



Universidade do Estado do Rio de Janeiro
Centro de Tecnologia e Ciências
Faculdade de Engenharia

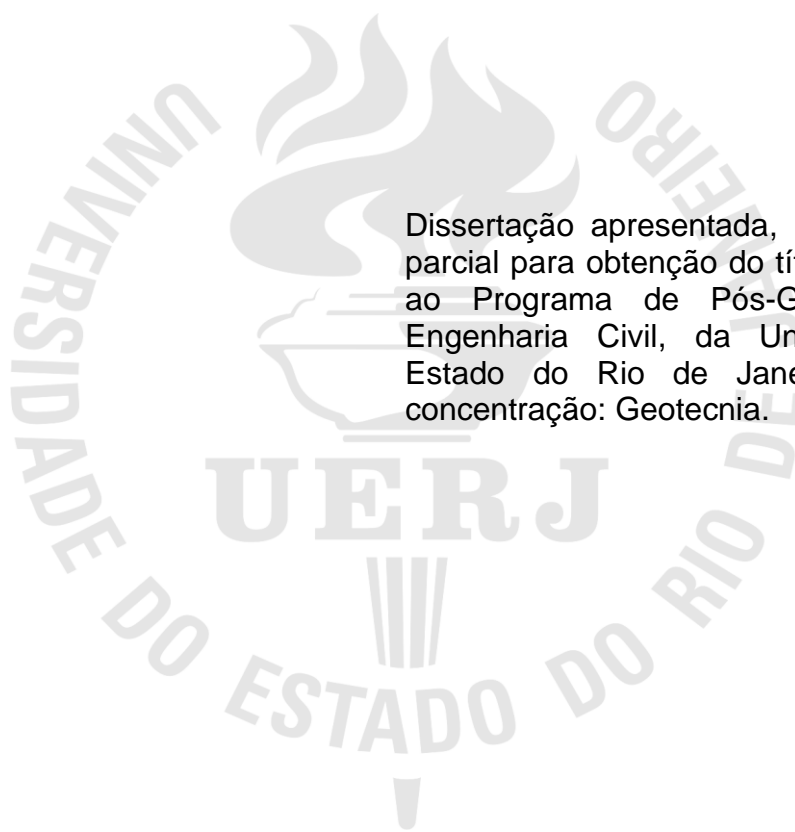
Jhonatan de Brito Tabajara

Avaliação das abordagens em termos de tensão total e efetiva em estudos de estabilidade de aterros sobre solos compressíveis

Rio de Janeiro
2021

Jhonatan de Brito Tabajara

Avaliação das abordagens em termos de tensão total e efetiva em estudos de estabilidade de aterros sobre solos compressíveis



Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Orientadora: Prof. Dr. Denise Maria Soares Gerscovich

Rio de Janeiro

2021

CATALOGAÇÃO NA FONTE
UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

T112 Tabajara, Jhonatan de Brito.
Avaliação das abordagens de termos de tensão total e efetiva em estudos de estabilidade de aterros sobre solos compressíveis / Jhonatan de Brito Tabajara. – 2021.
107f.

Orientadora: Denise Maria Soares Gerscovich.
Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

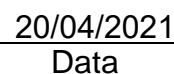
1. Engenharia civil - Teses. 2. Engenharia geotécnica - Teses. 3. Solos argilosos - Teses. 4. Deformações e tensões - Teses. 5. Mecânica do solo - Teses. 6. Análise numérica - Teses. I. Gerscovich, Denise Maria Soares. II. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia. III. Título.

CDU 624.131.22

Bibliotecária: Júlia Vieira – CRB7/6022

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial desta tese, desde que citada a fonte.


Assinatura


Data

Jhonatan de Brito Tabajara

Avaliação das abordagens de termos de tensão total e efetiva em estudos de estabilidade de aterros sobre solos compressíveis

Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Aprovado em: 25 de janeiro de 2021.

Banca Examinadora:



Profa. Dra. Denise M. S. Gerscovich (Orientadora)
Faculdade de Engenharia – UERJ



Prof. Dr. Marcus P. Pacheco
Faculdade de Engenharia – UERJ



Prof. Dr. Luiz Francisco Muniz da Silva
Muniz & Spada Eng. Consultores Ltda
Fundação Técnico Educacional Souza Marques

Rio de Janeiro

2021

DEDICATÓRIA

A Deus, por me sempre me guiar. A meus familiares pelos incentivos. A meus amigos por estarem presentes em todos os momentos. E a todos, mesmo que por um instante, me fizeram ser quem sou.

AGRADECIMENTOS

À minha orientadora, Professora Doutora Denise Maria Soares Gerscovich, por acreditar, por toda a ajuda e demonstração de força de vontade, pela excelente orientação, apontando os melhores caminhos, dando estímulos para o desenvolvimento deste trabalho pela amizade e pela paciência dedicada.

Aos meus colegas de mestrado Lennon de Souza Marcos da Silva, Thiago Azevedo Teixeira, Matheus Faria Peçanha Sardinha, Keila Letícia Baptista de Souza, Ana Waldila de Queiroz Ramiro Reis, Karina Mota Rocha e Barbara Cardoso Gomes, pela ajuda em todos os momentos, pela paciência e apoio demonstrado. Agradeço o carinho, por cada palavra e momento compartilhado. A vocês expressei minhas ansiedades, meus sentimentos. De vocês recebi força para não desistir, inspiração e o mais importante a amizade.

Em especial agradeço a Leonardo Santos de Jesus, que durante esses anos me inspirou, contribuiu, me deu forças para que pudesse trilhar esse caminho, estando sempre ao meu lado.

À UERJ, porque sem ela não poderia ter realizado este sonho de conquista.

A todos aqueles, que embora não citados nominalmente, contribuíram direta e indiretamente para a execução deste trabalho.

A Nina, minha gata, que nos momentos finais deste trabalho encerrou sua jornada ao meu lado, mas que estará sempre presente em minha vida.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

Fracassar é parte crucial do sucesso. Toda vez que você fracassa e se recupera, exercita perseverança que é a chave da vida. Sua força está na habilidade de se recompor.

Michelle Obama

RESUMO

TABAJARA, Jhonatan de Brito. *Avaliação das abordagens em termos de tensão total e efetiva em estudos de estabilidade de aterros sobre solos compressíveis*. 2021. 107f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2021.

Aterros sobre solos moles, hoje, têm se tornado muito usuais devido a indisponibilidade cada vez maior de solos que apresentem boa resistência, principalmente em locais de grande concentração industrial e urbana. Entretanto a avaliação da estabilidade desses aterros está condicionada à escolha dos parâmetros de resistência, ao tipo de análise adotada e ao modelo escolhido. Estudos realizados na região de Sarapuí evidenciam que a escolha dos parâmetros de um material compressível é variável e de difícil obtenção de acordo com o tipo de ensaio, metodologia aplicada e as diferentes condições de realização dos ensaios. Além disso estão associadas também questões de correção, como a proposta por Ladd e Lambe (1964), e a avaliação de sensibilidade desses parâmetros. Já quando se avalia o tipo de análise adotada, em termos de tensões totais ou efetivas, ambos geram resultados diferentes de fator de segurança, o que causa uma ambiguidade na determinação de critérios de projeto. Essas avaliações de estabilidade exigem cuidado na adoção dos parâmetros geotécnicos, na utilização da ferramenta para avaliação do resultado e no conhecimento das metodologias de cálculo adotadas por cada modelo de resistência. Há hoje, cada vez mais programas computacionais comerciais disponíveis de análise geotécnica que realizam cálculos complexos em que a entrada de dados dos parâmetros é simplificada, cabendo ao projetista a escolha dos mesmos. No presente trabalho a retroanálise da estabilidade do Aterro Experimental I, situado na baixada fluminense do Rio de Janeiro próximo as margens do Rio Sarapuí, foi realizada através de modelagem numérica em elementos finitos. As análises em tensões totais forneceram fatores de segurança próximo à unidade considerando-se ganhos de resistência não drenada devido à dissipação dos excessos de poropressão durante a construção. O perfil geotécnico do subsolo teve como base os ensaios de palheta de campo que desconsideram o atrito solo-haste. Já as análises em termos efetivos também justificaram a ruptura para uma altura de aterro de 2,5 m e permitiram confrontar as estimativas de perfis de poropressão com os resultados registrados em campo. Esse trabalho evidenciou que a retroanálise em termos de tensões totais e efetivas forneceram resultados compatíveis com a condição de ruptura do aterro. Cabe ressaltar a importância da escolha dos parâmetros de análise na confiabilidade de qualquer análise numérica.

Palavras-chave: Argila Mole; Estabilidade; Resistência Não Drenada; Tensões Totais; Tensões Efetivas.

ABSTRACT

TABAJARA, Jhonatan de Brito. Evaluation of total and effective stress approaches for stability studies of embankments on soft soils. 2021. 107f. Master's thesis (Master of Science in Civil Engineering) – Engineering Faculty, Rio de Janeiro State University, Rio de Janeiro, 2021.

Nowadays embankments on soft soils have become very common due to the increasing unavailability of soils with great resistance, especially in industrial and urban high concentration places. However, the stability evaluation of these embankments is conditioned by the choice of strength parameters, the type of analysis adopted and the model chosen. Studies carried out in the Sarapuı́ region reveal that the choice of compressible material parameters is variable and difficult to obtain according to the type of test, the methodology applied and the different conditions under which the tests are carried out. In addition, there are also questions of correction such as the one proposed by Ladd and Lambe (1964), and evaluation of the sensitivity of these parameters. When evaluating the type of analysis adopted, in terms of total or effective stresses, both generate different safety factor results, which causes ambiguity about the design criteria determination. These stability assessments require care in the adoption of geotechnical parameters, use of the tool to evaluate the result and knowledge of the calculation methodologies performed by each adopted resistance model. At this moment, increasingly commercial geotechnical analysis programs are available performing complex calculations and in which the input data of the parameters is simplified, being up to the designer to choose them. This present study performed the retroanalysis of the stability of the Experimental Embankment I, situated in the baixada fluminense of Rio de Janeiro near the margins of the Sarapuı́ River, through finite elements modeling (FEM). The analysis in total stresses provided safety factors close to the unit considering undrained strength gains due to dissipation of excess pore pressure during construction. The geotechnical profile of subsoil was based on vane tests which disregarded ground-steel friction. The analyses in effective terms also justified the rupture for a 2,5 m embankment height and allowed comparing the estimates of pore pressure profiles with the results obtained in the field. This study indicated that the retroanalysis in terms of total and effective stresses provided results compatible with the embankment failure condition. It is important to emphasize the relevance of the analysis parameters choice in the reliability of any numerical analysis.

Keywords: Soft Soils; Stability; Undrained Strength; Total Stress; Effective Stress.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. - Superfície potencial de ruptura em aterro sobre solo mole.....	24
Figura 2. - Modos de superfície de aterros sem reforço: a) deslizamento lateral do aterro; b) ruptura da fundação de argila; c) ruptura global aterro – fundação	25
Figura 3. - Evolução das tensões e FS com o tempo.....	26
Figura 4. - Trajetória de tensões hipotéticas	29
Figura 5. - Relação $(su \sigma'c) / (su \sigma'cm) \times OCR$ observada por Ladd e Lambe (1963)	32
Figura 6. - Determinação da tensão efetiva de consolidação equivalente ($\sigma'e'$)	33
Figura 7 – Envoltória de resistência de Hvorslev (1960) para argilas de Vienna e Little Belt.....	35
Figura 8 – Fator de correção da resistência não drenada.....	37
Figura 9 - Comparação entre o comportamento real comportamento modelado nas análises.....	39
Figura 10 - Exemplo de divisão em fatias de uma superfície	39
Figura 11 - Exemplo de discretização do domínio contínuo	41
Figura 12 – Tensão – deformação do modelo Mohr Coulomb	42
Figura 13 – Tensão-deformação do modelo <i>Soft Soil</i>	43
Figura 14 – Superfície de ruptura do modelo <i>Soft Soil</i>	44
Figura 15. Planta do aterro e sequência construtiva	47
Figura 16 – Perfil geotécnico determinado por meio de sondagens.....	48
Figura 17 – Localização em planta dos piezômetros (P).....	48
Figura 18 – Localização em corte dos piezômetros na seção principal	49
Figura 19 – Limite de plasticidade, limite de liquidez, umidade e índice de plasticidade com a profundidade.....	52
Figura 20 – Parâmetros compilados da argila do Sarapuí.	53
Figura 21 – su vs. Profundidade para ensaios triaxiais UU	54
Figura 22 – Comparativo de campanha de ensaios para determinação de perfis de resistência	55
Figura 23 – Módulo de deformabilidade não drenado obtido em ensaio triaxial UU.	56
Figura 24 – Variação de parâmetros de compressibilidade com a profundidade para a argila de Sarapuí.....	58

Figura 25 – Variação de parâmetros de compressibilidade com a profundidade para a argila de Sarapuí.....	59
Figura 26 – Distribuição do coeficiente de permeabilidade com a profundidade	60
Figura 27 –Valores de c_v em relação a tensão efetiva na Baixada Fluminense.....	61
Figura 28 – Relação de c_v com o nível de tensões para Sarapuí.	61
Figura 29– Modelo constitutivo com queda pós-pico	63
Figura 30 – Análise para o aterro experimental I realizada por Pereira Pinto, 2017 .	64
Figura 31– Retroanálise da ruptura do Aterro Experimental I - FS = 0,995.....	65
Figura 32 Geometria da seção principal do Aterro Experimental I (unidade em metros)	66
Figura 33 – Resultado da análise de estabilidade pelo método de Bishop Simplificado - su sem correção de Bjerrum	67
Figura 34 – Região de plastificação de FS – <i>software</i> RS ₂	69
Figura 35 – Influência do grau de discretização da malha de elementos finitos	69
Figura 36 – Modificação do FS e região plastificada para malha do tipo <i>uniform</i> – Alternativa 1	70
Figura 37 – Modificação do FS e região plastificada para malha do tipo <i>uniform</i> – Alternativa 2	71
Figura 38 – Modificação do FS e região plastificada para malha do tipo <i>uniform</i> – Alternativa 3	72
Figura 39 – Resultado da simulação considerando a Opção 2 para o perfil de resistência não drenada indicado na Figura 36.....	73
Figura 40 – Resultado da simulação considerando a Opção 3 para o perfil de resistência não drenada indicado na Figura 37.....	74
Figura 41 – Resultado da simulação considerando a Opção 4 para o perfil de resistência não drenada indicado na Figura 38.....	74
Figura 42 – Variação de $C\alpha$ com o histórico de tensões.....	77
Figura 43 – Valores de $c\alpha$ em relação ao índice de vazios inicial com a reta obtida por Johnson, 1976a.....	77
Figura 44 – Relação de $c\alpha$ com razão $\sigma'v/\sigma'vm$	78
Figura 45 – Malha de elementos finitos do programa RS ₂ versão 10.009 definida como <i>Uniform – 6 Noded Triangles</i> – 1500 elementos	79
Figura 46 – Malha de elementos finitos do programa Plaxis versão 8 definida com 15 nós – <i>Fine</i>	80

Figura 47 – Região de plastificação e superfície de ruptura de campo – modelo Mohr Coulomb – RS ₂ Rocscience 10.009.	80
Figura 48 – Piezômetros sob a região do aterro.	81
Figura 49 – Variação de $\Delta u/\gamma_w$ com a profundidade obtida pelo programa RS ₂ 2019 10.009.	82
Figura 50 – Comparação entre os perfis de $\Delta u/\gamma_w$ previsto pelo RS2 2019 10.009 e os medidos no campo – Região A	83
Figura 51 – Comparação entre os perfis de $\Delta u/\gamma_w$ previsto pelo RS2 2019 10.009 e os medidos no campo - Região B.	84
Figura 52 – Comparação entre os perfis de $\Delta u/\gamma_w$ previsto pelo RS2 2019 10.009 e os medidos no campo - Região C.	85
Figura 53 – Distribuições de poropressão na camada ressecada ao final do carregamento.	87
Figura 54 – Região de plastificação e superfície de ruptura de campo – modelo Mohr Coulomb – Plaxis versão 8.	88
Figura 55 – Região de plastificação e superfície de ruptura de campo – modelo <i>Soft Soil</i> – Plaxis versão 8.	88
Figura 56 – Região de plastificação e superfície de ruptura de campo – modelo <i>Soft Soil creep</i> – Plaxis versão 8.	88
Figura 57 – Comparação entre $\Delta u/\gamma_w$ prevista pelo RS ₂ 2019 10.009 – modelo de Mohr-Coulomb e modelo <i>Soft Soil</i> e <i>Soft Soil Creep</i> no Plaxis v. 8 X valores medidos no campo (piezômetros P1A a P5A) – Região A. Valores medidos em linha tracejada - Valores previstos em linha cheia.	89
Figura 58 – Comparação entre $\Delta u/\gamma_w$ prevista pelo RS2 2019 10.009 – modelo de Mohr-Coulomb X e modelo <i>Soft Soil</i> e <i>Soft Soil Creep</i> no Plaxis v. 8 valores medidos no campo (piezômetros P8, P9 e P15) – Região B. Valores medidos em linha tracejada - Valores previstos em linha cheia.	90
Figura 59 – Comparação entre $\Delta u/\gamma_w$ prevista pelo RS2 2019 10.009 – modelo de Mohr-Coulomb X e modelo <i>Soft Soil</i> e <i>Soft Soil Creep</i> no Plaxis v. 8 valores medidos no campo (piezômetros P8, P9 e P15) – Região C. Valores medidos em linha tracejada - Valores previstos em linha cheia.	91

Figura 60 – Distribuições de poropressão na camada ressecada ao final do carregamento para o modelo <i>Soft Soil</i>	92
Figura 61 – Distribuições de poropressão na camada ressecada ao final do carregamento para o modelo <i>Soft Soil Creep</i>	93

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Parâmetros do modelo Mohr Coulomb.....	42
Tabela 2 – Parâmetros do modelo <i>Soft Soil</i>	44
Tabela 3 – Parâmetros efetivos de resistência da crosta.....	53
Tabela 4 – Valores de módulo de elasticidade não drenado para argila mole de Sarapuí.....	57
Tabela 5 – Coeficiente de compressão secundária.....	62
Tabela 6 – Equações para o perfil de resistência não drenado.....	64
Tabela 7 – Comparação entre as análises.....	73
Tabela 8 –Parâmetros geotécnicos adotados nas análises.	78

LISTA DE SÍMBOLOS

τ_f	Tensão cisalhante na ruptura
τ_{mob}	Resistência ao cisalhamento mobilizada do modelo Mohr-Coulomb para condição de solo saturado
s_u	Resistência ao cisalhamento não drenada
c'	Intercepto coesivo
ϕ'	Ângulo de atrito interno do solo
τ	Resistência ao cisalhamento mobilizada
σ	Tensão total vertical
u	Poropressão hidrostática
u_0	Poropressão hidrostática inicial
Δu	Variação da poropressão do solo
σ'_{ps}	Tensão efetiva de amostragem perfeita
σ'_r	Tensão efetiva residual
k_0	Coefficiente de empuxo no repouso
A	Parâmetro de poropressão de Skempton
σ'_{vo}	Tensão efetiva vertical de campo
OCR''	Razão de pré-adensamento equivalente
σ'_{cm}	Tensão de pré-consolidação isotrópica ($k_c = 1$)
σ'_c	Tensão de consolidação isotrópica ($k_c = 1$)
$s_u \sigma'_{cm}$	Resistência não drenada para tensão de pré-consolidação
$s_u \sigma'_c$	Resistência não drenada para tensão de consolidação
$s_u \sigma'_r$	Resistência não drenada para tensão residual
s_u (corrigido)	Resistência não drenada corrigida
H	Parâmetro para correção da resistência não drenada, relacionado com o ângulo de atrito de Hvorslev.
σ'_e	Tensão efetiva de consolidação equivalente
σ'_{3f}	Tensão efetiva principal menor na ruptura
θ'_e	Parâmetro angular para correção da resistência não drenada, relacionado ao ângulo de atrito de Hvorslev

K	Constante que relaciona a coesão de Hvorslev e a tensão efetiva de consolidação equivalente
φ'_e	Ângulo de atrito de Hvorslev
c'_e	Coesão de Hvorslev
σ'_0	Tensão de consolidação correspondente a e_0 na reta virgem
B	Índice de compressão definido por Terzaghi ($B = 2,3/c_c$)
e_0	Índice de vazios inicial
ef	Índice de vazios na ruptura
B	Índice de compressão definido por Terzaghi
c_c	Índice de compressão
σ'_f	Tensão efetiva normal na ruptura
k	Parâmetro de ajuste para determinação da resistência ao cisalhamento na ruptura
$s_u \sigma'_{ps}$	Resistência não drenada adensada com tensão de amostragem perfeita
s_u (corrigido)	Resistência não drenada corrigida
μ	Fator de correção de Bjerrum
s_u (palheta)	Resistência não drenada obtida em ensaio de palheta de campo
$s_{u,p}$	Resistência ao cisalhamento não drenada de pico
$s_{u,r}$	Resistência ao cisalhamento não drenada residual
$s^*_{u,r}$	Resistência ao cisalhamento não drenada residual equivalente
St	Sensibilidade medida no ensaio de palheta de campo
St^*	Sensibilidade equivalente do modelo de queda brusca de resistência
σ'	Tensão efetiva vertical
ε_v	Deformação volumétrica
p'	Tensão efetiva média
P_p	Tensão efetiva de pré-adensamento isotrópica
σ'_{vm}	Tensão efetiva de pré-adensamento
λ^*	Índice de compressibilidade modificado
κ^*	Índice de expansibilidade modificado
p'	$(\sigma_1 + \sigma_3)/2$

q	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$
ε_v^0	Deformação específica plástica inicial irreversível
p^0	Tensão de pré-adensamento inicial
ε_v^e	Deformação específica elástica ao final do adensamento primário
ε_v^{e0}	Deformação elástica no início do adensamento primário
K_{ur}	Módulo de rigidez no carregamento/descarregamento
E_{ur}	Módulo de Young no carregamento/descarregamento
ν_{ur}	Coeficiente do Poisson no carregamento/descarregamento
c_α	Coeficiente de compressão secundária
E	Módulo de Young
ν	Coeficiente de Poisson
γ_t	Peso específico total
z	Profundidade
e_0	Índice de vazios inicial
E_u	Módulo de Young não drenado
σ'_0	Tensão de consolidação associada ao índice de vazios inicial (e_0) na reta virgem da relação índice de vazios X $\log \sigma'$
P	Peso próprio da fatia para o método de Bishop Simplificado
θ	Inclinação em relação à vertical das forças normais na base da fatia
l	Comprimento da base da fatia
Δx	Comprimento horizontal da base da fatia
μ^*	Fator de redução obtido a partir de Bishop Simplificado
σ'	Tensão efetiva de campo
c_v	Coeficiente de adensamento vertical
c_s	Índice de inchaço ou índice de recompressão
c_α	Índice de compressão secundária
n	Porosidade
E_{oed}	Módulo de elasticidade edométrico
E'	Módulo de elasticidade drenado
k_v	Coeficiente de permeabilidade vertical
k_h	Coeficiente de permeabilidade horizontal

Δu	Excesso de poropressão
γ_w	Peso específico da água
γ_{at}	Peso específico do aterro
u_i	Excesso de poropressão associado a um carregamento aplicado de maneira instantânea
U_z	Porcentagem de adensamento em profundidade
T	Fator tempo
σ'_i	Tensão efetiva inicial

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

UU	<i>Unconsolidated Undrained</i>
CU	<i>Consolidated Undrained</i>
FS	Fator de Segurança
FS _{adm}	Fator de Segurança admissível
OCR ^o	<i>Equivalent Overconsolidation ratio</i>
OCR	<i>Overconsolidation ratio</i>
CIU	<i>Consolidated Isotropic Undrained</i>
IP	Índice de plasticidade
MEF	Método dos Elementos Finitos
FS _{3D}	Fator de Segurança em três dimensões
FS _{2D}	Fator de Segurança em duas dimensões
3D	Três dimensões
CD	<i>Consolidated drained</i>
IPR	Instituto de Pesquisas Rodoviárias
P	Piezômetro
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
CR	Relação de Compressão virgem
RR	Relação de Recompressão
BR	Brasil
RJ	Rio de Janeiro
SIC	Ensaio de Adensamento Incremental
B.B.C	<i>Boston Blue Clay</i>
CK ₀ U	<i>Consolidation K₀ Undrained</i>
SSR	<i>Shear Strength Reduction</i>

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	20
1 ESTABILIDADE DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES	23
1.1 Aterros Sobre Solos Moles	23
1.1.1 Modos de Ruptura	24
1.2 Escolha da Condição Crítica: Final de Construção X Longo Prazo	25
1.3 Análise em Termos de Tensões Totais x Tensões efetivas	27
1.3.1 Resistência Não Drenada Obtida em Laboratório	27
1.3.2 Resistência Não Drenada em Ensaio de Palheta de Campo	36
1.3.3 Ruptura progressiva – Resistência Pós-Pico	38
1.4 Estudos de Estabilidade	39
1.4.1 Equilíbrio Limite	39
1.4.2 Método dos Elementos Finitos	40
2 CASO ESTUDADO	46
2.1 Parâmetros do Aterro	49
2.2 Parâmetros Geotécnicos do Depósito de Argila	50
2.2.1 Caracterização	51
2.2.2 Parâmetros de Resistência	53
2.2.3 Parâmetros de deformabilidade	56
2.3 Estudos sobre Drenagem Parcial e Queda de Resistência Pós-pico realizados por Pereira Pinto (2017)	62
3 RETROANÁLISE EM TERMOS DE TENSÕES TOTAIS	66
3.1 Resultados das análises	67
3.2 Método de Equilíbrio Limite	67
3.3 Análise de Tensões (Método de Elementos Finitos)	68
3.3.1 Discretização da malha	69
3.3.2 Perfil de resistência não drenada	70
3.3.3 Reavaliação da Cota do Aterro no Instante da Ruptura	73
4 RETROANÁLISE DA RUPTURA DO ATERRO EXPERIMENTAL I NA ARGILA DE SARAPUÍ EM TERMOS DE TENSÕES EFETIVAS	75
4.1 Dados de Entrada	75

4.1.1 Parâmetros Geotécnicos	76
4.2 Análises realizadas	79
4.2.1 Comentários sobre o uso dos programas RS2 e PLAXIS	79
4.2.2 Programa RS2 – Modelo de Morh-Coulomb	80
4.2.3 Programa Plaxis – Modelos de Morh-Coulomb – <i>Soft Soil</i> e <i>Soft Soil Creep</i> ...	87
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS	94
5.1 Conclusões	94
5.2 Trabalhos futuros	96
REFERÊNCIAS	98

INTRODUÇÃO

A análise de estabilidade de aterros sobre solos moles pode ser realizada considerando-se duas abordagens distintas, uma em termos de tensões totais e outra em termos de tensões efetivas. A análise em tensões totais avalia a resistência, por meio da resistência não drenada (s_u), que pode ser obtida por meio de ensaios triaxiais e ensaios de palheta de campo (*vane test*). Já a análise em tensões efetivas, utiliza os parâmetros efetivos do solo como o intercepto coesivo (c') e o ângulo de atrito efetivo do solo (ϕ'), que podem ser gerados por meio de ensaios de laboratório triaxiais, ou por meio de ensaios de cisalhamento direto.

Ambas as análises, entretanto, geram resultados de fatores de segurança que são distintos entre si. O que torna um único problema passível de duas avaliações. Com o objetivo de se tentar avaliar a relação dessa diferença, diferentes análises tanto em termos de tensões totais, quando em termos de tensões efetivas, foram discutidas por autores como Ortigão (1980), Gerscovich (1983), Almeida (1996) e mais recentemente Pereira Pinto (2017), que avaliou a incorporação de um modelo de queda brusca pós-pico para a análise em termos de tensões totais.

A presente dissertação reavalia a hipótese adotada por Pereira Pinto (2017) e verifica fatores como atualizações de software, variação do perfil de resistência e variação da malha, são capazes de modificar a análise e geração de resultado, tanto em termos de superfície de ruptura quanto em termos de fator de segurança.

Além disso o presente trabalho propõe-se a criar um modelo para o Aterro Experimental I, abordado por Ortigão (1980), em termos de tensões efetivas, com o objetivo de se tentar recriar uma superfície de ruptura próxima à realidade e com um fator de segurança próximo à unidade para se constatar que a ruptura tenha ocorrido aos 2,5 m de altura. E, adicionalmente, se determinar qual o ganho de resistência não drenada em regiões do aterro.

Relevância e Objetivos

A análise tanto em termos de tensões totais e em termos de tensões efetivas, utilizam diferentes parâmetros, entretanto, muitas das vezes, ambas as avaliações para o mesmo problema geram resultados que diferem entre si. Elaborar um modelo em ambas as análises hoje com softwares que realizam cálculos cada vez mais complexos em que a entrada de dados dos parâmetros é simplificada, poderiam ser capazes de reproduzir a convergência de ambos os resultados.

Contudo, a análise pode ser sensível ao modelo utilizado, aos parâmetros escolhidos e até mesmo a versão de utilização do programa. Entenderem-se e gerarem-se modelos em ambas as análises é o cenário ideal para torná-las complementares e não divergentes, principalmente quando se trata da análise sobre solos compressíveis, em que a adoção dos parâmetros está associado ao modelo escolhido.

Os objetivos do presente trabalho são:

- Reavaliar o modelo desenvolvido por Pereira Pinto (2017) considerando-se a queda brusca de resistência pós-pico para determinar um coeficiente de Bjerrum por meio da formulação de Bishop para análise em equilíbrio limite.
- Avaliar a sensibilidade do *software* à variação de parâmetros, perfis de resistência não drenada e variação da malha de elementos finitos.
- Modelar em elementos finitos uma análise em termos de tensões efetivas, com base na adoção de parâmetros obtidos por meio de referências bibliográficas para a região de Sarapuí, para se obter fator de segurança e superfície de ruptura, considerando-se a hipótese de ruptura do aterro a 2,5 m de altura.
- Levando-se em conta que o modelo em termos de tensões efetivas considera o ganho de resistência não drenada por meio das etapas construtivas, determinar esse percentual para 3 modelos estudados.

Estrutura da dissertação

A presente Dissertação foi dividida em 4 capítulos e 1 apêndice, de maneira a facilitar a compreensão e leitura do texto pelo leitor, sendo os 2 primeiros capítulos compostos por revisão bibliográfica, os 2 capítulos seguintes de apresentação e discussão dos resultados e 1 apêndice com a aplicação da metodologia de correção dos ensaios UU e CIU.

