e $\ln \alpha_{gp}$	112
Figura 61 –Dispersão $\ln k_{fs}$ vs $\ln \alpha_{gp}$ Londrina e Mandaguaçu	114
Figura 62 –Curvas de condutividade obtidas de Priesack e Durner (2006) e Gardner (1958), com k_{fs}	116
Figura 63 –Envoltórias de resistência ao cisalhamento - Inundado	119
Figura 64 –Histogramas c' e ϕ'	121
Figura 65 –Dispersão c' - ϕ'	122
Figura 66 –Detalhe da amostra indeformada do solo de Mandaguaçu	123
Figura 67 –Envoltórias de resistência ao cisalhamento – Seco ao ar	126
Figura 68 –Previsão da resistência ao cisalhamento – Vanapalli et al. (1996) e Vilar (2006) – Londrina e Mandaguaçu	128
Figura 69 –Variação de ϕ^b com a sucção, referente a previsão da resistência ao cisalhamento – Vanapalli et al. (1996) e Vilar (2006) – Londrina e Mandaguaçu.....	129
Figura 70 –Curva característica de compatibilização, $\theta_{w eq}(\Psi)$	131
Figura 71 –Variação das poropressões devido à infiltração da água da chuva – Londrina	134
Figura 72 –Variação das poropressões devido à infiltração da água da chuva – Mandaguaçu.....	136
Figura 73 –Superfícies Críticas e distribuição final de poropressões (dia 7)	139
Figura 74 –Variação do Fator de Segurança vs. tempo decorrido	142
Figura 75 –Curva normal e histogramas da análise probabilística por Monte Carlo para MOD1 V-L dia 7	144
Figura 76 –Curva normal e histogramas da análise probabilística por Monte Carlo para MOD1 V-M dia 7	145

LISTA DE TABELAS

Tabela 1	– Relações entre índices físicos e teor de umidade volumétrico.	20
Tabela 2	– Equações de calibração para o papel filtro <i>Whatman</i> N° 42	33
Tabela 3	– Equações para a curva característica.	34
Tabela 4	– Equações da curva de condutividade hidráulica.	45
Tabela 5	– Parâmetro α sugeridos.	49
Tabela 6	– Parâmetros de resistência de solos naturais brasileiros não saturados.	53
Tabela 7	– Equações de resistência ao cisalhamento de solos não saturados.	55
Tabela 8	– Características de métodos de análise de estabilidade de taludes.	57
Tabela 9	– Características climáticas médias de Londrina e Mandaguaçu	66
Tabela 10	– Caracterização física dos solos de Londrina e Mandaguaçu	68
Tabela 11	– Outras características dos solos de Londrina e Mandaguaçu.	69
Tabela 12	– Geometria dos taludes hipotéticos	91
Tabela 13	– Parâmetros utilizados na IDF	93
Tabela 14	– Médias e desvio padrão das características dos corpos de prova ensaiados na trajetória de umedecimento.	105
Tabela 15	– Parâmetros utilizados no ajuste das curvas características por Gitirana Jr. e Fredlund (2004) – Trajetória de Umedecimento.	106
Tabela 16	– Parâmetros utilizados no ajuste das curvas características por Durner (1994) – Trajetória de Umedecimento.	108
Tabela 17	– Resultados de k_{fs} e α_{gp}	110
Tabela 18	– Shapiro-Wilk dos dados brutos não negativos, k_{fs} , α_{gp} , $\ln k_{fs}$ e $\ln \alpha_{gp}$	111
Tabela 19	– Shapiro-Wilk dos dados limpos válidos, k_{fs} , α_{gp} , $\ln k_{fs}$ e $\ln \alpha_{gp}$	111
Tabela 20	– Parâmetros estatísticos de k_{fs} e α_{gp}	112
Tabela 21	– Características iniciais dos corpos de prova ensaiados.	118
Tabela 22	– Pontos de ruptura dos corpos de prova inundados.	119
Tabela 23	– Equações de resistência ao cisalhamento do solo inundado.	120
Tabela 24	– Parâmetros estatísticos dos dados de cisalhamento inundados.	121
Tabela 25	– Correlação entre $c'-\phi'$	124
Tabela 26	– Pontos de ruptura dos corpos de prova secos ao ar.	125
Tabela 27	– Equações de resistência ao cisalhamento do solo seco ao ar.	126
Tabela 28	– Parâmetros Vilar (2006) e Vanapalli et al. (1996).	127
Tabela 29	– Valores de ϕ^b e do incremento de resistência devido à sucção das fatias	

afetadas pela variação da poropressão – Londrina.....	140
Tabela 30 – Valore de φ^b e do incremento de resistência devido à sucção das fatias afetadas pela variação da poropressão – Mandaguaçu.....	140
Tabela 31 – Resultados análise probabilística por Monte Carlo para MOD1 V-L e MOD1 V-M – dia 7.....	144

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
1.1	OBJETIVOS.....	15
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	17
2.1	MECÂNICA DOS SOLOS NÃO SATURADOS	17
2.2	POTENCIAL DA ÁGUA NO SOLO	20
2.3	SUCÇÃO.....	22
2.4	CURVA CARACTERÍSTICA.....	26
2.4.1	Obtenção da Curva Característica	31
2.4.2	Ensaio do Papel Filtro	31
2.4.3	Modelos de Ajuste da Curva Característica por Equações Empíricas	33
2.4.4	Curvas Características Bimodais de Alguns Solos Tropicais Brasileiros ..	36
2.5	CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA NÃO SATURADA	40
2.6	FUNÇÃO DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA NÃO SATURADA.....	44
2.7	PERMEÂMETRO GUELPH	47
2.8	RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS NÃO SATURADOS	51
2.9	ESTABILIDADE DE TALUDES NA CONDIÇÃO NÃO SATURADA	56
2.10	PESQUISAS NO TEMA DE ESTABILIDADE DE TALUDES EM SOLOS NÃO SATURADO COM INFILTRAÇÃO DE PRECIPITAÇÃO PLUVIAL	59
3	MATERIAIS E MÉTODOS	64
3.1	ETAPA I – OBTENÇÃO DE DADOS	64
3.1.1	Área de Estudo.....	64
3.1.2	Amostras para Ensaio Laboratoriais.....	71
3.1.3	Ensaio pelo Método do Papel Filtro.....	75
3.1.4	Equação de Ajuste da Curva Característica.....	76
3.1.5	Curva de Condutividade Hidráulica do Solo Não Saturado.....	77
3.1.6	Cisalhamento Direto	78
3.1.6.1	Parâmetros de resistência.....	81
3.1.7	Permeômetro Guelph	82
3.1.8	Geometria dos Taludes	89
3.1.9	Perfil dos Solos	91

3.1.10	Chuva.....	93
3.2	ETAPA II – DELINEAMENTO	95
3.2.1	Modelos Hidráulicos MOD1 e MOD2	95
3.2.2	Cenários de Poropressão Inicial	96
3.2.3	Comparação dos Modelos	99
3.3	ETAPA III – ASPECTOS GERAIS DA IMPLEMENTAÇÃO DOS MODELOS	99
3.3.1	Geometria	100
3.3.2	SEEP/W	101
3.3.3	SLOPE/W	102
4	RESULTADOS E DISCUSSÃO	105
4.1	CURVA CARACTERÍSTICA DOS SOLOS.....	105
4.2	PERMEÂMETRO GUELPH	109
4.3	CURVAS DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DO SOLOS NÃO SATURADO	115
4.4	CISALHAMENTO DIRETO	118
4.4.1	Envoltórias de Resistência ao Cisalhamento do Solo Não Saturado	127
4.5	ANÁLISE DE FLUXO	133
4.6	ANÁLISE DE ESTABILIDADE – FATOR DE SEGURANÇA	138
4.7	ANÁLISE DE ESTABILIDADE – MONTE CARLO	143
5	CONCLUSÃO	147
	REFERÊNCIAS.....	151
	APÊNDICES.....	172

1 INTRODUÇÃO

Taludes são superfícies de terreno inclinado em desnível topográfico associados a diversas soluções de engenharia civil e geotécnica. Permeando meios urbanos e rurais, compõem obras de estradas, pontes, barragens, obras de arte, edificações, entre outras, sendo a solução mais econômica para vencer o desnível de um terreno. Como formação natural do solo, ou empregado como corte ou aterro em obra, pode ser denominado de talude natural ou artificial.

Quando os taludes sofrem instabilidade, com ruptura e movimento de massa, podem gerar vítimas fatais, danos materiais e prejuízos econômicos. A Organização Mundial da Saúde estima que entre os anos de 1998 e 2017, em todo o mundo, rupturas de talude afetaram cerca de 4,8 milhões de pessoas e causaram mais de 18.000 mortes, além de impactos no sistema de saúde, serviços, infraestrutura, transportes, abastecimento de água, energia elétrica e comunicação (WHO, 2020).

Os fatores que desencadeiam a ruptura podem ser geológicos, geotécnicos, hidrológicos, climáticos e antrópicos. No Brasil, observa-se regularmente a ocorrência de rupturas deflagradas em períodos chuvosos, onde precipitações pluviométricas com diferente intensidade, duração e frequência alteram a condição de resistência dos maciços.

Os taludes naturais nos solos tropicais brasileiros, em geral estão situados fora da zona de saturação e nível d'água do solo, ou seja, sua condição de estabilidade é gerida segundo a mecânica dos solos não saturados, onde o comportamento hidráulico do maciço, aliado às condições climáticas, dominam o comportamento mecânico do solo.

Neste sentido, o fenômeno de sucção da zona não saturada influencia diretamente a resistência ao cisalhamento e a condutividade hidráulica, assim como, é diretamente influenciado pela quantidade de água presente nos poros do solo. As precipitações, traduzidas em infiltração da água no solo não saturado, provocam aumento de teor de umidade, aumento da condutividade hidráulica, diminuição da sucção matricial, redução da resistência ao cisalhamento e, por fim, o decréscimo do Fator de Segurança podendo levar à ruptura do talude.

Estas condições variam ao longo da vida útil dos taludes e são frequentemente ignoradas nas análises. Tradicionalmente o método de cálculo para

análise de estabilidade de talude envolve abordagem determinística baseada no Equilíbrio Limite. A aplicação do método passa pela comparação entre a resistência ao cisalhamento e a tensão cisalhante mobilizada ao longo de uma superfície de ruptura crítica, resultando em um Fator de Segurança mínimo. Assim, para avaliação assertiva da estabilidade de taludes, é pertinente a incorporação das propriedades hidromecânicas dos solos não saturados

Diversos autores têm desenvolvido modelos numéricos por meio de *software* incorporando a precipitação de água da chuva e suas influências na análise de estabilidade de taludes. O ambiente computacional oferece condições propícias para representação ágil, versátil e precisa dos fenômenos físicos envolvidos nestas análises. Neste contexto, a elaboração de modelos computacionais apresenta-se como uma ferramenta eficaz para a simulação e análise das dinâmicas transitórias que conduzem às falhas nos taludes.

Cabe aqui ressaltar as incertezas acerca das variáveis envolvidas. A determinação dos parâmetros geotécnicos é permeada por limitações inerentes aos métodos de ensaio que, por vezes, torna as investigações dispendiosas sob o ponto de vista econômico e temporal. Existe também, a heterogeneidade natural dos maciços do solo que conduzem a variabilidade dos parâmetros e estão presentes como uma característica imanente deste material. As diferenças podem ainda ser acentuadas nos solos lateríticos, bem como entre os solos de diferentes desenvolvimentos pedológicos.

1.1 OBJETIVOS

O presente estudo visa a análise dos efeitos da infiltração de um evento de chuva na variação dos parâmetros hidromecânicos e na estabilidade de taludes de dois solos lateríticos, um argiloso e um arenoso, não saturados, típicos da região norte do estado do Paraná/BR, por meio de dados de um programa experimental de laboratório e campo, empregando análises computacionais e estatísticas.

Os objetivos específicos são:

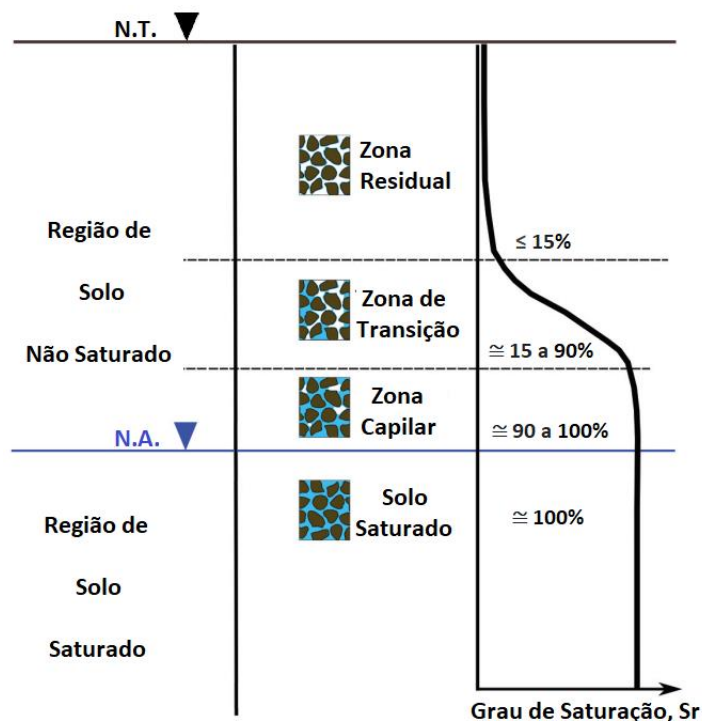
- Determinar parâmetros geotécnicos hidráulicos e de resistência ao cisalhamento dos solos por meio de ensaios de laboratório e campo;
- Analisar diferentes modelos propostos na literatura que descrevem o comportamento dessas propriedades para os solos não saturados;
- Determinar um evento de chuva e geometria modelo de talude hipotético representativos para as regiões de origem dos solos estudados;
- Gerar modelos numéricos computacionais de infiltração de água da chuva e análise de estabilidade de taludes para os solos não saturados.
- Comparar os efeitos agudos da infiltração de água da chuva na análise de estabilidade de taludes, para os solos não saturados, considerando dois solos de diferentes texturas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 MECÂNICA DOS SOLOS NÃO SATURADOS

A Mecânica dos Solos tradicional foi consolidada como área da engenharia decorrendo, reconhecidamente, dos esforços de Karl Terzaghi. Seus princípios foram desenvolvidos para a condição de solo saturado, com efeito de simplificar abordagens complexas e viabilizar soluções que representam casos críticos. Não obstante, muitos problemas no campo de atuação da engenharia geotécnica necessitam da incorporação de análises da mecânica dos solos não saturados. A Figura 1 identifica as zonas de solo não saturado – região entre a superfície do solo e o nível d'água (BARBOUR, 1998; HOUSTON, 2019; SIEMENS, 2018).

Figura 1 – Região dos solos não saturados e respectivo grau de saturação aproximado (sem escala).



Fonte: Adaptado de Siemens (2018) e Fredlund, Rahardjo e Fredlund (2012).

Fredlund e Rahardjo, rapidamente tornam-se a referência clássica neste campo, com a publicação do primeiro livro inteiramente dedicado aos solos

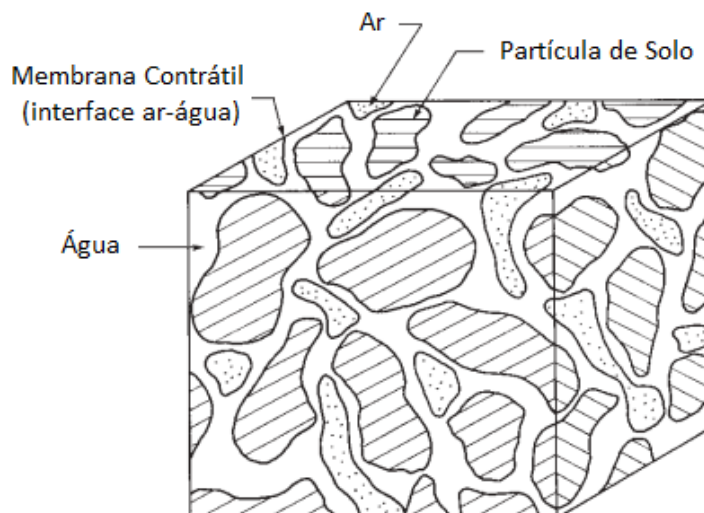
não saturados: “Soil Mechanics to Unsaturated Soils” em 1993. Segundo, N. R. Morgenstern, em expectativa expressa no prefácio desta mesma obra, não é possível ensinar, conduzir pesquisa ou implementar novos modelos relacionados aos solos não saturados, sem referenciar estes dois autores. Pragmaticamente, as teorias desenvolvidas na mecânica dos solos não saturados foram fundamentadas nas bases estabelecidas pela mecânica dos solos clássica (FREDLUND; RAHARDJO, 1993).

Sabe-se da teoria clássica, que o solo como sistema particulado, consiste em um sistema trifásico composto por fase sólida, fase líquida e fase gasosa – partículas de minerais, água e ar, respectivamente. A partir desta compreensão, é possível estabelecer diversas relações de volume e peso entre as fases tanto para o solo saturado, seco ou parcialmente saturado (LAMBE; WHITMAN, 1969).

Fredlund e Morgenstern (1977) propõem uma quarta fase no sistema de solos não saturados, denominada interface ar-água. Esta fase também é denominada de membrana contrátil e forma uma superfície fronteira entre as partículas de água e ar, por meio da continuidade entre as fases, exercendo tensões de tração nos materiais contíguos. Isto ocorre devido à tensão superficial, o que acarreta um comportamento físico semelhante ao de uma membrana elástica. Assim, esta membrana interage com as partículas sólidas, com importante influência nos comportamentos mecânicos e hidráulicos do solo.

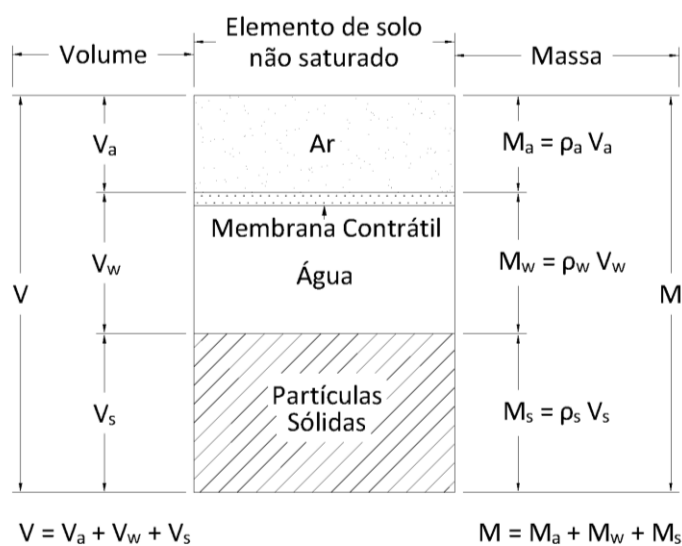
A Figura 2 ilustra um elemento idealizado de solo não saturado com fase ar contínua e membrana contrátil indicada entre as fases água e ar. A Figura 3 mostra o diagrama tetrafásico, notando-se o destaque da nova fase denominada interface ar-água ou membrana contrátil. Observa-se que para os índices físicos a película contrátil é considerada incorporada à fase água (FREDLUND; RAHARDJO, 1993).

Figura 2 – Elemento de um solo não saturado.



Fonte: Traduzido de Fredlund, Rahardjo e Fredlund (2012).

Figura 3 – Diagrama de fases do solo não saturado.



Fonte: Adaptado de Fredlund, Rahardjo e Fredlund (2012).

A quantidade de água presente é comumente representada pelo teor de umidade gravimétrico (w), compreendida como a relação entre a massa de água presente no solo (M_w) e a massa de sólidos (M_s). A quantidade de água também pode ser representada a partir do teor de umidade volumétrico (θ_w), definido como a razão entre o volume de água presente no solo (V_w) e o volume total do elemento (V). A representação em termos de θ_w é frequentemente utilizada nas aplicações envolvendo solos não saturados (FREDLUND; RAHARDJO; FREDLUND, 2012).

O teor de umidade volumétrico é bastante representativo para as relações de volume de água necessárias à mecânica dos solos não saturados. Como apresentado na Tabela 1, pode ser calculado por meio de relações com o teor de umidade gravimétrico e outros índices físicos como a massa específica seca (ρ_d), massa específica da água (ρ_w), porosidade (n), grau de saturação (S), volume de vazios (V_v) e índice de vazios (e) (FREDLUND; RAHARDJO; FREDLUND, 2012).

Tabela 1 – Relações entre índices físicos e teor de umidade volumétrico.

Teor de umidade volumétrico (θ)				
$\theta_w = \frac{V_w}{V}$	$\theta_w = w \frac{\rho_d}{\rho_w}$	$\theta_w = \frac{S \cdot V_v}{V}$	$\theta_w = S \cdot n$	$\theta_w = \frac{S \cdot e}{1 + e}$

Fonte: Fredlund, Rahardjo e Fredlund (2012).

O clima e as condições do tempo desempenham um papel importante em determinar as condições de saturação do solo. A água é removida do solo por evaporação da superfície do solo ou por evapotranspiração da cobertura vegetal. Esses processos produzem um fluxo ascendente de água na forma de vapor do solo para a atmosfera. Por outro lado, a chuva e outras formas de precipitação recarregam o solo por meio de um fluxo descendente líquido. Por fim, a água se movimenta dentro do maciço por diversos mecanismos (FREDLUND; RAHARDJO; FREDLUND, 2012).

2.2 POTENCIAL DA ÁGUA NO SOLO

O movimento de um fluido em um meio qualquer ocorre por diferenças de energia interna entre suas moléculas em diferentes regiões do meio. Existem diversos potenciais na natureza que podem afetar a energia interna dos fluidos intersticiais presentes no solo (HILLEL, 1998). De uma forma geral, estes comportamentos são regidos pela lei dos gases ideais, deduzida pela primeira vez em 1834 por Émile Clapeyron (BASSALO, 1998).

A aplicação dos conceitos de energia da Termodinâmica pode definir um Potencial Total da Água do Solo, onde a energia é referenciada a um estado padrão. Esta grandeza representa o trabalho útil que deve ser realizado em uma

quantidade infinitesimal de água pura para conduzi-la de um ponto até outro, reversível e isotermicamente, desde um reservatório sob condições padronizadas (HILLEL, 1998).

A equação (1) define o potencial total da água no solo através de alguns componentes de potencial da água relevantes para comportamento geotécnico dos solos não saturados (BARBOUR, 1998).

$$\Psi_{total} = \Psi_z + \Psi_p + \Psi_{osm} + \Psi_m \quad (1)$$

Ψ_{total} = Potencial total da água no solo;

Ψ_z = Potencial de posição ou gravitacional;

Ψ_p = Potencial de pressão da água no solo;

Ψ_{osm} = Potencial osmótico da água no solo.

Ψ_m = Potencial matricial da água no solo;

Hillel (1998) conceitua os potenciais como segue:

O potencial gravitacional ocorre devido ao campo gravitacional terrestre. Cada corpo é atraído para o centro da terra por uma força gravitacional proporcional a sua massa. Ao se elevar um corpo a determinada altura, realiza-se trabalho na forma de energia potencial. Assim, esta energia depende somente da posição do corpo, ou ainda, da elevação relativa a um referencial arbitrário.

O potencial de pressão é fornecido pela pressão que a coluna de fluido exerce sobre um ponto do solo, estando este saturado. Neste caso, a pressão da água é maior que a pressão atmosférica e será proporcional à altura da coluna da água em relação ao ponto de medição.

O potencial osmótico surge em função da diferença de composição de sais minerais e substâncias orgânicas presentes na água do solo. Este potencial atua na presença de solutos, em geral, nas regiões onde uma membrana ou barreira difusiva deixa passar mais água que sais, criando uma diferença de concentração, como no caso de interações entre raízes de plantas e o solo. Em geral, este potencial não tem influência significativa no fluxo de água no solo.

O potencial matricial é decorrente de uma pressão negativa ou sucção matricial, quando o solo se encontra em uma condição não saturada. Esta

pressão tende a aumentar à medida que o teor de umidade do solo sofre redução. Este potencial é gerado por efeitos da capilaridade e adsorção, baseadas em interações entre a água e a matriz do solo. Nestes dois processos, a maior quantidade de água fica disponível por efeito capilar, enquanto o menor volume e mais fortemente retido no solo, fica associado ao efeito de adsorção. A sucção matricial é responsável pela retenção de água contra a ação da gravidade, sendo apresentada com sinal negativo.

Uma nova variável denominada Potencial Sortivo do Solo tem sido definida, testada e aplicada para os solos não saturados. Esta variável é apontada como de maior poder conceitual, sendo a fonte física originária do potencial matricial e poropressão, explicando ainda outros fenômenos como a cavitação e “*supercooling*” (LU; ZHANG, 2019; ZHANG; LU, 2020; LU, 2020; LUO; LIKOS; LU, 2021). Não obstante, o potencial de água no solo (como descrito) é amplamente estudado e aceito como peça fundamental para descrever comportamentos hidráulicos e mecânicos dos solos não saturados (LIKOS e LU, 2003; LU, 2020).

2.3 SUCÇÃO

Das definições de potenciais da água no solo, pode-se compreender o termo sucção através da definição do potencial total. A sucção do solo é o estado de energia livre da água no solo. Este estado pode ser medido em termos de pressão parcial de vapor (LIKOS; LU, 2003). A relação termodinâmica entre a sucção e a pressão parcial de vapor é dado pela equação (2):

$$\Psi = - \frac{RT}{v_{w0}\omega_v} \ln \left(\frac{u_v}{u_{v0}} \right) \quad (2)$$

Ψ = Sucção total;

R = Constante universal dos gases (0,082 atm/molK);

T = Temperatura absoluta (K);

v_{w0} = Volume específico da água ou inverso da densidade da água (m^3/kg);

ω_v = Massa molecular do vapor d'água(kPa);

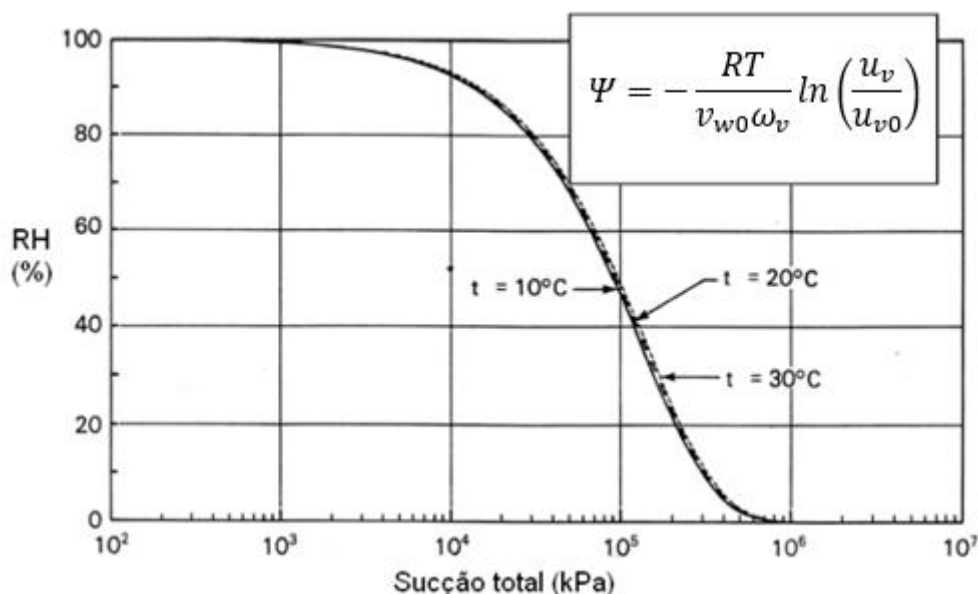
$(u_v/u_{v0}) = (RH) =$ Umidade relativa do ar no solo;

u_v = Pressão parcial do vapor d'água nos poros (kPa);

u_{v0} = Pressão de saturação do vapor d'água nos poros sobre uma superfície plana da água para a mesma temperatura.

A Figura 4 mostra a variação da sucção total com a umidade relativa, segundo equação (2).

Figura 4 – Sucção total vs. umidade relativa.



Fonte: Adaptado de Fredlund e Rahardjo (1993).

Destaca-se que a variação da umidade relativa com a sucção não sofre grande mudança com a variação da temperatura.

Considerando uma temperatura constante temos a equação (3):

$$\Psi = -C \ln(RH) \quad (3)$$

C = constante que depende da temperatura;

RH = umidade relativa do ar no solo.

A sucção total, ou pressão negativa, é composta por duas parcelas: a sucção matricial e a sucção osmótica. A sucção matricial está associada aos fenômenos de capilaridade e adsorção, conforme citado anteriormente, podendo ser

definida em termos de pressão segundo a equação (4) (KRAHN; FREDLUND 1972).

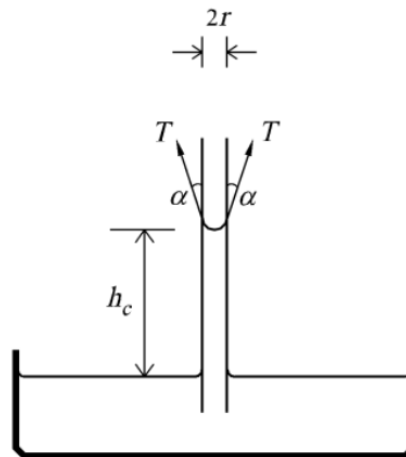
$$\Psi_m = u_a - u_w \quad (4)$$

$u_a =$ pressão do ar;

$u_w =$ pressão da água;

O fenômeno de capilaridade se dá devido à existência de uma tensão superficial T , atuante ao longo da linha de contato entre o líquido e o sólido (película contráctil), nos poros, formando um ângulo com a vertical. A altura de ascensão capilar é função da tensão superficial e inversamente proporcional ao raio de curva do tubo, podendo ser facilmente deduzida considerando um tubo capilar inserido em um reservatório de água, conforme Figura 5 (JITRAPINATE, 2016).

Figura 5 – Ascensão capilar e tensão superficial atuando sobre a película contráctil.



Fonte: Jitrapinate (2016).

Da figura depreende-se a altura de ascensão capilar (h_c), determinada através do equilíbrio de forças verticais, através da equação (5):

$$h_c = \frac{2T \cos \alpha}{rg\gamma_w} \quad (5)$$

$h_c =$ altura de ascensão capilar;

$T =$ tensão superficial;

α = ângulo de contato sólido – líquido;

r = raio do microtubo,;

γ_w = densidade da água;

g = aceleração da gravidade;

Considera-se estática a coluna de água erguida por capilaridade, bem como, a carga hidráulica constante ao longo do sistema. Por conseguinte, a sucção matricial no topo da coluna pode ser expressa como sendo a diferença entre o valor de poropressão de ar e de água. Assim, em termos de tensão superficial, temos a equação (6) (BECKETT; AUGARDE, 2013).

$$(u_a - u_w) = \frac{2T}{r} \quad (6)$$

Por outro lado, a adsorção é um fenômeno interfacial que resulta de diferentes forças de atração e repulsão entre as moléculas das superfícies sólido-líquido. Há hipóteses correntes de que estas forças têm natureza eletrostáticas ou iônicas. A adsorção em solos provoca uma forte retenção do fluido na partícula do solo, fazendo-se presente em materiais argilosos. No caso dos materiais arenosos, a parcela da adsorção não é significativa para valor da sucção matricial, devido à natureza química do grão (NITAO; BEAR, 1996; LU, 2016; LU; LIKOS, 2006).

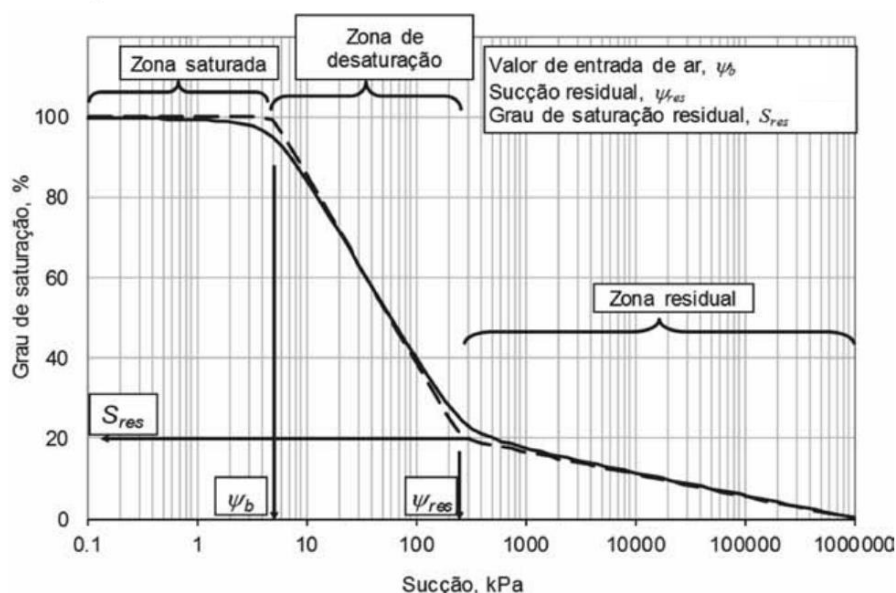
Os valores da parcela osmótica podem ser determinantes na condução de análises de fluidos com carga iônica importante, a exemplo de fluxo de contaminantes químicos, águas marinhas ou salgadas e problemas envolvendo grandes reduções de teor de umidade, ou solos compostos por determinadas mineralogias. Já para outros problemas geotécnicos práticos, a sucção total do solo pode ser determinada, de uma forma simplificada, pelo valor da sucção matricial do solo, desconsiderando o fenômeno osmótico, conforme pode ser compreendido dos trabalhos de Thyagaraj e Rao (2010); Arifin e Schanz (2009); Pulat, Ukselen-Aksoy e Egeli (2014); He, Zhang e Wu (2019); Sreedep e Singh (2006).

2.4 CURVA CARACTERÍSTICA

A curva característica também é denominada curva de sucção ou curva de retenção (entre outros) e mostra a relação entre sucção e conteúdo de água de um solo não saturado. Este conteúdo de água pode ser quantificado em termos de teor de umidade volumétrico (θ), teor de umidade gravimétrico (w) ou grau de saturação (S) (BARBOUR, 1998). Pode-se utilizar destas variáveis relativas ao conteúdo de água nos poros, contanto que o solo não sofra alterações significativas de volume geral com a variação de sucção. Fredlund e Fredlund (2020) apontam outras relações de massa-volume versus sucção têm sido consideradas na utilização da curva característica dos solos não saturados.

Frente a isso, é possível afirmar que cada solo possui uma curva característica única, ainda que de modo geral, apresentem um formato recorrente. Destaca-se neste formato a regiões e parâmetros com significados físicos relativamente bem definidos (MALAYA; SREEDEEP, 2012). Da curva de retenção apresentada na Figura 6, destacam-se três trechos, definindo três parâmetros:

Figura 6 – Parâmetros da curva característica.



Fonte: Adaptado de Gitirana Jr., Marinho e Soto (2015).

Gitirana Jr., Marinho e Soto (2015, p. 216) apontam:

“Valor de entrada de ar, ψ_b ou $(u_a - u_w)_b$: O primeiro

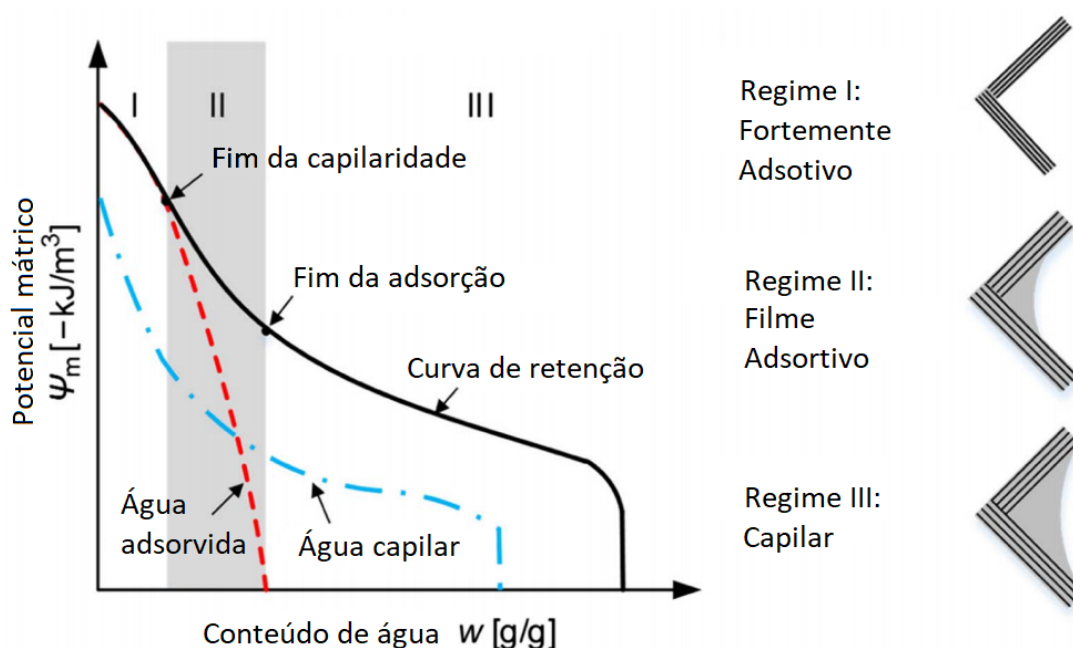
trecho corresponde ao intervalo de sucção para o qual o material se encontra completamente saturado. Este trecho estende-se até o valor de sucção, conhecido como “valor de entrada de ar”. Um dos possíveis significados físicos do valor de entrada de ar seria a máxima sucção que os maiores poros do material são capazes de suportar sem serem drenados. Essa relação faz referência à relação do tamanho de poro e raio de menisco com a sucção matricial.

Sucção residual, ψ_{res} ou $(u_a - u_w)_{res}$: O segundo trecho da curva de retenção corresponde ao intervalo de sucção para o qual o solo sofre drenagem sob o efeito de aumento da sucção, sendo tal drenagem possível em termos de fluxo de água líquida, ou seja, a água a ser drenada está em uma condição relativamente livre nos poros do solo. Para sucções superiores à sucção residual, a remoção de água exige sucções expressivas e se dá predominantemente por processos de transferência de vapor.

Grau de saturação residual, S_{res} : Corresponde à quantidade de água armazenada nos poros do material em condição relativamente menos livre do que a água drenada na forma de fluxo líquido.”

Para valores baixos de sucção, a quantidade de água retida no solo, está associada principalmente aos efeitos da capilaridade, intrinsecamente ligados a distribuição e interligação dos poros, granulometria e estrutura do solo. Para altos valores de sucção, a quantidade de água retida no solo está relacionada aos mecanismos de adsorção, principalmente influenciado pela textura, composição química e mineralógica e grau de intemperismo (LU, 2016). A Figura 7 evidencia as parcelas de água adsorvida e capilar.

Figura 7 – Curva de retenção generalizada e regimes de água capilar e adsorvida.

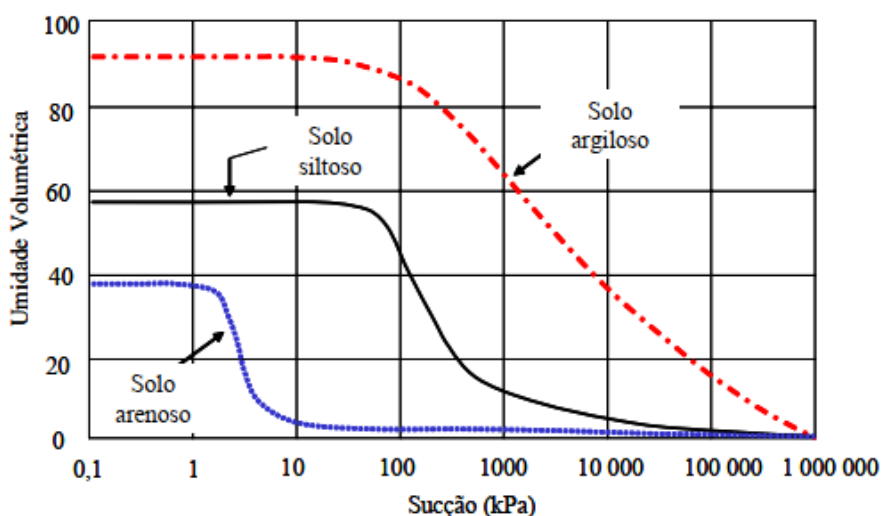


Fonte: Traduzido de Lu (2016).

O formato da curva característica apresenta particularidades de acordo com o tipo de solo, sendo influenciada por diversos fatores como histórico de tensão, estado de compactação, procedimentos de medição e faixa de medição de sucção (MALAYA; SREEDEEP, 2012).

A quantidade de água retida em solos argilosos, em geral, é maior que em solos arenosos. Solos com maiores teores de argila tendem a apresentar maiores valores de umidade para uma mesma sucção, bem como, uma inclinação mais suave da curva característica. Já solos mais arenosos apresentam maiores dimensões dos poros, assim, pequena variação da sucção, quando o solo próximo a saturação, são suficientes para reduzir consideravelmente o conteúdo de água nos poros (FREDLUND; RAHARDJO; FREDLUND, 2012). A Figura 8 mostra curvas típicas de solo arenoso, solo siltoso e solo argiloso.

Figura 8 – Curvas características típicas para solo arenoso, siltoso e argiloso.



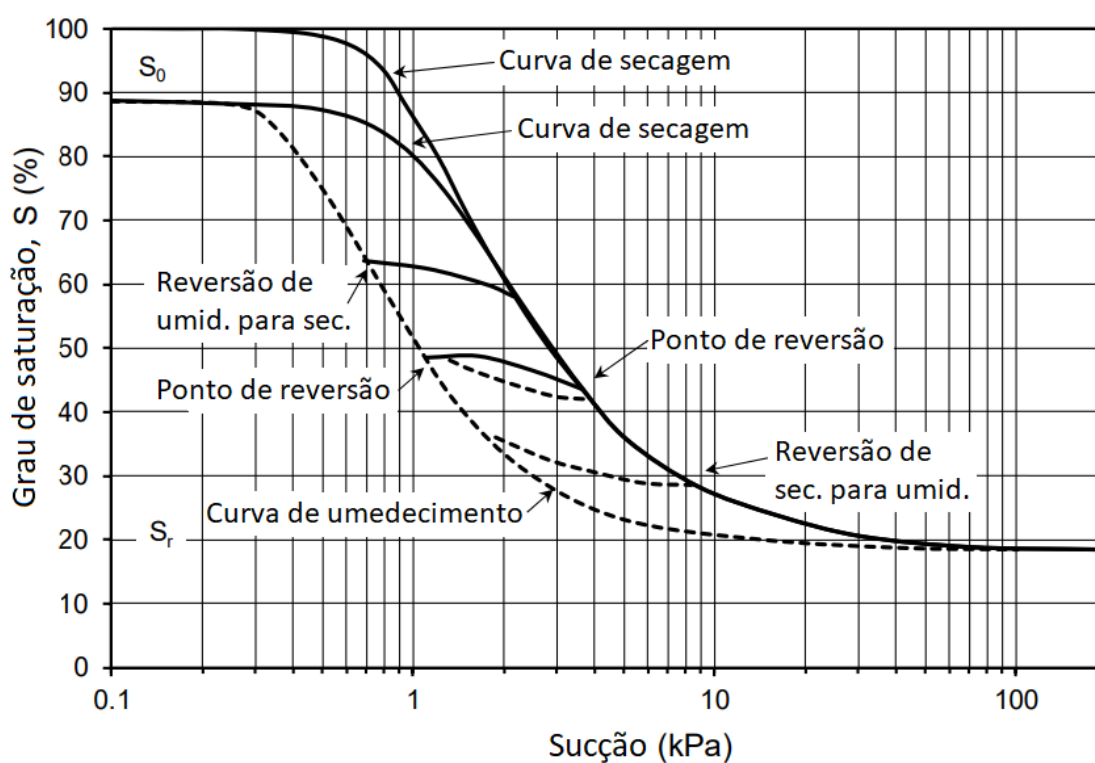
Fonte: Traduzido de Fredlund e Xing (1994).

A determinação da curva característica de um solo durante um ciclo de secagem ou umedecimento conduz a obtenção de diferentes curvas. Este efeito é denominado histerese e pode ser resultado de fatores como: não uniformidade geométrica dos poros, diferente conectividade espacial dos poros, variação do ângulo de contato líquido-sólido, presença de ar ocluído e fenômenos de inchamento e encolhimento (MALAYA; SREEDEEP, 2012; MIGUEL; VILAR, 2009.)

As diferentes geometrias de poros individuais, com poros de

diâmetro maior interconectados a poros de diâmetro menor conduz a diferentes trajetórias. Para trajetória de secagem, a sucção atinge um valor de uma tensão relativa ao poro menor. Para trajetória de umedecimento o traçado da curva depende que a sucção reduza a um valor abaixo de uma tensão referente ao poro maior (BIRLE; HEYER; VOGT, 2008). Um conjunto infinito de curvas pode ser encontrado dentro dos limites dos ciclos de umedecimento e secagem, conforme Figura 9 idealizada e descrita em Klute (1986). Definições precisas das curvas e pontos de inversão apontados na Figura 9 podem ser vistas em Fredlund (2019).

Figura 9 – Efeitos da histerese sobre a curva característica.



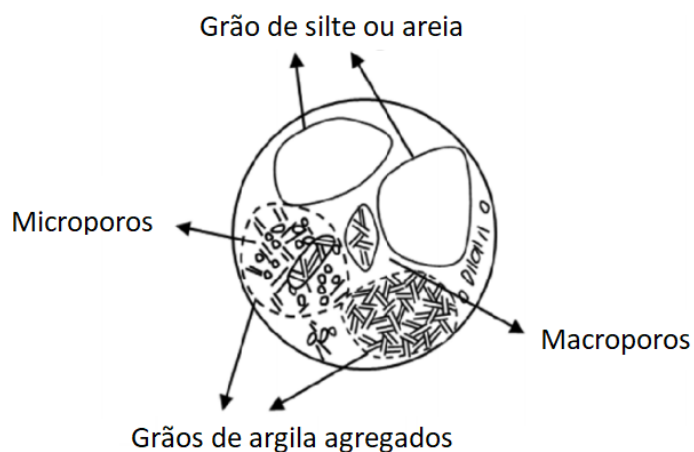
Fonte: Traduzido de Tran e Fredlund (2021).

Perfis de solos tropicais lateríticos são recorrentes em diversas regiões brasileiras. Nestes solos, o alto grau de intemperismo pelo processo de lixiviação e evolução dos argilominerais, pode levar a formação de famílias de poros distintas, determinantes no formato da curva de característica (OSINUBI; NWAIWU, 2006; BONDER; MIGUEL, 2011; CAMAPUM DE CARVALHO; GITIRANA JR., 2021).

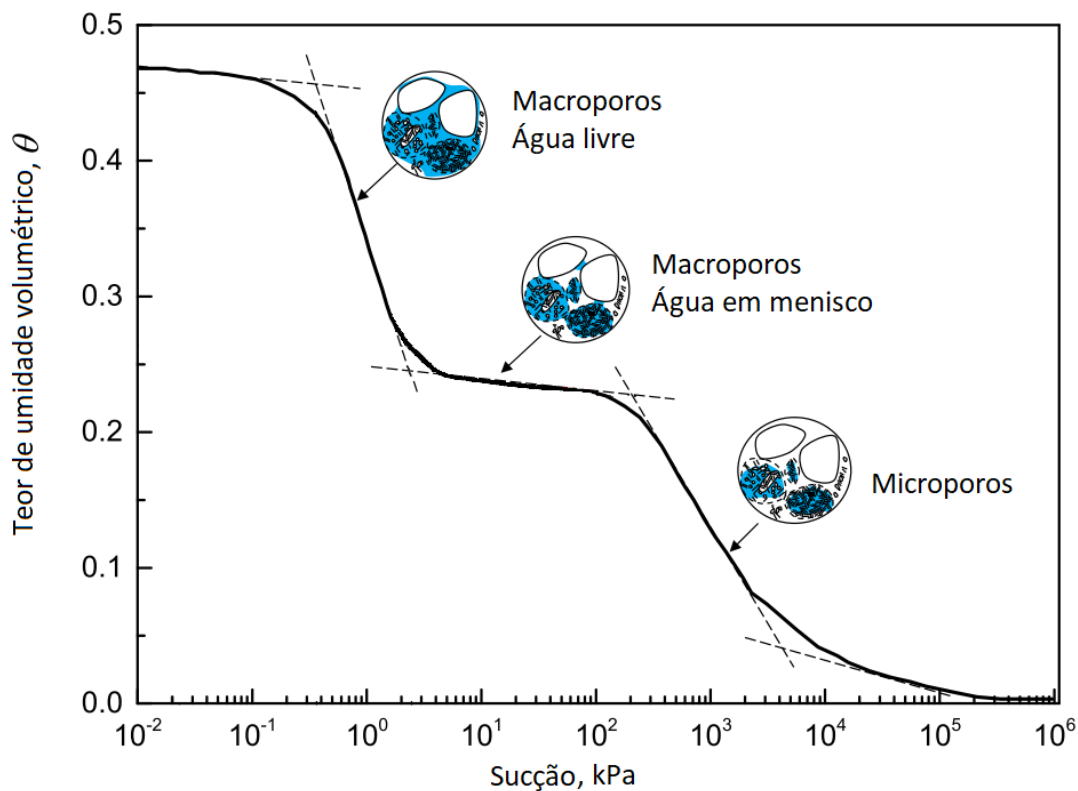
Esses materiais tendem a apresentar uma curva característica bimodal, com dois trechos de desaturação e dois valores de entrada de ar. O primeiro trecho correspondente a uma família de poros de dimensões relativamente

maiores, os macroporos, e o segundo, a uma família de poros menores, os microporos. A água armazenada na estrutura do macroporo pode ser compreendida em duas partes, a água livre e a água em menisco. Estas características podem ser observadas na Figura 10 (CHEN et. al. 2019).

Figura 10 – (a) Estrutura de macro e microporos; (b) Curva bimodal – macro e microporos.



(a) Estrutura de macroporos e microporos



(b) Curva característica bimodal - Macro e Microporos

Fonte: Adaptado de Chen et. al. (2019).

Cabe ressaltar, ainda que a estrutura do solo seja composta por uma distribuição dual de poros (macro e microporos), há indícios de outros fatores que podem alterar esse comportamento conduzindo a determinação de curvas unimodais (SUN et al., 2015; SYARIFUDIN; SATYANAGA, 2021). Ademais, existem solos com curva característica de comportamento multimodal (YAN; BIRLE; CUDMANI, 2021).

2.4.1 Obtenção da Curva Característica

Determinar a curva característica é fundamental para solução de problemas envolvendo o comportamento hidromecânico dos solos não saturados. As técnicas utilizadas objetivam mensurar os potenciais (osmóticos, matricial ou total) relativos a um conteúdo de água correspondente, obtendo-se diversos pontos discretos que constituirão a curva (KLUTE, 1986; FREDLUND; RAHARDJO; FREDLUND, 2012).

Dentre os métodos descritos na literatura, podemos citar: placa de sucção, placa de pressão, método do equilíbrio de vapor, potenciômetro de ponto de orvalho, tensiômetros, psicrômetros, blocos porosos, sensores de condutividade térmica e elétrica, entre outros. Entre os métodos mais empregados, tem destaque o papel filtro, por sua versatilidade, bons resultados e baixo custo (POWER; VANAPALLI; GARGA, 2008).

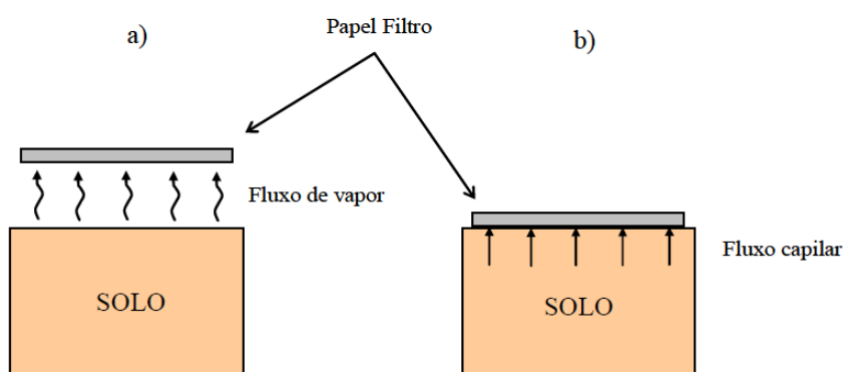
2.4.2 Ensaio do papel filtro

Este método pode ser usado para medir tanto a sucção total quanto a sucção matricial. Para medida de sucção matricial, coloca-se um papel filtro em contato com o solo deixando que o equilíbrio de sucção se estabeleça entre o papel e a amostra, sem permitir a evaporação. A partir da umidade final do papel filtro e de uma calibração adequada é possível determinar indiretamente o valor da sucção da amostra de solo. Já para se obter a sucção total, o equilíbrio deve ocorrer pelo fluxo em forma de vapor, ou seja, sem contato direto do papel com o solo (MARINHO; SOTO; GITIRANA JR, 2015).

A técnica, teoricamente, possibilita determinar a sucção matricial do

solo em todo o intervalo de sucção (FREDLUND, RAHARDJO; FREDLUND, 2012). Alguns autores, indicam que os procedimentos práticos usuais permitem obter resultados de sucção na faixa de 0 a 29.000 kPa (MARINHO; OLIVEIRA, 2006). Outros autores apontam a confiabilidade dos dados obtidos somente a partir de 1 kPa (LEONG et al., 2020). A Figura 11 mostra um esquema do ensaio.

Figura 11 – Tipos de fluxo do solo para o papel filtro: a) medição de sucção total e b) medição de sucção matricial.



Fonte: Marinho (1995).

Como método indireto, mensura-se as variáveis representativas do solo a partir de medidas de outra variável, no caso, conteúdo de água do papel filtro. Um estado de equilíbrio de sucção é estabelecido entre solo e material poroso, porém com capacidade de sucção e conteúdo de água distintos. Portanto, é necessário estabelecer uma curva de calibração correspondente ao papel filtro para se determinar a sucção do solo. Os papéis filtro mais usados são: *Whatman* N° 42 e *Sheleicher & Shuell* N° 589 (LEONG; HE; RAHARDJO, 2002).

Em geral, as equações de curvas de calibração são obtidas de um gráfico de dispersão que relaciona o teor de umidade gravimétrica e a sucção do solo em escala logarítmica. O procedimento de calibração do papel de filtro consiste em permitir que ele atinja o equilíbrio com uma sucção conhecida a partir de métodos apropriados (MARINHO; OLIVEIRA, 2006).

A Tabela 2 apresenta a curva de calibração proposta por Chandler, Crilly e Montgomery-Smith (1992) para o papel filtro *Whatman* N° 42. Diversas outras curvas de calibração podem ser vistas em Leong et al. (2020). As diferenças nas curvas de calibração podem ser atribuídas a vários fatores como: qualidade do papel filtro, fonte de sucção utilizada na calibração, histerese e tempo de equilíbrio

(LEONG; HE; RAHARDJO, 2002).

Tabela 2 – Equações de calibração para o papel filtro *Whatman* N° 42.

W_{papel}	Sucção (kPa)
$\leq 47\%$	$10^{4,84-0,0622 w_{\text{papel}}(\%)}$
$> 47\%$	$10^{6,05-2,48 \log_{10} [w_{\text{papel}}(\%)]}$

Fonte: Chandler, Crilly e Montgomery-Smith (1992).

Diversos procedimentos devem ser estritamente seguidos para obtenção de bons resultados, sendo crucial o tempo decorrido até o equilíbrio da sucção entre a amostra e o papel. (POWER; VANAPALLI; GARGA, 2008). Outros fatores relacionados ao manuseio do papel, controle de umidade, controle de temperatura e precisão da balança também são fundamentais (MARINHO; SOTO; GITIRANA Jr., 2015). De maneira geral, trata-se de um bom método para obtenção da curva de retenção de água no solo. As principais limitações do uso desta técnica estão relacionadas ao longo tempo de resposta e, principalmente, à sensibilidade quanto ao procedimento experimental gerando dados relativamente dispersos (MAVROULIDOU; CARBARKAPA; GUNN, 2013).

2.4.3 Modelos de ajuste da curva característica por Equações Empíricas

As equações de ajuste buscam constituir uma melhor definição para a curva característica. Esta aplicação minimiza erros na definição da curva obtida diretamente a partir de pontos experimentais (NAM et. al, 2009). A definição acurada dos parâmetros de ajuste pode ser um fator importante na modelagem de infiltração e fluxo da água da chuva em taludes não saturados. Há indícios de que a curva característica pode influenciar sensivelmente nos resultados da modelagem, conseqüentemente, o ajuste adotado reflete nos modelos computacionais de infiltração (YEH et al., 2021; ZHAI et al., 2019).

A princípio, estas equações foram elaboradas descrevendo curvas unimodais, posteriormente, muitas delas foram desenvolvidas para abranger as curvas bimodais. Algumas equações são baseadas na hipótese de que a curva característica pode ser estimada a partir da distribuição teórica do volume de vazios,

e outras buscam estabelecer relação da curva característica com a distribuição granulométrica (SATYANAGA et al, 2013; ZHANG; CHEN, 2005).

Normalmente as equações que descrevem a curva característica são compostas por um certo número de parâmetros de ajuste. Alguns desses parâmetros de ajuste estão relacionados a pontos específicos da curva característica e outros não têm significado físico específico. Ao selecionar uma equação, busca-se estabelecer seus parâmetros constituintes de modo a definir uma curva contínua que forneça melhor ajuste aos pontos experimentais, (WANG et al., 2021; LI et al., 2019, SHEIKHBAGLOU et al., 2021). Na Tabela 3 são expostas algumas das equações disponíveis na literatura:

Tabela 3 – Equações para a curva característica.

(continua)

Autor	Equação	Parâmetros
Gardner (1958)	$\theta = \frac{1}{1 + q\Psi^\eta}$ $\theta = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}$	Θ = Teor de umidade volumétrico normalizado; θ = Teor de umidade volumétrico; θ_r = Teor de umidade residual; θ_s = Teor de umidade saturado; Ψ = sucção; η, q = Parâmetros de ajuste.
Van Genuchten (1980)	$\theta = \left[\frac{1}{1 + (\alpha\Psi)^n} \right]^m$	Θ = teor de umidade volumétrico normalizado; Ψ = sucção; α, m, n = parâmetros de ajuste.
Brooks e Corey (1964)	$\theta = \left(\frac{\Psi_b}{\Psi} \right)^\lambda$	Θ = teor de umidade volumétrico normalizado; Ψ_b = sucção de entrada de ar; Ψ = sucção; λ = índice de distr. de diâmetro de vazios.
William et al. (1983)	$\ln \Psi = a_1 + b_1 \ln \theta$	a_1 e b_1 = parâmetros de ajuste; θ = Teor de umidade volumétrico. Ψ = sucção.
Gosh (1980)	$\Psi = \Psi_b \left(\frac{\theta}{\theta_s} \right)^{-\beta}$ $\beta = 2,619 \left(\frac{\lambda_2}{\lambda_1} \right)^{0,2822} (\lambda_{4+0,7})^{0,0625} (\lambda_4)^{+0,1250}$ $\left(5,91 \frac{\lambda_3}{\lambda_1 + \lambda_3} + 1,1 \right)^{0,0625}$ $\lambda_4 = 6,2 \sqrt{\frac{\lambda_2}{\lambda_1}} - 5,91 \frac{\lambda_3}{\lambda_1 + \lambda_3}$	θ = Teor de umidade volumétrico; θ_s = Teor de umidade saturado; b = sucção de entrada de ar; λ_1 = percentagem da fração areia; λ_2 = percentagem da fração silte; λ_3 = percentagem da fração argila.
Mckee e Bumb (1987)	$\theta = \frac{1}{1 + \theta^{(\Psi-a)^b}}$	a e b = parâmetros de ajuste; θ = Teor de umidade volumétrico; Θ = teor de umidade vol. normalizado;

$\Psi =$ sucção.

Tabela 3 – Equações para a curva característica.

(conclusão)

Autor	Equação	Parâmetros
Fredlund e Xing (1994)	$\theta = C_{\psi} \frac{\theta_s}{\left[\ln e + \left(\frac{\Psi}{a} \right)^{n-1} \right]^m}$ $C_{\psi} = 1 - \frac{\ln \left(1 + \frac{\Psi}{\Psi_r} \right)}{\ln \left(1 + \frac{\Psi_0}{\Psi_r} \right)}$	$a, m, n =$ parâmetros de ajuste (obtidos a partir da curva característica) $e =$ base log neperiano; $\theta =$ Teor de umidade volumétrico; $\theta_s =$ Teor de umidade saturado; $\Psi =$ sucção; $\Psi_0 =$ sucção mátrica solo seco (106kPa); $\Psi_r =$ sucção do teor de umidade residual
Saxon et al. (1986)	$\Psi = \alpha \theta^b$	$a, b =$ parâmetros de ajuste $\theta =$ Teor de umidade volumétrico; $\Psi =$ sucção
Farrel e Larson (1972)	$\Psi = \Psi_b e^{\alpha(1-\theta)}$	$\alpha =$ Parâmetro de ajuste; $\Psi =$ sucção; $\theta =$ Teor de umidade volumétrico
Visser (1966)	$\Psi = \frac{a(\theta_s - \theta)^b}{\theta^c}$	a, b e $c =$ parâmetros de ajuste; $\theta =$ Teor de umidade volumétrico; $\Psi =$ sucção; $\theta_s =$ teor de umidade volumétrico saturado
Gitirana Jr. e Fredlund (2004)	$S = \frac{S_1 - S_2}{1 + \left(\frac{\Psi}{\sqrt{\Psi_b \Psi_{res}}} \right)^d} + S_2$	$S, S_1, S_2 =$ Teor de umidade; $\Psi, \Psi_b, \Psi_{res} =$ Sucção; $d =$ parâmetro de ajuste.

Fonte: Adaptado de Gitirana Jr. (2015).

Gerscovich e Sayão (2002) utilizaram equações de ajuste para 11 solos brasileiros (residuais, coluvionares e sedimentares) a fim de avaliar as previsões da curva característica. De uma forma geral, as equações de Gardner (1958) e Van Genuchten (1980) mostraram-se adequadas para representar a curva característica destes solos, de comportamento unimodal. Os autores apontam a equação de Gardner (1958) como mais simples e com menor necessidade de parâmetros, enquanto a de Van Genuchten (1980) é mais complexa, porém com maior capacidade de adequação.

A família de equações propostas por Gitirana Jr. e Fredlund (2004) é baseada na equação geral da hipérbole, desenvolvida sobre os eixos coordenados ($\log(\Psi)$, S). Estas equações apresentam flexibilidade na aplicação e bons resultados de ajuste. Para solos com curva característica bimodal a curva é definida por oito

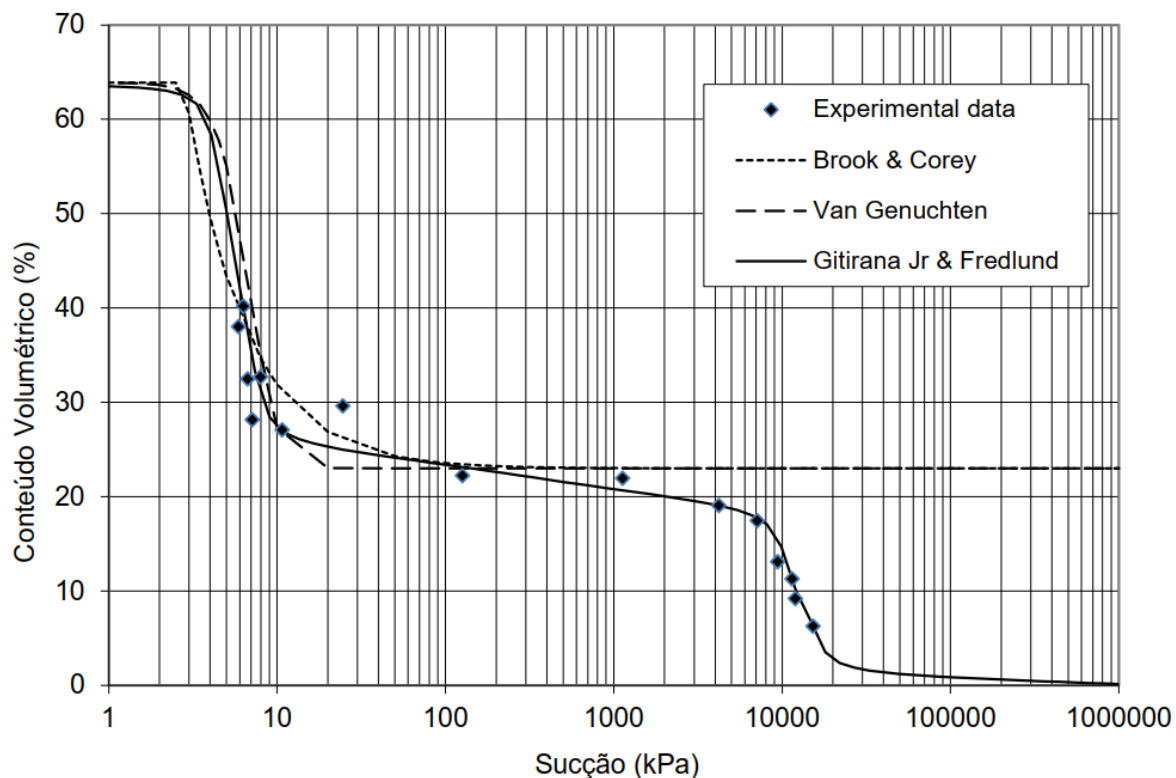
parâmetros. Parte destes parâmetros correspondem a pontos com significado físico definido da curva, e parte caracteriza o formato dos pontos de inflexão da curva, de modo independente. Apesar de sua inerente complexidade, a flexibilidade da equação proposta a torna adequada para muitos tipos de materiais, especialmente os solos tropicais brasileiros de comportamento bimodal.

