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

Matheus Faria Peçanha Sardinha

Avaliação da Influência da Ruptura Progressiva no Cálculo do Fator de Segurança de Aterros Sobre Solos Compressíveis por Métodos de Equilíbrio Limite

Rio de Janeiro
2022

Matheus Faria Peçanha Sardinha

Avaliação da influência da ruptura progressiva na estimativa do fator de segurança de aterros sobre solos compressíveis por Métodos de Equilíbrio Limite

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: Profª. Drª. Denise M. S. Gerscovich

Rio de Janeiro

2022

CATALOGAÇÃO NA FONTE

UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

S244 Sardinha, Matheus Faria Peçanha.
Avaliação da influência da ruptura progressiva no cálculo do fator de segurança de aterros sobre solos compressíveis por métodos de equilíbrio limite / Matheus Faria Peçanha Sardinha. – 2022.
119f.

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. Taludes (Mecânica do solo) - Estabilidade - Teses. 4. Solos - Análise - Teses. I. Gerscovich, Denise Maria Soares. III. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia. IV Título.

CDU 624.131.5

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

Matheus Faria Peçanha Sardinha

Avaliação da Influência da Ruptura Progressiva no Cálculo do Fator de Segurança de Aterros Sobre Solos Compressíveis por Métodos de Equilíbrio Limite

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: 24 de março de 2022.

Banca Examinadora:

Denise Gerscovich

Profª. Drª. Denise M. S. Gerscovich (Orientadora)

Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof. Dr. Marcus P. Pacheco

Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof. Dr. Marcos Barreto de Mendonça

COPPE/UFRJ

Rio de Janeiro

2022

DEDICATÓRIA

Aos meus avós, Maria Thereza e Zelote Sardinha, que em vida me ensinaram o verdadeiro significado de perseverança e lealdade. Que seus ensinamentos sejam eternos como o amor entre vocês.

AGRADECIMENTOS

Agradeço à instituição e a todos os professores que participaram diretamente desta minha trajetória, em especial aos professores Denise Gerscovich, Benardete Danziger e Armando Prestes, por toda atenção, disponibilidade e por desenvolverem em mim o respeito e o amor pela Geotecnia.

Um agradecimento especial dedicado à minha professora e orientadora Denise Gerscovich, por todos os conselhos e ensinamentos, por todas as longas reuniões realizadas e por me acalmar rapidamente nos momentos de desespero.

Aos meus amigos de UERJ, em especial Jhonatan Tabajara, Lennon Souza e Gabriele Azevedo, por todos os momentos pelas quais nos unimos durante os últimos anos, nos apoiando e nos engradecendo, tornando possíveis todas as nossas conquistas.

Ao meu amigo Leonel Mello, pelo apoio constante e incondicional ao longo destes anos, o que me permitiu atravessar e superar diversos obstáculos e intempéries que surgiram durante minha trajetória acadêmica.

A Matheus Mignot, por sempre me fazer confiar em mim, por sempre me erguer quando necessário e por ser, por natureza, minha inspiração.

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

.

Let us begin by imagining how we might wish to perform
slope stability analyses using a computer.

Whitman and Bailey, 1967

RESUMO

SARDINHA, Matheus F. P. *Avaliação da influência da ruptura progressiva no cálculo do fator de segurança de aterros sobre solos compressíveis por métodos de equilíbrio limite.* 2021. 119 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2021.

Na prática geotécnica corrente, é comum a utilização do método de Equilíbrio Limite para análise da estabilidade de taludes e definição do fator de segurança. Para os casos que envolvam solos de comportamento de “strain-softening”, caracterizados por uma curva tensão x deformação pico-residual, estas análises devem contemplar a ocorrência do mecanismo de ruptura progressiva, de forma a simular corretamente o comportamento real do solo. Porém, os métodos de equilíbrio limite convencionais ignoram este comportamento, tratando o solo como um material idealmente plástico, induzindo a ocorrência de uma ruptura simultânea e resultando em fatores de segurança irreais. Os parâmetros de resistência representativos devem ser intermediários aos parâmetros de pico e residuais, já que estes individualmente não caracterizam a resistência real deste tipo de solo. Atrelado a isto, há de se ressaltar a importância da correta determinação dos parâmetros não-drenados de resistência a serem utilizados nas análises de solos compressíveis, o que requer um conhecimento mais aprofundado sobre as influências que os processos de amostragem e de ensaios geram sobre os resultados obtidos, a fim de se eliminar e/ou reduzir as interferências causadas por estes processos. Neste trabalho, foi realizada uma nova retroanálise da ruptura do Aterro Experimental I de Sarapuí-RJ, através da utilização de métodos baseados na teoria do equilíbrio limite e no método de elementos finitos, através de softwares (RS2 e Slide 2) e planilhas eletrônicas automatizadas. Para as análises por Equilíbrio Limite, foram incorporadas propostas analíticas aos métodos convencionais, a fim de considerar em seus cálculos o efeito de ruptura progressiva. Enquanto nas análises clássicas, utilizando-se apenas a resistência de pico, o fator de segurança se apresenta acima da unidade (não caracterizando a ruptura), a aplicação dessas propostas resultaram em fator de segurança abaixo da unidade, devido à consideração da queda de resistência. Ao se considerar uma queda abrupta da resistência, de pico para a residual, a ocorrência da ruptura é dada em um estágio de carregamento anterior ao visto em campo. Com isso, observou-se a necessidade de se incorporar os efeitos da ruptura progressiva considerando-se uma queda gradual de resistência.

Palavras-chave: Ruptura Progressiva. Resistência não drenada. Aterro sobre solo compressível. Equilíbrio Limite.

ABSTRACT

SARDINHA, Matheus F. P. *Evaluation of the influence of progressive failure on the calculation of the factor of safety of embankments on compressible soils by limit equilibrium methods.* 2021. 119 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2021.

In current geotechnical practice, it is common to use the Limit Equilibrium method to analyze the slope stability and define the factor of safety of the analyzed system. For cases involving soils with “strain-softening” behavior, characterized by a peak-residual strain-stress curve, these analyzes must contemplate the occurrence of the progressive failure mechanism, in order to correctly simulate the real behavior of the soil. However, conventional limit equilibrium methods ignore this behavior, treating the soil as an ideally plastic material, inducing the occurrence of a simultaneous failure and resulting in unreal factors of safety. The representative strength parameters must be intermediate to the peak and residual parameters, since these individually do not characterize the real strength of this kind of soil. Furthermore, it is necessary to emphasize the importance of the correct determination of the undrained strength parameters to be used in the analysis of soft soils, which requires a deeper knowledge about the influences that the sampling and testing processes generate on the results obtained in order to eliminate and/or reduce the interference caused by these processes. In this paper, a new retro-analysis of the failure of the Experimental Landfill I of Sarapuí-RJ was carried out, using methods based on the Limiting Equilibrium theory the Finite Elements method, using softwares (RS2 and Slide 2) and automated electronic spreadsheets. For the Limiting Equilibrium analyses, analytical proposals were incorporated into the conventional methods, in order to consider the progressive failure effect in their calculations. While in the classical analyses, using only the peak strength, the factor of safety is above unity (not characterizing the failure), the application of these proposals resulted in a FoS below unity, due to the consideration of the strength drop. When considering an abrupt strength drop, from peak to residual, the occurrence of failure is given in a loading stage prior to that seen in the field. With this, one can observe the need to incorporate the effects of progressive failure, considering a gradual strength drop.

Keywords: Progressive Failure. Undrained Strength. Embankment on Soft Soil. Limiting Equilibrium.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Círculo de Mohr num ensaio UU. 23
Figura 2 - Compensação de erro na utilização do s_u. 24
Figura 3 - Relação entre valores de su da argila Weald Clay. 26
Figura 4 - Ensaios para mensuração da anisotropia das argilas. 27
Figura 5 – Trajetória de tensões durante amostragem. 28
Figura 6 - Relação entre μ e o IP das argilas. 31
Figura 7 - Valores do fatores de correção individuais μ_R e μ_A 31
Figura 8 - Fatores de correção aplicados às argilas brasileiras.7 32
Figura 9 - Comportamento da resistência não drenada nas diferentes regiões. 37
Figura 10 - Estimativa da resistência não drenada na crosta. 38
Figura 11 - Curvas tensão x deformação para diferentes comportamentos do solo. 39
Figura 12 - Envoltórias de ruptura para resistência de pico e residual. 40
Figura 13 - Níveis de tensão/deformação não-uniforme. 40
Figura 14 - Relação entre o índice de fragilidade e as tensões normais efetivas.....42
Figura 15 - Processo evolutivo da ruptura progressiva. 43
Figura 16 - Proposta de distribuição de R ao longo da superfície. 47
Figura 17 - Exemplo de distribuição do fator residual R. 48
Figura 18 - Perfis de distribuição do fator R_L. 49
Figura 19 - Modelo do método de redução de resistência. 52
Figura 20 - Talude de exemplo utilizado na análise. 53
Figura 21 - Taxas de queda de resistência consideradas nas análises. 53
Figura 22 - Relação entre a superfície crítica de ruptura e k_r^{ps} 54
Figura 23 - Modelo da sensibilidade equivalente. 55
Figura 24 - Tensões atuantes numa fatia “i” do solo. 61
Figura 25 - Forças atuantes na fatia “i”. 62
Figura 26 - Faixa de resistência não-drenada do depósito de Sarapuí. 68
Figura 27 - Faixa de resistência não-drenada amolgada. 70
Figura 28 - Sequência executiva do aterro. 71
Figura 29 - Superfície de ruptura observada em campo. 71
Figura 30 - Subdivisão da camada ressecada. 73

Figura 31 - Perfil de s_u representativo de Sarapuí/RJ considerando-se ganho de resistência devido a dissipação de poropressão na crosta superficial. 74
Figura 32 - Resultado da segunda análise da ruptura na versão 10.009 75
Figura 33 – Propostas alternativas para o perfil de resistência não drenada. 75
Figura 34 - Perfil de s_u representativo de Sarapuí/RJ. 77
Figura 35 – Análise da ruptura considerando os perfis alternativos de resistência (St*=1,30 e malha.....79
Figura 36 – Determinação da sensibilidade equivalente. 80
Figura 37 – Análises da ruptura do aterro com St*=2,0 e malha de 5000 elementos (continua) 80
Figura 38 – Análises da ruptura do aterro com St*=2,0 e malha de 5000 elementos (conclusão).....81
Figura 39 – Superfícies de ruptura obtidas nas análises. 82
Figura 40 - Divisão das fatias da região de ruptura 84
Figura 41 - Zonas estabilizantes e instabilizantes da massa de solo. 84
Figura 42 - Etapas de alteamento consideradas nas análises 85
Figura 43 - Etapa inicial do método de Chowdhurry para verificação das fatias rompidas.....87
Figura 44 - Valores obtidos na 1ª iteração da Etapa 1 da aplicação do método de Chowdhurry 88
Figura 45 - Evolução das rupturas locais ao longo do carregamento do aterro 90
Figura 46 - Distribuição do fator residual local R para o método de Chowdhurry.....91
Figura 47 - Distribuição das tensões normais e cisalhantes na Etapa 5 91
Figura 48 - Distribuição de FS local entre as fatias 92
Figura 49 – Evolução do FS nas diversas etapas de 92
Figura 50 - Subdivisão da região de ruptura em 100 fatias 93
Figura 51 - Comparação entre as resultante das Forças normais e tangenciais entre as fatias 94
Figura 52 – Resultante as forças normal E e tangencial X nas iterações iniciais.....95
Figura 53 - Cálculos iniciais durante aplicação do método proposto.....98
Figura 54 - Cálculo das iterações da Etapa 1 de carregamento com aplicação do método proposto 98
Figura 55 - Evolução das rupturas locais ao longo do carregamento do aterro (continua) 99

Figura 56 - Distribuição do fator residual local no método proposto.....99
Figura 57 – Comparação entre os FS nas diversas 100
Figura 58 – Resultado do Método de Chowdhurry com queda gradual de resistência 102
Figura 59 – Resultado do Método Proposto com queda gradual de resistência 102
Figura 60 - Comparação entre os resultados obtidos nos métodos aplicados 103

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Premissas versus comportamento real do solo durante o ensaio de palheta. 30
Tabela 2 - Correlações para estimativa de s_u/σ'_{vm}. 33
Tabela 3 - Valores de Nkt para algumas regiões brasileiras. 35
Tabela 4 - Valores do Fator Residual R. 46
Tabela 5 - Variação do FS na análise 54
Tabela 6 - Características dos métodos baseados na TEL. 58
Tabela 7 – Variação dos índices físicos do depósito de Sarapuí/RJ. 67
Tabela 8 - Dados dos perfis de resistência não-drenada na condição de pico su e residual sur por diversos autores. 69
Tabela 9 - Sub-regiões do perfil do depósito argiloso de Sarapuí. 74
Tabela 10 - Condições de ruptura obtidas nas retroanálises do aterro Aterro Experimental I 76
Tabela 11 – Pesos específicos e parâmetros de resistência característicos do depósito argiloso de Sarapuí 78
Tabela 12 - Análise da sensibilidade equivalente. 80
Tabela 13 – Resultados obtidos nos diversos casos de análise pelo MEL. 82
Tabela 14 - Dados das fatias para o método de equilíbrio limite 85
Tabela 15 – Incrementos de sobrecarga em função do carregamento do aterro. 86

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

FS	Fator de Segurança
CPT_U / CPT	Ensaio de Penetração de Cone
Tbar	Ensaio de Penetração de Barra
UU	Ensaio Triaxial Não-consolidado Não-drenado
CU	Ensaio Triaxial Não-consolidado Drenado
CD	Ensaio Consolidado Drenado
DSS	Ensaio de Cisalhamento Simples Cíclico
NGI	Instituto Norueguês de Geotecnia
IP	Índice de Plasticidade
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
NA	Normalmente Adensada
OCR	Razão de sobreadensamento
IL	Índice de Liquidez
MEF	Método de Elementos Finitos
TEL	Teoria do Equilíbrio Limite
FLAC3D	*Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions*
RS2	Programa de Análise Bidimensional de Solos e Rochas
Ck0U-C	Ensaio Triaxial Consolidado para k0 Não-Drenado
CIU-C	Ensaio Triaxial Consolidado Isotropicamente Não-drenado
FS3D	Fator de Segurança Tridimensional
TTT	Termos de Tensões Totais
TTE	Termos de Tensões Efetivas

LISTA DE SÍMBOLOS

N_{SPT}	índice de resistência à penetração do solo (número de golpes)
ϕ	ângulo de atrito do solo
ϕ'	ângulo de atrito do solo em termos efetivos
s_u	resistência ao cisalhamento não drenada
τ	tensões de cisalhamento
τ_f	resistência ao cisalhamento do solo
w	umidade
P’0	pressão efetiva inicial
P’f	pressão efetiva na ruptura
qf	tensão desviadora na ruptura
σ'_c	tensão confinante em termos efetivos
σ'_{v0}	tensão vertical efetiva inicial
K	coeficiente de empuxo
σ'_v	tensão efetiva vertical
σ'_h	Tensão efetiva horizonal
k0	coeficiente de empuxo no repouso
μ	fator de correção de Bjerrum
μ_R	fator de correção correspondente ao efeito de velocidade de cisalhamento
μ_A	fator de correção correspondente ao efeito de anisotropia
σ'_{vm}	tensão de pré-adensamento do solo
q_c	resistência de ponta do ensaio de cone
q_t	resistência de ponta corrigida do ensaio de cone
N_{kt}	fator de cone
N_b	fator de barra
q_m	resistência à penetração do ensaio T-bar
q_{net}	resistência à penetração corrigida do ensaio T-bar
$\Delta\sigma'_v$	variação da tensão efetiva vertical devido ao carregamento do aterro
c'_p	intercepto coesivo efetivo de pico
c'_r	intercepto coesivo efetivo residual
ϕ'_p	ângulo de atrito efetivo de pico

ϕ'_r	ângulo de atrito efetivo residual
τ_p	resistência ao cisalhamento de pico
τ_r	resistência ao cisalhamento residual
I_B	índice de fragilidade
S	sensibilidade ou sensitividade do solo
R	fator residual
τ_m	resistência ao cisalhamento médio
x	distância entre o fim da curva de ruptura e o ponto considerado
a,b,c,d	constantes para cálculo do fator residual
R1	fator residual no pé do talude
R2	fator residual na crista do talude
K	fator de redução dos parâmetros de resistência
k_r^{ps}	limiar de deformação cisalhante residual
k_p^{ps}	limiar de deformação cisalhante de pico
k^{ps}	invariante de deformações cisalhantes plásticas
S_t	sensibilidade da argila
S_t^*	sensibilidade equivalente
$s_{u,r}$	resistência não-drenada residual
$s_{u,r}^*$	resistência não-drenada residual equivalente
$s_{u,p}$	resistência não-drenada de pico
μ^*	fator de correção da sensibilidade equivalente
E	força normal entre fatias
X	força tangencial entre fatias
g(x)	função característica de variabilidade do FS
W	peso da fatia
b	largura da fatia
l	largura da base da fatia
α	inclinação da base da fatia
u	poropressão na base da fatia
F0	fator de segurança global inicial
τ_0	tensão cisalhante mobilizada inicial
τ_e	excesso de tensão cisalhante
ε_i	tensão normal entre fatias

χ_i	tensão cisalhante entre fatias
σ_i	tensão normal na base da fatia
τ_i	tensão cisalhante na base da fatia
ω_i	ângulo entre a base da fatia e do plano principal maior
θ_i	ângulo entre o a lateral da fatia e o plano principal maior
σ_1	tensão principal maior
σ_3	tensão principal menor
S_i	força tangencial na base da fatia
N_i	força tangencial na base da fatia
P_{wi}	poropressão nas laterais da fatia
τ_{mob}	tensões mobilizadas
P	carregamento externo
γ	peso específico do solo
FP	fator de propagação
n_e	Número de fatia que se encontram ainda estáveis após as iterações
$\tau_{mob,nova}$	novas tensões cisalhantes mobilizadas após as iterações
ω	fator de queda de resistência

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO **18**
1 ESTABILIDADE DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES **22**
1.1 Análises em tensões totais x tensões efetivas **23**
2 DETERMINAÇÃO EXPERIMENTAL DA RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA **25**
2.1 Fatores intervenientes dos ensaios de laboratório **25**
2.1.1 Umidade x Tensão efetiva das amostras 25
2.1.1 Anisotropia das argilas 27
2.1.1 Processo de amostragem 28
2.2 Fatores intervenientes dos ensaios de campo **29**
2.2.1 Interferências dos Ensaios de Palheta 29
2.2.1.1 Correção do ensaio de palheta 30
2.2.2 Interferências dos Ensaios de Cone (CPTu) 33
2.2.1 Ensaio T-Bar 35
2.3 A resistência não-drenada das camadas ressecadas (crosta) **36**
3 A RUPTURA PROGRESSIVA **39**
3.1 Histórico e Conceituação **39**
3.2 Quantificação do grau de amolecimento e fatores intervenientes **41**
3.2.1 Processos evolutivos de ruptura progressiva 43
3.2.1 Mecanismos deflagradores de ruptura progressiva 44
3.3 Consideração da ruptura progressiva em análises de estabilidade **44**
3.3.1 Definição de Parâmetros 44
3.3.2 O fator residual “R” de Skempton (1964) 45
3.3.3 O fator residual local “R_L” de Bishop (1967) 46
3.3.4 O fator residual local “R_L” de Bertoldi (1988) 47
3.3.5 O Fator de Propagação “FP” de Bertoldi (1988) 49
3.4 Métodos de Análise de Estabilidade **50**
3.4.1 Métodos Numéricos 50
3.4.2 Método de Equilíbrio Limite 56
4 O ATERRO EXPERIMENTAL I DE SARAPUÍ-RJ **66**
4.1 Histórico dos estudos realizados no depósito argiloso de Sarapuí/ RJ **66**
4.2 Detalhes geológicos e caracterização do depósito argiloso **66**

4.3 Histórico de retroanálises do Aterro Experimental I 70
5 RETROANÁLISE DO ATERRO EXPERIMENTAL I 77
5.1 Definição do perfil e parâmetros geotécnicos 77
5.2 Análises adicionais por Método de Elementos Finitos 78
5.3 Análises preliminares por Equilíbrio Limite 81
5.4 Análise por Equilíbrio Limite incorporando a ruptura progressiva 83
5.4.1 Análise pelo Método de Chowdhurry (2010) 87
5.4.2 Análise pelo Método de Onishi e Jiang (2015) 93
5.4.3 Proposta alternativa de consideração da ruptura progressiva 96
5.4.4. Aplicação do método proposto ao caso estudado 97
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS 104
6.1 Conclusões 104
6.2 Trabalhos futuros 106
REFERÊNCIAS 107

INTRODUÇÃO

Na prática geotécnica, é comum a utilização dos métodos baseados na Teoria do Equilíbrio Limite para análise da estabilidade de taludes, devido à sua praticidade e à confiabilidade dos seus resultados.