No Capítulo 1, são apresentados os conceitos para a elaboração de um projeto de estabilidade de aterros sobre solos moles, a fim de se compreender e se detalhar como deve ser elaborado e apresentar as modalidades de análise realizadas no presente trabalho.

O Capítulo 2 traz uma revisão dos estudos realizados na região de Sarapuí e a determinação de parâmetros, usuais nas análises, bem como a discussão e avaliação por diversos autores.

No Capítulo 3 é apresentada a retroanálise em termos de tensões totais, onde é discutida a escolha dos parâmetros geotécnicos e a avaliação do *software* de elementos finitos utilizado na análise.

No Capítulo 4 é desenvolvido o modelo de análise em termos de tensões efetivas, com a escolha dos parâmetros geotécnicos, apresentação dos resultados de estabilidade, excesso de poropressão e determinação do percentual de adensamento para esse modelo.

O Capítulo 5 dispõe sobre as conclusões que puderam ser obtidas no decorrer da Dissertação, para, em seguida, serem apresentadas as referências bibliográficas utilizadas no trabalho.

1 ESTABILIDADE DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES

1.1 Aterros Sobre Solos Moles

Solos moles originam-se basicamente por meio de um processo de sedimentação, quando saturado possuem parâmetros de alta deformabilidade, quando carregados sofrem deformação contínua em longos períodos, apresentam baixa permeabilidade e baixa resistência ao cisalhamento.

Para implantação de aterros sobre solos moles são empregados em distintas técnicas que têm por objetivo reduzir-se os recalques devido ao processo de adensamento e garantir a estabilidade dos taludes.

Atualmente, apesar de extensivos estudos focalizando o tema, aterros sobre solos moles podem causar surpresas ao projetista tanto no que diz respeito à ruptura, quanto aos recalques inesperados. Ao se planejar a construção de um aterro sobre solo mole, podem ser empregadas diversas técnicas, tais como, construção em etapa única, caso seja constatado fator de segurança aceitável, ou construção em etapas, para permitir o ganho contínuo de resistência durante a construção. Nesses projetos, um dos aspectos de maior importância é a garantia da estabilidade dos taludes nas bordas dos aterros.

A medida do grau de estabilidade de um talude normalmente é estabelecida comparando-se as tensões cisalhantes mobilizadas com a resistência ao cisalhamento, definindo-se assim um fator de segurança (FS).

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau_{mob}} \quad (1)$$

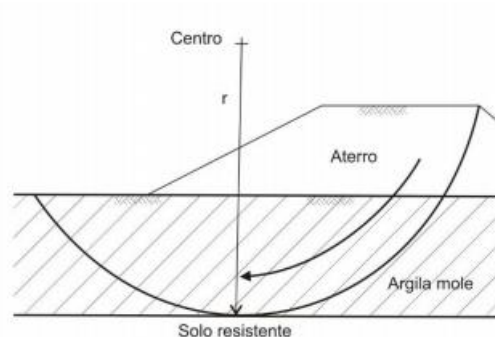
Entretanto, em um projeto, deve-se garantir que um valor mínimo deva ser atingindo, ou seja, um FS_{adm} , que pode variar de acordo com o tipo de obra e a vida útil do empreendimento. O valor de FS_{adm} também é dependente de outras condicionantes como as consequências de uma eventual ruptura em termos, considerando-se perdas humanas e/ou econômicas.

A NBR 11682 (ABNT, 2009) Estabilidade de Encostas, prescreve os requisitos exigíveis para o estabelecimento do Fator de Segurança admissível (FS_{adm}) para os diferentes projetos. A magnitude do FS_{adm} pode variar entre 1,2 e 1,5 a depender dos riscos humanos, materiais e ambientais.

1.1.1 Modos de Ruptura

Aterros sobre camadas de argila mole, relativamente homogêneas, tendem a possuir uma superfície de ruptura circular (Figura 1). Entretanto, quando a anisotropia com relação a resistência é significativa, a superfície pode apresentar uma aparência mais achatada, tanto na vertical quanto na horizontal.

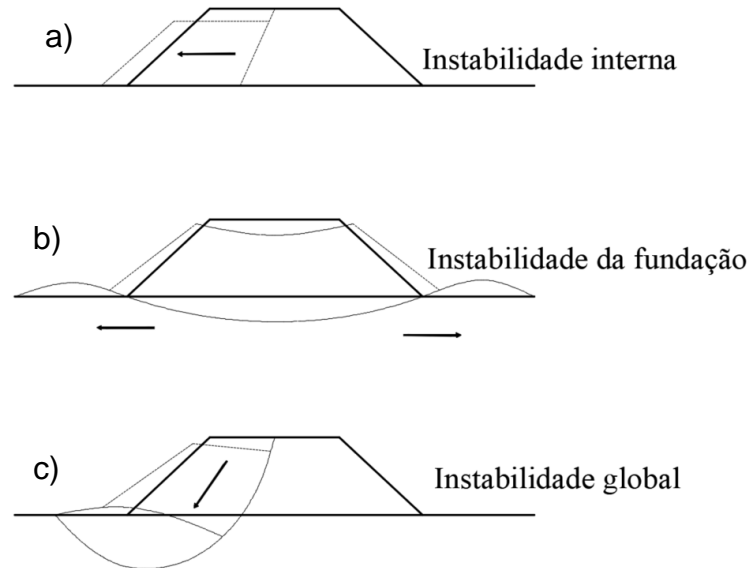
Figura 1. - Superfície potencial de ruptura em aterro sobre solo mole



Fonte: Ehrlich *et al.*, 2014

Este modo de ruptura é o mais comum, podendo também ser denominado de ruptura global. Há, entretanto, outros modos de ruptura, como mostra a Figura 2. A ruptura pode ocorrer no contato com a fundação, como se o aterro fosse um corpo rígido (Figura 2b). Alternativamente, poderia ocorrer a ruptura por falha na capacidade de suporte da argila, causando uma ruptura na fundação (Figura 2b).

Figura 2. - Modos de superfície de ruptura de aterros sem reforço: a) deslizamento lateral do aterro; b) ruptura da fundação de argila; c) ruptura global aterro – fundação



Fonte: adaptado Almeida, 2010

1.2 Escolha da Condição Crítica: Final de Construção X Longo Prazo

Processos de carregamento e descarregamento geram alterações nas tensões propagadas aos grãos e às pressões de água nos vazios do solo. Esse fato produz um desequilíbrio hidráulico (geração de excesso de poropressão), que aciona um processo de fluxo (transiente), que finaliza quando as poropressões retornam ao equilíbrio.

Em solos de baixa permeabilidade, as tensões transmitidas à água são transferidas gradualmente para as partículas sólidas, causando variação da tensão efetiva com o tempo. Já em solos de elevada permeabilidade, o processo de dissipação de excesso de poropressão ocorre simultaneamente à construção.

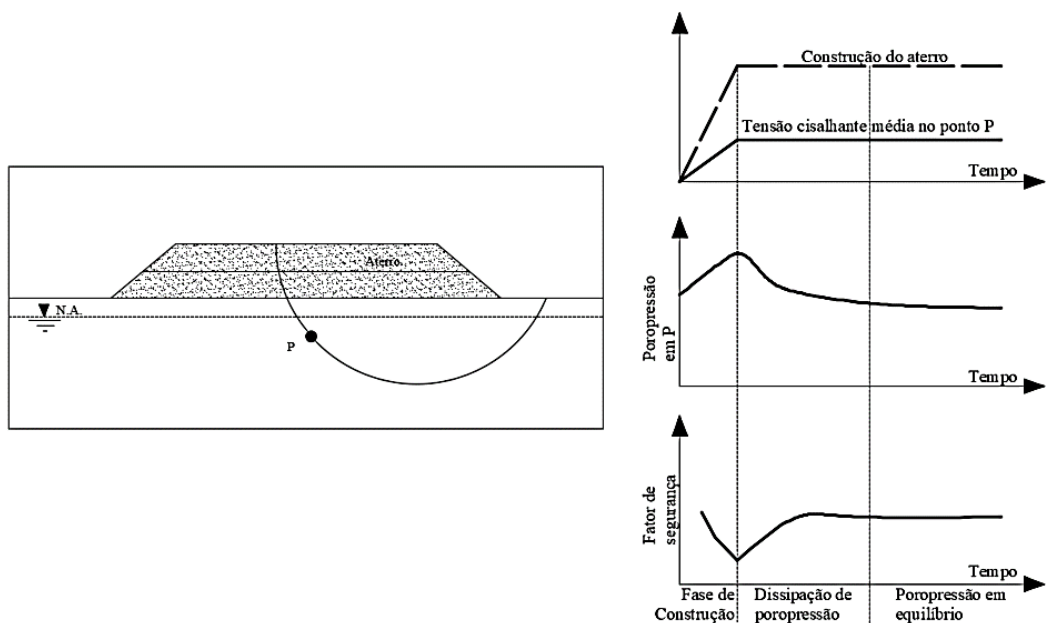
Um projeto de estabilidade sobre solo mole deve considerar o processo de geração e dissipação da poropressão durante e após a construção. A Figura 3 exemplifica os mecanismos que ocorrem no ponto P. Durante a construção do aterro são gerados excessos de poropressão positivos. Com a dissipação, há um aumento

da tensão efetiva e conseqüentemente na resistência ao cisalhamento do solo. Assim, há um aumento gradativo da resistência e do FS.

O projeto de estabilidade deve ter um enfoque em condições mais desfavoráveis e, para esta condição, o FS deve ser igual ou superior ao FS_{adm} . Na prática, o processo é simplificado e o comportamento da fundação é subdividido em dois momentos:

- No final da construção (ou não drenada): Fase que ocorre imediatamente após a variação das tensões, sem ocorrência de fluxo ou variação volumétrica.
- No longo prazo (ou condição drenada): Fase que ocorre quando se atinge o equilíbrio hidráulico, após a dissipação dos excessos de poropressão. Neste momento, toda a carga é transferida aos sólidos

Figura 3. - Evolução das tensões e FS com o tempo



Fonte: adaptado Gerscovich, 2012

1.3 Análise em Termos de Tensões Totais x Tensões efetivas

A forma teoricamente correta de se analisar a estabilidade consiste em se observar a variação das tensões nos grãos, isto é, considerar as tensões efetivas. A equação que descreve a resistência ao cisalhamento mobilizada para a condição saturada, baseada na envoltória de resistência é dada por:

$$\tau = \frac{c'}{FS} + (\sigma - u) \frac{\tan \phi'}{FS} \quad (2)$$

É necessário, entretanto que se determinem os parâmetros c' , ϕ' e $u (= u_0 + \Delta u)$.

A análise em termos de tensões totais, ou análise $\phi = 0$, é recomendada quando o momento crítico ocorre ao final de construção. Esta condição é decorrente da geração de poropressão positiva devido à construção. Em aterros, tal situação ocorre quando o solo está saturado e o depósito é constituído de argilas normalmente adensadas ou levemente pré-adensadas. Argilas com $OCR > 4$ (muito pré-adensadas) produzem excesso de poropressão negativa em análises drenadas; assim, a condição crítica passa a ser a longo prazo.

As vantagens desta análise são: i) a resistência é definida por um único parâmetro (resistência não drenada s_u), ii) fornece estimativas confiáveis do FS. Cabe se observar que esta abordagem pressupõe que as poropressões geradas na obra são idênticas às desenvolvidas em ensaios de laboratório.

1.3.1 Resistência Não Drenada Obtida em Laboratório

A determinação de parâmetros geotécnicos através de ensaios de campo tem como prioridade preservar as tensões reais de campo. Por outro lado, no laboratório há um maior controle quanto às condições de drenagem, nível de tensões e/ou deformações, que possibilita uma melhor interpretação dos resultados.

No caso de solos argilosos moles, a qualidade dos resultados de ensaios de laboratório é inversamente proporcional ao grau de amolgamento sofrido durante a amostragem. De acordo com Baligh (1987), o processo de amostragem envolve: (1) mudanças nas condições do solo antes de realizar a escavação do poço; (2) penetração do tubo amostrador e sua recuperação; (3) redistribuição da água presente na amostra dentro do tubo; (4) extrusão da amostra do amostrador; (5) secagem e/ou alterações nas poropressões; e (6) cortes e outras procedimentos necessários para preparação do corpo de prova.

Os efeitos de amostragem podem ser minimizados quando se segue um procedimento de qualidade. Por outro lado, alguns efeitos são consequência dos próprios equipamentos de amostragem e não podem ser modificados nas operações. Assim, por mais experiente que seja o operador e que os equipamentos estejam em bom estado, distúrbios mínimos ocorrerão principalmente devido ao processo de cravação do tubo, bem como sua recuperação e a redistribuição da água presente na amostra enquanto no tubo.

As primeiras pesquisas sobre o impacto do amolgamento em amostras argilosas se iniciaram na década de 1940, com o trabalho de Hvorslev (1949). Outros autores como Ladd e Lambe (1963), Skempton (1963), Okumura (1971), Holm (1977), La Rochelle (1981) e Lacasse (1985) tentaram determinar a origem das perturbações associadas aos ensaios de laboratório.

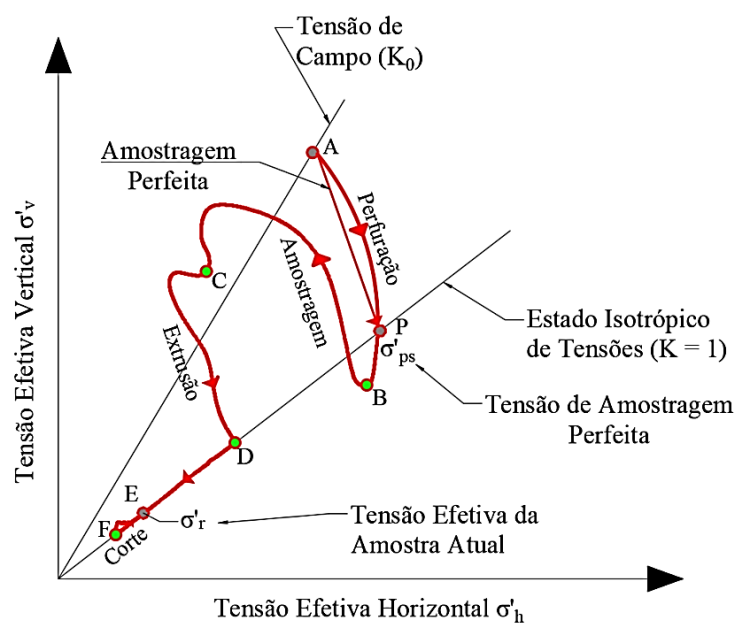
Ladd e Lambe (1963) mostraram que o corpo de prova ideal deveria ter seu estado de tensões efetivas alterado devido ao descarregamento, mas sem apresentar alteração de seu teor de umidade. Assim sendo, a amostragem perfeita seria representada por uma trajetória resultando no estado de tensões σ'_{ps} . Na realidade todo processo resulta em uma tensão efetiva residual σ'_r , como ilustrado na Figura 4.

A trajetória de tensões hipotética ilustrada na Figura 4 traduz graficamente o descrito por Baligh (1987) sobre o processo de amostragem. Partindo-se do ponto A, onde o solo encontra-se no arranjo de tensões atuantes de campo, ou seja, a relação entre as tensões horizontal e vertical é regida pelo valor de k_0 . Com o processo de perfuração do solo, para coleta de amostras, a configuração de tensões é modificada para um estado isotrópico (Ponto P), onde a amostra de solo não altera seu teor de umidade, conforme relatado por Ladd e Lambe (1963). Entretanto, essa premissa não

é verificada em campo, pois a amostra varia seu estado de tensões do ponto A para o ponto B.

Dando-se prosseguimento ao processo de amostragem com a retirada da amostra, transporte, extrusão do amostrador, corte da amostra em laboratório há uma redução efetiva das tensões que, ao ser realizado ensaio (Ponto E) estão atuantes apenas uma parcela da tensão de campo, dada pela tensão residual (σ'_r).

Figura 4. - Trajetória hipotética de tensões



Fonte: adaptado Ladd e Lambe, 1963

Ladd e Lambe (1963) propuseram uma estimativa para avaliar o amolgamento, por meio da razão σ'_r/σ'_{ps} . Admitindo como válida a equação de Skempton para estimativa do excesso de poropressão, σ'_{ps} pode ser calculado analiticamente por:

$$\sigma'_{ps} = \{k_o + A[1 - k_o]\}\sigma'_{vo} \quad \text{para } k_o < 1 \quad (3)$$

$$\sigma'_{ps} = \{1 + A[k_o - 1]\}\sigma'_{vo} \quad \text{para } k_o > 1 \quad (4)$$

Onde o parâmetro B é definido como a relação entre a variação de poropressão na condição não drenada de um corpo de prova pela variação da tensão total imposta, ou seja $B = \Delta u/\Delta \sigma_3$. Assim como o parâmetro B, o parâmetro A está associado ao

tipo de solo, histórico de tensões, magnitudes das tensões e deformações e o tempo de carregamento.

A condição ideal para obtenção da resistência não drenada em laboratório seria executar o ensaio em um corpo de prova que mantivesse simultaneamente o teor de umidade e estado de tensões efetivas de campo. O ensaio triaxial UU satisfaz ao critério do teor de umidade com uma tensão efetiva antes do cisalhamento, residual σ'_r . Por outro lado, no ensaio triaxial CU garante-se que o nível médio de tensão efetiva de campo seja reproduzido em laboratório, causando aumento no teor de umidade. Como resultado, o ensaio UU tende a subestimar a resistência não-drenada s_u , enquanto o ensaio CU responde de forma inversa.

Alguns autores (Casagrande, 1947; Schmertmann, 1956; Calhoon, 1956) desenvolveram métodos para avaliar os efeitos da variação volumétrica na obtenção da resistência não drenada. Tais metodologias propõem formas de extrapolação da relação entre s_u (na escala log) e o índice de vazios

1.3.1.1 Proposta de Ladd e Lambe (1963) para Correção da Resistência Não Drenada Obtida em Ensaio Triaxiais UU e CU

Ladd e Lambe (1963) propuseram uma metodologia para corrigir os valores de resistência não drenada s_u obtidos tanto por meio dos ensaios triaxiais UU quanto CU.

No caso dos ensaios triaxiais UU, os autores consideraram que a redução das tensões efetivas de σ'_{ps} para σ'_r (Figura 4) provoca na resistência não-drenada, efeitos semelhantes a de um pré-adensamento equivalente (OCR'') dado por:

$$OCR'' = \sigma'_{ps} / \sigma'_r \quad (5)$$

Com isso, a proposta de correção da resistência não drenada para o ensaio UU, baseia-se na obtenção de uma relação entre a razão de duas resistências não drenadas, uma considerando uma tensão de consolidação máxima (σ'_{cm}) e a outra,

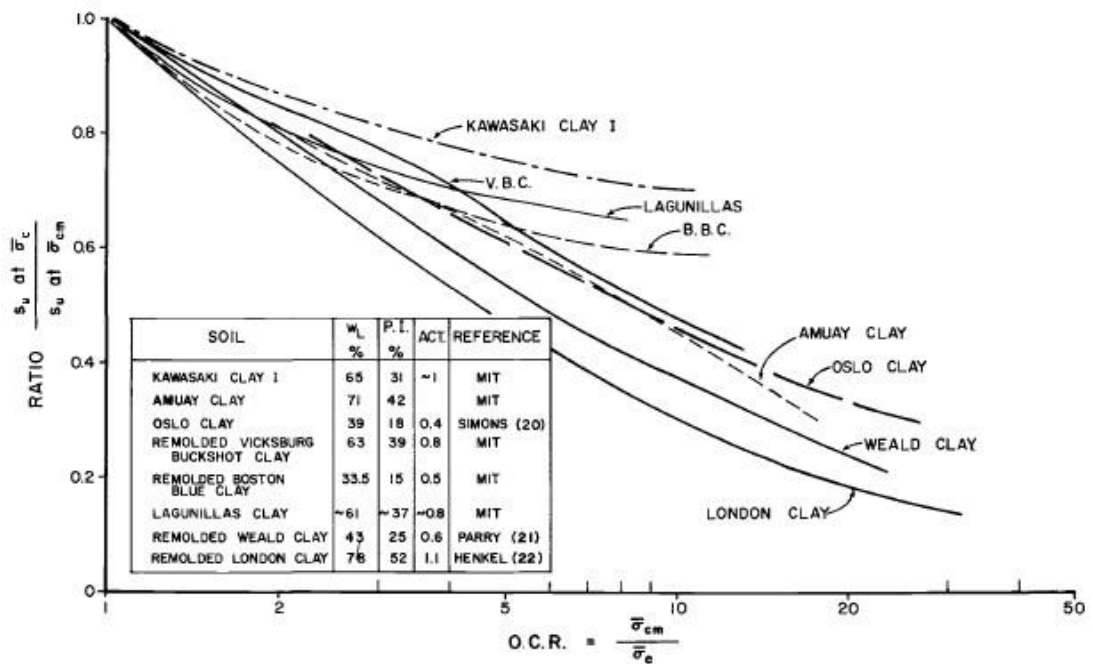
para uma tensão de consolidação menor que a máxima aplicada (σ'_c) e o valor de OCR. A metodologia consiste em:

- i) calcular OCR" a partir da determinação experimental da tensão efetiva residual σ'_r e da obtenção da tensão efetiva de amostragem perfeita σ'_{ps} de acordo com as equações (3) e (4);
- ii) realizar ensaio CU, adensando a amostra para uma tensão efetiva σ'_{cm} , superior à de campo σ'_{v0} e, com isso, define-se $s_u | \sigma'_{cm}$;
- iii) realizar ensaio CU, adensando as amostras para σ'_{cm} e reduzindo a tensão confinante para $\sigma'_c < \sigma'_{cm}$ de forma a gerar amostras com diferentes OCR. Cada ensaio irá definir valores de resistência não drenada $s_u | \sigma'_c$;
- iv) traçar a relação entre $(s_u | \sigma'_c) / (s_u | \sigma'_{cm}) \times OCR$;
- v) com os valores de OCR", obtidos a cada profundidade, substituir na relação obtida no item iv e gerar o respectivo valor de $(s_u | \sigma'_c) / (s_u | \sigma'_{cm})$.
- vi) calcular a resistência não drenada corrigida a partir da relação entre as resistências para diferentes tensões, dada pela equação (6).

$$s_{u (corrigido)} = \frac{(s_u | \sigma'_r)}{(s_u | \sigma'_c) / (s_u | \sigma'_{cm})} \quad (6)$$

A Figura 5 mostra as relações obtidas por Ladd e Lambe (1963) em diferentes argilas.

Figura 5. - Relação $(s_u | \sigma'_c) / (s_u | \sigma'_{cm}) \times OCR$ observada por Ladd e Lambe (1963)



Fonte: Ladd e Lambe, 1963

No caso dos ensaios triaxiais do tipo CIU, a proposta de Ladd e Lambe (1963) tem como base corrigir o efeito da variação de teor de umidade da amostra, na resistência não drenada. Inicialmente o corpo de prova está sob tensão efetiva residual σ'_r . E com a imposição de um nível de tensão efetiva mais alto, há redução de volume. Os autores se baseiam nos parâmetros apresentados por Hvorslev (1960), que estabeleceram que a resistência não drenada corrigida é dada por:

$$s_u = H\sigma'_e + \sigma'_{3f} \tan \theta'_e \quad (7)$$

onde,

$$H = K (\cos \varphi'_e) / (1 - \sin \varphi'_e) \quad (8)$$

$$\tan \theta'_e = (\sin \varphi'_e) / (1 - \sin \varphi'_e) \quad (9)$$

$$K = c'_e / \sigma'_e \quad (10)$$

c'_e = coesão de Hvorslev;

φ'_e = ângulo de atrito de Hvorslev;

σ'_{3f} = tensão efetiva principal menor na ruptura;

σ'_e = tensão efetiva de consolidação equivalente.

A tensão efetiva de consolidação equivalente σ'_e é definida por Aguiar (2014 apud Pereira Pinto, 2017) como a tensão de adensamento sobre o qual a argila normalmente adensada é submetida para atingir o índice de vazios na ruptura, como mostrado na Figura 6. Analiticamente σ'_e é dada por:

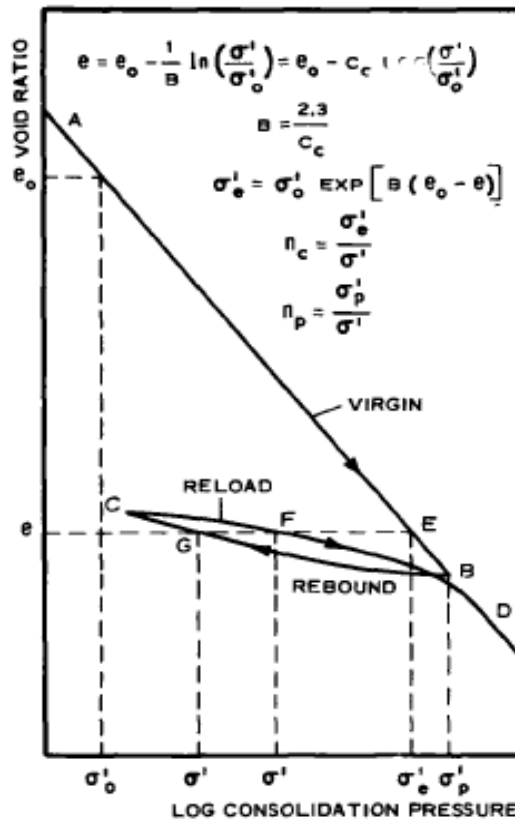
$$\sigma'_e = \sigma'_0 e^{B(e_0 - e_f)} \quad (11)$$

onde,

σ'_0 = tensão de consolidação correspondente a e_0 na reta virgem

B = índice de compressão definido por Terzaghi ($B = 2,3/c_c$)

Figura 6. - Determinação da tensão efetiva de consolidação equivalente (σ'_e)



Fonte: Hvorslev, 1960

Hvorslev (1960) também propôs uma envoltória de resistência (equação (12)), semelhante à proposta por Mohr-Coulomb, a qual traçada nos eixos $\left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_e}, \frac{\tau_f}{\sigma'_e} \right)$ indicam inclinação de φ'_e e intercepto k .

$$\frac{\tau_f}{\sigma'_e} = \frac{\sigma'_f}{\sigma'_e} \tan \varphi'_e + k \quad (12)$$

onde,

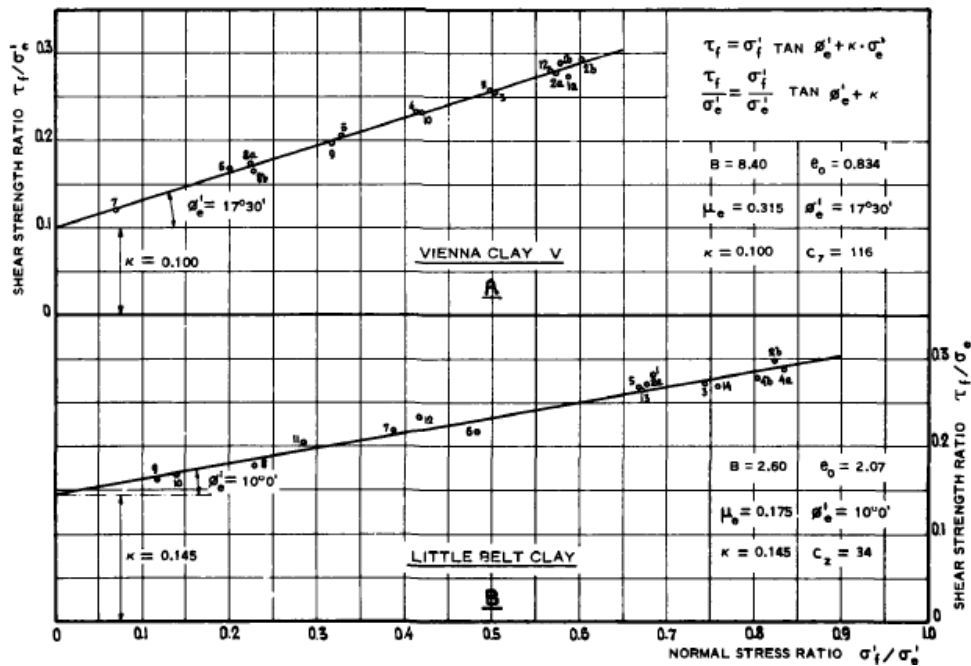
φ'_e = ângulo de atrito de Hvorslev;

σ'_{3f} = tensão efetiva principal menor na ruptura;

σ'_e = tensão efetiva de consolidação equivalente.

A envoltória de Hvorslev (1960) está exemplificada na Figura 7, para as argilas de Vienna e Little Belt.

Figura 7 – Envoltória de resistência de Hvorslev (1960) para argilas de Vienna e Little Belt.



Fonte: Hvorslev, 1960

A metodologia para a correção dos ensaios CU consiste em:

- i) realizar ensaio CU, adensando a amostra para uma tensão efetiva correspondente à amostragem perfeita σ'_{ps} , calculada com base nas equações (3) e (4). Com isso, tem-se $s_u | \sigma'_{ps}$;
- ii) realizar ensaios de adensamento para determinação da reta virgem. Com isso, define-se, na reta virgem, o índice de vazios e_f associado à σ'_e ;

Idealmente, a resistência não drenada deveria ser obtida nas mesmas condições de umidade de campo. Em outras palavras, a variação volumétrica deveria ser nula e o índice de vazios para a amostragem perfeita deveria coincidir com o índice de vazios de campo e_0 correspondente à tensão efetiva no campo σ'_{v0} . Com base na equação (7), e considerando que a variação de σ'_{3f} é nula, a resistência não drenada corrigida é dada por:

$$s_{u(\text{corrigido})} = s_u \times H\Delta\sigma'_e = s_u \times H(\sigma'_{v0} - \sigma'_e) \quad (13)$$

1.3.2 Resistência Não Drenada em Ensaio de Palheta de Campo

O ensaio de palheta (*vane test*) de campo é o procedimento mais recomendado para determinação o valor da resistência não drenada s_u de depósitos de argila mole.

É usual se assumir a resistência não drenada como sendo isotrópica, entretanto, a forma de deposição dos depósitos argilosos tende a gerar alinhamento dos grãos.

Segundo Schnaid (2012), o comportamento anisotrópico em relação à resistência é mais acentuado nas argilas de baixa plasticidade, normalmente adensadas. Argilas normalmente adensadas e altamente plásticas, e argilas pré-adensadas apresentam comportamento aproximadamente isotrópico.