Os modelos existentes na literatura apresentam aplicabilidade variada. Modelos teóricos recentes mais rígidos, menos baseados em simplificações e/ou regressões empíricas, descrevem mais fielmente os comportamentos hidromecânicos do solo, contudo tendem a apresentar maior complexidade e exigência de dados. Conforme pode ser compreendido dos trabalhos de Alves; Gitirana Jr e Vanapalli (2020), Rudiyanto et al. (2015), Abhisekh e Sreedeeep (2021) e Chen et al. (2019). Há modelos aliados à previsão da condutividade hidráulica não saturada do solo, os quais serão discutidos nos tópicos seguintes.

2.4.4 Curvas Características Bimodais de alguns Solos Tropicais Brasileiros

A curva característica da Figura 12 foi obtida por Araujo et. al, (2017) a partir do ensaio do papel filtro e utilizando os ajustes de Brooks e Corey (1964), Van Genutchen (1980) e Gitirana Jr. e Fredlund (2004). Trata-se de um Latossolo Vermelho com comportamento bimodal, típico de solos tropicais, oriundo da região sudoeste da cidade de Goiânia.

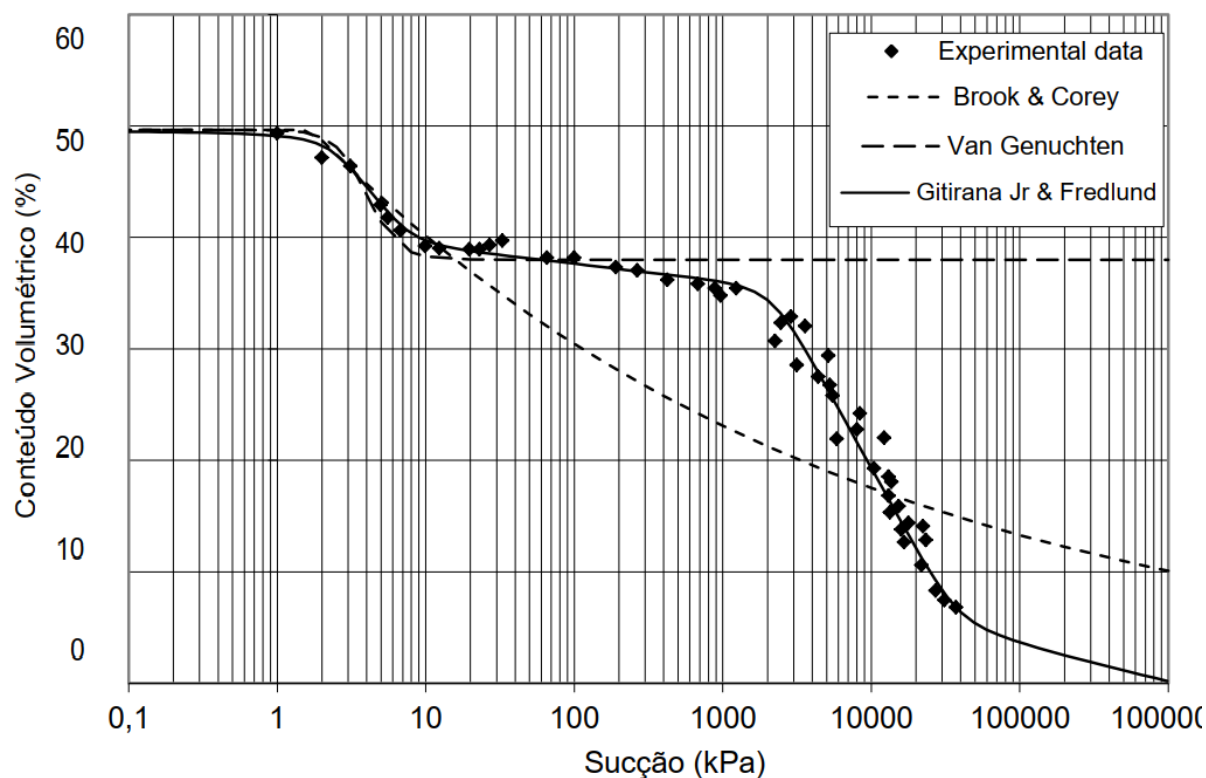
Figura 12 – Curva característica Latossolo Vermelho - comportamento bimodal, obtida por pontos experimentais e diferentes ajustes.



Fonte: Adaptado de Araujo et al. (2017).

A curva apresentada na Figura 13 provém do mesmo trabalho de Araujo et al. (2017), obtida a partir da técnica do papel filtro e placa de sucção (para sucções mais baixas) e dos mesmos ajustes aplicados ao solo anterior. O material tem origem na região dos Aparados da Serra localizada na divisa dos municípios de Timbé do Sul-SC e São José dos Ausentes-RS. Segundo os autores, este solo é um colúvio originado provavelmente do intemperismo e da erosão de uma camada de arenito, classificado pedologicamente como um Argissolo Vermelho Amarelo.

Figura 13 – Curva característica Argissolo Vermelho Amarelo - comportamento bimodal, obtida por pontos experimentais e diferentes ajustes.



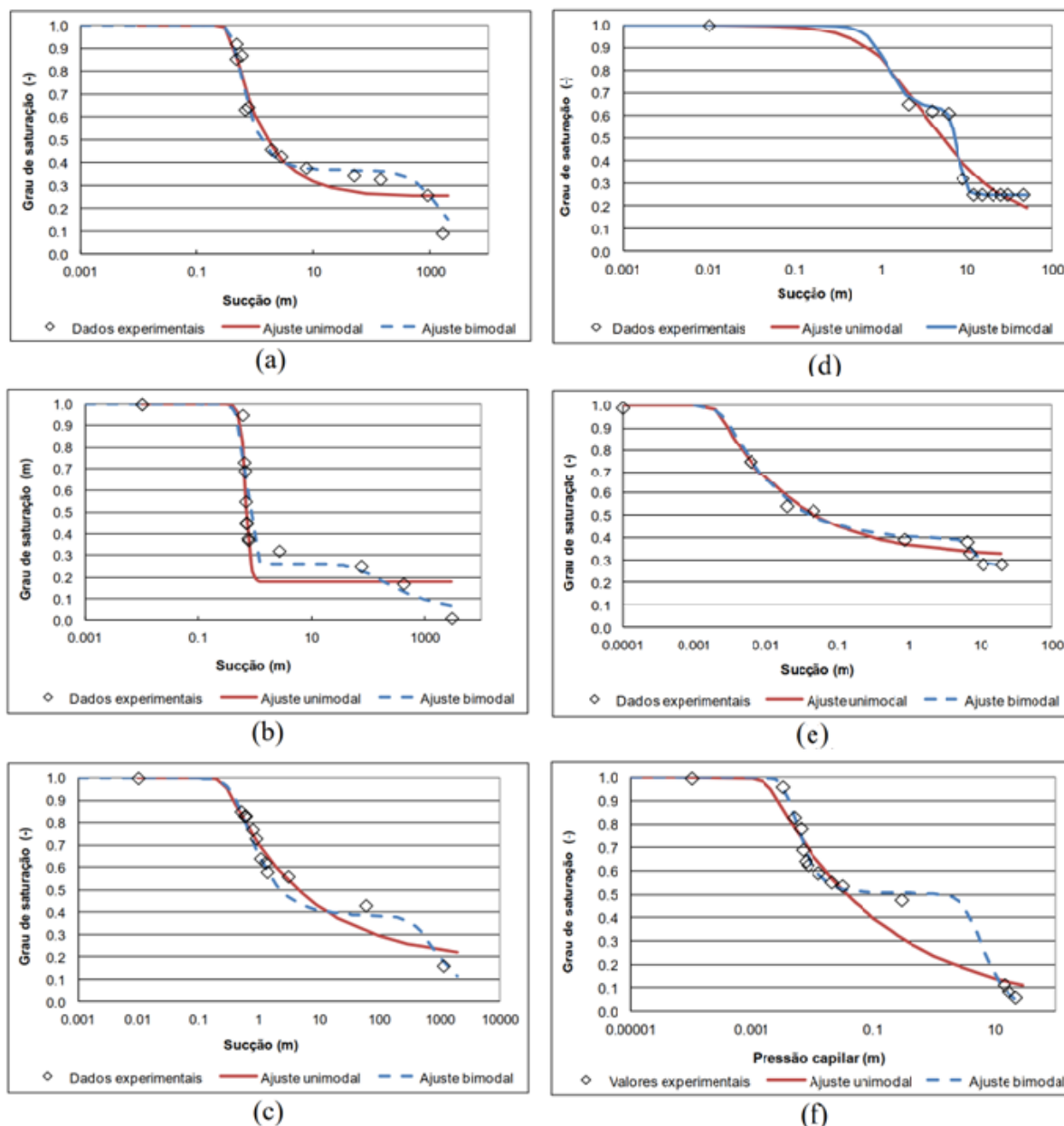
Fonte: Adaptado de Araujo et. al. (2017).

Ambas as curvas (Figura 12 e Figura 13), exibem comportamento bimodal com formato duplo “S”, caracterizado pela existência de dois valores de entrada de ar e um patamar intermediário, mais ou menos inclinado. Este patamar relaciona-se aos poros com tamanho intermediário nesses solos.

Observa-se de modo geral, o ajuste de Gitirana Jr e Fredlund (2004) bastante mais condizente com os valores experimentais ao longo de toda a curva, representando melhor o comportamento esperado para o solo em toda sua faixa de umidade. Ainda assim, para situação de campo onde a oscilação da quantidade de água nos poros esteja restrita às sucções inferiores a 100 kPa, a curva obtida pelo ajuste de Van Genuchten (1980) pode tornar-se representativa.

A Figura 14 apresenta valores experimentais e a curvas de retenção de água no solo ajustada por dois modelos distintos, um unimodal e um bimodal.

Figura 14 – Curva de retenção do solo com dados experimentais e ajustes uni e bimodal: (a) Rio Claro-SP; (b) Itirapina-SP; (c) Lins-SP, (d) Londrina-PR (MIGUEL et al., 2006); (e, f) São Carlos-SP (GRACIOSA et al., 2008).



Fonte: Adaptado de Soto e Kiang (2013).

Evidenciam-se as diferenças do traçado da curva seguindo a adoção dos diferentes ajustes para os mesmos pontos experimentais. É possível observar que os ajustes unimodais aplicados aos solos de característica bimodal podem subestimar ou superestimar o comportamento esperado da relação a conteúdo de água *versus* sucção, ocasionando discrepâncias de grande magnitude para alguns casos (SOTO; KIANG, 2013).

Outras curvas características bimodais de alguns solos tropicais brasileiros podem ser vistas em Mendes e Marinho (2020), Heidemann et al. (2016), Cordão Neto et al. (2018), Futai e Almeida (2005), Hernandez, Bacellar e Araujo Jr (2021), Miguel e Bonder (2012), Freitas, Rezende e Gitirana Jr. (2020), Carducci et al. (2013), Melo et al. (2018).

2.5 CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA NÃO SATURADA

A condutividade Hidráulica é definida como a capacidade de um solo em transmitir água através de seus vazios. Na condição saturada, denomina-se também como condutividade hidráulica saturada ou permeabilidade hidráulica e na condição não saturada, condutividade hidráulica não saturada.

Para análise do fluxo no solo, considera-se válidas as hipóteses da lei de Darcy e da Lei da Conservação da Massa (Equação da Continuidade).

A condutividade hidráulica saturada (k_{sat}) é obtida da equação (7):

$$k_{sat} = \frac{\rho_w g}{\mu_w} K \quad (7)$$

ρ_w = densidade do fluido;

μ_w = coeficiente de viscosidade dinâmica do fluido;

K = permeabilidade intrínseca, função do meio poroso;

g = aceleração da gravidade.

Para o solo saturado, a lei de Darcy considera uma proporcionalidade entre a velocidade de fluxo e o gradiente hidráulico, dada pela equação (8):

$$v = -k_{sat} \nabla H \quad (8)$$

v = velocidade de fluxo;

k_{sat} = coeficiente de condutividade hidráulica saturada;

H = gradiente da carga hidráulica.

Para o caso de solos não saturados, as hipóteses acima continuam válidas, com a ressalva de que a condutividade agora é função do teor de umidade e da sucção. Este fato resulta em uma equação não-linear para descrever o fluxo em um solo não saturado (CAVALCANTE; ZORNBERG, 2017a).

Para o solo não saturado, Buckingham introduziu a condutividade hidráulica em função da sucção ou conteúdo de umidade para descrever a densidade de fluxo em um meio não saturado, dando origem a Lei de Darcy-Buckingham, dada pela equação (9):

$$q = -k(\Psi) \nabla H \quad \text{ou} \quad q = -k(\theta) \nabla H \quad (9)$$

$q = \text{fluxo};$

$k(\Psi) = \text{coeficiente de condutividade hidráulica em função da sucção};$

$k(\theta) = \text{coeficiente de condutividade hidráulica em função do teor de umidade volumétrico};$

$H = \text{carga hidráulica}.$

A água no estado líquido se movimenta segundo as diferenças de potenciais, as quais está sujeita. Da definição do potencial da água no solo, retomase a equação (1), de onde o potencial total, ou potencial hidráulico, pode ser representado pela variável H. O potencial osmótico pode ser assumido com valor nulo. O potencial de pressão de água (positivo) e o potencial matricial (negativo) podem ser sintetizados em uma única variável e o potencial gravitacional representado pela variável z, obtendo-se a equação (10).

$$\Psi_{total} = \Psi_z + \Psi_p + \Psi_m + \Psi_{osm} \quad (1)$$

$$\Psi_{total} = H$$

$$\Psi_{osm} = 0$$

$$\Psi_m + \Psi_p = \Psi$$

$$\Psi_z = z$$

$$H = \Psi + z \quad (10)$$

Na condição de fluxo vertical para baixo q_z , eixo z positivo para cima e substituindo-se (10) em (9), resulta a equação (11).

$$q_z = -k(\Psi) \left(\frac{\partial(\Psi + z)}{\partial z} \right)$$

$$q_z = -k(\Psi) \left(\frac{\partial(\Psi)}{\partial z} + 1 \right)$$

$$q_z = -k(\Psi) - k(\Psi) \frac{\partial(\Psi)}{\partial z} \quad (11)$$

A equação da continuidade é dada pela equação (12):

$$-\frac{\partial q_z}{\partial z} = \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (12)$$

Com (11) em (12), obtém-se na equação (13) a forma mista da Equação de Richards para uma dimensão.

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial k(\Psi)}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial z} \left[k(\Psi) \frac{\partial \Psi}{\partial z} \right] \quad (13)$$

Uma possível representação da equação que rege o fluxo em meios porosos parcialmente saturados em função do teor de umidade volumétrico, sucção e condutividade hidráulica não saturada.

Considerando a equação (14):

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial \theta}{\partial \Psi} \frac{\partial \Psi}{\partial t} \rightarrow C_s(\Psi) \frac{\partial \Psi}{\partial t} \quad (14)$$

$C_s(\Psi) = \text{Capacidade hídrica específica.}$

Onde (14) pode ser substituída em (13), obtendo-se a equação (15), Equação de Richards em termos de Ψ , para uma dimensão.

$$C_s(\Psi) \frac{\partial \Psi}{\partial t} = \frac{\partial k(\Psi)}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial z} \left[k(\Psi) \frac{\partial \Psi}{\partial z} \right] \quad (15)$$

De modo similar, pode-se assumir a relação da equação (16):

$$\frac{\partial \Psi}{\partial z} = \frac{\partial \Psi}{\partial \theta} \frac{\partial \theta}{\partial z} \rightarrow K(\theta) \frac{\partial \Psi}{\partial \theta} = D(\theta) \quad (16)$$

$D(\theta) = \text{difusividade hidráulica não saturada.}$

Desenvolvendo-se (9) a partir de $k(\theta)$, tem-se a equação (17), a Equação de Richards em termos de θ , para uma dimensão.

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial k(\theta)}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial z} \left[D(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial z} \right] \quad (17)$$

Assim, a equação de Richards rege o fluxo transiente em um meio poroso e sua dedução pode ser realizada a partir da adaptação da Lei de Darcy e do Princípio da Conservação de Massas. Os termos do lado esquerdo das equações de Richards correspondem ao enchimento e esvaziamento dos vazios, ao passo que os termos do lado direito dizem respeito a difusão da água no meio poroso (PIZZARRO, 2009; MÄNNICH, 2008).

Por fim, pode-se obter interpretação matemática por equações governantes de fluxo para outras variáveis de interesse, como situação de fluxo tridimensional, isotrópicas ou anisotrópicas, acoplada à tensão deformação. Também podem ser considerados casos de fluxo estacionário ou transiente, bem como, associados a outros líquidos, fluxo de vapor, soluto e temperatura. Diversas destas abordagens podem ser vistas em Fredlund, Rahardjo e Fredlund (2012).

Soluções analíticas da equação de Richard são difíceis de obter devido à natureza altamente não linear das propriedades hidráulicas dos solos não saturados, como a curva característica e a função de condutividade hidráulica. Estas soluções têm sido desenvolvidas empregando-se modelos hidráulicos estacionários e com simplificações importantes aplicadas a casos específicos (CAVALCANTE; ZORNBERG, 2017a; HOGARTH; PARLANGE, 2000; DELL'AVANZI; ZORNBERG; CABRAL, 2004; SWAMEE et al., 2014).

Outra abordagem busca soluções exatas da equação de Richard para fluxo transiente, onde as equações são estruturadas em forma de integrais, o que geralmente requer o uso de abordagens numéricas e computacionais (CAVALCANTE; ZORNBERG, 2017a; WANG; DOOGE, 1994; BASHA, 1999). Diversos programas comerciais implementam o método dos elementos finitos, diferenças finitas ou volumes finitos para estas soluções, tornando-se ótimas ferramentas para condução de análises de fluxo em solo não saturado (ŠIMŮNEK, 2005). A exemplo, pode-se citar os programas HYDRUS (ŠIMŮNEK et al., 2008), SWAP (KROES et al., 2008), UNSAT-H (FAYER, 2000), SEEP/W (GEOSTUDIO, 2020a) e SVFLUX (Bentley System, 2019).

2.6 FUNÇÃO DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA NÃO SATURADA

O solo saturado apresenta a condutividade hidráulica (ou coeficiente de permeabilidade) constante, pois seus vazios são totalmente ocupados pela água. Já no solo não saturado os vazios passam a estar ocupados também com o ar, onde a sucção atua reduzindo a capacidade de percolação do solo. Assim, a condutividade hidráulica de um solo não saturado é representada por uma equação onde a condutividade hidráulica varia em função da sucção ou do teor de umidade volumétrico dos solos (KRISDANI; RAHARDJO; LEONG, 2009.)

A função de condutividade hidráulica pode ser determinada de forma direta em ensaios de campo e de laboratório. Dentre eles pode-se citar o método estacionário (laboratório), o método estacionário simplificado (laboratório), método do perfil instantâneo (laboratório ou campo) e a técnica de mensuração da frente de umedecimento por infiltração ou elevação capilar (laboratório) (FREDLUND; RAHARDJO; FREDLUND, 2012). Outras técnicas também podem ser vistas em Benson e Gribb (1997).

Os métodos diretos apresentam dificuldades em termos de tempo e custo, o que torna as estimativas por métodos indiretos mais recorrentes para na prática geotécnica (FREDLUND; RAHARDJO; FREDLUND, 2012; LI; ZHANG; FREDLUND, 2009). A determinação da condutividade hidráulica não saturada a partir de técnicas indiretas é realizada através de modelos estatísticos e equações empíricas. Uma vez obtida a permeabilidade saturada e a curva característica do

solo, estão disponíveis na literatura diversas equações para estimar a curva que descreve a condutividade hidráulica em função do teor de umidade volumétrico ou da sucção no solo não saturado (DURNER; LIPSIUS, 2005; JIAO; ZHANG; ZHU, 2016).

A Tabela 4 apresenta algumas das proposições disponíveis na literatura para representar matematicamente função de condutividade hidráulica dos solos não saturados. A maioria das equações utilizam parâmetros próprios de ajuste, pontos da curva característica – especialmente teor de umidade volumétrico saturado e residual e valor de entrada de ar – bem como, a condutividade hidráulica saturada (GERSCOVICH; GUEDES, 2004).

Tabela 4 – Equações da curva de condutividade hidráulica.

Autor	Equação	Parâmetros
Gardner (1958)	$k = \frac{k_{sat}}{1 + a \left(\frac{\Psi}{\rho_w g} \right)^n}$	Ψ = Sucção a, n = parâmetro de ajuste ρ_w = densidade da água g = aceleração da gravidade
Brooks e Corey (1968)	$\begin{cases} k(\Psi) = k_{sat} \left(\frac{\Psi_b}{\Psi} \right)^\eta \lambda \rightarrow \Psi > \Psi_b \\ k(\Psi) = k_{sat} \rightarrow \Psi \leq \Psi_b \end{cases}$	Ψ = sucção Ψ_b = sucção de entrada de ar η = parâmetro de ajuste
Arbhabhirama e Kridakorn (1968)	$k = \frac{k_{sat}}{\left(\frac{\Psi}{\Psi_b} \right)^{n'} + 1}$	Ψ = sucção Ψ_b = sucção de entrada de ar n' = parâmetro de ajuste
Davidson <i>et al.</i> (1969)	$k = k_{sat} e^{[\beta(\theta - \theta_s)]}$	θ = teor de umidade vol. θ_s = teor de umidade vol. saturado β = parâmetro de ajuste
Campbell (1974)	$k = k_{sat} \left(\frac{\theta}{\theta_s} \right)^{2b+3}$	θ = teor de umidade vol. θ_s = teor de umidade vol. saturado b = parâmetro de ajuste
Mualem (1976)	$k_{rel} = \frac{\{1 - (\alpha\Psi)^{mn} [1 + (\alpha\Psi)^n]^{-m}\}^2}{[1 + (\alpha\Psi)^n]^{\frac{m}{2}}}$	$k_{rel} = k/k_{sat}$ Ψ = sucção m, n, α = parâmetro de ajuste
Mualem e Dagan (1978)	$k_{rel} = S_e^x \left(\frac{\int_0^\theta \frac{d\theta}{\Psi^{1+b}}}{\int_0^{\theta_s} \frac{d\theta}{\Psi^{1+b}}} \right)^2$	$k_{rel} = k/k_{sat}$ θ = teor de umidade volumétrico Ψ = sucção. b = fator de tortuosidade
Van Genuchten (1980)	$k(S_e) = k_{sat} S_e^{0,5} \left[1 - \left(1 - S_e^{\frac{1}{m}} \right)^m \right]^2$ $S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}$	θ_r, θ_s = teor de umidade vol. residual e saturado S_e = grau de saturação no solo m = parâmetro de ajuste
Leong e Rahardjo (1998)	$k_{rel} = \theta^p \rightarrow \theta = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}$	$k_{rel} = k/k_{sat}$ θ = teor de umidade norm. θ_r e θ_s = teor de umidade vol. residual e saturado. P = parâmetro de ajuste
Vanapalli e Lobbezoo (2002)	$k_{rel} \approx 10^{(10,9 \log S^\gamma)}$ $\gamma = 14,08(I_p)^2 + 9,4(I_p) + 0,75$	$k_{rel} = k/k_{sat}$ S = grau de saturação I_p = índice de Plasticidade

Fonte: Adaptado de Gerscovich e Guedes (2004).

Nota-se que a equação (18) é desenvolvida segundo modelo teórico de Mualem (1976), que advém de considerações relativas aos efeitos da sequência e diferentes seções de poros na condutividade hidráulica, no entanto, apresenta-se aqui segundo os parâmetros desenvolvidos por Van Genuchten (1980) (MUALEM, 1976; STEPHENS; LAMBERT; WATSON, 1987).

$$k_{rel} = \frac{\{1 - (\alpha\Psi)^{mn} [1 + (\alpha\Psi)^n]\}}{[1 + (\alpha\Psi)^n]^{\frac{m}{2}}} \quad (18)$$

De modo análogo, a equação (19) apresentada, foi desenvolvida a partir da extensão das análises de Van Genuchten (1980). O autor supõe a função de permeabilidade independente da ocorrência de outro fluido e possibilita a aplicação dos apontamentos de Mualem (1976) que avalia o raio hidráulico efetivo a partir da função de saturação-pressão capilar (PARKER; LENHARD; KUPPUSAMY, 1987)

$$k(S_e) = k_{sat} S_e^{0,5} \left[1 - \left(1 - S_e^{\frac{1}{m}} \right)^m \right]^2 \quad (19)$$

Na literatura, as equações (18) e (19) têm sido denominadas de modelo Van Genuchten-Mualem, e Mualem-Van Genuchten, vide Schaap e Van Genuchten (2005), Kuang e Jiao (2011) e Oh, Kim e Kim (2015). Nas últimas décadas esse modelo tem figurado entre os mais aplicados para expressão da função de condutividade hidráulica (DETTMANN et al., 2014).

Durner (1994) aponta a necessidade da busca por modelos que melhor se adequam ao estimar a condutividade hidráulica de solos com comportamento bimodal. O modelo proposto pelo autor utiliza a sobreposição do modelo de Van Genuchten (1980) – duplo Van Genuchten – para descrever a curva característica, aliando o modelo de condutividade de Mualem (1976). A equação (20) de Priesack and Durner (2006), descreve uma solução com abordagem semelhante, sendo também conhecida como modelo Van Genuchten Bimodal (RUDIYANTO et al., 2013).

$$k(\theta) = k_s (w_1 S_1 + w_2 S_2)^\ell \frac{\left(w_1 \alpha_1 \left[1 - \left(1 - S_1^{1/m_1} \right)^{m_1} \right] + w_2 \alpha_2 \left[1 - \left(1 - S_2^{1/m_2} \right)^{m_2} \right] \right)^2}{(w_1 \alpha_1 + w_2 \alpha_2)^2} \quad (20)$$

Há ainda diversos outros autores propondo soluções neste sentido. Na equação (21) Costa e Cavalcante (2021) trazem uma abordagem bimodal para a curva de condutividade hidráulica com formulação bastante semelhante a proposição de Gardner (1958):

$$k(\Psi) = k_{fs}e^{\alpha\Psi} \rightarrow \Psi < 0 \quad \text{Gardner (1958)}$$

$$k(|\Psi|) = k_s e^{-\delta|\Psi|} \quad \text{Cavalcante e Zornberg (2017b)}$$

$$k(|\Psi|) = k_s [(\lambda e^{-\delta_1|\Psi|}) + (1 - \lambda)(e^{-\delta_2|\Psi|})] \quad (21)$$

δ = *parâmetro hidráulico próprio*;

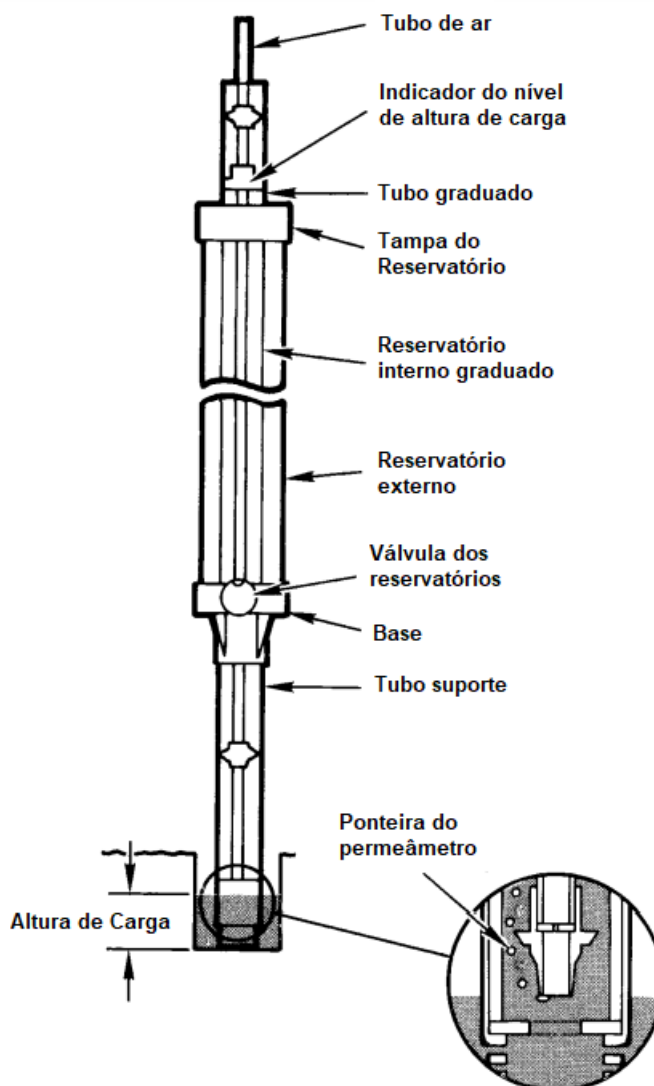
λ = *fator de ponderação, relacionado a distribuição do tamanho dos poros.*

2.7 PERMEÂMETRO GUELPH

O permeâmetro Guelph é um equipamento destinado a medir a permeabilidade saturada de campo. O Permeâmetro Guelph foi desenvolvido por Reynolds e Elrick (1983) e aperfeiçoado por eles em 1985, na Universidade de Guelph, Canadá. Trata-se de um permeâmetro de carga constante que trabalha sob o princípio do tubo de *Mariotte*, permitindo determinar a permeabilidade saturada e o potencial matricial de fluxo do solo. A partir destas duas variáveis também é possível estimar a equação de condutividade hidráulica não saturada em função da sucção, por meio de uma função empírica proposta por Gardner (1958) (REYNOLDS; ELRICK, 1986).

O equipamento é constituído por um tubo apoiado a uma base e um tripé, unido a dois reservatórios (interno e externo) de material acrílico, cabeça de medição graduada e ajustes do tubo de ar. Além disto, o equipamento inclui ferramentas de tradagem para execução do furo de sondagem do ensaio, bomba de vácuo manual e recipiente para armazenamento/transporte de água, além de outras características que tornam o equipamento fácil de operar (REYNOLDS; ELRICK 1986). A Figura 15 apresenta os componentes básicos do equipamento.

Figura 15 – Representação esquemática do permeâmetro Guelph.



Fonte: Traduzido e adaptado de SOILMOISTURE (2008).

O reservatório de água graduado permite o registro da vazão de saída de água durante a realização do ensaio. Reynolds e Elrick (1985) desenvolveram um modelo teórico baseado na equação de Richards (1931) para interpretar os dados obtidos neste ensaio. Elrick, Reynolds e Tan (1989) sugerem que a vazão é composta por duas parcelas conforme indicado na equação (22):

$$Q_{gp} = \left(\frac{2\pi H_{gp}^2}{c} + \pi a^2 \right) k_{fs} + \left(\frac{2\pi H_{gp}}{c} \right) \varphi_{Gm} \quad (22)$$

Q_{gp} = vazão em regime permanente;

H_{gp} = altura de carga;

a = raio do furo de sondagem;

C = fator de forma, dependente do tipo de solo e da relação H_{pg}/a ;

k_{fs} = condutividade hidráulica saturada de campo;

φ_{Gm} = potencial matricial de fluxo.

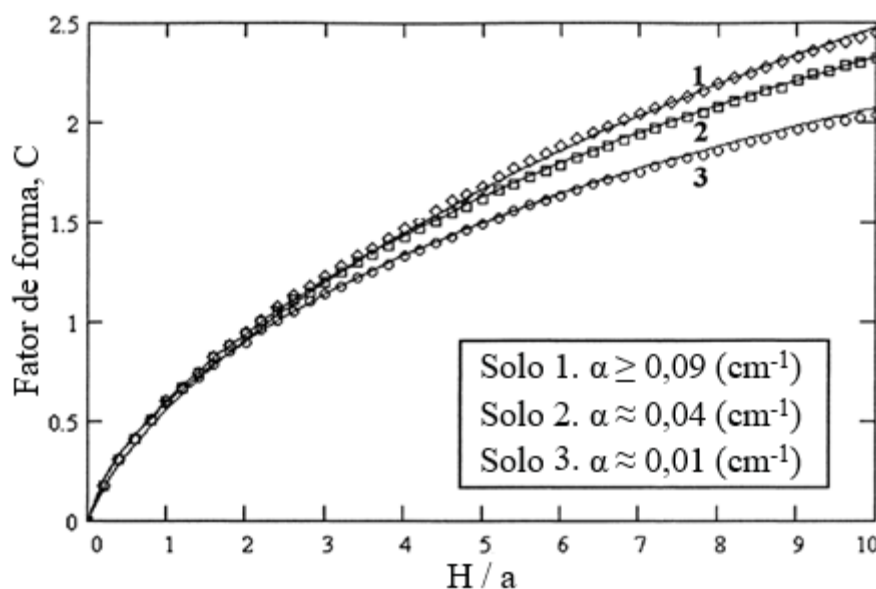
O fator de forma C , pode ser obtido a partir da estimativa do parâmetro α de acordo com avaliação da textura e estrutura do solo, segundo a Tabela 5 e Figura 16:

Tabela 5 – Parâmetro α sugeridos.

α (cm ⁻¹)	Tipo de Solo
0,01	Argilas compactas (aterros, liners, sedimentos lacustres e marinhos);
0,04	Solos de textura fina, principalmente sem macroporos e fissuras;
0,12	Argilas até areias finas com alta a moderada quantidade de macroporos e fissuras
0,36	Areias grossas – incluindo solos com macroporosidade e fissuras evidentes

Fonte: Adaptado de Elrick, Reynolds e Tan (1989).

Figura 16 – Relação entre C e H/a para diferentes tipos de solo.



Fonte: Adaptado de Zhang, Groenevelt e Parkin (1998) e Reynolds e Lewis (2012).

Assim, as equações (23), (24) e (25) fornecem os fatores de forma (C) para os diferentes tipos de solo (ZHANG; GROENEVELT; PARKIN, 1998).

$$C_{solo1} = \left(\frac{H/a}{2,074 + 0,093 H/a} \right)^{0,754} \quad (23)$$

$$C_{solo2} = \left(\frac{H/a}{1,992+0,091 H/a} \right)^{0,683} \quad (24)$$

$$C_{solo3} = \left(\frac{H/a}{2,102+0,118 H/a} \right)^{0,655} \quad (25)$$

Existem diversos métodos de procedimento para a realização do ensaio. No método de duas alturas de carga aplica-se duas alturas de carga H_{pg1} e H_{pg2} subsequentes, de modo a obter-se as vazões Q_{pg1} e Q_{pg2} , o que possibilita o cálculo dos parâmetros k_{fs} e φ_{gm} , conforme equações (26) e (27) (ELRICK; REYNOLDS; TAN, 1989).

$$Q_{gp1} = \left(\frac{2\pi H_{gp1}^2}{c_1} + \pi a^2 \right) k_{fs} + \left(\frac{2\pi H_{gp1}}{c_1} \right) \varphi_{Gm} \quad (26)$$

$$Q_{gp2} = \left(\frac{2\pi H_{gp2}^2}{c_2} + \pi a^2 \right) k_{fs} + \left(\frac{2\pi H_{gp2}}{c_2} \right) \varphi_{Gm} \quad (27)$$

Posteriormente, calcula-se o coeficiente α_{gp} pela equação 28:

$$\alpha_{gp} = \frac{k_{fs}}{\varphi_{Gm}} \quad (28)$$

Este parâmetro α_{gp} pode ser utilizado na equação (29) proposta por Gardner (1958), obtendo-se assim, uma equação que descreve a curva de condutividade hidráulica não saturada do solo, em função da sucção (REYNOLDS; ELRIK, 1986)

$$k(\Psi) = k_{fs} e^{\alpha \Psi} \rightarrow \Psi < 0 \quad (29)$$

Ou, conforme versão adaptada na equação (30), citada por Ghezzehei, Kneafsey e Su (2007):

$$k(\Psi) = \begin{cases} k_{sat} & \rightarrow \Psi \geq \Psi_b \\ k_{sat}e^\alpha & \rightarrow \Psi < \Psi_b \end{cases} \quad (30)$$

A utilização do permeômetro Guelph é bem estabelecida na literatura. Estudos comparativos com outros métodos de campo são bastante explorados, como em Kodešová et al. (2010), Feki et al. (2020), Ghosh, Pekkat e Yamsani (2019), Ghosh e Pekkat (2019), inclusive com grandes amostras como em Rienzner e Gandolfi (2014) e Hu et al. (2013). Aplicações do permeômetro Guelph em solos brasileiros podem ser vistas em Augusto Filho e Fernandes (2019), Coutinho et al. (2019); Gomes e Vieira (2016), Fontana et al. (2016), Scherpinski et al. (2010), Silva, Montenegro e Santos (2012) e Soto, Chang e Vilar (2009), entre outros.

2.8 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS NÃO SATURADOS

É recorrente na engenharia geotécnica se analisar a estabilidade de taludes adotando o modelo de resistência ao cisalhamento dos solos de Mohr-Coulomb (1776) e o conceito de tensão efetiva de Terzaghi (1936) e (1943), segundo equação (31) (VANAPALLI, 2010).

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

$$\tau = c' + (\sigma - u_w) \operatorname{tg} \phi' \quad (31)$$

σ' = tensão efetiva;

σ = tensão normal;

u_w = pressão neutra nos poros do solo;

τ = tensão cisalhante;

c' = coesão efetiva do solo;

ϕ' = ângulo de atrito efetivo do solo.

Entretanto, a equação acima não se aplica com eficiência em casos de solos não saturados onde há um incremento não considerado na resistência ao cisalhamento relacionado a sucção. Observa-se ainda que as fases ar e água estão

sob sucções diferentes ao longo da superfície potencial de ruptura. (RAHARDJO; KIM; SATYANAGA, 2019). Diversos autores propuseram equações para descrever a resistência ao cisalhamento de um solo não saturado (FREDLUND; RAHARDJO, 2012).

Bishop (1959), seguindo a abordagem sobre a tensão efetiva, propõe a equação (32):

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

$$\tau = c' + (\sigma - u_a)tg\phi' + \chi(u_a - u_w)tg\phi' \quad (32)$$

u_w = pressão no ar dos vazios do solo;

χ = parâmetro relacionado ao grau de saturação, variando entre 0 e 1.

Fredlund, Morgenstern e Widger (1978) propuseram a equação (33), consistindo na consideração de um estado variável de tensões independente:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a)tg\phi' + (u_a - u_w)tg\phi^b \quad (33)$$

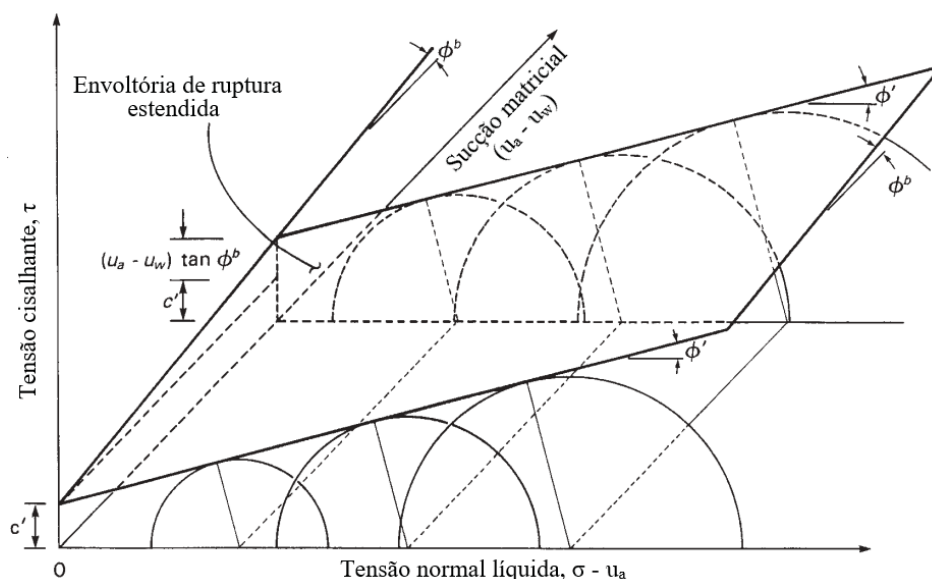
$(\sigma - u_a)$ = tensão normal líquida atuante no plano de ruptura, na ruptura;

$(u_a - u_w)$ = sucção mátrica no plano de ruptura, na ruptura;

ϕ^b = ângulo indicando a taxa de incremento de resistência relacionada a sucção.

O parâmetro χ de Bishop (1959) aparentemente apresentava divergências conceituais no desenvolvimento teórico dos solos não saturados. Sua determinação experimental e aplicação prática eram mais laboriosas do que a equação proposta por Fredlund, Morgenstern e Widger (1978), o que ao longo do tempo reforçou o emprego recorrente do parâmetro ϕ^b como base para avaliar a resistência ao cisalhamento de solos não saturados (FREDLUND, 2006). Ainda assim, pode-se observar avanço de pesquisas relacionadas ao parâmetro χ de Bishop (1959), como em Cavalcante e Mascarenhas (2021).

A Figura 17 mostra a extensão da envoltória de ruptura, baseada no critério de Mohr-Coulumb, utilizada na determinação de ϕ^b .

Figura 17 – Envoltória de resistência ao cisalhamento de um solo não saturado.

Fonte: Adaptado de Fredlund, Morgenstern e Widger (1978).

Assim, conforme Fredlund, Morgenstern e Widger (1978), pode ser definida a resistência ao cisalhamento do solo não saturado, onde o ϕ^b quantifica o acréscimo de resistência relativo ao aumento da sucção matricial, sendo este a inclinação da curva de τ em relação a $(u_a - u_w)$. A Tabela 6 apresenta parâmetros de resistência não saturados de alguns solos brasileiros.

Tabela 6 – Parâmetros de resistência de solos naturais brasileiros não saturados.

(continua)

Material	ei	Si (%)	c' (kPa)	ϕ' (°)	ϕ^b (°)	Ensaio	$\sigma - u_a$ (kPa)	$u_a - u_w$ (kPa)	Fonte
Residual de migmatito, arenoso (IP=14%)	-	-	0	40	11.5	TCSC EM	10	10a60	Abramento e Carvalho (1989)
Colúvio arenoso	-	-	0	38	14.4	TCSC EM	10	10a60	Abramento e Carvalho (1989)
Residual de gnaiss kinzigítico, areia siltosa	0.91	28	29.8	28.8	28.0	CDSC EM	68	50a200	Fonseca (1991)
Residual de gnaiss kinzigítico, areia siltosa (IP=10%)	0.76	66	12.4	30.6	29.3	CDSC EM	68	50a200	Fonseca (1991)
Colúvio amarelo, areno-argiloso (IP=23%)	1.18	56	0	26.4	6.7	CDSC EU	56	25a220	Carrilo (1993)

Tabela 6 – Parâmetros de resistência de solos naturais brasileiros não saturados.

(conclusão)

Material	ei	Si (%)	c' (kPa)	ϕ' (°)	ϕ^b (°)	Ensaio	$\sigma - u_a$ (kPa)	$u_a - u_w$ (kPa)	Fonte
Colúvio vermelho, arenoso-argiloso (IP=17%)	1.05	70	11.1	26.8	5.5	CDSC EU	55	25a220	Carrilo (1993)
Residual de biotita gnaisse, areia argilo-siltosa (IP=18%)	0.98	52	8.6	30.4	6.8	CDSC EU	58	25a220	Carrilo (1993)
Residual de biotita gnaisse, areia silto argilosa (NP)	1.13	58	13.7	28.7	4.6	CDSC EU	53	25a220	Carrilo (1993)
Residual de granulito, argila silto-arenosa (IP=35%)	1.55	56	33.3	28.4	10.3	CDSC EM	60	40a140	Fonseca <i>et al.</i> (1994); Campos (1997)
Residual de granulito, areia silto-argilosa (IP=24%)	1.88	52	21.8	31.9	6.9	CDSC EM	60	40a140	Fonseca <i>et al.</i> (1994); Campos (1997)
Residual de granulito, areia argilo-siltosa (IP=12%)	1.16	61	21.8	31.9	7.3	CDSC EM	60	40a140	Fonseca <i>et al.</i> (1994); Campos (1997)
Solo laterítico, arenoso (IP=14%)	1.0	50	25.3	27.9	18.4	TCSC EM -	50	-	Rohm e Vilar (1995)

Nota: ei, Si = índice de vazios e grau de saturação médios dos corpos de prova antes dos ensaios; CDSC = ensaio de cisalhamento direto com controle de sucção; TCSC = ensaio triaxial de compressão com o controle de sucção; EU = estágio único de aplicação de tensão normal ou confinante; EM = estágio múltiplo de aplicação de tensão normal ou confinantes,

Fonte: Adaptado de Campos e Motta (2015).

Na proposição de Fredlund, Morgenstern e Widger (1978), são adotadas as seguintes hipóteses: o ângulo de atrito do solo é constante com a sucção e se reflete em um aumento da coesão; a resistência cresce linearmente com a sucção matricial; A envoltória de ruptura é plana. Contudo, ϕ^b não depende unicamente do grau de saturação do solo e é influenciada pelo histórico de tensões, pela estrutura do solo, histerese, dentre outros fatores.

Os resultados de diversos autores apontaram que a envoltória de ruptura não é plana para a maioria dos solos, bem como, indicaram forte correlação com a curva característica. Deste modo, foram propostos modelos com equações que consideram a não linearidade do incremento de resistência ao cisalhamento para os solos não saturados (ZHANG *et al.*, 2014). A Tabela 7 apresenta algumas dessas equações:

Tabela 7 – Equações de resistência ao cisalhamento de solos não saturados.

Autor	Equações
Fredlund et al. (1978)	$\tau_f = c' + (\sigma_n - u_a)tg\phi' + (u_a - u_w)tg\phi^b$
Fredlund et al. (1996)	$\tau_f = c' + (\sigma_n - u_a)tg\phi' + (u_a - u_w)\theta_a^k tg\phi'$
Vanapalli et al. (1996)	$\tau_f = c' + (\sigma_n - u_a)tg\phi' + (u_a - u_w) \left[(tg\phi') \left(\frac{\theta_w - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right) \right]$ $\tau_f = c' + (\sigma_n - u_a)tg\phi' + (u_a - u_w) \left[(tg\phi') \left(\frac{S_w - S_r}{100 - S_r} \right) \right]$
Villar (2006)	$c_{tot} = c' + \frac{u_a - u_w}{a + b(u_a - u_w)}$ $\left. \frac{\partial c}{\partial \Psi} \right _{\Psi \rightarrow 0} = \frac{1}{a} = tg\phi'$ $\lim_{\Psi \rightarrow \infty} c = c_{ult} = c' + \frac{1}{b}$ $b = \frac{1}{c_{mensurado} - c'} - \frac{1}{\Psi_{mensurado}}$
Khalili e Khabbaz (1998)	$\tau = c' + (\sigma_n - u_a)tg\phi' + (u_a - u_w)(\lambda')tg\phi'$ $\lambda' = 1,0 \rightarrow (u_a - u_w) \leq VEA$ $\lambda' = \left(\frac{u_a - u_w}{VEA} \right)^{-0,55} \rightarrow (u_a - u_w) > VEA$
Bao et al. (1998)	$\tau = c' + (\sigma_n - u_a)tg\phi' + (u_a - u_w)(\zeta)tg\phi'$ $\zeta = 1,0 \rightarrow (u_a - u_w) \leq VEA$ $\zeta = \frac{\log(u_a - u_w)_r - \log(u_a - u_w)}{\log(u_a - u_w)_r - \log(VEA)} \rightarrow VEA < (u_a - u_w) < \Psi_r$ $\zeta = 0 \rightarrow (u_a - u_w) \geq \Psi_r$

Nota: θ_w = teor de umidade volumétrico; θ_r = teor de umidade volumétrico residual; θ_s = teor de umidade volumétrico saturado; S = grau de saturação; S_r = grau de saturação residual; θ_d = teor de umidade adimensional, definido como (θ_w/θ_s) ; k = parâmetro de ajuste; c_{tot} = coesão total; c_{ult} = resistência ao cisalhamento não drenado última da amostra de solo seca ao ar; VEA = valor de entrada de ar do solo; Ψ_r = sucção residual.

Fonte: Adaptado de Zhang et al (2014).

Destaca-se a equação (34) de Vanapalli et al. (1996), que atende a não linearidade do incremento de resistência com a variação da sucção. A equação incorpora diretamente parâmetros da curva característica e quantifica esse incremento de resistência em termos de ϕ' ao invés de ϕ^b .

$$\tau_f = c' + (\sigma_n - u_a)tg\phi' + (u_a - u_w) \left[\left(\frac{\theta_w - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right) (tg\phi') \right] \quad (34)$$

Destaca-se também Villar (2006) propondo o uso de uma função hiperbólica partindo do valor de entrada de ar do solo para estimar a função de resistência ao cisalhamento do solo não saturado. Observando a tendência à constância do incremento de resistência ao cisalhamento nas condições residuais de sucção, sugere esse ponto como outro valor de referência para a função hiperbólica.

Assim, os procedimentos experimentais são relativamente simples de serem implementados, reduzindo a carga de ensaios necessária.

Cabe ainda ressaltar que diversas equações ainda vêm sendo desenvolvidas, a exemplo de: Satyanaga e Rahardjo (2019) e Al-Mahbashi, e Dafalla (2019) com abordagens nos solos com curva característica bimodal; Fredlund (2019) com aplicabilidade verificada em comparação a outros dados da literatura em Tran e Fredlund (2021); e, já citado Cavalcante e Mascarenhas (2021). Contudo, o Software SLOPE/W para análise de estabilidade de taludes trabalha com o modelo de Vanapalli et al. (1996) ou aplicação de ϕ^b constante em toda faixa de sucção (GEOSTUDIO, 2020b).

2.9 ESTABILIDADE DE TALUDES NA CONDIÇÃO NÃO SATURADA

No ano de 1916, os engenheiros Petterson e Hultin, investigaram a ruptura de talude de um porto na Suécia. Estes autores introduziram literatura geotécnica as bases da análise de estabilidade de taludes sujeitos a ruptura circular. (PETTERSON, 1955; TERZAGHI, 1936). Subsequentemente, foram realizadas importantes descobertas e sistematização da abordagem ao problema da ruptura de taludes, sendo introduzido por Fellenius (1936), o método das fatias, ou método sueco. Nas décadas seguintes diversos outros autores como, Jambu (1954), Bishop (1955), Morgenstern e Price (1965) e Spencer (1967) desenvolveram avanços nas análises propondo os próprios métodos sobre a mesma premissa (DUNCAN; WRIGHT; BRANDON, 2014).

Esses são métodos determinísticos, baseados no Equilíbrio Limite, onde são aplicadas equações de equilíbrio estático sobre fatias de uma massa de solo e determina-se uma superfície crítica de ruptura e um Fator de Segurança mínimo para o talude. O Fator de Segurança define a condição de estabilidade de um talude, expressando a relação entre a tensão cisalhante resistente (forças ou momentos resistentes) e a tensão cisalhante necessária para o equilíbrio (forças ou momentos atuantes mobilizados) ao longo de uma superfície potencial de ruptura, podendo ser compreendido, de modo simplificado, pela equação (35) (GERSCOVICH, 2016):

$$FS = \frac{\tau_{res}}{\tau_{mob}} \quad (35)$$

$FS > 1 \rightarrow$ não rompe o talude;

$FS = 1 \rightarrow$ ruptura do talude;

$FS < 1 \rightarrow$ sem significado físico.

$FS =$ fator de segurança;

$\tau_{res} =$ tensão cisalhante resistente;

$\tau_{mob} =$ tensão cisalhante mobilizada.

Os métodos clássicos diferem principalmente sobre as considerações relativas as forças atuantes entre as fatias, formato da superfície de ruptura e atendimento as equações de equilíbrio. (DUNCAN; WRIGHT; BRANDON, 2014). A Tabela 8 resume algumas das características e grau de satisfação das condições de equilíbrio de forças e momentos relativos a cada método. Detalhamentos e procedimentos dos diversos métodos podem ser vistos em Duncan, Wright e Brandon (2014).

Tabela 8 – Características de métodos de análise de estabilidade de taludes.

(continua)

Método	Características	Equilíbrio de Forças Vert.	Equilíbrio de Forças Horiz.	Equilíbrio de Momentos
Fellenius (1936)	Forças atuantes entre as fatias não são consideradas.	Sim	Não	Sim
Bishop Simplificado (1955)	As resultantes das forças entre as fatias são horizontais, ou seja, esforços cisalhantes entre as fatias não são considerados.	Sim	Não	Sim
Janbu Simplificado (1956)	As resultantes das forças entre as fatias são horizontais. Pode ser utilizado um fator de correção empírico para considerar esforços cisalhantes entre as fatias.	Sim	Sim	Não
Spencer (1967)	As resultantes das forças entre as fatias têm inclinação constante ao longo da massa que tende a deslizar.	Sim	Sim	Sim
Morgenstern-Price (1965)	A direção das resultantes das forças entre fatias é determinada por uma função arbitrária. Um percentual é aplicado a esta função para atender as condições de equilíbrio.	Sim	Sim	Sim

Tabela 8 – Características de métodos de análise de estabilidade de taludes.

(conclusão)

Método	Características	Equilíbrio de Forças Vert.	Equilíbrio de Forças Horiz.	Equilíbrio de Momentos
Corpo de Engenheiros (1970)	A direção das resultantes das forças entre fatias é igual a inclinação média medida do início ao final da superfície potencial de ruptura, ou, paralela à superfície do solo.	Sim	Sim	Não
Lowe e Karafiath (1960)	A direção das resultantes das forças entre fatias é igual a média entre a superfície do solo e a inclinação da base de cada fatia.	Sim	Sim	Não
Janbu Generalizado (1956)	A localização da força normal entre as fatias é definida por uma linha que passa através das resultantes de forças entre fatias entre ambos os lados da fatia	Sim	Sim	Não
Sarma (1973)	A direção das resultantes das forças entre fatias é calculada baseada na força normal, coesão e ângulo de atrito locais (definidas pelo geotécnico) entre as superfícies das fatias.	Sim	Sim	Sim

Fonte: Adaptado de GeoSlope (2020b)

O Equilíbrio Limite é amplamente utilizado na análise de estabilidade taludes pela praticidade de aplicação, facilidade de implementação computacional e obtenção de resultados precisos e confiáveis (DUNCAN; WRIGHT; BRANDON, 2014). Diversos autores têm apontado limitações, cuidados e propostas de melhorias teóricas e práticas para aplicação destes métodos, conforme pode-se observar em Chen e Morgenstern (1987), Duncan (1996), Krahn, (2003) Liu et al. (2020); Nitzsche e Herle (2020), Deng (2021), Sun et al., (2016); Salunkhe et al. (2017), Deng, Zhao e Li (2016), Deng et al. (2020), Zhu et al (2005).

Os métodos baseados no equilíbrio limite permitem o emprego de equações que consideram o incremento de resistência devido à sucção no solo Yu et al (2020) e Zhu, Chen e Zhao (2019). Deste modo, pode-se realizar previamente análises de fluxo definindo a distribuição de poropressões no maciço, e posteriormente, as análises de estabilidade de talude em solo não saturado. Esta abordagem pode ser vista em Oh, Vanapalli e Sheikhtaheri (2014), Cai et al. (2011), Otálvaro e Cordão-Neto (2013), Kanjanakul, Chub-uppakarn, e Chalermyanont (2016), Yeh et al. (2015), Sagitaningrum, e Bahsan (2017) e Yu et al. (2020). Outros trabalhos são brevemente relatados no tópico seguinte.

2.10 PESQUISAS NO TEMA DE ESTABILIDADE DE TALUDES EM SOLOS NÃO SATURADO COM INFILTRAÇÃO DE PRECIPITAÇÃO PLUVIAL

Rahardjo, Kim e Santyanaga (2019) descrevem importantes aspectos da mecânica dos solos não saturados aplicados aos casos de análise de estabilidade de taludes de solos residuais sujeitos a infiltração de água da chuva. Os autores exploram as variáveis de estado de tensão, equações constitutivas e conceitos de caracterização e mensuração de parâmetros hidráulicos de solos não saturados para propor sistema de mitigação da redução do Fator de Segurança. Por meio dos pacotes SEEP/W e SLOPE/W, os autores demonstram a aplicabilidade da adoção de sistema de barreira capilar na proteção de taludes. Por fim, ressaltam a mecânica dos solos não saturados como bases para a investigação de outras soluções teóricas e práticas, como drenos horizontais e cobertura vegetal.

Pirone et al. (2015) realizaram estudos a fim de reduzir os riscos de ruptura de um talude de solo não saturado, desencadeada pela infiltração de água da chuva. Os autores desenvolveram um modelo de comportamento hidro-mecânico do maciço baseado nos resultados de extenso programa de investigações de campo e laboratório, coletando dados meteorológicos, de sucção matricial e quantificação de água no solo durante o período de quatro anos. Foi possível determinar uma função de condutividade hidráulica apropriada baseada nas medidas de campo, o que por sua vez, demonstrou a não representatividade das medidas laboratoriais para este caso. As análises numéricas demonstraram ser a melhor ferramenta para a identificação do padrão de chuvas que possa vir a deflagrar a ruptura do talude.

Zhang et al. (2014) comparam seis modelos de resistência ao cisalhamento de solos não saturados aplicados a análise de estabilidade de taludes sobre diversos aspectos. Baseados na aplicação dos modelos a três casos hipotéticos, os autores apontam os efeitos da não linearidade das equações, em especial com relação ao parâmetro ϕ^b . Para solos com Valor de Entrada de Ar (VEA) abaixo de 1 kPa, pode-se assumir ϕ^b igual a zero; para VEA entre 1 a 20 kPa equações não lineares de resistência ao cisalhamento devem ser adotadas; para VEA entre 20 e 200 kPa a adoção de ϕ^b com valor de 15° proporciona estimativa razoável para a maioria dos casos; já para o caso de solos com VEA acima de 200 kPa, ϕ^b pode ser assumido, em geral, como de mesmo valor de ϕ' , considerando obras geotécnicas sujeitas a sucção matricial em torno de 100 kPa. Os autores

ressaltam que o estudo foi conduzido para solos com comportamento unimodal, sendo as estimativas para solos bimodais mais complexas.

Muntohar, et al. (2020) realizaram o monitoramento de um pequeno talude formado por solo residual vulcânico, com intuito de verificar o impacto das chuvas na sua estabilidade. Foram realizadas simulações em modelo nos pacotes SEEP/W e SLOPE/W, aliados ao monitoramento. Os resultados demonstraram a compatibilidade entre o modelo numérico de infiltração e as medições de campo, por meio da zona transiente observada a profundidade de 0,5 m. Para as condições de contorno do estudo, o Fator de Segurança normalizado apresentou rápida queda a partir da chuva 20 mm/dia, variando de 1,38 para 1,02 da condição de início a condição final, em relação ao percentual acumulado de chuva.

Yuan et al. (2020) utilizaram o pacote SEEP/W para análise de fluxo proveniente da água da chuva em um talude em aterro, com múltiplos níveis. O material que compõe o talude é um silte argiloso que refletiu reduzida condutividade hidráulica do maciço. Deste modo, as análises indicaram que a área mais intensamente afetada foi até a profundidade de 0,75 m. Ainda assim, essa região superficial alcançou o estado transiente de saturação, reduzindo o Fator de Segurança do talude, conforme o aumento da intensidade das chuvas aplicadas. Ao comparar chuvas com o mesmo volume total, as chuvas de menor intensidade e maior duração atingiram maiores profundidades de infiltração.

Di et al. (2019) analisaram a estabilidade de um talude não saturado em condições de chuva e percolação de água. O talude tem inclinação média de 69° e possui em sua porção central a formação topográfica de um canal, longitudinalmente ao talude, condição que favorece o acúmulo de infiltração de água da chuva. Os parâmetros mecânicos e hidráulicos dos solos não saturados foram determinados para cinco estratos que integram o talude. O fator de segurança em condições normais partiu de 1,199 para 1,004 e 0,950; sobre condição de chuva e chuva mais acúmulo de água no canal, respectivamente. Estes resultados indicam a possibilidade de instabilização do talude em questão.

Augusto Filho e Fernandes (2019) realizaram análise de estabilidade de um talude natural formado por solo residual arenoso. O programa experimental envolveu instrumentação, monitoramento e ensaios de campo e laboratório. A curva característica definida para o material tem característica bimodal e pequeno efeito da histerese. Foi desenvolvido modelo nos pacotes SEEP/W e SLOPE/W.

Considerando as análises e os eventos de chuvas frequentes na região, os autores definiram a geometria crítica de ruptura para taludes de corte tipicamente empregados em rodovias da região.

Park e Song (2020) estudaram a instabilização de taludes arenosos, induzido pelo processo de infiltração de água da chuva. Para isto, desenvolveram um modelo físico em laboratório com aplicação de chuva artificial e monitoramento em tempo real de comportamentos do solo. Um modelo numérico computacional foi utilizado para validação dos dados coletados e auxílio da compreensão das condições hidráulicas que deflagram o escorregamento. Os dados dos modelos físicos e matemáticos foram consistentes entre si ao demonstrar que cinco rupturas observadas sequencialmente no pé do talude, ocorreram ao longo de superfícies de ruptura delimitadas nas regiões onde a poropressão atingiu a saturação.

Sun, Zang e Semprich (2015) investigaram as características e efeitos do fluxo de ar induzido pela infiltração da água da chuva na análise de estabilidade de taludes insaturados. O modelo numérico utilizado demonstrou que o avanço da frente de umedecimento empurra o ar dos vazios do solo, inicialmente elevando a pressão de ar na zona não saturada, até um ponto em que o fluxo de ar é revertido, decrescendo a pressão de ar novamente ao nível atmosférico. O modelo de fluxo de duas fases (fluxo de água e fluxo de ar) e de fase única (fluxo de água) conduziram a resultados semelhantes sobre o ponto de vista da redução do Fator de Segurança do talude. Contudo, os resultados demonstram que algumas configurações de consideração do modelo indicam influência da pressão de ar na determinação do Fator de Segurança do talude.

Lin e Zhong (2018) comparam a influência da intensidade e padrão de chuvas na estabilidade de taludes. Os módulos SEEP/W e SLOPE/W foram adotados para os modelos numéricos de taludes fictícios compostos por areia e argila. Tanto a intensidade das chuvas quanto seu padrão de ocorrência impactaram significativamente a estabilidade dos taludes. Os autores identificaram um período de chuva em que há redução do Fator de Segurança até um ponto de estabilização, denominado “dias de chuva efetiva”. Quando a intensidade de chuva é menor do que a condutividade hidráulica saturada do solo, o período de dias de chuva efetivo é reduzido com o aumento da intensidade da chuva, ou seja, o Fator de Segurança reduz mais rapidamente até seu valor mínimo. Para uma mesma intensidade de chuva, o Fator de Segurança reduzido pela chuva é menor para o talude composto

de areia do que o de argila. Quando a intensidade de chuva é maior que a condutividade hidráulica saturada do solo, as chuvas de maior duração conduzem a menores Fatores de Segurança.

Zeng et al. (2017) estudaram as condições de formação da zona transiente de saturação em taludes de solo residual sobre condições de precipitação. Os autores buscaram compreender os processos envolvidos na formação, desenvolvimento e dissipação da saturação transiente por meio da implementação da equação de conservação de massas em um modelo computacional baseado no método dos elementos finitos. Os resultados apontam como principal responsável pela formação da zona transiente saturada a reduzida progressão da frente de umedecimento em relação a velocidade de infiltração da água na superfície. Para as condições do estudo, há forte relação do comportamento de fluxo com a intensidade e duração das chuvas. Os autores ainda sugerem os sistemas de drenagem, em geral, como método de melhor custo-benefício na prevenção de ruptura de taludes.

Yeh et al. (2015) conduziram estudo sobre os efeitos da anisotropia da condutividade hidráulica em taludes de solo não saturado. Foram utilizados modelos numéricos no SEEP/W e SLOPE/W, com três padrões de chuva, três tipos de solos (areia, silte e argila) e três diferentes razões de anisotropia (2, 10 e 20). As análises de estabilidade seguiram abordagem probabilística, utilizando índice de confiabilidade. Os resultados indicam que altas razões de anisotropia implicam redução não significativa do índice de confiabilidade. Para as chuvas de intensidade maior que a condutividade hidráulica saturada do solo, a probabilidade de ocorrência de ruptura é maior. Os modelos de menor anisotropia tiveram queda do Fator de Segurança mais rapidamente em relação aos de maior anisotropia.