Os métodos convencionais comumente utilizados admitem que o solo se comporta como um material idealmente elástico e perfeitamente plástico, determinando que a ruptura ocorre de forma simultânea em todos os pontos ao longo da superfície.

Sabe-se, porém, que o solo possui comportamento não-linear e que não há uma distribuição de tensões e deformações uniformes nos pontos do interior do solo. Além disso, a ruptura ocorre de forma progressiva, onde a superfície é formada pela união dos pontos plastificados, inicialmente localizados, que tornam-se contínuos formando uma ruptura generalizada, num processo progressivo contínuo.

Com isso, a validade dos métodos tradicionais de análise de estabilidade por equilíbrio limite entra em discussão, sob as circunstâncias do comportamento real no campo. Para uma correta representação deste comportamento, os efeitos da ruptura progressiva devem ser considerados nestas análises.

Alguns autores incorporam tais efeitos em seus procedimentos de cálculo, como Law e Lumb (1978), Chugh (1986), Srbulov (1987), Yamagami e Taki (1997), Yamagami et al. (1999), Khan (2002), Chowdhurry (2010) e Onishi e Jian (2015).

O presente trabalho buscou incorporar os efeitos de ruptura progressiva em análises por Equilíbrio Limite para verificar sua influência na determinação do Fator de Segurança. Para isso, foram selecionadas duas propostas (Chowdhurry, 2010; Onishi e Jiang, 2015) e criadas planilhas eletrônicas no Excel, incorporando as equações propostas por estes autores.

Como base para este estudo, foram utilizados os inúmeros dados disponíveis sobre o Aterro Experimental I, construído sobre o depósito argiloso às margens do rio Sarapuí, no Rio de Janeiro, e levado à ruptura.

Após a interpretação dos resultados dos ensaios triaxiais e de palheta disponíveis para o solo da região, foi estabelecido o perfil de resistência não-drenada a ser adotado nas análises.

Para fins de comparação, as análises de estabilidade convencionais foram também realizadas com o programa Slide 2, da empresa Rocscience. Os resultados foram também comparados com análises por elementos finitos (programa RS2, também da Rocscience) que incorpora o modelo constitutivo para ruptura progressiva.

Ao final do trabalho, é proposto um novo método de análise, baseado nos conceitos do comportamento da ruptura progressiva, buscando-se facilitar ainda mais a consideração destes efeitos em novas análises.

Motivação e Relevância

No caso dos solos com comportamento de amolecimento (strain-softening), onde observa-se uma resistência de pico à pequenas deformações seguida de uma fase de amolecimento para maiores deformações, as análises pelos métodos de estabilidade convencionais podem resultar em fatores de segurança incompatíveis com a realidade de campo.

Ao se adotar os parâmetros de resistência residuais deste tipo de solo, os fatores de segurança obtidos tendem a ser conservadores, podendo gerar projetos superdimensionados. Porém, ao se adotar os valores de resistência de pico, os fatores de segurança obtidos mostram-se contra a segurança, sendo superiores ao seu valor real, podendo gerar projetos subdimensionados. Com isso, a sua utilização apresenta-se como um risco para a segurança de potenciais projetos.

Após ampla pesquisa bibliográfica, verificou-se que o processo de amolecimento (strain-softening) do solo é muito comum em depósitos de solos moles. No Brasil, por exemplo, estes depósitos estão localizados ao longo de grande parte da região litorânea do país.

Devido ao avanço da tecnologia e o acelerado processo de ocupação urbana, a ocupação de tais áreas deixa de ser evitada, sendo cada vez mais comum a implantação de obras sobre elas, reforçando ainda mais a relevância do tema.

Objetivos

O presente trabalho tem como objetivo principal avaliar a influência da ruptura progressiva na determinação do fator de segurança, através da inclusão de processos iterativos, baseados na Teoria do Equilíbrio Limite, na definição da resistência a ser adotada na base da fatia.

Para atingir tais objetivos, os estudos tiveram como base dados experimentais do Aterro Experimental I do depósito argiloso de Sarapuí, Rio de Janeiro.

Estrutura da dissertação

A presente dissertação foi dividida em 6 capítulos, ordenados de forma a facilitar a compreensão do leitor acerca do tema proposto, apresentando os conceitos teóricos relevantes ao entendimento do tema anteriormente à apresentação das análises realizadas. Desta forma, os três primeiros capítulos apresentam a revisão bibliográfica relacionada ao tema proposto, seguidos pelo capítulo em que se apresenta o Estudo de Caso e as análises realizadas.

O Capítulo 1 apresenta os elementos necessários para o estudo de estabilidade de um aterro construído sobre solos compressíveis, apresentando as análises de estabilidade comumente realizadas e aplicação do conceito ϕ=0.

O Capítulo 2 discorre sobre os fatores intervenientes dos ensaios de campo e de laboratório para a determinação do perfil de resistência não-drenada do solo, que acabam por resultar em valores de resistência divergentes entre si, devido às particularidades dos métodos de ensaios.

O Capítulo 3 apresenta os diversos estudos disponíveis até o presente momento acerca do fenômeno da ruptura progressiva, apresentando-se todo o histórico destes estudos, a conceituação e caracterização do fenômeno da ruptura progressiva e suas aplicações nas análises de estabilidade pelo método dos elementos finitos e de equilíbrio limite.

O Capítulo 4 fornece um histórico completo dos estudos já realizados no Aterro Experimental I de Sarapuí, Estudo de Caso do presente trabalho,

apresentando os principais dados que serviram de base para as análises de estabilidade realizadas.

O Capítulo 5 apresenta uma nova retroanálise feita sobre a ruptura do Aterro Experimental I de Sarapuí, realizada através de softwares baseados na teoria do Equilíbrio Limite e de Métodos de Elementos Finitos e planilhas eletrônicas automatizadas. Nele, é apresentada a aplicação dos processos iterativos de alguns autores para incorporação do efeito de ruptura progressiva nos procedimentos de cálculo das análises de estabilidade pelo MEL. Ao final, é apresentada uma nova proposta iterativa para incorporação dos efeitos de ruptura progressiva no cálculo dos métodos convencionais.

O Capítulo 6 apresenta as conclusões finais obtidas através dos estudos realizados no presente trabalho.

1 ESTABILIDADE DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES

Depósitos de solos argilosos moles são encontrados em diversas regiões das planícies costeiras brasileiras e são caracterizados por apresentar baixa resistência ao cisalhamento, alta compressibilidade e baixa permeabilidade. Possuem, portanto, potencial elevado de recalque e baixa estabilidade.

Na maioria dos casos, os depósitos encontram-se saturados, com granulometria predominantemente argilosa e siltosa e com certo teor de matéria orgânica; o teor de umidade é elevado (entre 100 a 1000%) e a resistência à penetração é baixa (N_{SPT} entre 0 e 2) (Sandroni, 2006).

Geomorfologicamente, estes se formaram a partir da deposição de sedimentos marinhos, continentais, fluviomarinhos ou lagunares, durante o período Quaternário, devido às flutuações do nível relativo do mar associadas às modificações climáticas (Suguio et al, 1985). Face à origem marinha, os depósitos costeiros de argila mole tendem a apresentar uma certa sensitividade. Com a lixiviação do sal presente na água dos vazios, ocorre um novo arranjo estrutural (metaestável) associado a uma menor plasticidade (Bjerrum, 1973).

Na pratica, o comportamento de solos argilosos é classificado com base no seu histórico de tensões (normalmente adensado ou pré-adensado), na sua composição mineralógica (argilominerais predominantes: ilita, caulinita ou montmorilonita) e/ou na sua sensitividade (perda de resistência não drenada pós-pico).

Face aos efeitos climáticos, a região superficial está sujeita a processos de intemperismo (umedecimento/secagem, congelamento, lixiviação, etc), formando uma camada com características distintas do restante do depósito, denominada de ressecada ou crosta (Bjerrum, 1973). A espessura da crosta é governada tanto pelas variações climáticas do local do depósito quanto pela permeabilidade da argila.

Normalmente, a crosta se apresenta em 3 distintas camadas. Quanto mais próxima em relação à superfície, mais seca, rígida e com presença de rachaduras a argila se apresenta. O teor de umidade, próximo à superfície, quase atinge o limite de plasticidade, crescendo com a profundidade (Bjerrum, 1973).

1.1 Análises em tensões totais x tensões efetivas

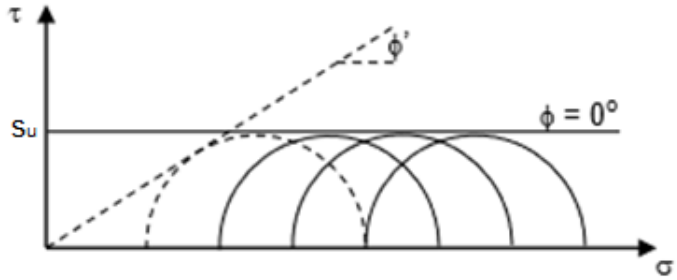
As análises de estabilidade dos aterros executados sobre estes solos compressíveis podem ser feitas em termos de tensões efetivas ou totais. Pelo fato desses depósitos apresentarem um grau de pré-adensamento relativamente baixo, a condição mais crítica está associada ao final da construção, com geração positiva de poropressão.

As análises em termos de tensões efetivas são consideradas mais corretas, dado que a resistência ao cisalhamento do solo é governada pela mesma. Porém, a complexidade da sua aplicação devido à dificuldade de previsão da variação de poropressão (Bjerrum,1972) ao longo da superfície potencial de ruptura leva a previsões de FS algumas vezes questionáveis.

Em termos totais, assume-se que os valores das poropressões gerados numa situação real de carregamento no campo sejam equivalentes aos desenvolvidos experimentalmente, em ensaios totalmente não drenados. No caso de ensaios triaxiais UU, a resistência não drenada está exclusivamente associada à tensão efetiva pós-amostragem, o que resulta em uma envoltória horizontal (ϕ=0) cujo intercepto é denominado de resistência não drenada (s_u).

O embasamento teórico do conceito $\phi = 0$ recai sobre a hipótese de Mohr-Coulomb de caracterizar a envoltória de resistência através da reta que tangencia os círculo de tensões totais, como mostra a Figura 1. Neste caso, o plano de ruptura teria uma inclinação de 45º, assumindo-se que o polo coincida com a tensão principal menor.

Figura 1 - Círculo de Mohr num ensaio UU.

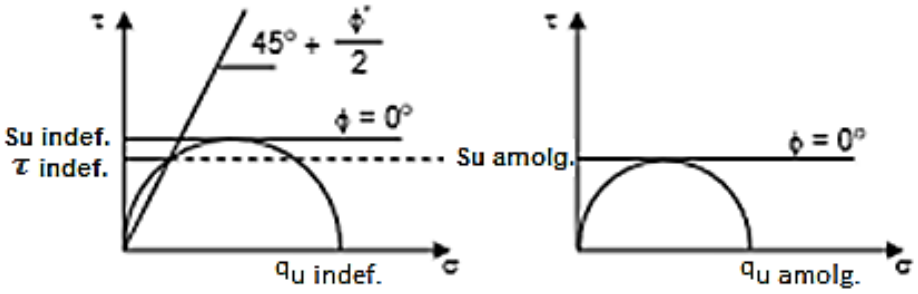


Fonte: GREEN E MARCUSON, 2014.

Por outro lado, em termos efetivos, o ponto de tangência muda (Figura 1). Com isso, a resistência não drenada seria menor, definida como o produto $\tau_f = s_u \cos\phi'$ e estaria atuando em um plano de ruptura com inclinação igual a $45º + \phi/2$. Há, portanto, algumas inconsistências entre o conceito $\phi = 0$ e outros conceitos bem estabelecidos na geotecnia.

Porém, constatou-se que a resistência não drenada s_u para as amostras amolgadas é aproximadamente igual ao valor da resistência ao cisalhamento τ_f de uma amostra indeformada (Figura 2), o que compensaria o erro ao se utilizar o s_u, principalmente em perfil de solos homogêneos.

Figura 2 - Compensação de erro na utilização do s_u.



Fonte: ADAPTADO DE GREEN E MARCUSON, 2014.

Cabe ainda ressaltar que a qualidade de qualquer análise de estabilidade depende da previsão adequada dos materiais envolvidos. O comportamento do aterro em si tende a ser bem previsto pois a sua execução é normalmente controlada, com parâmetros definidos (Ortigão, 1980). Por outro lado, os depósitos de solos moles apresentam heterogeneidade e os diversos métodos de determinação experimental tendem a resultar em perfis de resistência não drenada com certa divergência. Adicionalmente, deve ser levado em conta a possibilidade de ocorrência de ruptura associada à diminuição dos parâmetros de resistência e/ou o aumento da poropressão com o tempo. É importante, também, a consideração do efeito de amolecimento do solo e a não uniformidade na distribuição de tensões e deformações no solo que acarretam num processo de ruptura progressiva (Chowdhurry, 2010).

2 DETERMINAÇÃO EXPERIMENTAL DA RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA

Ao longo do tempo, diversos ensaios para determinação da resistência não drenada foram desenvolvidos, seja em laboratório (ensaios triaxiais) ou diretamente no campo (palheta, CPTU, Tbar, entre outros).

O valor de resistência não-drenada de uma argila depende do modo de ruptura, da velocidade de cisalhamento, da anisotropia do solo, da temperatura, do histórico de tensões, do grau de ruptura progressiva, entre outros fatores (Bjerrum, 1973; Wroth, 1984; Lunne et al.,1997).

Os diferentes dispositivos de ensaios submetem o solo a diferentes modos e velocidades de cisalhamento, além de envolver diferentes graus de ruptura progressiva. Portanto, acarretam em valores de s_u distintos.

2.1 Fatores intervenientes dos ensaios de laboratório

2.1.1 Umidade x Tensão efetiva das amostras

Idealmente, a determinação da resistência não drenada s_u de uma argila em laboratório deveria ter como base uma amostra que apresentasse o mesmo teor de umidade e tensão efetiva de campo. Porém, atualmente, é impossível estabelecer ambas as condições simultaneamente.

Ao se executar um ensaio triaxial UU, mantêm-se o teor de umidade da amostra idêntica ao teor original de campo, mas não se permite submeter a amostra às tensões efetivas de campo. Em contrapartida, durante um ensaio CU, submete-se a amostra às tensões efetivas idênticas à de campo, o que, por consequência, altera o teor de umidade da amostra. Como o teor de umidade e a tensão efetiva inicial para os dois testes são desiguais, as resistência medidas serão diferentes entre si (Ladd e Lambe, 1964; Wroth, 1984).

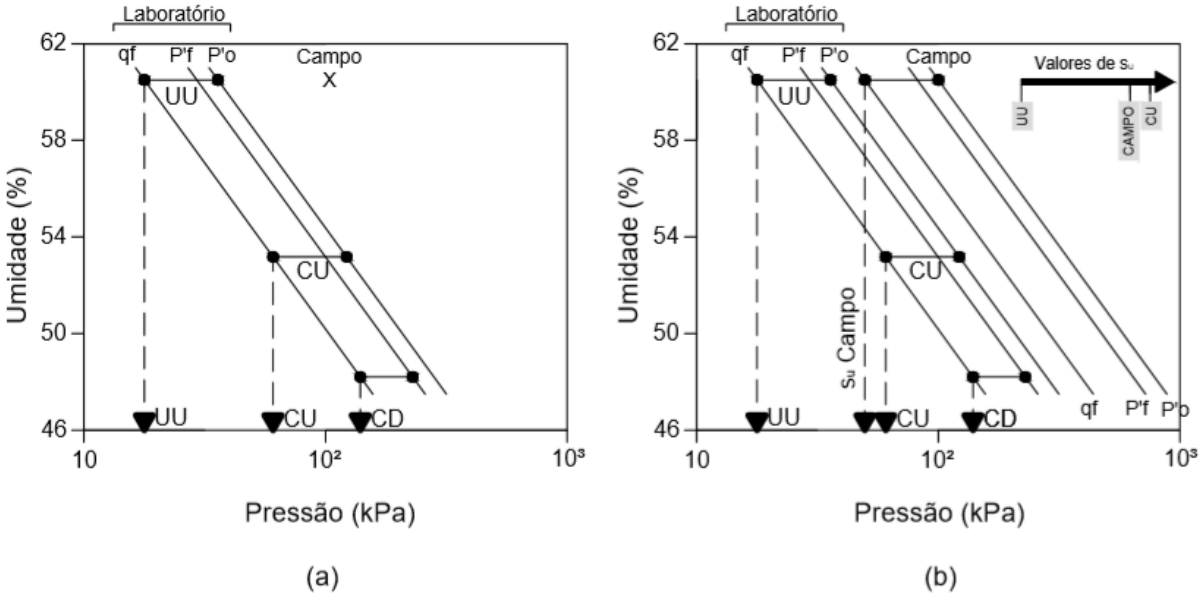
A diferença nos valores de s_u obtidos em ensaios de laboratório podem ser observadas nos gráficos apresentado por Sayão (2020). Esses gráficos utilizam a relação de Umidade X Pressão baseado nos resultados apresentados por Lambe e Whitman (1969) dos estudos da argila Weald Clay, em condição saturada. Neles, são apresentadas as relações entre a umidade e pressão efetiva inicial (w x P'_0),

umidade e pressão efetiva na ruptura (w x P'f) e umidade e a tensão desviadora na ruptura (w x qf).

Na Figura 3a é ilustrado o comportamento do solo durante os ensaios triaxiais tipo UU, CU e CD durante suas fases, e como as características dessa amostra se modificam em relação às condições de campo.

Naturalmente, por possuir uma maior tensão efetiva e menor índice de umidade após o readensamento, o ensaio CU apresentou maiores valores de resistência não drenada para a amostra em relação ao ensaio UU.

Figura 3 - Relação entre valores de su da argila Weald Clay.



Legenda: (a) — Ensaios de laboratório; (b) — Comparação com os valores de Ensaios de Campo.
Fonte: ADAPTADO DE SAYÃO, 2020.

Já na Figura 3b é ilustrado o resultado de um ensaio de campo imaginário. Partiu-se da hipótese de que as características de campo são idênticas às características de laboratório após uma amostragem de boa qualidade. Percebe-se que o valor de s_u obtido no ensaio de campo se aproxima bem mais dos valores dos ensaios triaxiais CU do que dos ensaios tipo UU.

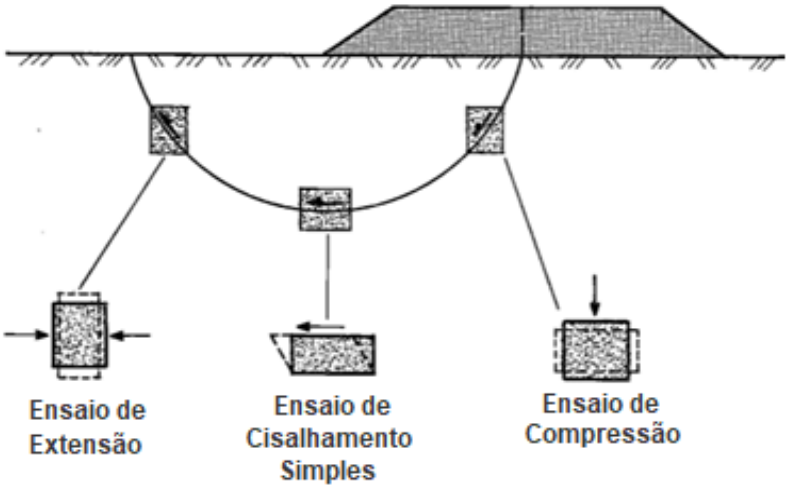
Ladd e Lambe (1964), a partir de estudos em diversas argilas do mundo, mostram que valor de s_u obtido através de ensaios UU variam de 40 a 97% do valor de s_u obtidos em ensaios do tipo CIU com $\sigma'_c = \sigma'_{v0}$. Esses valores tendem a ser menores conforme se aumenta a profundidade das amostras.