Vários são os fatores que influenciam os resultados, algum deles estão relacionados às hipóteses assumidas na escolha da equação que define a resistência não drenada, outros associados aos procedimentos e execução do ensaio.

A condição não drenada depende intimamente da velocidade de rotação da palheta, que por padrão aplica-se 6^o/min. De acordo com Schnaid (2012), a diminuição da velocidade causa um aumento do torque, medido em função de efeitos de drenagem do solo, produzindo assim uma resistência ao cisalhamento superior quando comparada com a medida em condições não drenadas.

Na execução do ensaio, a cravação da palheta solo provoca amolgamento, sendo este efeito proporcional à espessura das lâminas da palheta.

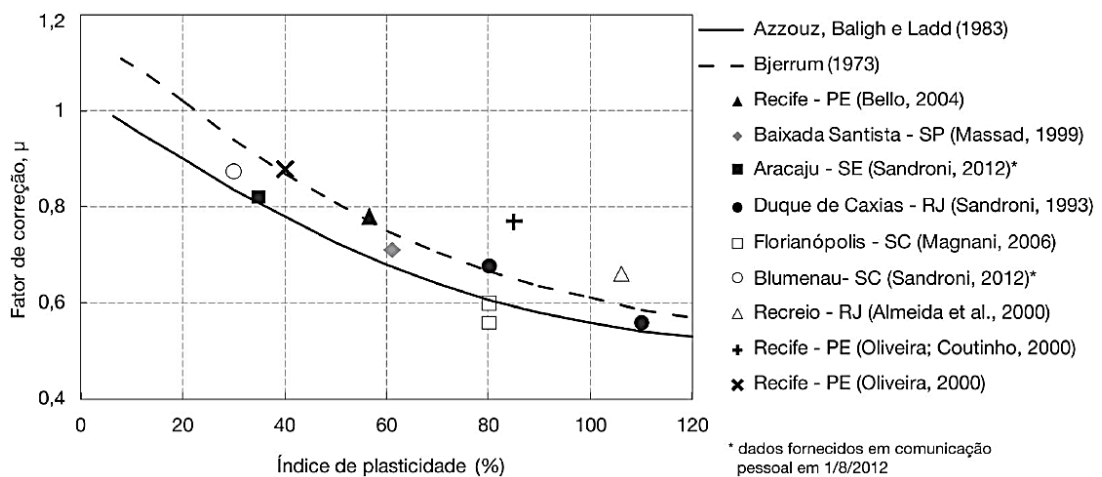
Após retroanalísarem-se vários casos de rupturas de aterros, Bjerrum (1973) observou que o valor da resistência não drenada, obtida no ensaio de palheta, falhou na previsão da ruptura de alguns aterros. O autor atribuiu os erros à combinação de fatores tais como: velocidade de ensaio x velocidade da obra, anisotropia e fluência. Assim sendo, propôs então a adoção de um fator de correção μ que varia em função do índice de plasticidade do solo, isto é:

$$S_u(\text{corrigido}) = \mu S_u(\text{palheta}) \quad (14)$$

onde μ é o fator de correção.

Azzouz *et al.* (1983) observaram que a correção de Bjerrum (1973) não incorporava os efeitos tridimensionais nas análises de estabilidade. Assim sendo, propuseram outro fator de correção. A Figura 8 mostra as propostas dos dois autores comparadas à experiência brasileira.

Figura 8 – Fator de correção da resistência não drenada.



Fonte: Schnaid, 2012

A proposta de Bjerrum (1973) foi questionada em casos históricos de aterros sobre solos moles (turfa) na Baixada Fluminense (Sandroni, 1993) e por outros pesquisadores brasileiros (Ortigão, 1980; Coutinho, 1986).

Por outro lado, na prática, deve-se manter a postura conservadora e adotar os fatores de correção.

1.3.3 Ruptura progressiva – Resistência Pós-Pico

A ruptura progressiva é o resultado da distribuição não uniforme de tensões e deformações na massa de solo. Alguns pontos podem atingir a ruptura, mas outros não. A ruptura global se dá quando houver uma formação de uma região contínua que liga todos os pontos de ruptura local.

A ruptura progressiva é associada a casos em que a curva tensão x deformação possui um pico de resistência. Após a ruptura local, a resistência em alguns pontos se reduz a um valor residual. Assim sendo, como mostra a Figura 9, na ruptura global, a resistência não drenada terá um valor intermediário entre o pico $s_{u,p}$ e o residual $s_{u,r}$.

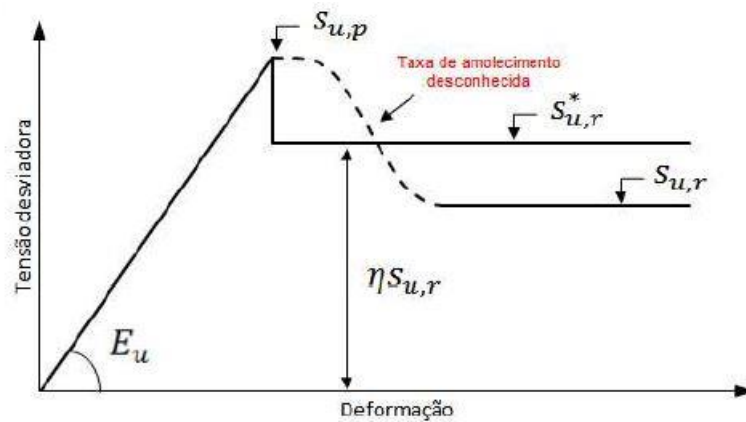
Pereira Pinto (2017) observou que a redução nos valores de resistência decorrentes do efeito de amolecimento (“*strain-softening*”) tem papel importante na previsão da estabilidade, mesmo para valores de sensibilidade relativamente baixos.

A simulação numérica do processo de amolecimento é complexa e o resultado apresenta dependência da malha de elementos finitos (*mesh dependency*). Os resultados da análise variam sensivelmente com a discretização da malha.

De forma a contornar o problema com a dependência da malha, Pereira Pinto (2017) utilizou um modelo constitutivo simples, capaz de representar adequadamente a queda de resistência do solo. Esse modelo constitutivo baseia-se no modelo clássico de Mohr-Coulomb e considera que a resistência do solo reduz instantaneamente do valor de pico até um valor residual constante, após a plastificação do elemento, como mostra a Figura 9.

A resistência não drenada residual equivalente $s_{u,r}^*$ é determinada por retroanálise, fazendo-se diminuir gradativamente $s_{u,r}^*$ até a ruptura (FS = 1). O parâmetro η , representa um fator de correção para transformar a resistência residual $s_{u,r}$, medida no campo, na resistência residual equivalente $s_{u,r}^*$ a ser utilizada na análise. A sensibilidade $St = s_{u,p} / s_{u,r}$, medida no ensaio de palheta, corresponde à sensibilidade equivalente $St^* = s_{u,p} / s_{u,r}^*$ do modelo de queda abrupta de resistência.

Figura 9 - Comparação entre o comportamento real e comportamento modelado nas análises.



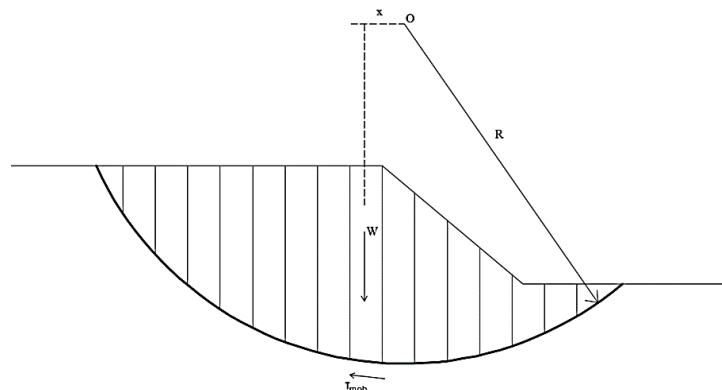
Fonte: Pereira Pinto, 2017

1.4 Estudos de Estabilidade

1.4.1 Equilíbrio Limite

O método baseia-se na determinação do equilíbrio de uma massa de solo ativa, demarcada por uma superfície de ruptura de forma preestabelecida: circular, poligonal ou de geometria qualquer. Esse método determina a ruptura da superfície quando todos os seus elementos, ao longo dessa superfície, atingem um fator de segurança unitário.

Figura 10 - Exemplo de divisão em fatias de uma superfície



O equilíbrio é realizado por meio das equações da estática procurando-se satisfazer o equilíbrio de forças em cada fatia e o equilíbrio global de momentos, comparando-se os somatórios dos momentos estabilizantes com os instabilizantes. Na condição limite, as tensões cisalhantes mobilizadas na base da fatia se igualam a resistência:

$$\tau_{mob} = \frac{c'}{FS} + \sigma' \frac{\tan \varphi'}{FS} \quad (15)$$

O número de incógnitas é superior ao de equações, o que torna o problema indeterminado. Assim sendo, surgem diversos métodos introduzindo hipóteses simplificadoras de forma a se obter uma solução para o cálculo de FS. Dentre estes citam-se os métodos de Fellenius, Bishop, Jambu simplificado, Spencer, Sarma e Morgenstern e Price (apud Gerscovich, 2012). Os três últimos são denominados rigorosos por satisfazerem as 3 equações de equilíbrio.

Fora a simplicidade e relativa confiabilidade, citam-se como vantagens dos métodos de equilíbrio limite a possibilidade de se considerar a heterogeneidade do solo, qualquer geometria de talude e incorporar a distribuição de poropressão, contemplando condições mais críticas.

1.4.2 Método dos Elementos Finitos

As simplificações atribuídas ao método de equilíbrio limite pode suscitar dúvidas quanto aos seus resultados. Com isso, outros tipos de análises são utilizados para que possam ser incorporadas as relações tensão-deformação dos solos, por meio do Método dos Elementos Finitos (MEF).

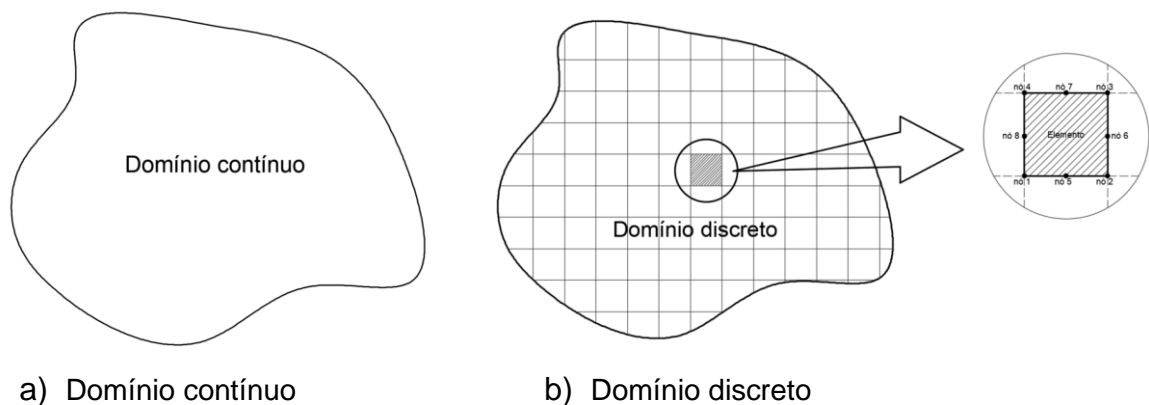
O método inicia-se a partir da análise do material, que é nominado domínio, no qual ações atuam sobre o mesmo, em um determinado estudo de caso. Delgado (1987) apud Silva (2011) afirma que em um dado domínio, com propriedades e

características conhecidas, objetiva-se determinar o campo de deslocamentos e tensões, para um conjunto de solicitações e condição de contorno.

O cálculo das tensões/deformações, realizado nos vários pontos constituintes do material, é realizado pelas teorias da Elasticidade e Plasticidade. Este cálculo pode incorporar o modelo constitutivo do material, heterogeneidade, anisotropia, influência do estado de tensão inicial, fases de construção, entre outras singularidades.

De acordo com Silva (2011), a discretização do domínio é realizada em elementos finitos, cujas ligações, características geométricas, constitutivas e resistentes são conhecidas. E quanto maior o número de elementos, melhor será a precisão dos resultados com o estado real de tensão e deformação. Tais elementos podem ser estudados avaliando-se diferentes números de nós. A Figura 11 apresenta em comparação, um exemplo de domínio contínuo e discretizado por meio de elementos finitos

Figura 11 - Exemplo de discretização do domínio contínuo



1.4.2.1 Modelos constitutivos

O modelo Mohr-Coulomb assume que o comportamento do solo é elasto – perfeitamente plástico, como mostra a Figura 12. O critério de ruptura considera como linear a relação entre a resistência ao cisalhamento no plano de ruptura e a tensão normal atuante nesse plano. Os parâmetros do modelo são apresentados na Tabela

Figura 12 – Tensão – deformação do modelo Mohr Coulomb

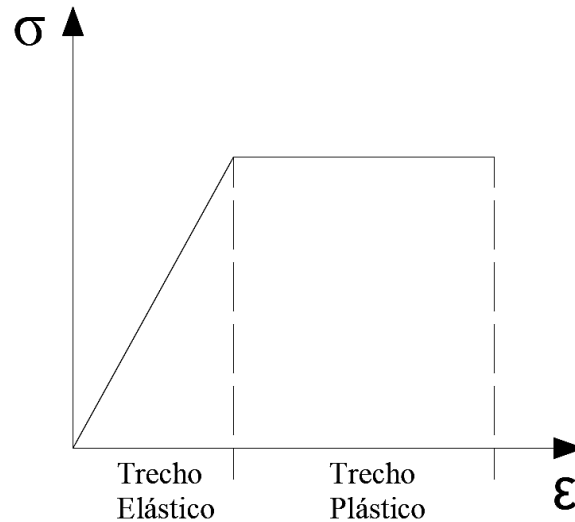


Tabela 1 – Parâmetros do modelo Mohr-Coulomb.

Parâmetro	Descrição	Equação	Unidade
σ'	Tensão normal no plano de ruptura	$\tau = c' + \sigma' \tan \phi'$	kN/m ²
c'	Intercepto coesivo		kN/m ²
ϕ'	Ângulo de atrito interno do solo		[°]
τ	Tensão cisalhante no plano de ruptura		kN/m ²

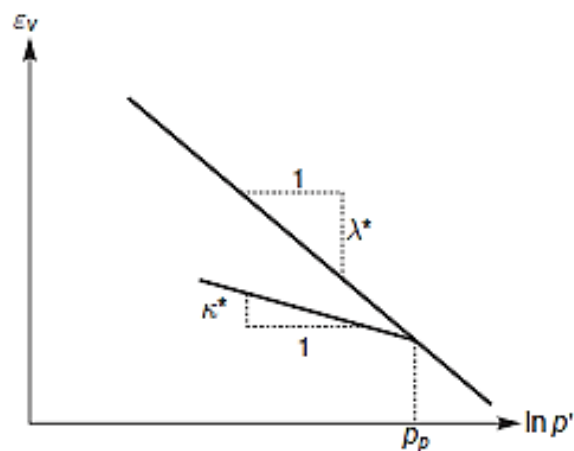
O modelo *Soft Soil* é baseado no modelo *Cam-Clay*, especialmente destinado a solos de alta compressibilidade tais como argilas, siltes argilosos e turfas, com OCR relativamente baixo. O comportamento tensão x deformação nesse modelo é elasto-plástico não-linear.

O modelo possui uma relação entre a deformação específica volumétrica ε_v e a tensão efetiva média p' dada por meio de uma lei logarítmica, conforme a Figura 13. Durante o processo de carregamento, na compressão primária, a tensão de pré-adensamento P_p (σ'_{vm}) vai aumentando à medida que o nível de tensão aumenta, dando lugar a deformações volumétricas plásticas irreversíveis. Essas deformações relacionam-se com o índice de compressibilidade modificado (λ^*) que determina a

compressibilidade do material. Já para tensões inferiores à P_p o comportamento é elástico.

O índice de expansibilidade modificado (κ^*), caracteriza o comportamento do solo durante o processo de descarregamento e recarregamento. Nesse processo o comportamento do material é considerado elástico e, portanto, sendo válida a lei de Hook.

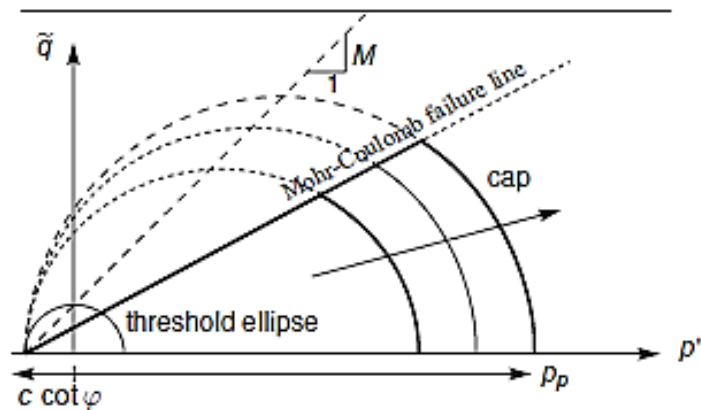
Figura 13 – Tensão-deformação do modelo
Soft Soil



Fonte: Manual PLAXIS v.8

Uma limitação do modelo é a impossibilidade de reprodução da compressão secundária. Já na ruptura, o modelo obedece ao critério de Mohr-Coulomb.

A relação $p' \times q$, é representada por uma série de elipses (Figura 14) onde os valores de q máximos são reproduzidos por uma linha de inclinação M . Tanto a linha de ruptura do modelo Mohr-Coulomb como a reta com inclinação M possuem o mesmo valor de $c' \times \cot \phi'$ distante da origem (Figura 14), os limites da região elástica também podem ser observados na Figura 14, pela linha em negrito, sendo definida pela reta de Mohr-Coulomb que fixa a região da elipse de escoamento, dependente do valor de P_p que varia de tamanho em função da tensão de pré-adensamento de acordo com Neher et al. (2001). Os parâmetros do modelo são apresentados na Tabela 2.

Figura 14 – Superfície de ruptura do modelo *Soft Soil*

Fonte: Manual PLAXIS v.8

Tabela 2 – Parâmetros do modelo *Soft Soil*

Parâmetro	Descrição	Equação	Unidade
λ^*	índice de compressibilidade modificado	$\varepsilon_v - \varepsilon_v^0 = -\lambda^* \ln(p'/p^0)^*$	[-]
κ^*	índice de expansibilidade modificado	$\varepsilon_v^e - \varepsilon_v^{e0} = -\kappa^* \ln(p'/p^0)^*$	[-]
K_{ur}	Módulo de rigidez	$K_{ur} = \frac{E_{ur}}{[3(1 - 2\nu_{ur})]} = \frac{p'}{k^*}$	[-]
E_{ur}	Módulo de Young		
ν_{ur}	Coeficiente de Poisson		
σ'	Tensão normal efetiva no plano de ruptura	$\tau = c' + \sigma'_n \tan \phi'$	kN/m ²
c'	Intercepto coesivo		kN/m ²
ϕ'	Ângulo de atrito interno efetivo do solo		[°]
τ	Tensão cisalhando no de ruptura		kN/m ²

* $p' \geq 1$ kPa

O modelo *Soft Soil Creep*, também baseado no modelo *Cam-Clay*, aplica-se a solos moles como argilas e turfas. A principal característica desse modelo é a

possibilidade de incorporação da compressão secundária, dependente do tempo, simultaneamente ao processo de adensamento primário.

Buisman (1936) elaborou a primeira formulação na tentativa de descrever o processo de fluência em uma argila, baseando-se em observações de recalques sobre solos moles, concluiu que não poderiam ser explicados em sua totalidade pela teoria clássica do adensamento.

Gaslanger (1972) propôs, considerando o trabalho de Bjerrum (1967), outra proposta para descrever o processo de fluência. As diferenças entre as formulações de Garlanger (1972) e Buisman (1936) são pequenas. A deformação é substituída pelo índice de vazios e o tempo de consolidação t_c é substituído por um parâmetro τ_c .

Lima (2007) explica que a diferença do modelo *Soft Soil Creep*, em comparação com o modelo *Soft Soil* é a incorporação do parâmetro c_α . Já, de acordo com o Manual do Plaxis v.8, a diferença entre ambos os modelos se dá pelo cap (Figura 14). No modelo *Soft Soil* a posição desse cap, não é dependente do tempo, diferentemente do modelo *Soft Soil Creep*, em que esse deslocamento necessita de um certo tempo para ocorrer.

O cap corresponde a um plano curvo no espaço de tensão que define o estado limite de tensão entre dois modos de carregamento (carregamento e descarregamento/re-carregamento). Sua posição é determinada, inicialmente, pela tensão de pré-adensamento. No entanto no modelo *Soft Soil Creep*, a posição do cap não é determinada apenas pela tensão de pré-adensamento como nos modelos *Hardening Soil* e *Soft Soil*, mas é também função do tempo.

Informações adicionais a respeito dos modelos podem ser encontradas em Brinkfreve (2002).

2 CASO ESTUDADO

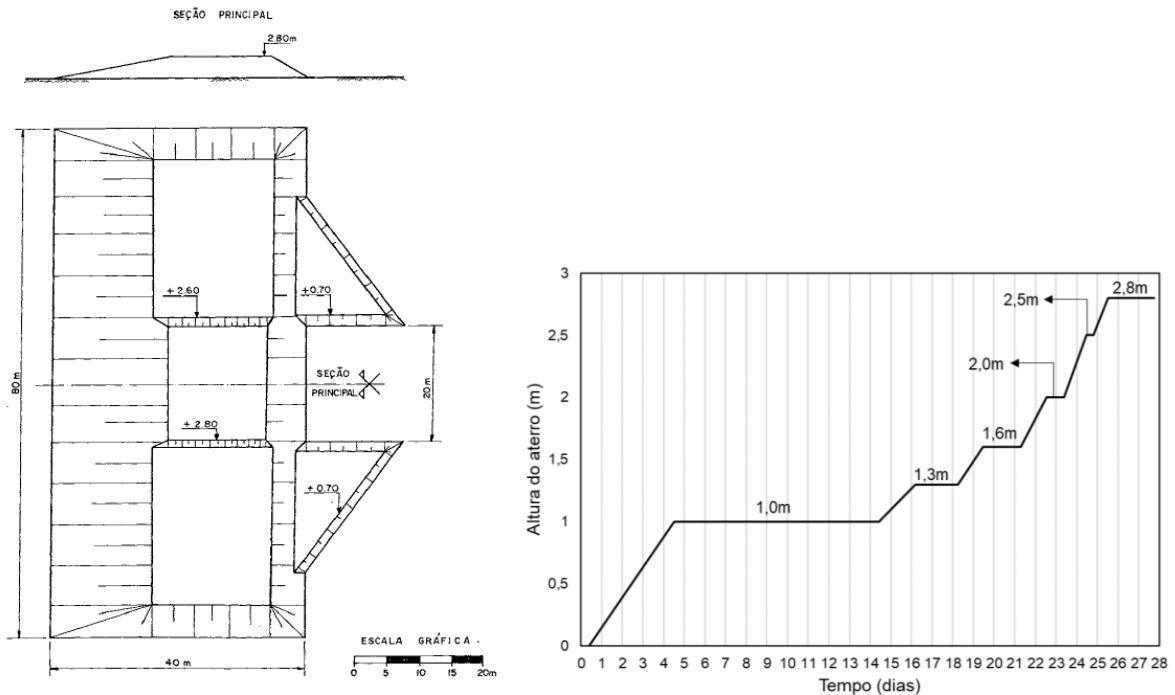
A fim de compreender o comportamento de aterros construídos sobre solos moles, o Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR) apoiou um amplo projeto de pesquisas que iniciou-se com estudos sobre a argila cinza do Rio de Janeiro realizados por Aragão (1975), Ortigão (1975), Coutinho (1976), França (1976), IPR (1976) Costa Filho *et al.* (1977), Larcerda *et al.*(1977), Werneck *et al.*(1977), Duarte (1977) e Ortigão (1978). O projeto envolveu a construção de aterros experimentais instrumentados, no depósito da Baixada Fluminense, às margens do rio Sarapuí.

Segundo Ortigão (1980) a escolha desse local deveu-se a alguns fatores: (1) previsão da possibilidade de extrapolação dos resultados para outros depósitos de solos moles de origem semelhante; (2) homogeneidade da argila; (3) proximidade em relação ao laboratório do IPR e (4) a importância da região devido as construções rodoviárias que estavam sendo realizadas e as indústrias que ali se implantavam tais como a Refinaria Duque de Caxias.

O Aterro Experimental I, objeto do presente trabalho, foi construído em etapas e levado à ruptura em dezembro de 1977. O início da construção ocorreu em 7 de novembro de 1977 com o espalhamento de um material silto-arenoso em toda área do aterro até se atingir uma altura de 1m mais as bermas de 0,70m. Em 1 de dezembro de 1977, no aterro, já com uma altura de 2,5m, foram observados os primeiros indícios da proximidade da condição de ruptura. No dia 02 de dezembro de 1977 elevou-se o aterro até os 2,8m. A partir do dia 5 de dezembro de 1977 o aterro foi alteado mais 0,30m elevando para 3,10m, para então no dia 6 de dezembro de 1977 ocorrer o lento desenvolvimento do processo de ruptura e que estacionou na manhã do dia 7 de dezembro de 1977. Ao todo, a construção do aterro levou aproximadamente 30 dias até atingir a altura de 3,10m e ruir.

A Figura 15 mostra a planta do Aterro Experimental I e as etapas construtivas até a altura de 2,8m, considerada como crítica nas análises da ruptura, realizadas por Ortigão (1980). Já Almeida (1985), ao estudar os parâmetros de resistência do aterro, sem nenhuma aplicação de correção, concluiu que a ruptura ocorreu para uma altura de 2,5m. Tal hipótese era corroborada pelo aparecimento das primeiras trincas nesta fase da construção.

Figura 15. Planta do aterro e sequência construtiva

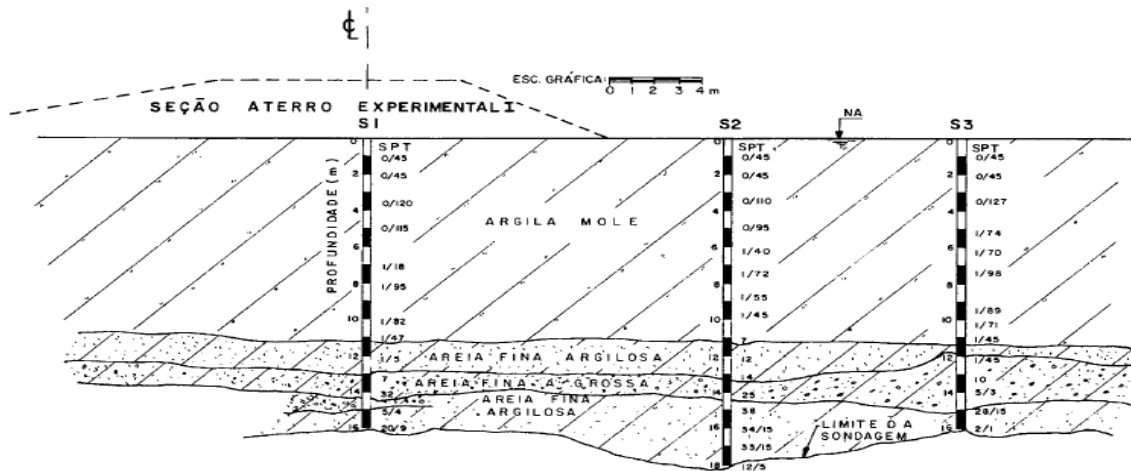


Fonte: Ortigão, 1980

O depósito argiloso data do período quaternário (constituído há seis mil anos) e foi formado a partir de processos de variações de cota de rios e mares. A argila apresenta tonalidade cinza devido à presença de matéria orgânica, da ordem de 5%. O principal mineral constituinte é a caulinita, ocorrendo também outros argilo-minerais como a montmorilonita.

O perfil geotécnico (Figura 16) indica a presença de uma camada de argila mole de espessura da ordem de 11m, com uma sensibilidade da ordem de 3,5 (Collet, 1978; Ortigão e Collet, 1986). Subjacente ao solo argiloso encontra-se um material de característica arenosa mais resistente com cerca de 15m de profundidade.

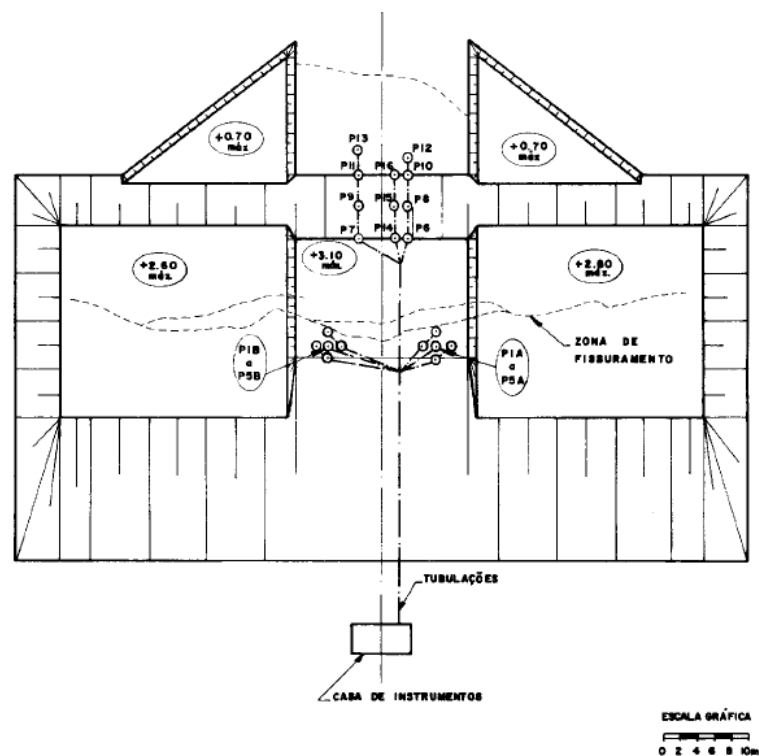
Figura 16 – Perfil geotécnico determinado por meio de sondagens



Fonte: Ortigão, 1980.