Mahmood et al. (2017) desenvolveram estudo com abordagem probabilística de análise de estabilidade em talude não saturado. Chuvas de baixa intensidade e longa duração foram aplicadas em modelo de elementos finitos para dois tipos de solo – CL argila de baixa plasticidade e MH Silte de alta plasticidade). Para o solo CL a frente de umedecimento observada foi de pequena profundidade e o índice de confiabilidade foi pouco afetado. Para o solo MH, as maiores intensidades de chuva ocasionaram em maiores reduções do índice de confiabilidade para as maiores durações de precipitação.

Sagitaningrum, Prakoso e Bahsan (2018) publicaram estudo de

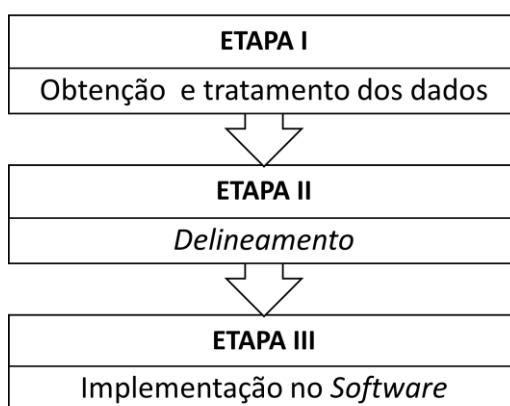
análise probabilística de estabilidade de talude de corte, frente à intensidade e duração de precipitações de chuva. Foram gerados modelos computacionais nos pacotes SEEP/W e SLOPE/W para taludes de diversas inclinações e alturas típicas da região, com solo constituído por uma argila tropical vermelha de baixa condutividade hidráulica saturada. A abordagem probabilística foi de simulações de Monte-Carlo com os parâmetros de incerteza de peso específico do solo, coesão e ângulo de atrito. Os taludes com inclinações abaixo de 70° apresentaram probabilidade de falha aceitável. Taludes menores sofreram maiores reduções do Fator de Segurança devido à condição de avanço da frente de saturação. Contudo, as chuvas de alta intensidade apresentaram tendência de tornarem-se escoamento superficial rapidamente.

Nguyen e Likitlersuang (2019) apresenta um método de abordagem probabilística da análise de estabilidade de taludes em condição de chuva, considerando a variabilidade espacial de parâmetros hidráulicos e de resistência do solo. Ângulo de atrito efetivo, condutividade hidráulica saturada e parâmetros da curva característica do solo (α , n) foram simulados utilizando a teoria de campo aleatório. Foram gerados modelos no SEEP/W e SLOPE/W, onde por fim, simulação de Monte Carlo possibilitou a obtenção de variação do Fator de Segurança a probabilidade de falha. Os resultados indicam que a variabilidade espacial gerou impacto significativo na distribuição das poropressões no talude. O Campo aleatório de ângulo de atrito interno efetivo foi o parâmetro que gerou maior aumento da probabilidade de falha do talude.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Esta pesquisa pode ser dividida em três macro etapas, conforme mostra o resumo geral de atividades na Figura 18. A etapa I compreende a obtenção dos dados do meio físico, por ensaios de campo e laboratório, consulta a base de dados e referências bibliográficas. Esta etapa ainda consiste no tratamento dos dados coletados, cálculos, refinamento, seleção e comparação de informações, contemplando as variáveis de entrada do modelo numérico. A Etapa II define o delineamento experimental, constituição dos modelos e comparações realizadas. Etapa III envolve os aspectos gerais da implementação dos modelos, com indicações de dados de entradas específicos do software utilizado.

Figura 18 – Etapas da pesquisa.



Fonte: Autor (2022).

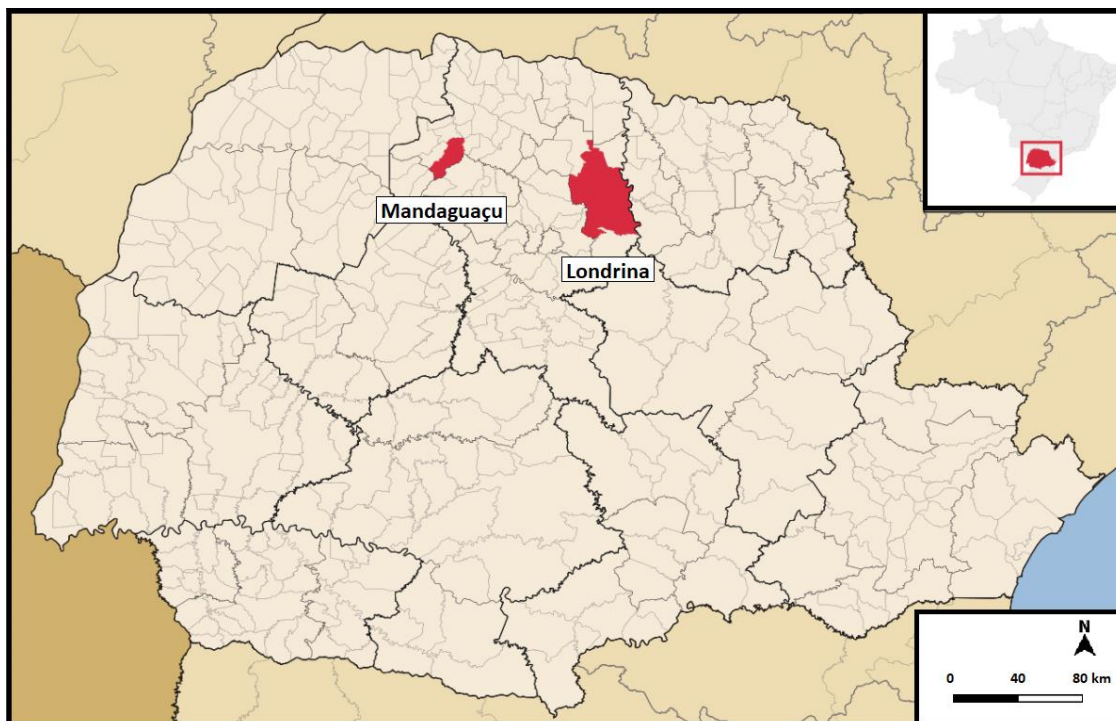
3.1 ETAPA I – OBTENÇÃO DE DADOS

3.1.1 Área de Estudo

Os solos do presente estudo são das cidades de Londrina e Mandaguaçu, os quais encontram-se há uma distância de 127 km entre si, por estrada pavimentadas. Ambas estão localizadas na região geográfica Norte-Central do Estado do Paraná, Sul do Brasil, como mostra a Figura 19. Os dois solos têm características de laterização, contudo possuem notáveis diferenças em relação a sua origem e composição granulométrica. Figura 20 mostra a localização das duas

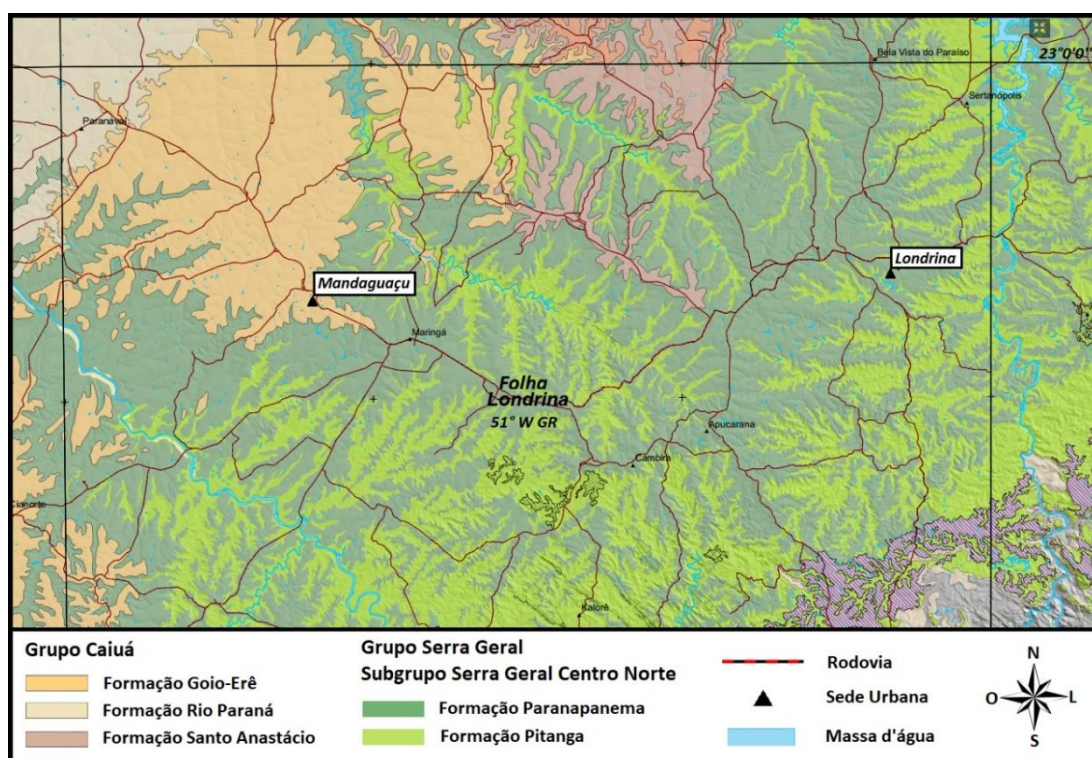
idades em parcela do mapa geológico do Paraná, segundo Licht e Ariolo (2018).

Figura 19 – Localização das cidades.



Fonte: Adaptado de Abreu (2006a, 2006b).

Figura 20 – Mapa geológico da região norte central do Paraná.



Fonte: Adaptado de Licht e Ariolo (2018).

A cidade de Londrina está inserida na classificação geológica do Grupo Serra Geral (LICHT; ARIOLO, 2018). A região é caracterizada por extensos derrames de basalto, onde o solo sobrejacente à rocha é de origem residual. Sobre a rocha são encontradas um horizonte de características residuais, com graus de alteração que variam com profundidade, sobreposto por um horizonte evoluído, de cerca de 10 m de espessura, com fortes características de solo laterítico (CAVALCANTE et al., 2006; TEIXEIRA; PINESE, 2006).

O município de Mandaguaçu está inserido na Formação Goio-Erê, Grupo Caiuá. A formação é constituída principalmente por arenitos quartzosos, com coloração marrom-avermelhada a cinza-arroxeados, finos a muitos finos e médios. Além disto, esta formação sedimentar apresenta contatos erosivos e bruscos com os basaltos do Grupo Serra Geral, a qual está sobreposto. (FERNANDES, 2004; SÁ et al. 2021, FRANÇA JR. et al., 2010).

A Tabela 9 apresenta características climáticas das cidades.

Tabela 9 – Características climáticas médias de Londrina e Mandaguaçu.

Variável	Londrina	Mandaguaçu
Classificação climática de Köppen	Cfa	Cfa
Precipitação (mm)		
Anual	1600-1800	1400-1600
Verão	500-600	500-600
Inverno	200-300	200-300
Temperatura (°C)		
Anual	21-22	22-23
Verão	24-25	25-26
Inverno	17-18	18-19
Temperatura mín máx (°C)		
Anual	16-17 27-28	17-18 28-29
Verão	19-20 30-31	20-21 31-32
Inverno	13-14 24-25	14-15 25-26
Umidade relativa do ar (%)		
Anual	70-75	70-75
Verão	75-80	75-80
Inverno	65-70	65-70
Evapotranspiração potencial (mm)		
Anual	1000-1100	1000-1100
Verão	340-360	340-360
Inverno	140-160	140-160
Diferença entre Precipitação e evapotranspiração potencial (mm)		
Anual	600-700	500-600
Verão	200-250	150-200
Inverno	50-100	50-100

Fonte: Adaptado de Nitsche et al. (2019).

Nitsche et al. (2019) elaboraram Atlas Climático do Paraná a partir de dados do IAPAR – Instituto Agrônômico do Paraná, do SIMEPAR – Sistema Meteorológico do Paraná, e da rede de estações pluviométricas do Instituto das Águas do Paraná, sendo 33 estações meteorológicas com dados de 1976 a 2015 e 446 estações pluviométricas, do período de 1977 a 2015. Destaca-se a ocorrência de verão quente e úmido e inverno frio e mais seco em ambas as cidades. Nota-se ainda, maiores pluviosidades para Londrina e maiores temperaturas para Mandaguaçu. Silva et al. (2015) apresentam outros indicadores climáticos do estado.

As Figuras 21 e 22 apresenta as curvas granulométricas, com e sem defloculante, para os solos de Londrina e Mandaguaçu.

Figura 21 – Curvas granulométricas de Londrina, com e sem defloculante.

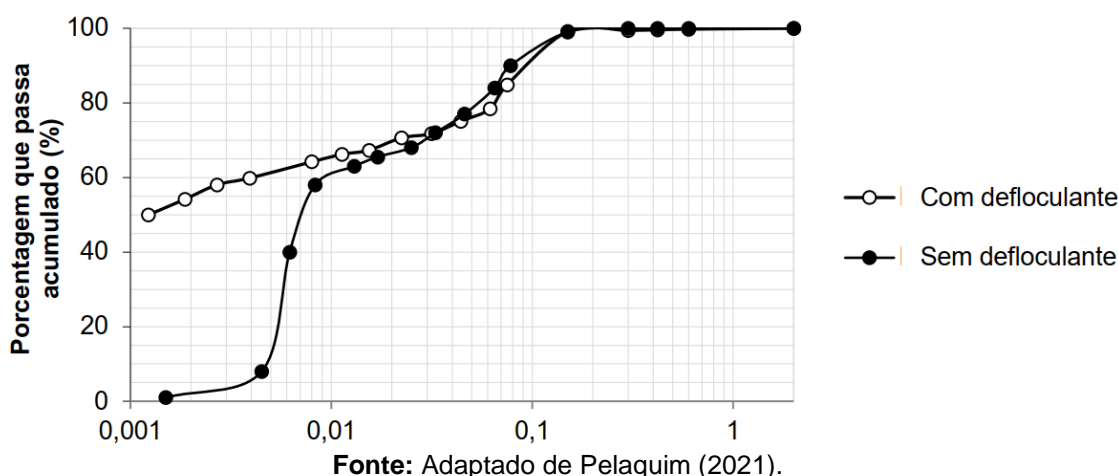
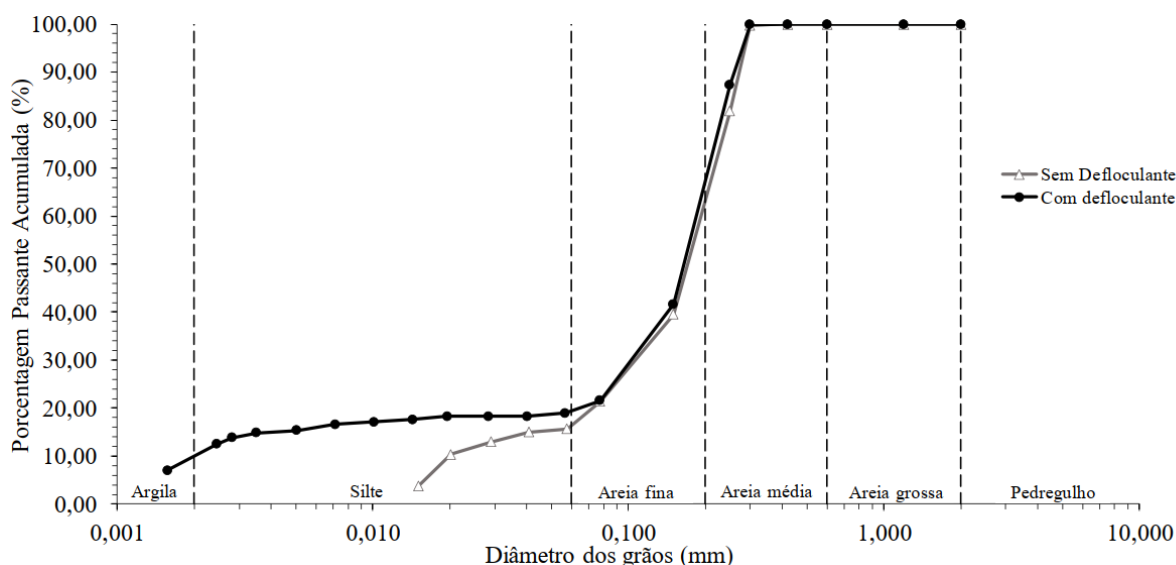


Figura 22 – Curvas granulométricas de Mandaguaçu, com e sem defloculante.



O solo de Londrina pode ser classificado texturalmente como argila siltosa e o de Mandaguaçu como areia siltosa, ou, segundo Sistema Unificado de Classificação dos Solos, solo argiloso laterítico e solo arenoso laterítico. Nota-se que o solo de Londrina tem agregação acentuada para faixa de partículas menores que 0,009 mm, representando 55%, em massa, do total de partículas. No Solo de Mandaguaçu, aproximadamente 18% do total das partículas, em massa, tem agregação, abrangendo granulometrias menores que 0,060 mm.

A Tabela 10 mostra caracterização e propriedades índice médias dos solos, segundo Cavalcante et al. (2006), Gonçalves et al. (2018) e Oliveira et al. (2018). A Tabela 11 apresenta outras características relevantes, a partir de diversos autores.

Tabela 10 – Caracterização física dos solos de Londrina e Mandaguaçu.

Propriedade	Londrina	Mandaguaçu	Fonte
Areia (%)	21	71	Gonçalves et al. (2018)
Silte (%)	23,5	15,5	Gonçalves et al. (2018)
Argila (%)	55,5	13,5	Gonçalves et al. (2018)
w (%)	33	-	Cavalcante et al. (2006)
	-	11,9	Oliveira et al. (2018)
LL (%)	51	31	Gonçalves et al. (2018)
LP (%)	38	15	Gonçalves et al. (2018)
IP (%)	13	16	Gonçalves et al. (2018)
ρ_s (g/cm ³)	3,03	2,69	Gonçalves et al. (2018)
e	2,0	-	Cavalcante et al. (2006)
	-	0,59	Oliveira et al. (2018)
n (%)	66	37	Calc. de Oliveira et al. (2018)
ρ_{nat} (g/cm ³)	1,4	-	Cavalcante et al. (2006)
	-	1,80	Calc. de Oliveira et al. (2018)

Nota: Calc. = Calculado de.

Fonte: Autor (2022).

Tabela 11 – Outras características dos solos de Londrina e Mandaguaçu.

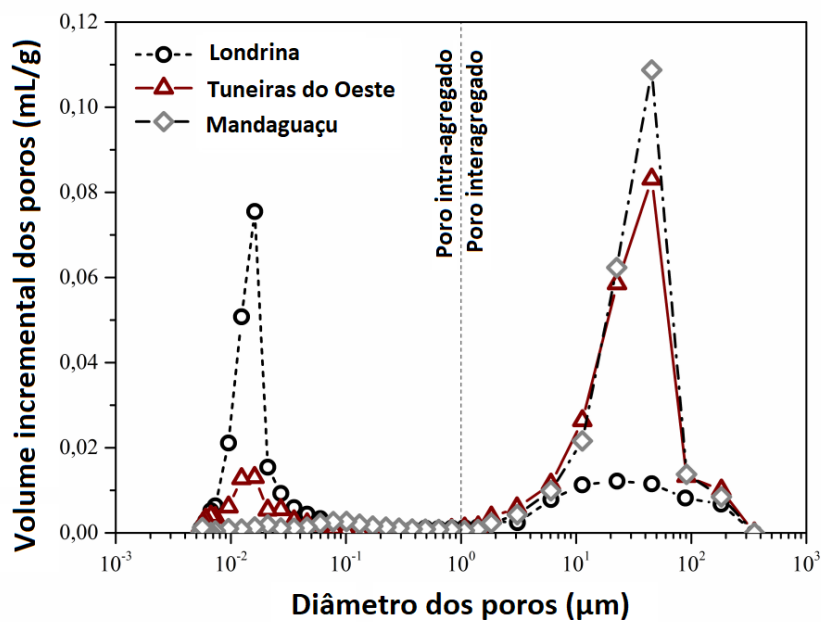
Propriedade	Londrina	Mandaguaçu	Fonte
Tensão de pré- adensamento σ_{av} (kPa)	Prof. – Inundado w_{nat}	Prof. 2 m;	Cavalcante et al. (2006);
	1º m – 46 61	4 CPs;	Somera (2018).
	2º m – 51 75	Inundado w_{nat}	
	3º m – 78 80	12 e 36 74 e 81	
	4º m – 75 92		
	5º m – 90 110		
	6º m – 130 120		
7º m – 150 210			
Colapso	Sim; Verificado até 7 m; Variável com a tensão aplicada; crescente até 4 m e decrescente de 4 a 7 m.	Provavelmente Não	Teixeira et al. (2004); Somera (2018).
Mineralogia	Quartzo; Porção argilosa: predomínio de caulinitas; presença de gibsititas e vermiculitas; presença de óxidos de ferro (hematita e goethita) e alumínio. Caulinita 41,9 % Gibsitita 7,5%	Quartzo; Porção argilosa: caulinita, óxidos de ferro (hematita). Caulinita 13%	Rocha et al. (1991), Teixeira e Pinese (2006), Teixeira et al. (2016); Oliveira et al. (2022) Gonçalves et al. (2018).
Capacidade de troca catiônica	Baixa	Baixa	Teixeira e Pinese (2006); Gonçalves et al. (2017).

Fonte: Autor (2022).

As Figuras 23 e 24 apresentam a distribuição do tamanho dos poros de Londrina e Mandaguaçu, obtida do ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio, realizados por Oliveira et al. (2022).

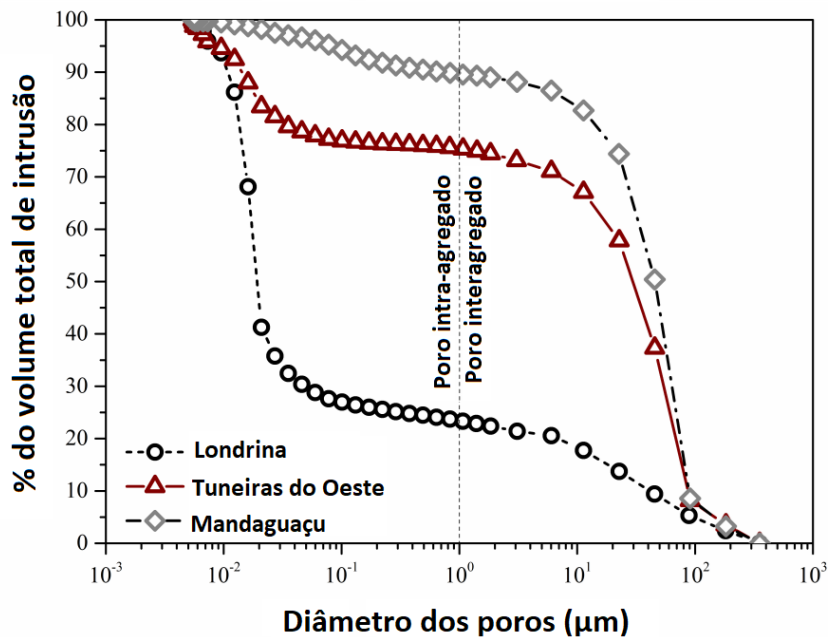
Distingue-se a distribuição bimodal dos poros para os dois solos, constituindo maior volume de macroporos e menores volumes de microporos em suas estruturas. Também fica evidente, microporos mais expressiva para Londrina e os macroporos mais expressivos para Mandaguaçu. O volume incremental dos poros interagregados de Londrina e Mandaguaçu têm picos próximos, com valor de 0,08 e 0,11 mL/g, respectivamente. O pico do volume incremental dos poros intra-agregados de Londrina é da ordem de 0,01 mL/g, com diâmetros próximos de 0,01 μm . Mandaguaçu expressa este mesmo pico mais reduzido, em torno dos 0,10 μm .

Figura 23 – Volume incremental dos poros, Londrina e Mandaguaçu.



Fonte: Traduzido de Oliveira et al. (2022).

Figura 24 – Percentual do volume de intrusão, Londrina e Mandaguaçu.



Fonte: Traduzido de Oliveira et al. (2022).

3.1.2 Amostras para Ensaios Laboratoriais

O ponto de coleta em Londrina foi o Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da Universidade Estadual de Londrina (CEEG – UEL), Figura 25, considerado representativo do solo da cidade (CAVALCANTE et al., 2007). Localização aproximada: $23^{\circ}19'40.28''\text{S}$ $51^{\circ}12'6.45''\text{O}$. O ponto de coleta em Mandaguaçu foi próximo a um talude natural às margens da BR-376 (Rodovia do Café) km 158 (km obtida do VGeo DNIT), Figura 26. Localização aproximada: $23^{\circ}21'44.43''\text{S}$ $52^{\circ}5'12.30''\text{O}$.

Figura 25 – Local de coleta do solo argiloso – Londrina, CEEG UEL.



Fonte: Autor (2022).

Figura 26 – Local de coleta do solo arenoso – Mandaguaçu BR-376, km 158.



Fonte: Autor (2022).

A coleta de amostras seguiu os procedimentos apontados na ABNT NBR 9604:2016 - Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas – Procedimento. As amostras indeformadas foram coletadas à profundidade de aproximadamente 1 a 2 m, talhadas no terreno natural, acomodando-as em tubos de PVC com diâmetros de 200 mm e 300 mm e comprimento de 400 mm. Os tubos foram vedados com parafina e cap, em ambos os lados. No laboratório, as amostras foram acondicionadas em câmara úmida. As Figuras 27 e 28 apresentam a coleta em campo das amostras de Londrina e Mandaguaçu, respectivamente.

Figura 27 – Amostra do solo argiloso – Londrina.



Fonte: Autor (2022).

Figura 28 – Amostra do solo arenoso – Mandaguaçu.



Fonte: Autor (2022).

3.1.3 Ensaio Pelo Método do Papel Filtro

Os pontos da curva característica foram obtidos por meio do método do papel filtro, sob trajetória de umedecimento para o solo de Mandaguaçu. O procedimento de ensaio seguiu as recomendações de Marinho (1994). Todo manuseio dos materiais e amostras, desde a preparação até a finalização do ensaio, foram feitos com uso de luva de borracha. Foram utilizados 20 corpos de prova talhados com o auxílio de anéis de tubo PVC com dimensões de 45 mm de diâmetro e 20 mm de altura.

Foi utilizado pano *Perfex* fixado à parede externa dos anéis com elásticos, para prevenir eventual queda do corpo de prova (Figura 29 e 30). Após preparados, os corpos de prova foram secos ao ar, e posteriormente, umedecidos por gotejamento para atingir os diversos teores de umidade desejados para execução do ensaio. Neste processo foi utilizada água destilada. Todas as pesagens ao longo do ensaio foram feitas em balança eletrônica com precisão 0,0001 g.

Figura 29 – Preparação dos corpos de prova – solo de Londrina.



Fonte: Oliveira (2023, prelo).

Figura 30 – Preparação dos corpos de prova – solo de Mandaguaçu.



Fonte: Autor (2022).

Foi empregado papel filtro *Whatman n.º 42*, recortado com diâmetro ligeiramente menor que o diâmetro da amostra de solo. Utilizou-se dois papéis em contato com cada corpo de prova, cada um posicionado em uma das faces do solo. Os conjuntos corpo de prova e papéis filtro foram embalados em filme plástico, e em seguida, em papel alumínio, bem como, identificados e reservados em caixa de

isopor revestida internamente por papel alumínio até que se estabelecesse o equilíbrio (Figura 31). Os corpos de prova foram armazenados com suas faces planas posicionadas transversalmente ao plano horizontal.

Figura 31 – Conjuntos corpo de prova e papeis filtro embalados armazenados.



Fonte: Autor (2022).

Após 21 dias foram desmontados os conjuntos e pesados os corpos de prova e papeis filtro. Após pesados foram colocados em estufa (6 horas), e depois de secos, pesados novamente. Os papéis filtro sempre foram manuseados com auxílio de pinça ao longo de todo o ensaio. As equações de Chandler *et al.* (1992) foram utilizadas para o cálculo da sucção.

Neste trabalho foi realizado o ensaio compreendendo a trajetória de umedecimento do solo de Mandaguaçu. Este ensaio complementa os resultados de ensaios realizados por Oliveira *et al.* (2022) e Oliveira (2023, no prelo), sobre a trajetória de secagem e umedecimento para ambos os solos a partir da combinação do método do papel filtro e da Câmara de pressão de Richards.

3.1.4 Equação de Ajuste da Curva Característica

As curvas características foram determinadas pela equação proposta por Gitirana Jr. e Fredlund (2004), com ajuste dos pontos obtidos de ensaios, em todo intervalo de sucção e para ambos os solos. A curva característica na trajetória de umedecimento, do solo de Mandaguaçu, foi realizada pelo próprio autor. Neste trabalho também é utilizada a trajetória de umedecimento de Londrina,

de Oliveira (2023, prelo) e as trajetórias de secagem de ambos os solos, de Oliveira et al. (2022), já realizadas por esses autores.

Para tanto, foi utilizada planilha eletrônica elaborada no *Excel*, gentilmente cedida pelo prof. Gilson Gitirana Jr., da Universidade Federal de Goiás (UFGO). O suplemento *solver* programado na planilha, auxiliou a predição os parâmetros de ajuste a partir da aplicação de mínimos quadrados. Também foi realizado ajuste manual destes parâmetros para refinamento da curva.

As curvas características na trajetória de umedecimento também foram definidas neste trabalho, pelo próprio autor, empregando o modelo de Durner (1994), com auxílio de *software* e planilha eletrônica *Excel* desenvolvidos por Seki (2007). O *software* está disponível para download e permite realizar ajuste não linear pelo método de Levenberg-Marquardt (SEKI, 2007). Utilizando planilha eletrônica, foi realizado ajuste manual dos parâmetros do modelo de Durner (1994) tendo como referência as curvas do modelo de Gitirana Jr. e Fredlund (2004).

As curvas na trajetória de umedecimento obtidas pelo ajuste de Girirana Jr. e Fredlund (2004) foram utilizadas como dado de entrada no *software*. As curvas na trajetória de umedecimento obtidas pelo ajuste de Durner (1994) foram utilizadas como ferramenta para obtenção dos parâmetros do modelo de determinação da condutividade hidráulica não saturada de Priesack e Durner (2006).

3.1.5 Curva de Condutividade Hidráulica do Solo Não Saturado

As curvas de condutividade hidráulica não saturada foram definidas em todo intervalo de sucção, por dois modelos: Priesack e Durner (2006) e Gardner (1958). A equação de Priesack e Durner (2006) é baseado nos modelos de Mualem (1976) e Duplo Van Genuchten de Durner (1994) (bimodal), e as curvas de condutividade hidráulica não saturada foram determinadas a partir dos parâmetros obtidos pelas equações de ajuste da curva característica de Durner (1994). A equação empírica de Gardner (1958) foi aplicada com dados diretos obtidos dos ensaios de permeâmetro Guelph.

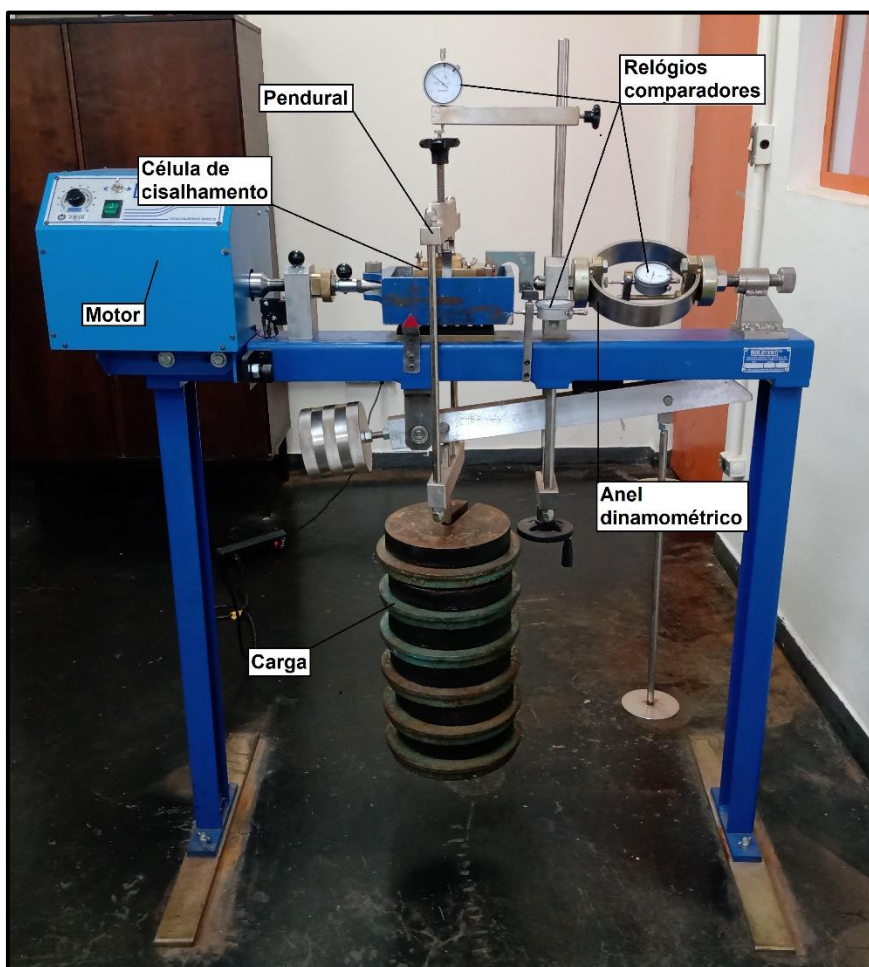
Todos os modelos podem incorporar o coeficiente de permeabilidade saturado obtidos de ensaios de laboratório (k_{sat}) ou campo (k_{fs}). Neste estudo foi utilizado coeficiente de permeabilidade de campo k_{fs} . Para elaboração, foi utilizada

planilha eletrônica *Excel* própria. Todas as curvas de condutividade hidráulica não saturada dos solos determinadas foram utilizadas como dado de entrada no software, constituindo diferentes modelos.

3.1.6 Cisalhamento Direto

Foi utilizada prensa de cisalhamento direto convencional (Figura 32), com motor para aplicação de deslocamento constante. A carga normal é aplicada através de um pendural, por pesos livres. Os deslocamentos vertical e horizontal são medidos por relógio comparador analógico. A força horizontal é mensurada a partir de anel dinamométrico de capacidade de 500 kgf, também com relógio comparador. O equipamento encontra-se no Laboratório de Geotecnia da UEL.

Figura 32 – Prensa de cisalhamento direto.

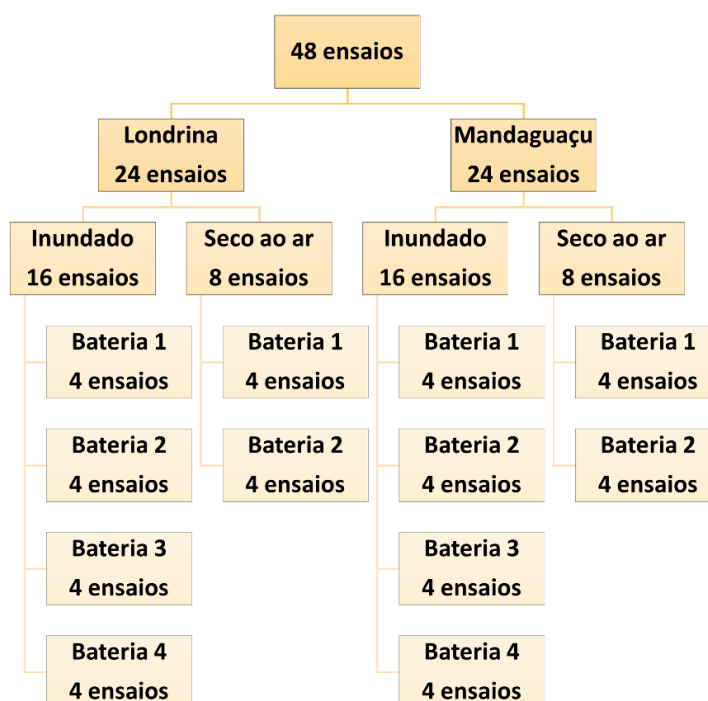


Fonte: Autor (2022).

Os corpos de prova têm dimensões de 60 x 60 x 20 mm (comprimento x largura x altura) e foram talhados com o auxílio de estilete e anel de molde de aço próprio. Os procedimentos gerais do ensaio foram realizados conforme ASTM D3080-11 *Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions*.

Foram realizados ensaios de cisalhamento direto inundados e secos ao ar. Ao todo foram realizados 64 ensaios, sendo 32 para cada solo. A Figura 33 mostra o delineamento geral dos ensaios. As tensões normais utilizadas foram de 50, 100, 200 e 300 kPa, considerando as dimensões dos taludes estudados. Foi denominado “Bateria” o conjunto de 4 ensaios composto por quatro tensões normais diferentes.

Figura 33 – Delineamento dos ensaios de cisalhamento direto.



Nota: Cada Bateria é composta por ensaios com tensão normal de 50, 100, 200 e 300 kPa.

Fonte: Autor (2022).

. Para os ensaios inundados, os corpos de prova ficaram imersos dentro do carro e célula de cisalhamento por ao menos 12 horas, (Figura 34). Para os ensaios secos ao ar, os corpos de prova ficaram reservados e expostos ao ar em ambiente seco, fresco e protegido da incidência solar. O processo de secagem teve duração variada, até que identificada estabilização da redução do teor de umidade,

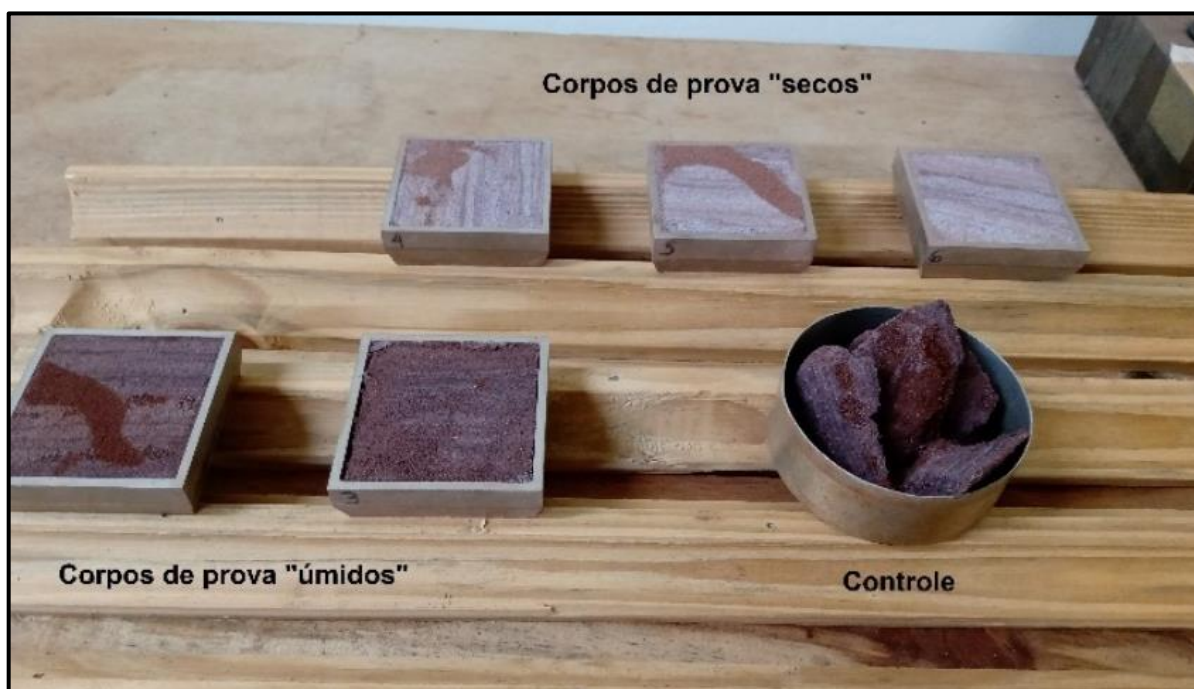
verificado por amostras de controle (Figura 35).

Figura 34 – Corpo de prova inundado.



Fonte: Autor (2022).

Figura 35 – Corpos de prova secos ao ar.



Fonte: Autor (2022).

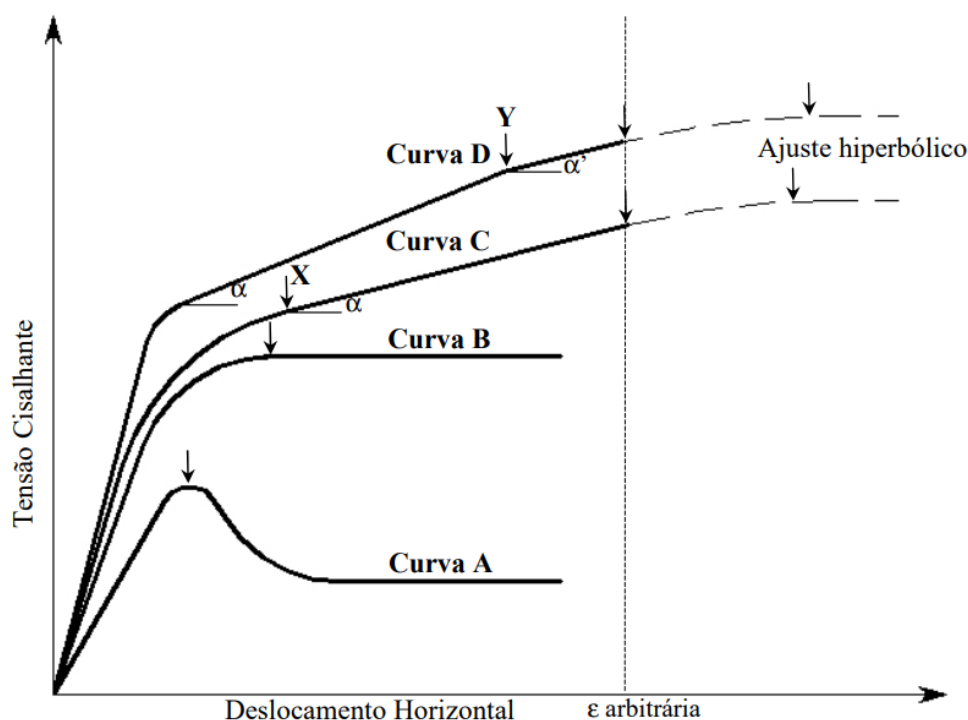
Foi realizado estágio de adensamento com duração de 30 min para todos os corpos de prova. A partir destes resultados e considerações de Gibson e Henkel (1954), ASTM D3080-11 (2011) e Head e Epps (2011), foi calculada a velocidade de deslocamento máxima, suficiente para dissipação da pressão neutra

durante o ensaio. Como padronização, em todos os ensaios foi imposta a velocidade de 0,095 mm/min. Os ensaios foram conduzidos até que fosse atingido 10 % de deslocamento horizontal relativo.

3.1.6.1 Parâmetros de resistência

Com o desenvolvimento do ensaio obtêm-se curvas de tensão cisalhante por deslocamento horizontal ($\tau \times \delta h$) e deslocamento vertical por deslocamento horizontal ($\delta v \times \delta h$). A tensão na ruptura no gráfico ($\tau \times \delta h$) foi analisada com os critérios expostos em Feuerharmel (2007), Figura 36, onde as flechas verticais para baixo indicam possíveis pontos de ruptura. Por fim, o critério adotado neste trabalho foi o de maior tensão cisalhante atingido no ensaio.

Figura 36 – Possíveis critérios de ruptura no ensaio de cisalhamento direto.



Fonte: Feuerharmel (2007).

Foi definida uma envoltória de resistência ao cisalhamento para cada Bateria de ensaios. Também foi definida uma envoltória média utilizando todos os

ensaios inundados e uma envoltória média utilizando todos os ensaios secos ao ar, para cada solo.

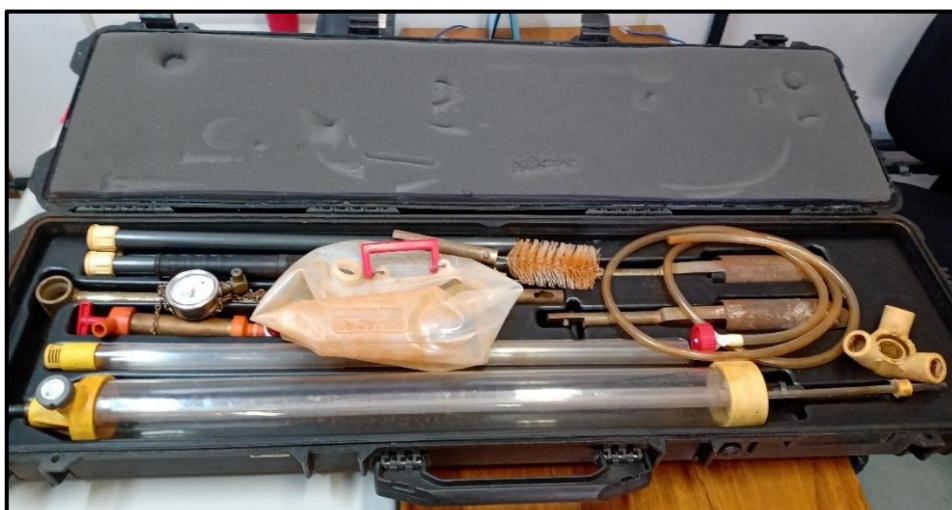
Para os ensaios inundados, todo conjunto amostral (σ , τ) foi tratado com análise combinatória, gerando 256 envoltórias para cada solo. Foi então determinado c' , ϕ' e $\tan \phi'$ destas envoltórias. Sobre estas variáveis foi realizado tratamento estatístico descritivo, função de densidade de probabilidade, e correlação c' - ϕ' , com objetivo de explorar elementos da variabilidade destes parâmetros nos solos estudados.

Foi realizada análise das envoltórias de resistência ao cisalhamento do solo não saturado a partir das equações de Vilar (2006) e Vanapalli et al. (1996). A partir destas análises foram definidos os parâmetros de resistência do solo não saturados representativos para a análise de estabilidade nos modelos numéricos aplicados no software.

3.1.7 Permeâmetro Guelph

Os ensaios foram realizados com permeâmetro Guelph modelo 2800K1, Figura 37. Os furos de sondagem tiveram a profundidade de 50 a 70 cm e diâmetro de 6 cm. Para abertura dos furos foi utilizado o kit padrão do modelo: trado caneco (*riverside auger*) para abertura, trado de limpeza de fundo (*sizing auger*) e escova de cerdas plásticas.

Figura 37 – Permeâmetro Guelph 2800K1.



Fonte: Autor (2022).

Figura 38 – Kit para execução dos furos de sondagem do ensaio.



Fonte: Autor (2022).

Foi necessária especial atenção no processo de abertura dos furos de sondagem, especialmente em Londrina, devido à natureza argilosa do solo e suas condições iniciais de umidade. O próprio processo de tradagem pode gerar perturbações importantes das condições naturais ideais para a infiltração da água, selando e compactando as paredes e base do furo e ocasionando o fechamento dos poros do solo, o que por sua vez, pode influenciar diretamente nos resultados obtidos. Nesta pesquisa os cuidados adicionais aplicados foram: utilizar a mínima pressão para baixo no trado, aplicar no máximo 2 giros completos do trado, remover apenas pequenas porções de solos do furo por vez com o trado. As Figuras 39 e 40 mostram os furos de sondagem em detalhe.

Figura 39 – Furo de sondagem Londrina.



Fonte: Autor (2022).

Figura 40 – Furo de sondagem Mandaguaçu.



Fonte: Autor (2022).

Os ensaios de Londrina foram realizados entre os meses de agosto de 2020 e abril de 2021. Os ensaios de Mandaguaçu foram realizados em agosto de 2020. O reservatório utilizado foi o combinado para a maioria dos ensaios, à exceção de poucos ensaios realizados em Londrina com o reservatório interno. Utilizar o reservatório interno apresentou certa limitação operacional na autonomia do equipamento. Ainda que, fisicamente, os resultados obtidos devam ser condizentes com os de reservatório combinado, suas médias foram verificadas por teste t de *Student*. A comparação das médias não indicou diferença significativa entre os grupos, portanto os dados foram aceitos como um único grupo, posteriormente.

Para execução do ensaio, utilizou-se o método de duas alturas de carga, seguindo os procedimentos propostos em Soilmoisture (2012) e considerações práticas de Elrick, Reynolds e Tan (1989). Foi aplicado vácuo de 20 kPa no permeâmetro para auxiliar na redução da turbulência de saída da água no início do ensaio. O início do ensaio se deu nas condições naturais de umidade do solo. As alturas de carga utilizadas foram de 5 e 10 cm.

As leituras foram realizadas a cada 2 minutos e considerou-se estabelecido o regime de estado estável de fluxo quando atingidas três leituras iguais consecutivas. Após finalizada a primeira altura de carga, iniciou-se a segunda altura de carga imediatamente, sem interrupção do fluxo. As Figura 41 e 42 apresentam imagens da execução do ensaio em Londrina e Mandaguaçu, respectivamente.

Figura 41 – Ensaio executado em Londrina.



Fonte: Autor (2022).

Figura 42 – Ensaio executado em Mandaguaçu.



Fonte: Autor (2022).

Foram realizados 21 ensaios em Londrina e 15 em Mandaguaçu. As Figuras 43 e 44 mostram o esboço da localização dos ensaios em Londrina e Mandaguaçu, realizados nos mesmos locais de coleta de amostras para os ensaios laboratoriais. L01 a L05 representam 5 grupos de 4 ensaios de duas alturas de carga realizados. Cada ensaio de duas alturas de cargas se distancia pelo menos dois metros um do outro. M01 a M05 representam 5 grupos de 3 ensaios de duas alturas de carga. Cada grupo foi separado por aproximadamente 25 m e seus ensaios se distanciam por dois metros entre si.

Figura 43 – Esboço do posicionamento dos ensaios em Londrina.



Fonte: Autor (2022).

Figura 44 – Esboço do posicionamento dos ensaios em Mandaguaçu.



Fonte: Autor (2022).

Nota-se a diferente locação dos ensaios de Mandaguaçu em relação a Londrina. Esta abordagem, com maior distância entre os ensaios no espaço, teve objetivo de explorar melhor o comportamento hidráulico de toda região do talude e identificar possível viés das medições muito próximas, dada escassez de outros estudos similares de campo no local. Os grupos de ensaios de Mandaguaçu foram comparados com análise de variância simples (ANOVA *one-way*), não sendo identificadas diferenças significativas entre os grupos.

Por tanto, todos os dados de Mandaguaçu receberam tratamento estatístico iguais aos dados de Londrina e todos os dados foram tratados como um grupo único, para cada solo. Também foi explorada a viabilidade do tratamento dos dados conforme Bassani (2013) apud Dell'Avanzi (2014), contudo foi constatado que esta é uma abordagem estatística com propósito divergente do realizado neste estudo.

O coeficiente de permeabilidade saturado de campo (k_{fs}), potencial matricial de fluxo (ϕ_m) e o parâmetro (α_{gp}) foram calculados por equações simultâneas conforme o método proposto em Reynolds e Elrick (1986). O parâmetro α_{gp} foi inicialmente estimado em $0,12 \text{ cm}^{-1}$ e C1 e C2 foram calculados a partir das equações de Zhang, Groenevelt e Parkin, (1998).

Sobre as variáveis k_{fs} e α_{gp} , foi realizado tratamento estatístico descritivo, função densidade de probabilidade, e correlação. Baseada nos valores médios de k_{fs} e α_{GP} foi determinada a condutividade hidráulica não saturada pela equação empírica de Gardner (1958). k_{fs} médio também foi utilizado para determinar a condutividade hidráulica não saturada pela equação apontada por Priesack e Durner (2006).

3.1.8 Geometria dos Taludes

O estudo foi conduzido sobre análises em taludes hipotéticos. A geometria dos taludes foi definida a partir de levantamento bibliográfico de geometrias propostas em outros estudos, ocorrentes na região. Também foi buscado observação de talude existente em ambas as cidades.

A Figura 45 e 46 apresentam exemplos de taludes reais para referência do talude fictício.

Figura 45 – Talude exemplo – Mandaguaçu.



Fonte: Autor (2022).

Figura 46 – Talude exemplo – Londrina.



Fonte: RPC Londrina (2016).

O talude exemplo de Mandaguaçu localiza-se na BR 376 – km 158, local correspondente aos demais ensaios, com coordenadas aproximadas: 23°21'45.88"S 52° 5'9.73"O. O talude exemplo de Londrina localiza-se na av. 10 de dezembro com viaduto da rua Bolívia – coordenadas: 23°19'37.97"S 51° 8'44.99"O (talude rompeu em 2016 e atualmente acomoda uma alça de acesso viário).

A geometria utilizada neste estudo é correspondente à estudada por Pelaquim (2021), representativo de taludes rompidos em Londrina no ano de 2016. Para melhor efeito de comparação, as geometrias dos taludes de ambas as cidades foram adotadas com as mesmas dimensões. A Tabela 12 apresenta dimensões de geometria definida para os taludes fictícios a ser analisada no software.

Tabela 12 – Geometria dos taludes hipotéticos.

Altura	Comprimento	Inclinação (altura x comprim.)	Ângulo
9,00	4,5	2 : 1	63,4°

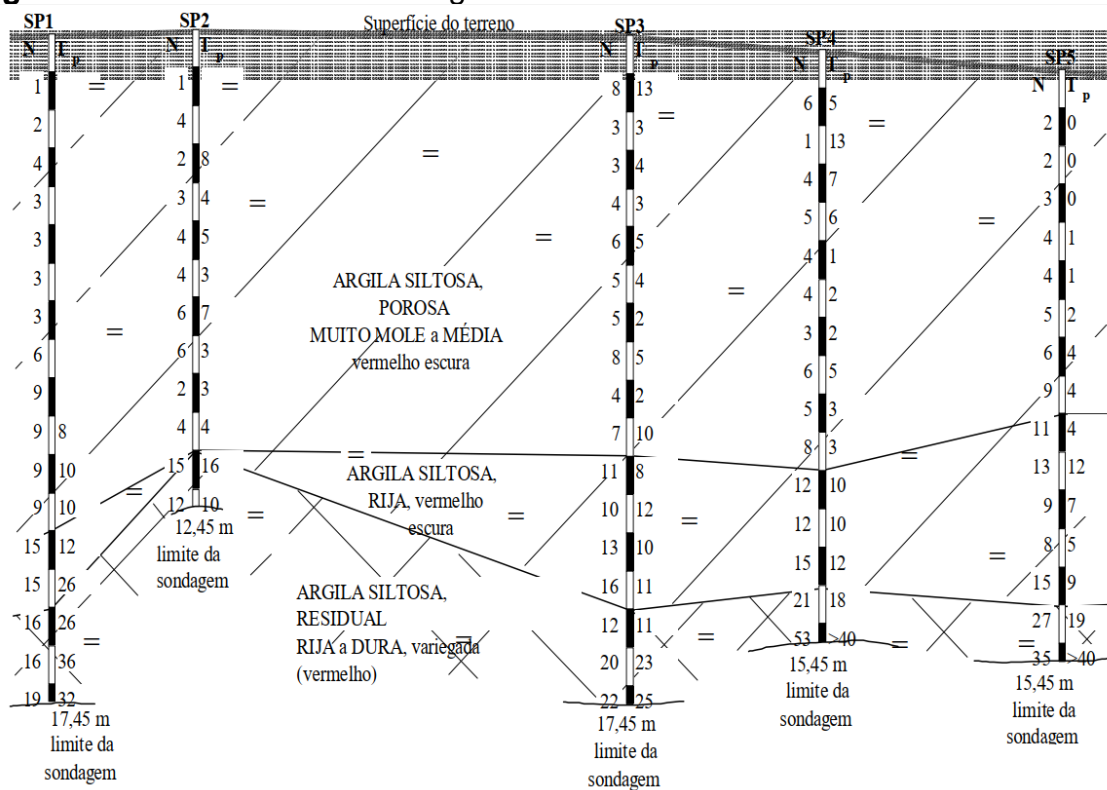
Fonte: Adaptado de Pelaquim (2021).

3.1.9 Perfil dos Solos

A partir de resultados de ensaios SPT das duas localidades, optou-se por constituir o perfil do solo para o talude hipotético dos modelos numéricos como homogêneo e isotrópico para os dois tipos de solo. As Figuras 47 e 48 apresentam os perfis do solo obtidos de sondagens SPT.

A posição do nível d'água para os taludes fictícios foi assumido a 5 m de profundidade do pé dos taludes, preponderando sobre os trabalhos de Ferreira (2019) e Silva (2008). Ferreira (2019) apresenta 02 relatórios SPT realizados em Mandaguaçu na região do mesmo talude onde foram coletadas as amostras utilizadas neste estudo. O relatório aponta a ocorrência de nível d'água à profundidade de 10 metro, aproximadamente. Já em Londrina, Silva (2008) analisou 238 relatórios SPT, dos quais aproximadamente 88 apresentaram nível d'água a 10 m de profundidade ou menos. O autor discute que 47 destas sondagens apresentaram nível d'água a 5 metros ou menos de profundidade, ressaltando que estes furos estavam localizados a no máximo 70 metros dos eixos de drenagens naturais da bacia (corpos d'água).

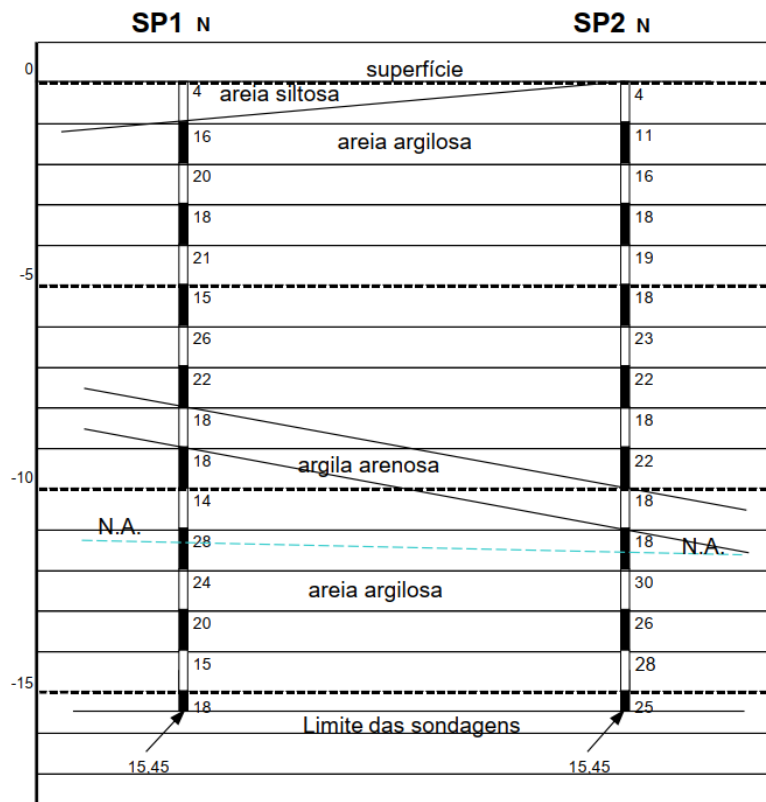
Figura 47 – Perfil de cinco sondagens SPT realizadas no CEEG-UEL em Londrina.



Nota: N_{spt} à esquerda e Torque à direita.

Fonte: Teixeira e Pinese (2006).

Figura 48 – Perfil de duas sondagens SPT realizadas em Mandaguauçu.



Fonte: Ferreira (2019).

3.1.10 Chuva

A chuva de projeto foi idealizada como ferramenta para a investigação dos efeitos agudos de um evento de chuva de relativamente curta duração, como em Ng, Wang e Tung (2001) e Zeng et al. (2017). A chuva de projeto foi determinada segundo o método de Huff (1967) para o quarto quartil, com 50% de probabilidade, para chuvas com duração superior a 24 horas. Este método define um padrão de distribuição das chuvas no tempo. A intensidade foi definida pela equação: Admitiu-se a IDF de Mandaguaçu igual a IDF de Maringá. A Tabela 13 resume os parâmetros utilizados.

$$i = \frac{KT_R^m}{(t+t_0)^n}$$

Tabela 13 – Parâmetros utilizados na IDF.

Parâmetro	Londrina	Mandaguaçu
K	3132,6	2085
m	0,093	0,213
t ₀	30	10
n	0,939	1,09
Tr (anos)	100	100
t (min)	7200	7200
i (mm/h)	1,14	0,35
P total (mm)	137,20	41,60

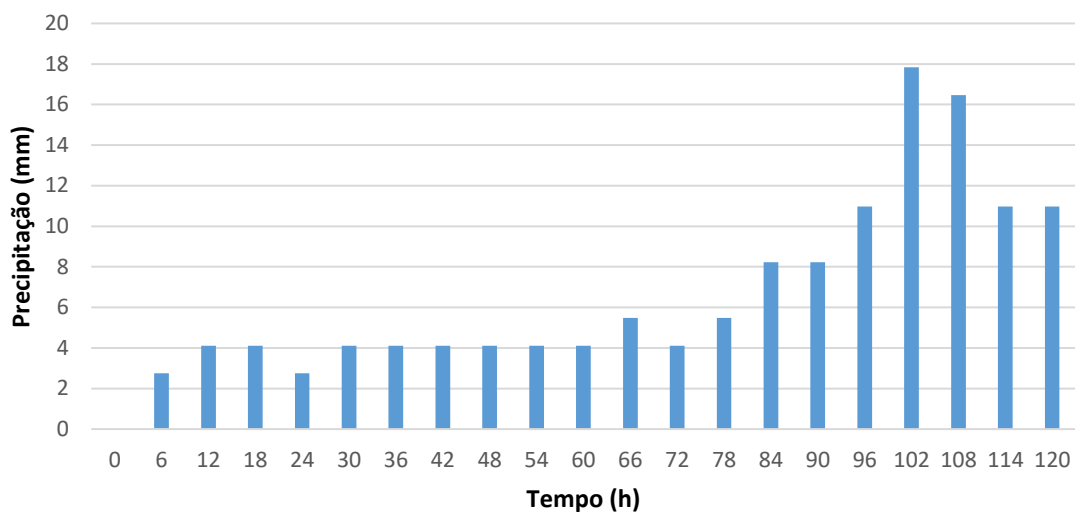
Notas: Dados da IDF de Londrina obtidos de Fendrich (2003).
Dados da IDF de Mandaguaçu obtidos de Soares e Soares (2000).

Fonte: Autor (2022).

Assim como ocorrido com as geometrias, a chuva selecionada (volume, duração e distribuição no tempo) foi adotada igualmente para o solo argiloso e arenoso, para melhor efeito de comparação. A chuva a ser aplicada para ambos os solos foi definida como a chuva de projeto calculada para Londrina, devido ao maior volume calculado (Figura 49). A Figura 50 apresenta dados de registro histórico de chuva diária acumulada do IAP - Estação São Luís, Londrina.

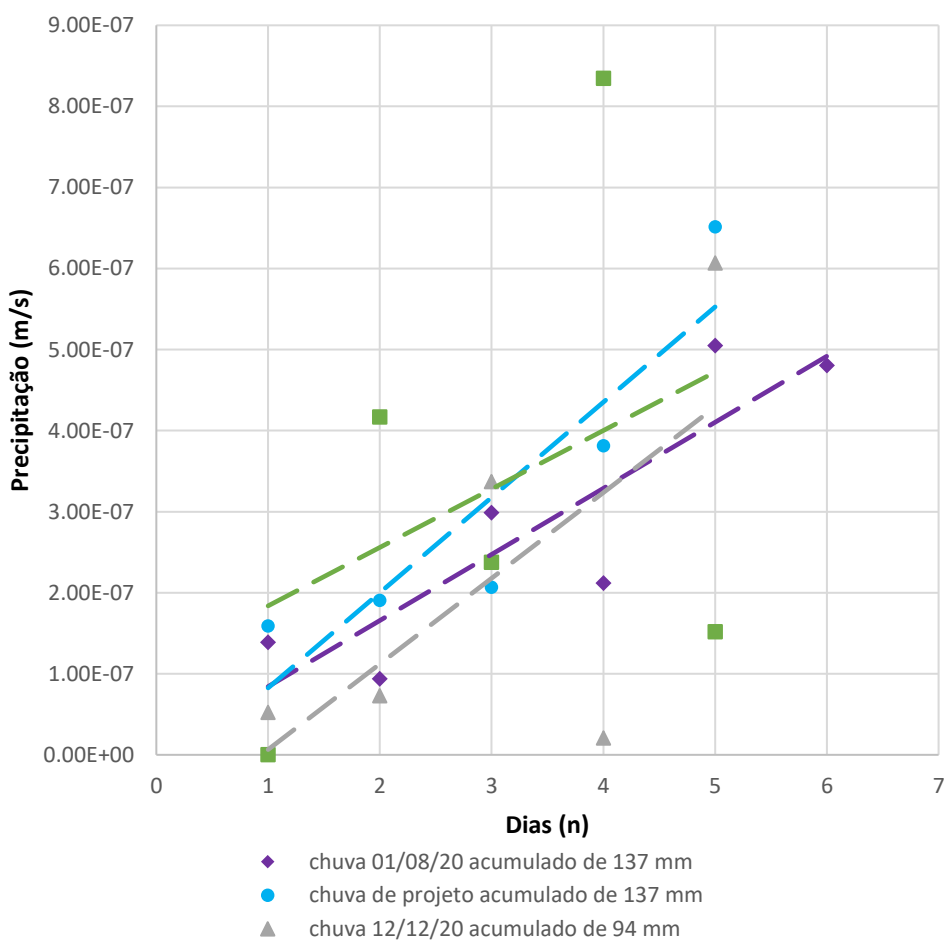
Observa-se a existência de ao menos 3 eventos registrados com volume acumulado e tendência de distribuição crescente condizentes com a chuva de projeto calculada para aplicação neste estudo.