2.1.1 Anisotropia das argilas

Ao longo de uma superfície de ruptura, os pontos do solo são submetidos a diferentes direções de cisalhamento, dependendo da sua posição em relação à superfície formada. O valor de s_u obtido por um único ensaio, portanto, pode não ser representativo para as diferentes solicitações que irão ocorrer no interior do depósito. A diferença será mais significativa quanto mais anisotrópica for a argila.

A anisotropia pode ser mensurada ao se fazer diferentes ensaios não-drenados em laboratório (Figura 4) (Bjerrum, 1973). Para isso, consolida-se anisotropicamente o corpo de prova ensaiado, nas mesmas condições de tensões apresentadas em campo.

Figura 4 - Ensaios para mensuração da anisotropia das argilas.



Fonte: ADAPTADO DE BJERRUM, 1972.

Os valores obtidos nos ensaios DSS representam, de forma aproximada, uma média dos valores dos três ensaios citados. A velocidade de cisalhamento neste ensaio é comparável à do cisalhamento de campo, não sendo necessária nenhuma correção quanto à este aspecto (Jannuzzi, 2009).

A utilização dos valores médios entre os ensaios se mostra coerente e já é feita pelo Instituto Geotécnico Norueguês (NGI) para projetos de aterro sobre solos compressíveis (Jannuzzi, 2009).

2.1.1 Processo de amostragem

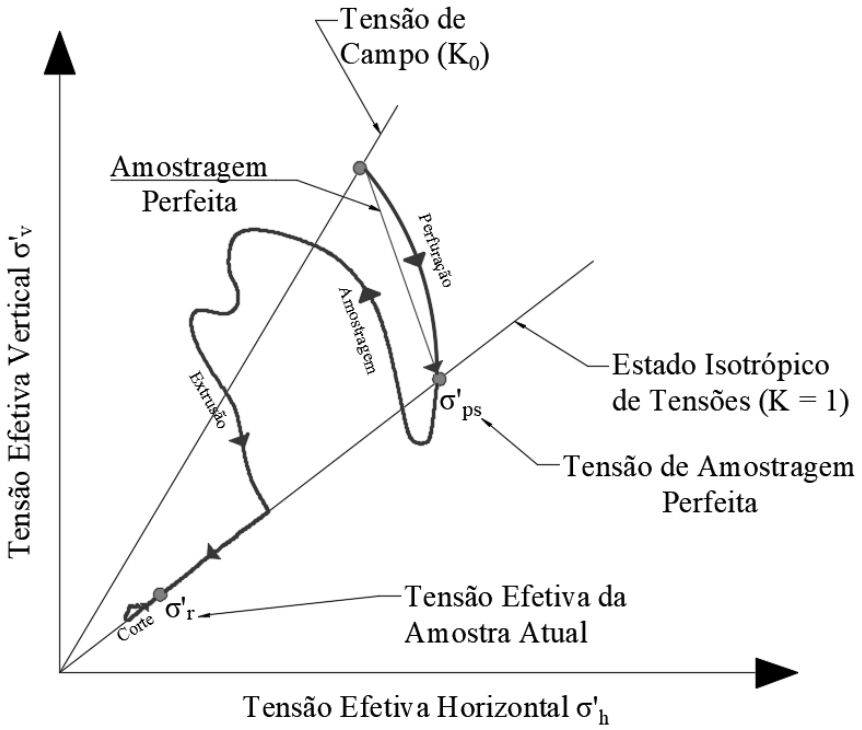
A confiabilidade dos resultados de s_u obtidos em análises de laboratório está intimamente ligada à qualidade do processo de amostragem realizado.

Ao se remover uma amostra de solo do campo, inicialmente anisotrópica ($K = \sigma'_h/\sigma'_v = k0$), ocorre a remoção das tensões cisalhantes a qual a amostra está submetida, acarretando num estado de tensões isotrópico ($K = \sigma'_h/\sigma'_v = 1$). Esse processo, além de irreversível, é inevitável.

Uma amostra poderia ser denominada perfeita, caso esta fosse a única alteração sofrida ao longo processo de extração e preparação do corpo de prova. De fato, esta condição não existe na prática.

Baligh (1987) categoriza o processo de amolgamento da amostra em 6 etapas (Figura 5), sendo: (1) mudanças nas condições do solo durante 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 ou alterações nas poropressões e (6) cortes e outros procedimentos necessários para preparar as amostras para o ensaio.

Figura 5 – Trajetória de tensões durante amostragem.



Fonte: ADAPTADO DE BALIGH, 1987.

Assim sendo, a expressão “amostra indeformada” pode ser conceitualmente equivocada. O que se tem, na realidade, é a amostra mais indeformada, ou inalterada, quanto se é possível.

Existem propostas quanto aos critérios para se classificar uma amostra quanto à sua qualidade, porém todas se relacionam com ensaios de compressão edométrica (Lunne et al, 1997; Coutinho, 2007; Andrade, 2009).

É necessária a adoção de procedimentos corretos de obtenção de amostras, a fim de se minimizar os distúrbios causados nas mesmas, preservando suas características in-situ. Tais procedimentos são discriminados por Ladd e DeGroot (2003), entre outros autores. No Brasil, o procedimento é normatizado pela NBR-9820/1997.

Devido à esta dificuldade de obtenção das amostras indeformadas, os ensaios de laboratório são pouco utilizados em projetos correntes de aterro sobre solos moles.

2.2 Fatores intervenientes dos ensaios de campo

2.2.1 Interferências dos Ensaios de Palheta

O histórico, as características e as particularidades sobre a utilização do ensaio de palheta são discutidos nos trabalhos de Ortigão (1980), Ortigão e Collet (1986), Terzaghi e Peck (1996), Jannuzzi (2009, 2013), Schnaid e Odebrecht (2012), Thakur et al. (2017), entre outros.

Segundo Thakur et al. (2017), os principais fatores que influenciam na acurácia dos resultados dos ensaios de palheta são: (1) perturbação do solo pela pré-perfuração e inserção de palhetas; (2) distribuição não uniforme de tensão de cisalhamento ao redor da palheta; (3) incertezas na avaliação do atrito solo-haste; (4) o tempo de espera entre a inserção e a rotação da palheta; (5) o tamanho e espessura das palhetas e lâminas; (6) falhas de manutenção e calibração de aparelhos; (7) precisão do sistema de medição; dentre outros.

Algumas dessas incertezas estão relacionadas às divergências entre as premissas assumidas durante o ensaio e o real comportamento do solo ensaiado. Tais divergências estão explicitadas no Tabela 1.

Tabela 1 - Premissas versus comportamento real do solo durante o ensaio de palheta.

Premissas	Comportamento Real do Solo
Nenhuma drenagem ocorre antes ou durante o cisalhamento.	Dissipação de poropressão durante o pocesso de rotação.
O solo é isotrópico e homogêneo.	Argilas moles quase sempre são anisotrópicas e estratificadas.
A ruptura ocorre em uma superfície de cisalhamento cilíndrica.	No início da rotação, a superfície é mais próxima de um quadrado arredondado.
O diâmetro da superfície de cisalhamento é igual à largura das aletas.	O diâmetro é um pouco maior que a largura das aletas.

Fonte: THAKUR ET AL., 2017.

Quanto ao atrito solo-haste, a solução de melhor resultado é a transferência dos dispositivos responsáveis pela aplicação e medição do torque para o mais próximo possível da palheta.

2.2.1.1 Correção do ensaio de palheta

As retroanálises realizadas por Bjerrum (1972) constataram valores de s_u obtidos nos ensaios de palheta superiores aos prováveis valores de campo. Tais diferenças estão relacionadas à velocidade de carregamento do ensaio de palheta ser superior à de execução do aterro, à anisotropia dos depósitos sedimentares e à possibilidade de ocorrência de ruptura progressiva.

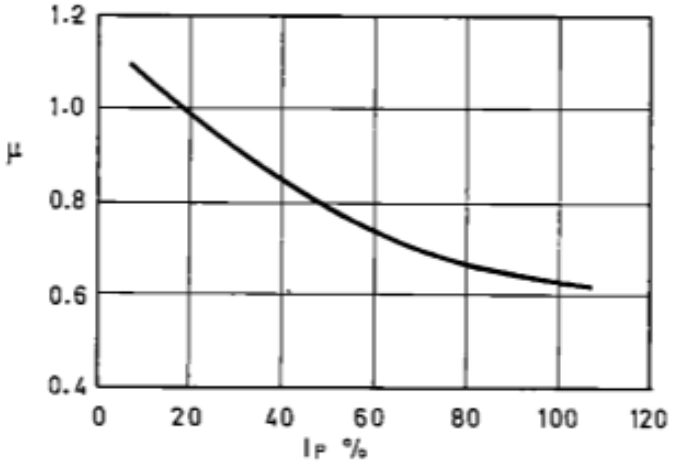
O autor propôs um fator de correção μ para se adequar o valor de ensaio ($s_{u_{palheta}}$) ao valor de campo ($s_{u_{campo}}$), em função do índice de plasticidade (IP) da argila (Figura 6), de forma que

$$s_{u_{campo}} = s_{u_{palheta}} \times \mu \quad (1)$$

Os efeitos de velocidade de cisalhamento e da anisotropia do depósito podem ser corrigidos individualmente (Figura 7) através dos fatores μ_R e μ_A, respectivamente (Bjerrum, 1972;1973), através da equação

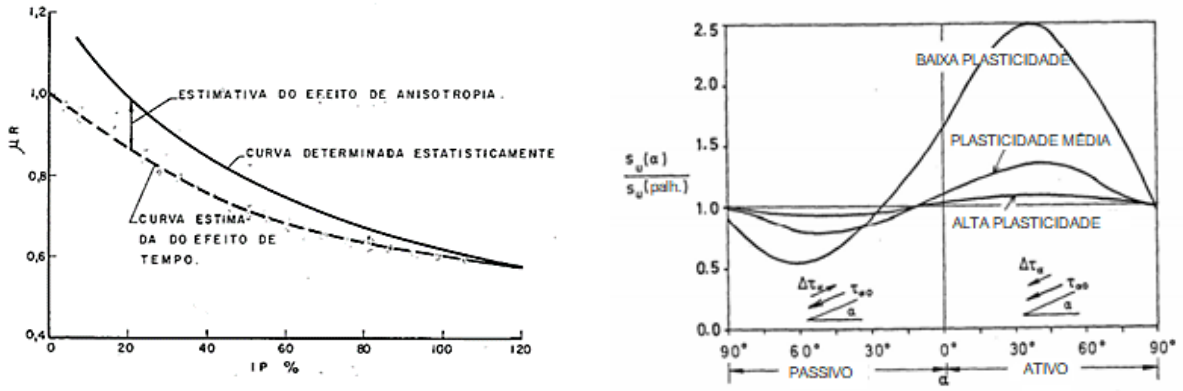
$$s_{u_{campo}} = s_{u_{palheta}} \times \mu_R \times \mu_A \quad (2)$$

Figura 6 - Relação entre μ e o IP das argilas.



Fonte: BJERRUM, 1972.

Figura 7 - Valores do fatores de correção individuais μ_R e μ_A



(a) (b)

Legenda: (a) — Valores do fator μ_R relacionado à velocidade de cisalhamento; (b) — Valores do fator μ_R relacionado à anisotropia da argila.
Fonte: ADAPTADO DE BJERRUM, 1973.

A obtenção do fator relacionado à anisotropia é função do índice de plasticidade da argila, inclinação do ponto relacionada à sua posição na superfície de ruptura e sentido de aplicação das tensões cisalhantes em relação às tensões de campo (caso ativo ou passivo) (Bjerrum, 1973).

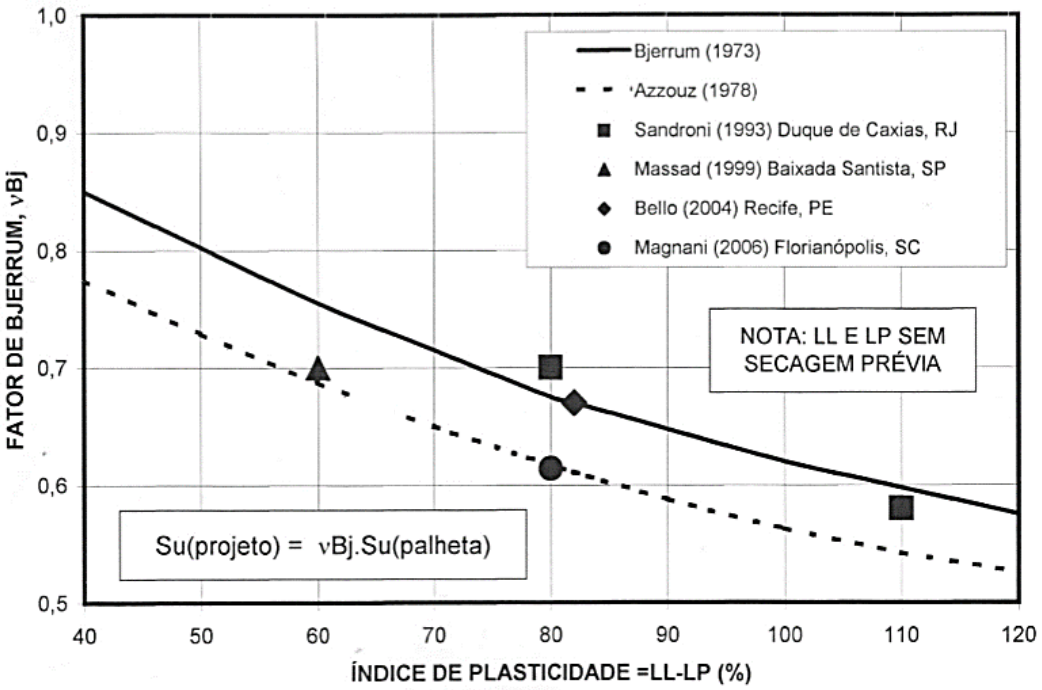
Correção específica para o caso da ruptura progressiva não é citada nos trabalhos do autor. Este fato denotaria uma consideração do efeito de ruptura progressiva como um efeito de segunda ordem (Collet, 1978).

São feitas algumas objeções ao uso do fator de correção (Schmertmann, 1975), devido à variabilidade de equipamentos, métodos e características de solo do banco de dados utilizado.

Outros fatores de correção foram propostos por Menzies (1976), relacionados ao efeito da anisotropia, e Azzouz et al. (1983), que consideram o efeito tridimensional relacionado à resistência lateral através da relação de um FS tridimensional e o FS bidimensional convencionalmente calculado.

Para os solos muito moles da região litorânea brasileira (Figura 8), os resultados obtidos se encontram majoritariamente dentro da faixa delimitada pelas prescrições empíricas de Bjerrum (1973) e Azzouz et al. (1983), validando-os. Um fator de 0,65 seria uma aproximação razoável para a correção das resistências dos solos desta região (Sandroni, 2006).

Figura 8 - Fatores de correção aplicados às argilas brasileiras.7



Fonte: SANDRONI, 2006

Mesri (1975) verificou que a resistência não drenada corrigida (s_u) dividido pela tensão de pré-adensamento do solo (σ'_{vm}) fornece uma relação aproximadamente constante de 0,22. Porém, outras correlações são propostas em função da plasticidade do solo ou pré-adensamento (Tabela 2).

Tabela 2 - Correlações para estimativa de s_u/σ'_{vm}.

Equação para (s_u/σ'_{vm})	Referência	Aplicabilidade
0,0037(IP) + 0,11	Skempton (1954)	Solos NA, IP>10%
0,024(IP) + 0,2	Leroueil et al. (1983)	Argilas Canadá, IP<60%
0,003(IP) + 0,14	Lambe e Whitman (1969)	Todas as argilas
$0,45(IP/100)^{1/2}$	Bjerrum e Simons (1960)	Argilas NA
0,22	Mesri (1975)	Argilas moles
0,33	Larsson (1980)	Argilas inorgânicas
$0,23(OCR)^{0,8}$	Jamiolkowski et al. (1985)	Todas as argilas
0,00435(IP)+0,129	Wroth e Houlsby (1985)	Argilas NA
0,0045(LL)	Hansbo (1957)	Argilas da Escandinávia
$0,18(IL)^{1/2}$	Bjerrum e Simons (1960)	Argilas NA

Fonte: KEMPFERT E GEBRESELASSIE, 2010.

Onde,

IP = índice de plasticidade do solo;

OCR = Razão de sobreadensamento;

LL = Limite de liquidez do solo;

IL = Índice de liquidez do solo;

NA = condição normalmente adensada;

Resultados obtidos em depósitos na região costeira de Vila Velha/ES se mostraram compatíveis com as correlações propostas por Mesri (1975) e Jamiolkowski et al. (1985) (Lemos, 2014). Por outro lado, nos depósitos do Rio de Janeiro, a relação s_u/σ'_{vm} apresentou uma alta sensibilidade à variação do IP (Futai et al., 2008).

2.2.2 Interferências dos Ensaios de Cone (CPTu)

Em relação aos ensaios CPT e CPTu, diversos estudos foram realizados e publicados ao longo dos anos, sendo de especial importância os estudo de Robertson e Campanella (1983), Meigh (1987), Lunne et al. (1997), Danziger e Schnaid (2000) e Schnaid e Odebrecht (2012).

Alguns fatores interferem na qualidade dos resultados dos ensaios de penetração, como: (1) o desvio das hastes na vertical (sendo considerado como uma das maiores fontes de erro, principalmente em ensaios profundos); (2) a variação de temperatura; (3) o ingresso de solo nas ranhuras do cone (devendo-se utilizar selos) e (4) a faixa de trabalho característica das células de carga utilizadas (Danziger e Schnaid, 2000). Além destes, soma-se a importância da perfeita saturação do elemento poroso.

A correção da resistência de ponta (q_c) obtida no ensaio é de suma importância para diminuir as discordâncias dos valores e gerar resultados uniformes. A correção do atrito lateral, entretanto, pouco é realizada na prática, ocorrendo apenas fins de pesquisa.

A determinação do valor de s_u pode ser feita seguindo tanto uma linha baseada em soluções teóricas quanto uma linha baseada em correlações empíricas.

As soluções puramente teóricas podem se basear em diversas teorias, como a de capacidade de carga clássica, de expansão de cavidade, de conservação de energia, de trajetória de tensões, entre outras (Robertson e Campanella, 1983; Lunne et al, 1997).

Por adotarem simplificações quanto ao comportamento do solo, mecanismos de ruptura e condições de contorno, estas soluções teóricas se mostram limitadas e não conseguem modelar corretamente o comportamento do solo.

As soluções empíricas se dão através da correlação entre resistência de ponta corrigida (q_t) e a resistência não drenada s_u através do fator de cone N_{kt}. Logo, faz-se necessário o uso de outros ensaios, como o de palheta.

O fator de cone possui grande variabilidade, pois cada o solo de cada região possui diferentes características de formação, granulometria e anisotropia. Logo, o fator de cone é representativo apenas localmente (Schnaid e Odebrecht, 2012).

Devido à grande dispersão, os valores de N_{kt} devem ser vistos apenas como indicativos, sendo utilizados como referência na previsão de propriedades a nível de anteprojeto (Danziger e Schnaid, 2000). Alguns valores de N_{kt} representativos de regiões nacionais estão apresentados na Tabela 3.

Tabela 3 - Valores de Nkt para algumas regiões brasileiras.

Autor	Local	Nkt	Ensaios
Rocha Filho e Alencar (1985)	Sarapuí/RJ	10-15	Palheta
Danziger (1990)	Sarapuí/RJ	8-12	Palheta
Coutinho, Oliveira e Danziger (1993)	Recife/PE	10-15	UU e CIU
Árabe (1995)	Vale Quilombo/SP	12-15	Palheta e CIU
Soares, Schnaid e Bica (1997)	Porto Alegre/RS	8-16	Palheta
Sandroni et. al (1997)	Sergipe	14-18	Palheta e CIU
Batista e Sayão (1998)	Salvador/BA	12-18	Palheta

Fonte: SCHNAID E ODEBRECHT, 2012.