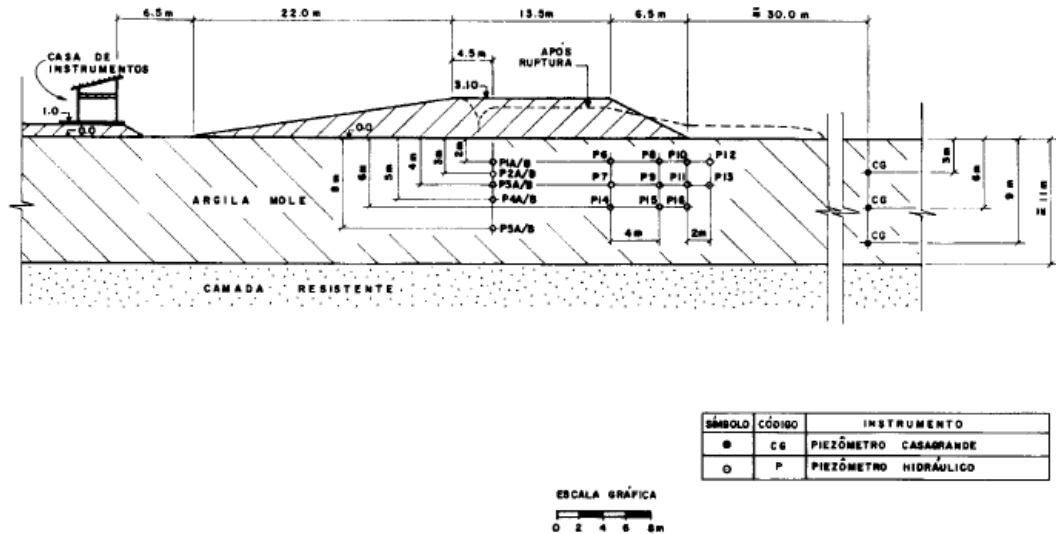
O aterro foi instrumentado com dez piezômetros, dispostos em dois grupos com cinco unidades instaladas ao longo de duas verticais, em diversas profundidades. A Figura 17 traz a disposição dos piezômetros em planta e a Figura 18 mostra sua configuração na seção principal.

Figura 17 – Localização em planta dos piezômetros (P)



Fonte: Ortigão, 1980

Figura 18 – Localização em corte dos piezômetros na seção principal



Fonte: Ortigão, 1980

2.1 Parâmetros do Aterro

Ensaio de cisalhamento direto, executados no solo compactado do aterro, forneceram peso específico de $18,4 \text{ kN/m}^3$, intercepto de coesão de 20 kPa e ângulo de atrito de 35° . Em seus estudos sobre o comportamento do aterro, Ortigão (1980) argumentou que, devido ao processo de fissuramento observado in situ nas etapas finais de construção, seria razoável aplicar-se uma redução no intercepto de coesão de 10 kPa , para fins de retroanálise da ruptura do aterro.

Quanto aos parâmetros de deformabilidade, a partir de sua experiência em aterros construídos no Rio de Janeiro, Almeida (1996) sugeriu módulo de elasticidade $E = 40 \text{ MPa}$ e coeficiente de Poisson $\nu = 0,33$, coeficientes estes associados à condição drenada. Mais recentemente, Pereira Pinto (2017) adotou para o aterro o valor de $E = 50 \text{ MPa}$, mesmo valor adotado por Ortigão (1980).

No presente trabalho, adotaram-se para as análises em termos de tensões totais, exatamente os mesmos parâmetros utilizados por Pereira Pinto (2017) e, em termos de tensão efetiva os parâmetros utilizados por Almeida (1996).

2.2 Parâmetros Geotécnicos do Depósito de Argila

Muitos trabalhos experimentais foram desenvolvidos com objetivo de se determinarem os parâmetros da argila mole da Baixada Fluminense, particularmente na região adjacente ao Rio Sarapuí. Na década de 70, citam-se as pesquisas de Ortigão (1980), Collet, (1975), Costa Filho et al. (1977), etc.

A maior parte das informações experimentais sobre o comportamento do depósito de Sarapuí deve-se à pesquisa de doutorado de Ortigão (1980). Neste trabalho foi realizada ampla campanha experimental, envolvendo ensaios de caracterização, resistência, compressibilidade e adensamento.

Antecedendo os trabalhos de Ortigão (1980), Collet (1975) introduziu o uso do ensaio de palheta para determinação da resistência não drenada. Entretanto, novos ensaios de palheta, descritos por Ortigão e Collet (1986), foram necessários para se corrigirem os erros da primeira campanha atribuídos à interferência do atrito nas hastes.

Ainda no mesmo período, Coutinho (1976) realizou ensaios de adensamento para a obtenção, prioritariamente, do coeficiente de adensamento vertical (c_v), mas incluiu os valores do coeficiente de adensamento secundário (c_α), comparando seus resultados com uma relação, entre o c_α e o índice de vazios, obtida por Johnson (1970a).

Durante as pesquisas de Ortigão (1980), Sayão (1980) realizou ensaios laboratoriais para a determinação de parâmetros que pudessem representar as características tensão-deformação-resistência do material escavado de Sarapuí, para avaliar as variáveis que influenciavam o valor desses parâmetros.

Já Gerscovich (1983) realizou uma campanha de ensaios geotécnicos envolvendo ensaios de caracterização, resistência e adensamento, em amostras da crosta ressecada. O objetivo da pesquisa era identificar o comportamento desta região e sua possível interferência no processo de adensamento, em virtude de sua condição de pré-adensamento.

Trabalhos subseqüentes como o de Vieira (1988) tiveram por objetivo observar o comportamento do coeficiente de adensamento secundário, a partir de ensaios de adensamento de longa duração (aproximadamente 1 ano). Seguindo a mesma linha de pesquisa, no final da década de 80, Martins et al (1989) apresentaram uma

discussão associada à relação de c_α/c_c . Já Carvalho (1989) apresentou resultados de ensaios de adensamento com taxa constante de deformação específica relacionada ao tempo na argila de Sarapuí. Feijó (1991) realizou uma série de ensaios de adensamento de longa duração, com o objetivo de observar o comportamento, na compressão secundária, de corpos de prova submetidos a diferentes graus de pré-adensamento.

Na década de 90, houve a retomada de investigações de campo. Danziger (1990) realizou campanha de ensaios de piezocone, para estimativa do perfil de resistência não drenada do depósito. Garcés (1995) realizou estudos a respeito da dissipação do excesso de poropressão durante a cravação de sonda piezométrica, bem como ensaios de caracterização e adensamento dos tipos convencional (SIC) e de deformação controlada (CRS). Neste estudo, além da Baixada Fluminense, foi incluído o depósito da Baixada de Jacarepaguá.

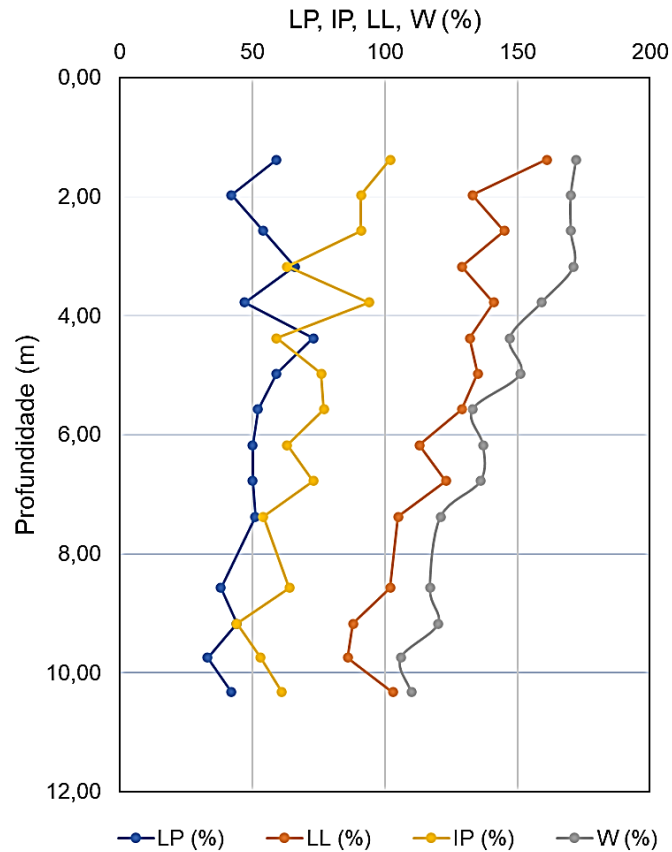
Posteriormente, Spannenberg (2003) realizou ensaios de adensamento convencional (SIC), em um período entre 24 e 96 horas, com o objetivo de obter um valor de coeficiente de adensamento secundário com maior precisão. Em 2009, Jannuzzi (2009) realizou nova campanha de ensaios de palheta, com equipamento mais eficiente, que faz a medição do torque junto à palheta, reduzindo erros de execução.

Apresenta-se, a seguir, uma compilação dos parâmetros geotécnicos do depósito de argila mole da Baixada Fluminense.

2.2.1 Caracterização

A Figura 19 mostra os perfis de teor de umidade e dos limites de Atterberg. O teor de umidade é alto, entre 106% e 172%, e superior ao limite de liquidez, que varia na faixa entre 74% e 161%. O limite de plasticidade (LP) apresenta variação de 25% a 75%.

Figura 19 – Limite de plasticidade, limite de liquidez, umidade e índice de plasticidade com a profundidade.



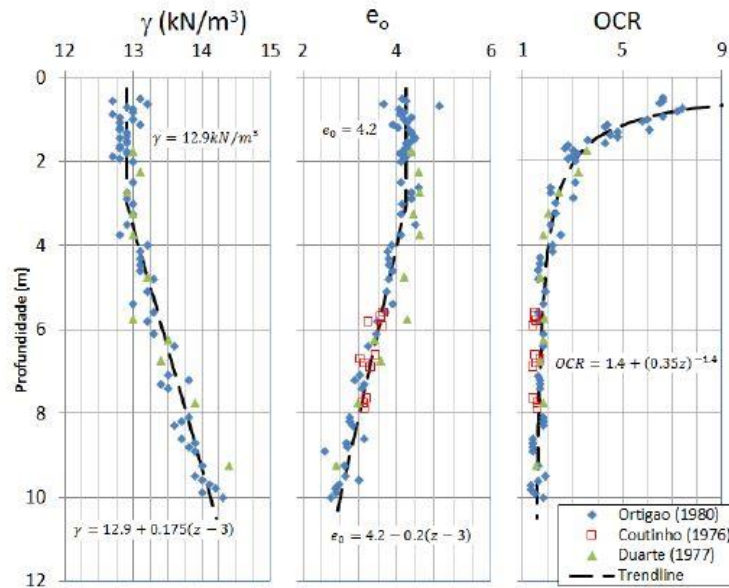
Fonte: Ortigão, 1980.

Como mostra a Figura 20, o peso específico, na região superficial ($0 \leq z \leq 3\text{m}$) é aproximadamente constante e igual a $12,9 \text{ kN/m}^3$. Para profundidades maiores observa-se seu crescimento de acordo com a Equação (16)

$$\gamma_t = 12,9 + 0,175(z - 3) \quad (16)$$

O perfil de OCR mostra claramente a presença de uma região superficial mais pré-adensada, também conhecida como crosta ou camada ressecada. Para o restante do perfil o solo é levemente pré-adensado com OCR médio de 1,6.

Figura 20 – Parâmetros compilados da argila do Sarapuí.



Fonte: Carneiro, 2016.

2.2.2 Parâmetros de Resistência

2.2.2.1 Resistência Drenada

Os parâmetros efetivos de resistência para o depósito da Baixada Fluminense, determinados por Gerscovich (1983) e Ortigão (1980) estão apresentados na Tabela 3.

Tabela 3 – Parâmetros efetivos de resistência para o depósito de sarapuí.

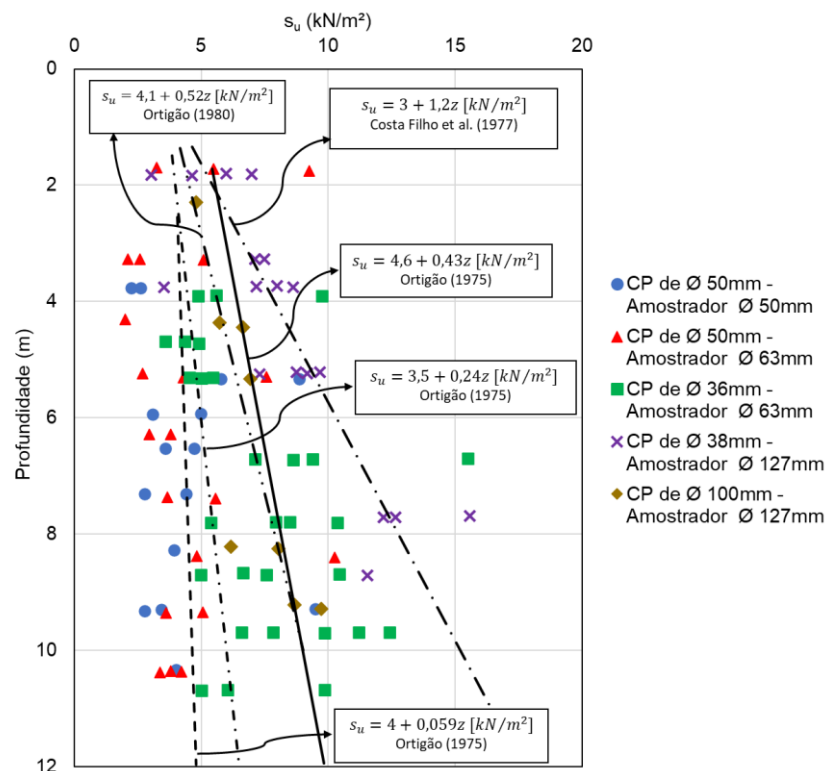
Profundidade (m)	c' (kPa)	ϕ
0,5 a 1,0	1,6	31°
1,30 a 1,80	1,4	24°
2,0 a 2,5	0	25°
2,5 a 11,0	0	25°

Fonte: Gerscovich, 1984

2.2.2.2 Resistência Não Drenada s_u

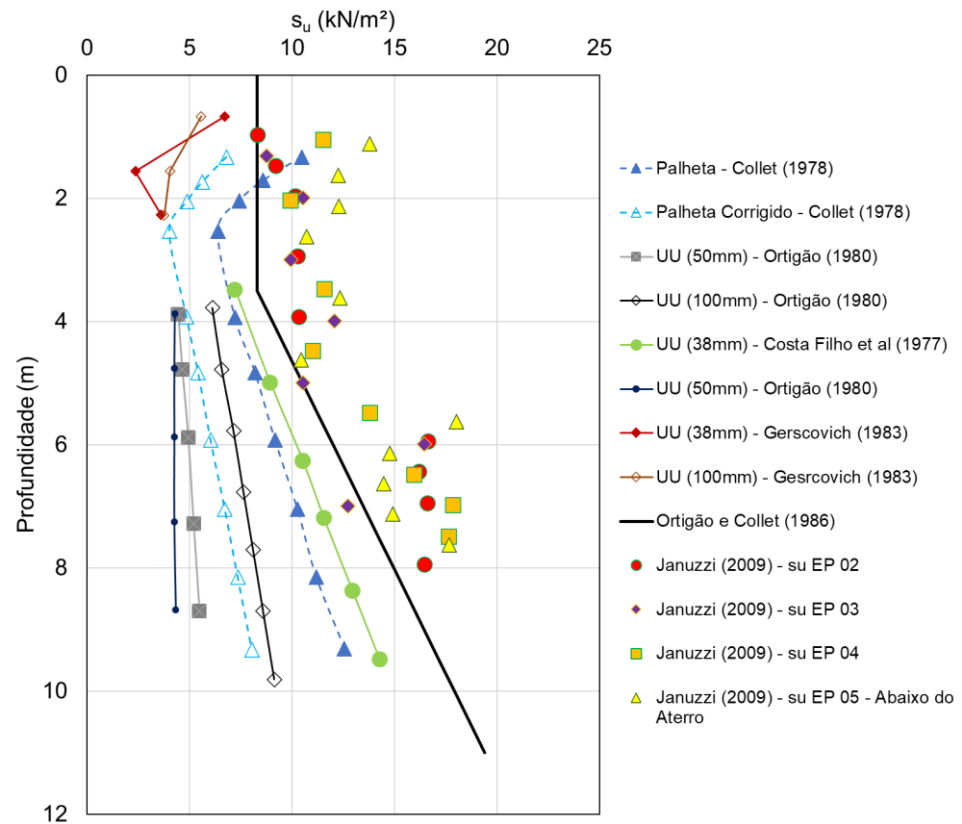
A Figura 21 mostra a significativa dispersão nos valores de resistência não-drenada, obtidos nas pesquisas da década de 70 (Ortigão,1975; Costa Filho et al., 1977). Com isso, a depender da dimensão do corpo de prova e do amostrador, surgiram diferentes propostas de ajuste da variação da resistência não drenada com a profundidade. Já a Figura 22 compara todos resultados de todas as campanhas, sendo que, na região da crosta, estão expressos somente os resultados de Gerscovich (1983). Cabe destaque na Figura 22 o perfil de Ortigão e Collet (1986) para o ensaio de palheta modificado, tal perfil será utilizado como base nas análises em termos de tensões totais do presente trabalho.

Figura 21 – s_u vs. Profundidade para ensaios triaxiais UU



Fonte: adaptado Ortigão,1980.

Figura 22 – Comparativo de campanha de ensaios para determinação de perfis de resistência



A variabilidade dos resultados pode estar associada, no caso de ensaios de laboratório, aos efeitos de amolgamento das amostras e da consequente alteração da umidade e do estado de tensões da amostra ensaiada. Já em relação às condições de campo, fatores como a anisotropia e efeitos de ruptura progressiva, a utilização de equipamentos que não eliminam totalmente o atrito no contato haste-solo podem contribuir para essa dispersão.

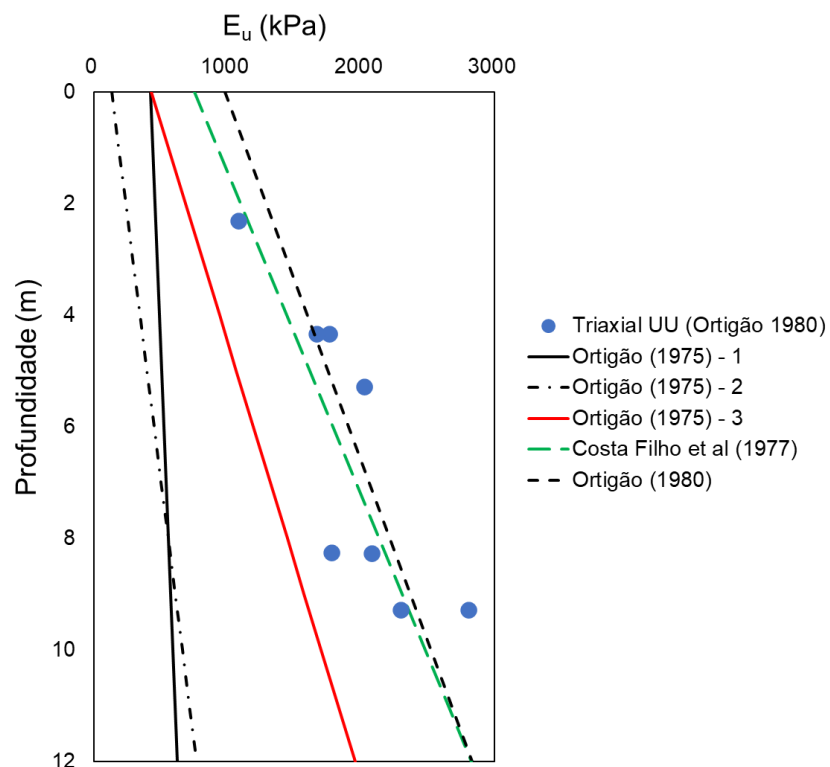
Os resultados para os ensaios triaxiais UU (amostras de 38 e 100mm) para a região da crosta ressecada, bem como os ensaios CK0U-C e CIU-C apresentados por Ortigão (1980) foram corrigidos segundo a metodologia proposta por Ladd e Lambe (1963). Seus resultados, comparações e comentários encontram-se no Apêndice A do presente trabalho.

2.2.3 Parâmetros de deformabilidade

2.2.3.1 Não drenados

Por meio do resultado de ensaios triaxiais UU, Ortigão (1980) definiu uma reta que traduzisse o comportamento do módulo de deformabilidade variando com a profundidade, conforme indicado na Figura 23. A escolha da série de dados obtida por Ortigão (1980) deve-se a diferença temporal elevada entre os resultados obtidos pelos outros autores apresentados na Figura 23.

Figura 23 – Módulo de deformabilidade não drenado obtido em ensaio triaxial UU.



Fonte: adaptado Ortigão, 1980.

A Tabela 4 reúne as funções para o módulo de elasticidade não drenado, obtidos em ensaios triaxiais UU por Ortigão (1975), Costa Filho et al. (1977) e Ortigão

(1980), e seus respectivos valores de coeficiente de correlação (R^2). Os baixos valores de R^2 mostram claramente a significativa dispersão nos resultados experimentais

Tabela 4 – Valores de módulo de elasticidade não drenado para a argila mole de Sarapuí.

Equação $E_u = f(z)$ (kPa)	Coeficiente de Correlação R^2		Referência
421,3 + 16,6z	0,15	1	Ortigão (1975)
130 + 53z	0,26	2	
430 + 127z	0,41	3	
750 + 173z	0,89		Costa Filho et al (1977)
980 + 154z	0,83		Ortigão (1980)

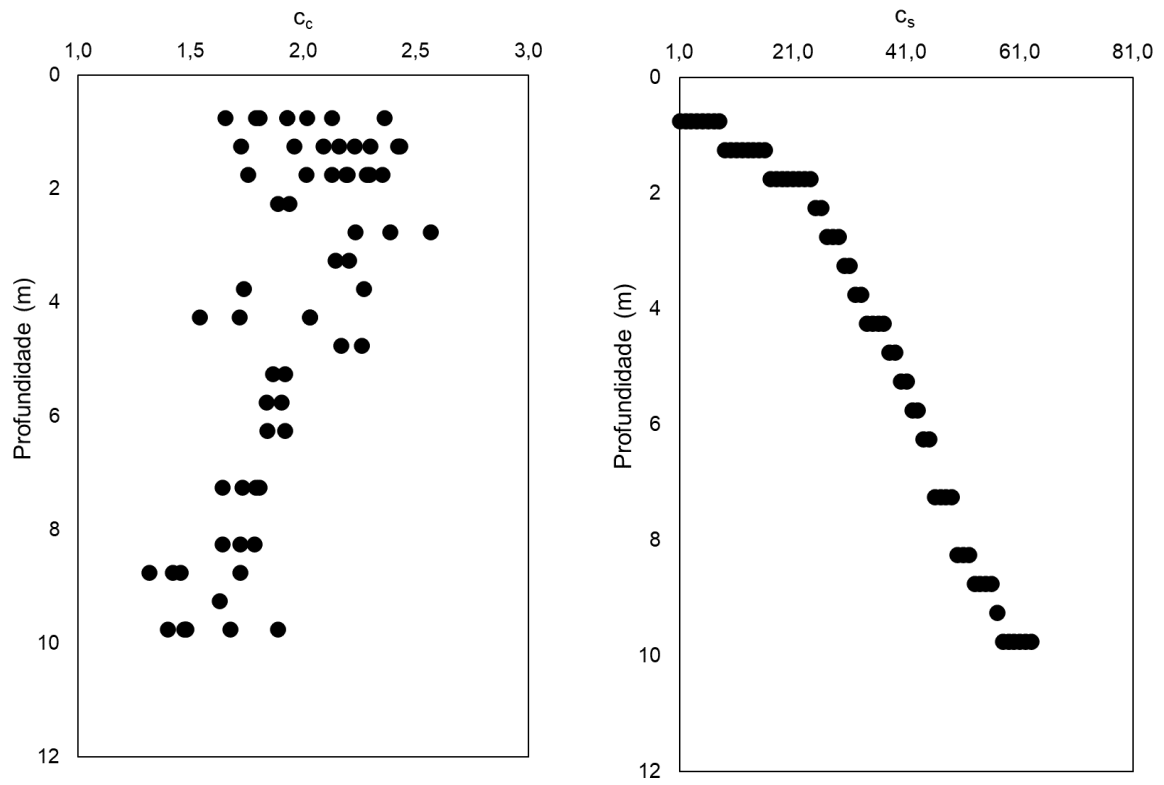
Fonte: adaptado Ortigão, 1980

Assim como Pereira Pinto (2017), para a esta dissertação adotou-se a variabilidade desse parâmetro, determinada por Ortigão (1980). Novamente, a escolha está associada a diferença temporal dos resultados apresentados por outros autores.

2.2.3.2 Parâmetros de Compressibilidade

O coeficiente de compressão (c_c) e de recompressão (c_s) utilizados no presente trabalho foram obtidos a partir dos ensaios de adensamento apresentados por Ortigão (1980). A Figura 24 exibe o comportamento desses parâmetros com a profundidade. A variação de c_c apresenta uma dispersão maior comparada com o parâmetro c_s . Entretanto fica evidente na Figura 24a que o valor de c_c para a região mais superficial possui um padrão crescente com a profundidade que se diferencia a partir de $z \geq 2m$.

Figura 24 – Variação de parâmetros de compressibilidade com a profundidade para a argila de Sarapuí.



a) Variação de c_c com a profundidade

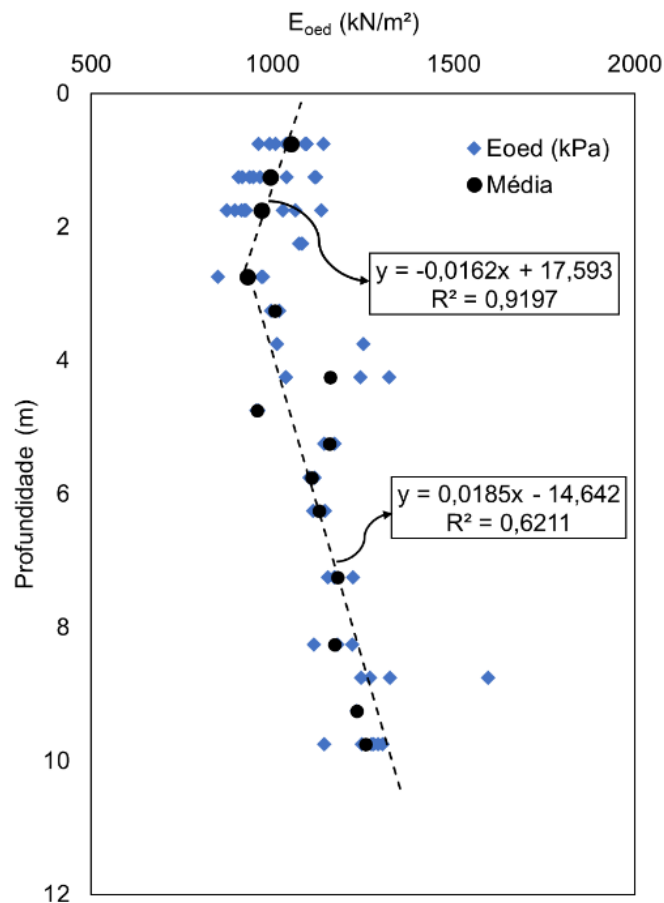
b) Variação de c_s com a profundidade

Fonte: Ortigão, 1980

Com os dados disponibilizados por Ortigão (1980) e a partir da equação (17) plotou-se o comportamento do módulo edométrico para a argila de Sarapuí.

$$E_{oed} = \frac{\Delta\sigma'}{\varepsilon} \quad (17)$$

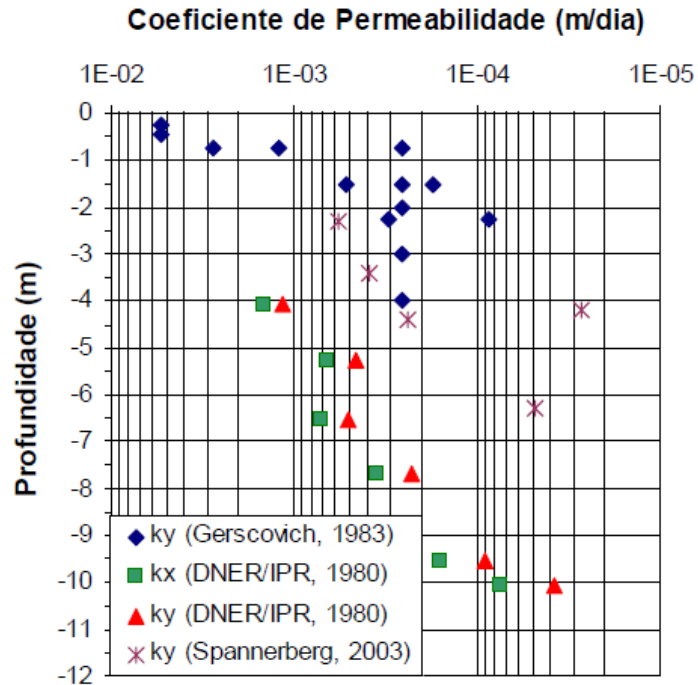
Figura 25 – Variação de parâmetros de compressibilidade com a profundidade para a argila de Sarapuí.



2.2.3.3 Coeficiente de Permeabilidade Vertical e Horizontal

Lima (2007) apresenta, na Figura 26, a variação do coeficiente de permeabilidade com a profundidade. Trata-se de uma compilação obtida por diversos autores. O autor evidencia ainda que, a relação k_h/k_v varia entre 1,3 e 1,9, com valor médio em torno de 1,55.