Figura 49 – Chuva de Projeto.



Fonte: Autor (2022).

Figura 50 – Comparativo chuvas registradas.



Fonte: Autor (2022).

3.2 ETAPA II DELINEAMENTO

Este tópico busca clarificar o processo de elaboração e constituição dos modelos numéricos computacionais gerados. As propriedades hidráulicas são definidas em duas curvas de condutividade hidráulicas não saturadas distintas: MOD1 e MOD2. A poropressão inicial dos taludes é definida em três cenários: Verão (V), Menores Poropressões Médias (MPM) e Evaporação (E). Os solos argilos e arenoso são, respectivamente, Londrina (L) e Mandaguaçu (M). Assim, os modelos numéricos computacionais gerados foram: MOD1 V-L, MOD2 V-L, MOD1 MPM-L, MOD2 MPM-L, MOD1 E-L, MOD2 E-L, MOD1 V-M, MOD2 V-M, MOD1 MPM-M, MOD2 MPM-M, MOD1 E-M, MOD2 E-M.

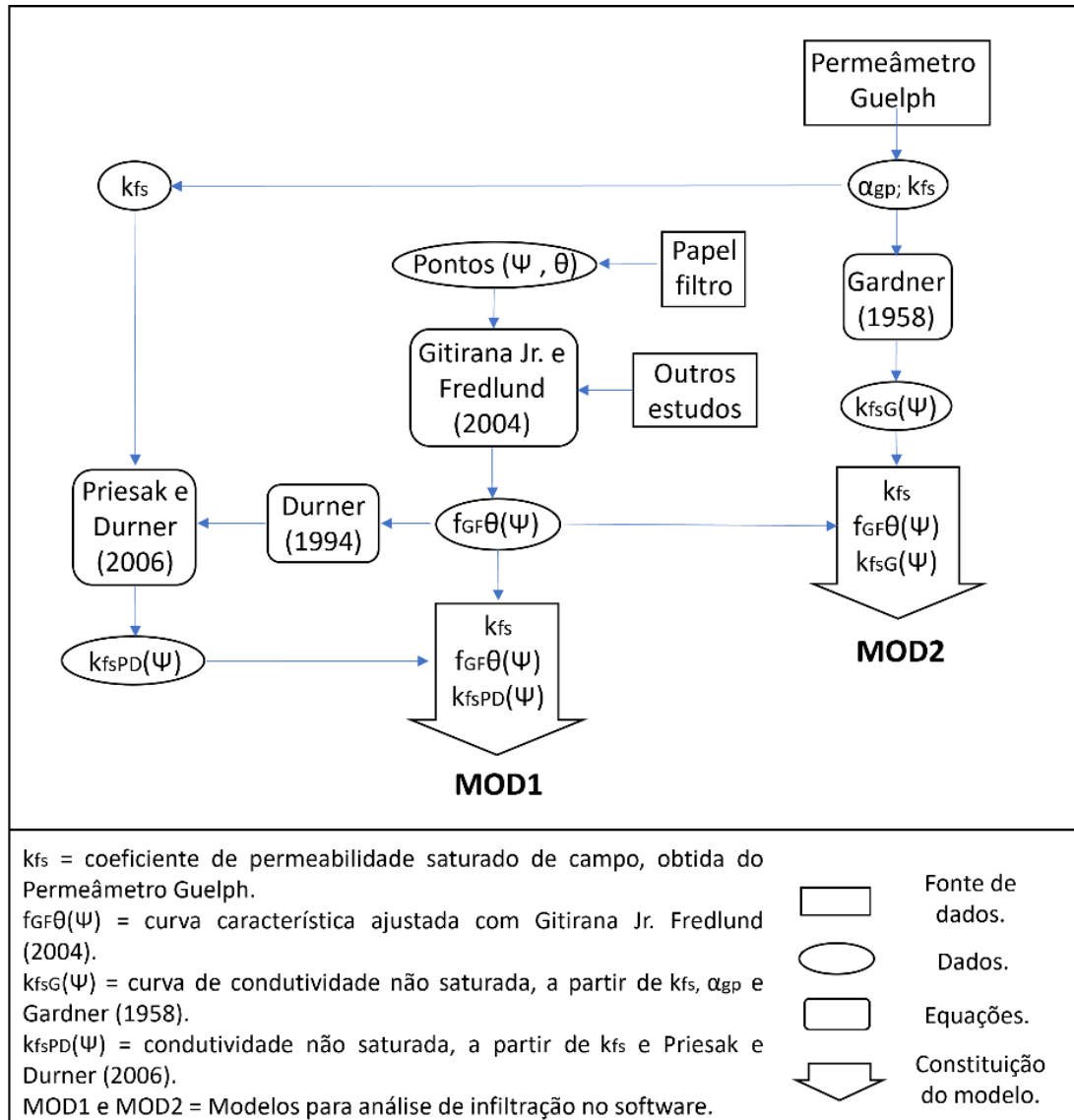
3.2.1 Modelos Hidráulicos MOD1 e MOD2

A Figura 51 apresenta um diagrama esquemático de delineamento dos modelos de fluxo MOD1 e MOD2.

Estes modelos diferenciam-se unicamente na curva de condutividade hidráulica não saturada atribuída. Em MOD1 a curva foi obtida de Priesack e Durner (2006) e em MOD2 a curva foi obtida de Gardner (1958). k_{fs} tem origem na análise estatística dos resultados dos ensaios com permeâmetro Guelph.

A curva característica que compõe todos os modelos é a curva da trajetória de umedecimento, gerada a partir do ajuste com modelo de Gitirana Jr e Fredlund (2004). Este modelo tem apresentado boa adequação para os solos tropicais brasileiros como em Miguel e Bonder (2012), Silva Jr. (2015), Kühn (2014) e Perotti et al. (2019), entre outros, assim como, especificamente para os solos estudados, Oliveira et al. (2022).

Figura 51 – Diagrama esquemático da constituição dos modelos de fluxo.



Fonte: Autor (2022).

3.2.2 Cenários de Poropressão Inicial

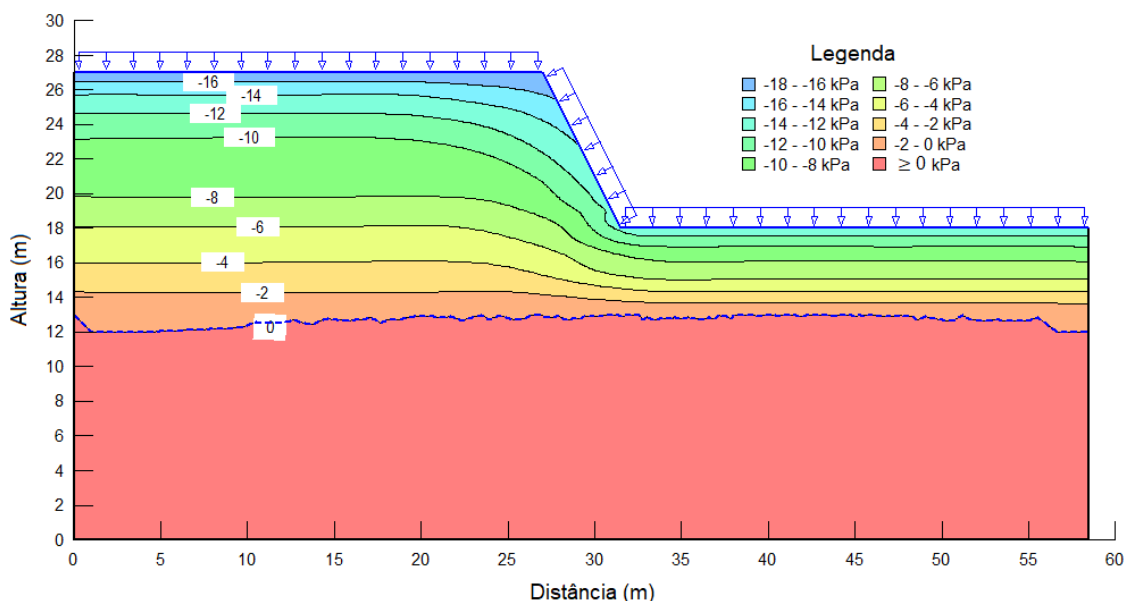
A definição da distribuição inicial da poropressão, e consequentemente do conteúdo de água no solo, é um ponto crítico para a comparação dos modelos hidráulicos estudados, sendo função das condições antecedentes atmosféricas. Para compreensão mais extensiva do problema, foram definidos 3 cenários considerados típicos para as análises. Esses foram definidos como casos típicos hipotéticos denominados de Verão (V), Menores Poropressões Médias (MPM) e Evaporação (E).

A magnitude das poropressões na camada superficial do solo, para os cenários V e MPM, foi definida de acordo com o trabalho de Oliveira (2023, no prelo). A autora realizou medições *in situ* com tensiômetros em Londrina (CEEG), ao longo dos anos de 2020 a 2021, nas profundidades de 0,50; 0,75 e 1,00 m. Os resultados preliminares indicam valor de em média -15 kPa de poropressão nos meses de verão (dezembro, janeiro e fevereiro) e -30 kPa de poropressão nos meses de maio e outubro.

A magnitude das poropressões na camada superficial do solo para o cenário E foi adotada como -60 kPa. Este valor pode ocorrer em campo e na constituição de modelos transientes com maiores períodos de duração e implemento da evaporação nas análises conforme pode ser observado em Pelaquim (2021). Dentre as análises realizadas, a autora elaborou modelo (SEEP/W) de infiltração de água da chuva transiente para o período de 1 ano em consonância aos efeitos da evaporação, utilizando dados obtidos em ensaio de evaporação e função de correção de evapotranspiração para o solo de Londrina.

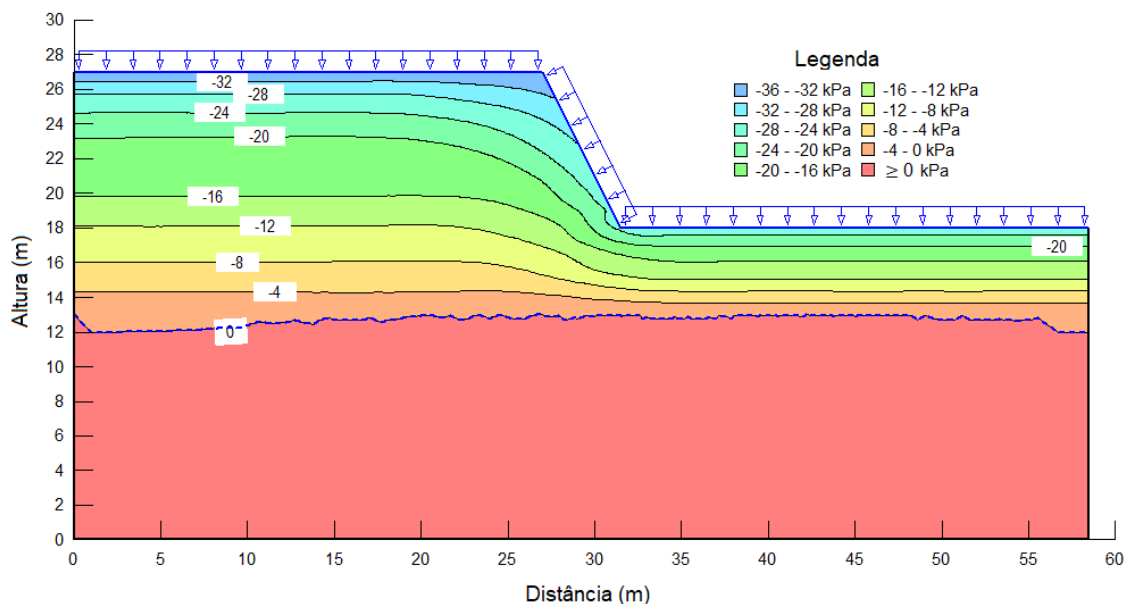
Para definição da distribuição em relação ao topo, corpo e pé do talude e suas profundidades, foi adotado um delineado tipo para os três cenários, baseando-se em Pelaquim (2021) e Calle (2000). As Figuras 52, 53 e 54 apresentam os três cenários de poropressão, conforme implementado no software.

Figura 52 – Distribuição inicial de poropressões – VERÃO (V).



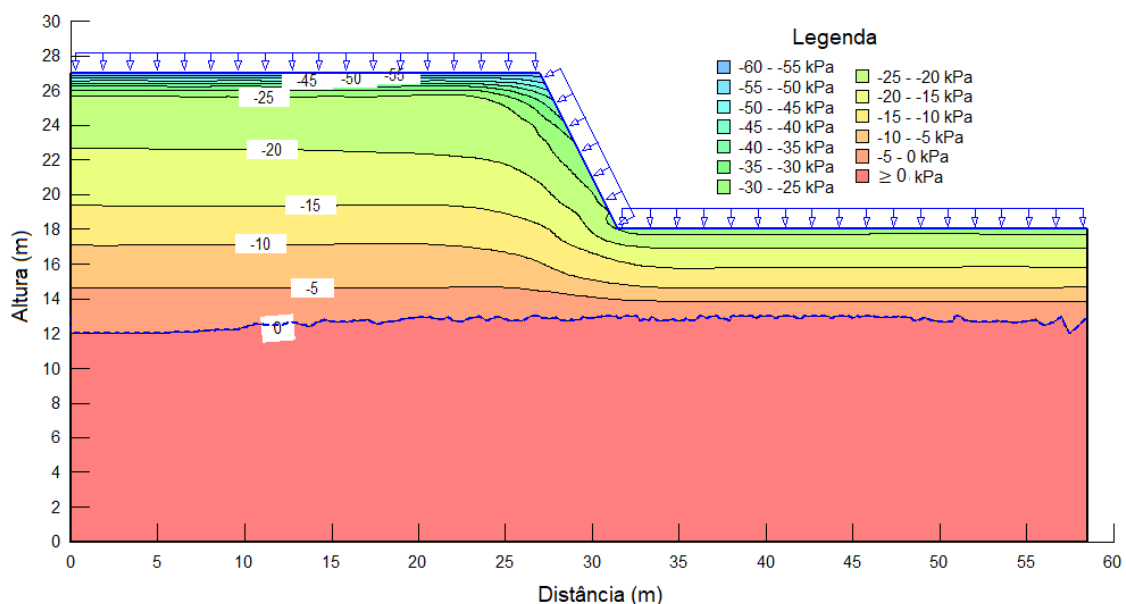
Fonte: Autor (2022).

Figura 53 – Distribuição inicial de poropressões – MENORES POROPRESSÕES MÉDIAS (MPM).



Fonte: Autor (2022).

Figura 54 – Distribuição inicial de poropressões – EVAPORAÇÃO (E).



Fonte: Autor (2022).

Da ausência de dados e estudos específicos de poropressão de campo de Mandaguaçu, bem como para favorecer o efeito comparativo dos modelos, os mesmos cenários foram aplicados ao solo de Mandaguaçu. Ressalta-se que das amostras de cisalhamento foi obtido grau de saturação natural em torno de

45 a 50%, o que indica poropressões da ordem de -10 kPa, relativamente consistente com os cenários estipulados para Londrina.

3.2.3 Comparação dos Modelos

Os modelos existentes são: MOD1 V-L, MOD2 V-L, MOD1 MPM-L, MOD2 MPM-L, MOD1 E-L, MOD2 E-L, MOD1 V-M, MOD2 V-M, MOD1 MPM-M, MOD2 MPM-M, MOD1 E-M, MOD2 E-M.

Inicialmente, são comparados os efeitos de variação da poropressão devido percolação da água da chuva, a partir das análises de fluxo utilizando o SEEP/W, para os modelos hidráulicos MOD1 e MOD2 nos cenários de poropressão inicial V, MPM e E para os dois solos L e M.

Em seguida são comparados resultados dos Fatores de Segurança obtidos das análises determinísticas de estabilidade de talude, ao longo da duração da chuva, para os modelos mais consistentes: MOD1 e MOD2 em V e MPM, para L e M. Também são comparados os efeitos da constituição de diferentes propriedades hidráulicas dos modelos nos resultados de análise de estabilidade de talude, realizada no SLOPE/W.

Em caráter complementar, foi realizada a análise probabilística de estabilidade de taludes por Monte Carlo, para o caso mais crítico de cada local: MOD1 V-L e MOD1 V-M.

3.3 ETAPA III ASPECTOS GERAIS DA IMPLANTAÇÃO DOS MODELOS

Nesta etapa os dados obtidos e tratados foram organizados de acordo com as variáveis de entrada exigidas pelo *software*, assim como elaborados outros aspectos necessários.

As análises de fluxo de água no solo e estabilidade de taludes foram viabilizadas com auxílio de dois pacotes do *software* de modelagem numérica *GeoStudio 2018*. O pacote SEEP/W permite as análises em modelos de fluxo nos solos não saturados com emprego do método dos elementos finitos, obtendo-se a distribuição de poropressões no maciço frente à infiltração de água da chuva e as

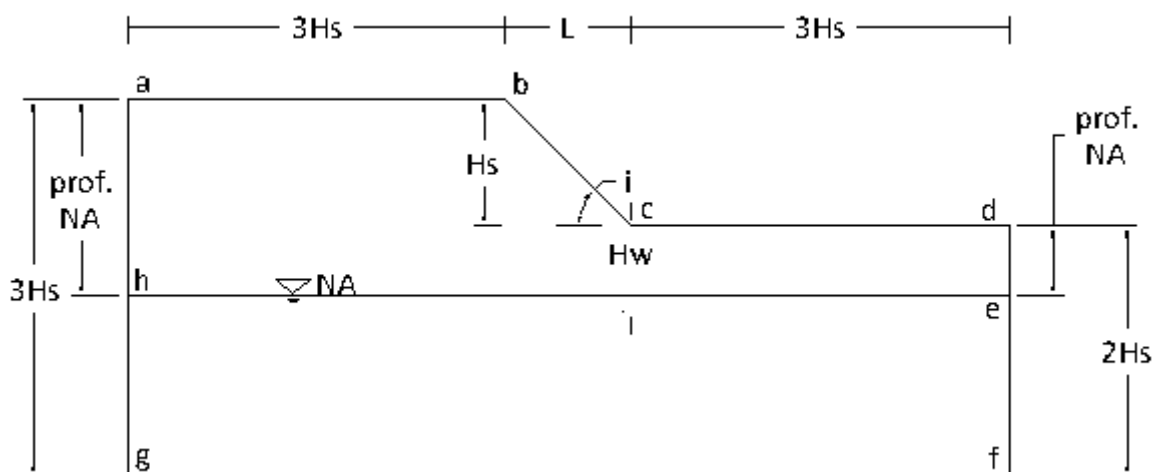
propriedades hidráulicas do solo não saturado. Posteriormente o pacote SLOPE/W permite realizar análise de estabilidade dos solos não saturados, baseadas nos resultados dos modelos de fluxo, com abordagem pelos métodos equilíbrio limite, bem como, com aplicação estatística do método de Monte Carlo.

Cabe ressaltar que as análises de fluxo e estabilidade foram realizadas pontualmente para o efeito da infiltração da água da chuva diretamente nas regiões de crista, corpo e pé do talude hipotético. Assim, os modelos não abrangem outras condicionantes como posicionamento topográfico, regimes hidrogeológicos diversos, vegetação, obras, edificações e outras condições de contorno.

3.3.1 Geometria

A geometria do maciço e domínio de análise foram definidos para os dois pacotes no *software* segundo a Figura 55.

Figura 55 – Geometria e domínio de análises no *software*.



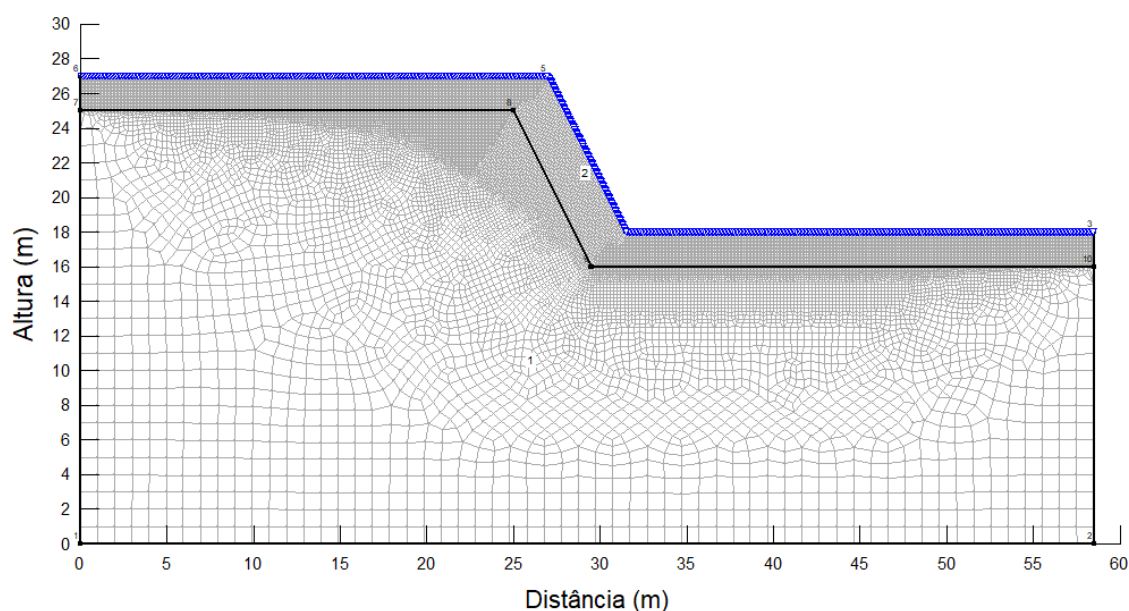
Nota: H_s = altura do talude, L = comprimento do talude, i = inclinação do talude, H_w = profundidade do nível d'água no pé do talude. A, b, c, d, e, f, g, h = pontos de definição geométrica dos modelos.

Fonte: Adaptado de Rahardjo et al. (2007).

3.3.2 SEEP/W

A malha de elementos finitos adotada para o SEEP/W foi de quadrados e triângulos com dimensões entre 0,1 a 1 m, sem nós secundários, totalizando 25642 nós e 25377 elementos. A condição de contorno para aplicação da chuva no software foi de “fluxo de água” aplicada em toda superfície do solo. A Figura 56 mostra esses condicionantes conforme aplicado no *software*.

Figura 56 – Malha de elementos finitos e condição de contorno de fluxo (chuva).

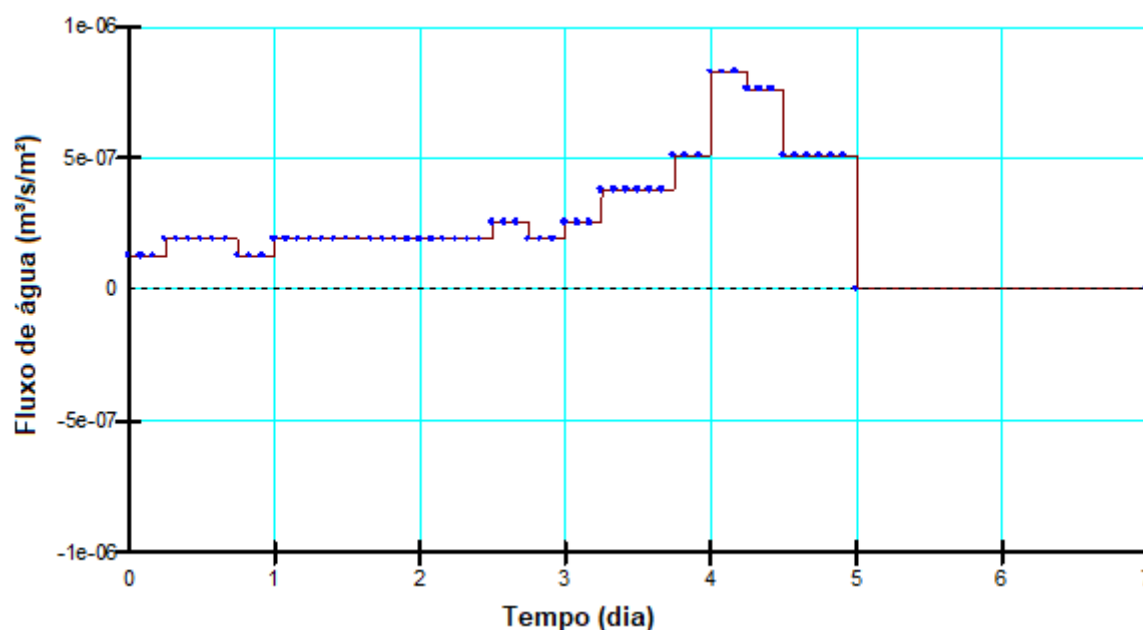


Fonte: Autor (2022).

Na seleção da chuva de projeto foi considerado limiar pluviométrico máximo para *run-off*, discretizando-a suficientemente no tempo. Na análise utilizou-se o período de chuva de 5 dias (chuva de projeto) adicionados de 2 dias sem chuva após cessar a precipitação, totalizando 7 dias, Figura 57.

A análise no SEEP/W foi do tipo transiente, utilizados 84 passos, incremento de tempo linear 0,083333 dia (2 horas); salvando a cada 2 passos (4 horas). Não foram considerados efeitos de evapotranspiração, vegetação de cobertura, fluxo de calor e fluxo de ar nos modelos. A distribuição de poropressão inicial foi inserida a partir de função espacial com superfície krigada. As propriedades hidráulicas do material foram do tipo saturado/não saturado.

Figura 57 – Chuva de Projeto inserida no *software*.



Fonte: Autor (2022).

3.3.3 SLOPE/W

O método de equilíbrio limite utilizado foi de Bishop com 21 fatias. As condições de poropressão são oriundas de todos os passos salvos da análise transiente, assim, foi realizada uma análise de estabilidade de talude a cada 4 horas, de 0 a 7 dias. O mecanismo de busca da superfície crítica circular foi de “entrada e saída”. A configuração final empregada foi: Entrada tipo extensão; ponto esquerdo (20, 27) [m]; ponto direito (24, 27) [m]; nº de incrementos: 8. Saída tipo extensão; ponto esquerdo (31, 19) [m]; ponto direito (31,5, 18) [m]. nº de incrementos: 4. nº de incrementos de raio: 4.

Nas análises de estabilidade iniciais, observou-se tensão normal negativa (-10 a -20 kPa) na base de uma, duas ou três fatias próximas ao topo do talude. Fisicamente, isto pode indicar o surgimento de fendas de tração (GEOSLOPE, 2020). Matematicamente, implica no cômputo de tensões de cisalhamento negativas influenciando no FS e determinação da superfície crítica, podendo conduzir a soluções irreais (DUNCAN; WRIGHT; BRANDON, 2014).

Uma série de cálculos de estabilidade de talude foram realizados, introduzido subsequentemente, trincas de tração vertical (linha), começando com uma profundidade de fissura de 0,25 m, e aumentando sucessivamente a

profundidade da fissura, em incrementos de 0,25 m, até que não houvesse mais tensão negativa na base da fatia. Procedimento similar ao exposto por Tschebotarioff (1973).

Verificou-se redução das tensões negativas, contudo não foi possível eliminá-las até o limite de uma profundidade razoável, conforme máximo em Baker (1978). O procedimento foi repetido limitando-se o ângulo de entrada da superfície de ruptura no software, o que reflete na redução do ângulo da base das lamelas, ou mais precisamente, na variável $m\alpha$, sendo $m\alpha$ uma função da inclinação da base da lamela e $\tan \phi'/FS$ (WHITMAN; BAILEY, 1967; GEOSLOPE, 2020). Iniciou-se no limite teórico de $45^\circ + \phi'/2$ baseada na teoria da plasticidade de Rankine (1857), e reduziu-se sucessivamente 5° .

Também foram testadas análises com a otimização da superfície crítica de ruptura implementada no software, não resultando em melhorias. As fendas de tração especificadas não são preenchidas com acúmulo de água. Por fim, verificou-se que foi possível eliminar completamente a ocorrência das tensões negativas para todas as análises utilizando conjuntamente as condições de contorno de profundidade da fenda de tração e ângulo de entrada.

Para Londrina foi utilizado fenda de tração delimitada na profundidade de 1,00 m e ângulo de entrada de 40° (130° no software). Para Mandaguaçu foi utilizado fenda de tração delimitada na profundidade de 0,75 m e ângulo de entrada de 40° (130° no software). As propriedades mecânicas foram do modelo de Mohr-Coulomb e o incremento de resistência devido à sucção para o solo não saturado foi do modelo de Vanapalli et al. (1996) ("*vol. WC fn.*" no software). Os valores dos parâmetros utilizados são comuns a todos os modelos hidráulicos e cenários, para um mesmo solo.

De modo complementar, a análise probabilística por Monte Carlo foi aplicada ao dia 7 nos modelos com os menores fatores de Segurança encontrados, de Londrina e de Mandaguaçu, utilizados as mesmas condições citadas neste tópico. O número de simulações foi de 5.000, considerado suficiente para o caráter complementar da abordagem ao problema tratado neste trabalho. Roberts e Casella (2004) recomendam um número de simulações mínimo 10 vezes maior que a probabilidade de falha de interesse. A variabilidade local foi considerada representativa da variabilidade espacial. Assim, não foi especificada variabilidade

espacial com sorteio para cada fatia nem a distâncias fixas, e sim a variabilidade de todo maciço com os parâmetros obtidos das análises estatísticas inseridas no painel de definição de análises.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os resultados estão aqui apresentados seguindo a estrutura: papel filtro, ajustes da curva característica a partir dos pontos por Gitirana Jr e Fredlund (2004), ajustes da curva característica a partir da curva de Gitirana Jr Fredlund (2004) por Durner (1994); permeâmetro Guelph; curvas condutividade hidráulica por Priesack e Durner (2006) e por Gardner (1958); cisalhamento direto inundado, análises da variabilidade dos parâmetros de cisalhamento inundados, cisalhamento direto seco ao ar, análise das envoltórias de resistência ao cisalhamento dos solos não saturados por Vilar (2006) e Vanapalli et al. (1996).

Em seguida são apresentados os resultados referentes as comparações dos diferentes modelos numéricos gerados no software, que compõem o delineamento experimental: análise de fluxo não saturado, análise de estabilidade de taludes por equilíbrio limite, análise de estabilidade método de Monte Carlo.

4.1 CURVA CARACTERÍSTICA DOS SOLOS

Para a presente pesquisa foi realizado o ensaio de papel filtro no trecho de umedecimento para o solo de Mandaguaçu. Esses dados complementam os ensaios realizados para o solo de Londrina, trajetória de secagem Oliveira et al. (2022) e umedecimento Oliveira (2023, no prelo) com papel filtro e placa de pressão, e Mandaguaçu, trajetória de secagem com papel filtro e câmara de pressão, realizados por Oliveira et al. (2022).

As características dos corpos de prova utilizados nos ensaios de papel filtro, trajetória de umedecimento, constam na Tabela 14:

Tabela 14 – Médias e desvio padrão das características dos corpos de prova ensaiados na trajetória de umedecimento.

Solo	ρ (g/cm ³)	ρ_d (g/cm ³)	e
Londrina	1,62±0,17	1,04±0,11	2,03±0,11
Mandaguaçu	1,77±0,10	1,56±0,09	0,71±0,10

Notas: Dados de Londrina obtidos de Oliveira (2023, no prelo).

Fonte: Autor (2022).

As curvas características de umedecimento e secagem foram obtidas segundo Gitirana Jr. e Fredlund (2004) para ambos os solos. A Tabela 15 apresenta os parâmetros e a Figura 58 traz as respectivas curvas plotadas, bem como os pontos obtidos no ensaio do papel filtro do trecho de umedecimento do solo de Mandaguaçu.

Tabela 15 – Parâmetros utilizados no ajuste das curvas características por Gitirana Jr. e Fredlund (2004) – Trajetória de Umedecimento.

Solo	θ_{sat} (%)	Ψ_{VEA1} (kPa)	Ψ_{res1} (kPa)	θ_{res1} (%)	Ψ_{VEA2} (kPa)	θ_b (%)	Ψ_{res2} (kPa)	θ_{res2} (%)	α	R^2
Londrina	60	2	10	52	11000	40	20000	5	0,07	0,9841
Mandaguaçu	39	2	30	18	1400	14	8700	1	0,03	0,9507

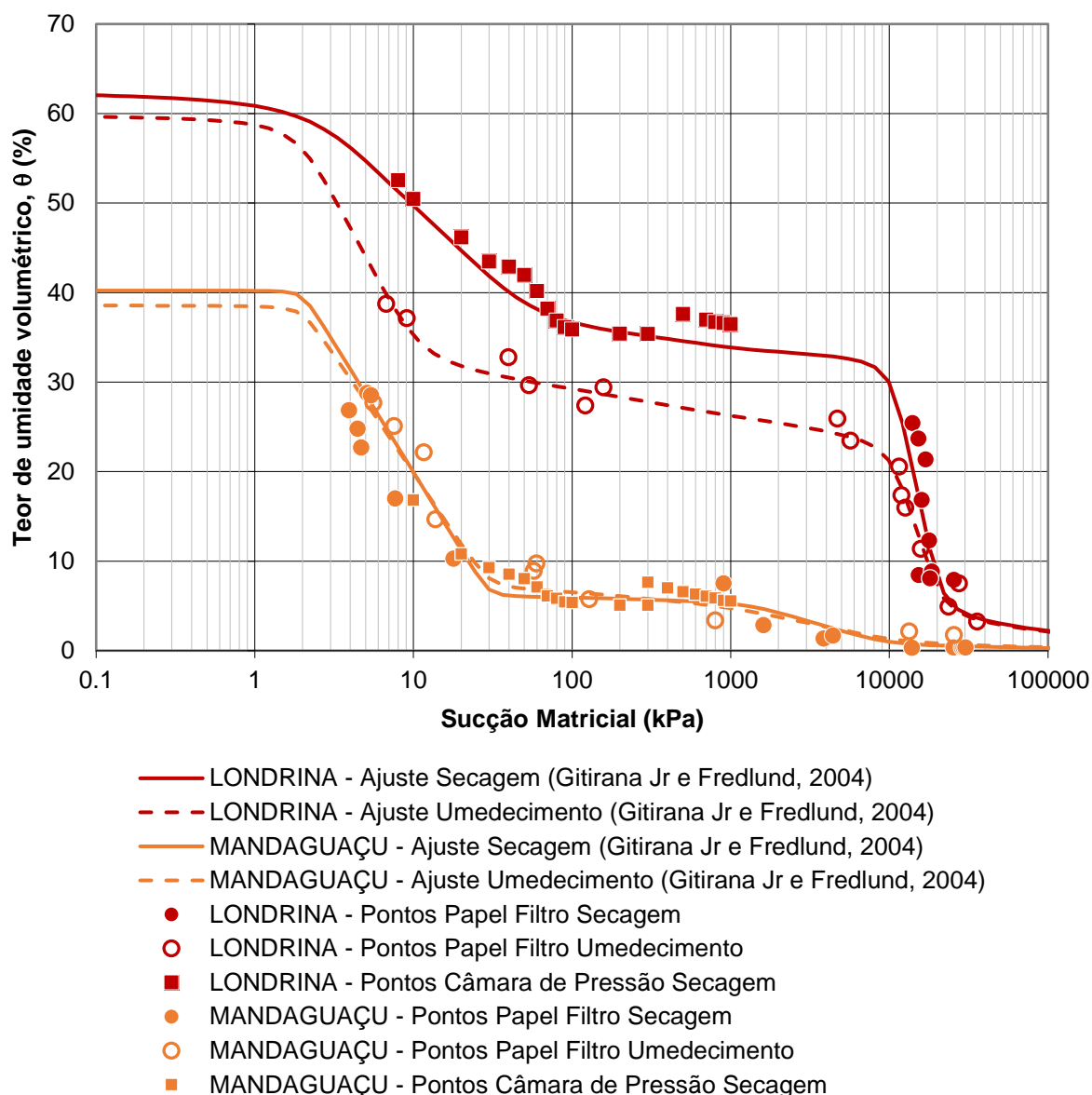
Notas: R^2_1 = Coeficiente de determinação em relação aos pontos experimentais.
Parâmetros de Londrina obtidos de Oliveira (2023, no prelo).

Fonte: Autor (2022).

O modelo de Gitirana Jr. e Fredlund (2004) tem acurácia elevada para o ajuste das curvas características de solos tropicais. Há boa correspondência entre os pontos experimentais e os descritos pelo modelo nos solos estudados. Os pontos e parâmetros de ajuste da curva de secagem de Londrina e Mandaguaçu podem ser vistos em Oliveira et al. (2022). Para curva de umedecimento de Londrina, expressa neste trabalho, foram utilizados 15 pontos e o R^2 foi de 0,98. A curva de secagem de Mandaguaçu foi ajustada a partir de 10 ponto e resultou em um R^2 de 0,95.

Londrina apresenta elevada histerese. A depender da trajetória tratada, os valores de teor de umidade volumétrica podem variar entre 35 e 50 % para a sucção de 10 kPa, assim como, os níveis de sucção podem variar entre 50 e 10000 kPa para o teor de umidade volumétrico de 30 %. Observa-se que o solo de Mandaguaçu praticamente não apresenta histerese. Esta observação é condizente com os apontamentos de Malaya e Sreedeeep (2012), que indicam existência de tendência de menor histerese em solos grossos do que em solos finos colapsíveis. Histerese muito reduzida, ou praticamente ausente, também foi identificada por Fernandes (2016) em uma areia tropical residual brasileira.

Figura 58 – Ajuste das curvas características por Gitirana Jr. e Fredlund (2004).



Notas: Ajuste e pontos de Londrina umedecimento obtidos de Oliveira (2023, no prelo).
Ajuste e pontos de Londrina e Mandaguáçu de secagem obtidos de Oliveira et al. (2022).
Ajuste e pontos de Mandaguáçu secagem obtidos pelo Autor

Fonte: Autor (2022).

No contexto da pesquisa, a curva de umedecimento representa melhor os comportamentos relacionados a variação do conteúdo de água nos poros do solo, assim as discussões a seguir são concentradas nestas trajetórias. Ambos os solos possuem curvas características bimodais. Este comportamento está intimamente relacionado com o tamanho e distribuição dos poros, bem como, com a distribuição e agregação granulométrica.

O teor de umidade volumétrica de londrina é pelo menos 50%

superior ao de Mandaguaçu para toda faixa de variação de sucção. O valor de entrada de ar de ambos os solos são praticamente os mesmos, em torno de 2 kPa. A inclinação das retas de dessaturação dos macroporos também são bastante similares, reduzindo-se a uma taxa de aproximadamente 2 cm³/cm³ para cada 1 kPa de sucção elevado.

O teor de umidade volumétrico residual dos macroporos são definidos em sucções próximas, de 10 kPa para Londrina e de 30 kPa para Mandaguaçu. Esta pequena diferença pode estar relacionada ao maior volume dos poros interagregados de Mandaguaçu, conforme Oliveira et al. (2022). Nesta região é onde ocorre as maiores diferenças no teor de umidade volumétrico entre os solos, com os valores de Londrina sendo mais de 2 vezes maiores que os de Mandaguaçu.

As zonas de dessaturação dos macroporos apresentam inclinação leve para Londrina, com taxa de 0,03 cm³/cm³ por kPa de sucção. Nesta zona, o teor de umidade volumétrico do solo de Mandaguaçu permanece aproximadamente constante até a sucção de 1000 kPa. A diferença mais acentuada entre as curvas acontece a partir do valor residual dos macroporos, nas zonas de desaturação dos microporos, ocasionado pelo maior volume dos microporos de Londrina em relação aos de Mandaguaçu. De modo geral, esses são comportamentos próximos do que seria esperado para os solos estudados, tropicais (CAMAPUM DE CARVALHO; GITIRANA JR., 2021)

Também foram obtidas curvas características de umedecimento conforme proposto por Durner (1994), seguindo modelo Mualem (1976)-Van Genuchten (1980) em abordagem bimodal. Sua determinação e parâmetros foram aqui balizados pela curva do ajuste de Gitirana Jr. e Fredlund (2004). A Tabela 16 apresenta os parâmetros e a Figura 59 mostra a curva obtida.

Tabela 16 – Parâmetros utilizados no ajuste das curvas características por Durner (1994) – Trajetória de Umedecimento.

Solo	θ_s (%)	θ_r (%)	w1	α_1 (cm ⁻¹)	n1	α_2 (cm ⁻¹)	n2	R ² ₁	R ² ₂
Londrina	60	1,05	0,562	0,313	2,0	0,000087	3,05	0,9864	0,9983
Mandaguaçu	39	0,85	0,875	0,185	2,3	0,0010	2,005	0,9674	0,9986

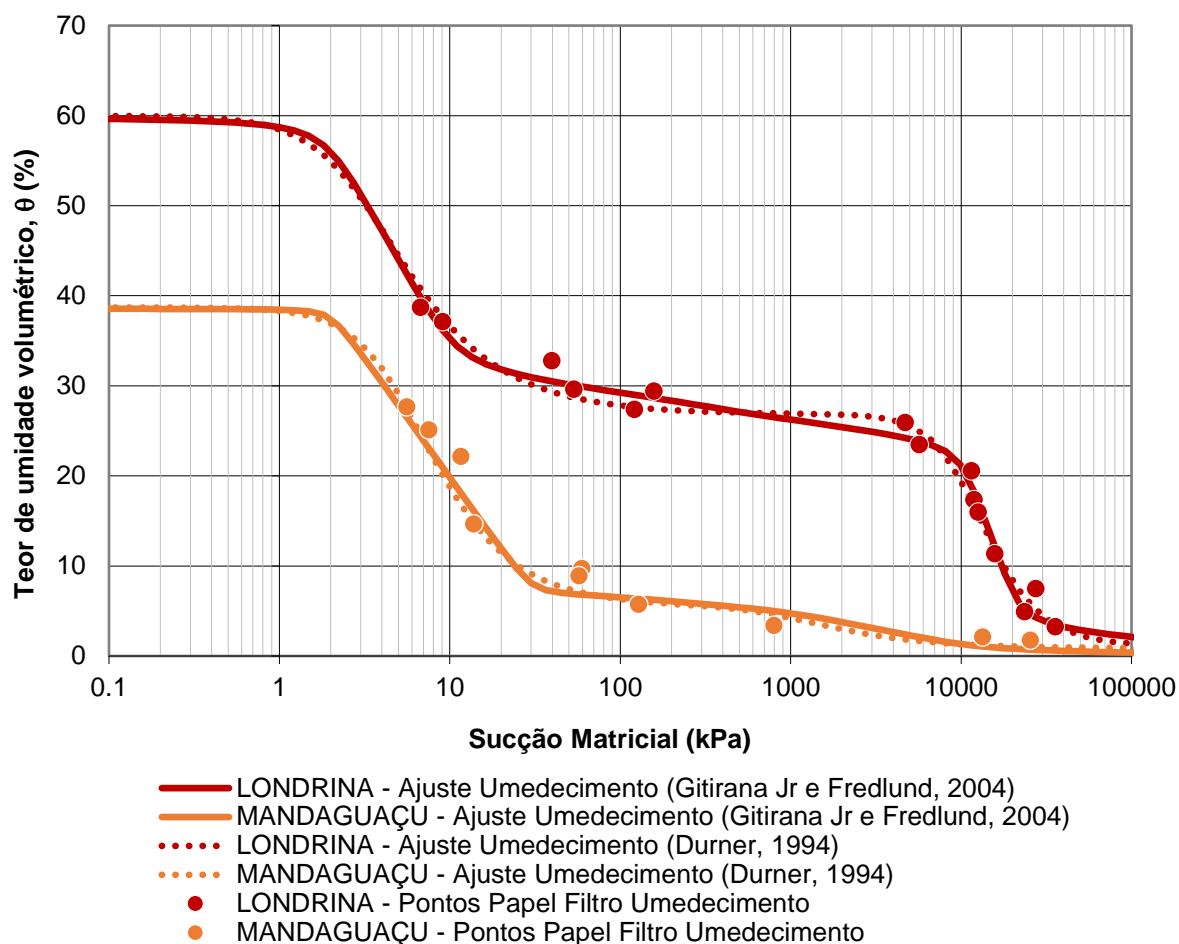
Notas: w2=(1-w1); m1=1/(1-n1); m2=1/(1-n2).

R²₁ = Coeficiente de determinação em relação aos pontos experimentais.

R²₂ = Coeficiente de determinação em relação aos pontos da curva de ajuste obtida por Gitirana Jr. e Fredlund (2004).

Fonte: Autor (2022).

Figura 59 – Ajuste das Curvas características de umedecimento por Durner (1994).



Notas: Ajuste por Gitirana Jr. e Fredlund (2004) e pontos experimentais de Londrina umedecimento obtidos de Oliveira (2023, no prelo).

Fonte: Autor (2022).

As curvas determinadas no modelo de Durner (1994) apresentaram boa compatibilidade com a curva do modelo de Gitirana Jr. e Fredlund (2004). Os coeficientes de determinação foram de $R^2 = 0,9983$ e $R^2 = 0,9986$ para Londrina e Mandaguçu, respectivamente, utilizando 87 pontos discretos das equações. Os parâmetros de ajuste da curva de Durner (1994) foram utilizados para definir a Curva de condutividade hidráulica do solo não saturado

4.2 PERMEÂMETRO GUELPH

A Tabela 17 apresenta os resultados de k_{fs} , α_{gp} calculados de todos os ensaios realizados, para as cidades de Londrina e Mandaguçu.

Tabela 17 – Resultados de k_{fs} e α_{gp} .

Londrina			Mandaguaçu		
nº	k_{fs} (cm/s)	α_{gp} (cm ⁻¹)	nº	k_{fs} (cm/s)	α_{gp} (cm ⁻¹)
01	1,36E-04	0,12	01	7,91E-05	0,005
02	3,19E-04	2,10	02	3,85E-04	0,08
03	-7,51E-04	-0,08	03	6,37E-05	0,02
04	1,21E-04	0,11	04	4,80E-06	0,0004
05	1,33E-04	0,04	05	1,33E-04	0,01
06	-4,34E-04	-0,04	06	6,23E-04	0,11
07	5,54E-04	-0,18	07	1,36E-04	0,05
08	3,04E-04	0,13	08	1,27E-04	0,02
09	1,69E-04	0,11	09	2,57E-03	0,11
10	6,84E-04	0,26	10	1,26E-04	0,02
11	3,95E-04	0,08	11	6,06E-04	0,04
12	2,59E-04	0,20	12	2,15E-04	0,01
13	0,00E+00	0,00	13	1,09E-04	0,01
14	1,04E-04	0,11	14	6,45E-04	0,07
15	5,31E-05	0,02	15	1,94E-04	0,01
16	4,98E-04	0,16	-	-	-
17	6,25E-05	0,05	-	-	-
18	1,04E-04	0,05	-	-	-
19	4,29E-05	0,01	-	-	-
20	1,88E-04	0,05	-	-	-
21	1,58E-05	0,004	-	-	-

Fonte: Autor (2022).

Para Londrina, os ensaios nº 03 e 06 resultaram em valores negativos de k_{fs} e α_{gp} , o ensaio nº 07 resultou em valor negativo de α_{gp} e o ensaio nº 13 foi interrompido devido à estagnação das leituras, sem ocorrer infiltração da água no solo, logo no início do ensaio. Assim, 19% dos ensaios produziram valores inválidos e foram descartados das análises estatísticas seguintes. Para o solo de Mandaguaçu todos os 15 ensaios realizados produziram valores positivos.

Em seguida foram elaborados histogramas dos dados válidos (positivos) de k_{fs} e α_{gp} para cada solo e aplicado teste de *Shapiro-Wilk*, bem como, realizado o mesmo procedimento para os dados transformados por logaritmo natural (ln). Os resultados do teste de *Shapiro-Wilk* constam na Tabela 18. O p-valor < 0,05, encontrado para todos os casos, à exceção de k_{fs} Londrina, indica que os dados

brutos não seguem distribuição normal nem log-normal.

Tabela 18 - Shapiro-Wilk dos dados brutos não negativos, k_{fs} , α_{gp} , $\ln k_{fs}$ e $\ln \alpha_{gp}$.

	Londrina		Mandaguaçu	
	k_{fs}	α_{gp}	k_{fs}	α_{gp}
p-valor	0.02052	1.59e-07	1.151e-05	0.005775
	$\ln k_{fs}$	$\ln \alpha_{gp}$	$\ln k_{fs}$	$\ln \alpha_{gp}$
p-valor	1.057e-08	3.801e-08	2.199e-08	4.553e-08

Fonte: Autor (2022).

Foram aplicados dois métodos para identificação de *outliers*. Método baseado na amplitude interquartil e método do *Full Normal Plot* que pode ser visto em Koch e Link (1970). Ambos os métodos identificaram os mesmos pontos. Quando identificado *outlier* em ao menos uma das variáveis de um ensaio, o ensaio todo foi descartado. Deste modo, foram descartados os ensaios nº 02, 19 e 21 de Londrina e nº 04 e 09 de Mandaguaçu, resultando em uma amostra final de $n = 14$ para Londrina e $n = 13$ para Mandaguaçu. Foram então elaborados os histogramas (Figura 60) e reaplicados os testes *Shapiro-Wilk* (Tabela 9).

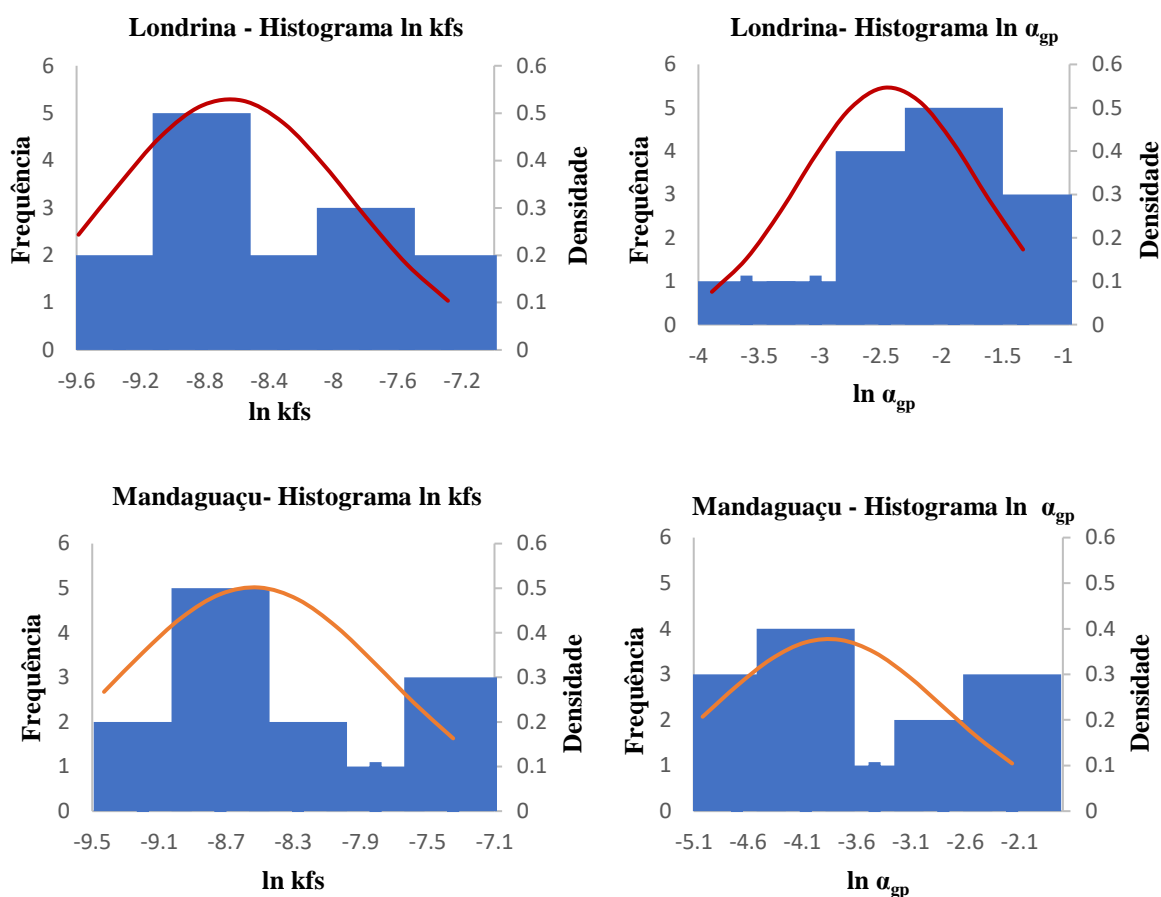
Tabela 19 – Shapiro-Wilk dos dados limpos válidos, k_{fs} , α_{gp} , $\ln k_{fs}$ e $\ln \alpha_{gp}$.

	Londrina		Mandaguaçu	
	k_{fs}	α_{gp}	k_{fs}	α_{gp}
p-valor	0.01446	0.2634	0.002985	0.008047
	$\ln k_{fs}$	$\ln \alpha_{gp}$	$\ln k_{fs}$	$\ln \alpha_{gp}$
p-valor	0.8889	0.4463	0.1196	0.523

Fonte: Autor (2022).

Foi identificada a distribuição lognormal dos dados com base nos resultados de p-valor do teste de *Shapiro-Wilk*. Esta distribuição é caracterizada pela propriedade dos logaritmos dos valores seguirem uma distribuição normal. A Figura 60 apresenta os histogramas e a curva normal dos dados limpos e transformados (\ln) das variáveis k_{fs} e a Tabela 20 apresenta os Parâmetros estatísticos obtidos conforme Koch e Link (1970).

Figura 60 – Histogramas e função densidade de $\ln k_{fs}$ e $\ln \alpha_{gp}$.



Fonte: Autor (2022).

Tabela 20 – Parâmetros estatísticos de k_{fs} e α_{gp} .

Solo	k_{fs} (cm/s)				α_{gp} (cm ⁻¹)			
	Média (cm/s)	Var. (cm/s) ²	Desv. Pad. (cm/s)	CoV	Média (cm ⁻¹)	Var. (cm ⁻¹) ²	Desv. Pad. (cm ⁻¹)	CoV
Londrina	$2,33 \cdot 10^{-4}$	$4,15 \cdot 10^{-8}$	$2,04 \cdot 10^{-4}$	0,87	0,114	0,0091	0,096	0,84
Mandaguaçu	$2,69 \cdot 10^{-4}$	$6,36 \cdot 10^{-8}$	$2,52 \cdot 10^{-4}$	0,94	0,037	0,0028	0,053	1,43

Nota: Var = Variabilidade; Desv. Pad. = Desvio Padrão; CoV = Coeficiente de Variação.

Fonte: Autor (2022).

Considera-se que as médias de k_{fs} de Londrina e Mandaguaçu foram compatíveis com os valores de permeabilidade saturada obtidos em outros ensaios e estudos realizados na mesma região. Outros resultados de permeabilidade saturada do solo da região podem ser vistos em Celligoi et al. (2006) Rodriguez et al. (2012), Teixeira e Pinese (2006), Weiss (2010) para Londrina e Fink (2018) para

Mandaguaçu. A comparação direta de valores de permeabilidade exige atenção, especialmente ao tratar-se de diferentes métodos de ensaio. Não obstante, a existência de volume e variedade de ensaios contribuem para a compreensão da condutividade hidráulica saturada do solo de um determinado local para finalidades diversas.

As diferenças observadas entre os resultados deste e outros estudos, considerando-se um mesmo solo, podem ser atribuídas a fatores como perturbação da amostra, anisotropia do solo, fissuras, rachaduras, estrutura do solo (macro e micro poros), além das diferenças conceituais e procedimentais nos métodos de execução, efeitos de escala e heterogeneidade (NAM et al., 2021; LEE et al., 1985).

No contexto deste estudo, considera-se que a permeabilidade obtida através de ensaios com permeâmetro Guelph possam ser representativos do comportamento hidráulico em questão. Feki et al. (2020) apontam que as condições de realização do ensaio apresentam as vantagens de utilizar maior volume de solo ensaiado e contato direto com o solo circundante, além de propiciar a percolação livre da água em todas as direções no bulbo de umedecimento.

Feki et al. (2020) ressaltam que os ensaios de campo, em geral, apresentam valores de permeabilidade menores que os dos ensaios de laboratório e tais resultados podem estar relacionados ao ar aprisionado durante o umedecimento na execução dos ensaios. Assim, o solo não atinge um estado de 100% de saturação mesmo em estado estável de fluxo. Por outro lado, a possibilidade de formação da camada de selagem durante a execução do furo de sondagem do ensaio com permeâmetro Guelph pode ser um fator de influência nos resultados. Reynolds (2008) e Rienzner e Gandolfi (2014) apresentam cuidados extras que podem ser tomados em relação aos procedimentos de ensaio.

Além do método de ensaio realizado, as características de permeabilidade dos solos argilosos e arenosos estudados sofrem forte influência do processo de laterização, estruturação do solo em macro/microporos e macro/microagregação das partículas. O coeficiente de permeabilidade saturado de campo obtido para Londrina e Mandaguaçu apresentam-se semelhantes, da ordem de 10^{-4} cm/s. A priori, pode-se esperar que uma argila apresente menor permeabilidade que uma areia. Contudo, o elevado índice de vazios do solo de Londrina ($e=2$) contribui para um coeficiente de permeabilidade bastante mais

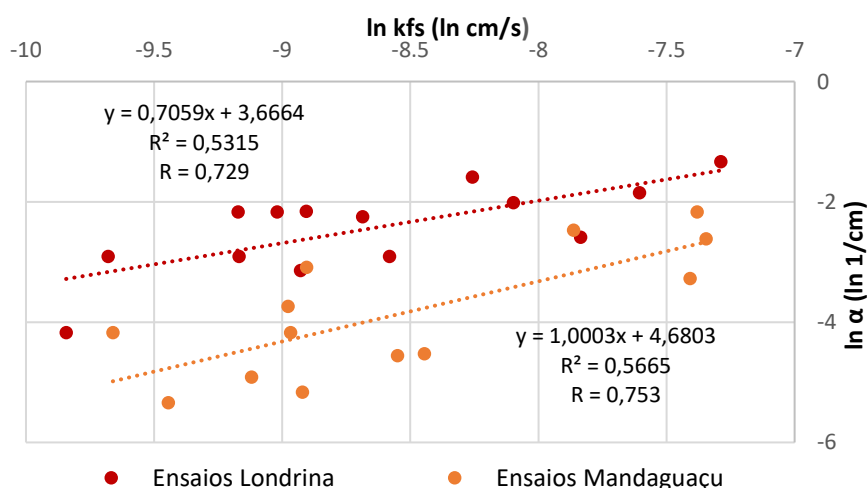
elevado do que o esperado para uma argila, bem como a fração de argila no solo de Mandaguaçu pode colaborar para uma leve redução do coeficiente de permeabilidade esperado para uma areia pura.

O coeficiente α_{gp} médio calculado para Londrina foi de $0,114 \text{ cm}^{-1}$, aproximadamente o mesmo valor do α_{gp} adotado inicialmente nos cálculos. Já o valor médio de α_{gp} para Mandaguaçu foi de $0,037 \text{ cm}^{-1}$, maior que o $0,12 \text{ cm}^{-1}$ adotado inicialmente. Elrick, Reynolds e Tan (1989) indicam que o valor do parâmetro inicialmente adotado nos cálculos não tem forte influência no resultado do valor calculado. Ressalta-se a ocorrência de moda para α_{gp} de Londrina, com 3 repetições do valor $0,055 \text{ cm}^{-1}$, dando indícios de que este também possa ser um valor representativo, além da média.

Os coeficientes de variação de k_{fs} e α_{gp} são elevadas, em torno dos 100%, exprimindo a grande variabilidade das propriedades hidráulicas nos solos estudados. Nielsen, Biggar e Erh (1973) e Duncan (2000) apontam ocorrência de valores de coeficientes de variação entre 68 e 90 % para coeficiente de permeabilidade saturado; Nielsen, Biggar e Erh (1973) e Benson, Daniel e Boutwell (1999) apontam valores entre 130 e 240 % para coeficiente de permeabilidade não saturado. Mandaguaçu apresenta maiores coeficientes de variação em comparação a Londrina. Esses são resultados esperados, conforme pode ser depreendido de Gitirana Jr. e Fredlund (2016).

Por fim, foi plotado gráfico da dispersão $\ln k_{fs}$ vs $\ln \alpha_{gp}$ a fim de avaliar correlação entre estas variáveis, para cada solo, Figura 61.

Figura 61 – Dispersão $\ln k_{fs}$ vs $\ln \alpha_{gp}$ Londrina e Mandaguaçu.



Fonte: Autor (2022).

O logaritmo natural do coeficiente de permeabilidade saturado de campo tem boa correlação ($R > 0,7$) positiva com o logaritmo natural da variável α_{gp} , para os dois solos estudados. Constata-se assim, maiores valores de k_{fs} relacionados com maiores valores de α_{gp} , em termos da transformação para logaritmo natural. Esse resultado fornece elementos para uma avaliação inicial da condutividade hidráulica não saturada esperada para os solos do estudo, por exemplo, a partir de um ensaio de permeâmetro Guelph com o método de uma altura de carga.

Vauclin et al. (1994) apresenta estudo da variabilidade dos parâmetros k_{fs} e α_{gp} com abordagem geoestatística, ressaltando a necessidade de amostra com centenas de observações para uma boa determinação de suas propriedades estatísticas. Soto, Chang e Vilar (2009) recomendam ao menos 30 medições para o método de duas alturas de carga, visando a obtenção de resultados de variabilidade mais representativos. No mesmo trabalho, pode ser vista formulação para cálculo de n representativo.

Foram adotados os valores médios (distribuição log normal) para k_{fs} e α_{gp} para o cálculo de função de condutividade hidráulica por Gardner (1958), não sendo diretamente implementada a variabilidade dos parâmetros hidráulicos nos modelos.

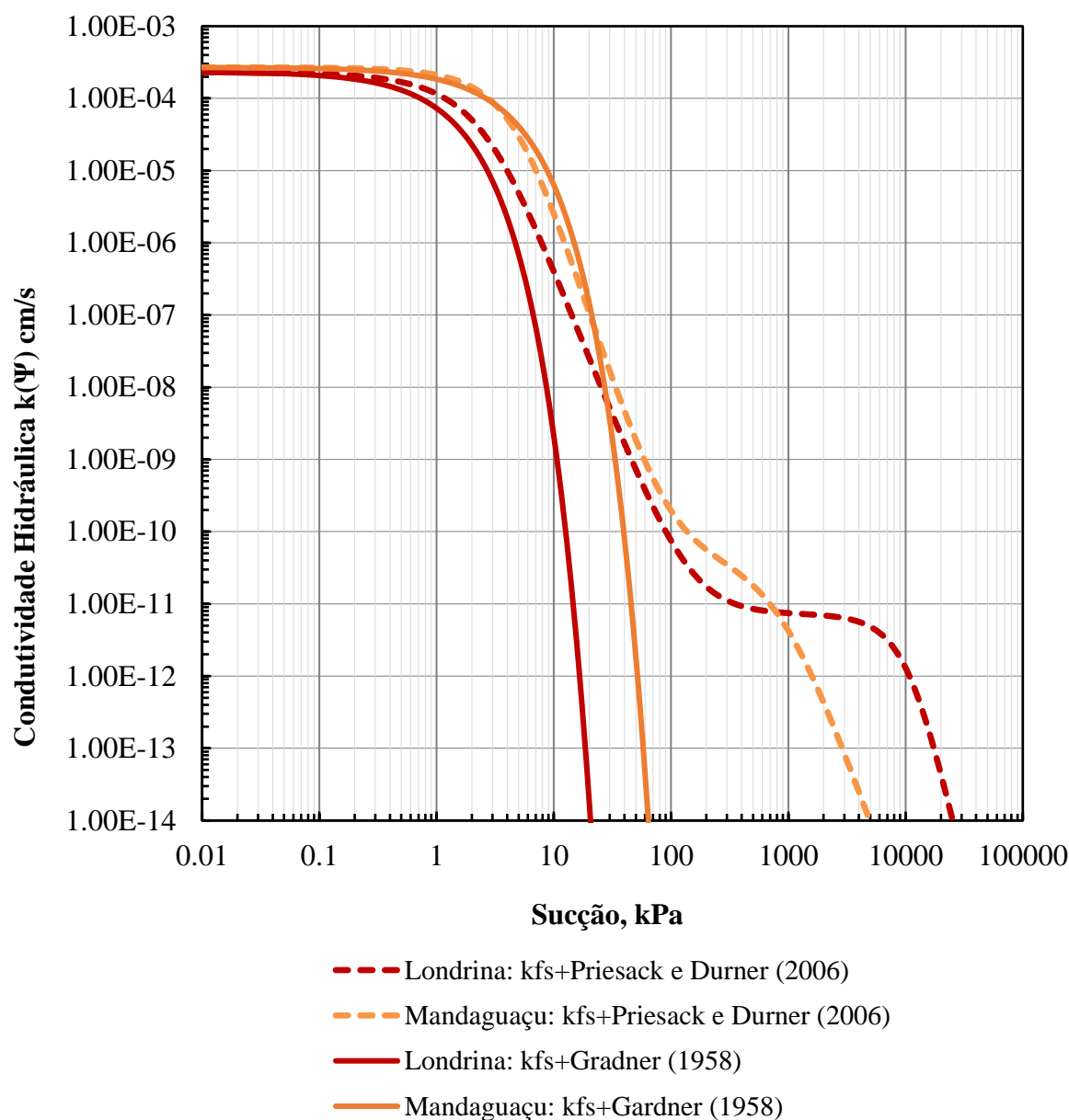
4.3 CURVA DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DO SOLO NÃO SATURADO

Os modelos preditivos de curva de condutividade hidráulica do solo não saturado utilizam um coeficiente de permeabilidade saturado do solo. Neste trabalho foi utilizado valor médio do coeficiente de permeabilidade saturado de campo obtidos da análise estatística dos ensaios do permeâmetro Guelph, respectivo a cada solo, para todos os modelos computacionais.