2.2.1 Ensaio T-Bar

O ensaio de penetração de cilindro (T-bar) foi desenvolvido por Stewart e Randolph (1991), na Universidade do Oeste da Australia (UWA). Estudos sobre suas características, peculiaridades e modificações ao longo do tempo podem ser vistos nos trabalhos de Stewart e Randolph (1991; 1994), Randolph et. al. (1998), Chung e Randolph (2004), Macedo (2004), Yafrate et al. (2009), Jannuzzi (2009, 2013), Larsson et al. (2014), Peuchen e Terwindt (2016), entre outros.

O ensaio fornece uma boa estimativa da resistência não drenada do solo ensaiado, consistentes com valores obtidos em outros ensaios (Stewart e Randolph, 1994; Macedo, 2004).

O equipamento passou a ser utilizado posteriormente em ensaios off-shore (Randolph et. al., 1998), com algumas alterações importantes como a presença de dois transdutores de pressão na barra cilíndrica.

Porém, assim como no caso dos demais ensaios, este ensaio apresenta alguns fatores que interferem no resultado da resistência não drenada.

O fator de barra N_b é função da rugosidade da superfície do cilindro, com o fator de adesão α variando entre 0 (perfeitamente lisa) e 1 (perfeitamente rugosa). Não havendo na prática estas condições de rugosidade, utiliza-se um valor médio de Nb igual a 10,5 para uso geral. Isto implica em um erro de até 13% no resultado (Stewart e Randolph, 1991).

O valor da resistência à penetração (q_m) deve ser corrigido (q_{net}), pois as tensões aplicadas na parte inferior do cilindro são diferentes das aplicadas na parte superior, pois as áreas de contato entre as duas extremidades diferem, devido à presença da haste (Chung e Randolph, 2004; Yafrate et al., 2009; Larsson et al, 2014).

2.3 A resistência não-drenada das camadas ressecadas (crosta)

O conhecimento da resistência não-drenada da camada ressecada é de grande valor durante a realização de análises de estabilidade, pois parte da superfície de ruptura irá interceptá-la.

A heterogeneidade da argila, presença constante de trincas e presença de material orgânico dificultam a determinação desta resistência (Sandroni, 1993). Tais fatores fazem com que a resistência não drenada destas camadas sejam superiores às resistências das camadas subjacentes de argila intacta (D'Ignazio, 2016).

Para estas camadas, normalmente se utilizam ensaios de campo para a determinação da resistência, tendo em vista a dificuldade de obtenção de amostras indeformadas (D'Ignazio, 2016).

Para alguns desses autores (La Rochelle et al., 1974; Lefebvre et al., 1987; Khan, 1993) é consenso que os ensaios de palheta acabam por superestimar os valores da resistência não-drenada nessas camadas.

Ao se utilizar o perfil de s_u determinado nos ensaios de palheta, o FS será superestimado, apresentando um risco para o projeto. Porém, considerar como resistência de toda a crosta o valor apresentado no topo da camada de argila intacta seria conservador e fora da realidade (La Rochelle et al., 1974).

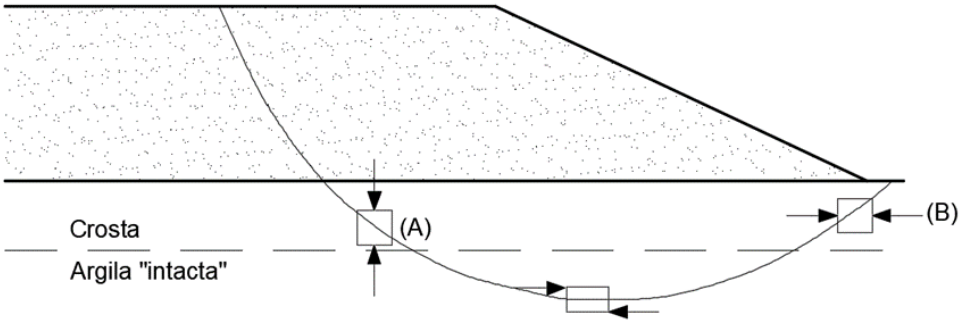
Para Lefebvre et al. (1987), comportamento dilatante deste tipo de solo justifica a diferença entre os valores de resistência. Para o autor, o ensaio de palheta deve se limitar apenas à determinação da espessura das camadas ressecadas. Os valores de s_u na crosta devem ser igual ao valor medido na camada de argila intacta imediatamente inferior.

Diversos métodos de correção para a resistência da camada ressecada foram criados por diferentes autores, como Leroueil et al. (1990), propondo a redução dos valores obtidos pelo ensaio de palheta. Segundo Lefebvre et al. (1987), tais reduções são puramente arbitrárias. La Rochelle et al. (1974) sugere um método

extremo, que consiste em se utilizar a resistência não drenada residual, obtida nos ensaios triaxiais UU, como representativa das camadas ressecadas.

Lefebvre et al. (1987) observou que, para um solo de fundação com presença de camada ressecada, o estado de tensões na região central do aterro pode ser associado ao comportamento de compressão, enquanto na região do pé do aterro pode ser associado à extensão (Figura 9).

Figura 9 - Comportamento da resistência não drenada nas diferentes regiões.



Fonte: ADAPTADO DE LEFEBVRE, 1987.

Na região central do aterro, associada ao cisalhamento simples, essa zona normalmente se encontra na camada de argila intacta, abaixo da crosta.

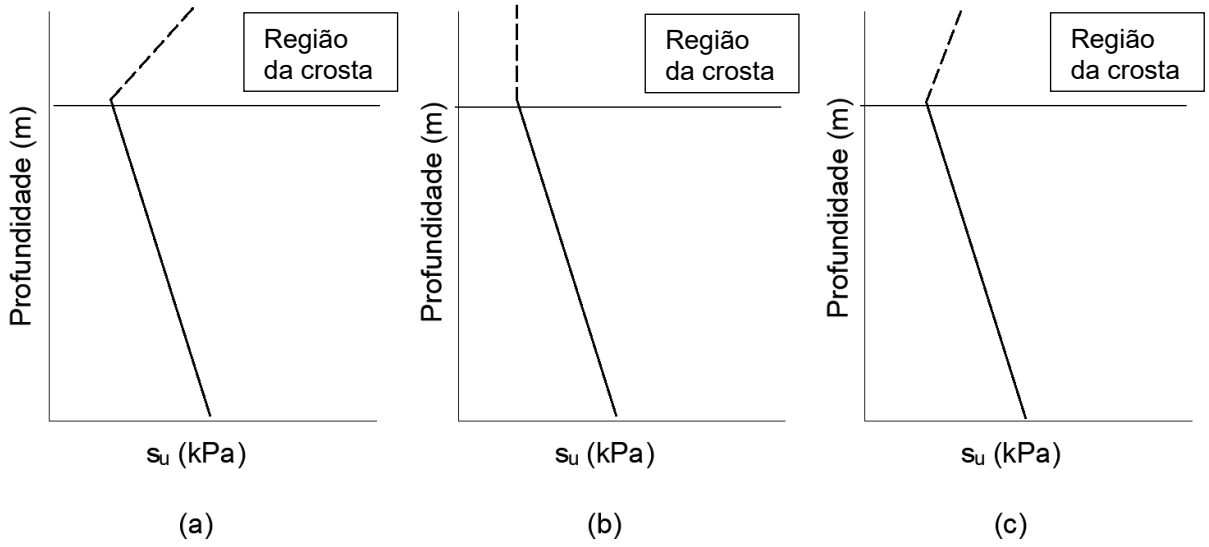
Logo, pode-se assumir que o carregamento na crosta será de compressão e extensão. A resistência não drenada média será, portanto, a média entre resistências obtidas para A e B.

Ao se executar um aterro, a resistência ao cisalhamento de uma camada ressecada é função deste carregamento, devido ao ganho de resistência durante sua execução (Lefebvre et al., 1987). Portanto, esse acréscimo depende da intensidade do confinamento de cada região sob o aterro (Figura 10).

Na região ao pé do talude, o valor de s_u deverá ser igual ao da resistência da camada de argila intacta subjacente, pois não há efeito significativo de confinamento.

Para Lefebvre (1987), na parte central do aterro, com grande confinamento, pode-se considerar a resistência como sendo de $s_u = 0.25\Delta\sigma'_v$, sendo $\Delta\sigma'_v$ o carregamento do aterro.

Figura 10 - Estimativa da resistência não drenada na crosta.



Legenda: (a) — Ganho de resistência no centro do aterro (zona confinada); (b) — Ganho de resistência no pé do aterro (zona não confinada); (c) — Perfil médio de ganho de resistência.
Fonte: ADAPTADO DE LEFEBVRE, 1987.

Quanto à parte do meio do aterro, sob o talude, com certo confinamento gerado pelo aterro, deve-se adotar um perfil médio em relação às outras duas situações.

A não consideração deste ganho de resistência na camada ressecada pode acarretar em análises equivocadas, com fator de segurança reduzido e alteração na posição da superfície de ruptura (Ortigão, 1980).

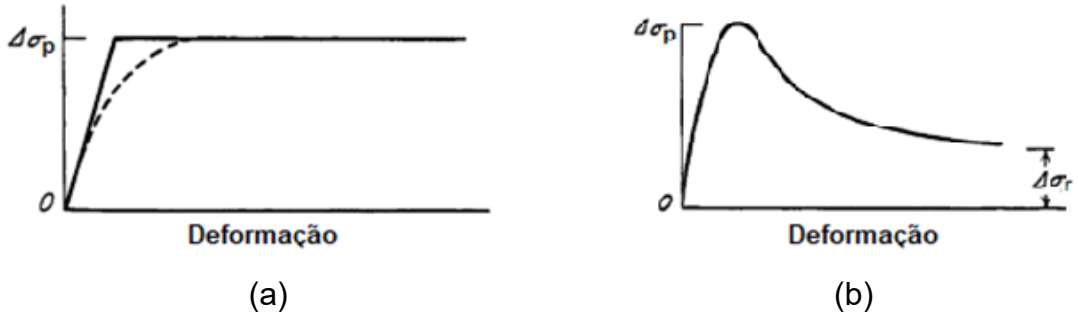
3 A RUPTURA PROGRESSIVA

3.1 Histórico e Conceituação

As metodologias de análise baseadas no método do Equilíbrio Limite admitem que o solo se comporta como um material perfeitamente plástico (Figura 11a). A ruptura ocorre quando as tensões cisalhantes de todos os pontos, ao longo da superfície crítica, atingem o seu valor máximo (resistência do material). A ruptura, portanto, é tida como simultânea, ocorrendo a plastificação de todos os pontos ao mesmo tempo.

Na realidade, o comportamento do solo é não-linear e pode se apresentar de diferentes formas. No caso dos solos com comportamento de amolecimento (strain-softening), as curvas de tensão x deformação indicam uma resistência de pico à baixas deformações, seguida de uma fase de amolecimento, onde se atinge a resistência residual para maiores deformações (Figura 11b).

Figura 11 - Curvas tensão x deformação para diferentes comportamentos do solo.



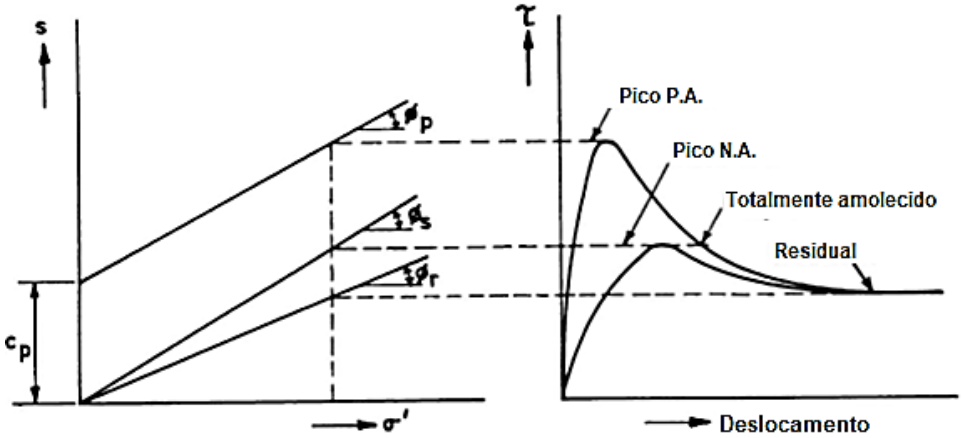
(a) (b)

Legenda: (a) — Comportamento rígido-plástico numa ruptura simultânea; (b) — Comportamento pico residual.

Fonte: ADAPTADO DE TERZAGHI E PECK, 1996.

O efeito de amolecimento, no caso dos solos argilosos, está diretamente ligado à sua condição de pré-adensamento. Argilas normalmente adensadas possuem picos de resistência menos acentuados e a envoltória de resistência tende a se aproximar da envoltória residual (Figura 12). Na prática, o processo de amolecimento pode ser, indiretamente, incorporado ao projeto, através da consideração de uma envoltória de ruptura intermediária, entre a resistência de pico (c'_p e ϕ'_p) e a residual ($c'_r = 0$ e ϕ'_r).

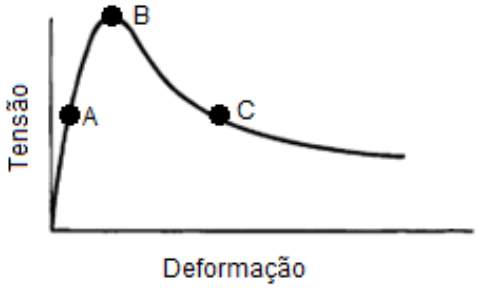
Figura 12 - Envoltórias de ruptura para resistência de pico e residual.



Fonte: ADAPTADO DE CHOWDHURRY, 1978.

Após a variação do estado de tensões, as condições não são uniformes espacialmente, mesmo em materiais considerados homogêneos (Figura 13). As tensões cisalhantes mobilizadas em uma região (Ponto A) ainda não foram suficientes para atingir a ruptura. Já na região do Ponto B, a resistência de pico é atingida, causando uma ruptura local ou plastificação. No Ponto C, as deformações alcançam um nível elevado e sua capacidade de resistência é reduzida para a condição residual.

Figura 13 - Níveis de tensão/deformação não-uniforme.



Fonte: O AUTOR, 2021.

Uma vez atingida a condição de plastificação, qualquer acréscimo de tensão sobre os pontos já plastificados é transferido para os pontos adjacentes. Por sua vez, esse pontos podem também atingir a resistência de pico e se plastificarem, gerando assim uma reação em cadeia, conhecida como ruptura progressiva

Ao longo do tempo, diversos autores estudaram e definiram o efeito de ruptura progressiva. A primeira definição, apresentada por Terzaghi (1936),

considerava que era necessário o elemento de tempo para a ocorrência de uma ruptura. Mais tarde, autores como Taylor (1948), Skempton (1964), Bishop (1967), La Rochelle (1960), Duncan e Dunlop (1969), Chowdhurry (1978) e Terzaghi et al. (1996) expandiram e aprimoraram o entendimento do tema. Passaram a conceituar a ruptura progressiva como um efeito de propagação das zonas rompidas ou sobrecarregadas no espaço.

A superfície de ruptura é formada pela união dos pontos de plastificação. Num processo progressivo, ocorrem inicialmente rupturas localizadas e, quando a superfície torna-se espacialmente contínua, toda a massa desliza e se caracteriza a ruptura generalizada.

Assim, não há uma distribuição de tensões e deformações uniforme nos pontos do interior do solo, incluindo àqueles correspondentes à superfície de ruptura. Consequentemente, o FS não é constante ao longo da superfície.

Portanto, esta realidade se contrapõe aos preceitos dos métodos de Equilíbrio Limite, que admite o conceito de ruptura simultânea, com FS=1,0 ao longo de toda a curva.

Com isso, questiona-se a validade dos métodos tradicionais de análise de estabilidade por equilíbrio limite sob as circunstâncias do comportamento real no campo.

3.2 Quantificação do grau de amolecimento e fatores intervenientes

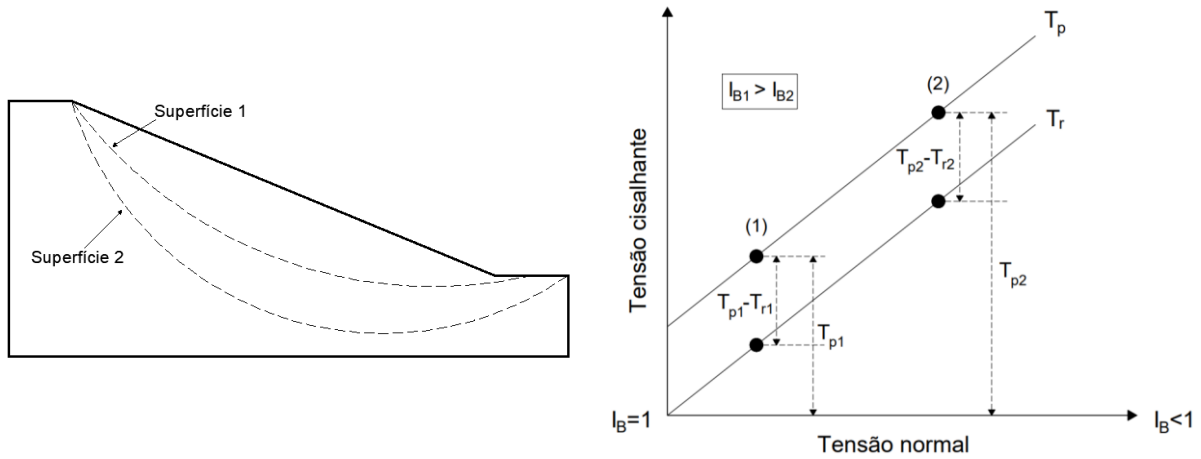
Para quantificar a magnitude da perda de resistência pós-pico de um determinado material, Bishop (1967) propôs o parâmetro denominado Índice de Fragilidade (I_B), definido pela Equação (3) onde τ_p é a resistência de pico e τ_r o valor residual. Quanto mais frágil for o solo, mais próximo de 1 será o valor de I_B.

$$I_B = \frac{\tau_p - \tau_r}{\tau_p} \tag{3}$$

Bishop (1971) observou que o valor de I_B é influenciado pelo nível de tensões ao qual o solo está submetido (em relação à tensão de sobreadensamento). Envoltórias paralelas, correspondentes à ruptura de pico e residual, fornecem diferentes valores de I_B. Em outras palavras, o parâmetro I_B decresce com o

aumento das tensões normais efetivas (Figura 14). Em termos médios, a Superfície 1 estaria associada a níveis de tensão mais baixos do que a Superfície 2. Consequentemente, a Superfície 1 teria maior tendência a sofrer efeitos de ruptura progressiva, analisando-se apenas a influência do nível de tensões.

Figura 14 - Relação entre o índice de fragilidade e as tensões normais efetivas.



(a) (b)

Legenda: (a) — Superfícies com diferentes profundidades; (b) — Índice de fragilidade para cada superfície

Fonte: ADAPTADO DE BJERRUM, 1971.

O parâmetro I_B possui uma grande limitação, pois varia de ponto a ponto e não é, portanto, representativo de toda a massa de solo.

Na prática atual, adota-se o parâmetro denominado Sensibilidade ou Sensitividade (S), definido como sendo a razão entre as resistências ao cisalhamento de pico τ_p e residual τ_r, conforme a Equação (4).

$$S = \frac{\tau_p}{\tau_r} \tag{4}$$

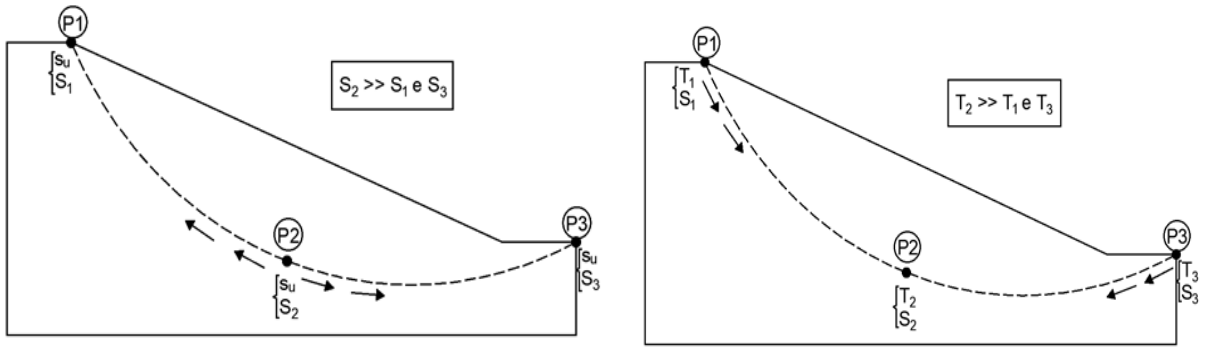
Cabe comentar que o índice de fragilidade I_B pode também ser escrito em função da Sensitividade S:

$$I_B = 1 - \frac{1}{S} \tag{5}$$

3.2.1 Processos evolutivos de ruptura progressiva

Em determinadas condições, é possível prever as regiões que provavelmente estão mais sujeitas à variações nas tensões de cisalhamento e, portanto, responsáveis pelo início do processo de ruptura (Figura 15).