Figura 26 – Distribuição do coeficiente de permeabilidade com a profundidade



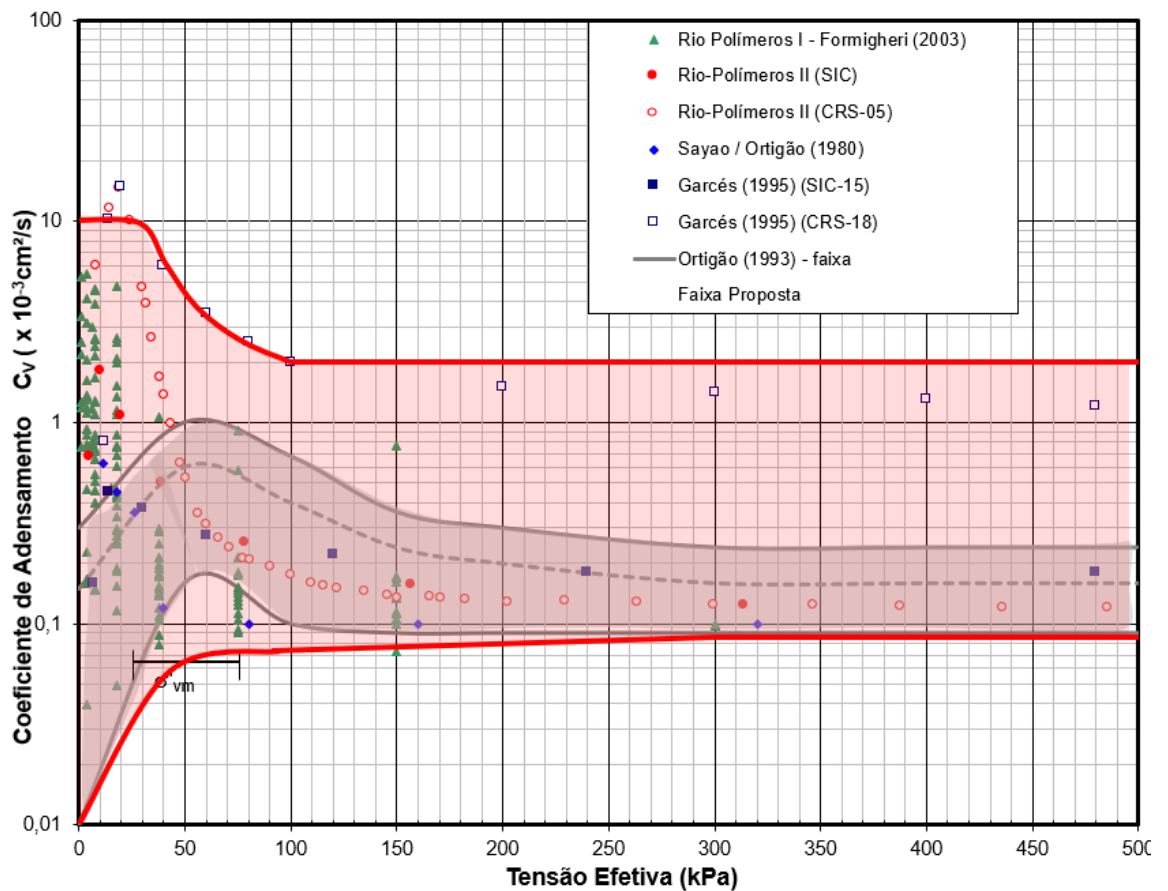
Fonte: Lima, 2007

Corroborando o apresentado por Almeida (1996) que, ao reanalisar o aterro experimental I em tensões efetivas, determina uma variação de k_h/k_v da ordem de 1,325, adotado na presente dissertação.

2.2.3.4 Coeficientes de Adensamento Vertical (c_v)

Lima (2007) reuniu os trabalhos de Ortigão (1993), Garcés (1995), Sayão (1980), Ortigão (1980) e Spannerberg (2003) e redefiniu a faixa de variação do coeficiente de adensamento c_v com o nível de tensões para a região de Sarapuí, como mostra a Figura 27. Fica evidente o comportamento diferenciado do coeficiente de adensamento para a região em que o nível de tensões é menor. Já para níveis de tensões maiores o comportamento tende a se estabilizar, mantendo-se quase constante. Futai et al (2001) apresentam para Sarapuí o valor de $9 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$.

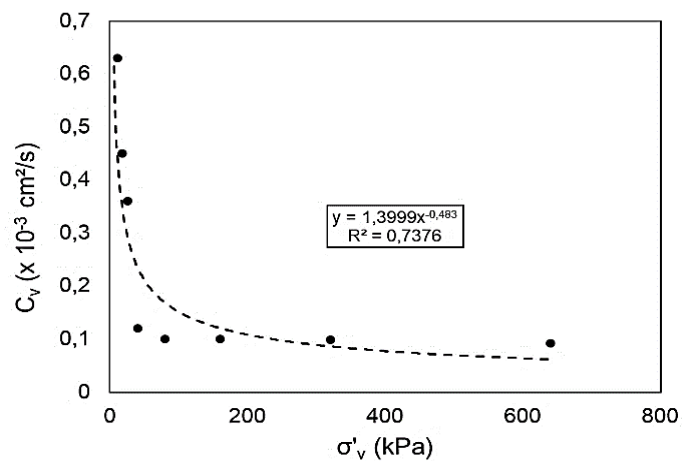
Figura 27 –Valores de c_v em relação à tensão efetiva na Baixada Fluminense.



Fonte: Lima, 2007

Observando-se os resultados experimentais exclusivos da região do Rio Sarapuí (Figura 28), admitiu-se como sendo razoável considerar-se c_v igual a 10^{-4} cm^2/s para níveis de tensão mais elevados, ou seja, abaixo da crosta ressecada.

Figura 28 – Relação de c_v com o nível de tensões para Sarapuí.



2.2.3.5 Coeficiente de Adensamento Secundário (c_α)

A Tabela 5 resume resultados experimentais do coeficiente de compressão secundária c_α , na região da Baixada Fluminense, determinado por diferentes pesquisadores. Esses resultados experimentais mostram uma variação desses parâmetros de 0,001 a 0,064.

Tabela 5 – Coeficiente de compressão secundária.

Profundidade da amostra (m)	c_α	Referência
5,5 a 6,0	0,001 a 0,024	Coutinho (1976)
6,5 a 7,0	0,001 a 0,033	Coutinho (1976)
1,5	0,015 a 0,060.	Vieira (1988)
3,20 e 3,25	0,060	Spannenberg (2003)
-	0,045*	Sayão (1980)
3,0	0,0075 a 0,195	Martins (1989)

*Valor médio

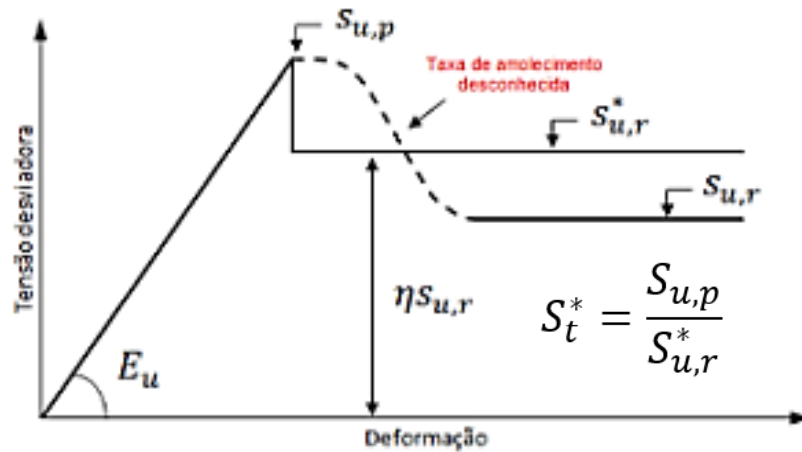
2.3 Estudos sobre Drenagem Parcial e Queda de Resistência Pós-pico realizados por Pereira Pinto (2017)

Em seus estudos, Pereira Pinto (2017) introduziu 2 aspectos na retroanálise da ruptura do aterro experimental I, nunca considerados em pesquisas anteriores. Neste estudo assim como Pereira Pinto (2017), considerou-se que a ruptura se deu quando o aterro atingiu 2,5m de altura e a ocorrência de drenagem parcial na região da crosta, durante a construção do aterro.

Em primeiro lugar, utilizou o programa de elementos finitos RS₂, versão 9.0, da Empresa Rocscience que incorpora um modelo constitutivo linear com queda pós-pico (Figura 29). Com isso, uma vez que a ruptura não acontece simultaneamente em todos os pontos da superfície de ruptura, o autor conseguiu simular o processo de ruptura progressiva.

Em sua pré-avaliação, Pereira Pinto (2017) afirma que a influência da redução de resistência pós-pico é fundamental para obtenção do fator de segurança.

Figura 29– Modelo constitutivo com queda pós-pico

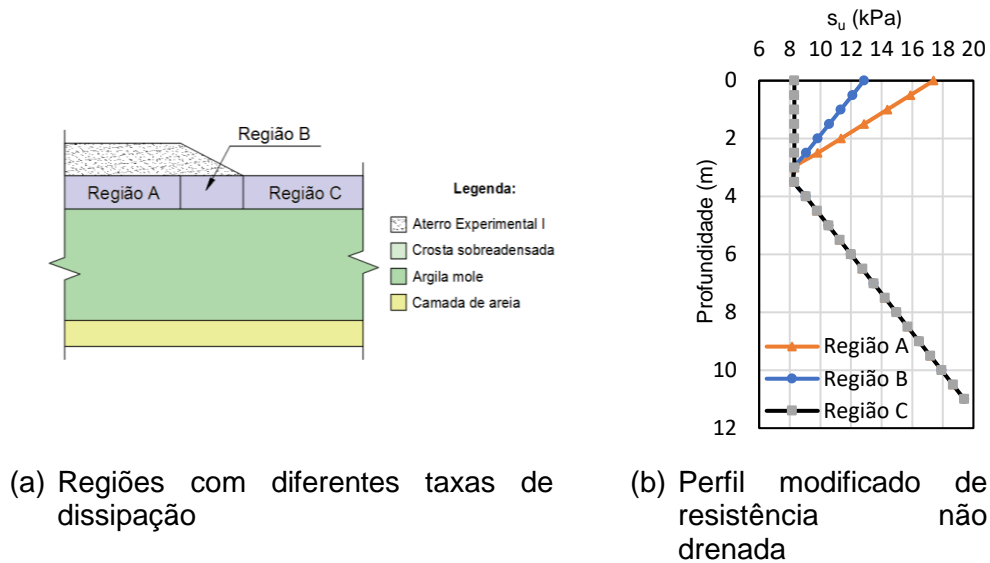


Fonte: Pereira Pinto, 2017

Gerscovich (1983) estudou as características geotécnicas da crosta superficial e verificou valores de coeficiente de adensamento relativamente altos, se comparados com o restante do depósito. Através de simulações numéricas unidimensionais do processo de adensamento (método das diferenças finitas), foi observada a ocorrência de dissipação dos excessos de poropressão, ao longo da construção do aterro. Quando o aterro atingiu 2,5m de altura, 60% do excesso de poropressão existente na camada superficial já havia se dissipado. Com isso, retroanálises da ruptura do aterro, em termos de tensão total, deveriam incorporar a parcela de transferência para a tensão efetiva e, conseqüentemente, o ganho de resistência não drenada

De acordo com essa abordagem, Pereira Pinto (2017) propôs subdividir a crosta em 3 regiões com diferentes ganhos de resistência não drenada. A Região A, abaixo da crista do aterro (Figura 30a), teria o máximo ganho de resistência (60% do incremento de tensão total). Para a Região B, abaixo do talude, o ganho seria metade do valor da dissipação da Região A e para a Região C, fora da área carregada, não haveria ganho de resistência. A (Figura 30b) mostra os perfis de s_u adotado em cada uma das regiões. Cabe comentar-se que foi adotado o perfil de resistência não drenada determinado em ensaios de palheta por Ortigão e Collet (1986) (Figura 22). A Tabela 6 apresenta as equações associadas a cada um dos perfis.

Figura 30 – Análise para o aterro experimental I realizada por Pereira Pinto, 2017



Fonte: Pereira Pinto, 2017

Tabela 6 – Equações para o perfil de resistência não drenada

Região	Profundidade	Equação
A	0 a 3m	$s_u [kPa] = 17,4 - 3,03z [m]$
B	0 a 3m	$s_u [kPa] = 12,8 - 1,5z [m]$
C	0 a 3,0m	$s_u = 8,3 kPa$
Camada Intermediária	3,0 a 3,5m	$s_u = 8,3 kPa$
Abaixo da crosta	3,5m a 11m	$s_u [kPa] = 8,3 + 1,48z [m]$

Fonte: Pereira Pinto, 2017

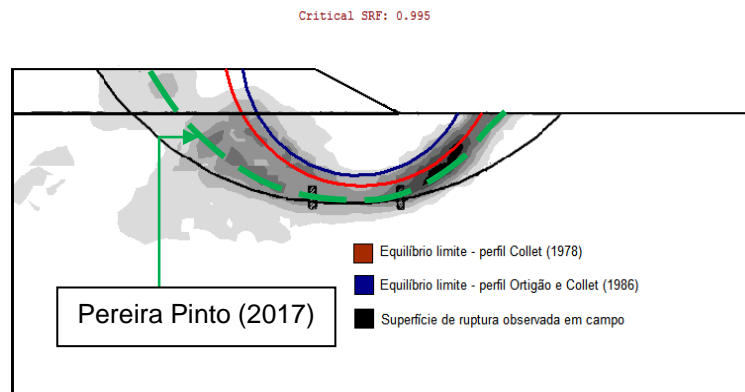
A partir desse conjunto de informações, Pereira Pinto (2017) reavaliou o Aterro Experimental I, em termos de tensão total, de forma que se pudesse encontrar um conjunto de perfis de resistência não drenada, de pico e residual (Figura 29), que reproduzisse a ruptura para FS próximo à unidade.

O Programa RS₂ possibilita ao usuário incorporar as equações da variação de resistência não drenada com a profundidade. Partindo dessa ferramenta Pereira Pinto (2017) variou os perfis de resistência residual para as três regiões (Figura 30b) de modo a obter $FS \leq 1$ gerando assim St^* .

Os resultados, apresentados na Figura 31, mostraram um $FS = 0,995$, quando a resistência não drenada média, ao longo de toda extensão da superfície de ruptura, era 30% menor que o valor de pico ($St^* = 1,3$). Os resultados foram considerados

promissores visto que além do FS da ordem de 1, a superfície de ruptura foi muito melhor representada e mostrou-se relativamente próxima à observada no campo.

Figura 31– Retroanálise da ruptura do Aterro
Experimental I - FS = 0,995



Fonte: Pereira Pinto, 2017

3 RETROANÁLISE EM TERMOS DE TENSÕES TOTAIS

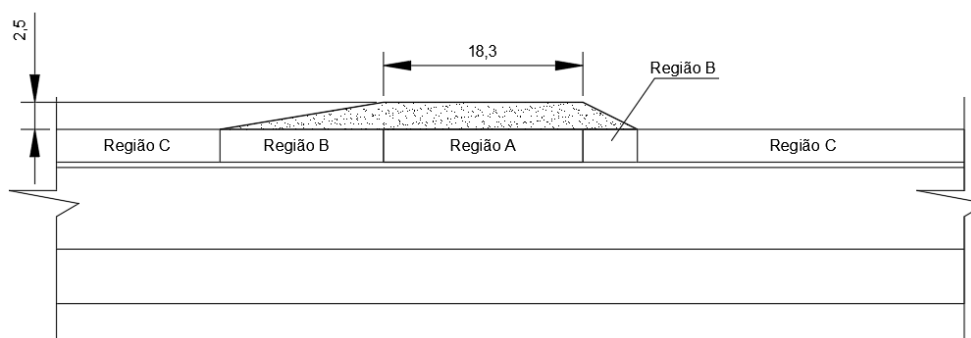
Este capítulo apresenta os resultados da retroanálise do Aterro Experimental I, em termos de tensões totais. O objetivo deste estudo foi revisitar o trabalho de Pereira Pinto (2017) e compreender a simulação da ruptura progressiva através da aplicação do modelo de queda de resistência pós-pico. Assim como Pereira Pinto (2017), foram realizadas análises por elementos finitos (programa RS₂), além de estudos por equilíbrio limite (programa SLIDE 2018). Ambos os programas são da Empresa Rocscience.

A seção analisada está apresentada na Figura 32. Assim como Pereira Pinto (2017), admitiu-se que a ruptura ocorreu quando o aterro atingiu 2,5m de altura e a crosta superficial foi subdividida em 3 regiões. Os perfis de resistência não drenada, assim como as equações descritivas, estão na Figura 30 e na

Tabela 6.

Cabe ressaltar-se que a base do perfil de resistência não drenada foi determinada pelos ensaios de palheta realizados por Ortigão e Collet (1986), sem se aplicar a correção proposta por Bjerrum para ensaios de palheta de campo.

Figura 32 Geometria da seção principal do Aterro Experimental I (medidas em metros)



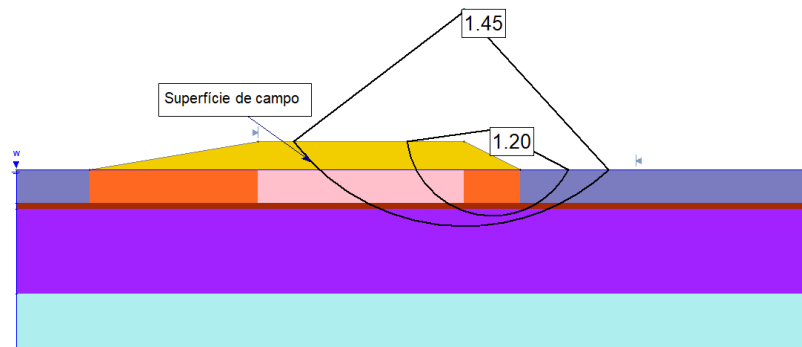
Fonte: Pereira Pinto, 2017

3.1 Resultados das análises

3.2 Método de Equilíbrio Limite

A análise de estabilidade, mostrada na Figura 33, forneceu um FS alto, igual a 1,2, associado a uma superfície potencial de ruptura não condizente com a observada em campo. No caso da superfície observada no campo obteve-se o FS = 1,45. Note-se que Pereira Pinto (2017) com o perfil de resistência não drenada obtido a partir do ensaio de palheta, com parâmetros e geometria análogos, obteve FS \cong 1

Figura 33 – Resultado da análise de estabilidade pelo método de Bishop Simplificado - s_u sem correção de Bjerrum



A falha na reprodução da ruptura (FS = 1,0), indicava que provavelmente os parâmetros de resistência estavam majorados. Assim sendo, observou-se que seria possível calcular-se um fator de redução (μ^*) a ser aplicado na resistência não drenada, tal que, fosse possível obter-se FS = 1,0. Com base na ideia da subdivisão da massa rompida em fatias, e considerando o método de Bishop Simplificado, tal fator poderia ser obtido a partir da equação:

$$\mu^* = \frac{\sum_1^n [P \sin \theta] - \sum_1^p \left[c'l + \frac{P - u\Delta x - c'\Delta x \tan \theta}{\cos \theta + \tan \varphi' \sin \theta} \right]}{\sum_{p+1}^n [s_u l]} \quad (18)$$

Onde n é o número de fatias e p o número de fatias cuja base encontra-se no aterro.

Considerando-se a subdivisão em 100 fatias, obteve-se um fator de redução (μ^*) de 0,83. Curiosamente, o índice de plasticidade médio de Sarapuú é de 80% o que resulta em um fator de correção de Bjerrum de 0,87, da mesma ordem de grandeza da correção obtida nesta análise preliminar

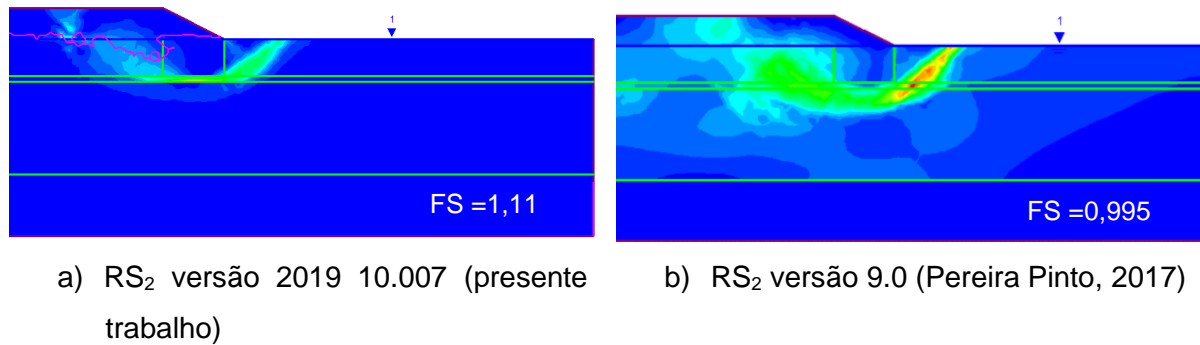
3.3 Análise de Tensões (Método de Elementos Finitos)

Inicialmente, optou-se por se reproduzir o trabalho de Pereira Pinto (2017). As análises numéricas foram realizadas incorporando-se o modelo de queda de resistência pós pico, com sensibilidade (St^*) igual a 1,3. Essa avaliação também foi conduzida como o processo de aprendizado do uso do programa RS₂. A partir dessas análises preliminares, ao contrário do esperado, identificou-se discrepâncias de resultados obtidos.

Ao contrário do esperado, obteve-se um resultado bem distinto daquele apresentado por Pereira Pinto (2017). A simulação da construção do aterro forneceu um FS = 1,11 e a superfície tendeu a uma conformação multiplanar, como mostrado na Figura 34a. A título de comparação apresentam-se, na Figura 34b, os resultados que se almejava encontrar.

A diferença entre os resultados das duas versões do programa chamou a atenção do autor desta dissertação, tornando-se necessário reavaliar os resultados de Pereira Pinto (2017), analisar aspectos associados aos parâmetros de entrada e ao funcionamento do programa RS₂. Um fato que cabe ser mencionado é que, em meados de julho de 2019, o programa RS₂ sofreu atualização para a versão 2019 10.007.

Figura 34 – Região de plastificação de FS – *software RS₂*

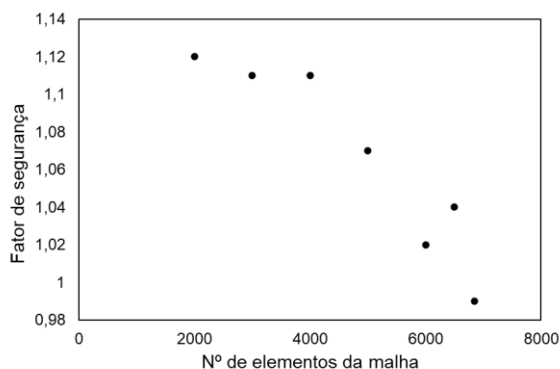


3.3.1 Discretização da malha

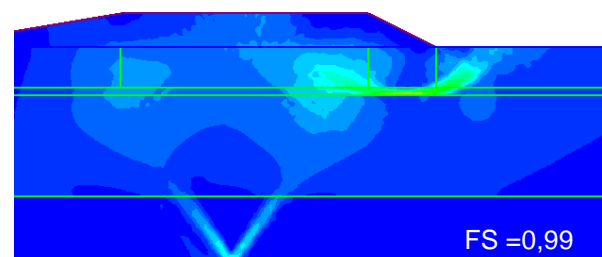
A primeira questão abordada foi a possibilidade de ocorrência de erros associados à discretização da malha de elementos finitos. Tschuchnigg *et al* (2015) verificou que a discretização da malha tem acentuada influência no fator de segurança, com uma variação em torno de 28%, e que a superfície de ruptura tende a se diferenciar quando não há fluxo associado.

Foram realizadas análises variando o número total de elementos finitos entre 2000 e 7000. Os resultados, mostrados na Figura 35, possibilitaram observar FS aproximadamente constante (FS = 1,1) para malhas com número de elementos entre 1500 a 3000, embora houvesse um aumento significativo no tempo de cálculo. Entretanto, observou-se que malhas extremamente discretizadas mostravam redução do FS e uma ampliação da zona de plastificação.

Figura 35 – Influência do grau de discretização da malha de elementos finitos



a) Variação do FS



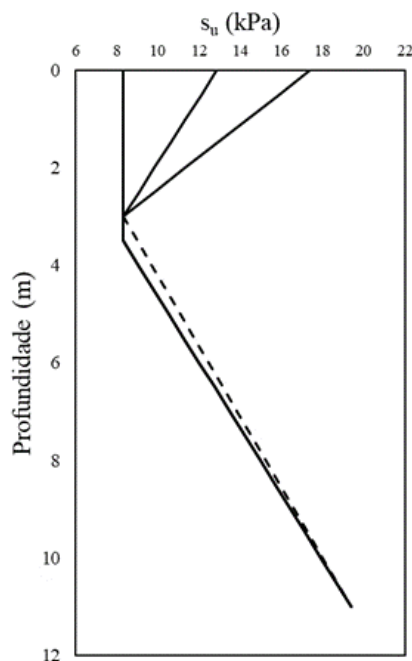
b) Malha plastificada – 6850 elementos

3.3.2 Perfil de resistência não drenada

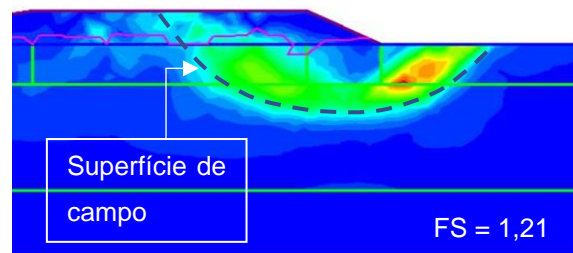
Ao contrário de Pereira Pinto (2017), as análises indicaram uma superfície multiplanar, aparentemente controlada pela camada de 3,0 - 3,5 m de profundidade, com resistência não drenada constante (

Tabela 6). Assim sendo, optou-se por se introduzirem pequenas variações no perfil de resistência não drenada. Como mostra a linha tracejada na Figura 36a o perfil inicial (linha cheia) foi substituído pelo correspondente à linha tracejada. Os resultados (Figura 36b) mostraram uma superfície circular, conforme observado na versão 9.0 (Figura 34a), porém o FS sofreu aumento de 1.11 (Figura 36b) para FS = 1,21. Com o aumento do número de elementos, a região de plastificação é mais uma vez ampliada e verifica-se uma pequena queda no FS.

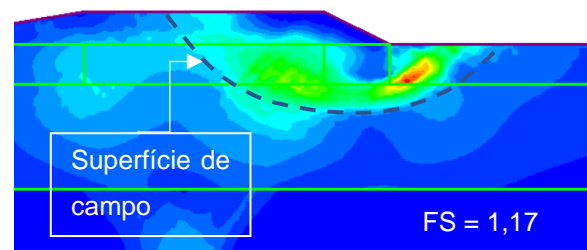
Figura 36 – Modificação do FS e região plastificada para malha do tipo *uniform* – Alternativa 1



a) Perfil de resistência (opção 1 – linha cheia; opção 2 – linha tracejada)



b) Zona plastificada - malha com 3000 elementos

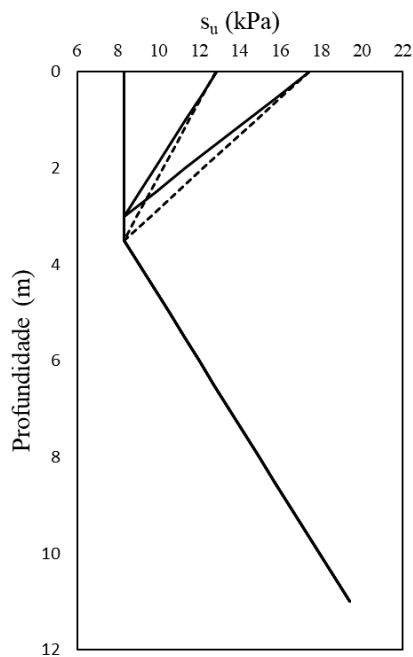


c) Zona plastificada – malha com 6300 elementos

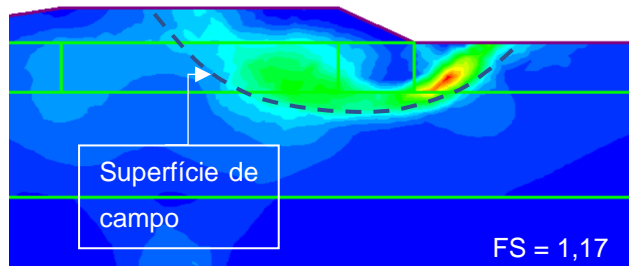
Uma segunda alternativa de alteração do perfil de resistência não drenada consistiu em se mudarem as inclinações das retas da crosta ressecada, como mostra

a Figura 37a. Nesta análise, a crosta, que antes possuía 2,5m, agora passou a ter 3,5m. Os resultados (Figura 37b) mostraram uma leve redução no FS de 1,17 (Figura 38b) para FS = 1,15. Do ponto de vista prático, ambos apresentam FS = 1,2. Mais uma vez observou-se uma leve tendência à redução do FS e ampliação da região de plastificação, com o aumento do número de elementos da malha (Figura 37c).