As curvas de condutividade hidráulica não saturada foram definidas pelo modelo Mualem (1976)-Van Genuchten (1980) em sua abordagem bimodal, explicitada por Priesack e Durner (2006), a partir dos parâmetros das curvas características dos solos obtidos de Durner (1994). As curvas de Gardner (1958) utilizam os parâmetros obtidos dos ensaios do permeâmetro Guelph e a equação empírica de Gardner (1958).

A Figura 62 apresenta as curvas de condutividade obtidas de Priesack e Durner (2006), componente de MOD1 e Gardner (1958), componente de MOD2, para os dois solos estudados.

Figura 62 – Curvas de condutividade obtidas de Priesack e Durner (2006) e Gardner (1958), com k_{fs} .



Fonte: Autor (2022).

Os modelos de Priesack e Durner (2006) descrevem comportamento bimodal enquanto as curvas de Gardner (1958) possuem formato unimodal. Fica evidente como Priesack e Durner (2006) têm redução da condutividade hidráulica

mais gradual, ao longo de toda faixa de sucção. As curvas de Gardner (1958) têm decréscimo acentuado da condutividade hidráulica com o aumento da sucção, com Londrina atingindo ordem de grandeza de 10^{-19} cm/s aos 30 kPa e Mandaguaçu aos 100 kPa. Estas particularidades estão diretamente ligadas as equações que originam as curvas. Ressalta-se que as maiores discrepâncias decorrem da bimodalidade observada das curvas de Priesack e Durner (2006) e expressam-se mais relevantes em sucções acima de 100 kPa, faixa de sucção que os modelos não estão sujeitos. Adiciona-se ainda uma ressalva em relação a existência de um coeficiente de permeabilidade mínimo, conforme pode ser visto em Ebrahimi-B et al. (2004), não considerado para os modelos.

A curva de Priesack e Durner (2006) de Mandaguaçu apresenta maior maiores coeficientes de permeabilidade do que a curva de Priesack e Durner (2006) de Londrina até aproximadamente 1000 kPa. A condutividade da curva de Gardner (1958) de Mandaguaçu é sempre maior em relação a condutividade da curva de Gardner (1958) de Londrina. A permeabilidade do solo de Mandaguaçu é maior que que a do solo de Londrina até os 30 kPa de sucção para todos os modelos. Já a partir dos 30 kPa sucção, o modelo de Priesack e Durner (2006) de Londrina prevê maior permeabilidade do solo de Londrina em relação ao modelo de Gardner (1958) de Mandaguaçu. O modelo de Priesack e Durner (2006) passa a descrever maiores permeabilidades para Londrina em comparação ao modelo de Priesack e Durner (2006) de Mandaguaçu somente a partir de 800 kPa.

Destaca-se alguns pontos considerando a ordem de grandeza de potência de dez. Entre as curvas de Londrina, a condutividade se diferencia por uma ordem de grandeza aos 2 kPa, quatro ordens de grandeza aos 13 kPa e dez ordens de grandeza aos 30 kPa. Neste sentido, a discrepância entre os modelos é considerada alta, especialmente pela incidência nesta faixa de sucção mais próximas à saturação. Isto é relacionado ao parâmetro α_{gp} determinado nos ensaios de londrina. Para um valor mais elevado de α_{gp} a curva de Gardner seria projetada mais à direita, reduzindo as diferenças de condutividade para as mesmas faixas de sucção.

Entre as curvas de Mandaguaçu há boa correspondência das curvas até os 30 kPa, com a maior diferença ocorrendo em 10 kPa, onde o modelo de Gardner (1958) apresenta condutividade hidráulica ligeiramente maior (menos de 1/3 de ordem de grandeza). A partir dos 30 kPa a condutividade hidráulica de Priesack e

Durner (2006) passa a ser mais elevada que a de Gardner (1958). Observa-se discrepância de uma ordem de grandeza aos 45 kPa e cinco ordens de grandeza aos 65 kPa.

As curvas de condutividade hidráulica do solo não saturado são componentes essenciais da descrição matemática do fluxo nos solos. Diferentes modelos estabelecem diferentes previsões do comportamento de variação da condutividade em relação a sucção. Neste contexto, é possível buscar relações matemáticas entre os parâmetros dos modelos, valendo destacar Ghezzehei, Kneafsey e Su (2007) que introduzem fórmulas de conversão generalizada entre os parâmetros das funções de Gardner e Van Genuchten–Mualem.

4.4 CISALHAMENTO DIRETO

A Tabela 21 traz as características dos corpos de prova ensaiados. A Tabela 22 contém o resumo dos pares tensão vertical e tensão cisalhante no rompimento, obtidos. A Figura 63 apresenta a dispersão dos pontos e a reta de regressão linear adotada como correspondente a envoltória de resistência ao cisalhamento. As curvas deslocamento vertical por deslocamento horizontal e tensão de cisalhamento atuante por deslocamento horizontal podem ser vistas no APÊNDICE.

Tabela 21 – Características iniciais dos corpos de prova ensaiados.

Solo	ρ_{nat} (g/cm ³)	W_{nat} (%)	ρ_d (g/cm ³)	e	ρ_{sat} (g/cm ³)	n	Sr
Londrina	1,33	0,36	0,98	2,11	1,65	0,68	0,52
	±0,03	±0,01	±0,02	±0,07	±0,01	±0,01	±0,02
Mandaguaçu	1,79	0,13	1,59	0,70	2,00	0,41	0,50
	±0,04	±0,01	±0,03	±0,03	±0,02	±0,01	±0,04

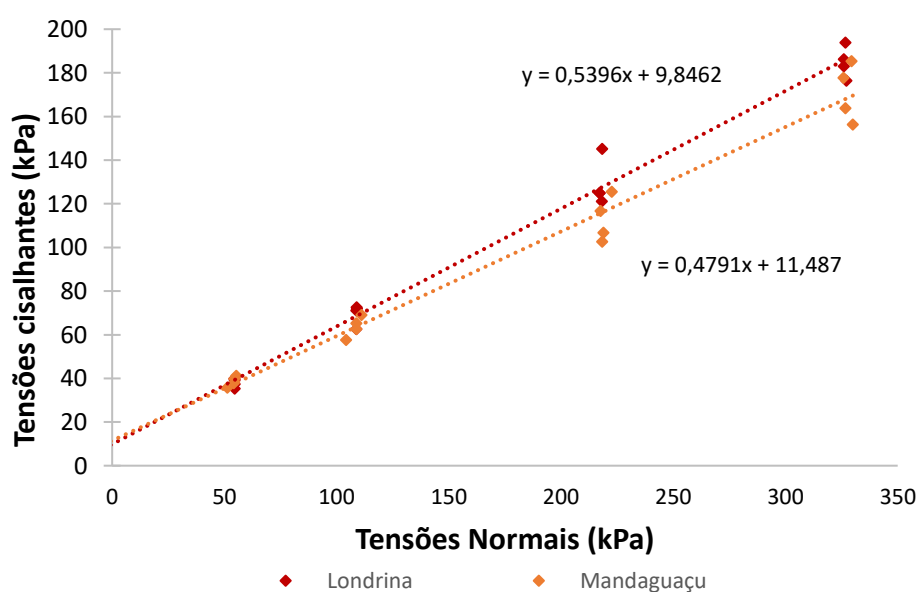
Fonte: Autor (2022).

Tabela 22 – Pontos de ruptura dos corpos de prova inundados.

	Londrina		Mandaguaçu	
	σ (kPa)	τ (kPa)	σ (kPa)	τ (kPa)
bateria 1	54,62	35,34	55,28	41,15
	109,01	72,48	104,27	57,52
	218,21	121,13	218,97	106,65
	326,07	186,22	330,03	156,35
bateria 2	54,63	37,31	54,13	37,74
	108,74	71,01	111,03	69,07
	217,24	124,93	222,63	125,42
	326,81	193,82	329,50	185,37
bateria 3	54,48	39,82	54,43	39,78
	109,10	71,89	108,86	62,60
	217,23	124,93	217,62	116,68
	326,05	182,95	325,88	177,65
bateria 4	54,62	39,26	51,32	35,66
	108,84	62,59	108,79	65,17
	218,30	145,16	218,31	102,66
	327,23	176,43	326,78	163,78

Fonte: Autor (2022).

Figura 63 – Envoltórias de resistência ao cisalhamento - Inundado.



Fonte: Autor (2022).

Foi definida uma envoltória de resistência ao cisalhamento para cada bateria de ensaio de 4 pontos, bem como, uma envoltória média utilizando todos os 16 pontos, para os solos estudados, Tabela 23.

Tabela 23 – Equações de resistência ao cisalhamento do solo inundado.

Dados	Londrina	Mandaguaçu
Bateria 1 (4 pontos)	$\tau' (kPa) = 8,2 + (\sigma - u_a) \tan 28,4^\circ$	$\tau' (kPa) = 15,5 + (\sigma - u_a) \tan 22,9^\circ$
Bateria 2 (4 pontos)	$\tau' (kPa) = 6,7 + (\sigma - u_a) \tan 29,5^\circ$	$\tau' (kPa) = 8,9 + (\sigma - u_a) \tan 28,0^\circ$
Bateria 3 (4 pontos)	$\tau' (kPa) = 12,8 + (\sigma - u_a) \tan 27,5^\circ$	$\tau' (kPa) = 9,1 + (\sigma - u_a) \tan 27,0^\circ$
Bateria 4 (4 pontos)	$\tau' (kPa) = 11,7 + (\sigma - u_a) \tan 28,0^\circ$	$\tau' (kPa) = 12,3 + (\sigma - u_a) \tan 24,3^\circ$
Reta Média (16 pontos)	$\tau' (kPa) = 9,8 + (\sigma - u_a) \tan 28,4^\circ$	$\tau' (kPa) = 11,5 + (\sigma - u_a) \tan 25,6^\circ$

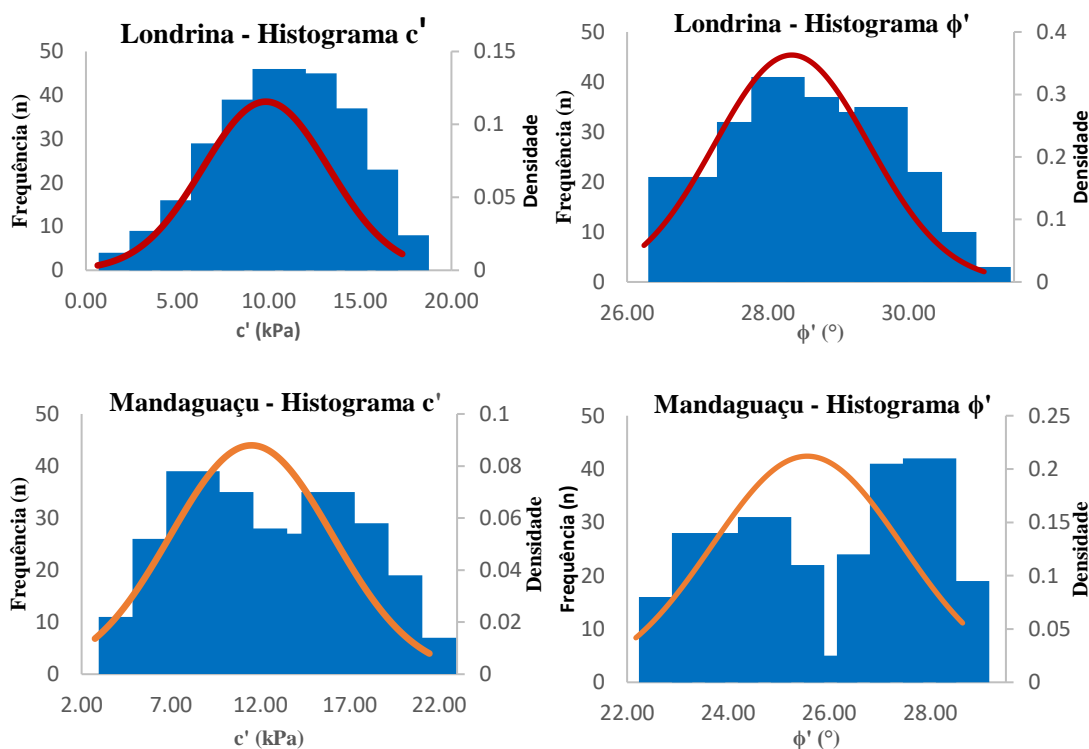
Fonte: Autor.

Das baterias, observa-se os valores de coesão efetiva de Londrina e Mandaguaçu variando com amplitude semelhante, entre 6,7 e 12,8 kPa e 8,9 a 15,5 kPa, respectivamente. Já para o valor de ângulo de atrito, Londrina tem diferença de 2° entre o maior e menor valor encontrado, enquanto Mandaguaçu varia em $5,1^\circ$. Da reta média, destaca-se maior coesão do solo de Mandaguaçu e maior ângulo de atrito do Solo de Londrina.

O conjunto amostral ainda pôde ser combinado em 256 envoltórias diferentes para cada solo, gerando 256 pares $c'-\phi'$ obtidos, podem ser vistos no APÊNDICE.

Existem indicações de que a estatística aplicada a $\tan \phi'$, ao invés de ϕ' , podem representar mais assertivamente o comportamento de variabilidade deste parâmetro de resistência. Contudo, verifica-se a existência de semelhança entre as abordagens, e, por questões práticas, as análises seguintes concentram-se em ϕ' . Dentre outras abordagens estatísticas, também é possível tratar diretamente o conjunto amostral (σ, τ) , conforme Dell'Avanzi (2014), e Ribeiro 2008.

A Figura 64 mostra os histogramas e distribuição normal para c' e ϕ' . Os resultados de estatística descritiva dos parâmetros obtidos estão relacionados na Tabela 24.

Figura 64 – Histogramas c' e ϕ' .

Fonte: Autor.

Tabela 24 – Parâmetros estatísticos dos dados de cisalhamento inundados.

	Parâmetro	Londrina	Mandaguaçu
c'	Mín – Máx (kPa)	0,5 – 17,3	2,6 – 21,5
	Média (kPa)	9,8	11,5
	Desv. Pad. (kPa)	3,45	4,54
	CoV	0,35	0,39
ϕ'	Mín – Máx (°)	26,2 – 31,1	22,1 – 28,6
	Média (°)	28,3	25,6
	Desv. Pad. (°)	1,10	1,88
	CoV	0,04	0,08
$\tan \phi'$	Mín – Máx	0,492 – 0,603	0,406 – 0,546
	Média	0,540	0,479
	Desv. Pad.	0,025	0,040
	CoV	0,05	0,08

Nota: Desv. Pad. = Desvio Padrão; CoV = Coeficiente de Variação.

Fonte: Autor (2022).

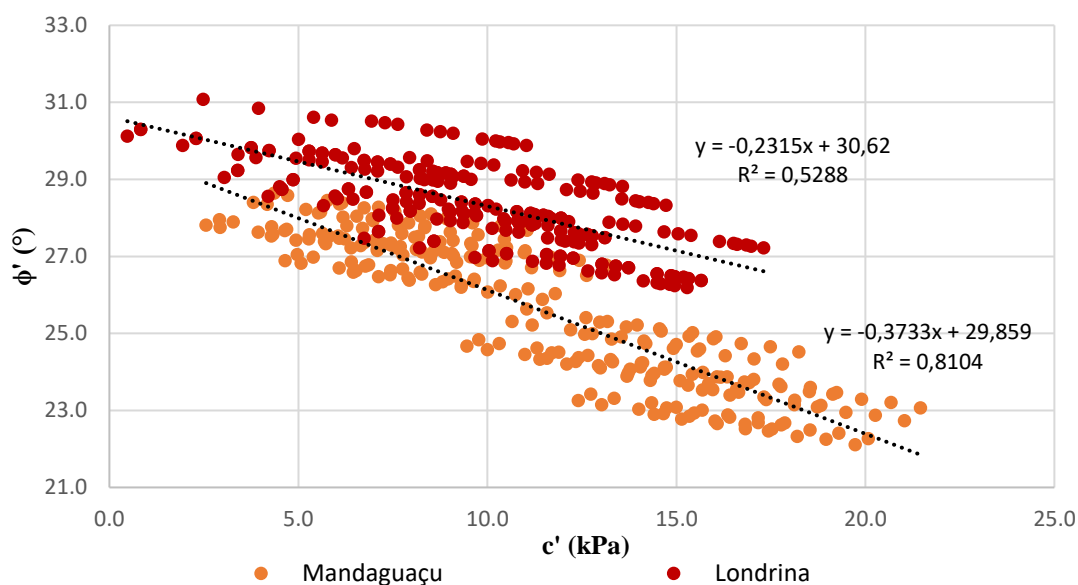
Os valores médios dos parâmetros analisados – c' , ϕ' e $\tan \phi'$ – são

correspondentes aos valores obtidos da reta média. Para coesão efetiva observa-se Mandaguaçu com maior amplitude, enquanto Londrina tem o menor mínimo e Mandaguaçu o maior máximo. O desvio padrão encontrado para Mandaguaçu é ligeiramente maior, indicando maior afastamento dos dados em relação a tendência central, média. O coeficiente de variação encontrada para Londrina foi de 35% e para Mandaguaçu de 39%. Esses valores são compatíveis aos valores determinadas em outros estudos, vide Gitirana Jr e Fredlund (2016).

Para ângulo de atrito efetivo, Londrina apresenta valores mais elevados de mínimo e máximo, sendo seu valor mínimo somente 2,3 ° menor que o valor máximo de Mandaguaçu. Mandaguaçu, ainda que solo arenoso, apresentou ângulo de atrito efetivo médio de 25,6 °, menor que o apresentado pelo solo de Londrina, argiloso, com diferença de 2,7 °. Oliveira et. al (2018) encontrou ângulo de atrito 26,2 ° em ensaio triaxial com amostra indeformada do solo de Mandaguaçu, valor compatível com o determinado neste estudo. O desvio padrão e coeficiente de variação de ϕ' foram considerados adequados para ambos os solos. Duncan, Wright e Brandon (2014) aponta ocorrência de valores entre 2 e 13 %.

A Figura 65 mostra a dispersão dos pares ordenados dos parâmetros c' e ϕ' obtidos destas envoltórias a fim de compreender melhor a variabilidade local dos dados.

Figura 65 – Dispersão c' - ϕ' , Londrina e Mandaguaçu.



Fonte: Autor (2022).

A dispersão dos pares $c' - \phi'$, histogramas e a função densidade de probabilidade corroboram os apontamentos obtidos da análise estatística convencional. Destaca-se a menor presença de pontos na região central da nuvem de pontos de Mandaguaçu. Essa característica também pode ser observada nos histogramas e a função densidade de probabilidade. Este aspecto pode ter sido expresso por diferenças relacionadas as amostras utilizadas, na tensão de pré-adensamento e heterogeneidade natural do solo.

Como relatado por Oliveira et al. (2018), nas amostras do solo de Mandaguaçu, é evidente a variação de composição do solo, notando-se a presença de porções de solo de coloração marrom, muito frágil, e um contínuo de solo de coloração roxa, de caráter bastante rijo. Adicionalmente neste trabalho, destaca-se a existência de extratos com direção e sentido angulado em relação ao plano ortogonal, na porção mais rígida do solo. Esta característica pode ser observada na Figura 66 e deve-se, provavelmente, as feições guardadas da rocha sedimentar originária e processo de formação que deu origem ao solo.

Figura 66 – Detalhe da amostra indeformada do solo de Mandaguaçu.



Fonte: Autor.

Assim, é possível a existência de algum grau de anisotropia da

resistência ao cisalhamento, refletindo na separação de duas nuvens de pontos observadas na dispersão. O sentido de disposição dos corpos de prova na prensa de cisalhamento foi aleatório. Outra possibilidade é de que essa dispersão encontrada seja representativa do comportamento mecânico para este solo. Distribuição semelhante foi encontrada por Soulie, Montes e Silvest (1990) avaliando variabilidade de resistência não drenada de uma argila, a partir de ensaios *Vane Test*.

A Tabela 25 contém as correlações entre coesão efetiva e ângulo de atrito efetivo para os dois solos estudados.

Tabela 25 – Correlação entre $c'-\phi'$.

Parâmetro	Londrina	Mandaguaçu
Correlação $c'-\phi'$	-0,7272	-0,9002
R^2	0,5288	0,8104

Fonte: Autor (2022).

Greco (2015) apresenta ampla avaliação de variabilidade e correlação dos parâmetros de resistência dos solos, obtidos de ensaios de cisalhamento direto. Os autores concluem que, em geral, a correlação entre os parâmetros de resistência é predominantemente negativa, e os coeficientes de variação são fortemente afetadas pelo tamanho da amostra. Conforme Kutner et al. (2005) a correlação negativa indica, que quanto maior o valor de uma variável menor é o valor da outra, e vice-versa. Quanto mais próximo esse valor está de -1, mais forte é a correlação.

Di Matteo, Valigi e Ricco (2013) e Branco et al. (2014) encontraram correlação $c'-\phi'$, respectivamente, -0,925 e -0,9, valores próximos ao encontrado para Londrina neste estudo, indicando forte correlação negativa. Cherubini (2000) destaca valores de correlação $c'-\phi'$ usualmente situados entre -0,5 e -0,75. O valor determinado para Mandaguaçu foi de -0,72, também considerada forte correlação negativa. A faixa entre -0,5 e -0,7 marca a correlação negativa moderada.

Cabe ressaltar, Di Matteo, Valigi e Ricco (2013) e Di Matteo et al. (2015). Os autores realizaram abordagem metodológica e análise estatística bastante semelhantes a proposta nesse estudo para a condução dos ensaios de cisalhamento direto inundados. Os ensaios foram combinados em 256 pares $c'-\phi'$

em amostras remoldadas compactadas.

Wang e Akeju (2016) propuseram abordagem para caracterizar a distribuição c' e ϕ' e quantificar a correlação $c'-\phi'$ do solo. Os autores utilizaram os dados de Di Matteo, Valigi e Ricco (2013), geraram e validaram modelos estatísticos com n de 10000. Os resultados indicam que a aplicação do modelo proposto permite boas estimativas da correlação $c'-\phi'$ de um solo específico com cerca de apenas 10 pares $c'-\phi'$.

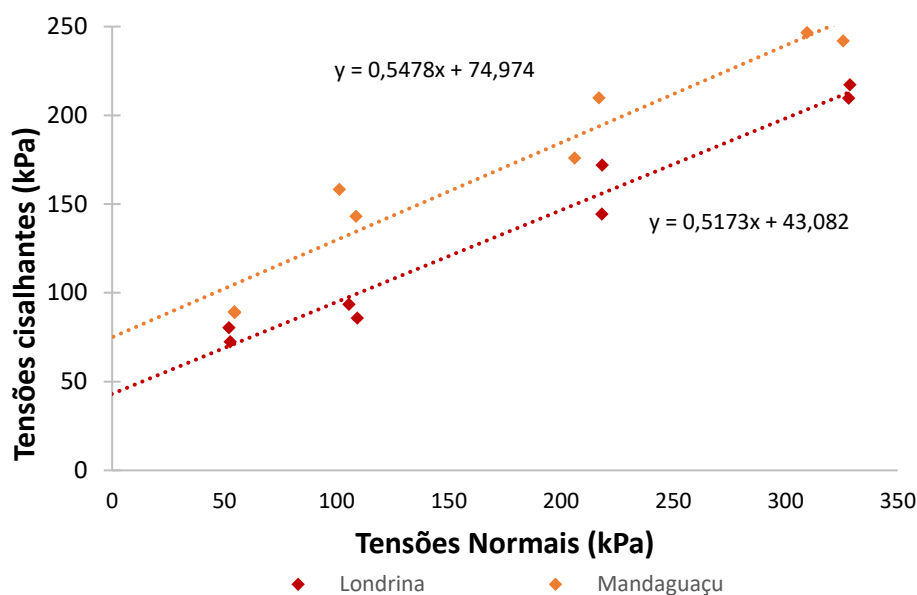
Para a estimativa do incremento de resistência ao cisalhamento devido à sucção foram realizadas duas baterias de ensaio de cisalhamento direto não inundados cada solo, sendo os corpos de prova previamente secos ao ar. Tabela 26 ilustra os pontos de ruptura dos corpos de prova secos ao ar, a Figura 67 traz as envoltórias de resistência ao cisalhamento e a Tabela 27 mostra as equações e parâmetros de resistência ao cisalhamento.

As sucções dos corpos de prova secos ao ar cisalhados foram estimadas baseadas no teor de umidade gravimétrico mensurado e na curva característica correspondente. Para Londrina $w(\text{média}) = 4,7\%$, correspondente a 20000 kPa; Para Mandaguaçu $w(\text{média}) = 2,4\%$, 2000 kPa. Ademais, os corpos de prova de Londrina apresentaram alguma retração, desprendendo-se do molde de aço durante a secagem. Uma dimensão de um corpo de prova foi medida, variando de 60 mm para 59 mm.

Tabela 26 – Pontos de ruptura dos corpos de prova secos ao ar.

	Londrina		Mandaguaçu	
	σ (kPa)	τ (kPa)	σ (kPa)	τ (kPa)
Bateria 1	52,6	72,4	54,5	89,4
	109,3	85,8	108,7	143,3
	218,3	144,5	216,9	209,9
	328,7	217,2	325,7	242,0
Bateria 2	52,0	80,4	54,6	88,9
	105,5	93,5	101,2	158,2
	218,4	172,0	206,1	175,9
	328,1	209,7	309,7	246,7

Fonte: Autor (2022).

Figura 67 – Envoltórias de resistência ao cisalhamento – Seco ao ar.

Fonte: Autor (2022).

Tabela 27 – Equações de resistência ao cisalhamento do solo seco ao ar.

Dados	Londrina	Mandaguaçu
Bateria 1 (4 pontos)	$\tau' (kPa) = 35,0 + (\sigma - u_a) \tan 28,2^\circ$	$\tau' (kPa) = 73,5 + (\sigma - u_a) \tan 28,9^\circ$
Bateria 2 (4 pontos)	$\tau' (kPa) = 51,0 + (\sigma - u_a) \tan 26,5^\circ$	$\tau' (kPa) = 76,4 + (\sigma - u_a) \tan 28,5^\circ$
Reta Média (8 pontos)	$\tau' (kPa) = 43,1 + (\sigma - u_a) \tan 27,4^\circ$	$\tau' (kPa) = 75,0 + (\sigma - u_a) \tan 28,7^\circ$

Fonte: Autor (2022).

Evidentemente, o parâmetro de coesão tem aumento expressivo em relação aos ensaios inundados. O ângulo de atrito apresenta maior proximidade entre os ensaios. O valor médio do ângulo de atrito obtido dos ensaios secos ao ar de Londrina encontra-se próximo ao final do primeiro quartil dos ângulos de atrito determinados na análise estatística dos ensaios inundados. Já para Mandaguaçu, o ângulo de atrito obtido dos ensaios secos ao ar encontra-se próximo dos valores máximos dos ângulos de atrito determinados na análise estatística dos ensaios inundados.

4.4.1 Envoltórias de Resistência ao Cisalhamento dos solos Não Saturados

Tabela 28 apresenta os valores utilizados para os cálculos das equações de Vilar (2006) e Vanapalli et al. (1996).

Tabela 28 – Parâmetros Vilar (2006) e Vanapalli et al. (1996).

Vilar (2006)	Londrina	Mandaguaçu
tan ϕ'	0,5396	0,4791
a	1,85321	2,087462
Sucção última (kPa)	20000	2000
c_{ult} (seco ar) (kPa)	43,0	75,0
c'	9,8	11,5
b	0,030063	0,014710
Vanapalli et al. (2006)	Londrina	Mandaguaçu
tan ϕ'	0,5396	0,4791
θ_s (%)	59,8	38,6
θ_r (%)	5	1,5

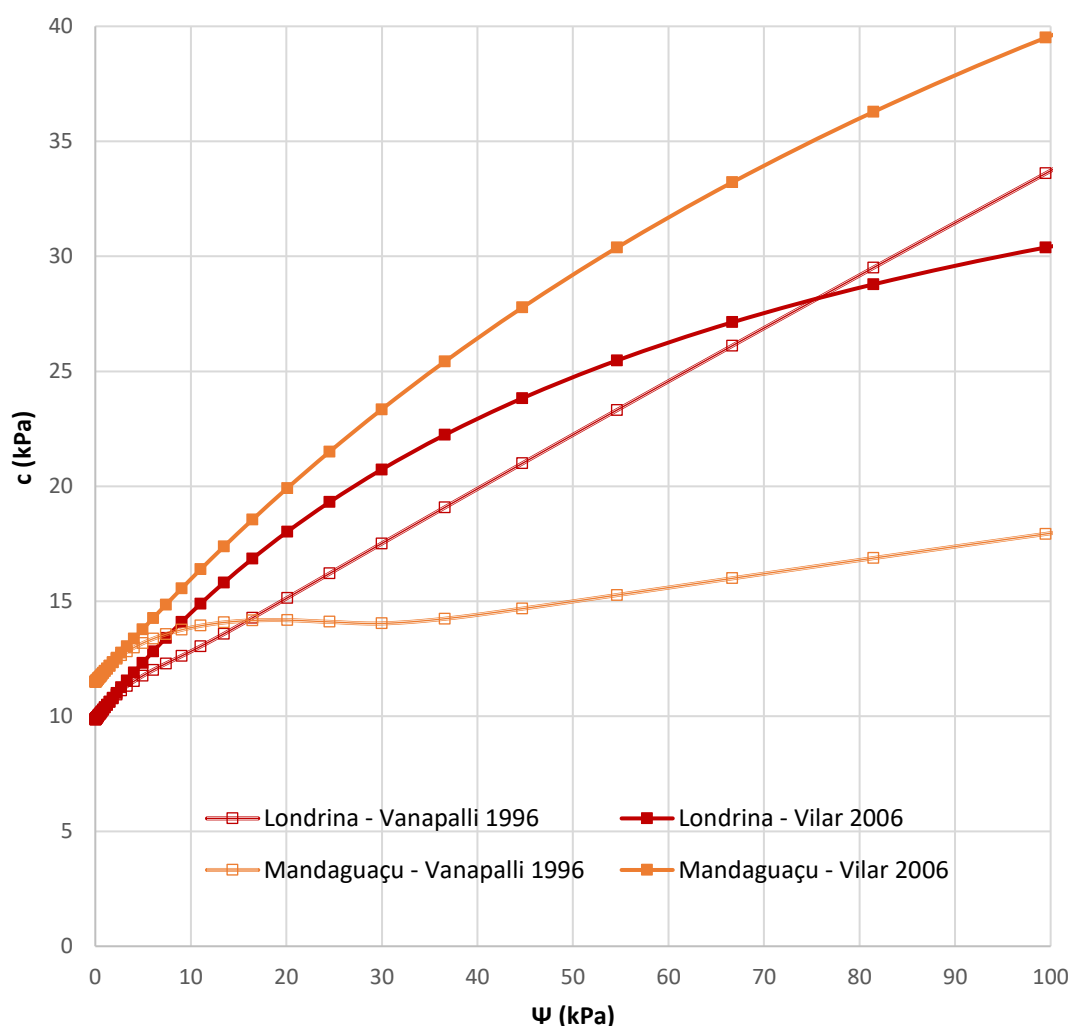
Fonte: Autor (2022).

Em seguida foi realizado estudo sobre o comportamento do incremento de resistência ao cisalhamento com a sucção. O modelo de Vilar (2006) tem demonstrado boa adequação na descrição do comportamento de resistência ao cisalhamento dos solos não saturados tropicais brasileiros. Algumas aplicações podem ser vistas em Furman e Faro (2021), Furman (2019), Kühn (2014), Georgetti (2010), entre outros, inclusive sobre o solo de Londrina em Pelaquim (2021). Assim, as equações de Vilar (2006) foram admitidas como referência para este trabalho.

Optou-se por avaliar a previsão de comportamento da coesão frente à variação da sucção, para ambos os modelos e solos, sabendo-se que a coesão total é igual a coesão efetiva somada ao incremento de resistência devido à sucção. Tendo em vista que o termo $(\sigma - u_a) \tan \phi'$ é comum aos dois modelos estudados, e, que este, somado aos termos supracitados, são suficientes ao equacionamento.

A Figura 68 apresenta previsão da resistência ao cisalhamento dos solos não saturados, a partir do parâmetro de coesão e sucção, segundo os modelos de Vanapalli et al. (1996) e Vilar (2006) para Londrina e Mandaguaçu.

Figura 68 – Previsão da resistência ao cisalhamento – Vanapalli et al. (1996) e Vilar (2006) – Londrina e Mandaguaçu.



Fonte: Autor (2022).

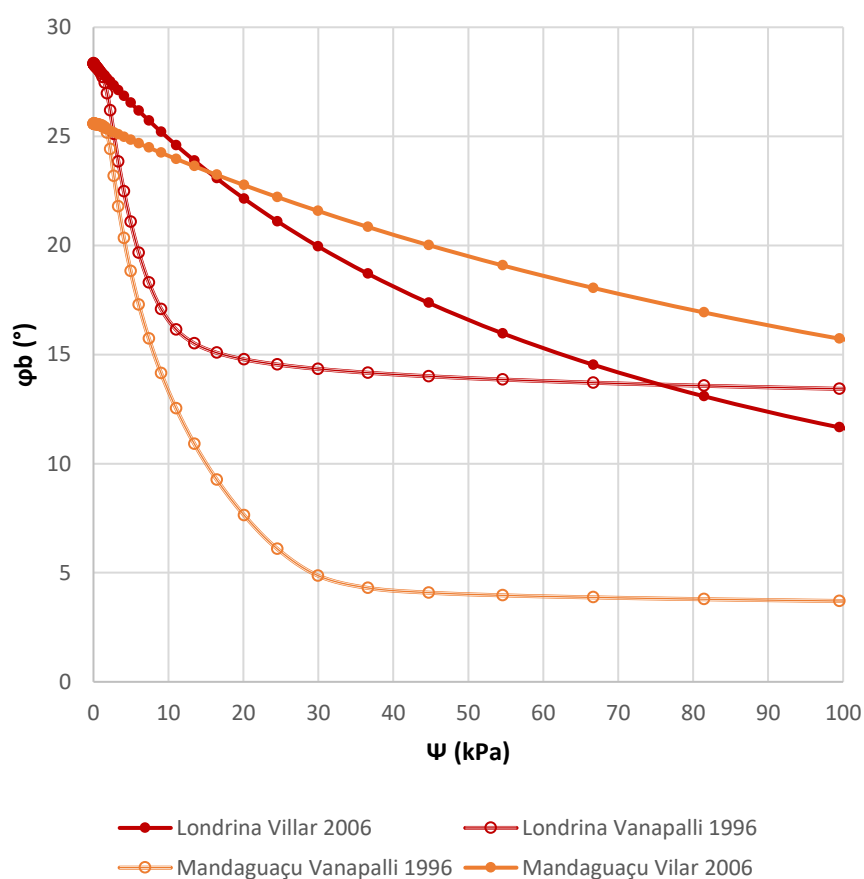
Para ambos os solos, as envoltórias só são coerentes para os níveis de sucção bastante reduzidos, em torno de 2 kPa, próximas ao valor de entrada de ar dos solos. Para Londrina, no intervalo de sucção entre 5 e 77 kPa, há subestimativa de incremento de resistência de até 16%, 3 kPa. 3 kPa aqui, equivalem a pouco menos de 1/3 da coesão efetiva determinada para o solo. Após os 77 kPa de sucção, o incremento passa a ser sobrestimado, atingindo a mesma ordem de grandeza mencionada, aos 100 kPa.

Para Mandaguaçu a incoerência entre as envoltórias é ainda mais notória. Aos 10 kPa de sucção há subestimativa de 17% do incremento de resistência, 2 kPa. Aos 55 kPa a subestimativa é de aproximadamente 100%, sendo

o valor esperado pelo modelo de Vanapalli et al. (1996) igual a metade do valor esperado para o modelo de Vilar (2006). Esta discrepância segue aumentando até os 100 kPa de sucção. Acima dos 100 kPa de sucção, Londrina passa a apresentar valores ainda mais discordantes dos observados para Mandaguaçu.

A Figura 69 apresenta a variação de ϕ^b com a sucção, referente a resistência ao cisalhamento dos solos não saturados, segundo os modelos de Vanapalli et al. (1996) e Vilar (2006) para Londrina e Mandaguaçu.

Figura 69 – Variação de ϕ^b com a sucção, referente a previsão da resistência ao cisalhamento – Vanapalli et al. (1996) e Vilar (2006) – Londrina e Mandaguaçu.



Fonte: Autor (2022).

O ϕ^b é igual a ϕ' quando a sucção tende a zero, para ambos os modelos. ϕ^b também varia de modo bastante correspondente entre os modelos na faixa de 0 a 2 kPa, valor de entrada de ar dos dois solos. Aumentando-se os níveis de sucção, o modelo de Vilar (2006) descreve variação suave de redução de ϕ^b em toda faixa até 100 kPa de sucção. Já para o modelo de Vanapalli et al (1996) há

redução acentuada de ϕ^b entre o valor de entrada de ar e aproximadamente 10 kPa de sucção para Londrina e 30 kPa de sucção para Mandaguaçu. A partir destes pontos, para o modelo de Vanapalli et al. (1996), ϕ^b tende a constância e conduz o formato linear do incremento de resistência. No modelo de Vilar, ϕ^b tende a zero quando sucção tende ao infinito.

Verificada discrepância considerável entre os dois modelos estudados para os dois solos, buscou-se compatibilizar a previsão de resistência de Vanapalli et al. (1996) – passível de aplicar no software – com a previsão de resistência do modelo de Vilar (2006).

Observa-se o equacionamento das parcelas de incremento de resistência ao cisalhamento dos solos não saturados devido à sucção para Vilar (2006), Vanapalli et al. (1996) Fredlund, Morgenstern e Widger (1978) e Bishop (1959), como segue:

$$\frac{u_a - u_w}{a + b(u_a - u_w)} = (u_a - u_w) \left[(tg\phi') \left(\frac{\theta_w - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right) \right] = (u_a - u_w) tg\phi^b = \chi(u_a - u_w) tg\phi'$$

$$\phi^b = arctg \left(\frac{1}{a + b(u_a - u_w)} \right) = arctg \left(tg\phi' \left(\frac{\theta_w - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right) \right)$$

$$\chi = \frac{tg\phi^b}{tg\phi'} = \left(\frac{\theta_w - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)$$

Considerando a relação:

$$\chi_{vilar}(\Psi) = \frac{tg\phi^b Vilar(\Psi)}{tg\phi'} = \left(\frac{\theta_{w eq}(\Psi) - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)$$

$\chi_{vilar}(\Psi)$ = parâmetro χ da equação de Vilar (2006) em função da sucção;

$\phi_b Vilar(\Psi) = \phi_b$ da equação de Vilar (2006) em função da sucção;

$\theta_{w eq}(\Psi)$ = teor de umidade volumétrico equivalente em função da sucção;

Tem-se:

$$\theta_{w eq}(\Psi) = \chi_{vilar}(\Psi) \cdot \theta_s - \chi_{vilar}(\Psi) \cdot \theta_r + \theta_r$$

Ou:

$$\theta_{w eq}(\Psi) = \frac{a \cdot (\theta_s - \theta_r)}{a + b(u_a - u_w)} + \theta_r$$

Onde $\theta_{w\ eq}(\Psi)$ pode ser compreendido como uma função $\theta_w(\Psi)$, tal qual, possibilite obter-se os resultados de resistência de Vilar a partir da aplicação da equação de Vanapalli et al. (1996). Neste contexto, $\theta_{w\ eq}(\Psi)$, funciona como uma curva característica de compatibilização. As envoltórias compatibilizadas correspondem com exatidão para toda faixa de sucção aplicada. Para execução do procedimento descrito, podem ser utilizados tanto θ_{r1} quanto θ_{r2} , contanto que seja o mesmo ao longo do processo.

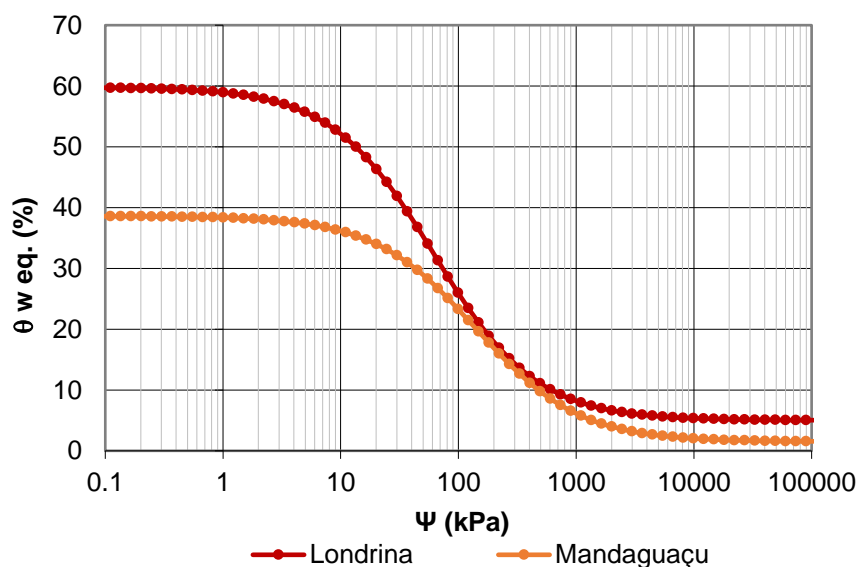
Por fim, verifica-se a igualdade das equações:

Vanapalli et al. (1996) com $\theta_{w\ eq}(\Psi) = \text{Vilar (2006)}$

$$\begin{aligned} \tau &= c' + (\sigma - u_a)tg\phi' + (u_a - u_w) \left[(tg\phi') \left(\frac{a \cdot (\theta_s - \theta_r)}{a + b(u_a - u_w)} + \theta_r - \theta_r \right) \right] \\ &= c' + (\sigma - u_a)tg\phi' + \left(\frac{(u_a - u_w)}{a + b(u_a - u_w)} \right) \end{aligned}$$

A Figura 70 mostra as curvas $\theta_{w\ eq}(\Psi)$ obtidas para os solos de Londrina e Mandaguaçu.

Figura 70 – Curva característica de compatibilização, $\theta_{w\ eq}(\Psi)$.



Fonte: Autor (2022).

Nos modelos estudados, os módulos de fluxo (SEEP/W) e análise de estabilidade (SLOPE/W) tem funcionamento e atribuição das propriedades dos materiais independentes. Assim é possível a atribuição da curva de compatibilização para as propriedades mecânicas não saturadas unicamente no SLOPE/W (na forma de outro material), sem prejuízo das propriedades hidráulicas processadas no SEEP/W.

Em contrapartida, observa-se que dentro das propriedades mecânicas, há também a especificação do peso específico do solo a ser aplicado. Para o caso de utilizar o peso específico calculado de acordo com a curva de retenção, esta será, no software, necessariamente a curva atribuída a propriedade de resistência do material (apesar de ser especificada em [entradas] janelas diferentes), ou vice-versa. Assim, ao implementar esta compatibilização, optou-se por fazer uso do peso específico saturado.

4.5 ANÁLISE DE FLUXO

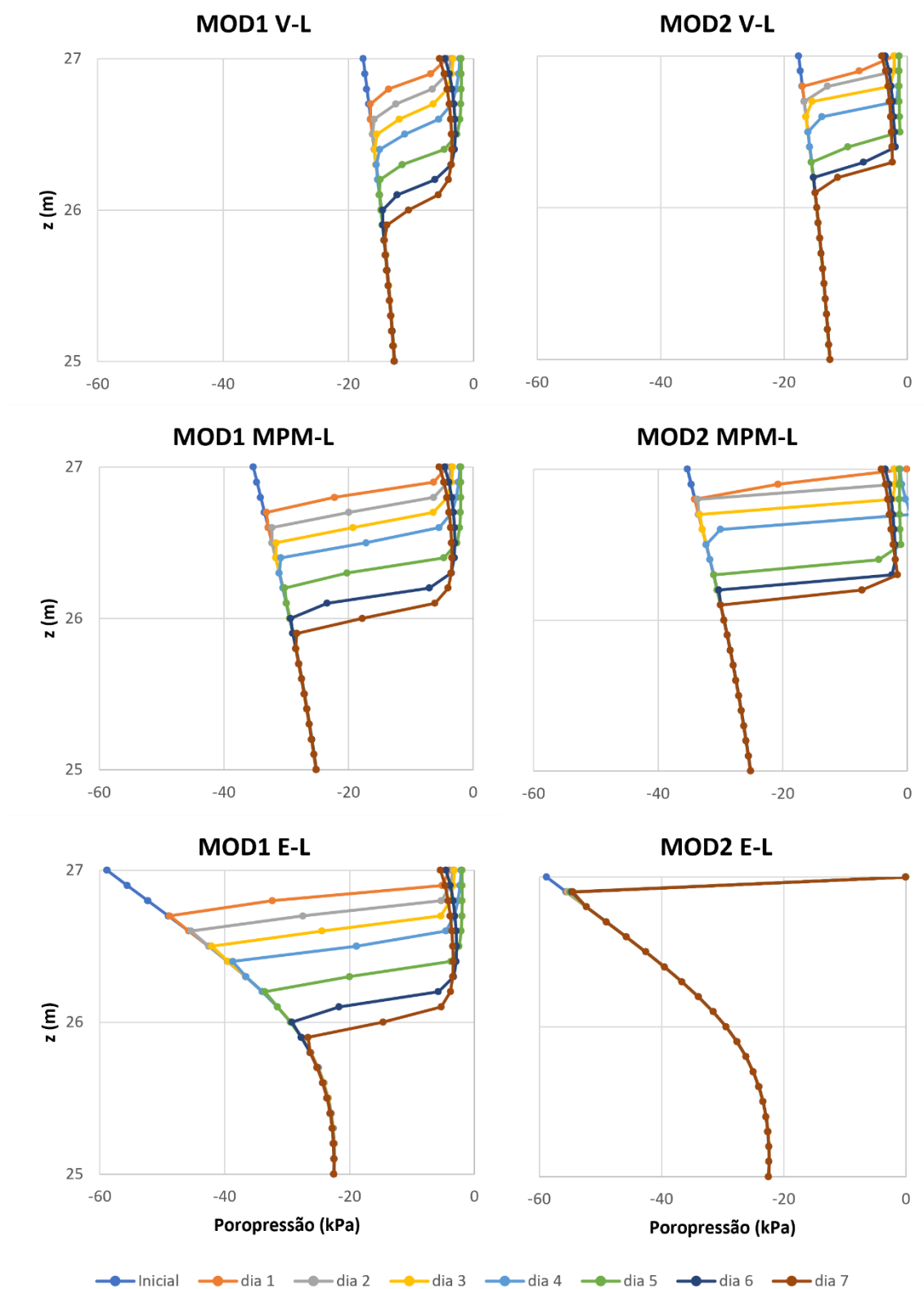
Os gráficos a seguir representam uma subseção vertical genérica obtida a partir da superfície do topo do talude. Verifica-se padrões semelhantes a partir da superfície do pé do talude e perpendicularmente a superfície inclinada do corpo do talude. A cota 27 m é a cota de superfície do solo e cada marcador do gráfico se distanciam de 10 cm em profundidade no maciço, esses são pontos demarcados nos nós da malha de elementos finitos adotada. Nas análises seguintes é utilizado o termo “poropressão negativa” equivalente ao termo sucção.

A Figura 71 apresenta a variação das poropressões devido à infiltração da água da chuva, dia a dia, para os modelos hidráulicos MOD1 e MOD2, nos cenários de poropressão inicial V, MPM e E para os solos de Londrina.

De modo geral, observa-se que há aumento rápido da poropressão negativa para a camada de superfície, logo na chuva do dia 1. A poropressão na formação da frente de saturação varia de -4 a -2 com o decorrer dos dias 1 até o dia 4. Assim, considera-se que a camada superficial chega próximo a saturação logo no primeiro dia, com valores de poropressão negativa crescentes até dia 5, e decrescentes nos dias 6 e 7, quando a chuva já cessou. Estas frentes de saturação avançam gradualmente em profundidade, cerca de 10 ou 20 cm por dia, durante todos os 7 dias.

As frentes de umedecimento têm cerca de 20 a 30 cm e avançam aproximadamente na mesma cadência que as frentes de saturação. Em comparação entre os cenários, as frentes de umedecimento são bastante semelhantes com exceção de MOD2 E-L. Já comparando-se MOD1 e MOD2 observa-se avanço também de comportamento semelhante, com MOD 1 atingindo 1,10 m de profundidade e MOD2, de avanço mais lento, chegando a 0,90 m de profundidade.

Figura 71 – Variação das poropressões devido à infiltração da água da chuva – Londrina.



Fonte: Autor (2022).

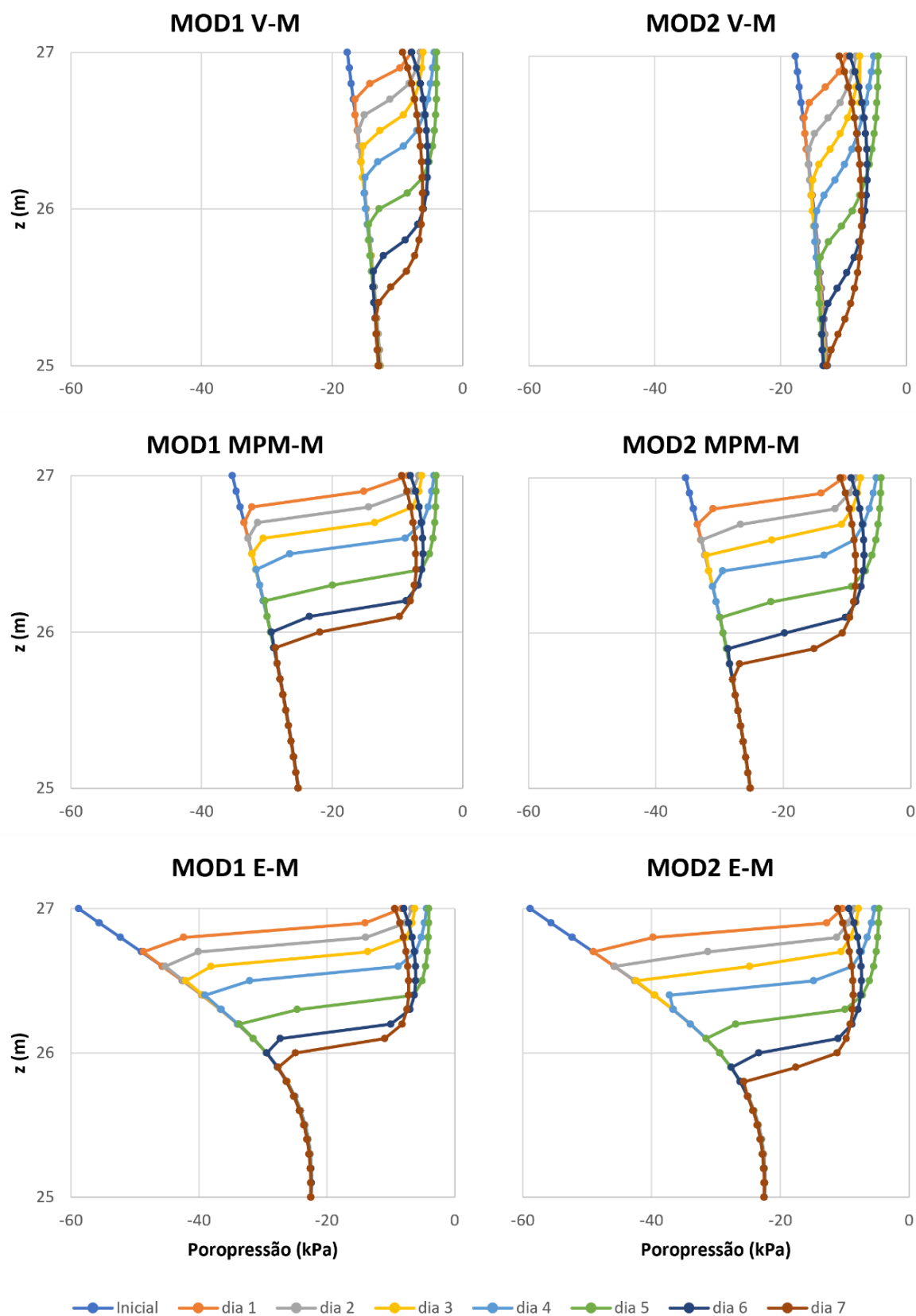
MOD2 tem as curvas diárias das poropressões definidas com aspecto menos suave, com angulações proeminentes entre os pontos, indicando algumas transições bruscas entre a quantidade de água em elementos de malha vizinhos. MOD2 ainda apresentou algumas inconsistências ao exportar os dados em forma de tabela, dificultando a interpretação e tratamento dos dados na formação dos gráficos. Os dados precisaram ser limpos manualmente para gerar os gráficos a partir dos dados exportados. A representação gráfica gerados no próprio software não apresentou adversidade.

MOD2 MPM-L gerou ponto discrepante das outras análises atingindo -0,09 kPa na superficial, no dia 1. Este modelo também gerou ponto com poropressão positiva de 0,59 kPa, formando um bolsão d'água de pequena espessura no modelo, no dia 4, na profundidade de 30 cm. Considera-se essa ocorrência imprópria para o caso estudado, ainda que, tenha cessado em seguida.

MOD2 E-L atingiu saturação completa, com 0 kPa na superfície, no dia 1, mantendo-se assim até o dia 7. Observa-se nos primeiros 10 cm abaixo da superfície uma mínima movimentação no sentido do aumento de poropressão negativa, variação de 1 kPa, para os dias seguintes. Nenhuma outra alteração é observada em relação as poropressões iniciais. Isto implica na não ocorrência de fluxo de entrada de água da chuva no solo, ou seja, houve escoamento de praticamente toda água da chuva aplicada. Isto ocorreu, pois, a porção superficial do solo, com poropressão de -60 kPa, apresentou $k = 5,26 \cdot 10^{-37}$ cm/s neste modelo, tornando a superfície do maciço praticamente impermeável neste modelo. Observa-se então, incoerência física de k para este modelo.

A Figura 72 apresenta a variação das poropressões devido à infiltração da água da chuva, dia a dia, para os modelos hidráulicos MOD1 e MOD2, nos cenários de poropressão inicial V, MPM e E para o solo de Mandaguaçu.

Figura 72 – Variação das poropressões devido à infiltração da água da chuva – Mandaguáçu.



Fonte: Autor (2022).

O comportamento geral de variação de poropressão de Mandaguaçu é bastante semelhante ao apontado para o solo de Londrina. As frentes de saturação e umedecimento formam-se com padrão e características coerentes, principalmente nos cenários MPM e E. Já, no cenário envolvendo as menores poropressões negativas (V), as frentes de umedecimento têm avanço mais expressivo, atingindo 1,6 m em MOD1 e 2,0 m em MOD2. Nestas faixas de poropressões a permeabilidade sustenta-se mais elevada de Mandaguaçu em relação a Londrina, e de MOD2-M em relação a MOD1-M, ocasionando a maior velocidade e extensão da percolação de água nestes modelos.

Outro fator que compreende estes padrões é a relativa semelhança da variação do volume de água nos poros em função da sucção, entre os dois solos estudados. A porosidade, ou, o teor de umidade volumétrico saturado de Londrina é cerca de 50% maior em relação ao de Mandaguaçu – aproximadamente 60/40. Apesar da maior capacidade total de armazenamento de volume de água nos poros por parte de Londrina, as variações de volume de água nos poros também têm um certo grau de correspondência pois ambos os solos possuem semelhante Valor de entrada de ar e inclinações das retas de dessaturação dos macroporos.

Uma mesma poropressão inicial para ambos os solos, indica que os poros do solo de Londrina também partiram de uma condição de poros mais preenchidos por água, em termos absolutos, do que o solo de Mandaguaçu, conduzindo a condições de partida relativamente semelhantes entre si.

Aliada a condição supracitada, os valores de k_{fs} são também muito semelhantes. Assim, reforça-se a evidência de que as diferenças encontradas estejam relacionadas ao formato da curva de condutividade não saturada dos solos. k do solo de Mandaguaçu apresentar tendência de manter-se com maiores valores nas faixas de poropressão mais negativas, em comparação a Londrina. Neste contexto, MOD2 Mandaguaçu é o modelo que sustenta maiores valores de k para a poropressões mais reduzidas, e por oposto, MOD1 de Londrina é o modelo que reduz seus valores de k mais acentuadamente para maiores valores de poropressão negativa.

Destaca-se ainda que as máximas profundidades atingidas pelas frentes de umedecimentos para Londrina foram maiores em MOD1 do que em MOD2, assim como, para Mandaguaçu foram maiores em MOD2 quando comparadas a MOD1.

Sob a mesma perspectiva, acrescenta-se que todos os modelos apresentaram algum grau de elevação do nível d'água. Com referência ao pé do talude, os cenários MPM tiveram elevação de menos de 0,5 m, os cenários V-L de até 1,0 m e V-M até 2,0 m. Nos cenários V, as camadas com poros bastante próximos à saturação, localizadas na região próxima ao nível d'água inicial, são favoráveis à percolação da água ali existente. A elevação do nível d'água é mais acentuada em MOD1 para Londrina e em MOD2 para Mandaguaçu.

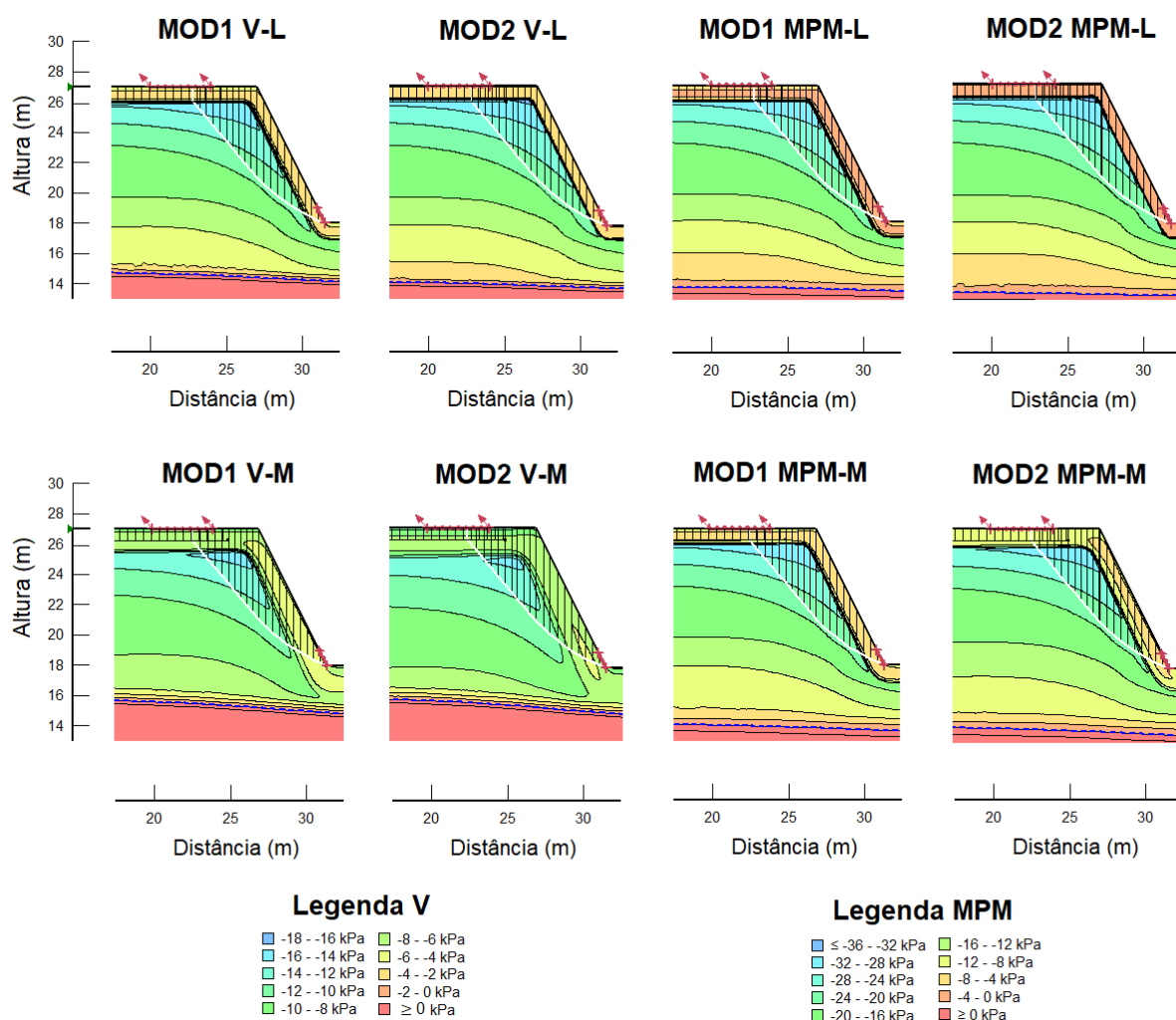
V-M ainda apresentou redução da poropressão negativa de 1 a 2 kPa nas porções centrais do maciço, demonstrando-se o modelo mais favorável a percolação da água frente às variações de poropressão a que os modelos estão submetidos.

4.6 ANÁLISE DE ESTABILIDADE – FATOR DE SEGURANÇA

Os modelos envolvendo os cenários E de distribuição de poropressão inicial foram descartados das análises de estabilidade.

A Superfície Crítica encontrada pelo método do equilíbrio limite foi a mesma entre todos os passos do dia 0 ao 7, para todos os casos estudados. A Figura 73 mostra a posição da Superfície Crítica, a composição das lamelas e a distribuição das poropressões no talude para o dia 7.

Figura 73 – Superfícies Críticas e distribuição final de poropressões (dia 7).



Fonte: Autor (2022).

Observar-se que a influência da infiltração da água da chuva, na análise de estabilidade dos taludes dos modelos, se dá no avanço das frentes de saturação e umedecimento que atingem as lamelas posicionadas nas extremidades da superfície crítica de ruptura. Assim, o efeito de redução de resistência ao cisalhamento do solo não saturado acontece nas lamelas 19, 20 e 21. para Londrina e 01, [02,] [16,] [17,] 18, 19, 20, e 21 para Mandaguaçu. As lamelas são ordenadas da esquerda para direita.

As Tabelas 29 e 30 trazem os valores de ϕ^b e incremento de resistência devido à sucção das fatias afetadas pela variação da poropressão nos dias 0 e 7, para Londrina e Mandaguaçu. Ressalta-se que os valores apresentados são calculados na base de cada lamela, conforme método do equilíbrio limite.

Tabela 29 – Valores de φ^b e do incremento de resistência devido à sucção das fatias afetadas pela variação da poropressão – Londrina.

Fatia nº	Parâmetro	MOD1 V-L		MOD2 V-L		MOD1 MPM-L		MOD2 MPM-L	
		Dia 0	Dia 7	Dia 0	Dia 7	Dia 0	Dia 7	Dia 0	Dia 7
19	φ^b (°)	24,6	26,8	24,6	25	21,7	26,3	21,7	22,4
	Inc. (kpa)	5,3	2,3	5,3	4,8	9,2	2,9	9,2	8,3
20	φ^b (°)	24,5	27,3	24,5	27,5	21,4	27,2	21,4	27,6
	Inc. (kpa)	5,6	1,6	5,5	1,2	9,6	1,7	9,6	1,2
21	φ^b (°)	24,4	27,2	24,4	27,5	21,3	27,2	21,3	27,5
	Inc. (kpa)	5,7	1,7	5,6	1,4	9,7	1,8	9,7	1,3

Nota: Inc. = incremento de resistência devido à sucção.

Fonte: Autor (2022).

Tabela 30 – Valor de φ^b e do incremento de resistência devido à sucção das fatias afetadas pela variação da poropressão – Mandaguaçu.