Figura 15 - Processo evolutivo da ruptura progressiva.



(a) (b)

Legenda: (a) — Condição não-drenada; (b) — Condição drenada.

Fonte: O AUTOR, 2021.

onde,

S_1, S_2, S_3 = tensões cisalhantes nos pontos P1, P2 e P3, respectivamente;

T_1, T_2, T_3 = resistência ao cisalhamento nos pontos P1, P2 e P3, respectivamente;

s_u = resistência não drenada.

Sob condições não-drenadas, a ruptura pode se iniciar dentro da massa de solo (P2) e progredir até os extremos (P1 e P3), pois as tensões cisalhantes nos extremos da superfície (S_1 e S_2) são muito menores que as tensões cisalhantes no interior (S_3). Já sob condições drenadas, a tensão normal efetiva aumenta a resistência ao cisalhamento do solo, sendo pouco provável que a ruptura se inicie no meio do talude (P2). Nos pontos extremos (P1 e P3), as tensões cisalhantes máximas (S_1 e S_3) podem ser altas em relação aos menores valores de tensões normais atuantes, o que implica em uma menor resistência ao cisalhamento (T_1 e T_3). Deste modo, a ruptura está sujeita a iniciar-se a partir de uma ou ambas as extremidades da superfície potencial de ruptura, seguindo então para a região interna da massa de solo (P2).

3.2.1 Mecanismos deflagradores de ruptura progressiva

O processo de ruptura progressiva pode ser deflagrado por uma perda localizada de resistência ao cisalhamento (ex: aumento da poropressão) ou por variações nas tensões cisalhantes maiores que a resistência do material (ex: ações de carregamento/descarregamento).

A ação progressiva também pode ser iniciada pelas condições da superfície do terreno (ex: presença de trincas de tração na crista de taludes) e das condições climáticas do local (Taylor, 1948).

Alguns detalhes geológicos podem também contribuir para a deflagração de uma ruptura progressiva, como a existência de zonas de fraqueza (ex: camadas de solos menos competentes sobrejacentes a camadas de solos mais competentes), presença de falhas geológicas, zonas anteriormente cisalhadas, entre outros. Tais conformidades são observadas com certa frequência em solos residuais tropicais, tornando-os suscetíveis à processos de ruptura progressiva (Costa, 2001).

A ocorrência de liquefação em lentes de siltes ou areias também pode se tornar um mecanismo deflagrador.

3.3 Consideração da ruptura progressiva em análises de estabilidade

3.3.1 Definição de Parâmetros

Para a realização de análises de estabilidade em solos com comportamento de amolecimento, é necessário se definir critérios quanto à escolha dos parâmetros de resistência do material. Naturalmente, tais critérios devem considerar tanto os aspectos técnicos quanto os econômicos, a fim de se averiguar a viabilidade do projeto previsto.

Utilizar os parâmetros de resistência de pico é uma ação evidentemente econômica, porém contra a segurança da obra, pois o projeto pode estar sendo subdimensionado.

Neste caso, a estabilidade só seria garantida caso se garantisse que as deformações ocorridas fossem menores que as responsáveis por mobilizar a resistência de pico. Em aterros sobre solos moles, a condição de baixas deformações é difícil de ser assegurada.

Já a utilização dos parâmetros de resistência residuais é uma ação a favor da segurança, porém pode promover um sobredimensionamento do projeto, sendo, portanto, uma ação antieconômica.

Portanto, se para a utilização dos parâmetros de pico tem-se um FS ilusório e acima do real e para a utilização dos parâmetros residuais tem-se um FS abaixo do real, existem parâmetros de resistência intermediários que resultam num FS compatível com a realidade em campo. Porém, como foi visto, esses parâmetros são de difícil mensuração.

Devem ser aplicados métodos de análise de estabilidade que levem em consideração os efeitos de amolecimento do solo para se calcular o FS mais próximo da realidade.

3.3.2 O fator residual "R" de Skempton (1964)

O processo progressivo faz com que, ao longo da superfície de ruptura, alguns pontos apresentem nível de tensão cisalhante correspondente à condição de pico e outros já tenham atingido a condição residual. Com base nessa premissa, Skempton (1964) propôs utilizar, para o cálculo do FS, um valor intermediário de resistência dado por

$$\tau_m = R\tau_r + (1 - R)\tau_p \tag{6}$$

Onde,

τ_m = resistência ao cisalhamento média.

O Fator Residual R, para Skempton (1964), representa a relação entre resistência ao cisalhamento média do talude e as resistências de pico e residual. Com isso, o fator exprime a proporção da superfície de ruptura na qual houve queda de resistência para seu valor residual e é definido como

$$R = \frac{\tau_p - \tau_m}{\tau_p - \tau_r} \tag{7}$$

Uma vez conhecido o valor de R, o FS pode indiretamente incorporar o efeito da ruptura progressiva. A Tabela 4 mostra alguns valores do fator R observados por Skempton (1970).

Para o caso de taludes em geral onde o escorregamento ocorre pela primeira vez, raramente se encontrará algum ponto onde R=1, embora seja comum encontrar pontos onde R=0 (BERTOLDI, 1988).

Tabela 4 - Valores do Fator Residual R.

Condição de ruptura	Tipo de solo	Fator R
Deslizamentos primários	Argilas pré-adensadas não ressecadas, sem presença de fissuras	~0
	Argilas ressecadas e intemperizadas	0 a 1,00
	Argilas de Londres não ressecadas	0,08
	Argilas de Londres ressecadas	0,56 a 0,80
Rupturas em superfícies de deslizamento já existentes	Todos	1,00

Fonte: SKEMPTON, 1970.

3.3.3 O fator residual local "R_L" de Bishop (1967)

Enquanto o fator residual R de Skempton (1964) é representativo para todo o talude, Bishop (1967) propôs um fator residual local (R_L) que varia ao longo da superfície de ruptura. Esse fator está relacionado à queda proporcional da resistência de pico para a resistência residual em qualquer ponto ao longo da superfície e é definido como

$$R_L = \frac{\tau_p - \tau_i}{\tau_p - \tau_r} \tag{8}$$

em que

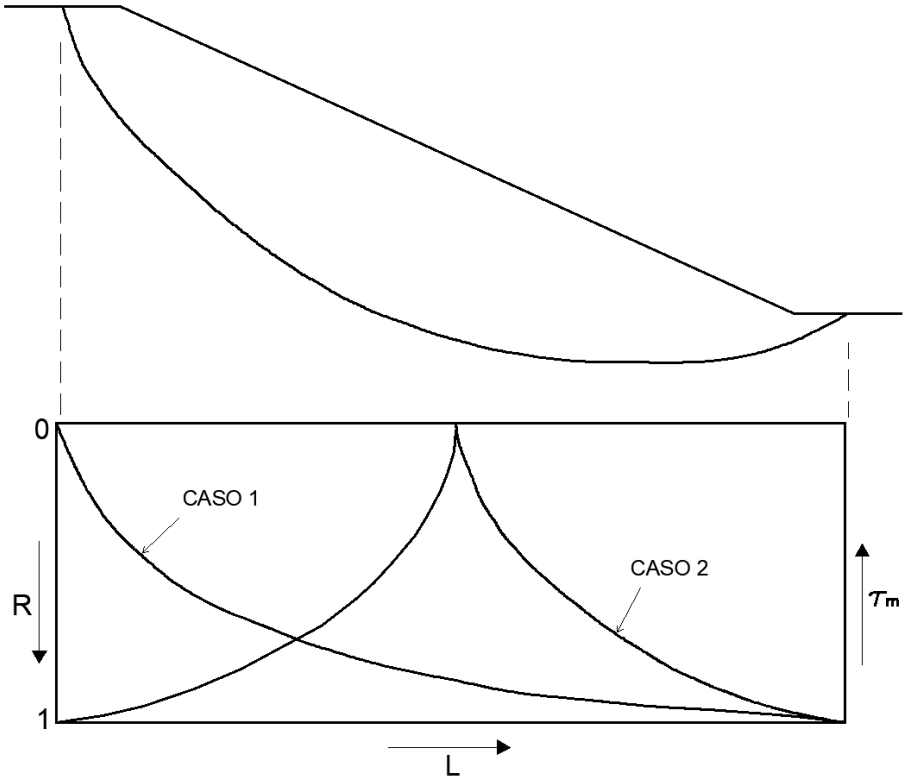
τ_i = atual resistência ao cisalhamento no ponto "i" do talude.

Logo, a resistência ao cisalhamento mobilizada em um ponto da superfície pode ser representado usando-se o fator residual local, através da equação

$$\tau_i = \tau_p - R_L(\tau_p - \tau_r) \quad (9)$$

A Figura 16 apresenta dois casos de distribuição do fator residual local propostos por Bishop (1967).

Figura 16 - Proposta de distribuição de R ao longo da superfície.



Legenda: (Caso 1) — ruptura progressiva iniciando-se no pé do talude em direção à crista; (Caso 2) — a ruptura inicia-se simultaneamente no pé e na crista do talude, desenvolvendo-se em direção à massa central do talude.

Fonte: ADAPTADO DE BERTOLDI, 1988.

3.3.4 O fator residual local "R_L" de Bertoldi (1988)

Sabendo-se que o fator residual local R_L é uma função da posição ao longo da superfície de ruptura, Bertoldi (1988) propôs um método que generaliza a distribuição do fator residual local ao longo da superfície de ruptura.

Com isso, o autor permitiu a consideração de uma maior gama de possibilidades de distribuições, considerando-se que a ruptura inicial pode ocorrer não só nos casos considerados por Bishop, mas também em qualquer ponto do interior do solo.

Foram consideradas distribuições onde a resistência ao cisalhamento varia linearmente da condição de pico até a residual (efeito mais próximo à realidade), até distribuições onde a queda de resistência pós-pico ocorre de forma abrupta.

Assim sendo, Bertoldi (1988) estabeleceu como equação geral para o fator residual local R_L a seguinte expressão:

$$R_L = ae^{bx} + cx + d \tag{10}$$

onde,

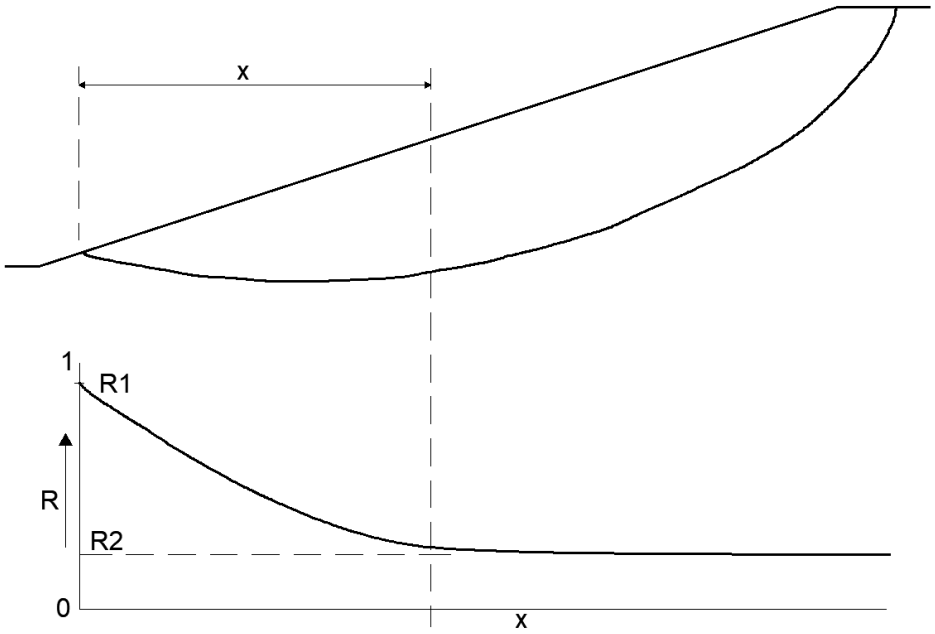
x = distância horizontal entre o fim da curva de ruptura assumida (no pé do talude) e o ponto em questão considerado;

a, b, c, d = constantes.

A partir dessa expressão, a distribuição do fator R_L pode ser dada de forma linear, exponencial ou até como uma combinação entre as duas.

Um exemplo de distribuição do fator R_L está apresentado na Figura 17, onde R1 representa os valores do fator residual no pé do talude e R2 representa os valores na crista do talude. Sendo o valor de R1 superior ao de R2, tem-se que a ruptura se inicia pelo pé do talude. Na crista, a resistência ao cisalhamento é maior.

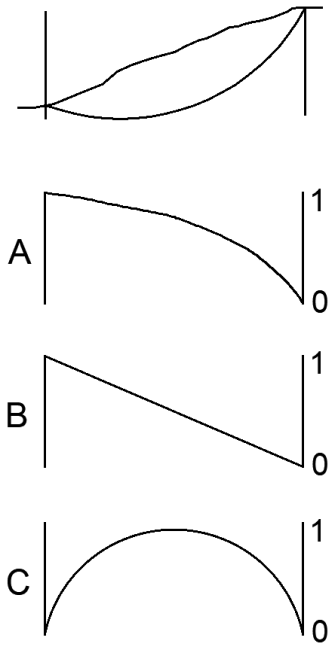
Figura 17 - Exemplo de distribuição do fator residual R.



Fonte: BERTOLDI, 1988 .

A Figura 18a apresenta alguns exemplos de perfis de distribuição do fator residual R_L ao longo da superfície de ruptura (indicada na parte superior esquerda da imagem). As constantes a, b, c e d correspondentes a estas distribuições estão apresentadas na Figura 18b.

Figura 18 - Perfis de distribuição do fator R_L.



Perfil	Constantes			
	a	b	c	d
A	-0,08	2,28	-0,29	1,08
B	0	0	-1	1
C	$3{,}3 \times 10^{-5}$	10,16	0,31	-0,17

(a) (b)

Legenda: (a) — perfis de distribuição; (b) — coeficientes de ajuste da equação

Fonte: BERTOLDI, 1988.

3.3.5 O Fator de Propagação “FP” de Bertoldi (1988)

Bertoldi (1988) introduz e conceitua em seu trabalho o Fator de Propagação “FP” como sendo um indicador da extensão de uma curva de ruptura na qual ocorreu o processo de ruptura progressiva.

Esse indicador estabelece a relação entre a extensão da ocorrência de rupturas localizadas ao longo da superfície e o comprimento total dessa potencial superfície de ruptura.

O fator FP é expresso pela equação apresentada a seguir, tendo como resultado valores decimais entre 0 e 1.

$$FP = \sum_i^n (l_r)_i \Big/ \sum_i^N l_k = \frac{\sum_i^n (l_r)_i}{L} \quad (11)$$

onde,

$(l_r)_i$ = largura da base da fatia rompida “i”;
l_k = a largura da base de uma fatia k qualquer;
n = número de fatias rompidas;
N = número total de fatias;
L = comprimento total da potencial superfície de ruptura;

3.4 Métodos de Análise de Estabilidade

Tratar devidamente a ruptura progressiva em análises de estabilidade requer um bom conhecimento acerca do comportamento dos solos e das condições iniciais e a longo prazo em campo. Esse fato prejudica a realização de análises mais rigorosas e completas (Law and Lumb, 1978).

Com o desenvolvimento de programas de análise, com base no método dos elementos finitos (MEF), os efeitos da ruptura progressiva puderam ser incorporados, mesmo que de forma aproximada. Porém, o uso desses programas é mais complexo, já que demanda mais informações sobre o comportamento do solo, requer tempo de aprendizado e recursos financeiros para aquisição do software.

Existia, então, a necessidade de se desenvolver ferramentas mais simples e de fácil aplicação na prática cotidiana, como as baseadas na teoria do equilíbrio limite (TEL), capazes de implementar em sua rotina de cálculo os efeitos da ruptura progressiva.

A seguir, serão apresentados os principais métodos desenvolvidos e estudos relacionados à consideração do efeito de ruptura progressiva em análises de estabilidade.

3.4.1 Métodos Numéricos

Bishop (1967, 1971), ao compilar todo o conhecimento registrado até então acerca do fenômeno da ruptura progressiva, admitiu a complexidade relacionada ao

correto tratamento conceitual, analítico e experimental deste efeito na prática. A análise por métodos numéricos, portanto, se apresentou como uma ferramenta fundamental para a solução deste problema, ao analisar corretamente a distribuição de tensões no solo.

Relacionado ao método de elementos finitos, podem ser citados os trabalhos de Hoeg (1972), Lo and Lee (1973), Potts et al. (1997), Troncone (2005), Liu et al. (2006), Tang (2008), Conte et al. (2010), Bernander (2011) e Dey (2013), que possuem importantes contribuições para o avanço da inclusão dos efeitos da ruptura progressiva nas análises.

Outros autores consideraram em seus estudos o método de redução da resistência, como Zienkiewicz et al. (1975), Dawson et al. (1999), Griffiths and Lane (1999), Cheng et al. (2007) e Zhang et al. (2013). O método introduz um fator de redução K, correspondente ao fator de segurança, que reduz os parâmetros de resistência conforma as Equações (12) e (13).

$$c'_f = {c'}/_K \tag{12}$$

$$\varphi'_f = arctg\left({tg\ \varphi'}/_K\right) \tag{13}$$

Tais estudos focaram na simulação numérica do comportamento de *strain-softening*, sem determinar um fator de segurança.

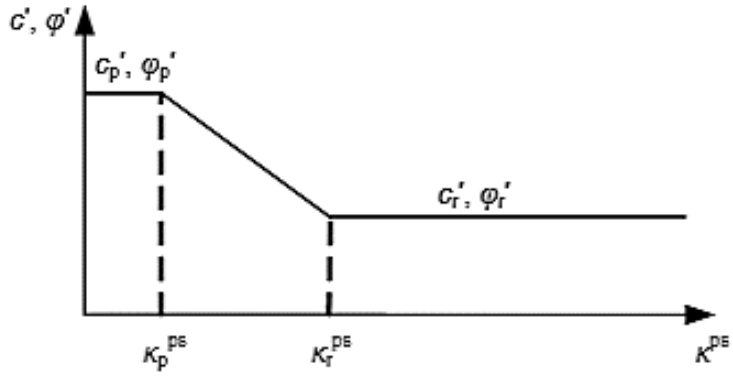
Algumas das contribuições consideradas mais pertinentes ao desenvolvimento deste trabalho serão descritas, a seguir, com um pouco mais de detalhes.

3.4.1.1. Contribuições de Zhang et al. (2013)

Zhang et al. (2013) utilizaram um modelo de diminuição gradual dos parâmetros de resistência em função da deformação plástica ocorrida (Figura 19) para simulação do efeito de amolecimento do solo, através do software FLAC^{3D}.

Neste método, as propriedades relativas ao modelo de Mohr-Coulomb são definidas como funções lineares que dependem da invariante de deformações cisalhantes plásticas (k^{ps}), conforme as Equações (14) e (15).

Figura 19 - Modelo do método de redução de resistência.