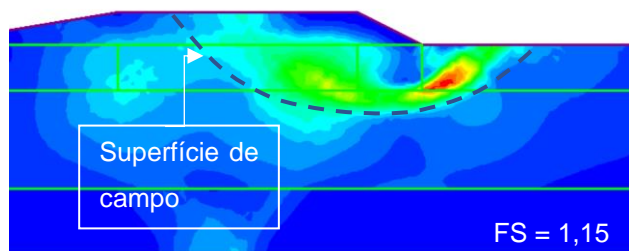
Figura 37 – Modificação do FS e região plastificada para malha do tipo *uniform* – Alternativa 2



a) Perfil de resistência (opção 1 – linha cheia; opção 3 – linha tracejada)



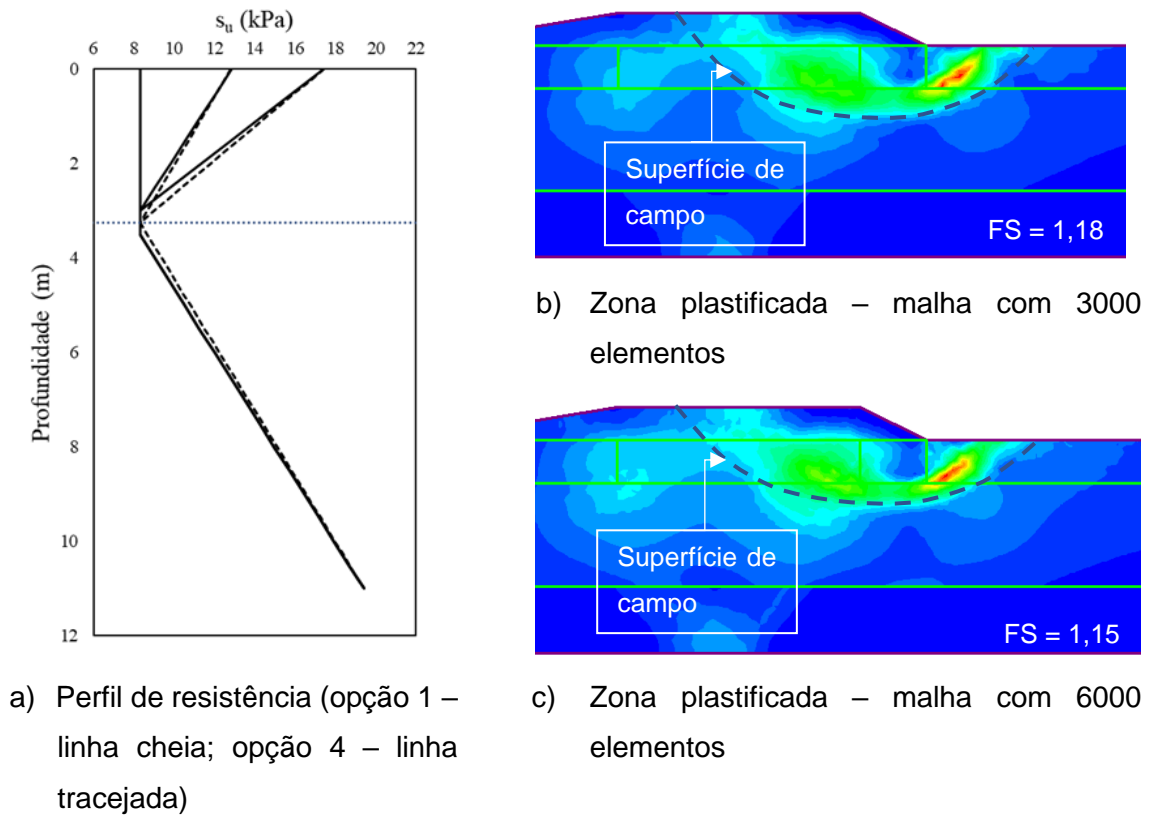
b) Zona plastificada – malha com 3000 elementos



c) Zona plastificada – malha com 6000 elementos

Por fim, testou-se a adoção de um perfil de resistência não drenada, eliminando-se a camada de 3,0m a 3,5m e alterando-se o perfil da crosta e do restante do depósito (linhas tracejadas na Figura 38a). Nesta análise, os resultados foram semelhantes aos da Alternativa 2 (Figura 39).

Figura 38 – Modificação do FS e região plastificada para malha do tipo *uniform* – Alternativa 3



A Tabela 7 compara os resultados do FS para a malha com 3000 e 6000 elementos. Comparativamente à opção 1 (Figura 36), as demais alternativas introduziram uma zona de plastificação com aspecto circular. Nota-se que a presença da camada de pequena espessura e menor resistência não drenada, causa alteração na forma da superfície potencial de ruptura. As análises que apresentaram superfície circular, mais próxima da observada no campo (opções 2 a 4), apresentaram FS da ordem de 1,2, sugerindo uma condição estável.

Tabela 7 – Comparação entre as análises

Perfil de Resistência	Malha com 3000 elementos		Malha com 6000 elementos	
	FS	Região de Plastificação	FS	Região de Plastificação
Opção 1	1.11	multiplanar	0.99	multiplanar
Opção 2	1.21	circular	1.17	circular
Opção 3	1.17	circular	1.15	circular
Opção 4	1.18	circular	1.15	circular

3.3.3 Reavaliação da Cota do Aterro no Instante da Ruptura

Nos estudos apresentados, considerou-se como sendo 2,5m a altura crítica do aterro. No entanto, outros pesquisadores (Ortigão, 1980; Gerscovich, 1993) consideraram que a ruptura ocorreu quando aterro atingiu 2,8m de altura.

Assim sendo, todas as análises foram refeitas considerando-se esse novo cenário. Os resultados, mostrados desde a Figura 39 à Figura 41, indicaram FS próximos à unidade, independente do perfil de resistência não drenada. As diferenças mais significativas foram observadas nos desenvolvimentos das zonas de plastificação, apesar de, prioritariamente, indicarem uma superfície completa, próxima da observada no campo.

Figura 39 – Resultado da simulação considerando-se a Opção 2 para o perfil de resistência não drenada indicado na Figura 36

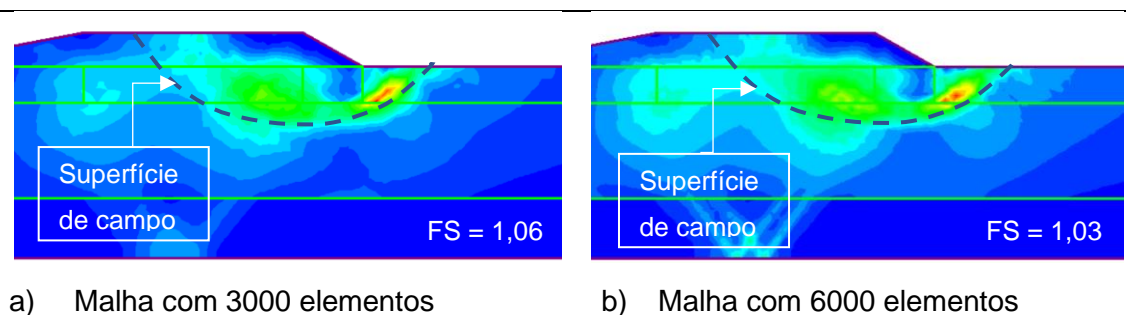


Figura 40 – Resultado da simulação considerando-se a Opção 3 para o perfil de resistência não drenada indicado na Figura 37

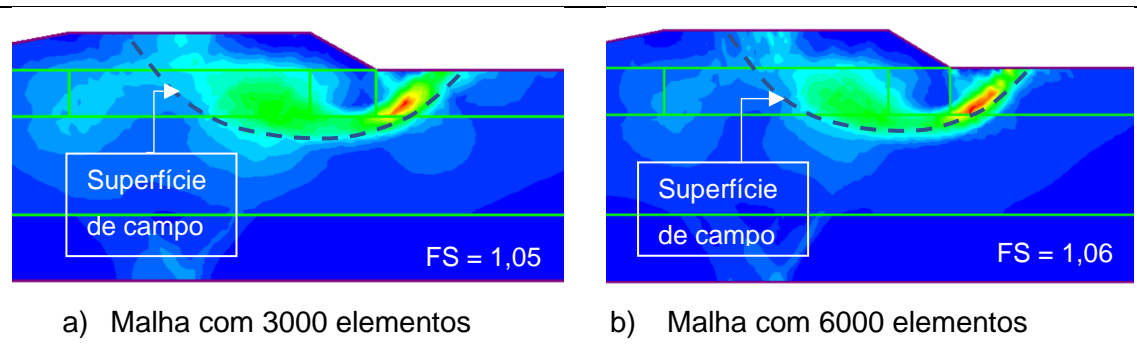
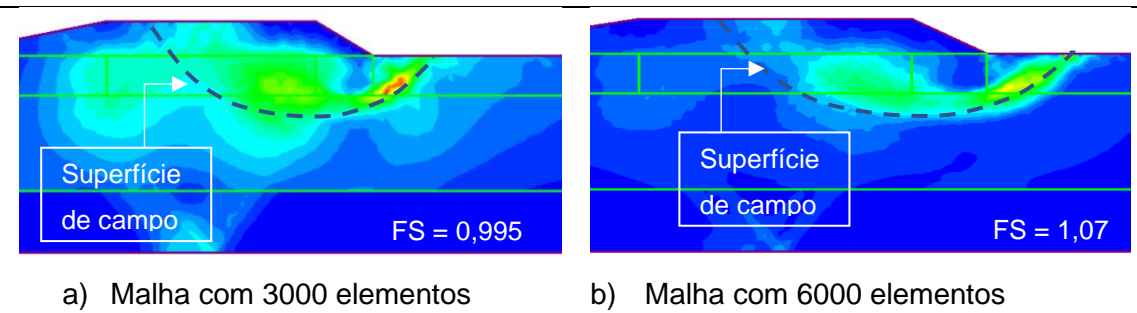


Figura 41 – Resultado da simulação considerando-se a Opção 4 para o perfil de resistência não drenada indicado na Figura 38



4 RETROANÁLISE DA RUPTURA DO ATERRO EXPERIMENTAL I NA ARGILA DE SARAPUÍ EM TERMOS DE TENSÕES EFETIVAS

Este capítulo apresenta a análise de estabilidade do Aterro Experimental I, em termos de tensões efetivas. Para tanto foi utilizado o *software* RS₂ versão 10.009 da Empresa Rocscience.

As análises numéricas simularam todas as etapas de construção do aterro. As dissipações de poropressão, ocorridas nas fases de alteamento do aterro até a sua ruptura, foram calculados pelo processamento acoplado tensão x deformação x adensamento. Os cálculos seguem a teoria clássica de adensamento.

Prioritariamente, adotou-se o modelo constitutivo mais simples como é o de Mohr-Coulomb, que requer como dados de entrada: i) parâmetros efetivos de resistência, ii) peso específico (γ_t), iii) módulo de deformabilidade drenado (E'), iv) coeficiente de Poisson (ν), v) porosidade (n), vi) coeficiente de permeabilidade (k), vii) coeficiente de adensamento (c_v).

Outros modelos constitutivos, talvez mais recomendados para se retratar o comportamento de solos argilosos muito compressíveis, tais como *Soft Soil* e *Soft Soil Creep*, não puderam ser utilizados. O programa interrompia a execução, o que, aparentemente, demonstra uma falha de processamento.

Entretanto, mais para fins de comparação, análises numéricas foram conduzidas com outro programa, Plaxis versão 8. O modelo *Soft Soil* requer, além dos parâmetros do modelo Mohr-Coulomb, os índices de compressão (c_c) e índice de recompressão (c_s). No caso do modelo *Soft Soil Creep*, será necessário também o coeficiente de compressão secundária (c_α).

4.1 Dados de Entrada

A configuração da seção analisada está apresentada na Figura 32. As etapas construtivas do aterro (Figura 15) serão respeitadas tanto no que diz respeito aos

incrementos de carga quanto ao intervalo entre os carregamentos. Neste estudo, a altura máxima do aterro foi de 2,5m e a espessura da crosta foi de 3,0m.

O depósito foi subdividido em 6 subcamadas, sendo 3 na região da crosta ressecada.

4.1.1 Parâmetros Geotécnicos

As Tabela 8 resume os parâmetros empregados nas análises em termos de tensões efetivas utilizados nos programas RS₂ e Plaxis.

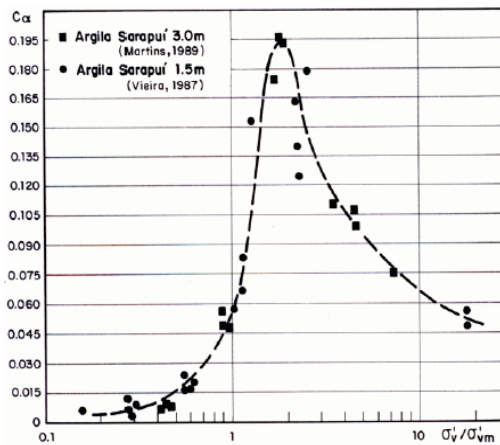
Todas as campanhas experimentais focaram o comportamento não drenado. Assim sendo, o módulo de deformabilidade drenado E' foi estimado admitindo-se a validade da teoria de elasticidade, a partir da Equação (19), fixando-se $\nu' = 0,3$. A experiência mostra que a influência do coeficiente de Poisson ν' é pouco expressiva.

$$E_{oed} = \frac{(1 - \nu')E'}{(1 + \nu')(1 - 2\nu')} \quad (19)$$

Conforme o item 2.2.3.3 Almeida (1996) sugeriu uma relação de $k_h/k_v = 1,325$.

A partir dos resultados de ensaios de Martins (1989) e Vieira (1987), em amostras de alta qualidade (Figura 42), Andrade (2009) observou que o valor de c_α é muito pequeno para tensões efetivas verticais muito baixas ($\sigma'_v < \sigma'_{vm}/2$); em seguida, ocorre um pico quando as tensões efetivas atingem um valor 1,5 a 2 vezes o valor de σ'_{vm} ; a partir desse ponto, ocorre redução brusca.

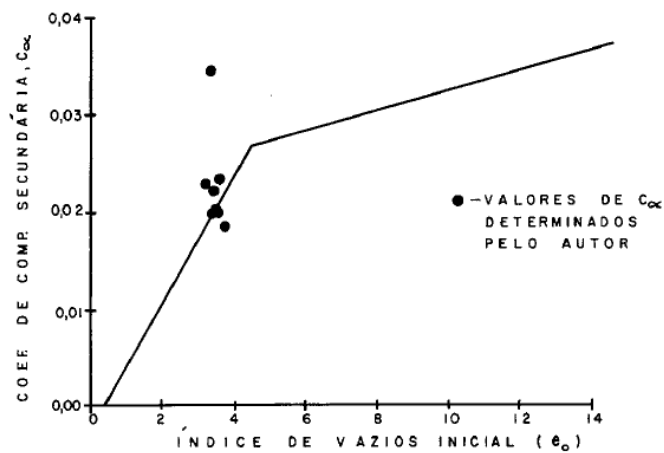
Figura 42 – Variação de c_α com o histórico de tensões



Fonte: Andrade, 2009

Para fins do presente trabalho, adotou-se a abordagem descrita por Johnson (1970a) que estabelece uma relação linear entre c_α e o índice de vazios inicial. Na Figura 43 estão plotados os valores máximos de c_α definidos por Coutinho (1976) comparativamente à relação de Johnson (1970a).

Figura 43 – Valores de c_α em relação ao índice de vazios inicial com a reta obtida por Johnson, 1976a.



Fonte: Coutinho, 1976

Plotando-se os resultados de c_α obtidos a partir da reta de Johnson (1976a) e utilizando-se os índices de vazios iniciais dos ensaios de adensamento apresentados por Ortigão (1980), definiu-se a região de atuação desse parâmetro para a argila de Sarapuí.

Figura 44 – Relação de c_α com razão σ'_v/σ'_{vm} .

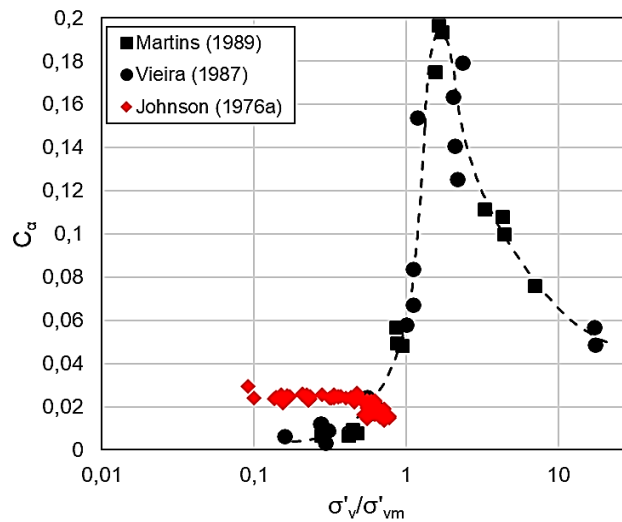


Tabela 8 –Parâmetros geotécnicos adotados nas análises.

Camada (m)	γ (kN/m ³)	n	e_0	c_c	c_s	c' (kPa)	ϕ' (°)	k_v (cm/s)	c_v (cm ² /s)	c_α
0 a 1,30	12,9	0,81	4,20	2,06	0,18	1,6	31	$1,4 \times 10^{-6}$	$4,5 \times 10^{-3}$	0,0250
1,30 a 2,0	12,9	0,81	4,19	2,16	0,21	1,4	24	$6,0 \times 10^{-7}$	$1,0 \times 10^{-3}$	0,0250
2,0 a 3,0	12,9	0,81	4,23	2,15	0,32	0	25	$3,5 \times 10^{-7}$	$0,5 \times 10^{-3}$	0,0255
3,0 a 5,0	12,9	0,80	4,02	2,05	0,32	0	25	$8,0 \times 10^{-8}$	1×10^{-4}	0,0240
5,0 a 7,5	13,3	0,78	3,56	1,85	0,28	0	25	$8,0 \times 10^{-8}$	1×10^{-4}	0,0210
7,5 a 11	13,9	0,74	2,90	1,60	0,23	0	25	$6,0 \times 10^{-8}$	1×10^{-4}	0,0165

Notas : γ peso específico; n = porosidade; e_0 = índice de vazios de campo; c_c = coeficiente de compressibilidade – trecho virgem; c_s = coeficiente de compressibilidade – descarregamento; c' e ϕ' = parâmetros de resistência; k_v = coeficiente de permeabilidade vertical ($k_h/k_v = 1,325$); c_v = coeficiente de adensamento; c_α = coeficiente de compressão secundária

4.2 Análises realizadas

4.2.1 Comentários sobre o uso dos programas RS2 e PLAXIS

O programa RS₂, da Rocscience possibilita a importação da seção diretamente de *softwares* específicos de desenhos técnicos. Já o programa Plaxis não dispõe desta facilidade; sendo necessário informarem-se as coordenadas de toda a seção.

Ambos os programas, possuem um aspecto visual intuitivo. Entretanto o RS₂ versão 10.009 incorpora uma quantidade de funções que podem ser habilitadas e desabilitadas que, reduzem o tempo do cálculo e possibilitam a convergência de análises inconclusivas.

4.2.1.1 Geração das malhas de elementos finitos

No programa RS₂, há a possibilidade de escolha do formato do elemento, e o total de elementos que compõem o modelo.

Já no Plaxis, essa atribuição ocorre de forma simplificada. No interior do elemento, o número de pontos de Gauss pode ser fixado em 6 ou 15. A discretização da malha é padronizada em cinco opções (*Very Coarse, Coarse, Medium, Fine* e *Very fine*). As Figura 45 e a

Figura 46 mostram as malhas adotadas no presente trabalho

Figura 45 – Malha de elementos finitos do programa RS₂ versão 10.009 definida como *Uniform – 6 Noded Triangles* – 1500 elementos

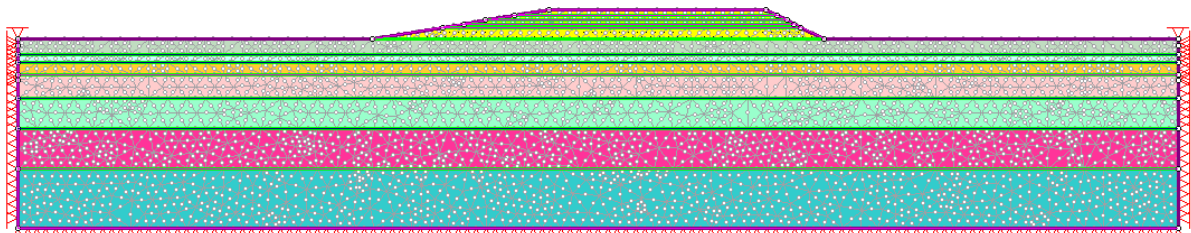
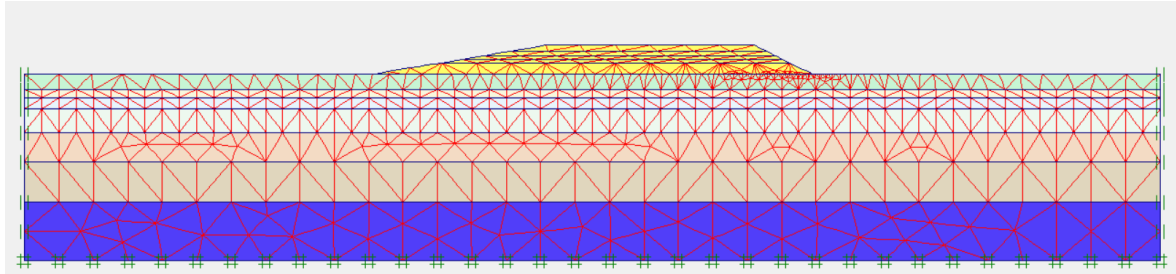


Figura 46 – Malha de elementos finitos do programa Plaxis versão 8 definida com 15 nós – *Fine*



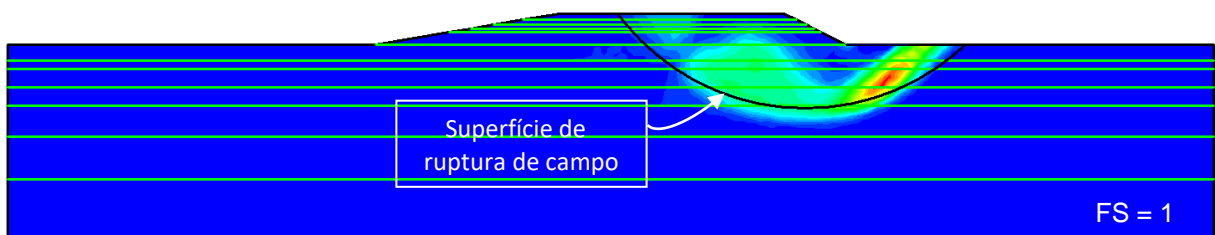
4.2.2 Programa RS2 – Modelo de Mohr-Coulomb

4.2.2.1 Fator de Segurança

No programa RS₂, a determinação do FS é feita usando a função *Shear Strength Reduction* (SSR), que impõe a redução dos parâmetros até se atingir o equilíbrio limite.

Os resultados da análise de estabilidade, mostrados na Figura 47, indicam FS = 1, quando o aterro atingiu a cota +2,5m, além de uma região de plastificação razoavelmente próxima da superfície observada no campo.

Figura 47 – Região de plastificação e superfície de ruptura de campo – modelo Mohr Coulomb – RS₂ Rocscience 10.009.

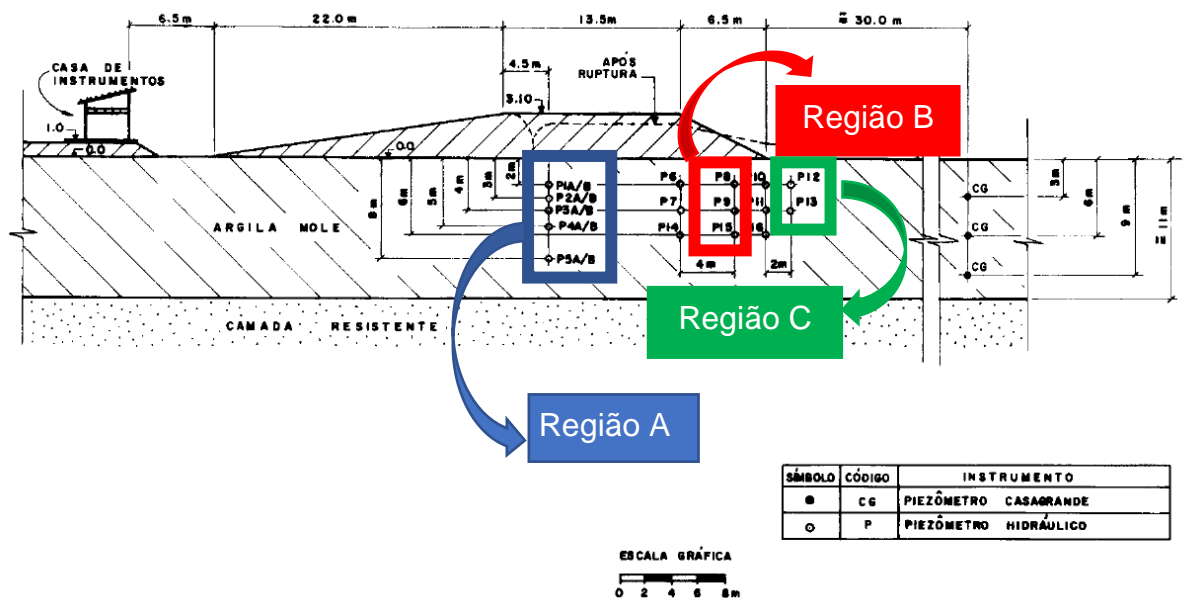


4.2.2.2 Evolução dos excessos de poropressão $\Delta u/\gamma_w$

A título de se facilitar a compreensão do leitor, apresenta-se (Figura 48) mais uma vez, esquematicamente, a localização dos piezômetros na seção principal. Na região abaixo da crista do aterro (Região A) estão instalados os piezômetros P1A/B, P2A/B, P3A/B, P4A/B e P5A/B. Na região do talude, aqui denominada Região B, estão instalados os piezômetros P8, P9, P10, P11, P15 e P16, sendo que para a análise serão considerados representativos da Região B os piezômetros P8, P9 e P15. Já para a Região C, consideraram-se os piezômetros P12 e P13. Os piezômetros correspondentes à Região A estão colocados numa vertical 15,5 m do pé do talude à direita, fora da área carregada.

Durante as etapas construtivas, foram registradas as leituras em diversos piezômetros instalados sob a área carregada. A Figura 48 mostra o detalhe de posicionamento dos piezômetros. Os piezômetros P1A/B a P5A/B foram posicionados abaixo da crista, a profundidades variando entre 2 a 8 m. Já os piezômetros P8, P9 e P15 estão localizados abaixo do talude variando de 2 a 6 m de profundidade. E, por fim, os piezômetros P12 e P13, foram instalados a uma profundidade de 2 e 4 m.

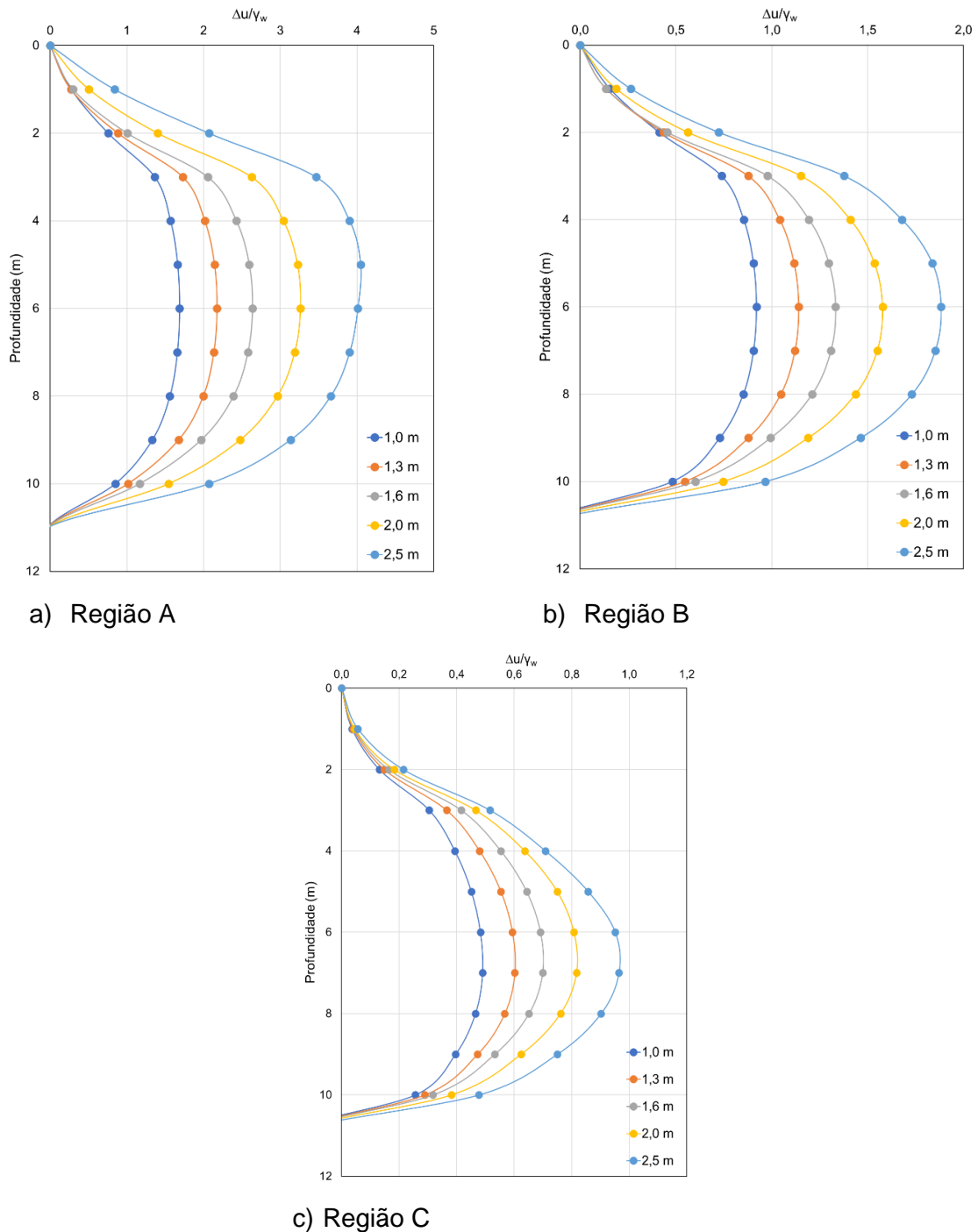
Figura 48 – Piezômetros sob a região do aterro.



Fonte: Ortigão (1980)

A Figura 49 apresenta a resposta do programa RS₂ em termos da variação do excesso de poropressão normalizado por γ_w , para a Região A, B e C, com a profundidade. Cabe-se ressaltar o bom desenvolvimento das curvas e similaridade gráfica com a teoria clássica de adensamento para a Região A e B.

Figura 49 – Variação de $\Delta u/\gamma_w$ com a profundidade obtida pelo programa RS₂ 2019 10.009.