Fatia nº	Parâmetro	MOD1 V-M		MOD2 V-M		MOD1 MPM-M		MOD2 MPM-M	
		Dia 0	Dia 7	Dia 0	Dia 7	Dia 0	Dia 7	Dia 0	Dia 7
01	φ^b (°)	23,5	24,7	23,5	24,5	21,6	22	21,6	23,5
	Inc. (kpa)	6,6	2,9	6,6	3,3	12,1	11,1	12,1	6,2
02	φ^b (°)	-	-	23,6	24,1	-	-	-	-
	Inc. (kpa)	-	-	6,2	4,8	-	-	-	-
16	φ^b (°)	24,1	24,2	24,1	24,4	-	-	-	-
	Inc. (kpa)	4,7	4,2	4,7	3,7	-	-	-	-
17	φ^b (°)	24,1	24,6	24,1	24,6	-	-	-	-
	Inc. (kpa)	4,7	3,1	4,7	3,1	-	-	-	-
18	φ^b (°)	24	24,8	24	24,7	22,6	22,9	22,6	23,9
	Inc. (kpa)	4,8	2,5	4,8	2,8	9,1	8,3	9,1	5,1
19	φ^b (°)	23,9	24,8	23,9	24,7	22,5	24,5	22,5	24,4
	Inc. (kpa)	5,1	2,3	5,1	2,7	9,5	3,4	9,5	3,7
20	φ^b (°)	23,9	24,8	23,9	24,7	22,3	24,7	22,3	24,5
	Inc. (kpa)	5,4	2,4	5,4	2,8	10	2,9	10	3,4
21	φ^b (°)	23,8	24,7	23,8	24,6	22,3	24,6	22,3	24,4
	Inc. (kpa)	5,5	2,7	5,5	3,1	10,2	3	10,2	3,6

Nota: Inc. = incremento de resistência devido à sucção.

Fonte: Autor (2022).

Verifica-se então, o aumento de φ^b , do dia 0 para o dia 7, para todas as lamelas afetadas, devido ao processo de saturação dos poros. Este comportamento é esperado, com φ^b tendendo a igualar-se a φ' em níveis de poropressão próximos a 0 kPa. Também fica evidente a redução do incremento de resistência devido à sucção para todos os modelos, fenômeno bastante explorado na literatura, com os valores adequados aqui ao modelo de Villar.

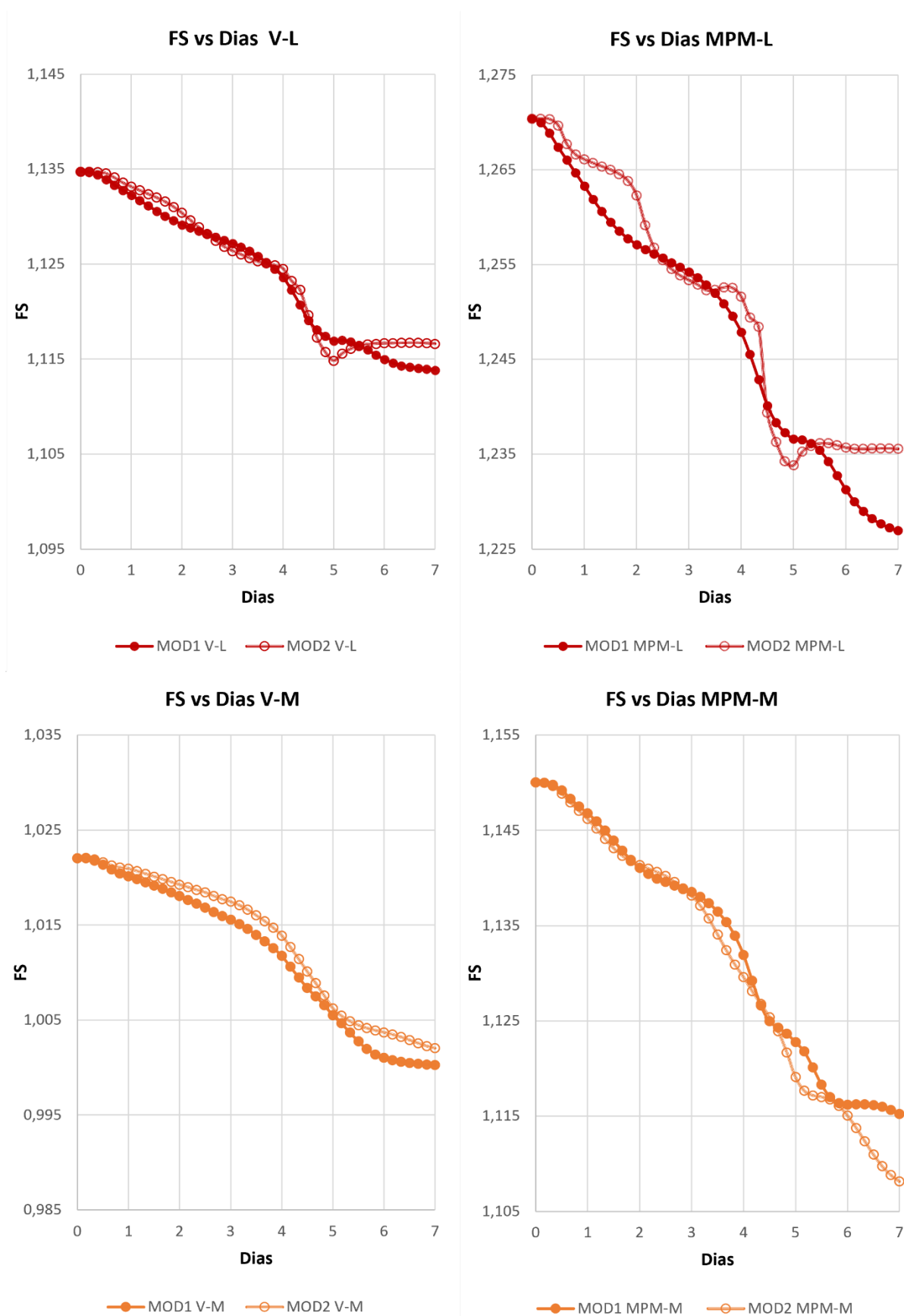
A Figura 77 apresenta a variação do Fator de Segurança em relação ao tempo decorrido, em dias, para MOD1 e MOD2, nos cenários de poropressão inicial V, MPM, de ambos os solos. As análises de estabilidade foram realizadas para cada passo de análise transiente de fluxo salva, ou seja, 4 horas.

Como esperado, para todos os modelos e cenários é observada redução do Fator de Segurança no tempo decorrido com infiltração da água da chuva, e conseqüente redução das poropressões negativas, bem como, a redução da resistência ao cisalhamento do solo não saturado.

Entre os cenários destaca-se que MPM teve variação aproximadamente duas vezes maior do Fator de Segurança. Esse ocorrido justifica-se no sentido da existência de maior variação entre as poropressões negativas iniciais e finais nas lamelas afetadas, conduzindo a maiores variações de redução de resistência ao cisalhamento.

Nos cenários MPM o Fator de segurança reduziu pelo menos 0,04 entre os dias 0 e 7. Os fatores de segurança mínimos da NBR 11682:2009 Estabilidade de Encostas, são estipulados em 1,2, 1,4 e 1,5, respectivamente para “baixo, médio e alto” níveis de segurança contra danos a vidas humanas e contra danos materiais e ambientais. Assim, observa-se que a diferença dos fatores de segurança mínimos entre as condições de “média” e “alta” é de 0,10, ou seja, a redução de 0,04 encontrada no estudo representa 40% dessa diferença.

Figura 74 – Variação do Fator de Segurança vs. tempo decorrido.



Fonte: Autor (2022).

Em comparação, os modelos hidráulicos MOD1 e MOD2 tem comportamento bastante compatíveis entre si. Para os cenários V as maiores diferenças ocorreram entre MOD1 e MOD2 e foram de 0,0027. Já para os cenários MPM as maiores diferenças ocorreram entre MOD1 e MOD2 e foram de 0,0086.

MOD2 V-L e MOD2 MPM-L apresentam inflexão e estabilização dos Fatores de segurança no dia 5, enquanto os outros modelos há continuidade da redução do Fatores de segurança, conforme as frentes de umedecimento avançam. Essa diferença ocorreu, pois, nesses modelos, o avanço da frente de umedecimento sobre a lamela 19 causou redução de incremento de resistência equivalente a recuperação de incremento de resistência das lamelas 20 e 21. Sem a entrada de fluxo de água da chuva a frente de umedecimento continua avançando em profundidade, enquanto a frente se saturação tende a desfazer-se, retornando à poropressões mais negativas.

Os menores Fatores de Segurança encontrados foram de 1,1139 em MOD1 V para Londrina e 1,0003 em MOD1 V para Mandaguaçu. Estes valores indicam ruptura do talude de Mandaguaçu. A título de comparação, análise de estabilidade do talude saturado, sob as mesmas condições de contorno, indica Fator de Segurança de 0,933 para Londrina e 0,864.

4.7 ANÁLISE DE ESTABILIDADE – MONTE CARLO

Em caráter complementar às análises determinísticas, foi realizada análise probabilística por Monte Carlo dos modelos em que os menores Fatores de Segurança encontrados: MOD1 V-L e MOD1 V-M, dia 7.

A Tabela 31 apresenta os parâmetros da análise com Monte Carlo. As Figuras 75 e 76 apresentam a função densidade de probabilidade resultante das análises de Monte Carlo para Londrina e Mandaguaçu, respectivamente.

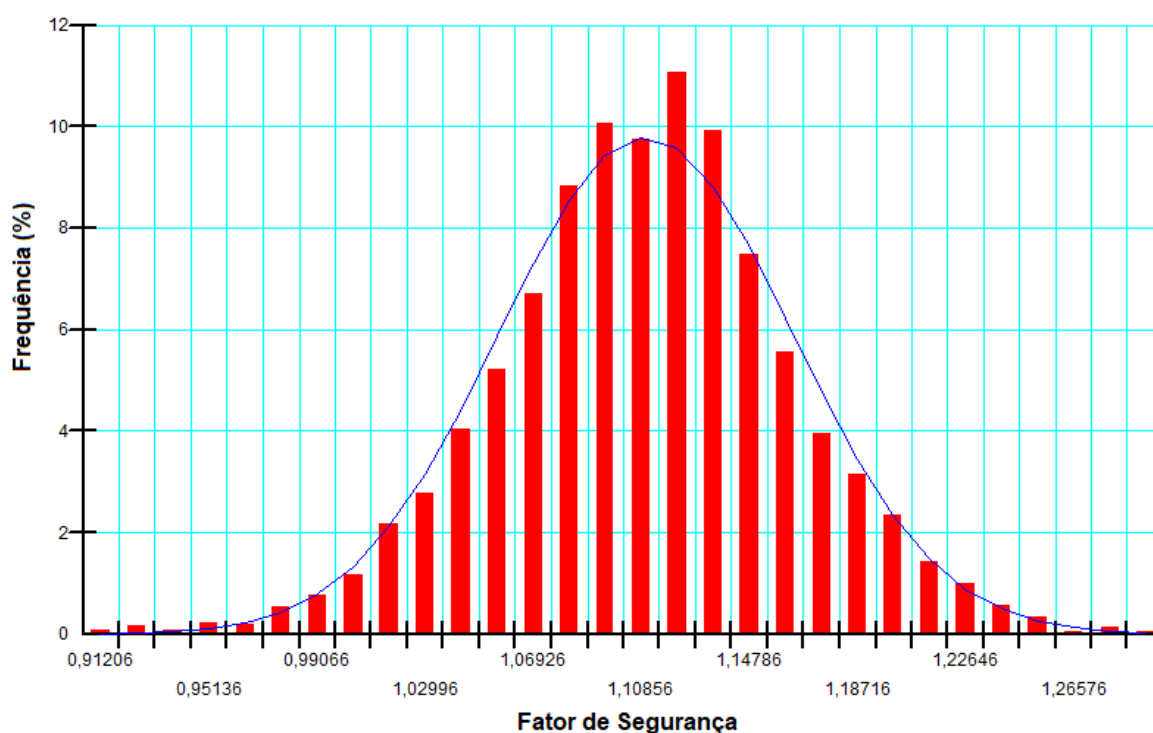
Tabela 31 – Resultados análise probabilística por Monte Carlo para MOD1 V-L e MOD1 V-M – dia 7.

Parâmetro	Londrina	Mandaguaçu
Média do FS	1,1101	1,0038
Índice de Confiabilidade	2,0659	0,0567
Probabilidade de falha (%)	2,280000	48,380000
Desvio Padrão	0,053305	0,066823
FS mínimo	0,90552	0,83754
FS máximo	1,2975	1,1904
nº de simulações	5000	5000

Fonte: Autor (2022).

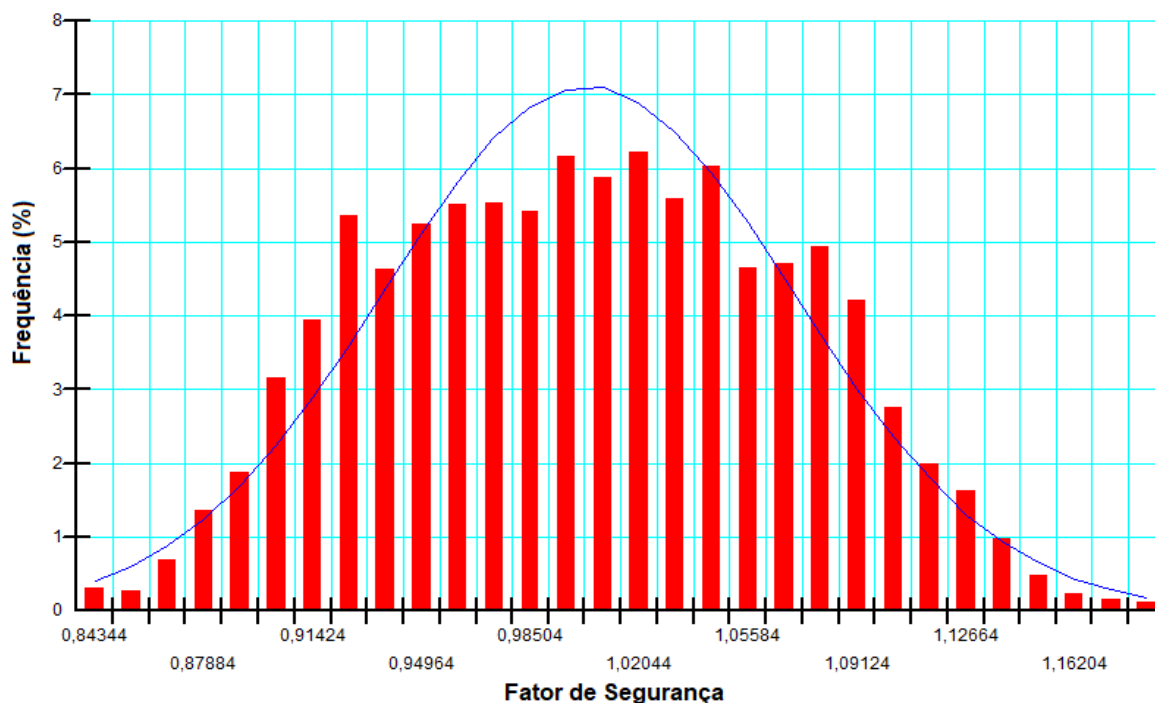
Os desvios-padrões do Fator de Segurança de ambos os modelos convergiram à constância, aproximadamente, a partir do intervalo entre as simulações nº 3000 e 4000. As médias de Fator de Segurança encontradas diferiram apenas a partir das casas centesimais em relação as análises determinísticas. Para Londrina a diferença foi de 0,0038 e Mandaguaçu 0,0035.

Figura 75 – Curva normal e histogramas da análise probabilística por Monte Carlo para MOD1 V-L dia 7.



Fonte: Autor (2022).

Figura 76 – Curva normal e histogramas da análise probabilística por Monte Carlo para MOD1 V-M dia 7.



Fonte: Autor (2022).

Ambas as funções densidade de probabilidade apresentaram distribuição de aspecto normal. A amplitude entre o Fator de Segurança máximo e mínimo obtido foi de 0,392 para Londrina e 0,351 para Mandaguaçu. Observa-se que a frequência da média do Fator de Segurança de Londrina está próxima de 10%, já para Mandaguaçu em torno de 6 e 7%. Consta-se também o desvio padrão de Mandaguaçu mais elevado, assim como, sua função de distribuição com aspecto mais achatada em relação a Londrina. Esses fatores são expressão condizentes com as distribuições c' - ϕ' determinadas no estudo.

Assim como ocorre com o Fator de Segurança, o valor apropriado de Probabilidade de Falha associado a um projeto, depende das consequências da falha. A Probabilidade de Falha pode fornecer uma base mais compreensível para julgar o que é um risco aceitável e agregar valor considerável aos resultados das análises de estabilidade de taludes (DUNCAN; WRIGHT; BRANDON, 2014). Ressalta-se que os modelos foram elaborados e avaliados no âmbito dos impactos da infiltração da água da chuva na análise estabilidade, não representando necessariamente uma condição recomendada de projeto.

A probabilidade de falha para Londrina foi de 2,28% pois em 114 simulações foi determinado Fator de Segurança menor que 1 ($FS < 1$). Assim, observa-se somente pequena porção da calda esquerda da função densidade de probabilidade situada na zona de ruptura, $FS < 1$. Para Mandaguaçu a probabilidade de falha foi de 48,38% pois em 2419 simulações foram encontrados Fator de Segurança menor que 1. Constata-se então, que aproximadamente metade da função densidade de probabilidade está inserida na zona de ruptura, $FS < 1$. Assim, o talude de Mandaguaçu apresenta-se bastante mais suscetível à ruptura que o talude de Londrina.

O índice de confiabilidade está essencialmente relacionado à probabilidade de falha e pode ser compreendido como um indicador do número de desvios padrão entre a falha e o valor mais provável de Fator de Segurança. Portanto pode ser empregado como uma medida alternativa que mostra a probabilidade de um talude permanecer estável sob as condições especificadas (DUNCAN; WRIGHT; BRANDON, 2014).

Wang, Cao e Au (2011) apontam – para condições usuais de projeto – a probabilidade de falha situa-se entre 16 e 0,00003 %, e índice de confiabilidade entre 1,0 e 5,0 respectivamente. Assim, probabilidade de falha elevada, está associada ao índice de confiabilidade baixo. O índice de Confiabilidade da análise de Londrina foi de 2,0659, considerado baixo, e de Mandaguaçu foi de 0,0567, extremamente baixo.

O menor Fator de Segurança encontrado em MOD1 V Londrina (dia 7) foi de 0,9055, valor 0,0275 menor que os 0,933 da análise determinística saturada. O menor Fator de Segurança encontrado em MOD1 V Mandaguaçu (dia 7) foi de 0,8375, valor 0,0265 menor que os 0,864 da análise determinística saturada. Ressalta-se que na análise determinística saturada, foram utilizados os valores esperados c' e ϕ' obtidos da média da análise estatística destes parâmetros. Os máximos Fatores de Segurança obtidos na análise probabilística foram de 1,2975 e 1,1904, para Londrina e Mandaguaçu, respectivamente. De modo geral, constata-se impacto importante da variabilidade dos parâmetros de resistência na análise de estabilidade, indicativo este, consistente com Nguyen e Likitlersuang (2019) e Huang et al. (2020).

5 CONCLUSÃO

As curvas características de umedecimento e secagem, determinadas pelo ajuste de Gitirana Jr e Fredlund (2004), apresentam histerese acentuada para Londrina, enquanto para Mandaguaçu, pequena ou nenhuma histerese. As curvas características de umedecimento determinadas pelo ajuste de Durner (1994), a partir da curva de Gitirana Jr. e Fredlund (2004) apresentaram boa concordância.

Há nítida diferença entre a porosidade e índice de vazios dos solos estudados. O solo de Londrina tem maior capacidade de armazenamento volumétrico de água em toda faixa de sucção, em comparação a Mandaguaçu. Na trajetória de umedecimento, o comportamento de variação do teor de umidade volumétrico com a variação da sucção guarda semelhanças importantes, principalmente nas faixas usuais de sucção de campo.

A análise estatística dos dados dos ensaios com permeâmetro Guelph indicaram distribuição lognormal das variáveis k_{fs} e α_{gp} , com coeficientes de variação relativamente elevados, conforme esperado para estes parâmetros hidráulicas do solo. k_{fs} foi semelhante entre os solos, enquanto α_{gp} foi bastante mais reduzido para Mandaguaçu.

As curvas de condutividade hidráulica não saturada obtidas de Priesack e Durner (2006) e de Gardner (1958), apresentaram maiores disparidades para Londrina do que para Mandaguaçu. A curva de Gardner (1958) para Londrina apresenta a condutividade mais reduzida para toda faixa de sucção. A curva de Gardner (1958) para Mandaguaçu apresenta a condutividade mais elevada até a sucção de 30 kPa, onde a partir desse valor, passa a apresentar reduzida condutividade, e grande discrepância em relação a curva de Priesack e Durner (2006).

A análise estatística da combinação dos dados dos ensaios de cisalhamento direto inundado demonstrou-se possivelmente uma boa ferramenta para avaliação da variabilidade dos parâmetros de resistência c' e ϕ' a partir de poucos recursos e pequeno volume de ensaios. Londrina apresentou menor c' e maior ϕ' , enquanto Mandaguaçu apresentou maior variabilidade destes parâmetros. A correlação c' - ϕ' determinada foi negativa e forte para ambos os solos, sendo mais acentuada para Mandaguaçu.

Foi detectada incoerência entre a previsão das envoltórias de resistência ao cisalhamento do solo não saturado dos modelos de Vanapalli et al. (1996) e Vilar (2006), para os solos estudados. A partir do equacionamento dos incrementos de resistência do solo não saturado, foi possível adequar a envoltória de resistência do modelo de Vanapalli et al. (1996) à envoltória esperada do modelo de Vilar (2006), por meio da aplicação de uma curva característica equivalente, especificada no software.

A maioria dos modelos e cenários estudados detectaram alterações de poropressão com a infiltração da água da chuva a até cerca de 1 m de profundidade. Para Londrina, o modelo com curva de condutividade de Gardner (1958), no cenário com as poropressões mais reduzidas próximo a superfície (MOD2 E-L) representou a impossibilidade de percolação da água da chuva, em virtude da condutividade hidráulica extremamente reduzida, necessitando atenção ao adotar esse modelo. Para Mandaguaçu, o modelo com curva de condutividade de Gardner (1958), no cenário com poropressões médias de verão (MOD2 V-M), propiciou a maior profundidade de infiltração da água da chuva entre todos os modelos, 2 m.

Comparando-se os cenários, para ambos os solos, os modelos mais consistentes aparentam ser os constituídos pelas curvas de condutividade obtidas de Priesack e Durner (2006). Mandaguaçu apresentou maior capacidade de percolação de água para cenário típico de verão, apesar dos dois solos possuírem coeficiente de permeabilidade satura de campo similares.

Condicionado ao método do equilíbrio limite, a redução do fator de segurança do talude com a infiltração da água da chuva acontece com o avanço da frente de umedecimento, reduzindo a sucção e resistência ao cisalhamento na base das lamelas atingidas. Mandaguaçu apresentou maior número de lamelas atingidas na maioria dos modelos e menores fatores de segurança em todos os modelos. O padrão da redução do fator de segurança foi semelhante entre os solos e modelos hidráulicos estudados, diferindo levemente após cessar a chuva.

A análise probabilística com método de Monte Carlo, aplicada aos modelos mais críticos estudados, evidencia a relevância da consideração de variabilidade dos parâmetros de resistência dos solos na análise de estabilidade dos taludes nos solos estudados.

O presente trabalho contribui para a elaboração, ponderação e análises de modelos de percolação de água e de estabilidade de taludes sobre a

perspectiva de dois solos lateríticos brasileiros não saturados, com diferentes texturas. Neste sentido, constata-se que diversas características e comportamentos hidromecânicos destes solos são divergentes das descritas na literatura clássica para solos argilosos e arenosos. O estudo ainda contribui com resultados diretos de ensaios, parâmetros geotécnicos, análises estatísticas e análises de diferentes modelos de previsão de comportamento hidráulico e mecânico dos solos não saturados em questão.

Ressalta-se que os modelos foram estudados no âmbito de diversos cenários possíveis, não representando necessariamente condições recomendadas de projeto. Algumas variáveis, como distribuição inicial de poropressões e volume de chuva, foram baseados em resultados com foco em Londrina e replicados para Mandaguaçu, a fim de ressaltar o efeito comparativo entre o comportamento dos solos de diferentes texturas. O estudo tem abordagem de curto prazo, realizado sob a perspectiva dos efeitos imediatos.

Seguindo os diversos aspectos do estudo pode-se apontar como frentes de trabalho para pesquisas futuras:

- Investigar a variabilidade dos parâmetros de ajuste da curva característica. Determinar a curva característica em relação a sucção total, definindo a sucção osmótica destes solos. Determinar a curva de retração do solo de Londrina, se há, e qual sua influência na curva característica. Determinar outras curvas características conforme Fredlund e Fredlund (2020).

- Realizar mais ensaios com permeâmetro Guelph sob as mesmas especificações (aumentando n da amostra). Realizar ensaios mudando uma das variáveis envolvidas no ensaio, por exemplo: altura de carga, número de estágios, diâmetro do furo, profundidade, entre outras. Realizar os cálculos também para escala heterogênea conforme Elrick, Reynolds e Tan (1989). Buscar modo de verificar e garantir a conformação da parede interna do furo do ensaio. Determinar teor de umidade de amostra de todos os furos de ensaio. Buscar correlação com teor de umidade inicial do ensaio. Explorar a variabilidade espacial dos parâmetros do ensaio. Explorar a variabilidade (temporal) sazonal dos resultados do ensaio. Realizar outros ensaios de permeabilidade de campo.

- Desenvolver modelo para determinar a curva de condutividade não saturada do solo a partir dos parâmetros de ajuste da curva característica de Gitirana Jr. e Fredlund (2004).

- Buscar ensaio para determinar a curva de condutividade não saturada do solo, comparando resultados aos modelos.

- Realizar mais ensaios de cisalhamento direto inundados e secos ao ar (aumentar o n da amostra). Explorar método de definição de ponto de ruptura mais conservador para os ensaios de cisalhamento direto. Verificar, se há, qual o grau e qual orientação de anisotropia da resistência ao cisalhamento do solo de Mandaguaçu. Realizar ensaios de resistência ao cisalhamento com sucção controlada em diversos pontos de sucção para comparação com os modelos de previsão de resistência ao cisalhamento não saturado dos solos. Explorar a variabilidade espacial dos parâmetros de resistência. Realizar ensaios de cisalhamento direto multiestágios. Realizar ensaios triaxiais.

- Realizar medições de poropressão em campo, instrumentando um talude piloto.

- Realizar estudos hidrológicos aliados aos geotécnicos.

- Realizar análises de modelos de infiltração mais prolongadas, com efeitos da evapotranspiração, fissuração e cobertura superficial do talude. Explorar outros condicionantes do método de equilíbrio limite, como a superfície de ruptura crítica e fendas de tração. Realizar análises de estabilidade com tensão-deformação e análise acoplada hidromecânica nesse contexto. Elaborar modelos em outros softwares. Explorar condições críticas de projeto. Realizar retro análise de rupturas. Realizar análise de estabilidade de taludes no contexto de barragens.

- Comparar resultados obtidos com o modelo probabilístico de determinação de resistência ao cisalhamento da NBR 11682:2009. Explorar outras abordagens probabilísticas da análise de estabilidade de taludes e a consideração da variabilidade espacial dos parâmetros de resistência e seus efeitos nestas abordagens.

REFERÊNCIAS

ABHISEKH, S.; SREEDEEP, S. Importance of volumetric shrinkage curve (VSC) for determination of soil–water retention curve (SWRC) for low plastic natural soils. **Journal of Hydrology**. v. 596, 126113 p. 1-16, 2021.

ABREU, R. L. **Map locator of Paraná's Londrina city**. 2006a. Disponível em: https://pt.wikipedia.org/wiki/Londrina#/media/Ficheiro:Parana_Municip_Londrina.svg Acesso em: 10/08/22.

ABREU, R. L. **Map locator of Paraná's Mandaguaçu city**. 2006b. Disponível em: https://pt.wikipedia.org/wiki/Mandagua%C3%A7u#/media/Ficheiro:Parana_Municip_Mandaguacu.svg. Acesso em: 10/08/22.

ABNT. **NBR 11682:2009**. Estabilidade de Encostas. Rio de Janeiro: ago, 39 f. 2009.

ABNT. **NBR 9604:2016**. Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas – Procedimento. Rio de Janeiro: jan, 13 f. 2016.

ABRAMENTO, M.; CARVALHO, C. S. **Geotechnical parameters for the study of natural slope instabilization at Serra do Mar Brazil**. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Rio de Janeiro, 1989.

AL-MAHBASHI, A. M.; DAFALLA, M. Shear strength prediction for an unsaturated Sand Clay Liner. **International Journal of Geotechnical Engineering**. p. 1–11. 2019.

ALVES, R. D.; GITIRANA JR. G. F. N.; VANAPALLI S. K. Advances in the modeling of the soil–water characteristic curve using porescale analysis. **Computers and Geotechnics**. v. 127, 103766 p. 1-12. 2020.

ARAUJO, A. G.; SOUZA, J. C.; ALVES, E. C.; SILVA, I. L. A. CORRECHEL, V. Aplicação de modelos de ajustes de curvas características solo água em solos tropicais. **Revista Mirante**, Anápolis, v. 10, n. 5, dez. 2017. ISSN 19814089.

ARIFIN, Y. F.; SCHANZ, T. Osmotic suction of highly plastic clays. **Acta Geotechnica**. v. 4 p. 177–191. 2009.

ASTM **D3080/D3080M-11**. Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils under Consolidated Drained Conditions. ASTM International: West Conshohocken, PA, USA, 9 f. 2011.

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**. v. 78, n. 6, p. 4167-4185. 2019.

BAKER, F. Tensile strength, tension cracks, and stability of slopes. **Soil and Foundations**. v. 21 n. 2. p. 1-17. 1981.

BARBOUR, S. L. The soil-water characteristic curve: a historical perspective. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 35, n. 5. p. 873-894, 1998.

BASHA, H. A. Multidimensional linearized nonsteady infiltration with prescribed boundary conditions at the soil surface. **Water Resour. Res.** v. 35, n. 1, p 75–83. 1999.

BASSALO, J. M. F. Nascimento da Física. **Revista Brasileira de Ensino de Física**, v. 20, n. 1, p.56-74. mar, 1998.

BECKETT, C. T. S.; AUGARDE C. E. Prediction of soil water retention properties using pore-size distribution and porosity. **Can. Geotech. J.** v. 50, p.435-450. 2013.

BENSON, C. H.; DANIEL, D. E.; BOUTWELL, G. P. Field performance of compacted clay liners. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.** v. 125, n. 5, p. 390-403. 1999.

BENSON, C. H.; GRIBB, M. M.; Measuring unsaturated hydraulic conductivity in the laboratory and field. **Unsaturated soil engineering practice.** v. 68, p.113-168. 1997.

BENTLEY SYSTEM. **SVFLUX Theory Manual: 1D/2D/3D Saturated / Unsaturated Finite Element Groundwater Seepage Modeling.** Bentley Systems Incorporated. Saskatoon, Canada. 89 f. Aug, 2019.

BIRLE, E.; HEYER, D.; VOGT, N. Influence of the initial water content and dry density on the soil–water retention curve and the shrinkage behavior of a compacted clay. **Acta Geotechnica.** v. 3, n. 3, p. 191–200. 2008.

BISHOP, A. W. The principle of effective stress. **Teknisk Ukeblad**, v. 106, n. 39, p. 859-863, 1959.

BISHOP, A. W. The use of slip circle in the stability analysis of earth slopes. **Géotechnique.** v. 5, n. 1, p. 7–17. 1955.

BONDER, B. H.; MIGUEL, M. G. Hysteresis phenomenon of a tropical soil profile observed by means of soil water characteristic curves obtained in laboratory and field. In: **14th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering and 64th Canadian Geotechnical Conference.** Anais [...]. v. 1, p. 1-9. Toronto, Canada. 2011.

BROOKS, H.; COREY, A.T. Hydraulics Properties of Porous Media. Colorado State Univ. **Hydrol. Paper.** v. 3. n. 27 p. 1964.

CAI, G. H.; LU, H. J.; HE, W.; GUAN, L.; XU, W. Q. The Effect of Rainfall Infiltration Time to the Unsaturated Soil Slope Stability. **Applied Mechanics and Materials.** v. 71-78, p. 4864–4867. 2011.

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; GITIRANA JR. G. F. N, Unsaturated soils in the context of tropical soils. **Soils and Rocks.** v. 44, n. 3, p. 1-25. 2021.

CAMARERO, P. L.; MOREIRA, C. A.; PEREIRA, H. G. Analysis of the Physical Integrity of Earth Dams from Electrical Resistivity Tomography (ERT) in Brazil. **Pure Appl. Geophys.** v. 176, p. 5363–5375. 2019.

CARDUCCI, C. E.; OLIVEIRA, G. C.; ZEVIANI, W. M.; LIMA, V. M. P.; SERAFIM, M. E. Bimodal pore distribution on soils under conservation management system for coffee crop. **Engenharia Agrícola.** v. 33, n. 2, p. 291–302. 2013.

CAVALCANTE, A. L. B.; MASCARENHAS, P. V. S. Efficient approach in modeling the shear strength of unsaturated soil using soil water retention curve. **Acta Geotechnica.** v. 2021, p. 1-10. 2021.

CAVALCANTE, A. L. B.; ZORNBERG, J. G. Efficient Approach to Solving Transient Unsaturated Flow Problems. I: Analytical Solutions. **International Journal of Geomechanics.** v. 17, n. 7, 04017013 p. 1-17. 2017a.

CAVALCANTE, A. L. B.; ZORNBERG, J. G. Efficient Approach to Solving Transient Unsaturated Flow Problems. II: Numerical Solutions. **International Journal of Geomechanics.** v. 17, n. 7, 04017014 p. 1-13. 2017b.

CAVALCANTE, E. H. et al. Campos Experimentais Brasileiros. In: XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG. **Anais[...].** Curitiba. p. 1-91. 2006.

CELLIGOI, A.; SOUSA, R. V. B.; MEDEIROS, H. R.; LAMÔNICA, D.; MACHADO, A. C. Utilização do permeâmetro Guelph na determinação da condutividade hidráulica da zona não-saturada do aquífero freático nas imediações do lixão de Londrina-PR. In: **XIV Congresso Brasileiro de Águas Subterrâneas.** Anais[...]. Curitiba, 14 p. 2006.

CHANDLER, R.; CRILLY, M.; MONTGOMERY-SMITH, M. A low-cost method of assessing clay desiccation for low-rise buildings. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Civil Engineering,** v. 92, n. 2, p. 82–89. 1992.

CHEN, R.; LIU, P.; LIU, X.; WANG, P.; KANG, X. Pore-scale model for estimating the bimodal soil–water characteristic curve and hydraulic conductivity of compacted soils with different initial densities. **Engineering Geology.** v. 260, 105199 p. 1-15. 2019.

CHEN, Z.; MORGENSTERN, N. R. Extension to the generalized method of slices for stability analysis. **Canadian Geotechnical Journal.** v. 20, n. 1. p. 104-119. 1987.

CHERUBINI, C. Reliability evaluation of shallow foundation bearing capacity on c' , ϕ' soils. **Can. Geotech. J.** v. 37, p. 264–269. 2000.

CORDÃO NETO, M. P.; HERNÁNDEZ, O.; REINALDO, R. L.; BORGES, C.; CAICEDO, B. Study of the relationship between hydro-mechanical soil behavior and microstructure of a structured soil. **Earth Sciences Research Journal.** v. 22, n. 2, p. 91–101. 2018.

COSTA, M. B. A.; CAVALCANTE, A. L. B. Bimodal Soil–Water Retention Curve and k-Function Model Using Linear Superposition. **Int. J. Geomech.** v. 21, n. 7, p. 1-9. 2021.

COULOMB, C. A. Essai sur une application des regles des maximis et minimis a quelques problemes de statique relatifs a la architecture. **Mem. Acad. Roy. Div. Sav.** v. 7, p. 343–387. 1776.

COUTINHO, R. Q.; SILVA, M. M.; SANTOS, A. N.; LACERDA, W. A. Geotechnical Characterization and Failure Mechanism of Landslide in Granite Residual Soil. **J. Geotech. Geoenviron. Eng.** v. 145, n. 8, 05019004 p. 1-16. 2019.

DELL'AVANZI, E. **Introdução à previsão em engenharia geotécnica.** Cópia digital v5, disponibilizada pelo autor. 2014.

DELL'AVANZI, E.; ZORNBERG, J. G.; CABRAL, A. Suction profiles and scale factors for unsaturated flow under increased gravitational field. **Soils Found.** v. 44, n. 3, p. 79–89. 2004.

DENG, D. Novel Model for Limit-Equilibrium Analysis of Slope Stability. with a Nonlinear Strength Criterion. **Int. J. Geomech.** v. 21, n. 9, 06021021 p. 1-12. 2021.

DENG, D.; LU, K.; WEN, S.; LI, L. The expanded LE Morgenstern-Price method for slope stability analysis based on a force-displacement coupled mode. **Geomechanics and Engineering.** v. 23, n. 4, p. 313-325. 2020.

DENG, D.; ZHAO, L.; LI, L. Limit equilibrium stability analysis of slopes under external loads. **Journal of Central South University.** v. 23, n. 9, p. 2382–2396.

DETTMANN, U.; BECHTOLD, M.; FRAHM, E.; TIEMEYERA, B. On the applicability of unimodal and bimodal van Genuchten–Mualem based models to peat and other organic soils under evaporation conditions. **Journal of Hydrology.** v. 515, p. 103-115. 2014.

DI, S.; ZHANG, Y.; ZHOU, H.; LI, H.; HUANG, P. Stability analysis of unsaturated soil slope under rainfall and seepage conditions. In: **IOP Conference Series: Earth and Environmental Science.** v. 371. 2019.

DI MATTEO, L.; VALIGI, D.; RICCO, R. Laboratory shear strength parameters of cohesive soils: variability and potential effects on slope stability. **Bull Eng Geol Environ.** v. 72, n. 1. p. 101–106. 2013.

DI MATTEO., L.; VALIGI, D.; RICCO, R.; ROMEO, S. Effect of laboratory repeatability of direct shear test on slope stability. Effect of Laboratory Repeatability of Direct Shear Test on Slope Stability. In: **Geotechnical Safety and Risk V. T.** Schweckendiek et al. (Eds.). p. 808-812. 2015.

DUNCAN, J. M. State of the Art: Limit Equilibrium and Finite-Element Analysis of Slopes. **Journal of Geotechnical Engineering.** v. 122, n. 7, p. 577-596. 1996.

DUNCAN, M. Factors of safety and reliability in geotechnical engineering. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**. v. 126, n. 4, p. 307- 316. 2000.

DUNCAN, J. M.; WRIGHT, S. G.; BRANDON, T. L. **Soil Strength and Slope Stability**. 2 ed. New Jersey: John Wiley & Sons, 317 p. 2014.

DURNER, W. Hydraulic conductivity estimation for soils with heterogeneous pore structure. **Water Resources Research**. v. 30, n. 2, p. 211–223. 1994.

DURNER, W.; LIPSIUS, K. Determining Soil Hydraulic Properties. **Encyclopedia of Hydrological Sciences**. John Wiley & Sons, Ltd. p. 1-23. 2005. doi:10.1002/0470848944.hsa077b.

EBRAHIMI-B. N.; GITIRANA JR., G.; FREDLUND, D.; FREDLUND, M.; SAMARASEKERA, L. A Lower Limit for the Water Permeability Coefficient. In: **57th Canadian Geotechnical Conference and the 5th joint CGS-IAH Conference**. Session E, p. 12-19. Quebec, Canadá. 24-27 Oct, 2004.

ELRICK, D. E.; REYNOLDS, W. D.; TAN, K. A. Hydraulic conductivity measurements in the unsaturated zone using improved well analysis. **Groundwater Monitoring Review**. v. 9, p. 184-193. 1989.

FARREL, D.A.; LARSON, W. E. Modelling the Pore Structure of Porous Media. **Water Resources Research**. v. 3, p. 699-706. 1972.

FAYER, M. J. **UNSAT-H Version 3.0. Unsaturated Soil Water and Heat Flow Model**: Theory, User Manual, and Examples. Pac. Northwest. Natl. Lab., Richland, Wash. 2000.

FELLENIUS, W. Calculation of the Stability of Earth Dams. **Proceedings of the Second Congress of Large Dams**. v. 4, p. 445-463. 1936.

FEKI, M.; RAVAZZANI, G.; BARONTINI, S.; CEPPI, A.; MANCINI, M. A comparative assessment of the estimates of the saturated hydraulic conductivity of two anthropogenic soils and their impact on hydrological model simulations. **Soil and Water Research**. v. 15, n. 3, p. 135-147. 2020.

FENDRICH, R. **Chuvas Intensas para Obras de Drenagem no Estado do Paraná**. 2ª. Edição. Gráfica Vicentina Editora Ltda. Curitiba/PR, 2003, 101 p.

FERNANDES, L. A. Mapa litoestratigráfico da parte oriental da bacia Bauru (pr, sp, mg), escala 1:1.000.000. **Boletim Paranaense de Geociências**. n. 55, p. 53-66, 2004.

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.

FEUERHARMEL, C. **Estudo da resistência ao cisalhamento e da condutividade hidráulica de solos coluvionares não saturados da formação Serra Geral**. 330 f.

Tese (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2007.

FINK, H. **Permeabilidade de solos arenosos nos estados natural e compactado em permeômetros de carga variável de paredes flexíveis**. 71 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Londrina, Londrina, 2018.

FONTANA, A.; TEIXEIRA, W. G.; BALIEIRO, F. C.; MOURA, T. P. A.; MENEZES, A. R.; SANTANA, C. I. Características e atributos de Latossolos sob diferentes usos na região Oeste do Estado da Bahia. **Pesq. agropec. bras.** v. 51, n. 9, p. 1457-1465. 2016.

FRANÇA Jr, P. F.; PETSCH, C.; VILLA, M. E. C. D.; MANIERI, D. D. Relato de campo sobre os aspectos físicos do terceiro planalto paranaense (Maringá aos terraços do rio Paraná). **Bol. geogr., Maringá.** v. 28, n. 2, p. 185-195, 2010.

FREDLUND, D. G. Determination of unsaturated soil property functions for engineering practice. In: **Proceedings of the 17th African Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering**. Anais. [...]. Cape Town, South Africa, p.1-20. 2019.

FREDLUND, D. G. Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice. **Geotech. Geoenviron. Eng.** v. 132, n. 3. p. 286-321. 2006.

FREDLUND, D.G.; MORGENSTERN, N.R. Stress State Variables for Unsaturated Soils. **Journal of the Geotechnical Engineering.** v. 3, p. 447-466. 1977.

FREDLUND, D. G.; FREDLUND, M. D. Application of 'Estimation Procedures' in Unsaturated Soil Mechanics. **Geosciences.** v. 10, p. 364-386. 2020.

FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R.; WIDGER, R. A. The shear strength of unsaturated soils. **Canadian Geotechnical Journal.** v. 15, n. 3. p. 313–321. 1978.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. **Soil mechanics for unsaturated soil**. John Wiley & Sons. New York, 517 f. 1993. ISBN 0-471-85008-X.

FREDLUND, D.G.; RAHARDJO, H.; FREDLUND, M.D. **Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice**. John Wiley & Sons. New York, 926f. 2012.

FREDLUND, D.G.; XING, A. Equations for the soil-water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal,** v. 31, p. 521–532, 1994.

FREITAS, J. B.; REZENDE, L. R. GITIRANA JR., G. F. N. Prediction of the resilient modulus of two tropical subgrade soils considering unsaturated conditions. **Engineering Geology.** v. 270, 105580 p. 1-14. 2020.

FURMAN, J. **Avaliação da resistência ao cisalhamento de solos tropicais brasileiros não saturados da Serra do Mar – trecho PR-SP**. Dissertação

(Mestrado). Universidade Federal do Paraná, Setor de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construções Civil. 114 p. 2019.

FURMAN, J.; FARO, V. P. Resistência ao cisalhamento de solos tropicais brasileiros não saturados da serra do mar - Trecho PR-SP. **Revista Científica Semana Acadêmica**. Fortaleza, ano MMXXI, n. 204. 2021.

FUTAI, M. M.; ALMEIDA, M. S. S. An experimental investigation of the mechanical behaviour of an unsaturated gneiss residual soil. **Géotechnique**. v. 55, n. 3, p. 201–213. 2005.

FUTAI, M. M.; ALMEIDA, M. S. S.; LACERDA, W. A. Resistência ao cisalhamento de solos tropicais não saturados. In: 5º SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS. **Anais [...]**. São Carlos. p. 43-54. 2004.

GEOSTUDIO. **SEEP/W Heat and mass transfer modeling with Geostudio**. Geo-Slope International Ltd.: Calgary, Alberta, Canada. 2020.

GEOSTUDIO. **SLOPE/W Stability Modeling with GeoStudio**. Geo-Slope International Ltd.: Calgary, Alberta, Canada. 2020b.

GARDNER, W.R. Some steady state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water table. **Soil Science**, v. 85, p. 228-232. 1958.

GERSCOVICH, D. M. S.; GUEDES, M. N. Avaliação das relações de condutividade hidráulica em solos brasileiros não saturados. In: 5º SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO-SATURADOS, **Anais [...]** v. 1. p.249-254, São Carlos, 2004.

GERSCOVICH D. M. S.; VARGAS E. A.; CAMPOS T. P. P. On the evaluation of unsaturated flow in a residual soil slope in Rio de Janeiro Brazil. **Engineering Geology**. v. 88, p. 23-40, 2006.

GERSCOVICH, D.M.S., SAYÃO, A.S.F.J. Evaluation of Soil-Water Characteristic Curves for Soil from Brazil. In: Proceedings of the 3º Int. **Conf. Unsaturated Soils**. **Anais [...]**. v. 1, p. 295-300, Recife, 2002.

GEORGETTI, G. B. **Resistência de um solo não saturado a partir de ensaios com teor de umidade constante (CW)**. Dissertação (Mestrado) Programa da Pós-Graduação Área de concentração Geotecnia. Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. 108 f. 2010.

GHEZZEHEI, T. A.; KNEAFSEY, T. J.; SU, G. W. Correspondence of the Gardner and van Genuchten – Mualem relative permeability function parameters, **Water Resour. Res.**, v. 43, n. 10, p.1-7. 2007.

GIBSON, R. E.; HENKEL, D. J. Influence of Duration of tests at Constant Rate of Strain on Measured “Drained” Strength. **Géotechnique**. v. 4, n. 1, p. 6-15. 1954.

GITIRANA JR, G. F. N.; FREDLUND, D. G. Soil-Water Characteristic Curve Equation

with Independent Properties. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**. v. 130, n. 2, p. 209–212. 2004.

GITIRANA JR., G. F. N.; FREDLUND, D. G. Statistical Assessment of Hydraulic Properties of Unsaturated Soils. **Soils and Rocks**. São Paulo, v. 39, n. 1, p. 81-95, January-April, 2016.

GITIRANA Jr., G. F. N., MARINHO, F. A. M. e SOTO, M. A. A. Cap. 9 - A curva de retenção de água de materiais porosos. In: CARVALHO, J. C et al. **Solos não saturados no contexto geotécnico**. p. 205-229. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2015.

GRACIOSA, M. C. P.; MENDIONDO, E. M.; CHAUNDHRY, F. H. Simulação hidráulica de trincheiras de águas pluviais. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**. v. 12, n. 2, p. 89-99. 2008.

GONÇALVES, F.; ZANIN, R. F. B.; SOMERA, L. F.; OLIVEIRA, A. D.; FERREIRA, J. W. S.; BRANCO, C. J. M. C.; TEIXEIRA, R. S. Caracterização Físico-Química e Mineralógica de Três Solos do Estado do Paraná. In: XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica Geotecnia e Desenvolvimento Urbano. **Anais [...]**. p. 1-9. 2018.

GOSH, R.K. Estimation of Soil Moisture Characteristics from Mechanical Properties of Soil. **Soil Science**, v. 130, n. 2 (August), p. 60-63. 1980.

GHOSH, B.; PEKKAT, S. A critical evaluation of the variability induced by different mathematical equations on hydraulic conductivity determination using disc infiltrometer. **Acta Geophysica**. v. 2019, p. 1-15. 2019.

GHOSH, B.; PEKKAT, S.; YAMSANI, S. K. Evaluation of Infiltrimeters and Permeameters for Measuring Hydraulic Conductivity. **Advances in Civil Engineering Materials**. v. 8, n. 1, p. 308-321. 2019.

GOMES, M. C. V.; VIEIRA, B. C. Saturated hydraulic conductivity of soils in a shallow landslide area in the Serra do Mar, São Paulo, Brazil. **Zeitschrift Für Geomorphologie**. v. 60, n. 1, p. 53–65. 2016.

GRECO, V. R. Variability and Correlation of Strength Parameters Inferred from Direct Shear Tests. **Geotech Geol Eng**. v. 34. P, 585–603. 2016.

HE, Y.; ZHANG, K.; WU, D. Experimental and Modeling Study of Soil Water Retention Curves of Compacted Bentonite considering Salt Solution Effects. **Geofluids**. v. 2019. 4508603 p. 1-11. 2019.

HEAD, K. H.; EPPS, R. J. **Manual of soil laboratory testing. Volume 2, Permeability, shear strength and compressibility tests**. 3 ed. Dunbeath, Scotland: Whittles Publishing, 499 p. 2011.

HEIDEMANN, M.; BRESSANI, L. A.; GEHLING, W. Y.Y.; FLORES, J. A. A.; PORTO, M. S. Influence of structure in the soil-water characteristic curves of two residual soils

of granite. In: E-UNSAT 2016 E3S Web of Conferences. **Anais [...]**. v. 9, p. 1-6. 2016.

HERNANDEZ, Y. M. R.; BACELLAR, L. A. P.; ARAUJO JUNIOR, J. A. Groundwater-induced Seasonal Slumps in Gullies of the Bação Complex, Southeastern Brazil. In **Review at Environmental Earth Sciences**. 2021. DOI: 10.21203/rs.3.rs-325673/v1.

HILLEL, D. **Fundamentals of soil physics**. New York: Academic Press, 771 p. 1980.

HOGARTH, W. L.; PARLANGE, J. Y. Application and improvement of a recent approximate analytical solution of Richards' equation. **Water Resour. Res.** v. 36, n. 7, p. 1965–1968. 2000.

HOUSTON, S. L. It is Time to Use Unsaturated Soil Mechanics in Routine Geotechnical Engineering Practice. **J. Geotech. Geoenviron. Eng.** v. 145, n. 5, 025190001 p. 1-10. 2019.

HU, W.; SHAO, M.; WANG, Q.; SHE, D. Effects of Measurement Method, Scale, and Landscape Features on Variability of Saturated Hydraulic Conductivity. **J. Hydrol. Eng.** v. 18, n. 4, p. 378-386. 2013.

HUANG, M. L.; SUN, D. A.; WANG, C. H. KELETA, Y. Reliability analysis of unsaturated soil slope stability using spatial random field-based Bayesian method. **Landslides**. p. 1-13. 2020.

HUFF, F. A. Time distribution of rainfall in heavy storms. **Water Resources Research**. Wiley Online Library. v. 3, n. 4, p. 1007-1019. 1967.

JANBU, N. Applications of Composite Slip Surfaces for Stability Analysis. In **Proceedings of the European Conference on the Stability of Earth Slopes**. Stockholm, v. 3, p. 39-43. 1954.

JIAO, J.; ZHANG, Y.; ZHU, J. Direct Hydraulic Parameter and Function Estimation for Diverse Soil Types Under Infiltration and Evaporation. **Transport in Porous Media**. v. 116, n. 2, p. 797–823. 2016.

JITRAPINATE, N. Capillary rise simulation of saline waters of different concentrations in sandy soils. **KKU Engineering Journal**. v. 43, n. 2, p. 78-84. 2016.

KANJANAKUL, C; CHUB-UPPAKARN, T.; CHALERMYANONT, T. Rainfall thresholds for landslide early warning system in Nakhon Si Thammarat. **Arabian journal of geosciences**. v. 9, n. 584, p. 1-11. 2016.

KLUTE, A. Water Retention: Laboratory Methods. **Methods of Soil Analysis: Part 1—Physical and Mineralogical Methods**. American Society of Agronomy, n. 9, p. 635-662. 1986.

KOCH, G. S.; LINK, R.F. 1970. **Statistical analysis of geological data**. New York, Dover Publications Inc. Vol. I. 375 p.; Vol. II. 438p.

KODEŠOVÁ, R.; ŠIMŮNEK, J.; NIKODEM, A.; JIRKŮ, V. Estimation of the Dual-Permeability Model Parameters using Tension Disk Infiltrometer and Guelph Permeameter. **Vadose Zone Journal**. v. 9, n. 2. p. 213-226. 2010.

KRAHN, J. The 2001 R. M. Hardy Lecture: The Limits of Limit Equilibrium Analyses. **Canadian Geotechnical Journal**. v. 40. p. 643-660. 2003.

KRAHN, J.; FREDLUND, D. G. On total matric and osmotic suction, **Journal of Soil Science Journal**. v. 114, n. 5, p. 339–348. 1972.

KRISDANI, H.; RAHARDJO, H.; LEONG, E. C. Use of instantaneous profile and statistical methods to determine permeability functions of unsaturated soils. **Canadian Geotechnical Journal**. v. 46, n. 7, p. 869–874. 2009.

KROES, J. G.; VAN DAM, P. J. C.; GROENENDIJK, R. F.; HENDRIKS, A.; JACOBS, C. M. J. **SWAP Version 3.2. Theory, Description and User Manual**. Alterra, Wageningen, Netherlands. 2008.

KUANG, X.; JIAO, J. J. A new model for predicting relative nonwetting phase permeability from soil water retention curves. **Water Resour. Res.** v. 47, W08520. 2011.

KÜHN, V. O. **Resistência ao cisalhamento de um solo tropical não saturado**. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil (EEC), Programa de Pós-Graduação em Engenharia. Civil - Geotecnia, Estruturas e Construção Civil, Goiânia. 192 f. 2014.

KUTNER, M. H.; NACHTSHEIM, C. J.; NETER, J.; LI, W. **Applied Linear Statistical Models**. 5th ed. McGraw-Hill/Irwin, New York. 1415 f. 2005.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R.V. **Soil Mechanics**. John Wiley & Sons Inc. New York, 1969. 553 f.

LEE, D. M.; REYNOLDS, W. D.; ELRICK, D. E.; CLOTHIER, B. E. A comparison of three field methods for measuring saturated hydraulic conductivity. **Can. J. Soil Sci.** v. 65, p. 563–573. 1985.

LEONG, E. C.; HE, L.; AND RAHARDJO, H., Factors Affecting the Filter Paper Method for Total and Matric Suction Measurements. **Geotechnical Testing Journal**, GTJODJ, v. 25, n. 3, p. 321-332. 2002.

LEONG, E. C.; WIJAYA, M.; TONG, W. Y.; LU, Y. Examining the Contact Filter Paper Method in the Low Suction Range. **Geotechnical Testing Journal**. v. 43, n. 6, p. 1567–1573. 2020.

LI, D.; WANG, L.; CAO, Z.; QI, X. Reliability analysis of unsaturated slope stability considering SWCC model selection and parameter uncertainties. **Engineering Geology**. v. 260, 105207 p. 1-13. 2019.

LI, X.; ZHANG, L. M.; FREDLUND, D. G. A wetting front advancing column test for measuring the permeability function, **Canadian Geotechnical Journal**. v. 46, p. 1431–1445. 2009.

LICHT, O. A. B.; ARIOLO, B. B. **Mapa geológico do Grupo Serra Geral no estado do Paraná**. Instituto Água e Terra, Curitiba. 2018. Disponível em: <http://www.iat.pr.gov.br/Pagina/Mapeamento-Geologico#>

LIKOS, W.; LU, N. Automated Humidity System for Measuring Total Suction Characteristics of Clay. **Geotechnical Testing Journal**, v. 26, n. 2. p. 1-12. 2003.

LIN, H.; ZHONG, W. Influence of Rainfall Intensity and Its Pattern on the Stability of Unsaturated Soil Slope. **Geotechnical and Geological Engineering**. v. 37, n. 2, p. 615–623, 2018.

LIU, X.; LI, D.; CAO, Z.; WANG, Y. Adaptive Monte Carlo Simulation Method for System Reliability Analysis of Slope Stability based on Limit Equilibrium Methods. **Engineering Geology**. v. 264, 105384 p.1-10. 2020.

LU, N. Generalized Soil Water Retention Equation for Adsorption and Capillarity. **J. Geotech. Geoenviron. Eng.** v. 142, n. 10, 04016051 p.1-15. 2016.

LU, N. Unsaturated soil mechanics: Fundamental challenges, breakthroughs, and opportunities. **J. Geotech. Geoenviron. Eng.** v. 146, n. 5. 02520001 p. 1-9. 2020.

LU, N.; LIKOS, W. J. Suction Stress Characteristic Curve for Unsaturated Soil. **J. Geotech. Geoenviron. Eng.** v. 132, n. 2. p. 131-142. 2006

LU, N.; ZHANG, C. Soil Sorptive Potential: Concept, Theory, and Verification. **J. Geotech. Geoenviron. Eng.**, v. 145, n. 4, 04019006 p.1-13. 2019.

LUO, S. LIKOS, W.; LU, N. Cavitation of Water in Soil. **J. Geotech. Geoenviron. Eng.** v. 147, n. 8. 04021079 p. 1-14. 2021.

MACHADO, S. L.; VILAR, O. M. Cap. 4. Potenciais da água no solo. In: CARVALHO, et al. **Solos não saturados no contexto geotécnico**. p. 79-96. São Paulo Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2015.

MAHMOOD, K.; KIM, J. M.; KHAN, H.; SAFDAR, M.; KHAN, H. The Probabilistic Stability Analysis of Saturated-Unsaturated MH and CL Soil Slope with Rainfall Infiltration. **KSCE Journal of Civil Engineering**. v. 22, n. 5, p. 1742–1749, 2017.

MALAYA, C.; SREEDEEP, S. Critical Review on the Parameters Influencing Soil-Water Characteristic Curve. **Journal of Irrigation and Drainage Engineering**. v. 138, n. 1, p. 55–62. 2012.

MÄNNICH, M. **Desenvolvimento de soluções analíticas e numéricas da equação de Richards**. 115 f. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Paraná – Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental. Curitiba. 2008.

MARINHO, F. A. M. Medição de sucção em solos não saturados. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 3, Rio de Janeiro, RJ, 1997. **Anais [...]**. Rio de Janeiro: Freitas Bastos Editora, v. 2, p. 373-397, 1997.

MARINHO, F. A. M.; OLIVEIRA, O. M. The filter paper method revised. **ASTM geotechnical testing jornal**. USA, v. 29 n. 3, p. 250-258. 2006.

MARINHO, F. A. M.; SOTO, M. A. A.; GITIRANA Jr., G.de F. N. **Instrumentação de laboratório e campo e a medição da curva de retenção**. In: CARVALHO, J. C et al. Solos não saturados no contexto geotécnico. Cap. 10, p. 231-256. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2015.

MAVROULIDOU, M.; CARBARKAPA, Z.; GUNN, M. Efficient Laboratory Measurements of the Soil Water Retention Curve January **Geotechnical Testing Journal**. v. 36, n. 1, 20120134 p1-31. 2013.

MCKEE, C.R.; BUMB, A.C. Flow-testing Coal Bed Methane Production Wells in the Presence of Water and Gas. **SPE Formation Evaluation**. p. 599-608. 1987.

MELO, M. C.; GUIMARÃES, L. M.; MELO, E. L. SILVA, P. C.; DRUMOND, L. C. D. Determinação da função de condutividade hidráulica de um latossolo do cerrado. **The Journal of Engineering and Exact Science**. v. 4, n. 3. P. 327-333. 2018.

MENDES, R. M.; MARINHO, F. A. M. Soil Water Retention Curves for Residual Soils Using Traditional Methods and MIP. **Geotechnical and Geological Engineering**. v. 38, p. 5167–5177. 2020.

MIGUEL, M. G.; TEIXEIRA, R. S.; PADILHA, A. C. C. Curvas características de sucção de solo laterítico da região de Londrina-PR. **Revista de Ciência e Tecnologia**, v. 12 n. 24, p. 63-74. 2006.

MIGUEL, M. G.; VILAR, O. M. Study of the water retention properties of a tropical soil. **Can. Geotech. J**. v. 46. p. 1084-1092. 2009.

MIGUEL, M. G.; BONDER, B. H. Soil–water characteristic curves obtained for a colluvial and lateritic soil profile considering the macro and micro porosity. **Geotech Geol. Eng**. v. 30, n. 6, p. 1405–1420. 2012.

MORGENSTER, N. R.; PRICE, V.E. The Analysis of Stability of General Slip Surfaces. **Géotechnique**, v. 15, n. 1, p. 79-93. 1965.

MUALEM, Y. A new model predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. **Water Resour. Res**. v. 12, p. 513–522. 1976.

MUNTOHAR, A. S.; FATA, N.; JOTISANKASA, A.; YANG, K. Suction Monitoring and Stability of Volcanic-Residual Soil Slope during Rainfall. **Civil Engineering Dimension**. v. 22, n. 2, p. 68–74. 2020.

NAM, S.; GUTIERREZ, M.; DIPLAS, P.; PETRIE, J. Laboratory and In Situ Determination of Hydraulic Conductivity and Their Validity in Transient Seepage

Analysis. **Water**. v. 13, n. 1131, p. 1-20. 2021.

NAM, S., GUTIERREZ, M., DIPLAS, P., PETRIE, J., WAYLLACE, A., LU, N.; MUÑOZ, J. J. Comparison of testing techniques and models for establishing the SWCC of riverbank soils. **Engineering Geology**. v. 110, p. 1–10. 2010.

NG, C.; W.; W.; WANG, B.; TUNG, Y. Three-dimensional numerical investigations of groundwater responses in an unsaturated slope subjected to various rainfall patterns. **Canadian Geotechnical Journal**. v. 38. p. 2001.

NGUYEN, T. S.; LIKITLERSUANG, S. Reliability analysis of unsaturated soil slope stability under infiltration considering hydraulic and shear strength parameters. **Bulletin of Engineering Geology and the Environment**. v. 78, n. 8, p. 5727–5743, 2019.

NIELSEN, D. R.; BIGGAR, J. W.; ERH, K.T. Spatial variability of field-measured soil-water properties. **Hilgardia**. v. 42, n. 7, p. 215-260. 1973.

NITZSCHE, K., I. HERLE. Strain-dependent slope stability. **Acta Geotech**. v. 15, p. 3111–3119. 2020.

NITAO, J. J.; BEAR, J. Potentials and Their Role in Transport in Porous Media. **Water Resources Research**. v. 32, n. 2, p. 225–250. 1996.

OH, S.; KIM, Y. K.; KIM, J. A Modified van Genuchten-Mualem Model of Hydraulic Conductivity in Korean Residual Soils. **Water**. v. 7, p. 5487-5502. 2015.

OH, W. T.; VANAPALLI, S. K.; SHEIKHTAHERI, M. Slope stability analysis for Champlain Sea clay deposits using the mechanics of unsaturated soils. In: 6th International Conference on Unsaturated Soils (UNSAT). **Unsaturated soils: research & applications**. v. 1-2, p. 1521-1527. 2014.

OLIVEIRA, A. D. **Avaliação numérica e analítica da infiltração de águas pluviais em um perfil de solo argiloso**. Tese (Doutorado) Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Estadual de Londrina, Londrina. 2023. (no prelo).

OLIVEIRA, A. D.; OLIVEIRA, L. R.; GONÇALVES, F.; ZANIN, R. F. B.; FERREIRA, J. W. S.; BRANCO, C. J. M. C.; TEIXEIRA, R. S. Parâmetros de resistência ao cisalhamento de um solo arenoso indeformado e após compactação. In: **XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica Geotecnia e Desenvolvimento Urbano**. Anais [...]. p.1-8. 2018.

OLIVEIRA, A. D.; PELAQUIM, F. G. P.; ZANIN, R. F. B.; MELO, T. R.; TAVARES FILHO, J.; ANDRELLO, A. C.; TEIXEIRA, R. S. The structure of tropical lateritic soils as an impacting factor in the shape of soil-water characteristic curves. **Soils and Rocks**. v. 45, n. 2. p. 1-13. 2022.

OSINUBI, K. J.; NWAIWU, C. M. Design of Compacted Lateritic Soil Liners and Covers. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**. v. 132, n. 2, p. 203–213. 2006.

OTÁLVARO, I. F.; CORDÃO-NETO, M. P. Probabilistic analyses of slope stability under infiltration conditions. In: 1st Pan-American Conference on Unsaturated Soils. **Advances in unsaturated soils**. v. 2103. p.539-543. 2013.

PARK, J. Y.; SONG, Y. S. Laboratory Experiment and Numerical Analysis on the Precursory Hydraulic Process of Rainfall-Induced Slope Failure. **Advances in Civil Engineering**. v. 2020, p. 1-12. 2020.

PARKER, J. C.; LENHARD, R. J.; KUPPUSAMY, T. A parametric model for constitutive properties governing multiphase flow in porous media. **Water Resour. Res.** v. 23, n. 4, p. 618–624. 1987.