Fonte: POTTS ET AL., 1990.

$$c' = \begin{cases} c'_p, & K^{ps} \le K_p^{ps}, \\ c'_r + \dfrac{K^{ps} - K_r^{ps}}{K_p^{ps} - K_r^{ps}}(c'_p - c'_r), & K_p^{ps} < K^{ps} < K_r^{ps}, \\ c'_r, & K^{ps} \ge K_r^{ps}. \end{cases} \tag{14}$$

$$\varphi' = \begin{cases} \varphi'_p, & K^{ps} \le K_p^{ps}, \\ \varphi'_p + \dfrac{K^{ps} - K_r^{ps}}{K_p^{ps} - K_r^{ps}}(\varphi'_p - \varphi'_r), & K_p^{ps} < K^{ps} < K_r^{ps} \\ \varphi'_r, & K^{ps} \ge K_r^{ps}. \end{cases} \tag{15}$$

Onde,

k^{ps} = invariante de deformação plástica;

k_p^{ps} = limiar de deformação cisalhante plástica de pico;

k_r^{ps} = limiar de deformação cisalhante plástica residual;

c', φ' = parâmetros efetivos para determinado estado de deformação;

c'_p, φ'_p = parâmetros efetivos de pico;

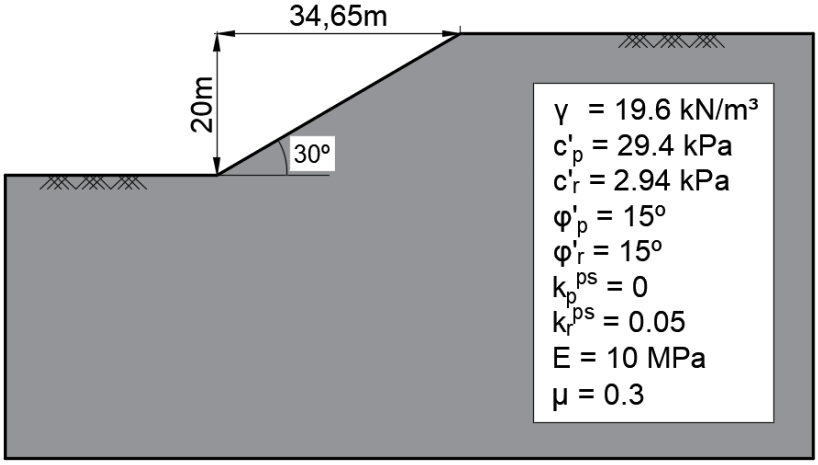
c'_r, φ'_r = parâmetros efetivos residuais;

O k_r^{ps}, portanto, é o parâmetro que governa a taxa de queda de resistência de um material com comportamento de amolecimento. Quanto menor a distância relativa entre k_r^{ps} e k_p^{ps}, mais abruptamente se dá a perda de resistência.

A aplicação do método é válida tanto em termos efetivos quanto em termos totais (Potts et al., 1990).

Os autores aplicaram o modelo de queda gradual de resistência pós-pico para analisar a estabilidade de um talude de geometria simples, conforme indicado na Figura 20.

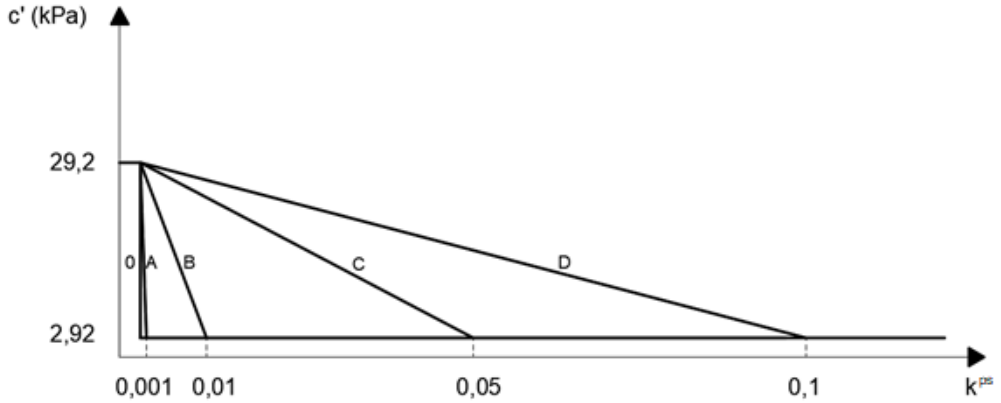
Figura 20 - Talude de exemplo utilizado na análise.



Fonte: ADAPTADO DE ZHANG ET AL., 2013.

A estabilidade do talude foi parametrizada pelos deslocamentos horizontais que ocorriam na crista do talude. Os valores de k_r^{ps} variaram de 0.001 a 0.1, conforme ilustrado pelas inclinações de A a D (Figura 21).

Figura 21 - Taxas de queda de resistência consideradas nas análises.



Fonte: ADAPTADO DE ZHANG ET AL., 2013.

Para fins de comparação, foram também executadas análises considerando as resistências de pico e residual. Estas considerações resultam, naturalmente, nos valores limites de FS para o caso estudado.

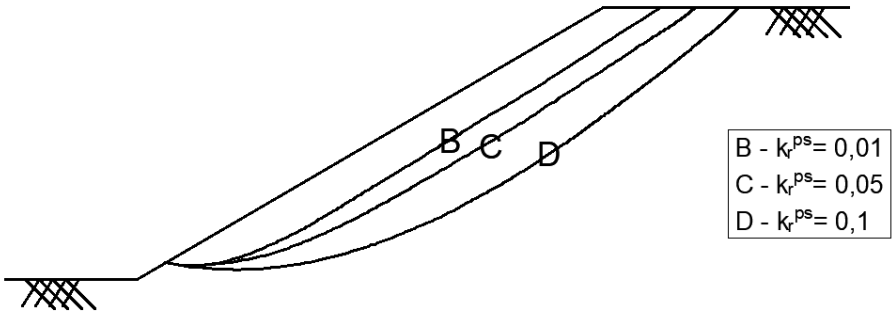
Os resultados em relação ao FS estão presentes na Tabela 5. A Figura 22 mostra a variação da posição e geometria da superfície de ruptura em função dos fatores k_r^{ps} adotados nas análises.

Tabela 5 - Variação do FS na análise

Consideração da Resistência	FS
Resistência de pico	1,26
Resistência Residual	0,60
Queda de Resistência - KrPS=0,001	0,68
Queda de Resistência - KrPS=0,01	0,70
Queda de Resistência - KrPS=0,05	0,96
Queda de Resistência - KrPS=0,1	1,06

Fonte: ZHANG ET AL., 2013

Figura 22 - Relação entre a superfície crítica de ruptura e k_r^{ps}



Fonte: ADAPTADO DE ZHANG ET AL., 2013.

Pode-se observar que quanto mais brusca for a queda de resistência, mais o resultado se aproxima da condição residual. Logo, a superfície de ruptura tende a ser mais profunda com o aumento de k_r^{ps}.

Durante as análises, o mecanismo de ruptura progressiva pôde ser identificado ao se discretizar a formação da superfície de ruptura ao longo do tempo. Os primeiros elementos a se plastificarem encontravam-se no pé do talude, com a curva de ruptura se expandindo em direção à crista e a correspondente diminuição da coesão efetiva durante o processo de plastificação.

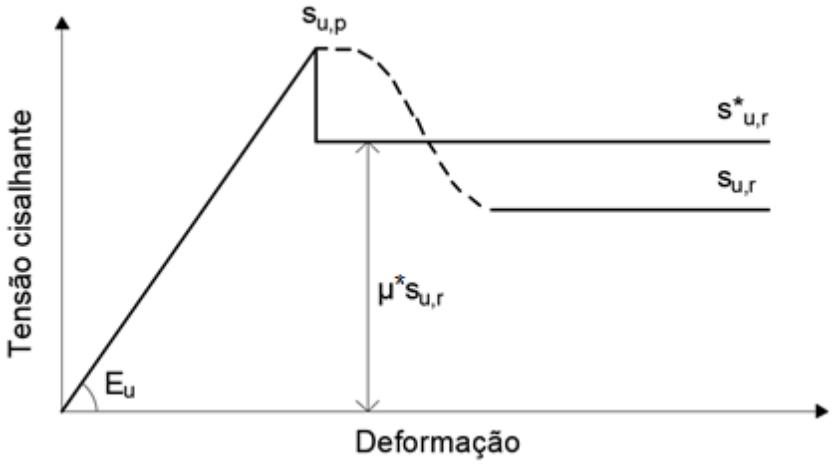
3.4.1.1. Contribuições de Pereira Pinto (2017)

Pereira Pinto (2017) estudou os efeitos da queda de resistência a partir da utilização do programa de elementos finitos RS^2, da Rocscience. Porém, neste software, o efeito de amolecimento é reproduzido através de uma queda abrupta da resistência pós-pico. Como alternativa, o autor buscou desenvolver uma metodologia que pudesse contornar a limitação do software.

Utilizando-se os dados apresentados por Zhang et al. (2013), o autor propôs uma forma de análise capaz de fornecer resultados satisfatoriamente equivalentes, quanto à geometria, posição da superfície de ruptura e FS.

Foi estabelecida uma condição de perda de resistência, intermediária entre as condições de pico e residual (Figura 23), que torna o resultado do modelo de queda abrupta satisfatoriamente equivalente ao de perda gradual.

Figura 23 - Modelo da sensibilidade equivalente.



Fonte: ADAPTADO DE PEREIRA PINTO, 2017.

Com isso, o autor definiu o parâmetro denominado de Sensibilidade Equivalente (St*), dada pela relação:

$$St^* = {s_{u,p}}/{s^*_{u,r}} \quad (16)$$

Onde,

$s_{u,p}$ = resistência não drenada de pico;

$s_{u,r}$ = resistência não drenada residual;

$s^*_{u,r}$ = resistência residual equivalente do modelo de queda abrupta.

A sensibilidade real do solo (St) se correlaciona com a sensibilidade equivalente (St*) através de um fator de correção μ*, através da expressão:

$$S_t = \mu^* St^* \tag{17}$$

Portanto, tem-se que

$$s^*_{u,r} = \mu^* s_{u,r} \tag{18}$$

Vale ressaltar que há uma similaridade entre a Equação (18) e a equação proposta por Bjerrum (1973) para correção da resistência não drenada obtida em ensaios de palheta de campo.

3.4.2 Método de Equilíbrio Limite

O método de equilíbrio limite considera exclusivamente o estado limite último e não provê nenhuma alternativa de incorporação da ruptura progressiva (Cheng e Lau, 2008).

Na Teoria de Equilíbrio Limite não se conhece a magnitude das tensões no interior do talude nem a sua variação ao longo da superfície de deslizamento. Dessa forma, é estabelecido um FS único e constante ao longo da curva.

Ao considerar uma ruptura simultânea, de comportamento rígido-plástico, as análises que a utilizam se distanciam da realidade. Na prática, a ruptura é progressiva e não-abrupta e as deformações têm papel determinante na condição final.

No campo, a plastificação se inicia em algum ponto do solo e se desenvolve de forma progressiva, gerando uma ruptura generalizada, ao longo de uma superfície. Portanto, tais efeitos devem ser considerados.

Questiona-se, portanto, a validade da utilização de conceitos da mecânica estática para simular um comportamento que é, afinal, dinâmico.

Quanto ao método de Equilíbrio Limite, alguns autores como Law e Lumb (1978), Chugh (1986), Srbulov (1987), Yamagami e Taki (1997), Yamagami et al. (1999), Khan (2002), Chowdhurry (2010) e Onishi e Jian (2015) propõem métodos

de cálculo de fatores de segurança locais das fatias analisadas e artifícios iterativos que simulam o efeito da ruptura progressiva em solos que apresentam comportamento de amolecimento.

O método pioneiro de Law e Lumb (1978) é não-rigoroso, considera a subdivisão do maciço em fatias verticais e se aplica apenas à análises em termo de tensões efetivas. Nele, desconsideram-se todas as forças interlamelares (E e X), pois considera-se que a resultante das forças entre fatias se anula antes da ocorrência de ruptura localizada.

O procedimento apresentado por Chugh (1986) se mostrou demasiadamente complexo, pois nele é introduzido um fator escalar desconhecido de difícil determinação. O autor reconhece a complexidade de se determinar a função característica g(x) que define a variabilidade do FS ao longo da superfície de ruptura, admitindo a necessidade da realização de estudos mais aprofundados acerca da definição deste elemento.

Srbulov (1987) apresentou um procedimento rigoroso, considerando ambas as forças interlamelares. Considera a distribuição do FS tanto ao longo da base das fatias quanto nas interfaces das mesmas. Com isso, geram-se equações não-lineares complexas que exigem o uso de processos iterativos em sua solução. Apresenta certa flexibilidade ao ser o primeiro método a considerar a divisão do maciço em fatias não-verticais.

Os autores Yamagami e Taki (1997) e Yamagami et al. (1999) recorreram a considerações advindas de métodos rigorosos, como o de Jambu (1954) e Morgenstern e Price (1965), apresentando ainda maior complexidade. Seus métodos podem ser utilizados para superfícies não circulares, possuindo, portanto, um caráter mais generalista.

Já Khan et. al (2002), além de englobar os casos de superfícies não-circulares, também permite a subdivisão do maciço em fatias não-verticiais, assim como já apresentado por Srbulov (1987).

O método de Chowdhurry (2010) baseia-se no método de Bishop (1955), considerando apenas superfícies circulares e fatias verticais. O processo iterativo presente neste método se resume à redistribuição de tensões para as fatias vizinhas após o rompimento de uma dada fatia. Apesar de ser menos generalista, possui bons resultados e não requer recursos computacionais sofisticados.

O método de Onishi e Jiang (2015) se baseia nos métodos de Law and Lamb (1978), Yamagami e Taki (1997) e Yamagami et al. (1999). Visa corrigir os problemas numéricos apresentados por estes, tornando-os menos complexos. Assim como em Khan et. al (2002), apresenta etapas iterativas em sua rotina de cálculo, exigindo o uso de equações de análise numérica (ex: Newton-Raphson) para se acelerar a convergência.

Apesar dos diferentes graus de complexidade, todos os autores citados apresentam resultados ou exemplos que comprovam a eficácia do método e a importância das considerações dos efeitos que os envolvem.

A Tabela 6 resume as características observadas em cada um dos métodos baseados na teoria do equilíbrio limite.

Dada sua importância para o presente trabalho, a conceituação dos métodos de Chowdhurry (2010) e Onishi e Jiang (2015) será descrita com mais detalhes a seguir.

Tabela 6 - Características dos métodos baseados na TEL.

Método	Método Rigoroso?	Processos iterativos?	Superfícies não-circulares?	Fatias não-verticais?
Law e Lamb (1978)	Não	Não	Não	Não
Chugh (1986)	Sim	Não	Não	Não
Srbulov (1987)	Sim	Sim	Não	Não
Yamagami e Taki (1997) / Yamagami et al. (1999)	Sim	Sim	Não	Não
Khan et al. (2002)	Sim	Sim	Sim	Sim
Chowdhurry (2010)	Não	Sim	Não	Não
Onishi e Jiang (2015)	Sim	Sim	Não	Não

Fonte: O AUTOR, 2021.

3.4.2.1. Método de Chowdhurry (2010)

O método iterativo proposto por Chowdhurry (2010) implica na determinação do FS local das fatias, tornando possível a identificação dos pontos sobrecarregados

da superfície de deslizamento e a redistribuição dos excessos de tensões para os pontos vizinhos.

As rupturas locais ocorrem quando, em uma dada fatia i, tem-se que

$$W_i \operatorname{sen} \alpha_i > (c' l_i + (W_i \cos \alpha_i - u_i l_i) \tan \phi') \tag{19}$$

onde,

W_i – Peso do solo da fatia “i”;

α_i – inclinação da base da fatia “i”;

l_i – largura da base da fatia “i”;

u_i – poropressão;

c’ – coesão do solo em termos efetivos;

ϕ’ – ângulo de atrito interno do solo em termos efetivos.

Para sua aplicação, deve-se utilizar algum dos métodos convencionais de equilíbrio limite para calcular o FS global inicial (F_0), utilizando-se os parâmetros de resistência de pico em toda a superfície. Em seguida recalcula-se o FS global (F_1) considerando-se que os parâmetros de resistência dos segmentos sobrecarregados (ruptura local) tenham sido reduzidos aos seus valores residuais. Havendo segmentos sobrecarregados, tem-se que $F_1 < F_0$.

Nos segmentos não sobrecarregados, correspondendo ao fator de segurança F_0, tem-se que a tensão mobilizada é de um valor τ_0. Na primeira iteração, para o fator de segurança F_1, tem-se que a tensão mobilizada é de um valor τ_1. Logo,

$$F_0 = \frac{\tau_f}{\tau_0} \; ; \; F_1 = \frac{\tau_f}{\tau_1} \tag{20}$$

A diferença entre τ_1 e τ_0 representa o excesso de tensão cisalhante τ_e neste segmento.

$$\tau_e = \tau_1 - \tau_0 = \tau_f \left[\frac{F_0 - F_1}{F_0 \, F_1}\right] \tag{21}$$

Ao se adicionar este excesso de tensão à tensão inicial do segmento, tem-se a tensão cisalhante total. Caso o seu valor exceda a resistência ao cisalhamento, o segmento, antes não sobrecarregado, encontrar-se-á agora sobrecarregado devido a esta sobrecarga advinda dos outros segmentos. Portanto, seus parâmetros de resistência devem ser substituídos pelos parâmetros residuais.

Após a correção das resistências de todos os segmentos rompidos identificados, faz-se uma nova análise para encontrar um novo fator de segurança global (F_2), com tensão mobilizada de τ_2, definindo-se assim um novo excesso de tensões cisalhantes. O procedimento realizado na primeira etapa deverá, portanto, ser repetido.

Se não houver novos segmentos sobrecarregados, a análise termina (com FS global final = F_2). Caso contrário, continua-se a análise com novas iterações, até quando for necessário. Segundo o autor, a convergência normalmente ocorre dentro de 3 ou 4 iterações.

3.4.2.2. Método de Onishi e Jiang (2015)

O método de Onishi e Jiang (2015) é baseado nos métodos de Law e Lumb (1978) e Yamagami et al. (1999) e se propõe a eliminar algumas complexidades presentes nos mesmos, simplificando seus processos.

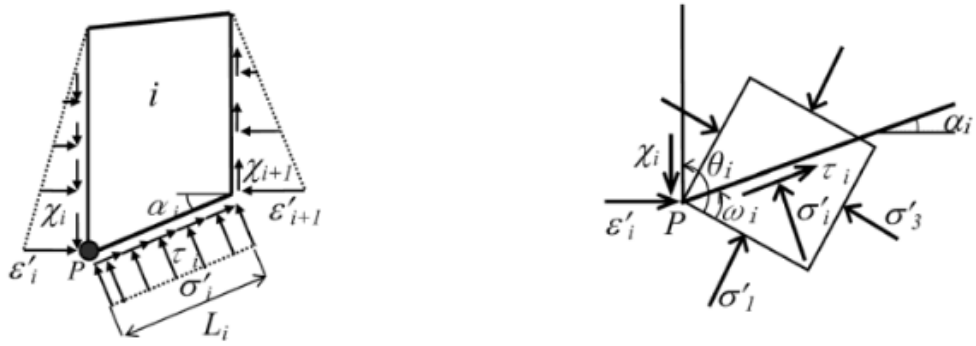
Apesar da simplicidade, apresenta-se de forma mais complexa que o método de Chowdhurry (2010), pois considera as forças interlamelares normais (E) e cisalhantes (X).

Dada uma fatia “i” qualquer do solo, todas as tensões atuantes na mesma está representada na Figura 24. As tensões ε_i e χ_i são as tensões normais e cisalhantes entre fatias atuantes no ponto P, do lado esquerdo da fatia “i”.

Sabe-se que as tensões normais (σ_i) e cisalhantes (τ_i) da base da fatia (plano de inclinação ω_i com o plano principal maior) podem ser descritas em função das tensões principais σ'_1 e σ'_3.

De forma análoga, este método sugere a determinação das tensões interlamelares ε_i e χ_i através das relações com as tensões principais, considerando-se que o plano vertical de atuação destas tensões possui um ângulo θ_i em relação ao plano principal maior. Com isso, tem-se que

Figura 24 - Tensões atuantes numa fatia “i” do solo.



(a) (b)

Legenda: (a) — distribuição de tensões na fatia “i”; (b) — Resultantes atuantes na base e no ponto P.
Fonte: ONISHI E JIANG, 2015.

$$\varepsilon'_i = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} + \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \cos\ 2\theta_i \tag{22}$$

$$\chi_i = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \operatorname{sen} 2\theta_i \tag{23}$$

Onde $\theta_i = 90 + \omega_i - \alpha_i$ (ângulo entre o lado esquerdo da fatia e o plano de máxima tensão normal).