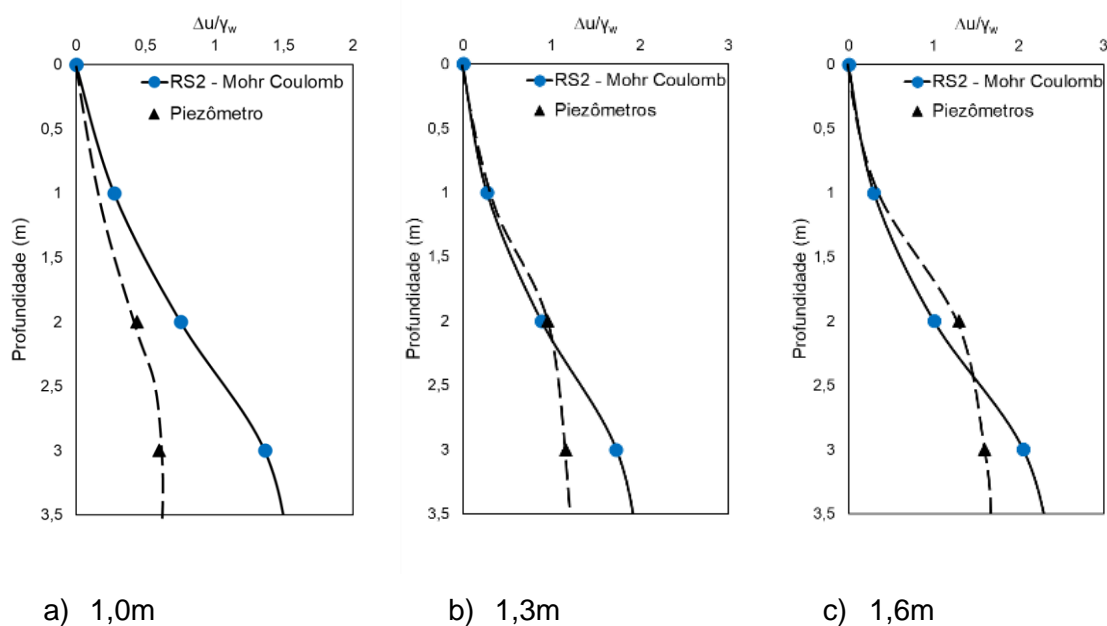


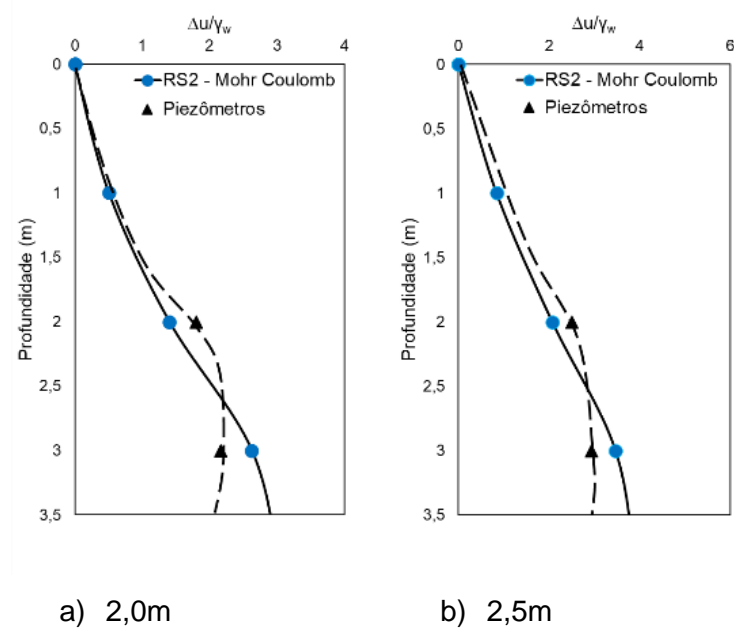
A Figura 50 compara os valores obtidos no modelo numérico, na Região A, para as alturas de aterro de 1,0m, 1,30m, 1,60m, 2,0m e 2,5m, com os valores medidos no campo (piezômetros P1A a P5A). Em linha tracejada está uma provável curva teórica passando pelos resultados de campo. Na primeira leitura, correspondente a 1m de aterro, o programa gerou valores da ordem de 2 vezes maiores do que os de campo. Para as demais cotas de aterro, observa-se uma boa concordância entre os perfis de excesso de poropressão previstos e medidos.

Inicialmente, poderia se atribuir à falha da primeira leitura a baixos valores de coeficiente de adensamento na região da crosta. Entretanto, como a diferença entre as curvas se reduz com as fases de alteamento, pode-se considerar esta divergência como sendo inerente ao método de elementos finitos que considera para o cálculo que alterações de carregamento ou deformações afetam as poropressões, ou seja, duas variáveis associadas a mudanças de poropressão.

Para fins de atendimento ao escopo de estudo deste trabalho, plota-se a seguir o resultado dessa variação, exclusivamente, para a profundidade de 0 a 3,5 m à exceção da Região C para a qual se plotou até os 4,5 m de profundidade, devido à baixa quantidade de dados. O objetivo é compararem-se as informações de campo com as obtidas pela análise numérica para melhor detalhamento da crosta ressecada.

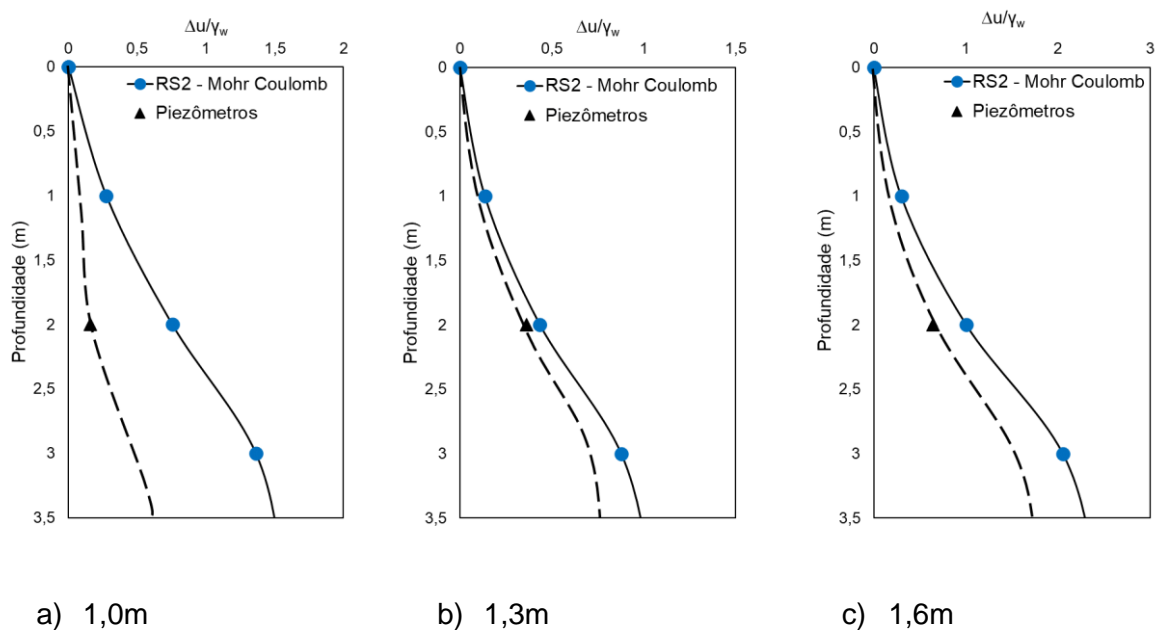
Figura 50 – Comparação entre os perfis de $\Delta u/\gamma_w$ previsto pelo RS2 2019 10.009 e os medidos no campo – Região A

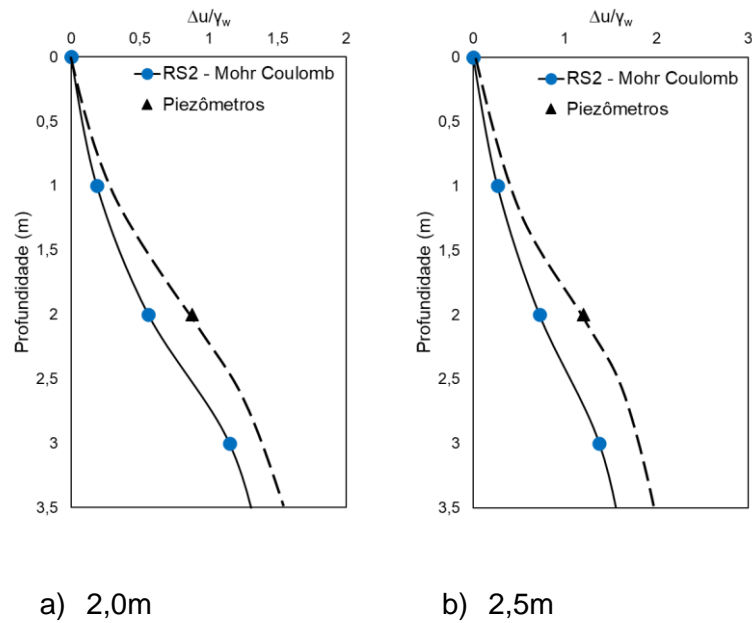




A comparação entre os excessos de poropressão obtidos no modelo numérico e monitorados no campo (piezômetros P8, P9 e P15) – na vertical correspondente à Região B estão mostrados na Figura 51. A comparação entre os perfis seguiu comportamento semelhante ao observado na Região A

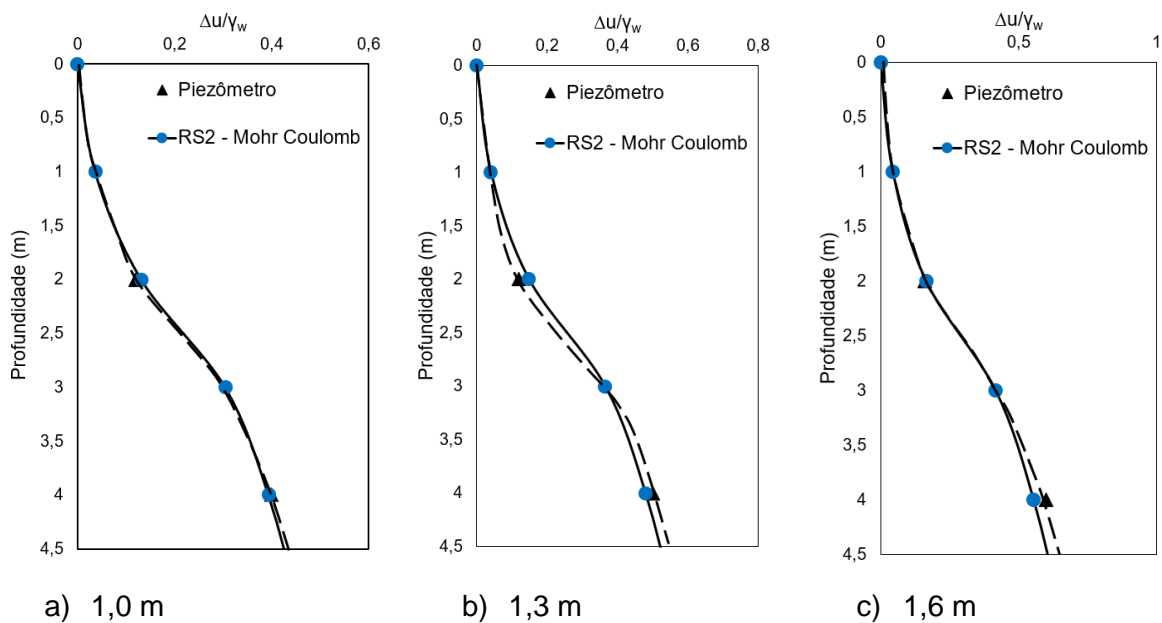
Figura 51 – Comparação entre os perfis de $\Delta u/\gamma_w$ previstos pelo RS2 2019 10.009 e os medidos no campo - Região B.

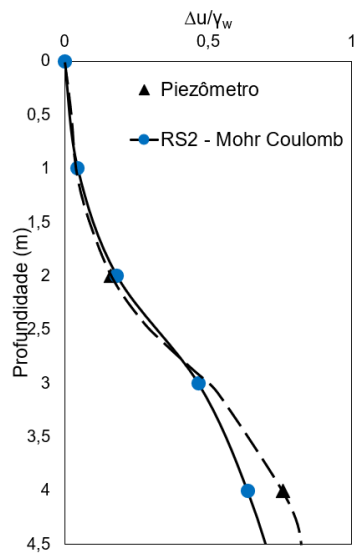




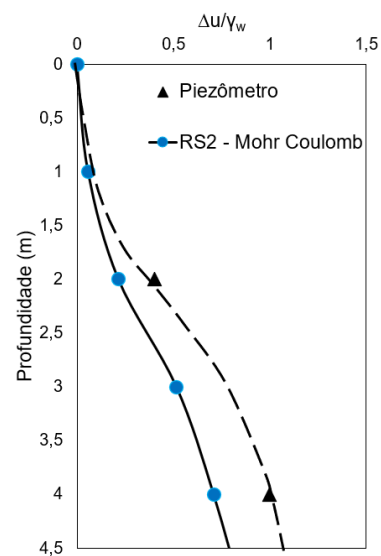
A comparação entre os excessos de poropressão obtidos no modelo numérico e monitorados no campo (piezômetros P12 e P13) – na vertical correspondente à Região C estão mostrados na Figura 54. A comparação entre os perfis mostra-se em perfeito alinhamento, sem diferenças, até a altura de 2,0 m entre o modelo e o medido em campo.

Figura 52 – Comparação entre os perfis de $\Delta u/\gamma_w$ previstos pelo RS2 2019 10.009 e os medidos no campo - Região C.





d) 2,0 m



e) 2,5 m

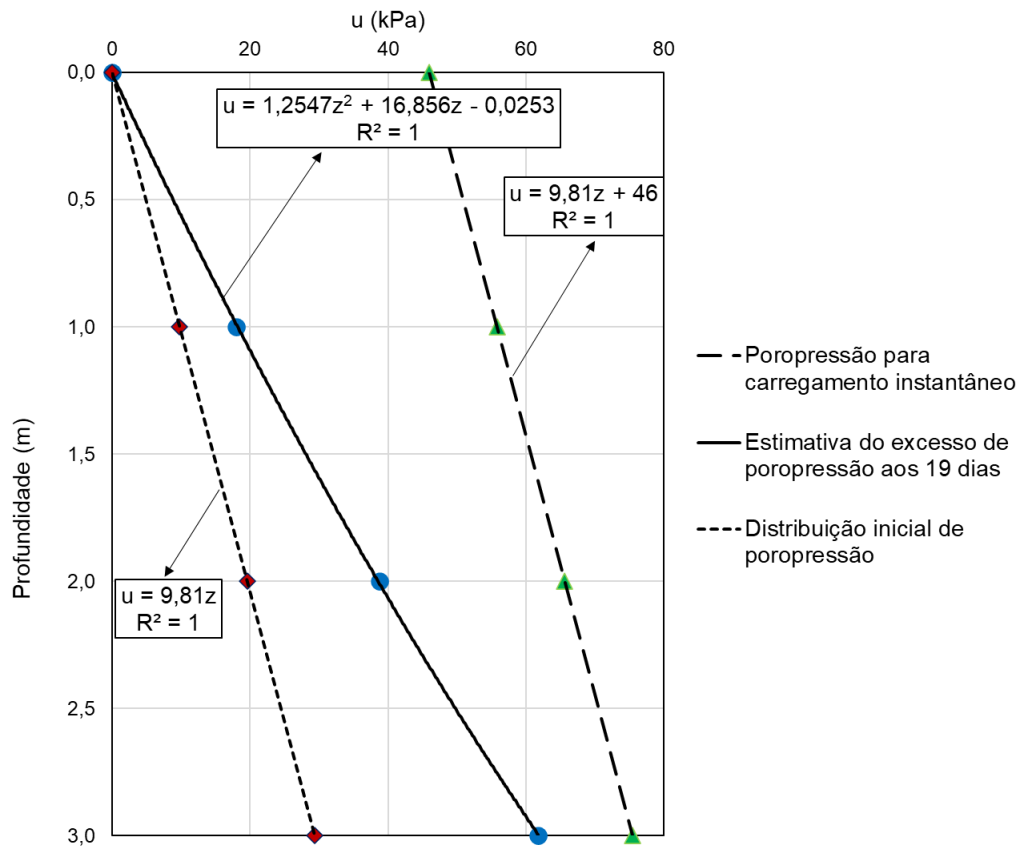
4.2.2.3 Drenagem parcial durante a construção

A questão da possibilidade de drenagem parcial durante a construção do Aterro Experimental I foi observada por Gerscovich (1983). Considerando-se o contraste dos coeficientes de adensamento da crosta e do restante do depósito, foi prevista a ocorrência de dissipação dos excessos de poropressão da ordem de 60% do excesso de poropressão inicial, na região central do aterro.

A porcentagem média de adensamento variando com a profundidade (\bar{U}_z) pode ser estimada considerando-se a região entre o carregamento aplicado instantaneamente e o valor obtido no modelo para o último estágio de carga. Para os cálculos foi considerado que a sobrecarga inicial na Região A foi de 46kPa ($\gamma_{at} = 18,4 \text{ kN/m}^3$ e a altura de 2,5m) e na Região B de 20,2kPa ($\gamma_{at} = 18,4 \text{ kN/m}^3$ e a altura média de 1,1m)

Utilizando-se a ferramenta matemática de integral para o cálculo de área entre funções, determinou-se que o valor da porcentagem média de adensamento (\bar{U}_z) na crosta na Região A (região central do aterro) é de 69%, associado a um fator tempo de 0,389.

Figura 53 – Distribuições de poropressão na camada ressecada ao final do carregamento.



4.2.3 Programa Plaxis – Modelos de Mohr-Coulomb – *Soft Soil* e *Soft Soil Creep*

4.2.3.1 Fator de Segurança

Apesar de mais adequados ao estudo de solos moles, os modelos *Soft Soil* e *Soft Soil Creep* impossibilitaram uma convergência do fator de segurança, que pode estar associado à versão utilizada para esta análise.

A região de plastificação para os modelos Mohr-Coulomb (Figura 54), *Soft Soil* (Figura 55) e *Soft Soil Creep* (Figura 56) são aproximadamente semelhantes. Entretanto, não é observada a formação de superfície de ruptura completa, principalmente na região do aterro. Tal observação pode corroborar a hipótese de a

ruptura ter efetivamente se desenvolvido quando aterro foi alteado para 2,8m de altura.

Figura 54 – Região de plastificação e superfície de ruptura de campo – modelo Mohr-Coulomb – Plaxis versão 8.

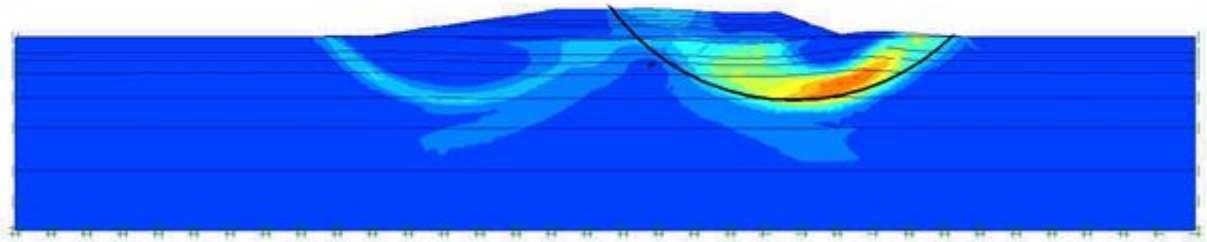


Figura 55 – Região de plastificação e superfície de ruptura de campo – modelo *Soft Soil* – Plaxis versão 8.

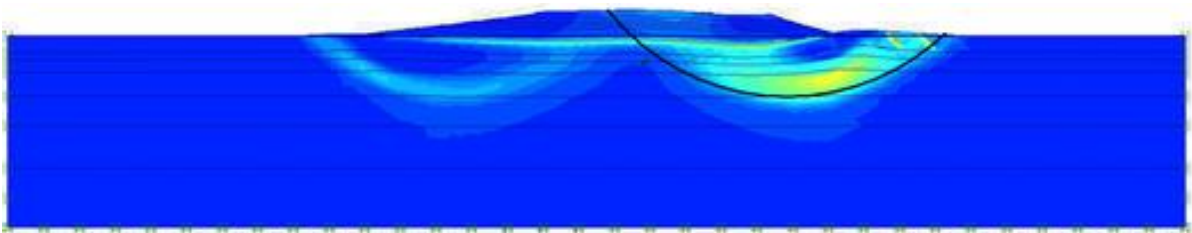
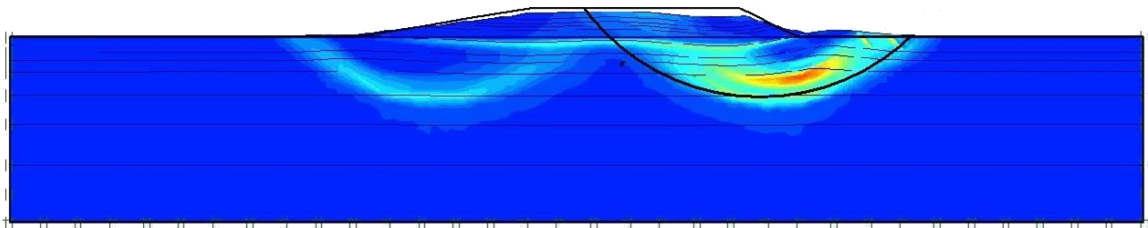


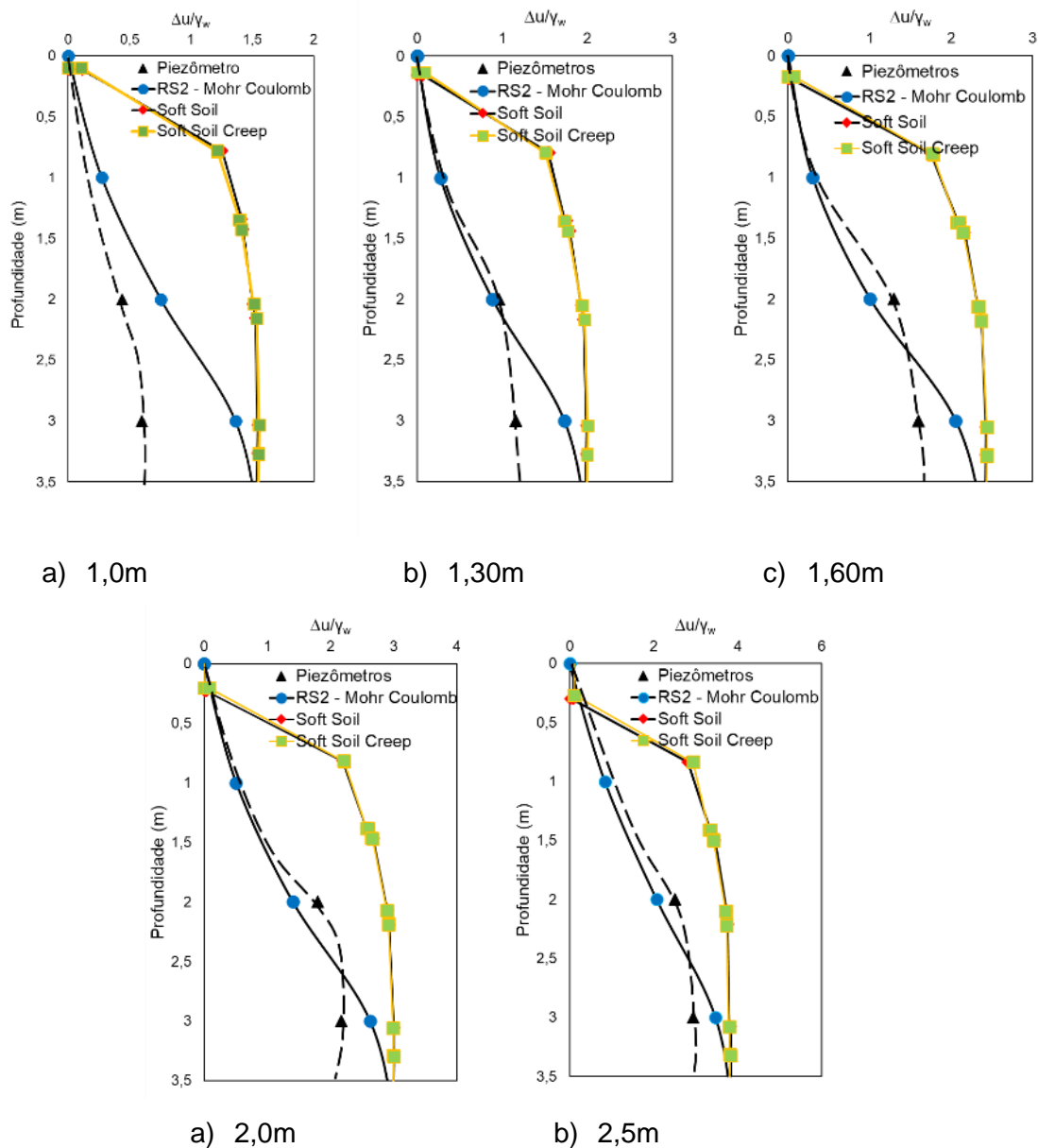
Figura 56 – Região de plastificação e superfície de ruptura de campo – modelo *Soft Soil creep* – Plaxis versão 8.



4.2.3.2 Evolução dos excessos de poropressão $\Delta u/\gamma_w$

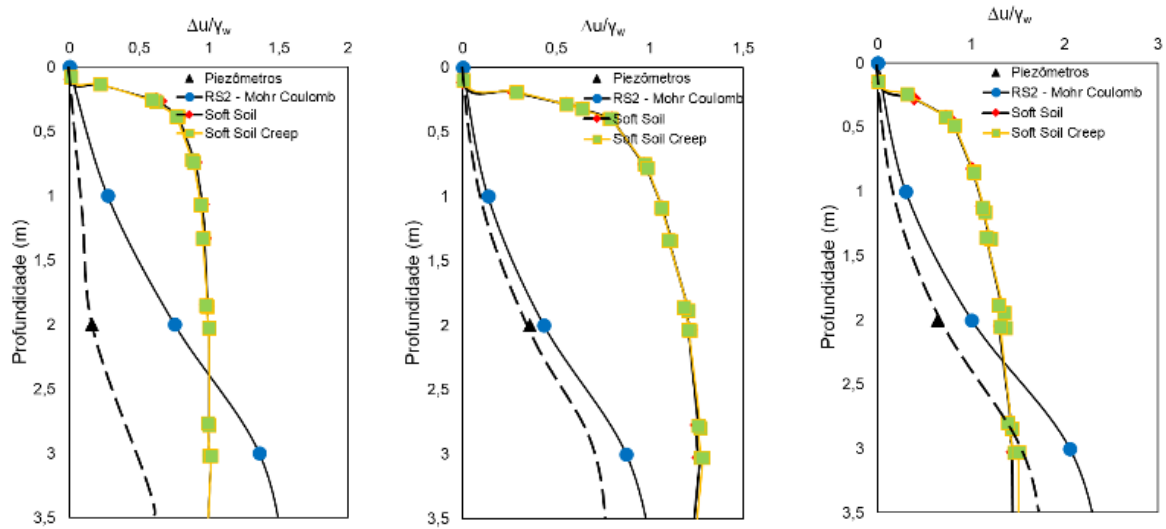
A Figura 57 compara as distribuições do excesso de poropressão previstas pelos programas RS₂ – modelo de Mohr-Coulomb e PLAXIS – modelo *Soft Soil* e *Soft Soil Creep* com os valores lidos nos piezômetros, em todas as etapas construtivas.

Figura 57 – Comparação entre $\Delta u/\gamma_w$ prevista pelo RS₂ 2019 10.009 – modelo de Mohr-Coulomb e modelo *Soft Soil* e *Soft Soil Creep* no Plaxis v. 8 X valores medidos no campo (piezômetros P1A a P5A) – Região A. Valores medidos em linha tracejada - Valores previstos em linha cheia.



A Figura 58 e Figura 59, assim como a Figura 57, compara as distribuições do excesso de poropressão para a Região B e Região C, respectivamente.