PELAQUIM, F. G. P. **Estabilidade de taludes em solo argiloso não saturado considerando o efeito da variação pluviométrica**. Tese (Doutorado) Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Estadual de Londrina, Londrina. 215 f. 2021.

PEROTTI, D. A.; GITIRANA JR, G. F. N.; FREDLUND, M. D. Analysis of dry cover systems composed of tropical soils for mining waste', in: **Mine Closure 2019 Proceedings of the 13th International Conference on Mine Closure**, AB Fourie & M Tibbett (eds), Australian Centre for Geomechanics, Perth, pp. 579-592. 2019.

PETTERSON, K. E. The Early History of Circular Sliding Surfaces. **Géotechnique**. v. 5, n. 4, p. 275–296. 1955. doi:10.1680/geot.1955.5.4.275

PIRONE, M. PAPA, R.; NICOTERA, M. V.; URCIUOLI, G. Soil water balance in an unsaturated pyroclastic slope for evaluation of soil hydraulic behaviour and boundary conditions. **Journal of Hydrology**. v. 528, p. 63–83, 2015.

PIZZARRO, M. L. P. **Simulação do fluxo de água e transporte de solutos na zona não-saturada do solo pelo método dos elementos finitos adaptativo**. Tese (doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, Engenharia Ambiental, São Carlos. 184 f. 2009.

PHILIP, J. R. Aproximate analysis of the borehole permeameter in unsaturated soil. **Water Resour. Res.** v. 21, n. 7, p. 1025-1033. 1985.

POWER, K. C.; VANAPALLI, S. K; GARGA, V. K. A Revised Contact Filter Paper Method. **Geotechnical Testing Journal**. v. 31, n. 6, p. 1-9. 2008.

PRIESACK, E.; DURNER, W. Closed-Form Expression for the Multi-Modal Unsaturated Conductivity Function. **Vadose Zone Journal**, v. 5, n. 1, p. 121-124. 2006.

PULAT, H. F.; YUKSELEN-AKSOY, Y.; EGELI, I. The effect of soil mineralogy and pore fluid chemistry on the suction and swelling behavior of soils. **Bull Eng Geol Environ**. v. 73, p.37-42. 2014.

RAHARDJO, H.; KIM, Y.; SATYANAGA, A. Role of unsaturated soil mechanics in

geotechnical engineering. **International Journal of Geo-Engineering**. v. 10, n. 8, p. 1–23. 2019.

RAHARDJO, H.; ONG, T. H.; REZAUR, R. B.; LEONG, E. C. Factors Controlling Instability of Homogeneous Soil Slopes under Rainfall. **J. Geotech. Geoenviron. Eng.** v. 133, n. 12, p. 1532-1543. 2007.

REYNOLDS W. D. Chapter 76 Saturated Hydraulic Properties: Well Permeameter. In: CARTER, M. R.; GREGORICH, E. G. **Soil Sampling and Methods of Analysis**. 2ed. Taylor & Francis Group Boca Raton, FL. p.1025-1042. 2008.

REYNOLDS, W. D.; ELRICK, D. E. A method for simultaneous in situ measurement in the vadose zone of field saturated hydraulic conductivity, sorptivity and the conductivity-pressure head relationships. **Ground Water Monitoring. Rev.** v. 6 n.1. p.84-95. 1986.

REYNOLDS, W. D.; ELRICK, D. E. In situ measurement of field saturated hydraulic conductivity, sorptivity and the α -parameter using the Guelph permeameter. **Soil Science**, v.140, n° 4, p. 292– 302. 1985.

REYNOLDS, W. D.; LEWIS, J. K. A drive point application of the Guelph Permeameter method for coarse-textured soils. **Geoderma**. v. 187-188. p. 59-66. 2012.

REYNOLDS, W. D.; ELRICK, D. E.; TOPP, G. C. A reexamination of the constant head well permeameter method for measuring saturated hydraulic conductivity above the water table, **Soil Science**. v. 136, n. 4. p. 250-268. 1983

RIBEIRO, R. C. H. **Aplicações de probabilidade e estatística em análises geotécnicas**. Tese (Doutorado). Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 161 f. 2008

RICHARDS, B. G. Capillary conduction of liquids through porous mediums. **J Appl Phys**. v.1, n 5, p. 318–333. 1931.

RIENZNER, M.; GANDOLFI, C. Investigation of spatial and temporal variability of saturated soil hydraulic conductivity at the field-scale. **Soil & Tillage Research**. v. 135 p. 28–40. 2014.

ROBERTS, C.; CASELLA, G. **Monte Carlo statistical methods**. 2 ed. Springer, Berlin, Germany. 647 f. 2004.

RODRIGUEZ, T. T.; WEISS, L. A. TEIXEIRA, R. S.; BRANCO, C. J. M. C. Permeabilidade de Solo Laterítico por Diferentes Métodos. **Semina: Ciências Exatas e Tecnológicas**, Londrina, v. 36, n. 2, p. 17-32, jul./dez. 2015.

RPC Londrina. Reportagem televisiva. 2016.

RUDIYANTO.; SAKAI, M.; VAN GENUCHTEN, M. T.; ALAZBA, A. A.; SETIAWAN, B. I.; MINASNY, B. A complete soil hydraulic model accounting for capillary and

adsorptive water retention, capillary and film conductivity, and hysteresis. **Water Resources Research**. v. 51, n. 11, p. 8757–8772. 2015.

RUDIYANTO.; TORIDE, N.; SAKAI, M. ŠIMŮNEK, J. A Hysteretic Model of Hydraulic Properties for Dual-Porosity Soils. **Soil Sci. Soc. Am. J.** v. 77, p. 1182–1188. 2013.

SÁ, I. S.; FORTES, E.; PRESTES, B. M. M.; ROQUE, D. C.; GRZEGORCZYK, V. Aspectos texturais e estruturas sedimentares de litofácies de uma seção geológica complementar da formação Goio Êre (Grupo Caiuá). **Brazilian Journal of Development**. v. 7, n. 5, p. 46658-46675. 2021.

SALUNKHE, D. P.; CHVAN, G.; BARTAKKE, R. N.; KOTHAVALA, P. R. An Overview on Methods for Slope Stability Analysis. **International Journal of Engineering Research & Technology**. v. 06, n. 03, 2017.

SAGITANINGRUM, F. H.; BAHSAN, E. Parametric study on the effect of rainfall pattern to slope stability In: 1st International Conference on Engineering, Science and Technology. **MATEC Web of Conferences (SICEST 2016)**. v. 101. 05005 p. 1-7. 2017.

SAGITANINGRUM, F. H.; PRAKOSO, W. A.; BAHSAN, E. Probabilistic Analysis of Cut-Slope Stability for Tropical Red Clay of Depok, West Java as an Effect of Rainfall Duration and Intensity. **MATEC Web of Conferences (SIBE 2017)**. v. 147, 07004 p. 1-7. 2018.

SATYANAGA, A.; RAHARDJO, H. Unsaturated shear strength of soil with bimodal soil-water characteristic curve. **Géotechnique**. v. 69, n. 9, p. 828–832. 2019.

SATYANAGA, A.; RAHARDJO, H.; LEONG, E.; WANG, J.-Y. Water characteristic curve of soil with bimodal grain-size distribution. **Computers and Geotechnics**. v. 48, p. 51–61. 2013.

SAXON, K. E.; RAWLS, J. S.; HOMBERGER, P., “Estimating Generalized Soil-Water Characteristics from Texture”, **Soil Science Soc. Am. J.** v. 50, p. 1031-1036. 1986.

SCHAAP, M. G.; VAN GENUCHTEN, M. T. A Modified Mualem–van Genuchten Formulation for Improved Description of the Hydraulic Conductivity Near Saturation. **Vadose Zone Journal**. v. 5, n. 1, p. 27-34. 2006.

SCHERPINSKI, C.; URIBE-OPAZO, M. A.; BOAS, M. A.; SAMPAIO, S. C.; JOHANN, J. A. Variabilidade espacial da condutividade hidráulica e da infiltração de água no solo. **Acta Scientiarum. Agronomy**. v. 32, n. 1, p. 7-13. 2010.

SEKI, K. SWRC fit - a nonlinear fitting program with a water retention curve for soils having unimodal and bimodal pore structure. **Hydrol. Earth Syst. Sci. Discuss**. v. 4, p. 407-437. 2007.

SHEIKHBAGLOU, A., KHODAVERDILOO, H., ZEINALZADEH, K., KHEIRFAM, H.; AZAD, N. Fitting process-dependence performance of the van Genuchten soil water retention model to simulate the soil water flow. **Soil and Tillage Research**. v. 209,

104952. 2021.

SIEMENS, G. A. Thirty-Ninth Canadian Geotechnical Colloquium: Unsaturated soil mechanics — bridging the gap between research and practice. **Canadian Geotechnical Journal**. v. 55, n. 7, p. 909–927. 2018.

SILVA, D. F. **Mapeamento geoestatístico dos parâmetros Nspt e torque máximo de solos em parte da bacia do Ribeirão Cambezinho em Londrina/PR**. 2008. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Londrina, Londrina, 2008.

SILVA, J. R. L.; MONTENEGRO, A. A. A.; SANTOS, T. E. M. Caracterização física e hidráulica de solos em bacias experimentais do semiárido brasileiro, sob manejo conservacionista. **Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental**. v. 16, n. 1, p. 27–36. 2012.

SILVA, W. L.; DEREZYNSKI, C.; CHANG, M.; FREITAS, M.; MACHADO, B. J.; TRISTÃO, L.; RUGGERI, J. Tendências observadas em indicadores de extremos climáticos de temperatura e precipitação no estado do Paraná. **Revista Brasileira de Meteorologia**. v. 30, n. 2, p. 181–194. 2015.

SILVA JR., A. C. **Abordagem Rítmica Probabilística Aplicada em Análises de Fluxo e Estabilidade**. Tese (Doutorado). Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 137 f. 2015.

ŠIMŮNEK, J. Models of Water Flow and Solute Transport in the Unsaturated Zone. **Encyclopedia of Hydrological Sciences**. John Wiley & Sons, Ltd. 2005.

ŠIMŮNEK, J.; SEJNA, M.; SAITO, H.; SAKAI, M.; VAN GENUCHTEN, M. T. **The Hydrus-1D Software Package for Simulating the Movement of Water, Heat, And Multiple Solutes In Variably Saturated Media**. Version 4.0, HYDRUS Software Ser. 3, Dep. of Environ. Sci., Univ. of Calif., Riverside, Calif. 2008.

SOARES, P. F.; SOARES, D. A. F. Chuvas intensas em Maringá: metodologia e aplicação. In: **ENTECA-2000: I Encontro Tecnológico da Engenharia Civil e Arquitetura de Maringá - PR, 2000, Maringá**.

SOILMOISTURE EQUIPAMENT CORP. **Operating Instructions**. Santa Barbara, CA. 60 p. Dec, 2012. Disponível em: https://www.soilmoisture.com/pdfs/Resource_Instructions_0898-2800_2800K1%20Guelph%20Permeameter%20.pdf

SOILMOISTURE EQUIPAMENT CORP. **Operating Instructions**. Santa Barbara, CA. 55 p. Dec, 2008. Disponível em: <https://au.ictinternational.com/content/uploads/2014/03/Guelph-Manual.pdf>

SOMERA, L. F. **Parâmetros de adensamento do solo arenoso da cidade de Mandaguaçu em sua estrutura natural e compactada**. 104 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Londrina, Londrina, 2018.

SOTO, M. A.; CHANG, K. C.; VILAR, O. M. Análise do método do permeâmetro Guelph na determinação da condutividade hidráulica saturada. **Águas Subterrâneas**. v. 23, n. 1, p. 137-152. 2009.

SOTO, M. A.; KIANG, C. H. Permeabilidade relativa em zona vadosa com porosidade bimodal: um estudo em solos brasileiros. **Águas Subterrâneas**. v. 27, n. 2. p. 93-103. 2013.

SOULIE, M.; MONTES, P.; SILVEST, V. Modelling spatial variability of soil parameters. **Can. Geotech. J.** v. 27, 617-630. 1990.

SPENCER, E. A Method of Analysis of Embankments assuming Parallel Inter-slice Forces. **Geotechnique**. v.17, n. 1, p. 11-26, 1967.

SREEDEP, S.; SINGH, D. N. Methodology for determination of osmotic suction of soils. **Geotech Geol Eng.** n. 24 p. 1469–1479. 2006.

STEPHENS, D. B.; LAMBERT, K.; WATSON, D. Regression models for hydraulic conductivity and field test of the borehole permeameter. **Water Resour. Res.** v. 23, n. 12, p. 2207-2214. 1987.

SUN, D.; YOU, G.; ANNAN, Z.; DAICHAO, S. Soil–water retention curves and microstructures of undisturbed and compacted Guilin lateritic clay. **Bulletin of Engineering Geology and the Environment**, v. 75, n. 2, p. 781–791. 2015.

SUN, D.; ZANG, Y.; SEMPRICH, S. Effects of Airflow Induced by Rainfall Infiltration on Unsaturated Soil Slope Stability. **Transport in Porous Media**. v. 107, n. 3, p. 821–841, 2015.

SUN, G.; CHENG, S.; JIANG, W.; ZHENG, H. A global procedure for stability analysis of slopes based on the Morgenstern-Price assumption and its applications. **Computers and Geotechnics**. v. 80, p. 97-106. 2016.

SWAMEE, P. K.; RATHIE, P. N.; OZELIM, L. C. S. M.; CAVALCANTE, A. L. B. Recent advances on solving the three-parameter infiltration equation. **J. Hydrol.** v. 509, p. 188–192. 2014.

SYARIFUDIN, A.; SATYANAGA, A. Variability of Bimodal Soil-Water Characteristic Curves under Different Confining Pressures. **Applied and Environmental Soil Science**. V. 2021, ID 5569491, p. 1-10. 2021.

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.** v. 28, n. 1, p. 85-92. 2006.

TERZAGHI, K. V. **Theoretical soil mechanics**, John Wiley & Sons, New York. 510 f. 1943.

TERZAGHI, K. V. Critical height and factor of safety of slopes against sliding. In: First

International Conference On Soil Mechanics And Foundations Engineering, **ISSMGE**, Cambridge. v. 1, n. G-6, p. 156-161. 1936.

THYAGARAJ, T.; RAO, S. M. Influence of osmotic suction on the soil-water characteristic curves of compacted expansive clay. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**. v. 136, n. 12, p. 1695–1702. 2010.

TRAN, T. P. A.; FREDLUND, D. G. Verification of the Fredlund (2019) Unsaturated Shear Strength Function. **Geosciences**. v. 11, n. 151, p. 1-26. 2021.

TSCHEBOTARIOFF, G. P. **Foundations, Retaining and Earth Structures**. 2 ed. McGraw-Hill, New York. 1973.

VAN GENUCHTEN, M. T. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. **Soil science society of America journal**, v. 44, n. 5, p. 892-898. 1980.

VANAPALLI, S. K. Shear strength of unsaturated soils and its applications in geotechnical engineering practice. In: **Unsaturated Soils – Buzzi, Fityus & Sheng (eds)**. Taylor & Francis Group, London. P. 579-598. 2010.

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**, v. 33, pp. 379-392. 1996.

VAUCLIN, M.; ELRICK, D. E.; THONY, J. L.; VACHAUD, G.; REVOL, PH.; RUELLE, P. Hydraulic conductivity measurements of the spatial variability of a loamy soil. **Soil Technology**. v. 7, p. 181-195. 1994.

VISSER, W. C. Progress in the Knowledge about the Effect of Soil Moisture Content on Plant Production. **Tech. Bull, Inst. Land Water Management**, 1966.

WANG, Q. J.; DOOGE, J. C. I. Limiting cases of water fluxes at the land surface. **J. Hydrol.** v. 155, n. 3-4, p. 429-440. 1994.

WANG, S.; FAN, W.; ZHU, Y.; ZHANG, J. The effects of fitting parameters in best fit equations in determination of soil-water characteristic curve and estimation of hydraulic conductivity function. **Rhizosphere**. v. 17, 100291 p. 1-8. 2021.

WANG, Y.; CAO, Z.; AU, S-K. Practical reliability analysis of slope stability by advanced Monte Carlo simulations in a spreadsheet. **Can. Geotech. J.** v. 48, p. 162–172. 2011.

WHITMAN, R. V. Organizing and Evaluating Uncertainty in Geotechnical Engineering. **J. Geotech. Geoenviron. Eng.** V. 126, p. 583-593. 2000

WHITMAN, R. V.; BAILEY, W. A. Use of computers for slope stability analyses. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**. v. 93. 1967.

WILLIAMS, J.; PREBBLE, R. E.; WILLIAMS, W. T.; HIDNETT, C.T. The

Influence of Texture, Structure and Clay Mineralogy on the Soil Moisture Characteristic Curve. **Australian J. Soil Res.** v. 21, p. 15-32. 1983.

WORLD HEALTH ORGANIZATION (WHO). **Landslides**: overview. Disponível em: https://www.who.int/health-topics/landslides#tab=tab_1. Acesso em: 07 dez. 2020.

YAN, W.; BIRLE, E.; CUDIMANI, R. A new framework to determine general multimodal soil water characteristic curves. **Acta Geotec.** v. 2021. p.1-22. 2021.

YEH, H. F. WANG, J.; SHEN, K.; LEE, C. Rainfall characteristics for anisotropic conductivity of unsaturated soil slopes. **Environmental Earth Sciences.** v. 73, n. 12, p. 8669–8681. 2015.

YEH, H.; HUANG, T.; YANG, Y.; KE, C. Influence of Uncertainty of Soil Hydraulic Parameters on Stability of Unsaturated Slopes Based on Bayesian Updating. **Geofluids.** v. 2021, ID 6629969 p.1-13. 2021.

YU, S.; REN, X.; ZHANG, J.; WANG, H.; ZHANG, Z. Sensibility Analysis of the Hydraulic Conductivity Anisotropy on Seepage and Stability of Sandy and Clayey Slope. **Water.** V. 12, n. 277, p. 1-18. 2020.

YUAN, B.; CAI, Z.; LU, M.; LV, J.; SU, Z.; ZHAO, Z. Seepage analysis on the surface layer of multistage filled slope with rainfall infiltration. **Advances in Civil Engineering.** v. 2020, 8879295 p. 1-13 2020.

ZENG, L.; BIAN, H.; SHI, Z.; HE, Z. Forming condition of transient saturated zone and its distribution in residual slope under rainfall conditions. **J. Cent. South Univ.** v. 24, n. 8, p. 1866–1880. 2017.

ZHAI, Q.; RAHARDJO, H.; SATYANAGA, A.; PRIONO; DAI, G. Role of the pore-size distribution function on water flow in unsaturated soil. **Zhejiang Univ-Sci A (Appl Phys & Eng).** v, 20, n. 1, p. 10-20. 2019.

ZHANG, C.; LU, N. J. Soil Sorptive Potential: Its Determination and Predicting Soil Water Density. **Geotech. Geoenviron. Eng.** v. 146, n. 1, 04019118 p.1-10. 2020.

ZHANG, L.; CHEN, Q. Predicting Bimodal Soil–Water Characteristic Curves. **Geotech. and Geoenviron. Eng.** v. 131, n. 5, p. 666–670. 2005.

ZHANG, L. L.; FREDLUND, D. G.; FREDLUND, M., WILSON, G. W. Modeling the unsaturated soil zone in slope stability analysis. **Canadian Geotechnical Journal.** v. 51, p. 1384–1398, 2014.

ZHANG, L. L.; FREDLUND, D. G.; FREDLUND, M. D.; WILSON, G. W.; Modeling the unsaturated soil zone in slope stability analysis. **Canadian Geotechnical Journal.** v. 51, n. 12, p. 1384-1398. 2014.

ZHANG, Z. F.; GROENEVELT, P. H.; PARKIN, G. W. The well-shape factor for the measurement of soil hydraulic properties using the Guelph Permeameter. **Soil & Tillage Research.** v. 49, p. 219-221. 1998.

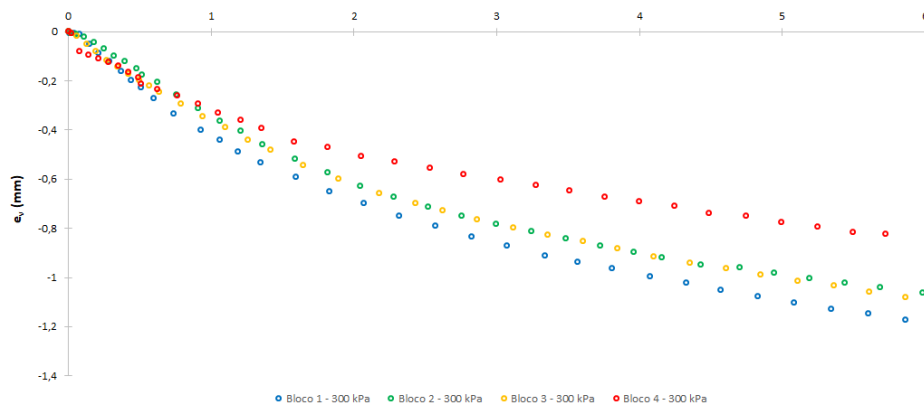
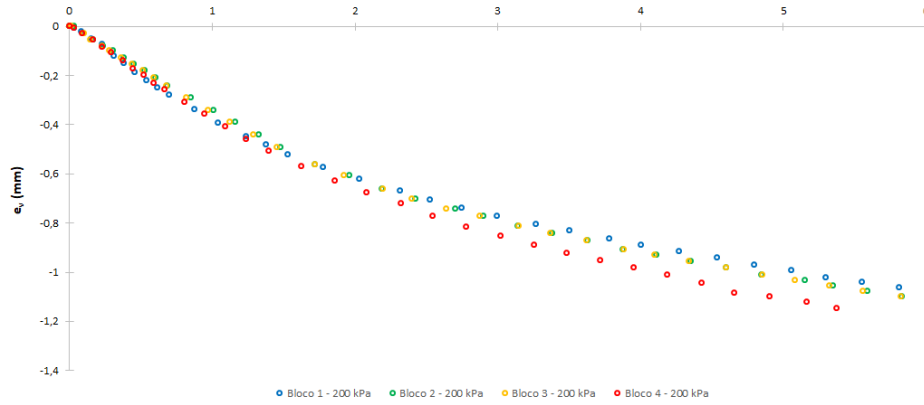
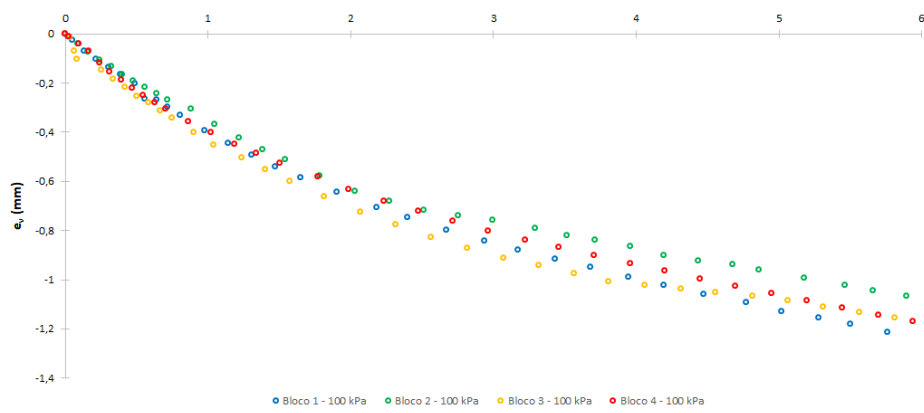
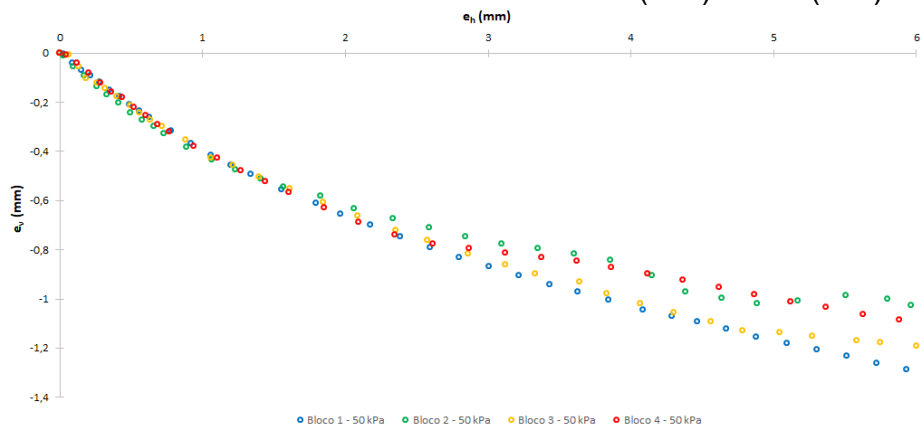
ZHU, D. Y.; LEE, C. F.; QIAN, Q. H.; CHEN, G. R. A concise algorithm for computing the factor of safety using the Morgenstern–Price method. **Can. Geotech. J.** v. 42, p. 272–278. 2005.

ZHU, J.; CHEN, C.; ZHAO, H. An Approach to Assess the Stability of Unsaturated Multilayered Coastal-Embankment Slope during Rainfall Infiltration. **J. Mar. Sci. Eng.** v. 7, n. 165, p. 1-20. 2019.

APÊNDICES

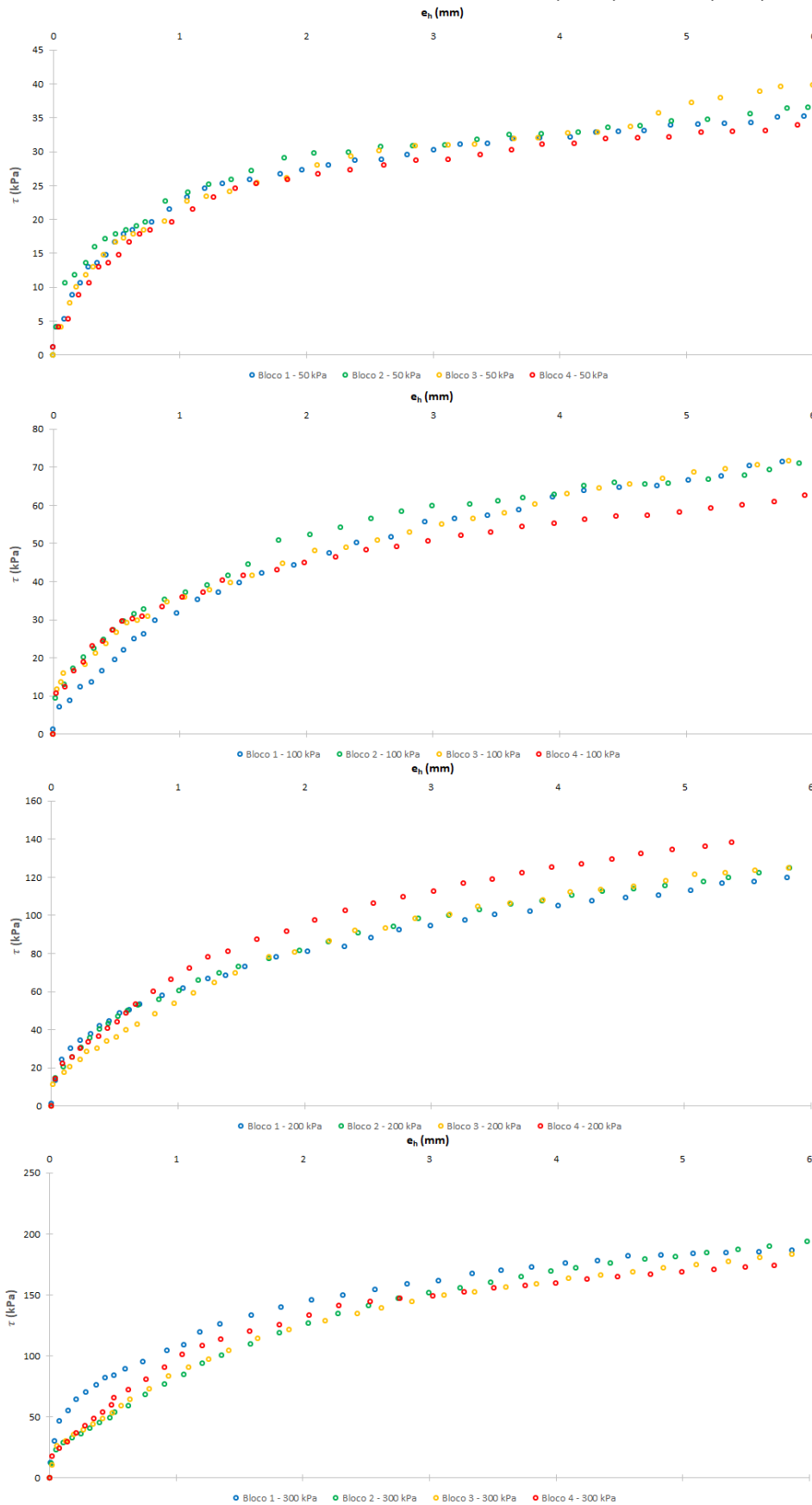
APÊNDICE A

Cisalhamento Inundado – Londrina – e_v (mm) vs. e_h (mm)



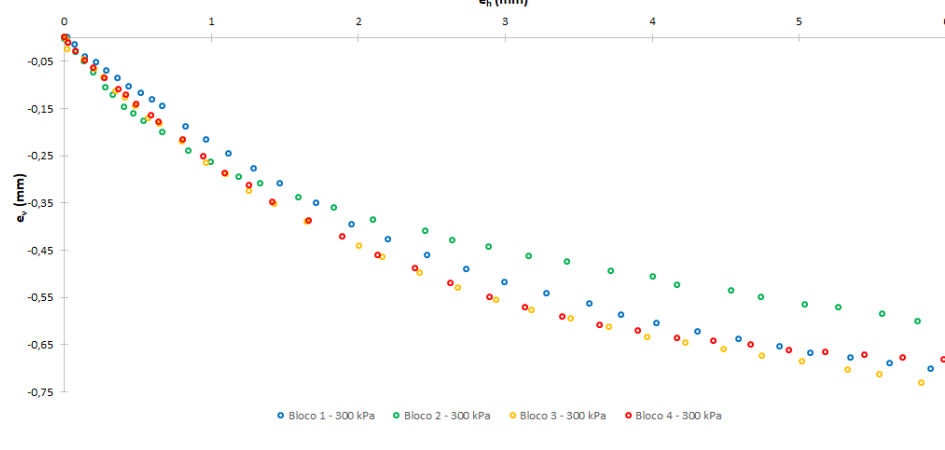
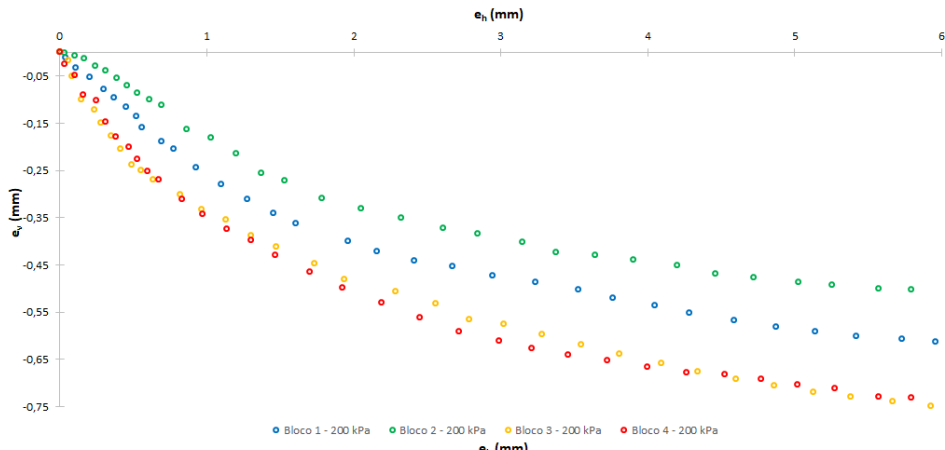
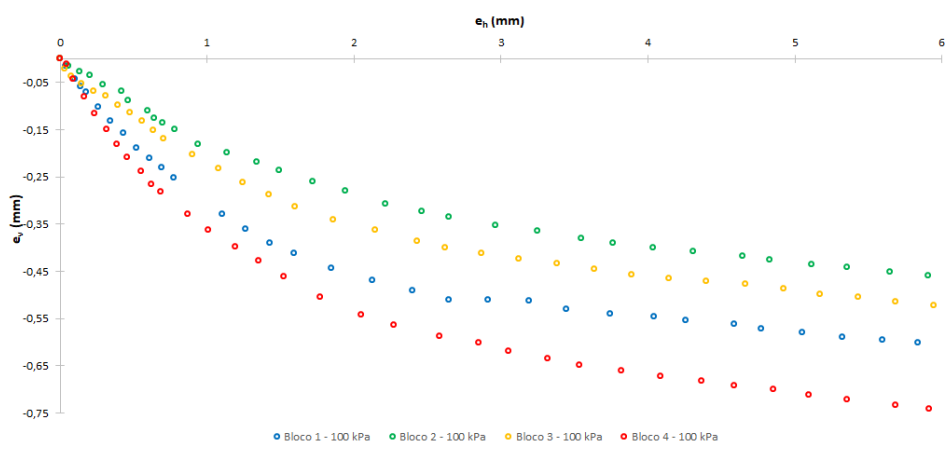
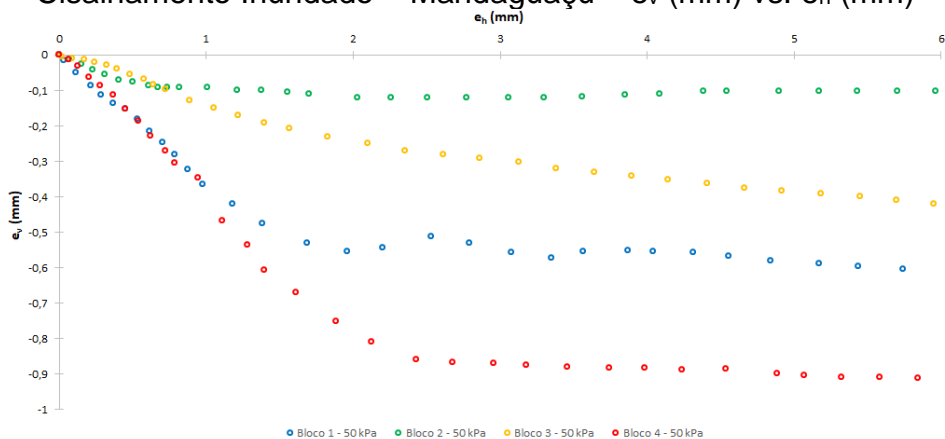
APÊNDICE B

Cisalhamento Inundado – Londrina – τ (kPa) vs. e_h (mm)



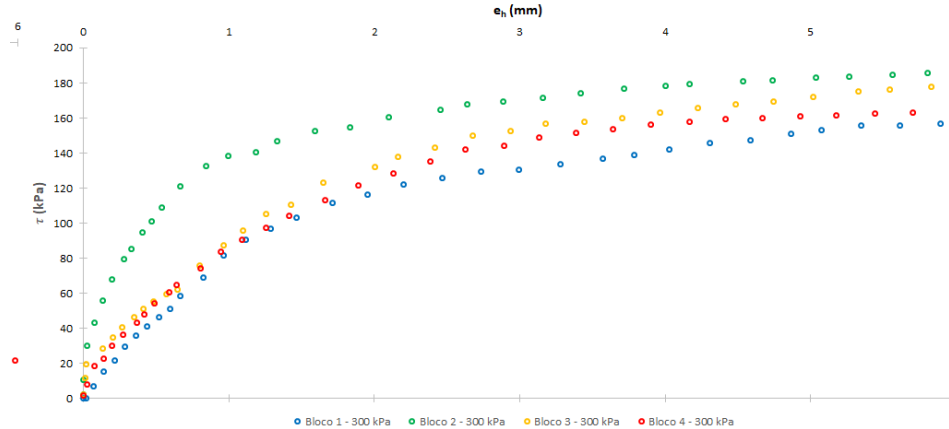
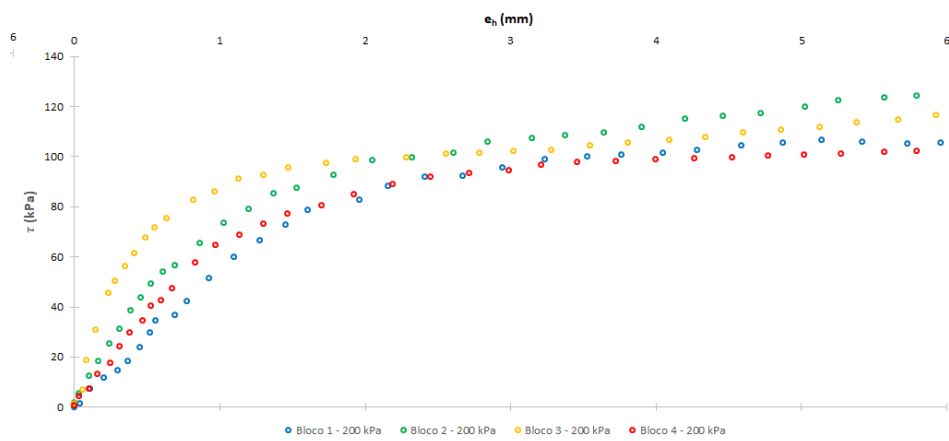
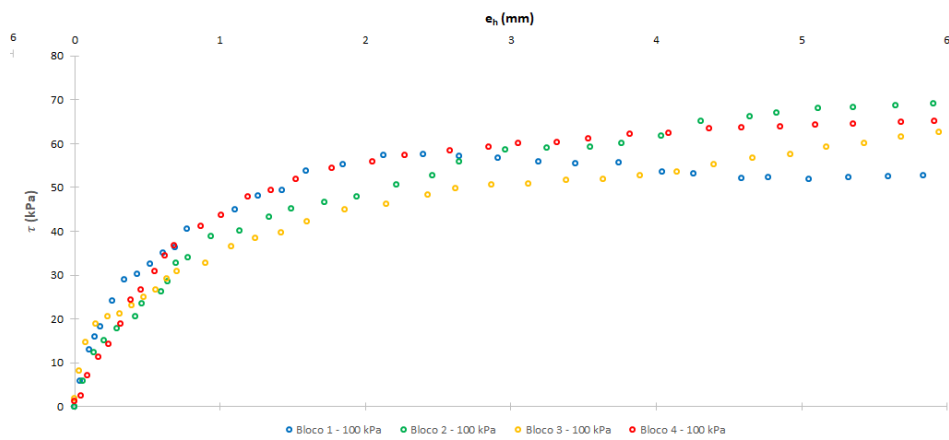
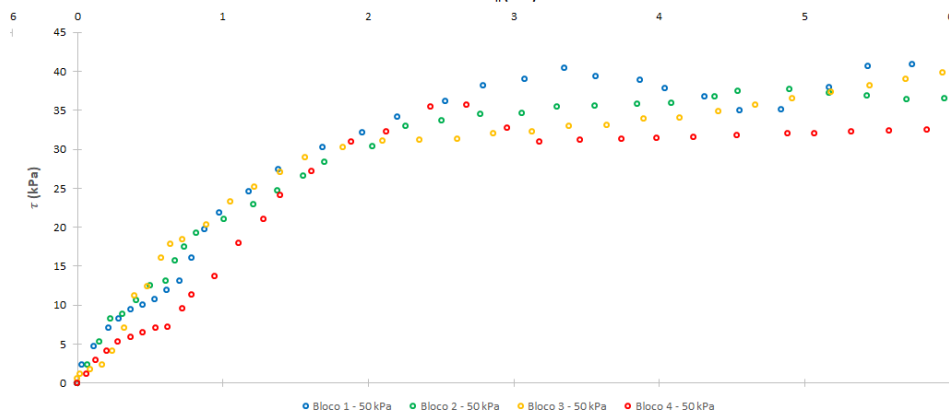
APÊNDICE C

Cisalhamento Inundado – Mandaguacu – e_v (mm) vs. e_h (mm)



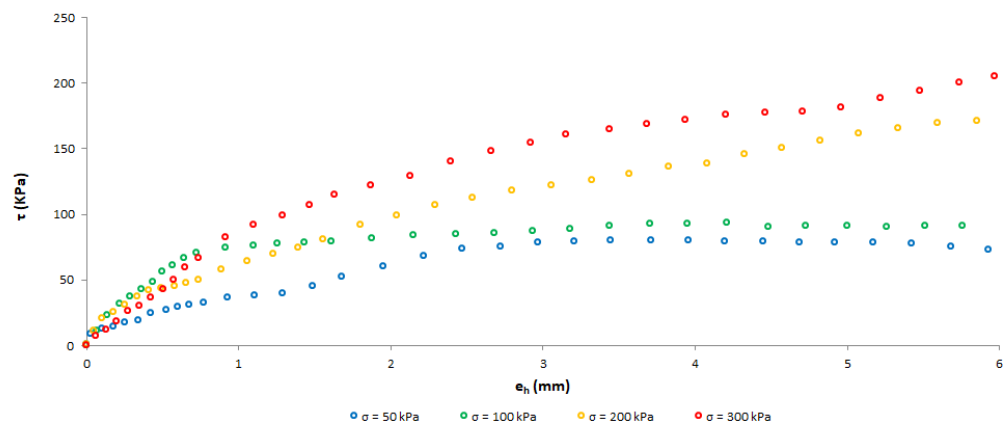
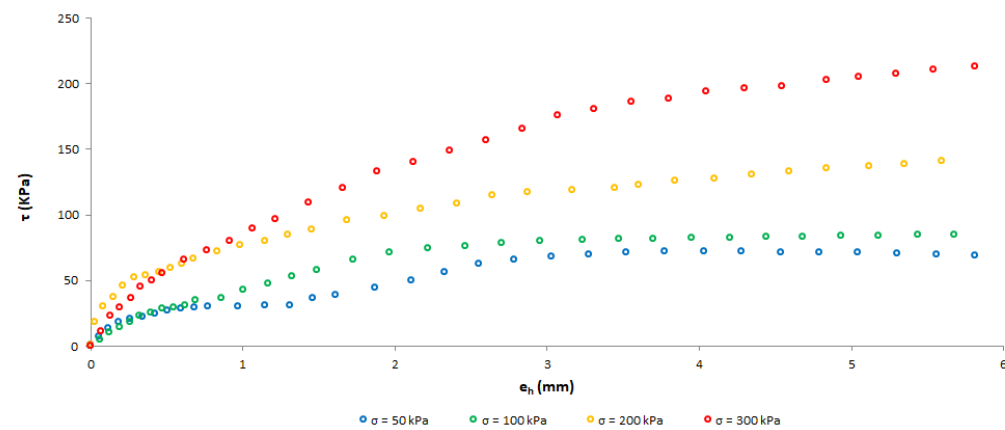
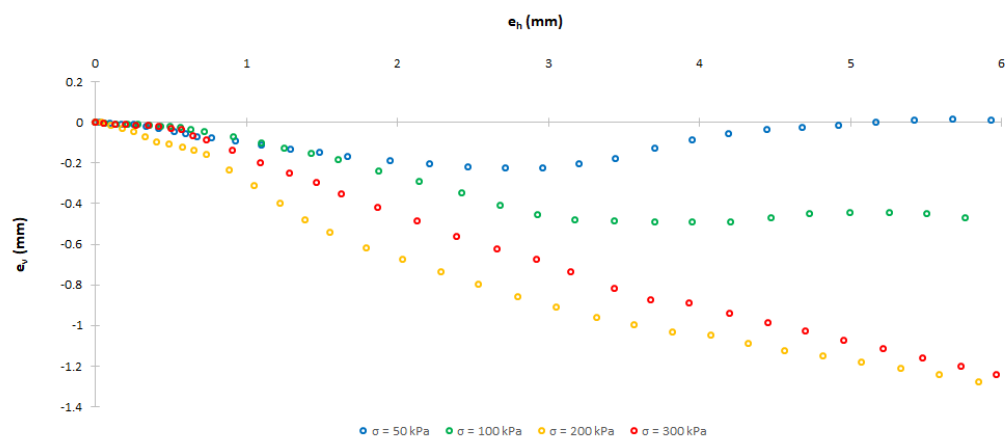
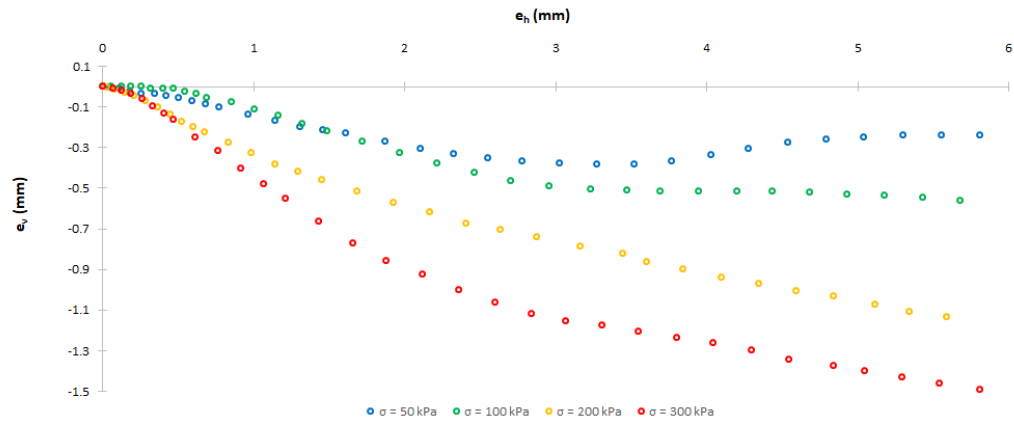
APÊNDICE D

Cisalhamento Inundado – Mandaguacu – τ (kPa) vs. e_h (mm)



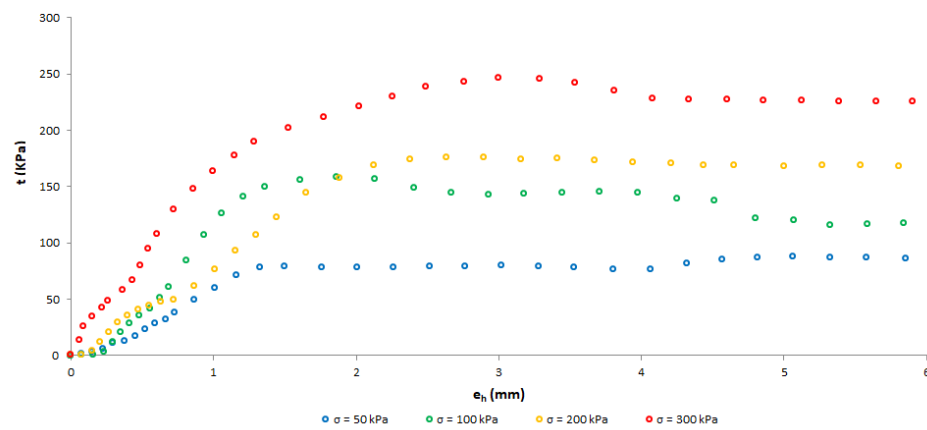
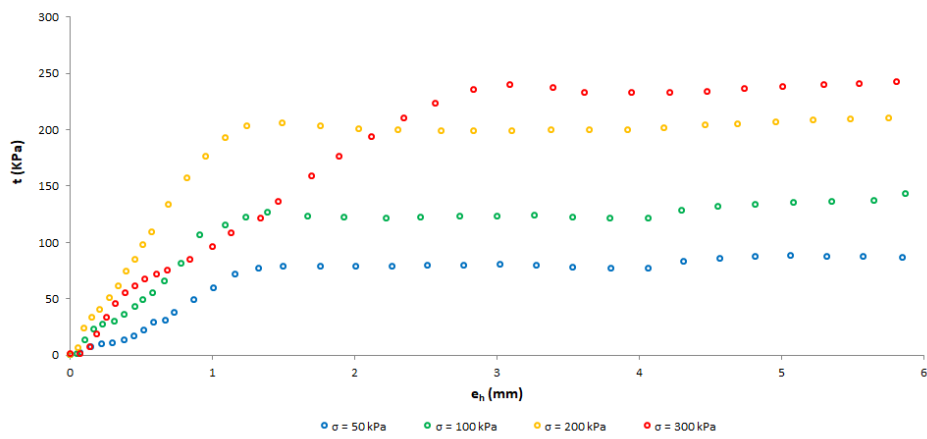
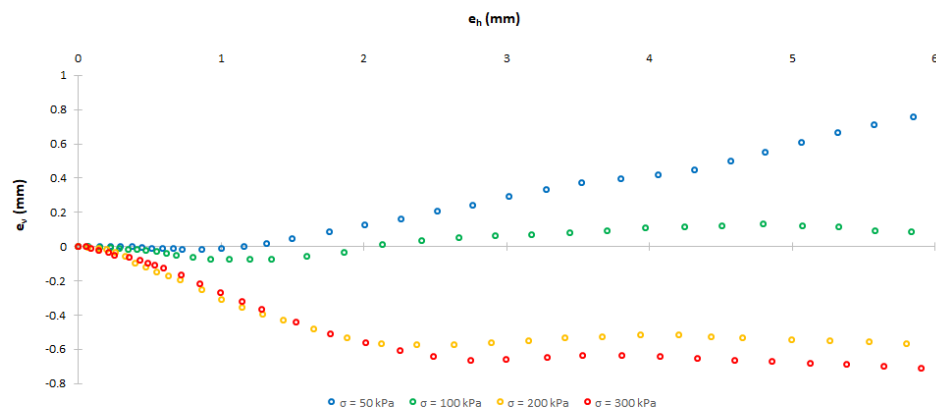
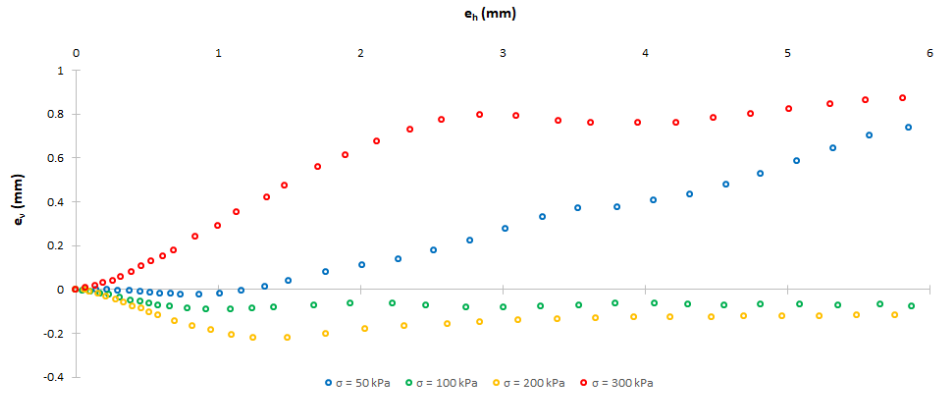
APÊNDICE E

Cisalhamento Seco ao ar – Londrina – e_v (mm) vs. e_h (mm); τ (kPa) vs. e_h (mm)



APÊNDICE F

Cisalhamento Seco ao ar – Mandaguaçu – e_v (mm) vs. e_h (mm); τ (KPa) vs. e_h (mm)



APÊNDICE G
Combinções Inundado - Londrina

Combinção nº		50 kPa	100 kPa	200 kPa	300 kPa	tan (φ')	c' (kPa)	φ' (°)
1	σ (kPa)	54,6	109,0	218,2	326,1	0,540	8,2	28,4
	τ (kPa)	35,3	72,5	121,1	186,2			
2	σ (kPa)	54,6	109,0	218,2	326,8	0,565	5,6	29,5
	τ (kPa)	35,3	72,5	121,1	193,8			
3	σ (kPa)	54,6	109,0	218,2	326,0	0,529	9,4	27,9
	τ (kPa)	35,3	72,5	121,1	182,9			
4	σ (kPa)	54,6	109,0	218,2	327,2	0,505	11,9	26,8
	τ (kPa)	35,3	72,5	121,1	176,4			
5	σ (kPa)	54,6	109,0	217,2	326,1	0,544	8,5	28,6
	τ (kPa)	35,3	72,5	124,9	186,2			
6	σ (kPa)	54,6	109,0	217,2	326,8	0,569	6,0	29,6
	τ (kPa)	35,3	72,5	124,9	193,8			
7	σ (kPa)	54,6	109,0	217,2	326,0	0,533	9,7	28,1
	τ (kPa)	35,3	72,5	124,9	182,9			
8	σ (kPa)	54,6	109,0	217,2	327,2	0,509	12,3	27,0
	τ (kPa)	35,3	72,5	124,9	176,4			
9	σ (kPa)	54,6	109,0	217,2	326,1	0,544	8,5	28,6
	τ (kPa)	35,3	72,5	124,9	186,2			
10	σ (kPa)	54,6	109,0	217,2	326,8	0,569	6,0	29,6
	τ (kPa)	35,3	72,5	124,9	193,8			
11	σ (kPa)	54,6	109,0	217,2	326,0	0,533	9,7	28,1
	τ (kPa)	35,3	72,5	124,9	182,9			
12	σ (kPa)	54,6	109,0	217,2	327,2	0,509	12,3	27,0
	τ (kPa)	35,3	72,5	124,9	176,4			
13	σ (kPa)	54,6	109,0	218,3	326,1	0,563	10,2	29,4
	τ (kPa)	35,3	72,5	145,2	186,2			
14	σ (kPa)	54,6	109,0	218,3	326,8	0,587	7,6	30,4
	τ (kPa)	35,3	72,5	145,2	193,8			
15	σ (kPa)	54,6	109,0	218,3	326,0	0,552	11,3	28,9
	τ (kPa)	35,3	72,5	145,2	182,9			
16	σ (kPa)	54,6	109,0	218,3	327,2	0,527	13,9	27,8
	τ (kPa)	35,3	72,5	145,2	176,4			
17	σ (kPa)	54,6	108,7	218,2	326,1	0,542	7,5	28,5
	τ (kPa)	35,3	71,0	121,1	186,2			
18	σ (kPa)	54,6	108,7	218,2	326,8	0,567	4,9	29,5
	τ (kPa)	35,3	71,0	121,1	193,8			
19	σ (kPa)	54,6	108,7	218,2	326,0	0,531	8,7	28,0
	τ (kPa)	35,3	71,0	121,1	182,9			
20	σ (kPa)	54,6	108,7	218,2	327,2	0,507	11,2	26,9
	τ (kPa)	35,3	71,0	121,1	176,4			
21	σ (kPa)	54,6	108,7	217,2	326,1	0,546	7,8	28,7
	τ (kPa)	35,3	71,0	124,9	186,2			

22	σ (kPa)	54,6	108,7	217,2	326,8	0,571	5,3	29,7
	τ (kPa)	35,3	71,0	124,9	193,8			
23	σ (kPa)	54,6	108,7	217,2	326,0	0,535	9,0	28,2
	τ (kPa)	35,3	71,0	124,9	182,9			
24	σ (kPa)	54,6	108,7	217,2	327,2	0,511	11,6	27,0
	τ (kPa)	35,3	71,0	124,9	176,4			
25	σ (kPa)	54,6	108,7	217,2	326,1	0,546	7,8	28,7
	τ (kPa)	35,3	71,0	124,9	186,2			
26	σ (kPa)	54,6	108,7	217,2	326,8	0,571	5,3	29,7
	τ (kPa)	35,3	71,0	124,9	193,8			
27	σ (kPa)	54,6	108,7	217,2	326,0	0,535	9,0	28,2
	τ (kPa)	35,3	71,0	124,9	182,9			
28	σ (kPa)	54,6	108,7	217,2	327,2	0,511	11,6	27,0
	τ (kPa)	35,3	71,0	124,9	176,4			
29	σ (kPa)	54,6	108,7	218,3	326,1	0,565	9,5	29,5
	τ (kPa)	35,3	71,0	145,2	186,2			
30	σ (kPa)	54,6	108,7	218,3	326,8	0,589	6,9	30,5
	τ (kPa)	35,3	71,0	145,2	193,8			
31	σ (kPa)	54,6	108,7	218,3	326,0	0,554	10,6	29,0
	τ (kPa)	35,3	71,0	145,2	182,9			
32	σ (kPa)	54,6	108,7	218,3	327,2	0,529	13,2	27,9
	τ (kPa)	35,3	71,0	145,2	176,4			
33	σ (kPa)	54,6	109,1	218,2	326,1	0,541	7,9	28,4
	τ (kPa)	35,3	71,9	121,1	186,2			
34	σ (kPa)	54,6	109,1	218,2	326,8	0,566	5,3	29,5
	τ (kPa)	35,3	71,9	121,1	193,8			
35	σ (kPa)	54,6	109,1	218,2	326,0	0,530	9,0	27,9
	τ (kPa)	35,3	71,9	121,1	182,9			
36	σ (kPa)	54,6	109,1	218,2	327,2	0,506	11,6	26,8
	τ (kPa)	35,3	71,9	121,1	176,4			
37	σ (kPa)	54,6	109,1	217,2	326,1	0,545	8,2	28,6
	τ (kPa)	35,3	71,9	124,9	186,2			
38	σ (kPa)	54,6	109,1	217,2	326,8	0,570	5,6	29,7
	τ (kPa)	35,3	71,9	124,9	193,8			
39	σ (kPa)	54,6	109,1	217,2	326,0	0,534	9,4	28,1
	τ (kPa)	35,3	71,9	124,9	182,9			
40	σ (kPa)	54,6	109,1	217,2	327,2	0,510	11,9	27,0
	τ (kPa)	35,3	71,9	124,9	176,4			
41	σ (kPa)	54,6	109,1	217,2	326,1	0,545	8,2	28,6
	τ (kPa)	35,3	71,9	124,9	186,2			
42	σ (kPa)	54,6	109,1	217,2	326,8	0,570	5,6	29,7
	τ (kPa)	35,3	71,9	124,9	193,8			
43	σ (kPa)	54,6	109,1	217,2	326,0	0,534	9,4	28,1
	τ (kPa)	35,3	71,9	124,9	182,9			
44	σ (kPa)	54,6	109,1	217,2	327,2	0,510	11,9	27,0
	τ (kPa)	35,3	71,9	124,9	176,4			

45	σ (kPa)	54,6	109,1	218,3	326,1	0,564	9,8	29,4
	τ (kPa)	35,3	71,9	145,2	186,2			
46	σ (kPa)	54,6	109,1	218,3	326,8	0,588	7,3	30,5
	τ (kPa)	35,3	71,9	145,2	193,8			
47	σ (kPa)	54,6	109,1	218,3	326,0	0,553	11,0	28,9
	τ (kPa)	35,3	71,9	145,2	182,9			
48	σ (kPa)	54,6	109,1	218,3	327,2	0,528	13,6	27,8
	τ (kPa)	35,3	71,9	145,2	176,4			
49	σ (kPa)	54,6	108,8	218,2	326,1	0,555	3,0	29,1
	τ (kPa)	35,3	62,6	121,1	186,2			
50	σ (kPa)	54,6	108,8	218,2	326,8	0,580	0,5	30,1
	τ (kPa)	35,3	62,6	121,1	193,8			
51	σ (kPa)	54,6	108,8	218,2	326,0	0,544	4,2	28,6
	τ (kPa)	35,3	62,6	121,1	182,9			
52	σ (kPa)	54,6	108,8	218,2	327,2	0,520	6,7	27,5
	τ (kPa)	35,3	62,6	121,1	176,4			
53	σ (kPa)	54,6	108,8	217,2	326,1	0,560	3,4	29,2
	τ (kPa)	35,3	62,6	124,9	186,2			
54	σ (kPa)	54,6	108,8	217,2	326,8	0,584	0,8	30,3
	τ (kPa)	35,3	62,6	124,9	193,8			
55	σ (kPa)	54,6	108,8	217,2	326,0	0,548	4,6	28,7
	τ (kPa)	35,3	62,6	124,9	182,9			
56	σ (kPa)	54,6	108,8	217,2	327,2	0,524	7,1	27,6
	τ (kPa)	35,3	62,6	124,9	176,4			
57	σ (kPa)	54,6	108,8	217,2	326,1	0,560	3,4	29,2
	τ (kPa)	35,3	62,6	124,9	186,2			
58	σ (kPa)	54,6	108,8	217,2	326,8	0,584	0,8	30,3
	τ (kPa)	35,3	62,6	124,9	193,8			
59	σ (kPa)	54,6	108,8	217,2	326,0	0,548	4,6	28,7
	τ (kPa)	35,3	62,6	124,9	182,9			
60	σ (kPa)	54,6	108,8	217,2	327,2	0,524	7,1	27,6
	τ (kPa)	35,3	62,6	124,9	176,4			
61	σ (kPa)	54,6	108,8	218,3	326,1	0,578	5,0	30,0
	τ (kPa)	35,3	62,6	145,2	186,2			
62	σ (kPa)	54,6	108,8	218,3	326,8	0,603	2,5	31,1
	τ (kPa)	35,3	62,6	145,2	193,8			
63	σ (kPa)	54,6	108,8	218,3	326,0	0,567	6,2	29,6
	τ (kPa)	35,3	62,6	145,2	182,9			
64	σ (kPa)	54,6	108,8	218,3	327,2	0,542	8,8	28,5
	τ (kPa)	35,3	62,6	145,2	176,4			
65	σ (kPa)	54,6	109,0	218,2	326,1	0,535	9,7	28,1
	τ (kPa)	37,3	72,5	121,1	186,2			
66	σ (kPa)	54,6	109,0	218,2	326,8	0,559	7,1	29,2
	τ (kPa)	37,3	72,5	121,1	193,8			
67	σ (kPa)	54,6	109,0	218,2	326,0	0,523	10,8	27,6
	τ (kPa)	37,3	72,5	121,1	182,9			

68	σ (kPa)	54,6	109,0	218,2	327,2	0,499	13,4	26,5
	τ (kPa)	37,3	72,5	121,1	176,4			
69	σ (kPa)	54,6	109,0	217,2	326,1	0,539	10,0	28,3
	τ (kPa)	37,3	72,5	124,9	186,2			
70	σ (kPa)	54,6	109,0	217,2	326,8	0,564	7,4	29,4
	τ (kPa)	37,3	72,5	124,9	193,8			
71	σ (kPa)	54,6	109,0	217,2	326,0	0,528	11,2	27,8
	τ (kPa)	37,3	72,5	124,9	182,9			
72	σ (kPa)	54,6	109,0	217,2	327,2	0,503	13,7	26,7
	τ (kPa)	37,3	72,5	124,9	176,4			
73	σ (kPa)	54,6	109,0	217,2	326,1	0,539	10,0	28,3
	τ (kPa)	37,3	72,5	124,9	186,2			
74	σ (kPa)	54,6	109,0	217,2	326,8	0,564	7,4	29,4
	τ (kPa)	37,3	72,5	124,9	193,8			
75	σ (kPa)	54,6	109,0	217,2	326,0	0,528	11,2	27,8
	τ (kPa)	37,3	72,5	124,9	182,9			
76	σ (kPa)	54,6	109,0	217,2	327,2	0,503	13,7	26,7
	τ (kPa)	37,3	72,5	124,9	176,4			
77	σ (kPa)	54,6	109,0	218,3	326,1	0,557	11,6	29,1
	τ (kPa)	37,3	72,5	145,2	186,2			
78	σ (kPa)	54,6	109,0	218,3	326,8	0,582	9,1	30,2
	τ (kPa)	37,3	72,5	145,2	193,8			
79	σ (kPa)	54,6	109,0	218,3	326,0	0,546	12,8	28,6
	τ (kPa)	37,3	72,5	145,2	182,9			
80	σ (kPa)	54,6	109,0	218,3	327,2	0,522	15,4	27,5
	τ (kPa)	37,3	72,5	145,2	176,4			
81	σ (kPa)	54,6	108,7	218,2	326,1	0,537	9,0	28,2
	τ (kPa)	37,3	71,0	121,1	186,2			
82	σ (kPa)	54,6	108,7	218,2	326,8	0,561	6,4	29,3
	τ (kPa)	37,3	71,0	121,1	193,8			
83	σ (kPa)	54,6	108,7	218,2	326,0	0,526	10,1	27,7
	τ (kPa)	37,3	71,0	121,1	182,9			
84	σ (kPa)	54,6	108,7	218,2	327,2	0,501	12,7	26,6
	τ (kPa)	37,3	71,0	121,1	176,4			
85	σ (kPa)	54,6	108,7	217,2	326,1	0,541	9,3	28,4
	τ (kPa)	37,3	71,0	124,9	186,2			
86	σ (kPa)	54,6	108,7	217,2	326,8	0,566	6,7	29,5
	τ (kPa)	37,3	71,0	124,9	193,8			
87	σ (kPa)	54,6	108,7	217,2	326,0	0,530	10,5	27,9
	τ (kPa)	37,3	71,0	124,9	182,9			
88	σ (kPa)	54,6	108,7	217,2	327,2	0,505	13,0	26,8
	τ (kPa)	37,3	71,0	124,9	176,4			
89	σ (kPa)	54,6	108,7	217,2	326,1	0,541	9,3	28,4
	τ (kPa)	37,3	71,0	124,9	186,2			
90	σ (kPa)	54,6	108,7	217,2	326,8	0,566	6,7	29,5
	τ (kPa)	37,3	71,0	124,9	193,8			