Com isso, pode-se correlacionar as tensões interlamelares com as tensões da base da fatia “i”, através das expressões:

$$\varepsilon'_i = \sigma'_i - \frac{\tau_i}{\operatorname{sen} 2\omega_i} (\cos 2\omega_i - \cos\ 2\theta_i) \tag{24}$$

$$\chi_i = \frac{\tau_i}{\operatorname{sen} 2\omega_i} \operatorname{sen} 2\theta_i \tag{25}$$

Este mesmo cálculo pode ser utilizado para se determinar os esforços que ocorrem no ponto P pelo lado direito da fatia “i-1”, com ε'_{i-1} e χ_{i-1} se baseando em σ'_{i-1} e τ_{i-1} que agem sobre a base da fatia “i-1”. Os esforços do ponto P, portanto, serão a média ($\bar{\varepsilon}'_i$ e $\bar{\chi}'_i$) entre os valores obtidos na fatia “i” e “i-1”.

A partir dos valores das tensões encontradas, pode-se estimar o valor das forças interlamelares E e X de cada fatia. Para isso, assume-se uma distribuição

linear dessa tensão, cujo valor de base é o próprio valor de $\bar{\varepsilon}_i'$ e $\bar{\chi}_i'$ (no caso de fatias contidas em uma única camada de solo).

Com isso, todas as forças atuantes numa fatia são aquelas representadas pela Figura 25. O problema fica perfeitamente determinável, com o número de equações igual ao número de incógnitas.

Os somatórios de forças normais e cisalhantes na base da fatia são:

$$S_i = (E'_{i+1} - E'_i + P_{wi+1} - P_{wi}) \cos\alpha + (X_{i+1} - X_i - W_i) \operatorname{sen}\alpha \tag{26}$$

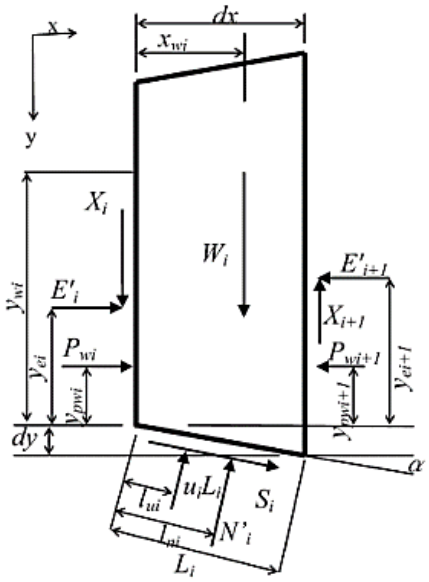
$$N_i = (E'_{i+1} - E'_i + P_{wi+1} - P_{wi}) \operatorname{sen}\alpha + (X_i - X_{i+1} + W_i) \cos\alpha \tag{27}$$

Onde,

W_i = peso da fatia i;

P_{wi} e P_{wi+1} = poropressão nas laterais da fatia i.

Figura 25 - Forças atuantes na fatia “i”.



Fonte: ONISHI E JIANG, 2015.

O fator de segurança local da fatia pode ser finalmente calculado através da expressão

$$FS_i = \frac{cL_i + \{(dE'_i + dP_{wi}) \operatorname{sen}\alpha + (W_i - dX_i) \cos\alpha - u_i L_i\} \tan\phi}{(dE'_i + dP_{wi}) \cos\alpha + (dX_i - W_i) \operatorname{sen}\alpha} \tag{28}$$

Onde,

$dE'i = E'i + 1 - E'i$

$dXi = Xi + 1 - Xi$

$dPi = Pwi + 1 - Pwi$

O primeiro passo de aplicação do método consiste na estimativa dos valores de $\bar{\varepsilon}_i'$ e $\bar{\chi}_i$ a partir do uso de teorias de empuxo, como por exemplo a Teoria de Coulomb. As forças entre fatias E e X seriam, portanto, as forças resultantes desse empuxo. Nesta etapa reside toda a dificuldade de emprego do método.

A partir destes valores, deve-se determinar as forças S e N atuantes na base de cada fatia através das Equações (26) e (27), além do FS local das fatias.

Calcula-se, então, a primeira aproximação das tensões normais e cisalhantes $\bar{\varepsilon}_i'^1$ e $\bar{\chi}_i^1$, substituindo-se o valores das tensões relacionadas às forças N_i e S_i nas Equações (24) e (25). Daí, deve-se verificar se $\bar{\varepsilon}_i'^0 = \bar{\varepsilon}_i'^1$ e $\bar{\chi}_i^0 = \bar{\chi}_i^1$ para cada fatia. Normalmente, essas condições não são satisfeitas devido ao chute dos valores iniciais. Portanto, deve-se repetir as etapas anteriores novamente.

O processo iterativo, portanto, se dá de forma a se obter o valor correto das forças entre fatias. A partir da correta definição destes valores, inicia-se o processo de verificação das fatias sobrecarregadas (FS<1,0).

Em caso de ocorrência de rupturas localizadas, deve-se assumir FS=1,0 e substituir a resistência ao cisalhamento de pico para a resistência residual. Deve-se considerar a força desbalanceada (excesso de carga) atuando nas fatias vizinhas (posterior e anterior à fatia rompida) e realizar novas análises, até que não haja novas fatias sobrecarregadas.

Para avaliar a estabilidade do talude como um todo, o fator de segurança global pode ser determinado através da expressão:

$$FS_{global} = \frac{\sum_{n-m} \tau_p + \sum_m \tau_r}{\sum_n \tau_{mob}} \qquad (29)$$

onde,

τ_p = Resistência de pico

τ_r = Resistência residual

n = número total de fatias

m = número de fatias com resistência residual

τ_{mob} = Tensões cisalhantes mobilizadas;

Caso FS_{global} seja menor ou igual a 1,0, considera-se a ruptura global do talude analisado.

A fim de se analisar como se dá o avanço das rupturas locais, os autores apresentam um procedimento que considera as etapas de carregamento do talude analisado.

O peso próprio do talude e o carregamento exercido sobre ele são subdivididos em pequenos incrementos de igual valor. A solução para cada etapa de carregamento deve ser feita e o processo de incremento é repetido até que se atinja o valor total de carregamento.

Durante este procedimento, caso ocorra uma ruptura local, o FS local para aquela região permanecerá sendo igual a 1,0 nas etapas posteriores.

O peso próprio (W) e o carregamento externo (P) são subdivididos em N e M incrementos, respectivamente. Logo:

$$W = \sum_{k=1}^{N} \Delta W_k \tag{30}$$

$$P = \sum_{k=1}^{M} \Delta P_k \tag{31}$$

Portanto, os incrementos de carregamento são:

$$W_i = \sum_{k=1}^{i} \Delta W_k \, , onde\ i = 1,2, \dots , N \tag{32}$$

$$P_j = W + \sum_{k=1}^{j} \Delta P_k \, , onde\ j = 1,2, \dots , M \tag{33}$$

Ressalta-se que

$$W_N = W \; ; P_M = W + P \tag{34}$$

Começando por W_1, a análise é repetida usando cada incremento de carga, na ordem do avanço do carregamento, ou seja, $W_2, W_3, \dots, W_N, P_1, P_2, \dots, P_M$.

4 O ATERRO EXPERIMENTAL I DE SARAPUÍ-RJ

4.1 Histórico dos estudos realizados no depósito argiloso de Sarapuí/ RJ

A região de Sarapuí, na Baixada Fluminense, se apresenta como um dos principais campos experimentais brasileiros para fins geotécnicos. Possui uma área de aproximadamente 42.000m², constituindo um depósito de argila homogênea de grande espessura.

Nesta região, foram realizados diversos estudos importantes para o entendimento do comportamento dos solos marinhos brasileiros e desenvolvimento de novos equipamentos (Ortigão, 1975; Coutinho, 1976; Lacerda et al., 1977; Werneck et al., 1977; Collet, 1978; Antunes, 1978; Sayão, 1980; Ortigão, 1980; Almeida, 1982; Gerscovich, 1983; Ortigão e Collet, 1986; Terra, 1988; Feijó e Martins, 1993; Sandroni, 1993; Bezerra, 1996; Futai et al., 2001, Francisco, 2004; Alves, 2004; Jannuzzi, 2009, 2013; Jannuzzi et al., 2010, 2012a, 2012b; Porto et al., 2010; Aguiar, 2014; Sá, 2016; entre outros).

Diversos artigos reúnem informações sobre as características das argilas de Sarapuí, compilando os resultados obtidos até sua data de publicação (Almeida e Marques, 2002; Almeida et al., 2005; Cavalcante et al., 2006).

O Aterro Experimental I, iniciado em 1977, foi construído sobre o depósito de Sarapuí com o intuito de ser levado à ruptura. Já o Aterro Experimental II, iniciado em 1981, foi construído sobre diversos tipos de elementos drenantes, para se estudar sua eficiência no aceleramento de recalque de aterros.

Todos esses estudos supracitados transformaram o campo experimental de Sarapuí na principal referência brasileira em estudos de argilas moles (Almeida e Marques, 2002), possibilitando também a execução de vários projetos importantes na região e em regiões próximas.

4.2 Detalhes geológicos e caracterização do depósito argiloso

O depósito de argila mole de Sarapuí formou-se a partir de sedimentação fluviomarinha, e possui cor acinzentada (teor de matéria orgânica de 5%). Sua composição é de aproximadamente 69% de argila (principalmente caulinita), 18% de silte e 13% de areia (Antunes, 1978; Costa Filho et al., 1985).

Investigações geotécnicas indicam um deposito de aproximadamente 11,0 m de profundidade, com N_{SPT}<0 (argila muito mole), sobrejacente a uma camada arenosa. Na parte superior encontra-se uma camada ressecada, pré-adensada, com espessura entre 1,5 a 3,5 m (Ortigão, 1980; Gerscovich, 1983).

A camada ressecada apresenta um solo heterogêneo até 2,0 metros de profundidade, com presença de fissuras, raízes em decomposição e conchas (Gerscovich, 1983).

O pré-adensamento é observado em toda a profundidade de argila, sendo mais expressivo até cerca de 4 metros superficiais (Ortigão, 1980)

As faixas de variação de alguns dos índices físicos do depósito apresentam-se resumidamente na Tabela 7.

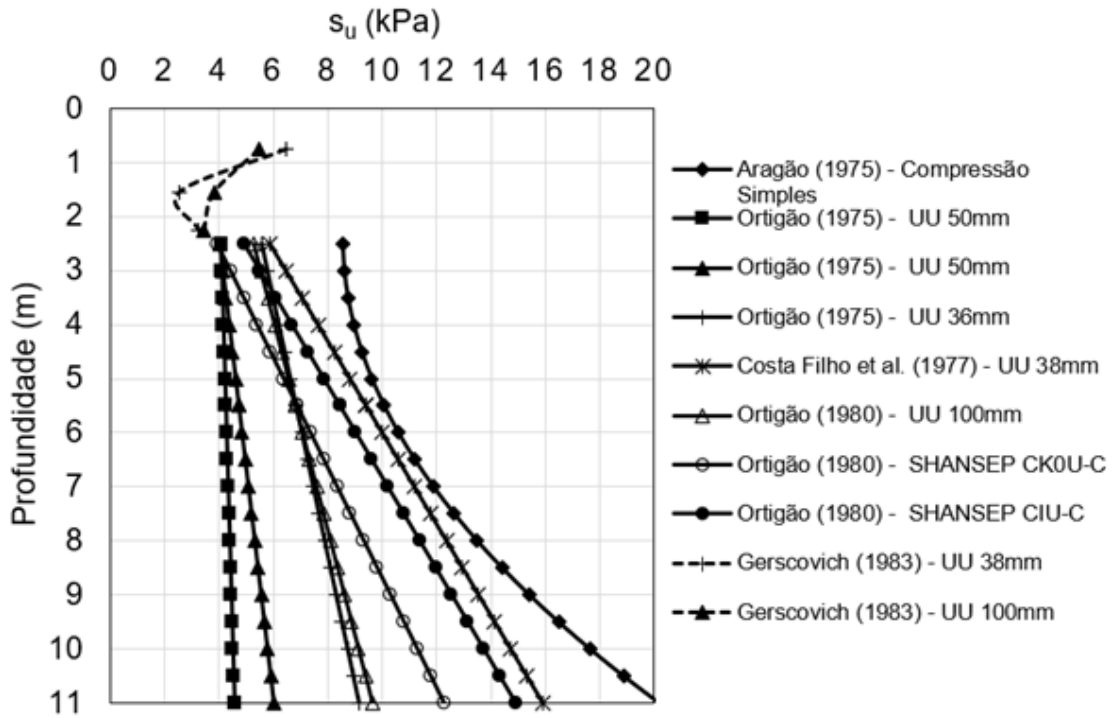
Tabela 7 – Variação dos índices físicos do depósito de Sarapuí/RJ.

Parâmetro	Valor	Referência
Teor de Umidade (%)	106 a 172	Ortigão (1980)
Limite de Liquidez (%)	86 a 161	Ortigão (1980)
Limite de Plasticidade (%)	33 a 73	Ortigão (1980)
Índice de Plasticidade (%)	44 a 102	Ortigão (1980)
Índice de Liquidez (%)	1,11 a 1,70	Ortigão (1980)
Peso Específico (kPa)	1,28 a 1,40	Ortigão (1980)
OCR	1,22 a 10,00	Ortigão (1980)
Sensitividade (Palheta)	2,6 ± 0,7	Collet (1978)
Sensitividade (Palheta)	4,4 ± 1,3.	Ortigão e Collet (1986)
Sensitividade (Palheta)	~5,0 a 6,0	Francisco (2004)
Sensitividade (Palheta)	~4,0 a 16,0	Jannuzzi (2009)
Módulo de elasticidade não drenado	$E_u = 980 + 154z$	Ortigão (1980)

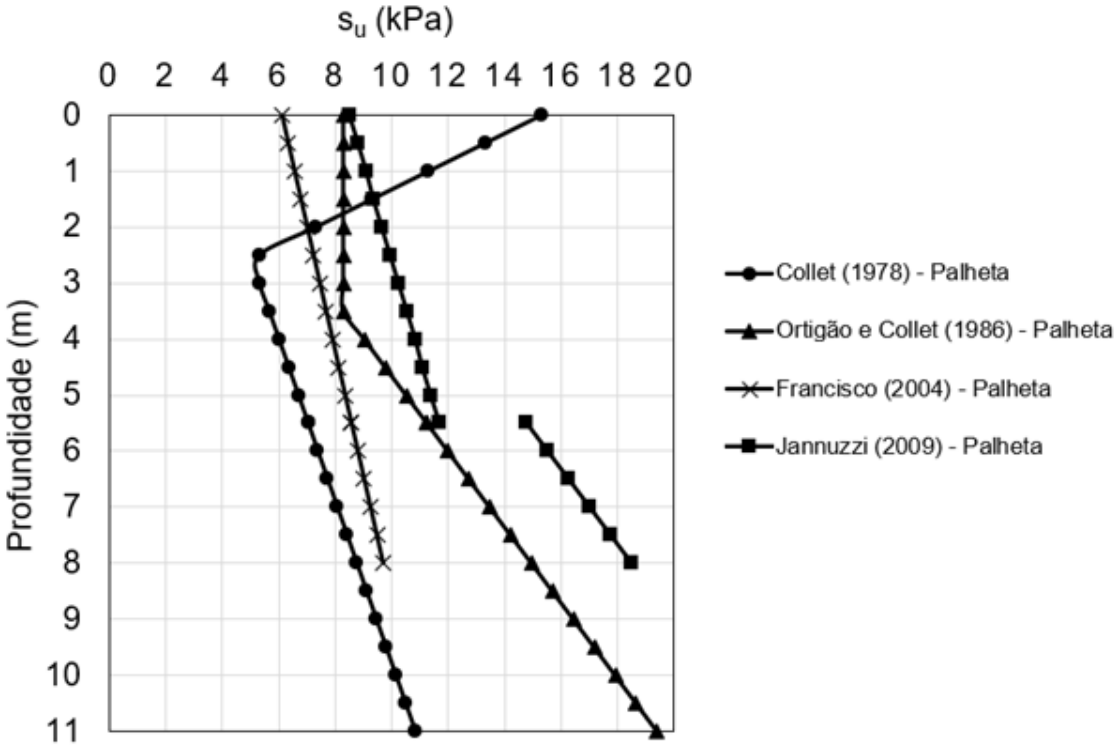
Fonte: COLLET, 1978; ORTIGÃO, 1980; ORTIGÃO E COLLET, 1986; FRANCISCO, 2004; JANNUZZI, 2009; ALMEIDA ET AL., 2005.

Ensaios para determinação do perfil de resistência não-drenada (s_u) do deposito argiloso de Sarapuí foram realizados por diversos autores. A Figura 26 mostra os perfis médios obtidos por estes autores, com as respectivas equações sendo apresentadas na Tabela 8.

Figura 26 - Faixa de resistência não-drenada do depósito de Sarapuí.



(a)



(b)

Legenda: (a) — Determinação de s_u em ensaios de laboratório; (b) — Determinação de s_u em ensaios de campo.

Fonte: O AUTOR, 2021.

Tabela 8 - Dados dos perfis de resistência não-drenada na condição de pico s_u e residual s_{ur} por diversos autores.

Autor	Ensaio	Prof.	Correlação (em kPa)	Coef.	Desvio-padrão
Aragão (1975)	Compressão Simples	-	$s_u = 0{,}16z^2 - 0{,}75z + 9{,}41$	0,80	2,75
Ortigão (1975)	UU 50mm (amostrador Ø50mm)	-	$s_u = 3{,}92 + 0{,}06z$	0,06	1,96
	UU 50mm (amostrador Ø63mm)	-	$s_u = 3{,}43 + 0{,}24z$	0,23	2,94
	UU 36mm	-	$s_u = 4{,}5 + 0{,}42z$	0,31	2,94
Costa Filho (1976)	UU 38 mm	-	$s_u = 2{,}94 + 1{,}18z$	0,74	2,45
Collet (1978)	Palheta	< 2,5m	$s_u = 15{,}3 - 4{,}0z$	0,58	2,46
		> 2,5m	$s_u = 4{,}97 + 0{,}69\,z$	0,59	2,15
		-	$s_{ur} = 0{,}6 + 0{,}44z$	0,65	-
Ortigão (1980)	UU 100mm	-	$s_u = 4{,}02 + 0{,}51z$	0,83	0,88
	Ck0U-C	-	$s_u = 1{,}47 + 0{,}98z$	-	-
	CIU-C	-	$s_u = 1{,}96 + 1{,}18z$	-	-
Ortigão e Collet (1986)	Palheta	≤ 3,5m	$s_u = 8{,}30$	0,11	1,35
		> 3,5m	$s_u = 8{,}30 + 1{,}48z$	0,91	1,53
		-	$s_{ur} = 1{,}378 + 0{,}219z$	0,57	0,99
Francisco (2004)	Palheta	-	$s_u = 6{,}10 + 0{,}45z$	-	-
Jannuzzi (2009)	Palheta	< 5,5m	$s_u = 8{,}5 + 0{,}58z$	-	1,1
		> 5,5m	$s_u = 6{,}5 + 1{,}5z$	-	1,5

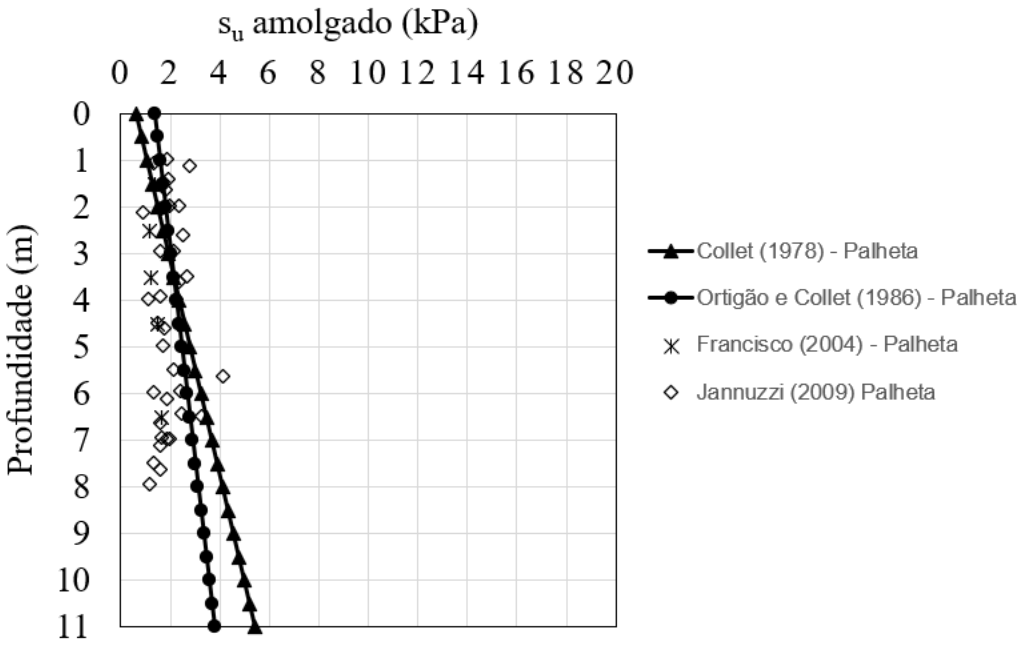
Fonte: O AUTOR, 2021.