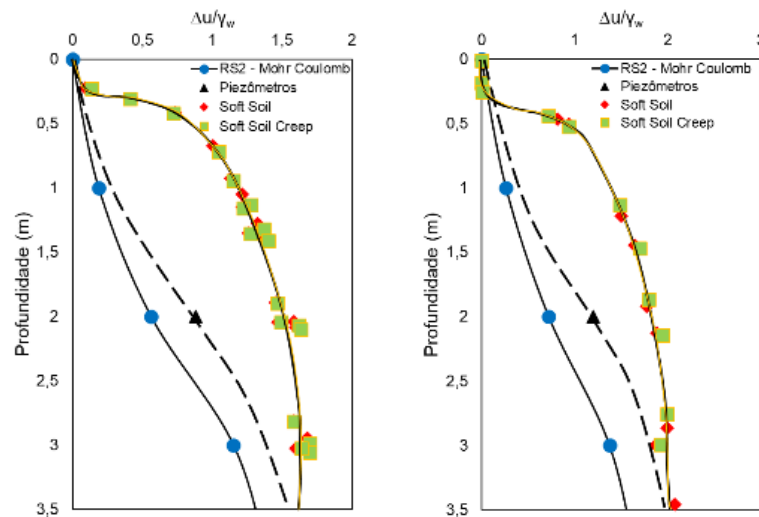
Figura 58 – Comparação entre $\Delta u/\gamma_w$ prevista pelo RS2 2019 10.009 – modelo de Mohr-Coulomb e modelo *Soft Soil* e *Soft Soil Creep* no Plaxis v. 8 valores medidos no campo (piezômetros P8, P9 e P15) – Região B. Valores medidos em linha tracejada - Valores previstos em linha cheia.



a) 1,0m

b) 1,30m

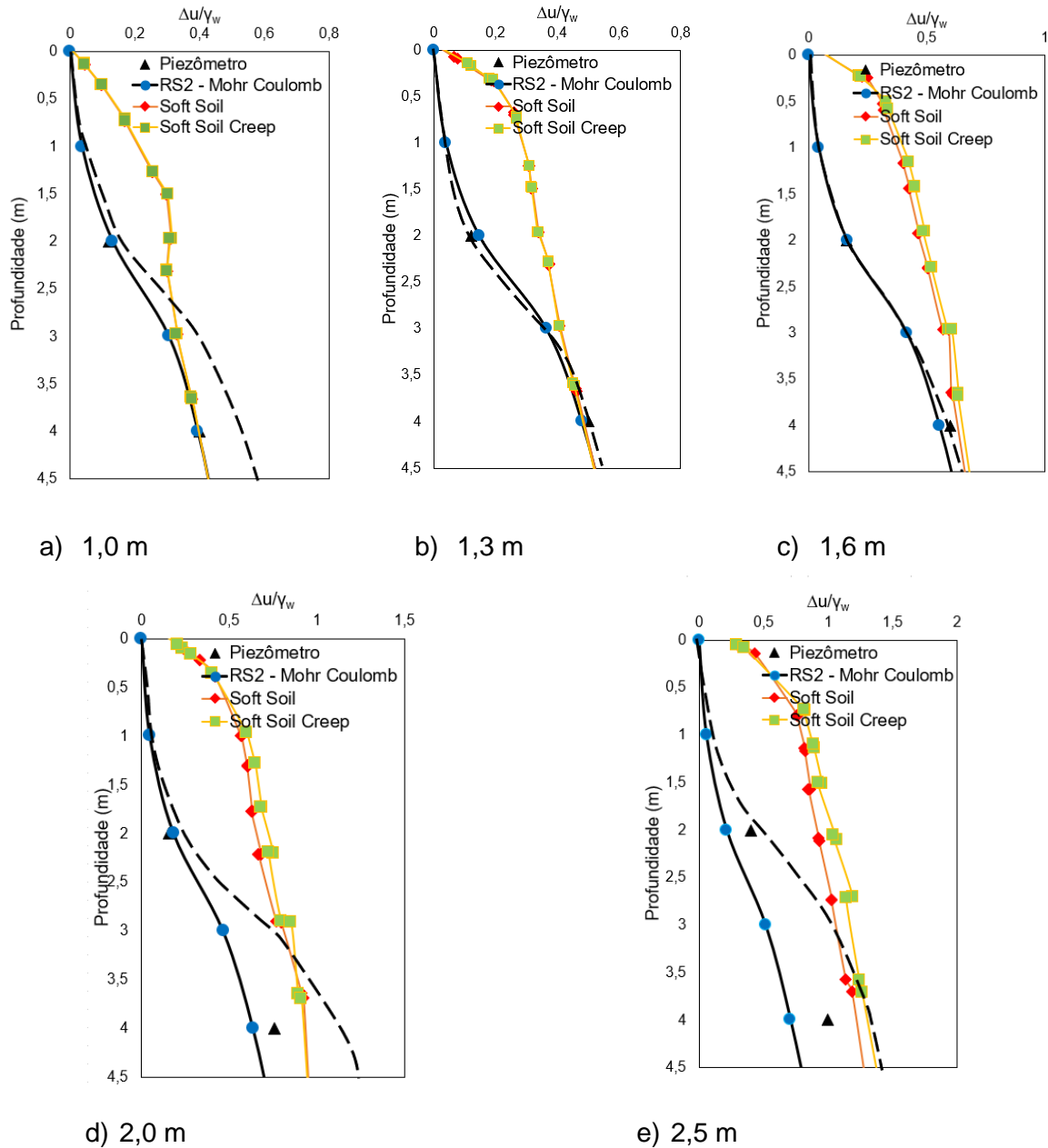
c) 1,60m



a) 2,0m

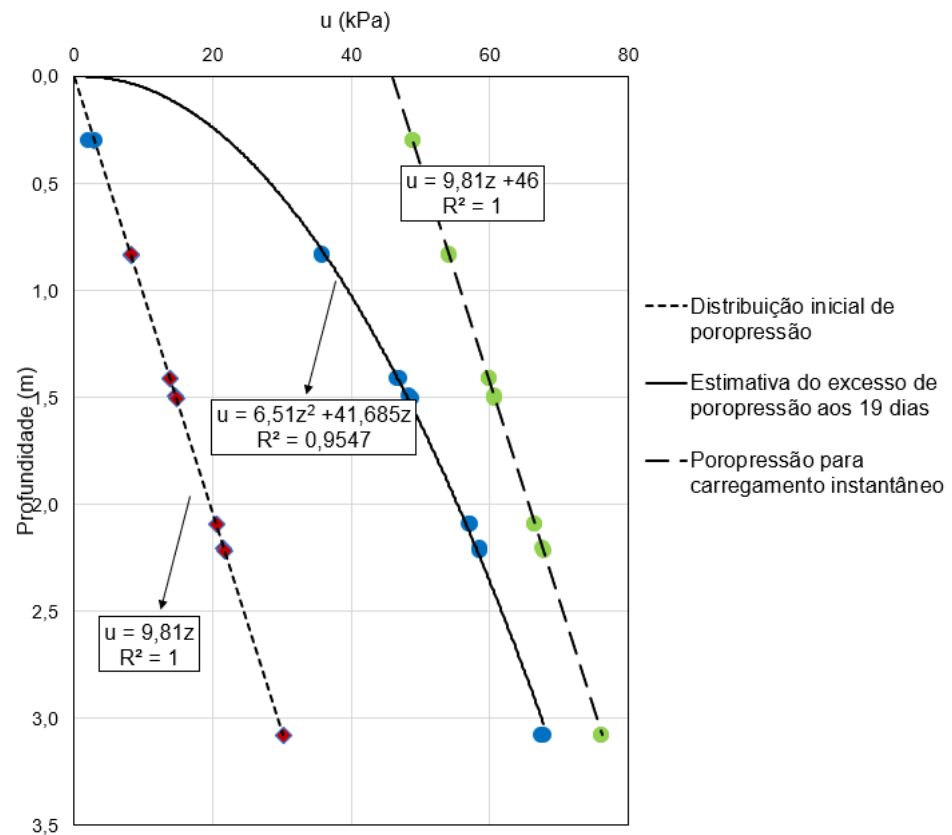
b) 2,5m

Figura 59 – Comparação entre $\Delta u/\gamma_w$ prevista pelo RS2 2019 10.009 – modelo de Mohr-Coulomb e modelo *Soft Soil* e *Soft Soil Creep* no Plaxis v. 8 valores medidos no campo (piezômetros P8, P9 e P15) – Região C. Valores medidos em linha tracejada - Valores previstos em linha cheia.



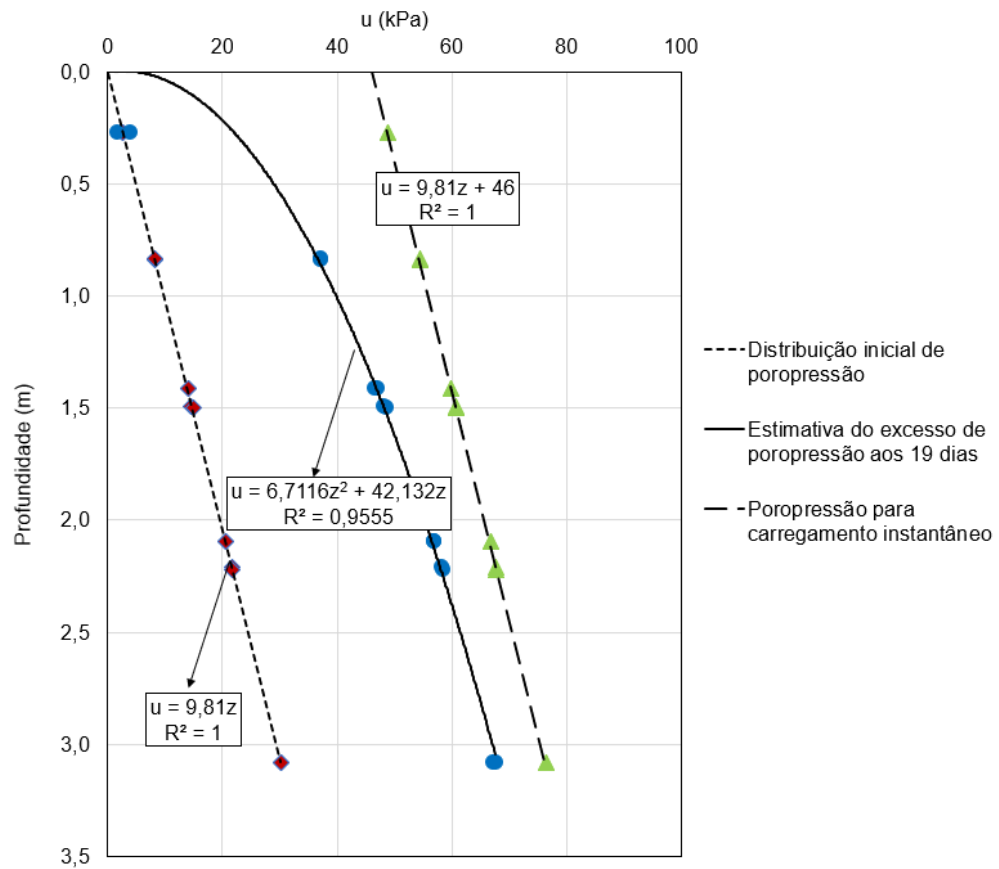
Procedendo-se da mesma maneira que o modelo Mohr-Coulomb e de acordo com as expressões para o modelo *Soft Soil* (Figura 61) e *Soft Soil Creep* (Figura 61), estimou-se o valor da porcentagem de adensamento e o coeficiente de adensamento vertical para ambos os modelos.

Figura 60 – Distribuições de poropressão na camada ressecada ao final do carregamento para o modelo *Soft Soil*.



Utilizando-se a ferramenta matemática de integral para o cálculo de área entre funções, determinou-se que o valor da porcentagem média de adensamento (\bar{U}_z) na crosta da Região A (região central do aterro) é de 39%, associado a um fator tempo de 0,119.

Figura 61 – Distribuições de poropressão na camada ressecada ao final do carregamento para o modelo *Soft Soil Creep*.



Utilizando-se a ferramenta matemática de integral para o cálculo de área entre funções, determinou-se que o valor da porcentagem média de adensamento (\bar{U}_z) na crosta da Região A (região central do aterro) é de 38%, associado a um fator tempo de 0,113.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 Conclusões

A análise em termos de tensões totais, apresentou uma diferença significativa no aspecto da zona plastificada quando há uma variação do perfil de resistência não drenada com a profundidade. Portanto, quando se utiliza diferentes perfis de resistência não drenada, fica evidente a alta sensibilidade do *software* utilizado, sendo esse parâmetro extremamente importante na escolha de uma altura adequada de aterro que não venha a causar uma ruptura do solo mole.

A determinação do perfil de resistência não drenada é de grande complexidade, e não somente ele deve ser avaliado com cautela. A utilização dos *softwares* de análise também deve ser avaliada a fundo, pois, como observado, poucas modificações geram resultados que podem guiar ao equívoco na tomada de decisões.

Conforme observado para a altura de aterro de 2,5m, devido a atualizações de versão do *software*, o resultado não levou a uma resposta que pudesse concretizar uma ruptura ($FS = 1$), o que pode induzir, de modo errôneo, a avaliação. Nesse trabalho ficou evidente que, devido a alterações desconhecidas dentro algoritmo da nova versão, a ruptura seria atribuída ao aterro alteado para 2,8 m. Esse aumento, na prática geotécnica de construção de aterros sobre solos moles, pode representar o colapso em campo.

Ainda na abordagem da escolha do perfil de resistência não drenada, é fundamental salientar que o confinamento nas três regiões de análise (A, B e C) atuam em níveis diferentes. Essas diferenças necessitam ser incorporadas na avaliação, pois conferem a resistência não drenada uma redução do resultado do ensaio de palheta de campo.

Na análise em tensões efetivas, mais especificamente ao se analisarem as regiões de plastificação fica evidente a melhor distribuição da superfície de ruptura para o modelo avaliado no RS₂. Já para os resultados no Plaxis, há a tendência de uma ruptura compartilhada, o que não se enquadra na realidade de campo. Portanto a avaliação da região plastificada por meio do Plaxis versão 8, induz a erro conceitual,

que pode estar associado a dois aspectos: 1) defasagem analítica da versão em comparação com o RS₂ e, 2) a incorporação do processo de submersão na análise.

Ainda sobre o processo de submersão, não ficou evidente por meio de análise do manual do RS₂ a habilitação dessa função, que pode estar intrínseca ao algoritmo do programa.

Portanto, o modelo Mohr-Coulomb é capaz tanto de representar a região sobre o qual houve a ruptura de campo, bem como o resultado do excesso de poropressão, apenas com pouca variação em relação à situação de campo. Assim, o autor recomenda que o modelo seja utilizado para fins técnicos.

Comparativamente os modelos *Soft Soil* e *Soft Soil Creep* não apresentaram vantagem um em relação ao outro, com estimativa de poropressão incoerente com os resultados de campo, o que pode ser atribuído à não incorporação de mais parâmetros para realizar uma análise mais complexa.

Portanto, *softwares* mais sofisticados, como o RS₂, são capazes de reproduzir as condições de campo quase que em sua totalidade.

Já em relação aos parâmetros, o modelo Mohr-Coulomb permite o *input* de parâmetros de uma gama de ensaios simples que, quanto melhor detalhado, mais preciso será o resultado. Já nos modelos *Soft Soil* e *Soft Soil Creep*, no Plaxis a quantidade de parâmetros é limitada, o que produz uma diferença no resultado.

Ambas as análises, em termos de tensões totais e tensões efetivas, apresentavam resultados que divergiam entre si. Entretanto, com a incorporação cada vez mais simplificada da entrada de dados em *softwares* que realizam cálculos cada vez mais complexos, é possível convergir-se para uma única resposta satisfatória. Assim, ambas as análises, ao se afirmarem entre si na obtenção de FS, devem ser usadas em paralelo em um projeto sobre solos moles.

Entretanto, os critérios de adoção desses parâmetros devem ser criteriosos, para se garantir a consistência dos resultados. Hoje no mercado a disponibilidade de programas para a análise em elementos finitos é considerável e, antes mesmo de se elaborar um projeto em cada um deles, deve-se ter conhecimento em cada análise, qual parâmetro é o condicionante mais significativo, e que interferências podem alterar o resultado.

Avaliando-se a entrada de parâmetros, para a análise em tensões totais, é possível perceber-se que a adoção de ensaios de campo, ainda conferem melhores resultados em termos de fator de segurança. E que o critério de redução de Bjerrum

ainda tem muita validade em uma avaliação preliminar do projeto, sem a necessidade de se avaliarem os resultados de modelos de alta complexidade.

Portanto, a utilização dos parâmetros é muito ampla e exige uma quantidade de ensaios, muitas das vezes indisponíveis na prática. Assim, se ambas as análises convergem para um único resultado, há possibilidade, na análise de pré-projeto, a adoção de uma que indique ser suficiente a realização de ensaios mais rápidos e simplificados.

Já em relação de ambos os programas utilizados na presente pesquisa, o autor não recomenda o uso de softwares cuja diferença entre a versão utilizada e a mais atual seja grande.

Mas, softwares mais complexos, como o RS₂ exigem que seja realizada uma calibração para que o processo de cálculo seja realizado e a análise final possa convergir.

5.2 Trabalhos futuros

Com os desenvolvimentos cada vez mais criteriosos dos *softwares*, há a necessidade de se avaliar como a taxa de amolecimento, sem se considerar uma queda brusca e sim uma queda gradual, interfere no resultado.

Outra necessidade é se avaliar em detalhes qual o fator de sensibilidade do RS₂ a variações no perfil de resistência não drenada.

Ainda na análise em termos de tensões totais, indica-se avaliar a amplitude de variação do perfil de resistência não drenada, para se identificar a influência dessa variação, tanto no formato da superfície de ruptura, bem como o fator de segurança.

Já considerando-se a metodologia de correção dos resultados de palheta, faz-se necessária a aplicação em outras regiões e para avaliação de como a característica do material argiloso interfere na análise final.

Na análise em termos de tensões efetivas, há a necessidade de se avaliar como a quantidade de elementos da malha é capaz de interferir no resultado obtido para a porcentagem de adensamento.

E, com o avanço hoje das ferramentas em 3D, seria interessante reproduzir-se toda a análise do presente trabalho, a fim de se verificarem possíveis relações com a análise 2D.

REFERÊNCIAS

- 1 AGUIAR, V. N. Contribuição ao Estudo das Relações Tensão-Deformação-Resistência-Tempo das Argilas Moles. 2014. 439 f. Tese (Doutorado no Programa de Engenharia Civil) – UFRJ/COPPE, Rio de Janeiro, 2014.
- 2 ALMEIDA, M. S. S.; Aterros sobre solos moles: da concepção à avaliação do desempenho. Editora UFRJ, Rio de Janeiro, 216 p., 1996.
- 3 ALMEIDA, M. S. S.; MARQUES, E. S.; LACERDA, W. A.; FUTAI, M. M. Investigações de Campo e de Laboratório na Argila do Sarapuí. Solos e Rochas, v. 28, n. 1, p. 3-20, 2005.
- 4 ALMEIDA, M. S. S., Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho. Oficina de Textos, São Paulo, 254 p., 2010.
- 5 ANDRADE, M. E. S., Contribuição ao estudo das argilas moles da cidade de Santos. 2009. 397 p. Dissertação (Mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2009, Rio de Janeiro.
- 6 ARAGÃO, C. J. G., Propriedades Geotécnicas de Alguns Depósitos de Argila Mole na Área do Grande Rio. 1975, 154 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil: Geotecnia) – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1975.
- 7 AZZOUZ, A. S.; BALIGH, M. M.; LADD, C. C., Corrected field vane strength for embankment design. J. Geotech. Eng. Div., ASCE, v. 109, n. 5, p. 730 – 734, 1983.
- 8 BISHOP A. W. e HENKEL D. J., The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test, 2ª edição Edward Arnold (Publishers) LTD, Londres, 228 p., 1962.

- 9 BJERRUM, L. Engineering geology of Norwegian normally-consolidated marine clays as related to settlements of buildings. Seventh Rankine Lecture. Geotechnique 17: 81-118, 1967.
- 10 BJERRUM, L., "Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clays". 1973. State-of-the-art Report – Proc. 8th. ICSMFE, vol. III, Moscou.
- 11 BRINKGREVE, R. B. J., Finite Element code for Soil and Rock Analyses – PLAXIS –2D user's manual. Rotterdam, Netherlands, Balkema, 2002.
- 12 BUISMAN, A.S.K., "Results of Long Duration Settlement Tests", Proceedings, First International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, Massachussetts, vol.1, pp. 103-105, 1936.
- 13 BUTTERFIELD, R., A natural compression law for soils (an advance on $e \log p'$). Geotechnique 29:469-480, 1979.
- 14 CALHOON, M. L. (1956), Effect of a sample disturbance on the strength of a clay, Transactions of the American Society of Civil Engineers, 121, 1956
- 15 CASAGRANDE, A. and RUTLEDGE, P. C., Cooperative Triaxial Shear Research, Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss, 1947.
- 16 CARVALHO, S. R. L. Ensaio de adensamento edométrico com taxa constante de deformação específica relacionada ao tempo na argila do Sarapuí. 1989. 224 p. Dissertação (Mestrado no Programa de Pós-Graduação de Engenharia) – UFRJ/COPPE, Rio de Janeiro, 1989.
- 17 COLLET, H. B. Ensaio de Palheta de Campo em Argilas Moles da Baixada Fluminense. 1978. 243 p. Dissertação (Mestrado no Programa de Pós-Graduação de Engenharia) – UFRJ/COPPE, Rio de Janeiro, 1978.

- 18 COSTA FILHO, L. M.; WERNECK, M. L. G. & COLLET, G. B., The Undrained Strength of a Very Soft Clay. 1977, pp. 69-72. Proceedings 9^a ICSMFE, v. 1, Tóquio, 1977.
- 19 COUTINHO, R. Q., Características de Adensamento com Drenagem Radial de uma Argila Mole da Baixada Fluminense. 1976, 206 p. Dissertação Mestrado, COPPE/ Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- 20 DELGADO, R. Método dos elementos finitos. Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP, pp.1-85, 1987
- 21 DEY, R. et al. Progressive failure of slopes with sensitive clay layers. Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris. 2013.
- 22 DEN HAAN, E.J. Vertical Compression of Soils. Thesis, Delft University, 1994.
- 23 DUARTE, A. E. R. Características de Compressão Confinada da Argila Mole do Rio Sarapuí, km 7,5 da Rodovia Rio-Petrópolis. 1977. 210 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil: Geotecnia) – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1977.
- 24 EHRLICH, M.; SILVA, R. C. “Sistema de Gerência Geológico-Geotécnico de Encostas e Taludes da Rodovia BR-116/RJ”. Plano de Trabalho para Recursos de Desenvolvimento Tecnológico RDT nas Concessões Rodoviárias, ANTT, CRT, 2013.
- 25 EHRLICH, M.; SILVA, R. C. Sistema de Gerência Geológico-Geotécnico de Encostas e Taludes da Rodovia BR-116/RJ, Relatório Trimestral RT-3 do Recurso de Desenvolvimento Tecnológico RDT, Agência Nacional de Transportes Terrestres ANTT e Concessionária Rio Teresópolis CRT, 2013.
- 26 FEIJÓ, R. L. Relação entre a compressão secundária, razão de sobreadensamento e coeficiente de empuxo no repouso. 1991. 167p. Dissertação

(Mestrado no Programa de Pós-Graduação de Engenharia) – UFRJ/COPPE, Rio de Janeiro, 1991.

27 FIORI, A. P., Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas: aplicações na estabilidade de taludes. Oficina de Textos, São Paulo, 576 p., 2015.

28 FLORES, E. A. F., Análises probabilísticas da estabilidade de taludes considerando a variabilidade espacial do solo. 2008. 178 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.

29 FRANÇA, H. Determinação dos Coeficientes de Permeabilidade e Empuxo no Repouso em Argila Mole da Baixada Fluminense. 1976. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil: Geotecnia) – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1976.

30 FUTAI, M. M.; ALMEIDA, M. S. S.; LACERDA, W. A. Propriedades geotécnicas de algumas argilas do Rio de Janeiro. Encontro sobre solos moles. COPPE-UFRJ, 2001.

31 GARCÉS, V.A.N., Características de Deformabilidade e Adensamento de Alguns Depósitos de Argila Mole no Rio de Janeiro. 195 f. Dissertação de Mestrado, PUC - Rio, Rio de Janeiro. 1995.

32 GARLANGER, J.E., (1972). The consolidation of soils exhibiting creep under constant effective stress. Geotechnique 22: 71-78.

33 GERSCOVICH, D. M., Propriedades da Camada Ressecada do Depósito de Argila Mole de Sarapuí. 1983. 238 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil: Geotecnia) – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1983.

34 GERSCOVICH, D. M., Estabilidade de Taludes 2ª edição. Oficina de Textos. São Paulo, 192 p., 2016.

- 35 GRAHAM, J., "Embankment Stability on anisotropic soft clay". 1979. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 16, nº 2.
- 36 HOLM, G., and Holtz, R. D. "A Study of Large Diameter Piston Samplers", Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Japão, Vol. 1, pp. 73-78, 1977.
- 37 HVORSLEV, M.J. – Subsurface Exploration and Sampling of Soils for Civil Engineering Purposes – Waterways Experiment Station – Vicksburg, Mississipi- USA, 1949;
- 38 HVORSLEV, MIKAEL JUUL, Physical Components of the Shear Strength of Saturated Clays. Editora: Defense Technical Information Center, 142 p., 1960.
- 39 IPR, Características Geotécnicas de Argilas Moles da Baixada Fluminense. 1976. Relatório Parcial de Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias-DNER.
- 40 JOHNSON, S. J., Precompression for Improving Foundation Soils. 1970 a, v. 96, nº SM1, 111-114 p. Journal of the Soil Mechanics and Foundation, ASCE.
- 41 JANBU, N., (1969). The resistance concept applied to soils. Proceedings of the 7h ICSMFE, Mexico City 1:191-196.
- 42 JANNUZZI, G. M. F. Caracterização do Depósito de Solo Mole de Sarapuí II Através de Ensaio de Campo. 2009. 195 p. Tese (Doutorado no Programa de Pós-Graduação de Engenharia Civil) – UFRJ/COPPE, Rio de Janeiro, 2009.
- 43 JANNUZZI, G. M. F.; DANZIGER, F. A. B.; MARTINS, I. Cyclic T-Bar Tests to Evaluate the Remolded Undrained Shear Strength of the Sarapuí II Soft Clay. Soils and Rocks, ABMS, p.279-294, 2012.

44 LACASSE, S., Berre, T., and Lefebvre, G. (1985), Block Sampling of Sensitive Clays, Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Calif., pp. 887-892.

45 LACERDA, W. A., LADD, C. C. e BARSVARY, A.K. Undrained Behaviour of Embankments on New Liskeard Varved Clay. 1977. Pp. 367-388. Canadian Geotechnical Journal, v.14, nº 3, 1977.

46 LADD, C. C. e T. LAMBE, "The Strength of "Undisturbed" Clay Determined from Undrained Tests," in Laboratory Shear Testing of Soils, (West Conshohocken, PA: ASTM International, 1964), 342-371. <https://doi.org/10.1520/STP30011S>

47 LADD, C. C., Strength Parameters and Stress-Strain Behaviour of Saturated Clays. 1971. MIT Research Report R17-23, Soils Publication 278.

48 LADD, C.C., "Estimating Settlements of Structures Supported on Cohesive Soils", Massachusetts, ASCE, Foundations and Soil Mechanics, 1974.

49 LA ROCHELLE, P., Sarrailh, J., Tavenas, F., and Leroueil, S., Causes of Sampling Disturbances and Design of a New Sampler fo Sensitive Soils. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 18, Nº 1, pp. 52-66, 1981.

50 LEFEBVRE, G.; PARE, J.-J.; DASCAL, O. Undrained shear strength in the surficial weathered crust. Canadian Geotechnical Journal, v. 24, p. 23–34, 1987.

51 LEPSCH, I. F., Formação e Conservação dos solos – 2ª Edição. Oficina de Textos. São Paulo, 216 p., 2010.

52 LIMA, B. T., Modelagem Numérica da Construção de Aterro Instrumentado na Baixada Fluminense, Rio de Janeiro. 2007. 135 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil: Geotecnia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007

53 MARTINS, I.S.M. e LACERDA, W.A., 1989, Discussion of " C_α/C_c Concept and K_0 during Secondary Compression", por MESRI, G. e CASTRO, A., Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 115, n.2, February, pp. 264-267.

54 MARTINS, I.S.M., 2007, "Algumas Considerações Sobre Adensamento Secundário", Palestra dada na Escola Politécnica da USP, São Paulo, SP. (não publicado).

55 NEHER, H.P.; Wehnert, M. e Bonnier, P.G. An evaluation of soft soil models based on trial embankments. C.S. Desai (Ed.), Computer Methods and Advances in Geomechanics. Vol. I. Tucson, Arizona, E.U.A., 2001.

56 NAVFAC DM-7, Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures, Design Manual. 1971. Department of the Navy, Naval Facilities Engineering Command, Washington, D.C.

57 OLIVEIRA, J. T. R., A influência da qualidade da amostra no comportamento tensão-deformação-resistência de argilas moles [Rio de Janeiro]. 2002. 264 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia (COPPE-UFRJ), Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

58 OKUMURA, T. (1971), The Variation of Mechanical Properties of Clay Samples Depending on its Degree of Disturbance, Proceedings of the Special Session on Quality in Soil Sampling, 4th Asian Conference, International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering, Bangkok, pp. 73-81.

59 ORTIGÃO, J. A. R., Contribuição ao Estudo de Propriedades Geotécnicas de um Depósito de Argila Mole da Baixada Fluminense. 1975. 94 p. (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação de Engenharia (COPPE-UFRJ), Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1975.

60 ORTIGÃO, J. A. R. Efeito do Pré-Adensamento e Consolidação Anisotrópica em Algumas Propriedades da Argila Mole da Baixada Fluminense. 1978.

Pp. 243-250. Anais 6º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Fundações. V. 1, Rio de Janeiro, 1978.

61 ORTIGÃO, J. A. R., Aterro Experimental Levado à Ruptura sobre Argila Cinza do Rio de Janeiro. 1980. 715 p. (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação de Engenharia (COPPE-UFRJ), Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1980

62 ORTIGÃO, J. A. R.; COLLET, H. B. A Eliminação de Erros de Atrito em Ensaios de Palheta. Solos e Rochas, v. 9, p. 33–45, 1986.

63 PACHECO SILVA, F., Shearing Strength of a Soft Clay Deposit near Rio de Janeiro. 1953, pp. 300-305. Géotechnique, Vol. 3 nº 7.

64 PINTO, C. S., Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas - 3ª Edição. Oficina de Textos. São Paulo, 367 p., 2006.

65 PEREIRA PINTO, Guilherme, A influência da sensibilidade na estabilidade de solos moles brasileiros. 2017. 252 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil: Geotecnia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2017

66 SANDRONI, S. S., Sobre o uso dos ensaios de palheta no projeto de aterros sobre solos moles. Solos e Rochas, v. 16, n. 3, p. 207-213, 1993.

67 SAYÃO, A.S. F. J. Ensaios de laboratório na argila mole da escavação experimental de Sarapuí. 201f. Dissertação de Mestrado, PUC-Rio, Rio de Janeiro, 1980.

68 SCHMERTMANN, J.H. (1955) – The Undisturbed Consolidation Behaviour of Clay Transactions ASCE – Vol. 120: 1201-1227;

69 SCHNAID, F., Ensaios de campo e suas aplicações à engenharia - 2ª Edição. Oficina de Textos, São Paulo, 2012.

70 SILVA, J. P. M. Os Métodos de Equilíbrio Limite e dos Elementos Finitos na Análise de Estabilidade de Taludes. 2011. 149 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil – Especialização em Geotecnia) – Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, 2011.

71 SPANNENBERG, M.G., Caracterização Geotécnica de um Depósito de Argila Mole da Baixada Fluminense. 2003. 162 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil: Geotecnia) – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2003.

72 SIDDIQUE, A., A Numerical and Experimental Study of Sampling Disturbance. 1990. 350 p. (Tese de Doutorado) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Surrey.

73 SKEMPTON, A. W. (1961), Horizontal Stress in Overconsolidated Eocene Clay, Proceedings of the Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, 1961, pp. 351-357.

74 SKEMPTON, A. W. & SOWA, V. A. (1964) The Behavior of Saturated Clays During Sampling and Testing, Géotechnique, Vol. 13, Nº 4, pp. 269, 289

75 T. W. Lambe (1961), Residual Pore Pressures in compacted clay, proceedings of the Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, 1961, pp. 207-211.

76 TRONCONE, A. Numerical analysis of a landslide in soils with strain-softening behaviour. Géotechnique, v. 55, n. 8, p. 585-596, 2005.

77 TSCHUCHNIGG, F., SCHWEIGER, H. F., SLOAM, S.W. Slope stability analysis by means of finite element limit analysis and finite element strength reduction techniques. Part I: Numerical studies considering non-associated plasticity. Computers and Geotechnics v. 70, p. 169-177, 2015.

78 VIEIRA, L.O.M., 1988 “Contribuição ao Estudo do Adensamento Secundário” Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

79 WERNECK, M. L. G., COSTA FILHO, L. M. e FRANÇA, H. In Situ Permeability and Hydraulic Fracture Tests in Guanabara Bay Clay. 1977. Pp. 399-418. Proceedings Conf. on Geotechnical Aspects of Soft Clays, Bangkok, 1977.

80 ZHANG, K.; CAO, P.; BAO, R. Progressive failure analysis of slope with strain-softening behaviour based on strength reduction method. Journal of Zhejiang University SCIENCE A, v. 14, n. 2, p. 101–109, 2013.