91	σ (kPa)	54,6	108,7	217,2	326,0	0,530	10,5	27,9
	τ (kPa)	37,3	71,0	124,9	182,9			
92	σ (kPa)	54,6	108,7	217,2	327,2	0,505	13,0	26,8
	τ (kPa)	37,3	71,0	124,9	176,4			
93	σ (kPa)	54,6	108,7	218,3	326,1	0,559	10,9	29,2
	τ (kPa)	37,3	71,0	145,2	186,2			
94	σ (kPa)	54,6	108,7	218,3	326,8	0,584	8,4	30,3
	τ (kPa)	37,3	71,0	145,2	193,8			
95	σ (kPa)	54,6	108,7	218,3	326,0	0,548	12,1	28,7
	τ (kPa)	37,3	71,0	145,2	182,9			
96	σ (kPa)	54,6	108,7	218,3	327,2	0,524	14,7	27,6
	τ (kPa)	37,3	71,0	145,2	176,4			
97	σ (kPa)	54,6	109,1	218,2	326,1	0,536	9,3	28,2
	τ (kPa)	37,3	71,9	121,1	186,2			
98	σ (kPa)	54,6	109,1	218,2	326,8	0,560	6,8	29,3
	τ (kPa)	37,3	71,9	121,1	193,8			
99	σ (kPa)	54,6	109,1	218,2	326,0	0,524	10,5	27,7
	τ (kPa)	37,3	71,9	121,1	182,9			
100	σ (kPa)	54,6	109,1	218,2	327,2	0,500	13,0	26,6
	τ (kPa)	37,3	71,9	121,1	176,4			
101	σ (kPa)	54,6	109,1	217,2	326,1	0,540	9,7	28,4
	τ (kPa)	37,3	71,9	124,9	186,2			
102	σ (kPa)	54,6	109,1	217,2	326,8	0,565	7,1	29,4
	τ (kPa)	37,3	71,9	124,9	193,8			
103	σ (kPa)	54,6	109,1	217,2	326,0	0,529	10,8	27,9
	τ (kPa)	37,3	71,9	124,9	182,9			
104	σ (kPa)	54,6	109,1	217,2	327,2	0,504	13,4	26,8
	τ (kPa)	37,3	71,9	124,9	176,4			
105	σ (kPa)	54,6	109,1	217,2	326,1	0,540	9,7	28,4
	τ (kPa)	37,3	71,9	124,9	186,2			
106	σ (kPa)	54,6	109,1	217,2	326,8	0,565	7,1	29,4
	τ (kPa)	37,3	71,9	124,9	193,8			
107	σ (kPa)	54,6	109,1	217,2	326,0	0,529	10,8	27,9
	τ (kPa)	37,3	71,9	124,9	182,9			
108	σ (kPa)	54,6	109,1	217,2	327,2	0,504	13,4	26,8
	τ (kPa)	37,3	71,9	124,9	176,4			
109	σ (kPa)	54,6	109,1	218,3	326,1	0,558	11,3	29,2
	τ (kPa)	37,3	71,9	145,2	186,2			
110	σ (kPa)	54,6	109,1	218,3	326,8	0,583	8,8	30,2
	τ (kPa)	37,3	71,9	145,2	193,8			
111	σ (kPa)	54,6	109,1	218,3	326,0	0,547	12,5	28,7
	τ (kPa)	37,3	71,9	145,2	182,9			
112	σ (kPa)	54,6	109,1	218,3	327,2	0,523	15,0	27,6
	τ (kPa)	37,3	71,9	145,2	176,4			
113	σ (kPa)	54,6	108,8	218,2	326,1	0,550	4,5	28,8
	τ (kPa)	37,3	62,6	121,1	186,2			

114	σ (kPa)	54,6	108,8	218,2	326,8	0,575	1,9	29,9
	τ (kPa)	37,3	62,6	121,1	193,8			
115	σ (kPa)	54,6	108,8	218,2	326,0	0,539	5,7	28,3
	τ (kPa)	37,3	62,6	121,1	182,9			
116	σ (kPa)	54,6	108,8	218,2	327,2	0,514	8,2	27,2
	τ (kPa)	37,3	62,6	121,1	176,4			
117	σ (kPa)	54,6	108,8	217,2	326,1	0,554	4,9	29,0
	τ (kPa)	37,3	62,6	124,9	186,2			
118	σ (kPa)	54,6	108,8	217,2	326,8	0,579	2,3	30,1
	τ (kPa)	37,3	62,6	124,9	193,8			
119	σ (kPa)	54,6	108,8	217,2	326,0	0,543	6,0	28,5
	τ (kPa)	37,3	62,6	124,9	182,9			
120	σ (kPa)	54,6	108,8	217,2	327,2	0,518	8,6	27,4
	τ (kPa)	37,3	62,6	124,9	176,4			
121	σ (kPa)	54,6	108,8	217,2	326,1	0,554	4,9	29,0
	τ (kPa)	37,3	62,6	124,9	186,2			
122	σ (kPa)	54,6	108,8	217,2	326,8	0,579	2,3	30,1
	τ (kPa)	37,3	62,6	124,9	193,8			
123	σ (kPa)	54,6	108,8	217,2	326,0	0,543	6,0	28,5
	τ (kPa)	37,3	62,6	124,9	182,9			
124	σ (kPa)	54,6	108,8	217,2	327,2	0,518	8,6	27,4
	τ (kPa)	37,3	62,6	124,9	176,4			
125	σ (kPa)	54,6	108,8	218,3	326,1	0,573	6,5	29,8
	τ (kPa)	37,3	62,6	145,2	186,2			
126	σ (kPa)	54,6	108,8	218,3	326,8	0,597	3,9	30,8
	τ (kPa)	37,3	62,6	145,2	193,8			
127	σ (kPa)	54,6	108,8	218,3	326,0	0,562	7,6	29,3
	τ (kPa)	37,3	62,6	145,2	182,9			
128	σ (kPa)	54,6	108,8	218,3	327,2	0,537	10,2	28,2
	τ (kPa)	37,3	62,6	145,2	176,4			
129	σ (kPa)	54,5	109,0	218,2	326,1	0,527	11,6	27,8
	τ (kPa)	39,8	72,5	121,1	186,2			
130	σ (kPa)	54,5	109,0	218,2	326,8	0,552	9,0	28,9
	τ (kPa)	39,8	72,5	121,1	193,8			
131	σ (kPa)	54,5	109,0	218,2	326,0	0,516	12,8	27,3
	τ (kPa)	39,8	72,5	121,1	182,9			
132	σ (kPa)	54,5	109,0	218,2	327,2	0,492	15,3	26,2
	τ (kPa)	39,8	72,5	121,1	176,4			
133	σ (kPa)	54,5	109,0	217,2	326,1	0,532	11,9	28,0
	τ (kPa)	39,8	72,5	124,9	186,2			
134	σ (kPa)	54,5	109,0	217,2	326,8	0,556	9,4	29,1
	τ (kPa)	39,8	72,5	124,9	193,8			
135	σ (kPa)	54,5	109,0	217,2	326,0	0,520	13,1	27,5
	τ (kPa)	39,8	72,5	124,9	182,9			
136	σ (kPa)	54,5	109,0	217,2	327,2	0,496	15,7	26,4
	τ (kPa)	39,8	72,5	124,9	176,4			

137	σ (kPa)	54,5	109,0	217,2	326,1	0,532	11,9	28,0
	τ (kPa)	39,8	72,5	124,9	186,2			
138	σ (kPa)	54,5	109,0	217,2	326,8	0,556	9,4	29,1
	τ (kPa)	39,8	72,5	124,9	193,8			
139	σ (kPa)	54,5	109,0	217,2	326,0	0,520	13,1	27,5
	τ (kPa)	39,8	72,5	124,9	182,9			
140	σ (kPa)	54,5	109,0	217,2	327,2	0,496	15,7	26,4
	τ (kPa)	39,8	72,5	124,9	176,4			
141	σ (kPa)	54,5	109,0	218,3	326,1	0,550	13,6	28,8
	τ (kPa)	39,8	72,5	145,2	186,2			
142	σ (kPa)	54,5	109,0	218,3	326,8	0,575	11,0	29,9
	τ (kPa)	39,8	72,5	145,2	193,8			
143	σ (kPa)	54,5	109,0	218,3	326,0	0,539	14,7	28,3
	τ (kPa)	39,8	72,5	145,2	182,9			
144	σ (kPa)	54,5	109,0	218,3	327,2	0,514	17,3	27,2
	τ (kPa)	39,8	72,5	145,2	176,4			
145	σ (kPa)	54,5	108,7	218,2	326,1	0,529	10,9	27,9
	τ (kPa)	39,8	71,0	121,1	186,2			
146	σ (kPa)	54,5	108,7	218,2	326,8	0,554	8,3	29,0
	τ (kPa)	39,8	71,0	121,1	193,8			
147	σ (kPa)	54,5	108,7	218,2	326,0	0,518	12,1	27,4
	τ (kPa)	39,8	71,0	121,1	182,9			
148	σ (kPa)	54,5	108,7	218,2	327,2	0,494	14,6	26,3
	τ (kPa)	39,8	71,0	121,1	176,4			
149	σ (kPa)	54,5	108,7	217,2	326,1	0,534	11,2	28,1
	τ (kPa)	39,8	71,0	124,9	186,2			
150	σ (kPa)	54,5	108,7	217,2	326,8	0,558	8,7	29,2
	τ (kPa)	39,8	71,0	124,9	193,8			
151	σ (kPa)	54,5	108,7	217,2	326,0	0,522	12,4	27,6
	τ (kPa)	39,8	71,0	124,9	182,9			
152	σ (kPa)	54,5	108,7	217,2	327,2	0,498	14,9	26,5
	τ (kPa)	39,8	71,0	124,9	176,4			
153	σ (kPa)	54,5	108,7	217,2	326,1	0,534	11,2	28,1
	τ (kPa)	39,8	71,0	124,9	186,2			
154	σ (kPa)	54,5	108,7	217,2	326,8	0,558	8,7	29,2
	τ (kPa)	39,8	71,0	124,9	193,8			
155	σ (kPa)	54,5	108,7	217,2	326,0	0,522	12,4	27,6
	τ (kPa)	39,8	71,0	124,9	182,9			
156	σ (kPa)	54,5	108,7	217,2	327,2	0,498	14,9	26,5
	τ (kPa)	39,8	71,0	124,9	176,4			
157	σ (kPa)	54,5	108,7	218,3	326,1	0,552	12,9	28,9
	τ (kPa)	39,8	71,0	145,2	186,2			
158	σ (kPa)	54,5	108,7	218,3	326,8	0,577	10,3	30,0
	τ (kPa)	39,8	71,0	145,2	193,8			
159	σ (kPa)	54,5	108,7	218,3	326,0	0,541	14,0	28,4
	τ (kPa)	39,8	71,0	145,2	182,9			

160	σ (kPa)	54,5	108,7	218,3	327,2	0,516	16,6	27,3
	τ (kPa)	39,8	71,0	145,2	176,4			
161	σ (kPa)	54,5	109,1	218,2	326,1	0,528	11,3	27,9
	τ (kPa)	39,8	71,9	121,1	186,2			
162	σ (kPa)	54,5	109,1	218,2	326,8	0,553	8,7	28,9
	τ (kPa)	39,8	71,9	121,1	193,8			
163	σ (kPa)	54,5	109,1	218,2	326,0	0,517	12,4	27,3
	τ (kPa)	39,8	71,9	121,1	182,9			
164	σ (kPa)	54,5	109,1	218,2	327,2	0,493	15,0	26,2
	τ (kPa)	39,8	71,9	121,1	176,4			
165	σ (kPa)	54,5	109,1	217,2	326,1	0,533	11,6	28,0
	τ (kPa)	39,8	71,9	124,9	186,2			
166	σ (kPa)	54,5	109,1	217,2	326,8	0,557	9,0	29,1
	τ (kPa)	39,8	71,9	124,9	193,8			
167	σ (kPa)	54,5	109,1	217,2	326,0	0,521	12,8	27,5
	τ (kPa)	39,8	71,9	124,9	182,9			
168	σ (kPa)	54,5	109,1	217,2	327,2	0,497	15,3	26,4
	τ (kPa)	39,8	71,9	124,9	176,4			
169	σ (kPa)	54,5	109,1	217,2	326,1	0,533	11,6	28,0
	τ (kPa)	39,8	71,9	124,9	186,2			
170	σ (kPa)	54,5	109,1	217,2	326,8	0,557	9,0	29,1
	τ (kPa)	39,8	71,9	124,9	193,8			
171	σ (kPa)	54,5	109,1	217,2	326,0	0,521	12,8	27,5
	τ (kPa)	39,8	71,9	124,9	182,9			
172	σ (kPa)	54,5	109,1	217,2	327,2	0,497	15,3	26,4
	τ (kPa)	39,8	71,9	124,9	176,4			
173	σ (kPa)	54,5	109,1	218,3	326,1	0,551	13,2	28,9
	τ (kPa)	39,8	71,9	145,2	186,2			
174	σ (kPa)	54,5	109,1	218,3	326,8	0,576	10,7	29,9
	τ (kPa)	39,8	71,9	145,2	193,8			
175	σ (kPa)	54,5	109,1	218,3	326,0	0,540	14,4	28,4
	τ (kPa)	39,8	71,9	145,2	182,9			
176	σ (kPa)	54,5	109,1	218,3	327,2	0,515	17,0	27,3
	τ (kPa)	39,8	71,9	145,2	176,4			
177	σ (kPa)	54,5	108,8	218,2	326,1	0,543	6,4	28,5
	τ (kPa)	39,8	62,6	121,1	186,2			
178	σ (kPa)	54,5	108,8	218,2	326,8	0,567	3,9	29,6
	τ (kPa)	39,8	62,6	121,1	193,8			
179	σ (kPa)	54,5	108,8	218,2	326,0	0,532	7,6	28,0
	τ (kPa)	39,8	62,6	121,1	182,9			
180	σ (kPa)	54,5	108,8	218,2	327,2	0,507	10,1	26,9
	τ (kPa)	39,8	62,6	121,1	176,4			
181	σ (kPa)	54,5	108,8	217,2	326,1	0,547	6,8	28,7
	τ (kPa)	39,8	62,6	124,9	186,2			
182	σ (kPa)	54,5	108,8	217,2	326,8	0,571	4,2	29,7
	τ (kPa)	39,8	62,6	124,9	193,8			

183	σ (kPa)	54,5	108,8	217,2	326,0	0,536	8,0	28,2
	τ (kPa)	39,8	62,6	124,9	182,9			
184	σ (kPa)	54,5	108,8	217,2	327,2	0,511	10,5	27,1
	τ (kPa)	39,8	62,6	124,9	176,4			
185	σ (kPa)	54,5	108,8	217,2	326,1	0,547	6,8	28,7
	τ (kPa)	39,8	62,6	124,9	186,2			
186	σ (kPa)	54,5	108,8	217,2	326,8	0,571	4,2	29,7
	τ (kPa)	39,8	62,6	124,9	193,8			
187	σ (kPa)	54,5	108,8	217,2	326,0	0,536	8,0	28,2
	τ (kPa)	39,8	62,6	124,9	182,9			
188	σ (kPa)	54,5	108,8	217,2	327,2	0,511	10,5	27,1
	τ (kPa)	39,8	62,6	124,9	176,4			
189	σ (kPa)	54,5	108,8	218,3	326,1	0,565	8,4	29,5
	τ (kPa)	39,8	62,6	145,2	186,2			
190	σ (kPa)	54,5	108,8	218,3	326,8	0,590	5,9	30,5
	τ (kPa)	39,8	62,6	145,2	193,8			
191	σ (kPa)	54,5	108,8	218,3	326,0	0,554	9,6	29,0
	τ (kPa)	39,8	62,6	145,2	182,9			
192	σ (kPa)	54,5	108,8	218,3	327,2	0,530	12,2	27,9
	τ (kPa)	39,8	62,6	145,2	176,4			
193	σ (kPa)	54,6	109,0	218,2	326,1	0,529	11,1	27,9
	τ (kPa)	39,3	72,5	121,1	186,2			
194	σ (kPa)	54,6	109,0	218,2	326,8	0,554	8,6	29,0
	τ (kPa)	39,3	72,5	121,1	193,8			
195	σ (kPa)	54,6	109,0	218,2	326,0	0,518	12,3	27,4
	τ (kPa)	39,3	72,5	121,1	182,9			
196	σ (kPa)	54,6	109,0	218,2	327,2	0,494	14,8	26,3
	τ (kPa)	39,3	72,5	121,1	176,4			
197	σ (kPa)	54,6	109,0	217,2	326,1	0,533	11,5	28,1
	τ (kPa)	39,3	72,5	124,9	186,2			
198	σ (kPa)	54,6	109,0	217,2	326,8	0,558	8,9	29,2
	τ (kPa)	39,3	72,5	124,9	193,8			
199	σ (kPa)	54,6	109,0	217,2	326,0	0,522	12,6	27,6
	τ (kPa)	39,3	72,5	124,9	182,9			
200	σ (kPa)	54,6	109,0	217,2	327,2	0,498	15,2	26,5
	τ (kPa)	39,3	72,5	124,9	176,4			
201	σ (kPa)	54,6	109,0	217,2	326,1	0,533	11,5	28,1
	τ (kPa)	39,3	72,5	124,9	186,2			
202	σ (kPa)	54,6	109,0	217,2	326,8	0,558	8,9	29,2
	τ (kPa)	39,3	72,5	124,9	193,8			
203	σ (kPa)	54,6	109,0	217,2	326,0	0,522	12,6	27,6
	τ (kPa)	39,3	72,5	124,9	182,9			
204	σ (kPa)	54,6	109,0	217,2	327,2	0,498	15,2	26,5
	τ (kPa)	39,3	72,5	124,9	176,4			
205	σ (kPa)	54,6	109,0	218,3	326,1	0,552	13,1	28,9
	τ (kPa)	39,3	72,5	145,2	186,2			

206	σ (kPa)	54,6	109,0	218,3	326,8	0,576	10,6	30,0
	τ (kPa)	39,3	72,5	145,2	193,8			
207	σ (kPa)	54,6	109,0	218,3	326,0	0,541	14,3	28,4
	τ (kPa)	39,3	72,5	145,2	182,9			
208	σ (kPa)	54,6	109,0	218,3	327,2	0,516	16,8	27,3
	τ (kPa)	39,3	72,5	145,2	176,4			
209	σ (kPa)	54,6	108,7	218,2	326,1	0,531	10,4	28,0
	τ (kPa)	39,3	71,0	121,1	186,2			
210	σ (kPa)	54,6	108,7	218,2	326,8	0,556	7,9	29,1
	τ (kPa)	39,3	71,0	121,1	193,8			
211	σ (kPa)	54,6	108,7	218,2	326,0	0,520	11,6	27,5
	τ (kPa)	39,3	71,0	121,1	182,9			
212	σ (kPa)	54,6	108,7	218,2	327,2	0,496	14,1	26,4
	τ (kPa)	39,3	71,0	121,1	176,4			
213	σ (kPa)	54,6	108,7	217,2	326,1	0,535	10,8	28,2
	τ (kPa)	39,3	71,0	124,9	186,2			
214	σ (kPa)	54,6	108,7	217,2	326,8	0,560	8,2	29,3
	τ (kPa)	39,3	71,0	124,9	193,8			
215	σ (kPa)	54,6	108,7	217,2	326,0	0,524	11,9	27,7
	τ (kPa)	39,3	71,0	124,9	182,9			
216	σ (kPa)	54,6	108,7	217,2	327,2	0,500	14,5	26,5
	τ (kPa)	39,3	71,0	124,9	176,4			
217	σ (kPa)	54,6	108,7	217,2	326,1	0,535	10,8	28,2
	τ (kPa)	39,3	71,0	124,9	186,2			
218	σ (kPa)	54,6	108,7	217,2	326,8	0,560	8,2	29,3
	τ (kPa)	39,3	71,0	124,9	193,8			
219	σ (kPa)	54,6	108,7	217,2	326,0	0,524	11,9	27,7
	τ (kPa)	39,3	71,0	124,9	182,9			
220	σ (kPa)	54,6	108,7	217,2	327,2	0,500	14,5	26,5
	τ (kPa)	39,3	71,0	124,9	176,4			
221	σ (kPa)	54,6	108,7	218,3	326,1	0,554	12,4	29,0
	τ (kPa)	39,3	71,0	145,2	186,2			
222	σ (kPa)	54,6	108,7	218,3	326,8	0,578	9,9	30,0
	τ (kPa)	39,3	71,0	145,2	193,8			
223	σ (kPa)	54,6	108,7	218,3	326,0	0,543	13,6	28,5
	τ (kPa)	39,3	71,0	145,2	182,9			
224	σ (kPa)	54,6	108,7	218,3	327,2	0,518	16,1	27,4
	τ (kPa)	39,3	71,0	145,2	176,4			
225	σ (kPa)	54,6	109,1	218,2	326,1	0,530	10,8	27,9
	τ (kPa)	39,3	71,9	121,1	186,2			
226	σ (kPa)	54,6	109,1	218,2	326,8	0,555	8,2	29,0
	τ (kPa)	39,3	71,9	121,1	193,8			
227	σ (kPa)	54,6	109,1	218,2	326,0	0,519	12,0	27,4
	τ (kPa)	39,3	71,9	121,1	182,9			
228	σ (kPa)	54,6	109,1	218,2	327,2	0,495	14,5	26,3
	τ (kPa)	39,3	71,9	121,1	176,4			

229	σ (kPa)	54,6	109,1	217,2	326,1	0,534	11,1	28,1
	τ (kPa)	39,3	71,9	124,9	186,2			
230	σ (kPa)	54,6	109,1	217,2	326,8	0,559	8,6	29,2
	τ (kPa)	39,3	71,9	124,9	193,8			
231	σ (kPa)	54,6	109,1	217,2	326,0	0,523	12,3	27,6
	τ (kPa)	39,3	71,9	124,9	182,9			
232	σ (kPa)	54,6	109,1	217,2	327,2	0,499	14,9	26,5
	τ (kPa)	39,3	71,9	124,9	176,4			
233	σ (kPa)	54,6	109,1	217,2	326,1	0,534	11,1	28,1
	τ (kPa)	39,3	71,9	124,9	186,2			
234	σ (kPa)	54,6	109,1	217,2	326,8	0,559	8,6	29,2
	τ (kPa)	39,3	71,9	124,9	193,8			
235	σ (kPa)	54,6	109,1	217,2	326,0	0,523	12,3	27,6
	τ (kPa)	39,3	71,9	124,9	182,9			
236	σ (kPa)	54,6	109,1	217,2	327,2	0,499	14,9	26,5
	τ (kPa)	39,3	71,9	124,9	176,4			
237	σ (kPa)	54,6	109,1	218,3	326,1	0,553	12,8	28,9
	τ (kPa)	39,3	71,9	145,2	186,2			
238	σ (kPa)	54,6	109,1	218,3	326,8	0,577	10,2	30,0
	τ (kPa)	39,3	71,9	145,2	193,8			
239	σ (kPa)	54,6	109,1	218,3	326,0	0,542	13,9	28,4
	τ (kPa)	39,3	71,9	145,2	182,9			
240	σ (kPa)	54,6	109,1	218,3	327,2	0,517	16,5	27,3
	τ (kPa)	39,3	71,9	145,2	176,4			
241	σ (kPa)	54,6	108,8	218,2	326,1	0,544	6,0	28,6
	τ (kPa)	39,3	62,6	121,1	186,2			
242	σ (kPa)	54,6	108,8	218,2	326,8	0,569	3,4	29,6
	τ (kPa)	39,3	62,6	121,1	193,8			
243	σ (kPa)	54,6	108,8	218,2	326,0	0,533	7,1	28,1
	τ (kPa)	39,3	62,6	121,1	182,9			
244	σ (kPa)	54,6	108,8	218,2	327,2	0,509	9,7	27,0
	τ (kPa)	39,3	62,6	121,1	176,4			
245	σ (kPa)	54,6	108,8	217,2	326,1	0,549	6,3	28,7
	τ (kPa)	39,3	62,6	124,9	186,2			
246	σ (kPa)	54,6	108,8	217,2	326,8	0,573	3,8	29,8
	τ (kPa)	39,3	62,6	124,9	193,8			
247	σ (kPa)	54,6	108,8	217,2	326,0	0,537	7,5	28,3
	τ (kPa)	39,3	62,6	124,9	182,9			
248	σ (kPa)	54,6	108,8	217,2	327,2	0,513	10,0	27,1
	τ (kPa)	39,3	62,6	124,9	176,4			
249	σ (kPa)	54,6	108,8	217,2	326,1	0,549	6,3	28,7
	τ (kPa)	39,3	62,6	124,9	186,2			
250	σ (kPa)	54,6	108,8	217,2	326,8	0,573	3,8	29,8
	τ (kPa)	39,3	62,6	124,9	193,8			
251	σ (kPa)	54,6	108,8	217,2	326,0	0,537	7,5	28,3
	τ (kPa)	39,3	62,6	124,9	182,9			

252	σ (kPa)	54,6	108,8	217,2	327,2	0,513	10,0	27,1
	τ (kPa)	39,3	62,6	124,9	176,4			
253	σ (kPa)	54,6	108,8	218,3	326,1	0,567	7,9	29,6
	τ (kPa)	39,3	62,6	145,2	186,2			
254	σ (kPa)	54,6	108,8	218,3	326,8	0,592	5,4	30,6
	τ (kPa)	39,3	62,6	145,2	193,8			
255	σ (kPa)	54,6	108,8	218,3	326,0	0,556	9,1	29,1
	τ (kPa)	39,3	62,6	145,2	182,9			
256	σ (kPa)	54,6	108,8	218,3	327,2	0,531	11,7	28,0
	τ (kPa)	39,3	62,6	145,2	176,4			

APÊNDICE H
Combinações Inundado - Mandaguaçu

Combinação nº		50 kPa	100 kPa	200 kPa	300 kPa	tan (φ')	c' (kPa)	φ' (°)
1	σ (kPa)	55,3	104,3	219,0	330,0	0,423	15,5	22,9
	τ (kPa)	41,2	57,5	106,7	156,4			
2	σ (kPa)	55,3	104,3	219,0	329,5	0,522	5,3	27,6
	τ (kPa)	41,2	57,5	106,7	185,4			
3	σ (kPa)	55,3	104,3	219,0	325,9	0,501	7,4	26,6
	τ (kPa)	41,2	57,5	106,7	177,7			
4	σ (kPa)	55,3	104,3	219,0	326,8	0,453	12,4	24,4
	τ (kPa)	41,2	57,5	106,7	163,8			
5	σ (kPa)	55,3	104,3	222,6	330,0	0,440	16,8	23,7
	τ (kPa)	41,2	57,5	125,4	156,4			
6	σ (kPa)	55,3	104,3	222,6	329,5	0,537	6,7	28,3
	τ (kPa)	41,2	57,5	125,4	185,4			
7	σ (kPa)	55,3	104,3	222,6	325,9	0,518	8,7	27,4
	τ (kPa)	41,2	57,5	125,4	177,7			
8	σ (kPa)	55,3	104,3	222,6	326,8	0,470	13,7	25,2
	τ (kPa)	41,2	57,5	125,4	163,8			
9	σ (kPa)	55,3	104,3	217,6	330,0	0,433	16,4	23,4
	τ (kPa)	41,2	57,5	116,7	156,4			
10	σ (kPa)	55,3	104,3	217,6	329,5	0,532	6,2	28,0
	τ (kPa)	41,2	57,5	116,7	185,4			
11	σ (kPa)	55,3	104,3	217,6	325,9	0,512	8,3	27,1
	τ (kPa)	41,2	57,5	116,7	177,7			
12	σ (kPa)	55,3	104,3	217,6	326,8	0,463	13,3	24,8
	τ (kPa)	41,2	57,5	116,7	163,8			
13	σ (kPa)	55,3	104,3	218,3	330,0	0,420	15,1	22,8
	τ (kPa)	41,2	57,5	102,7	156,4			
14	σ (kPa)	55,3	104,3	218,3	329,5	0,519	4,9	27,4
	τ (kPa)	41,2	57,5	102,7	185,4			
15	σ (kPa)	55,3	104,3	218,3	325,9	0,498	7,1	26,5
	τ (kPa)	41,2	57,5	102,7	177,7			
16	σ (kPa)	55,3	104,3	218,3	326,8	0,449	12,1	24,2
	τ (kPa)	41,2	57,5	102,7	163,8			
17	σ (kPa)	55,3	111,0	219,0	330,0	0,410	20,1	22,3
	τ (kPa)	41,2	69,1	106,7	156,4			
18	σ (kPa)	55,3	111,0	219,0	329,5	0,509	9,5	27,0
	τ (kPa)	41,2	69,1	106,7	185,4			
19	σ (kPa)	55,3	111,0	219,0	325,9	0,488	11,8	26,0
	τ (kPa)	41,2	69,1	106,7	177,7			
20	σ (kPa)	55,3	111,0	219,0	326,8	0,439	16,9	23,7
	τ (kPa)	41,2	69,1	106,7	163,8			
21	σ (kPa)	55,3	111,0	222,6	330,0	0,426	21,5	23,1
	τ (kPa)	41,2	69,1	125,4	156,4			

22	σ (kPa)	55,3	111,0	222,6	329,5	0,524	11,1	27,7
	τ (kPa)	41,2	69,1	125,4	185,4			
23	σ (kPa)	55,3	111,0	222,6	325,9	0,505	13,1	26,8
	τ (kPa)	41,2	69,1	125,4	177,7			
24	σ (kPa)	55,3	111,0	222,6	326,8	0,456	18,2	24,5
	τ (kPa)	41,2	69,1	125,4	163,8			
25	σ (kPa)	55,3	111,0	217,6	330,0	0,419	21,0	22,7
	τ (kPa)	41,2	69,1	116,7	156,4			
26	σ (kPa)	55,3	111,0	217,6	329,5	0,519	10,4	27,4
	τ (kPa)	41,2	69,1	116,7	185,4			
27	σ (kPa)	55,3	111,0	217,6	325,9	0,499	12,6	26,5
	τ (kPa)	41,2	69,1	116,7	177,7			
28	σ (kPa)	55,3	111,0	217,6	326,8	0,450	17,8	24,2
	τ (kPa)	41,2	69,1	116,7	163,8			
29	σ (kPa)	55,3	111,0	218,3	330,0	0,406	19,7	22,1
	τ (kPa)	41,2	69,1	102,7	156,4			
30	σ (kPa)	55,3	111,0	218,3	329,5	0,506	9,2	26,8
	τ (kPa)	41,2	69,1	102,7	185,4			
31	σ (kPa)	55,3	111,0	218,3	325,9	0,485	11,5	25,9
	τ (kPa)	41,2	69,1	102,7	177,7			
32	σ (kPa)	55,3	111,0	218,3	326,8	0,436	16,6	23,6
	τ (kPa)	41,2	69,1	102,7	163,8			
33	σ (kPa)	55,3	108,9	219,0	330,0	0,418	17,2	22,7
	τ (kPa)	41,2	62,6	106,7	156,4			
34	σ (kPa)	55,3	108,9	219,0	329,5	0,518	6,7	27,4
	τ (kPa)	41,2	62,6	106,7	185,4			
35	σ (kPa)	55,3	108,9	219,0	325,9	0,497	9,0	26,4
	τ (kPa)	41,2	62,6	106,7	177,7			
36	σ (kPa)	55,3	108,9	219,0	326,8	0,448	14,0	24,1
	τ (kPa)	41,2	62,6	106,7	163,8			
37	σ (kPa)	55,3	108,9	222,6	330,0	0,435	18,5	23,5
	τ (kPa)	41,2	62,6	125,4	156,4			
38	σ (kPa)	55,3	108,9	222,6	329,5	0,533	8,2	28,0
	τ (kPa)	41,2	62,6	125,4	185,4			
39	σ (kPa)	55,3	108,9	222,6	325,9	0,513	10,3	27,2
	τ (kPa)	41,2	62,6	125,4	177,7			
40	σ (kPa)	55,3	108,9	222,6	326,8	0,465	15,3	24,9
	τ (kPa)	41,2	62,6	125,4	163,8			
41	σ (kPa)	55,3	108,9	217,6	330,0	0,428	18,1	23,1
	τ (kPa)	41,2	62,6	116,7	156,4			
42	σ (kPa)	55,3	108,9	217,6	329,5	0,528	7,6	27,8
	τ (kPa)	41,2	62,6	116,7	185,4			
43	σ (kPa)	55,3	108,9	217,6	325,9	0,507	9,8	26,9
	τ (kPa)	41,2	62,6	116,7	177,7			
44	σ (kPa)	55,3	108,9	217,6	326,8	0,458	14,9	24,6
	τ (kPa)	41,2	62,6	116,7	163,8			

45	σ (kPa)	55,3	108,9	218,3	330,0	0,415	16,8	22,5
	τ (kPa)	41,2	62,6	102,7	156,4			
46	σ (kPa)	55,3	108,9	218,3	329,5	0,514	6,4	27,2
	τ (kPa)	41,2	62,6	102,7	185,4			
47	σ (kPa)	55,3	108,9	218,3	325,9	0,493	8,6	26,3
	τ (kPa)	41,2	62,6	102,7	177,7			
48	σ (kPa)	55,3	108,9	218,3	326,8	0,445	13,7	24,0
	τ (kPa)	41,2	62,6	102,7	163,8			
49	σ (kPa)	55,3	108,8	219,0	330,0	0,414	18,5	22,5
	τ (kPa)	41,2	65,2	106,7	156,4			
50	σ (kPa)	55,3	108,8	219,0	329,5	0,513	8,1	27,2
	τ (kPa)	41,2	65,2	106,7	185,4			
51	σ (kPa)	55,3	108,8	219,0	325,9	0,493	10,3	26,2
	τ (kPa)	41,2	65,2	106,7	177,7			
52	σ (kPa)	55,3	108,8	219,0	326,8	0,444	15,4	23,9
	τ (kPa)	41,2	65,2	106,7	163,8			
53	σ (kPa)	55,3	108,8	222,6	330,0	0,430	19,9	23,3
	τ (kPa)	41,2	65,2	125,4	156,4			
54	σ (kPa)	55,3	108,8	222,6	329,5	0,529	9,6	27,9
	τ (kPa)	41,2	65,2	125,4	185,4			
55	σ (kPa)	55,3	108,8	222,6	325,9	0,509	11,7	27,0
	τ (kPa)	41,2	65,2	125,4	177,7			
56	σ (kPa)	55,3	108,8	222,6	326,8	0,461	16,7	24,7
	τ (kPa)	41,2	65,2	125,4	163,8			
57	σ (kPa)	55,3	108,8	217,6	330,0	0,423	19,5	23,0
	τ (kPa)	41,2	65,2	116,7	156,4			
58	σ (kPa)	55,3	108,8	217,6	329,5	0,523	9,0	27,6
	τ (kPa)	41,2	65,2	116,7	185,4			
59	σ (kPa)	55,3	108,8	217,6	325,9	0,503	11,2	26,7
	τ (kPa)	41,2	65,2	116,7	177,7			
60	σ (kPa)	55,3	108,8	217,6	326,8	0,454	16,3	24,4
	τ (kPa)	41,2	65,2	116,7	163,8			
61	σ (kPa)	55,3	108,8	218,3	330,0	0,411	18,2	22,3
	τ (kPa)	41,2	65,2	102,7	156,4			
62	σ (kPa)	55,3	108,8	218,3	329,5	0,510	7,8	27,0
	τ (kPa)	41,2	65,2	102,7	185,4			
63	σ (kPa)	55,3	108,8	218,3	325,9	0,489	10,0	26,1
	τ (kPa)	41,2	65,2	102,7	177,7			
64	σ (kPa)	55,3	108,8	218,3	326,8	0,441	15,1	23,8
	τ (kPa)	41,2	65,2	102,7	163,8			
65	σ (kPa)	54,1	104,3	219,0	330,0	0,431	13,4	23,3
	τ (kPa)	37,7	57,5	106,7	156,4			
66	σ (kPa)	54,1	104,3	219,0	329,5	0,529	3,3	27,9
	τ (kPa)	37,7	57,5	106,7	185,4			
67	σ (kPa)	54,1	104,3	219,0	325,9	0,509	5,4	27,0
	τ (kPa)	37,7	57,5	106,7	177,7			

68	σ (kPa)	54,1	104,3	219,0	326,8	0,461	10,3	24,7
	τ (kPa)	37,7	57,5	106,7	163,8			
69	σ (kPa)	54,1	104,3	222,6	330,0	0,448	14,7	24,1
	τ (kPa)	37,7	57,5	125,4	156,4			
70	σ (kPa)	54,1	104,3	222,6	329,5	0,545	4,7	28,6
	τ (kPa)	37,7	57,5	125,4	185,4			
71	σ (kPa)	54,1	104,3	222,6	325,9	0,526	6,7	27,7
	τ (kPa)	37,7	57,5	125,4	177,7			
72	σ (kPa)	54,1	104,3	222,6	326,8	0,478	11,6	25,5
	τ (kPa)	37,7	57,5	125,4	163,8			
73	σ (kPa)	54,1	104,3	217,6	330,0	0,441	14,3	23,8
	τ (kPa)	37,7	57,5	116,7	156,4			
74	σ (kPa)	54,1	104,3	217,6	329,5	0,540	4,2	28,3
	τ (kPa)	37,7	57,5	116,7	185,4			
75	σ (kPa)	54,1	104,3	217,6	325,9	0,520	6,2	27,5
	τ (kPa)	37,7	57,5	116,7	177,7			
76	σ (kPa)	54,1	104,3	217,6	326,8	0,471	11,2	25,2
	τ (kPa)	37,7	57,5	116,7	163,8			
77	σ (kPa)	54,1	104,3	218,3	330,0	0,428	13,0	23,2
	τ (kPa)	37,7	57,5	102,7	156,4			
78	σ (kPa)	54,1	104,3	218,3	329,5	0,526	2,9	27,8
	τ (kPa)	37,7	57,5	102,7	185,4			
79	σ (kPa)	54,1	104,3	218,3	325,9	0,506	5,1	26,8
	τ (kPa)	37,7	57,5	102,7	177,7			
80	σ (kPa)	54,1	104,3	218,3	326,8	0,457	10,0	24,6
	τ (kPa)	37,7	57,5	102,7	163,8			
81	σ (kPa)	54,1	111,0	219,0	330,0	0,418	17,9	22,7
	τ (kPa)	37,7	69,1	106,7	156,4			
82	σ (kPa)	54,1	111,0	219,0	329,5	0,517	7,4	27,3
	τ (kPa)	37,7	69,1	106,7	185,4			
83	σ (kPa)	54,1	111,0	219,0	325,9	0,496	9,6	26,4
	τ (kPa)	37,7	69,1	106,7	177,7			
84	σ (kPa)	54,1	111,0	219,0	326,8	0,448	14,7	24,1
	τ (kPa)	37,7	69,1	106,7	163,8			
85	σ (kPa)	54,1	111,0	222,6	330,0	0,434	19,2	23,5
	τ (kPa)	37,7	69,1	125,4	156,4			
86	σ (kPa)	54,1	111,0	222,6	329,5	0,532	8,9	28,0
	τ (kPa)	37,7	69,1	125,4	185,4			
87	σ (kPa)	54,1	111,0	222,6	325,9	0,513	11,0	27,1
	τ (kPa)	37,7	69,1	125,4	177,7			
88	σ (kPa)	54,1	111,0	222,6	326,8	0,464	16,0	24,9
	τ (kPa)	37,7	69,1	125,4	163,8			
89	σ (kPa)	54,1	111,0	217,6	330,0	0,427	18,8	23,1
	τ (kPa)	37,7	69,1	116,7	156,4			
90	σ (kPa)	54,1	111,0	217,6	329,5	0,527	8,3	27,8
	τ (kPa)	37,7	69,1	116,7	185,4			

91	σ (kPa)	54,1	111,0	217,6	325,9	0,507	10,5	26,9
	τ (kPa)	37,7	69,1	116,7	177,7			
92	σ (kPa)	54,1	111,0	217,6	326,8	0,458	15,6	24,6
	τ (kPa)	37,7	69,1	116,7	163,8			
93	σ (kPa)	54,1	111,0	218,3	330,0	0,414	17,5	22,5
	τ (kPa)	37,7	69,1	102,7	156,4			
94	σ (kPa)	54,1	111,0	218,3	329,5	0,514	7,1	27,2
	τ (kPa)	37,7	69,1	102,7	185,4			
95	σ (kPa)	54,1	111,0	218,3	325,9	0,493	9,3	26,3
	τ (kPa)	37,7	69,1	102,7	177,7			
96	σ (kPa)	54,1	111,0	218,3	326,8	0,444	14,4	24,0
	τ (kPa)	37,7	69,1	102,7	163,8			
97	σ (kPa)	54,1	108,9	219,0	330,0	0,426	15,0	23,1
	τ (kPa)	37,7	62,6	106,7	156,4			
98	σ (kPa)	54,1	108,9	219,0	329,5	0,525	4,7	27,7
	τ (kPa)	37,7	62,6	106,7	185,4			
99	σ (kPa)	54,1	108,9	219,0	325,9	0,505	6,9	26,8
	τ (kPa)	37,7	62,6	106,7	177,7			
100	σ (kPa)	54,1	108,9	219,0	326,8	0,456	11,9	24,5
	τ (kPa)	37,7	62,6	106,7	163,8			
101	σ (kPa)	54,1	108,9	222,6	330,0	0,443	16,3	23,9
	τ (kPa)	37,7	62,6	125,4	156,4			
102	σ (kPa)	54,1	108,9	222,6	329,5	0,540	6,2	28,4
	τ (kPa)	37,7	62,6	125,4	185,4			
103	σ (kPa)	54,1	108,9	222,6	325,9	0,521	8,2	27,5
	τ (kPa)	37,7	62,6	125,4	177,7			
104	σ (kPa)	54,1	108,9	222,6	326,8	0,473	13,2	25,3
	τ (kPa)	37,7	62,6	125,4	163,8			
105	σ (kPa)	54,1	108,9	217,6	330,0	0,436	16,0	23,5
	τ (kPa)	37,7	62,6	116,7	156,4			
106	σ (kPa)	54,1	108,9	217,6	329,5	0,535	5,6	28,2
	τ (kPa)	37,7	62,6	116,7	185,4			
107	σ (kPa)	54,1	108,9	217,6	325,9	0,515	7,7	27,3
	τ (kPa)	37,7	62,6	116,7	177,7			
108	σ (kPa)	54,1	108,9	217,6	326,8	0,466	12,8	25,0
	τ (kPa)	37,7	62,6	116,7	163,8			
109	σ (kPa)	54,1	108,9	218,3	330,0	0,423	14,7	22,9
	τ (kPa)	37,7	62,6	102,7	156,4			
110	σ (kPa)	54,1	108,9	218,3	329,5	0,522	4,3	27,6
	τ (kPa)	37,7	62,6	102,7	185,4			
111	σ (kPa)	54,1	108,9	218,3	325,9	0,501	6,5	26,6
	τ (kPa)	37,7	62,6	102,7	177,7			
112	σ (kPa)	54,1	108,9	218,3	326,8	0,453	11,6	24,4
	τ (kPa)	37,7	62,6	102,7	163,8			
113	σ (kPa)	54,1	108,8	219,0	330,0	0,422	16,4	22,9
	τ (kPa)	37,7	65,2	106,7	156,4			

114	σ (kPa)	54,1	108,8	219,0	329,5	0,521	6,1	27,5
	τ (kPa)	37,7	65,2	106,7	185,4			
115	σ (kPa)	54,1	108,8	219,0	325,9	0,501	8,2	26,6
	τ (kPa)	37,7	65,2	106,7	177,7			
116	σ (kPa)	54,1	108,8	219,0	326,8	0,452	13,3	24,3
	τ (kPa)	37,7	65,2	106,7	163,8			
117	σ (kPa)	54,1	108,8	222,6	330,0	0,439	17,7	23,7
	τ (kPa)	37,7	65,2	125,4	156,4			
118	σ (kPa)	54,1	108,8	222,6	329,5	0,536	7,5	28,2
	τ (kPa)	37,7	65,2	125,4	185,4			
119	σ (kPa)	54,1	108,8	222,6	325,9	0,517	9,6	27,3
	τ (kPa)	37,7	65,2	125,4	177,7			
120	σ (kPa)	54,1	108,8	222,6	326,8	0,469	14,6	25,1
	τ (kPa)	37,7	65,2	125,4	163,8			
121	σ (kPa)	54,1	108,8	217,6	330,0	0,432	17,3	23,3
	τ (kPa)	37,7	65,2	116,7	156,4			
122	σ (kPa)	54,1	108,8	217,6	329,5	0,531	6,9	28,0
	τ (kPa)	37,7	65,2	116,7	185,4			
123	σ (kPa)	54,1	108,8	217,6	325,9	0,511	9,1	27,1
	τ (kPa)	37,7	65,2	116,7	177,7			
124	σ (kPa)	54,1	108,8	217,6	326,8	0,462	14,1	24,8
	τ (kPa)	37,7	65,2	116,7	163,8			
125	σ (kPa)	54,1	108,8	218,3	330,0	0,419	16,0	22,7
	τ (kPa)	37,7	65,2	102,7	156,4			
126	σ (kPa)	54,1	108,8	218,3	329,5	0,518	5,7	27,4
	τ (kPa)	37,7	65,2	102,7	185,4			
127	σ (kPa)	54,1	108,8	218,3	325,9	0,497	7,9	26,4
	τ (kPa)	37,7	65,2	102,7	177,7			
128	σ (kPa)	54,1	108,8	218,3	326,8	0,449	12,9	24,2
	τ (kPa)	37,7	65,2	102,7	163,8			
129	σ (kPa)	54,4	104,3	219,0	330,0	0,426	14,7	23,1
	τ (kPa)	39,8	57,5	106,7	156,4			
130	σ (kPa)	54,4	104,3	219,0	329,5	0,524	4,6	27,7
	τ (kPa)	39,8	57,5	106,7	185,4			
131	σ (kPa)	54,4	104,3	219,0	325,9	0,504	6,8	26,7
	τ (kPa)	39,8	57,5	106,7	177,7			
132	σ (kPa)	54,4	104,3	219,0	326,8	0,456	11,7	24,5
	τ (kPa)	39,8	57,5	106,7	163,8			
133	σ (kPa)	54,4	104,3	222,6	330,0	0,443	16,1	23,9
	τ (kPa)	39,8	57,5	125,4	156,4			
134	σ (kPa)	54,4	104,3	222,6	329,5	0,540	6,1	28,4
	τ (kPa)	39,8	57,5	125,4	185,4			
135	σ (kPa)	54,4	104,3	222,6	325,9	0,520	8,1	27,5
	τ (kPa)	39,8	57,5	125,4	177,7			
136	σ (kPa)	54,4	104,3	222,6	326,8	0,473	13,0	25,3
	τ (kPa)	39,8	57,5	125,4	163,8			

137	σ (kPa)	54,4	104,3	217,6	330,0	0,435	15,7	23,5
	τ (kPa)	39,8	57,5	116,7	156,4			
138	σ (kPa)	54,4	104,3	217,6	329,5	0,534	5,5	28,1
	τ (kPa)	39,8	57,5	116,7	185,4			
139	σ (kPa)	54,4	104,3	217,6	325,9	0,514	7,6	27,2
	τ (kPa)	39,8	57,5	116,7	177,7			
140	σ (kPa)	54,4	104,3	217,6	326,8	0,466	12,6	25,0
	τ (kPa)	39,8	57,5	116,7	163,8			
141	σ (kPa)	54,4	104,3	218,3	330,0	0,422	14,4	22,9
	τ (kPa)	39,8	57,5	102,7	156,4			
142	σ (kPa)	54,4	104,3	218,3	329,5	0,521	4,3	27,5
	τ (kPa)	39,8	57,5	102,7	185,4			
143	σ (kPa)	54,4	104,3	218,3	325,9	0,501	6,4	26,6
	τ (kPa)	39,8	57,5	102,7	177,7			
144	σ (kPa)	54,4	104,3	218,3	326,8	0,452	11,4	24,3
	τ (kPa)	39,8	57,5	102,7	163,8			
145	σ (kPa)	54,4	111,0	219,0	330,0	0,412	19,3	22,4
	τ (kPa)	39,8	69,1	106,7	156,4			
146	σ (kPa)	54,4	111,0	219,0	329,5	0,512	8,9	27,1
	τ (kPa)	39,8	69,1	106,7	185,4			
147	σ (kPa)	54,4	111,0	219,0	325,9	0,491	11,1	26,2
	τ (kPa)	39,8	69,1	106,7	177,7			
148	σ (kPa)	54,4	111,0	219,0	326,8	0,442	16,2	23,9
	τ (kPa)	39,8	69,1	106,7	163,8			
149	σ (kPa)	54,4	111,0	222,6	330,0	0,429	20,7	23,2
	τ (kPa)	39,8	69,1	125,4	156,4			
150	σ (kPa)	54,4	111,0	222,6	329,5	0,527	10,4	27,8
	τ (kPa)	39,8	69,1	125,4	185,4			
151	σ (kPa)	54,4	111,0	222,6	325,9	0,507	12,4	26,9
	τ (kPa)	39,8	69,1	125,4	177,7			
152	σ (kPa)	54,4	111,0	222,6	326,8	0,459	17,5	24,7
	τ (kPa)	39,8	69,1	125,4	163,8			
153	σ (kPa)	54,4	111,0	217,6	330,0	0,422	20,3	22,9
	τ (kPa)	39,8	69,1	116,7	156,4			
154	σ (kPa)	54,4	111,0	217,6	329,5	0,522	9,8	27,6
	τ (kPa)	39,8	69,1	116,7	185,4			
155	σ (kPa)	54,4	111,0	217,6	325,9	0,501	11,9	26,6
	τ (kPa)	39,8	69,1	116,7	177,7			
156	σ (kPa)	54,4	111,0	217,6	326,8	0,452	17,1	24,3
	τ (kPa)	39,8	69,1	116,7	163,8			
157	σ (kPa)	54,4	111,0	218,3	330,0	0,409	19,0	22,3
	τ (kPa)	39,8	69,1	102,7	156,4			
158	σ (kPa)	54,4	111,0	218,3	329,5	0,509	8,5	27,0
	τ (kPa)	39,8	69,1	102,7	185,4			
159	σ (kPa)	54,4	111,0	218,3	325,9	0,488	10,7	26,0
	τ (kPa)	39,8	69,1	102,7	177,7			

160	σ (kPa)	54,4	111,0	218,3	326,8	0,439	15,8	23,7
	τ (kPa)	39,8	69,1	102,7	163,8			
161	σ (kPa)	54,4	108,9	219,0	330,0	0,421	16,4	22,8
	τ (kPa)	39,8	62,6	106,7	156,4			
162	σ (kPa)	54,4	108,9	219,0	329,5	0,520	6,1	27,5
	τ (kPa)	39,8	62,6	106,7	185,4			
163	σ (kPa)	54,4	108,9	219,0	325,9	0,499	8,3	26,5
	τ (kPa)	39,8	62,6	106,7	177,7			
164	σ (kPa)	54,4	108,9	219,0	326,8	0,451	13,3	24,3
	τ (kPa)	39,8	62,6	106,7	163,8			
165	σ (kPa)	54,4	108,9	222,6	330,0	0,437	17,8	23,6
	τ (kPa)	39,8	62,6	125,4	156,4			
166	σ (kPa)	54,4	108,9	222,6	329,5	0,535	7,6	28,2
	τ (kPa)	39,8	62,6	125,4	185,4			
167	σ (kPa)	54,4	108,9	222,6	325,9	0,516	9,6	27,3
	τ (kPa)	39,8	62,6	125,4	177,7			
168	σ (kPa)	54,4	108,9	222,6	326,8	0,467	14,6	25,1
	τ (kPa)	39,8	62,6	125,4	163,8			
169	σ (kPa)	54,4	108,9	217,6	330,0	0,430	17,4	23,3
	τ (kPa)	39,8	62,6	116,7	156,4			
170	σ (kPa)	54,4	108,9	217,6	329,5	0,530	7,0	27,9
	τ (kPa)	39,8	62,6	116,7	185,4			
171	σ (kPa)	54,4	108,9	217,6	325,9	0,510	9,1	27,0
	τ (kPa)	39,8	62,6	116,7	177,7			
172	σ (kPa)	54,4	108,9	217,6	326,8	0,461	14,2	24,7
	τ (kPa)	39,8	62,6	116,7	163,8			
173	σ (kPa)	54,4	108,9	218,3	330,0	0,417	16,1	22,7
	τ (kPa)	39,8	62,6	102,7	156,4			
174	σ (kPa)	54,4	108,9	218,3	329,5	0,517	5,7	27,3
	τ (kPa)	39,8	62,6	102,7	185,4			
175	σ (kPa)	54,4	108,9	218,3	325,9	0,496	7,9	26,4
	τ (kPa)	39,8	62,6	102,7	177,7			
176	σ (kPa)	54,4	108,9	218,3	326,8	0,447	13,0	24,1
	τ (kPa)	39,8	62,6	102,7	163,8			
177	σ (kPa)	54,4	108,8	219,0	330,0	0,417	17,8	22,6
	τ (kPa)	39,8	65,2	106,7	156,4			
178	σ (kPa)	54,4	108,8	219,0	329,5	0,516	7,4	27,3
	τ (kPa)	39,8	65,2	106,7	185,4			
179	σ (kPa)	54,4	108,8	219,0	325,9	0,495	9,6	26,3
	τ (kPa)	39,8	65,2	106,7	177,7			
180	σ (kPa)	54,4	108,8	219,0	326,8	0,447	14,7	24,1
	τ (kPa)	39,8	65,2	106,7	163,8			
181	σ (kPa)	54,4	108,8	222,6	330,0	0,433	19,1	23,4
	τ (kPa)	39,8	65,2	125,4	156,4			
182	σ (kPa)	54,4	108,8	222,6	329,5	0,531	8,9	28,0
	τ (kPa)	39,8	65,2	125,4	185,4			

183	σ (kPa)	54,4	108,8	222,6	325,9	0,512	11,0	27,1
	τ (kPa)	39,8	65,2	125,4	177,7			
184	σ (kPa)	54,4	108,8	222,6	326,8	0,463	16,0	24,9
	τ (kPa)	39,8	65,2	125,4	163,8			
185	σ (kPa)	54,4	108,8	217,6	330,0	0,426	18,7	23,1
	τ (kPa)	39,8	65,2	116,7	156,4			
186	σ (kPa)	54,4	108,8	217,6	329,5	0,526	8,3	27,7
	τ (kPa)	39,8	65,2	116,7	185,4			
187	σ (kPa)	54,4	108,8	217,6	325,9	0,506	10,5	26,8
	τ (kPa)	39,8	65,2	116,7	177,7			
188	σ (kPa)	54,4	108,8	217,6	326,8	0,457	15,6	24,5
	τ (kPa)	39,8	65,2	116,7	163,8			
189	σ (kPa)	54,4	108,8	218,3	330,0	0,413	17,4	22,5
	τ (kPa)	39,8	65,2	102,7	156,4			
190	σ (kPa)	54,4	108,8	218,3	329,5	0,513	7,1	27,2
	τ (kPa)	39,8	65,2	102,7	185,4			
191	σ (kPa)	54,4	108,8	218,3	325,9	0,492	9,3	26,2
	τ (kPa)	39,8	65,2	102,7	177,7			
192	σ (kPa)	54,4	108,8	218,3	326,8	0,443	14,4	23,9
	τ (kPa)	39,8	65,2	102,7	163,8			
193	σ (kPa)	51,3	104,3	219,0	330,0	0,433	12,7	23,4
	τ (kPa)	35,7	57,5	106,7	156,4			
194	σ (kPa)	51,3	104,3	219,0	329,5	0,531	2,9	27,9
	τ (kPa)	35,7	57,5	106,7	185,4			
195	σ (kPa)	51,3	104,3	219,0	325,9	0,511	5,0	27,0
	τ (kPa)	35,7	57,5	106,7	177,7			
196	σ (kPa)	51,3	104,3	219,0	326,8	0,463	9,8	24,8
	τ (kPa)	35,7	57,5	106,7	163,8			
197	σ (kPa)	51,3	104,3	222,6	330,0	0,450	14,1	24,2
	τ (kPa)	35,7	57,5	125,4	156,4			
198	σ (kPa)	51,3	104,3	222,6	329,5	0,546	4,4	28,6
	τ (kPa)	35,7	57,5	125,4	185,4			
199	σ (kPa)	51,3	104,3	222,6	325,9	0,527	6,3	27,8
	τ (kPa)	35,7	57,5	125,4	177,7			
200	σ (kPa)	51,3	104,3	222,6	326,8	0,480	11,0	25,6
	τ (kPa)	35,7	57,5	125,4	163,8			
201	σ (kPa)	51,3	104,3	217,6	330,0	0,443	13,7	23,9
	τ (kPa)	35,7	57,5	116,7	156,4			
202	σ (kPa)	51,3	104,3	217,6	329,5	0,541	3,8	28,4
	τ (kPa)	35,7	57,5	116,7	185,4			
203	σ (kPa)	51,3	104,3	217,6	325,9	0,521	5,8	27,5
	τ (kPa)	35,7	57,5	116,7	177,7			
204	σ (kPa)	51,3	104,3	217,6	326,8	0,473	10,7	25,3
	τ (kPa)	35,7	57,5	116,7	163,8			
205	σ (kPa)	51,3	104,3	218,3	330,0	0,430	12,4	23,3
	τ (kPa)	35,7	57,5	102,7	156,4			

206	σ (kPa)	51,3	104,3	218,3	329,5	0,527	2,6	27,8
	τ (kPa)	35,7	57,5	102,7	185,4			
207	σ (kPa)	51,3	104,3	218,3	325,9	0,507	4,6	26,9
	τ (kPa)	35,7	57,5	102,7	177,7			
208	σ (kPa)	51,3	104,3	218,3	326,8	0,459	9,5	24,7
	τ (kPa)	35,7	57,5	102,7	163,8			
209	σ (kPa)	51,3	111,0	219,0	330,0	0,420	17,2	22,8
	τ (kPa)	35,7	69,1	106,7	156,4			
210	σ (kPa)	51,3	111,0	219,0	329,5	0,519	7,0	27,4
	τ (kPa)	35,7	69,1	106,7	185,4			
211	σ (kPa)	51,3	111,0	219,0	325,9	0,498	9,2	26,5
	τ (kPa)	35,7	69,1	106,7	177,7			
212	σ (kPa)	51,3	111,0	219,0	326,8	0,450	14,1	24,2
	τ (kPa)	35,7	69,1	106,7	163,8			
213	σ (kPa)	51,3	111,0	222,6	330,0	0,437	18,5	23,6
	τ (kPa)	35,7	69,1	125,4	156,4			
214	σ (kPa)	51,3	111,0	222,6	329,5	0,534	8,5	28,1
	τ (kPa)	35,7	69,1	125,4	185,4			
215	σ (kPa)	51,3	111,0	222,6	325,9	0,515	10,5	27,2
	τ (kPa)	35,7	69,1	125,4	177,7			
216	σ (kPa)	51,3	111,0	222,6	326,8	0,467	15,4	25,0
	τ (kPa)	35,7	69,1	125,4	163,8			
217	σ (kPa)	51,3	111,0	217,6	330,0	0,430	18,1	23,3
	τ (kPa)	35,7	69,1	116,7	156,4			
218	σ (kPa)	51,3	111,0	217,6	329,5	0,529	7,9	27,9
	τ (kPa)	35,7	69,1	116,7	185,4			
219	σ (kPa)	51,3	111,0	217,6	325,9	0,509	10,0	27,0
	τ (kPa)	35,7	69,1	116,7	177,7			
220	σ (kPa)	51,3	111,0	217,6	326,8	0,460	15,0	24,7
	τ (kPa)	35,7	69,1	116,7	163,8			
221	σ (kPa)	51,3	111,0	218,3	330,0	0,417	16,8	22,6
	τ (kPa)	35,7	69,1	102,7	156,4			
222	σ (kPa)	51,3	111,0	218,3	329,5	0,516	6,6	27,3
	τ (kPa)	35,7	69,1	102,7	185,4			
223	σ (kPa)	51,3	111,0	218,3	325,9	0,495	8,8	26,3
	τ (kPa)	35,7	69,1	102,7	177,7			
224	σ (kPa)	51,3	111,0	218,3	326,8	0,447	13,8	24,1
	τ (kPa)	35,7	69,1	102,7	163,8			
225	σ (kPa)	51,3	108,9	219,0	330,0	0,429	14,3	23,2
	τ (kPa)	35,7	62,6	106,7	156,4			
226	σ (kPa)	51,3	108,9	219,0	329,5	0,527	4,3	27,8
	τ (kPa)	35,7	62,6	106,7	185,4			
227	σ (kPa)	51,3	108,9	219,0	325,9	0,506	6,4	26,9
	τ (kPa)	35,7	62,6	106,7	177,7			
228	σ (kPa)	51,3	108,9	219,0	326,8	0,458	11,3	24,6
	τ (kPa)	35,7	62,6	106,7	163,8			

229	σ (kPa)	51,3	108,9	222,6	330,0	0,445	15,7	24,0
	τ (kPa)	35,7	62,6	125,4	156,4			
230	σ (kPa)	51,3	108,9	222,6	329,5	0,542	5,8	28,5
	τ (kPa)	35,7	62,6	125,4	185,4			
231	σ (kPa)	51,3	108,9	222,6	325,9	0,523	7,7	27,6
	τ (kPa)	35,7	62,6	125,4	177,7			
232	σ (kPa)	51,3	108,9	222,6	326,8	0,475	12,6	25,4
	τ (kPa)	35,7	62,6	125,4	163,8			
233	σ (kPa)	51,3	108,9	217,6	330,0	0,438	15,3	23,7
	τ (kPa)	35,7	62,6	116,7	156,4			
234	σ (kPa)	51,3	108,9	217,6	329,5	0,537	5,2	28,2
	τ (kPa)	35,7	62,6	116,7	185,4			
235	σ (kPa)	51,3	108,9	217,6	325,9	0,517	7,2	27,3
	τ (kPa)	35,7	62,6	116,7	177,7			
236	σ (kPa)	51,3	108,9	217,6	326,8	0,468	12,2	25,1
	τ (kPa)	35,7	62,6	116,7	163,8			
237	σ (kPa)	51,3	108,9	218,3	330,0	0,425	14,0	23,0
	τ (kPa)	35,7	62,6	102,7	156,4			
238	σ (kPa)	51,3	108,9	218,3	329,5	0,523	3,9	27,6
	τ (kPa)	35,7	62,6	102,7	185,4			
239	σ (kPa)	51,3	108,9	218,3	325,9	0,503	6,1	26,7
	τ (kPa)	35,7	62,6	102,7	177,7			
240	σ (kPa)	51,3	108,9	218,3	326,8	0,455	11,0	24,5
	τ (kPa)	35,7	62,6	102,7	163,8			
241	σ (kPa)	51,3	108,8	219,0	330,0	0,425	15,7	23,0
	τ (kPa)	35,7	65,2	106,7	156,4			
242	σ (kPa)	51,3	108,8	219,0	329,5	0,523	5,6	27,6
	τ (kPa)	35,7	65,2	106,7	185,4			
243	σ (kPa)	51,3	108,8	219,0	325,9	0,502	7,8	26,7
	τ (kPa)	35,7	65,2	106,7	177,7			
244	σ (kPa)	51,3	108,8	219,0	326,8	0,454	12,7	24,4
	τ (kPa)	35,7	65,2	106,7	163,8			
245	σ (kPa)	51,3	108,8	222,6	330,0	0,441	17,0	23,8
	τ (kPa)	35,7	65,2	125,4	156,4			
246	σ (kPa)	51,3	108,8	222,6	329,5	0,538	7,1	28,3
	τ (kPa)	35,7	65,2	125,4	185,4			
247	σ (kPa)	51,3	108,8	222,6	325,9	0,519	9,1	27,4
	τ (kPa)	35,7	65,2	125,4	177,7			
248	σ (kPa)	51,3	108,8	222,6	326,8	0,471	14,0	25,2
	τ (kPa)	35,7	65,2	125,4	163,8			
249	σ (kPa)	51,3	108,8	217,6	330,0	0,434	16,6	23,5
	τ (kPa)	35,7	65,2	116,7	156,4			
250	σ (kPa)	51,3	108,8	217,6	329,5	0,533	6,5	28,0
	τ (kPa)	35,7	65,2	116,7	185,4			
251	σ (kPa)	51,3	108,8	217,6	325,9	0,513	8,6	27,1
	τ (kPa)	35,7	65,2	116,7	177,7			

252	σ (kPa)	51,3	108,8	217,6	326,8	0,464	13,5	24,9
	τ (kPa)	35,7	65,2	116,7	163,8			
253	σ (kPa)	51,3	108,8	218,3	330,0	0,421	15,3	22,8
	τ (kPa)	35,7	65,2	102,7	156,4			
254	σ (kPa)	51,3	108,8	218,3	329,5	0,519	5,3	27,5
	τ (kPa)	35,7	65,2	102,7	185,4			
255	σ (kPa)	51,3	108,8	218,3	325,9	0,499	7,4	26,5
	τ (kPa)	35,7	65,2	102,7	177,7			
256	σ (kPa)	51,3	108,8	218,3	326,8	0,451	12,3	24,3
	τ (kPa)	35,7	65,2	102,7	163,8			