Observa-se uma grande variabilidade nos resultados experimentais, devido às particularidades e interferências inerentes ao processo de execução de cada ensaio.

Curiosamente, alguns autores (Ortigão e Collet, 1986; Francisco, 2004; Jannuzzi, 2009) não identificaram a presença da crosta superficial (Figura 26b).

Já no caso da resistência não drenada na condição amolgada, os ensaios de palheta (Figura 27) indicam uma menor dispersão, apesar da quantidade de revoluções da palheta não ter sido a mesma.

Figura 27 - Faixa de resistência não-drenada amolgada.



Fonte: O AUTOR, 2021.

A comparação entre a Figura 26 e a Figura 27 evidencia o comportamento de amolecimento e a sensibilidade do solo do depósito estudado.

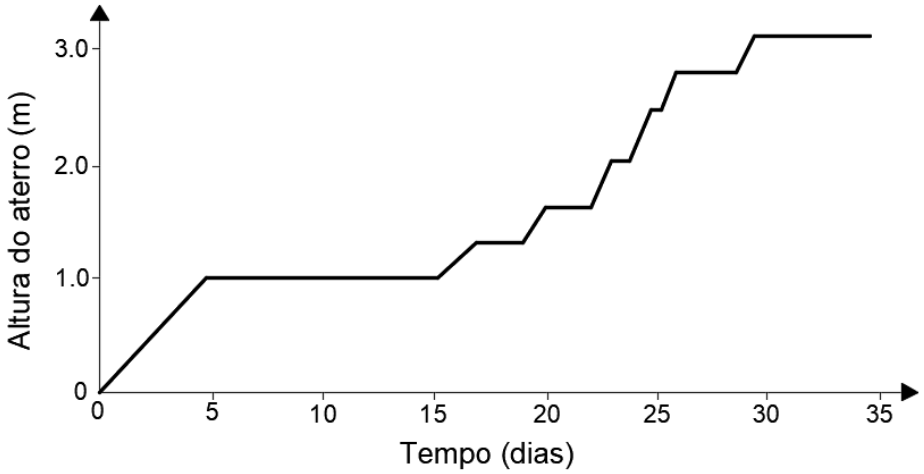
4.3 Histórico de retroanálises do Aterro Experimental I

O Aterro Experimental I, executado sobre o depósito argiloso de Sarapuí, foi levado à ruptura 30 dias após o início de sua execução, conforme a sequência executiva apresentada na Figura 28.

A altura crítica estimada era de 3,0 metros (Ortigão, 1980). Porém, os primeiros indícios de ruptura ocorreram quando se atingiu a altura de 2,50 m de aterro, no 25º dia de execução, com surgimentos de fissuras. Tais fissuras

aumentaram ao se elevar o aterro para 2,80 m. A ruptura generalizada, de fato, ocorreu no 30º dia, com 3,10 m de altura de aterro.

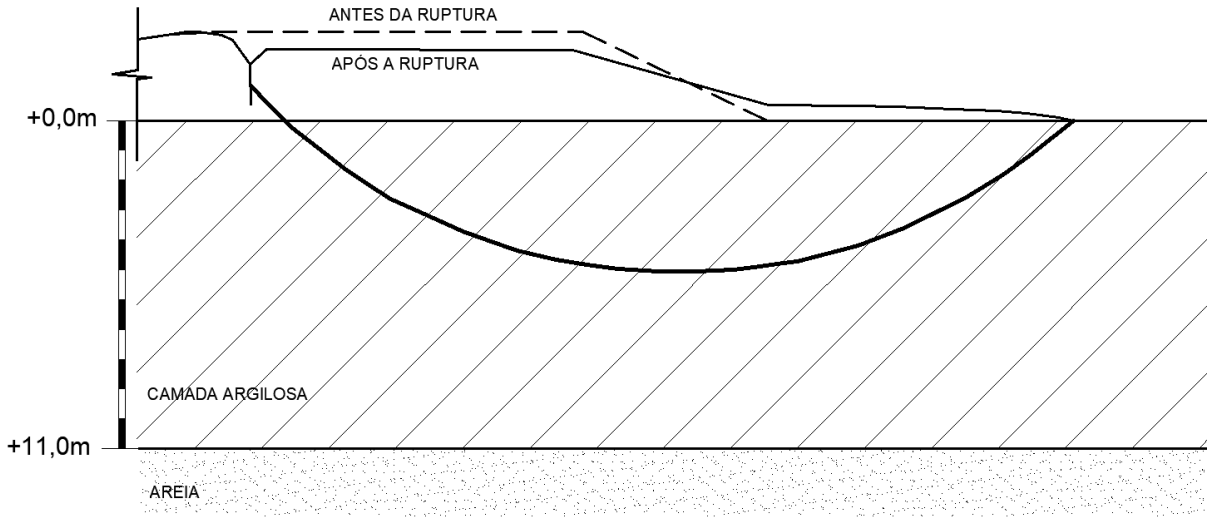
Figura 28 - Sequência executiva do aterro.



Fonte: ADAPTADO DE ORTIGÃO, 1980.

A superfície de ruptura observada em campo (Figura 29) foi identificada através dos pontos de maiores deformações nos tubos de inclinômetro, da trinca na crista do aterro e da extensão do trecho de levantamento da fundação (Ortigão, 1980).

Figura 29 - Superfície de ruptura observada em campo.



Fonte: ADAPTADO DE ORTIGÃO, 1980.

Vários pesquisadores (Ortigão, 1980; Gerscovich, 1983; Almeida, 1985; Sandroni, 1993; Pereira Pinto, 2017; Tabajara, 2021; Tabajara et al, 2021) estudaram a ruptura do Aterro Experimental I de Sarapuí.

Ortigão (1980) realizou análises de estabilidade em termos de tensões totais utilizando métodos de Equilíbrio Limite. O fator de segurança FS=1,0 foi obtido para o perfil de resistência não drenada s_u correspondente à média dos valores obtidos em ensaios de palheta de Collet (1978), considerando 2,80 m como sendo a altura crítica do aterro. Nesta análise, não foram aplicados os fatores de correção do ensaio de palheta. Os diversos resultados dos ensaios de laboratório não produziram bons resultados, prevendo FS bem menores que a unidade.

Gerscovich (1983), ao estudar a camada ressecada da argila do Sarapuí, levou em consideração o ganho de resistência devido à possibilidade de dissipação de poropressão durante a execução do aterro. Foi verificado, através de simulações numéricas unidimensionais do processo de adensamento (método das diferenças finitas) que cerca de 60% do excesso de poropressão foi dissipado ao longo dos 30 dias de execução do aterro. Em suas análises de estabilidade em termos de tensões totais, o fator de segurança FS=1,0 também coincidiu com a altura crítica do aterro de 2,80 m.

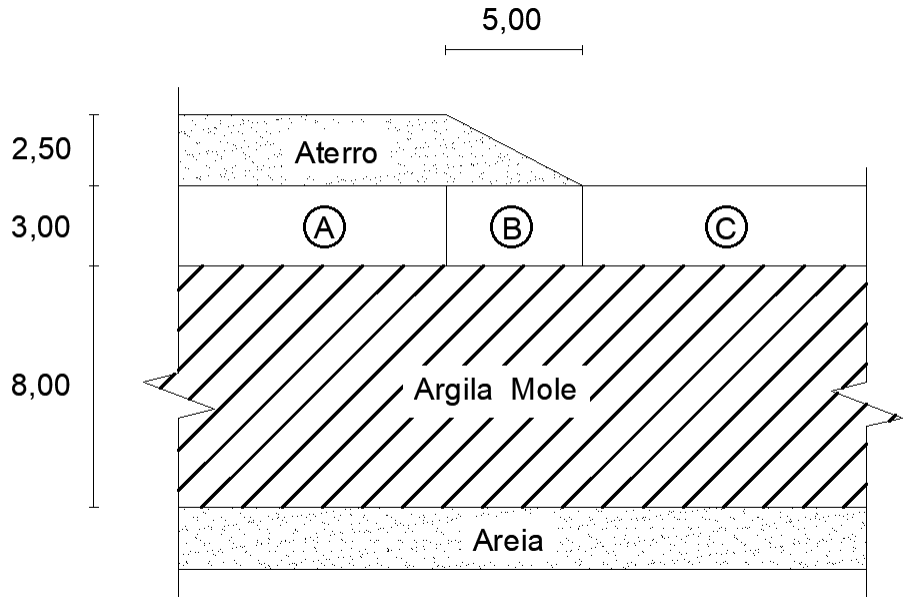
Almeida (1985), a partir de análises em termos de tensão efetiva em diferentes hipóteses de resistência, encontrou FS=0,97 para uma altura de aterro de 2,50 m. O autor sugere que o aterro sofreria ruptura generalizada caso fosse mantido por mais tempo nessa altura, já que o alteamento de 2,50m para 2,80 m ocorreu em menos de 24 horas. Em termos de tensões totais, utilizando-se os valores médios de s_u de Collet (1978) sem correção, encontrou FS=1,15. Para esse valor, tem-se uma correção necessária de 0,87 (1/FS), representando uma redução bem menor que a de 0,70 proposta por Bjerrum (1972) para o local.

Sandroni (1993) reiterou a consideração da altura crítica de 2,50 m como sendo a mais correta. O autor também enfatizou a importância da consideração da resistência lateral (efeito tridimensional) para a correção dos resultados dos ensaios de palheta, assim como considerado pelo método de Azzouz et al. (1983). No caso de Sarapuí, o fator de correção tridimensional (FS_{3D}) seria de 0,70.

Pereira Pinto (2017) analisou os efeitos da queda de resistência pós-pico, através do uso de um modelo constitutivo disponibilizado no programa de elementos finitos RS_2 da Rocscience. Entendendo que o processo de ruptura é progressivo, o

autor considerou que a resistência média na superfície potencial de ruptura, no instante da ruptura, seria um valor intermediário entre o de pico e o residual. Com isso, introduziu o conceito de sensibilidade equivalente (St^*), definido pela relação entre a resistência não drenada de pico ($s_{u,p}$) e a resistência residual equivalente do modelo de queda abrupta ($s_{u,r}^*$) (Eq. (16)). Adicionalmente, a camada ressecada foi dividida em três regiões, como mostra a Figura 30.

Figura 30 - Subdivisão da camada ressecada.



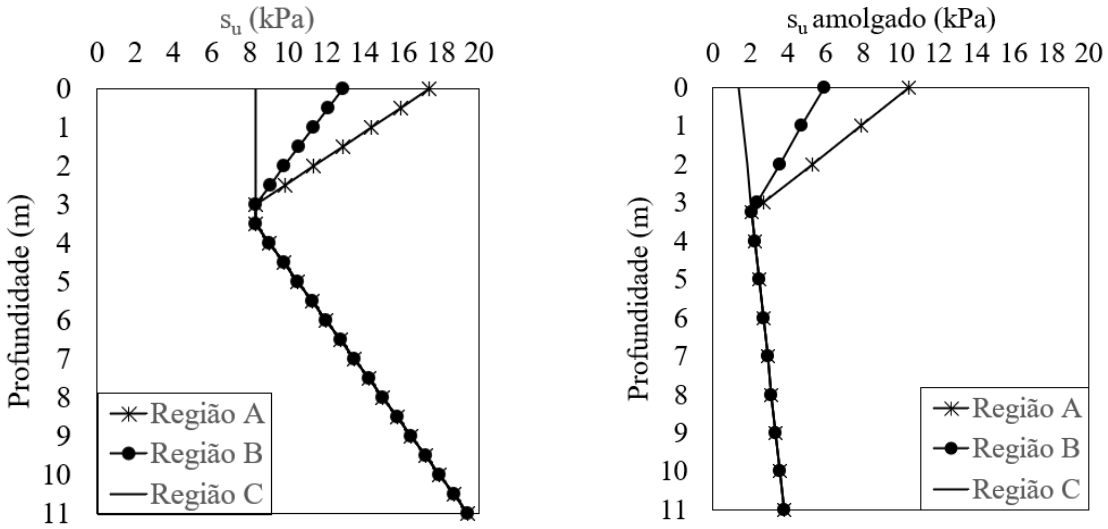
Legenda: Região A: abaixo da crista; Região B: abaixo do talude;
Região C: Fora da área carregada.
Fonte: ADAPTADO DE PEREIRA PINTO, 2017.

Na região A, o autor considerou ganho de resistência equivalente a 60% do incremento de tensão total. Para a região abaixo do talude do aterro (Região B), esse ganho foi considerado como sendo a metade do valor na Região A. Para a região fora do aterro (Região C), não houve ganho de resistência. Tal abordagem foi baseada em estudos realizados por outros autores (Gerscovich, 1983; Lefebvre et al., 1987) que mostraram que o elevado coeficiente de adensamento da camada superficial pode proporcionar significativa dissipação de poropressão durante a fase construtiva de aterros e que esta taxa de dissipação varia horizontalmente.

A Figura 31 mostra os perfis de resistência não drenada, cujas equações estão apresentadas na Tabela 9. Seguindo a sequência construtiva da construção do aterro, o autor concluiu que, em análise em termos de tensões totais, a

sensibilidade equivalente St^* era da ordem de 1,30, para a condição de ruptura (FS=1,0) considerando-se o aterro com altura crítica de 2,50 m.

Figura 31 - Perfil de s_u representativo de Sarapuí/RJ considerando-se ganho de resistência devido a dissipação de poropressão na crosta superficial.



(a) (b)

Legenda: (a) — perfil de resistência não drenada de pico; (b) — Perfil de resistência não drenada residual.

Fonte: O AUTOR, 2021.

Tabela 9 - Sub-regiões do perfil do depósito argiloso de Sarapuí.

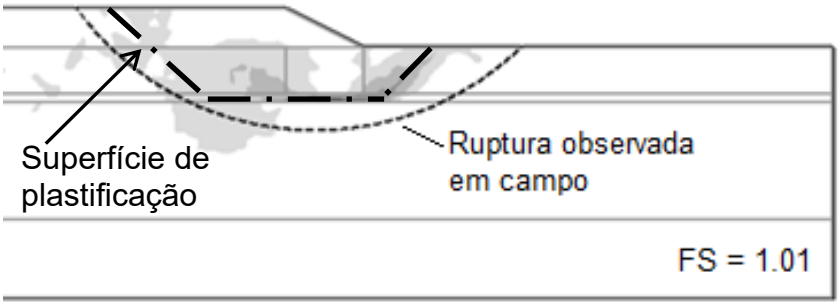
Profundidade	Nomenclatura	$s_u(kPa)$
0 a 3,0 m	Crosta (Região A)	$s_u = 17{,}40 - 3{,}03z$
	Crosta (Região B)	$s_u = 12{,}84 - 1{,}52z$
	Crosta (Região C)	$s_u = 8{,}30$
3,0 a 3,5 m	Argila Mole (camada intermediária)	$s_u = 8{,}30$
3,5 a 11,0 m	Argila Mole	$s_u = 8{,}30 + 1{,}48z$

Fonte: ADAPTADO DE PEREIRA PINTO, 2017.

Tabajara (2021) refez as análises de Pereira Pinto (2017) utilizando uma nova versão do mesmo programa de elementos finitos e constatou que a ruptura generalizada (FS=1,0) ocorria para altura crítica do aterro de 2,80m. Adicionalmente, a superfície de ruptura, antes circular, se apresentava como mista (Figura 32),

limitada pela camada argilosa intermediária (entre 3,0 e 3,5 metros) com s_u constante e igual a 8,30kPa, como mostrada na Figura 31.

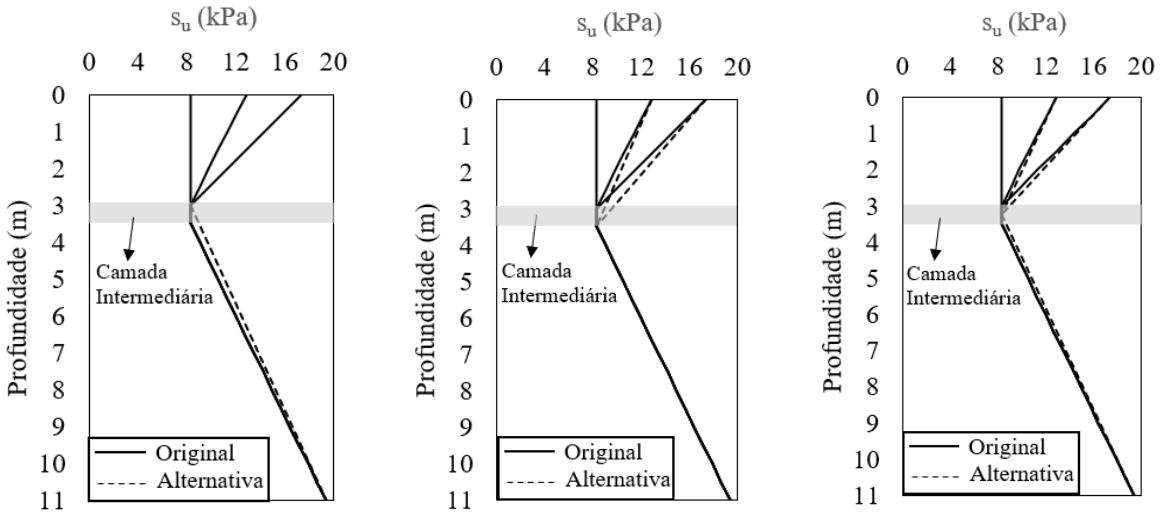
Figura 32 - Resultado da segunda análise da ruptura na versão 10.009 (com camada intermediária, malha de 1.500 elementos e St*=1,30).



Fonte: O AUTOR, 2021.

Tal fato gerou a necessidade da realização de vários estudos publicados em Tabajara et al (2021), onde foram testadas 3 alterações no perfil de s_u (Figura 33). Os perfis alternativos forneceram valores de FS semelhantes, mas superiores ao obtido com o perfil original, em que s_u era constante na camada intermediaria. Tal fato decorre do pequeno aumento na resistência não drenada nos novos perfis e da mudança da característica da superfície de ruptura, de planar para circular.

Figura 33 – Propostas alternativas para o perfil de resistência não drenada.



(a) (b) (c)

Legenda: (a) — 1ª alternativa proposta; (b) — 2ª alternativa proposta; (c) — 3ª alternativa proposta.

Fonte: ADAPTADO DE TABAJARA ET AL., 2021.

Tabajara (2021) também realizou análises em termos de tensões efetivas e obteve FS=1,0 para uma altura crítica de 2,50m. Neste estudo foram incorporadas as dissipações de poropressão ocorridas em cada fase de alteamento do aterro.

A Tabela 10 resume alguns aspectos relevantes dos trabalhos aqui citados. Observam-se diferenças quanto aos parâmetros de resistência não-drenada adotados, a aplicação de fatores de correção, a altura crítica do aterro no instante da ruptura, etc.

Tabela 10 - Condições de ruptura obtidas nas retroanálises do aterro Aterro Experimental I

Autor	Método	Análise	H_{crit} (m)	Parâmetros de Resistência	FS	Correção utilizada
Ortigão (1980)	MEL	TTT	2,80	Collet (1978) - s_u médio (palheta)	1,00	-
Gerscovich (1983)	MEL	TTT	2,80	Collet (1978) - s_u médio (palheta)	~1,00	-
Almeida (1985)	MEF	TTE	2,50	c'=0; $\varphi'_{E.C.}$= 30º/32º	0,97	-
	MEF	TTT	2,50	Collet (1978) - s_u médio (palheta)	1,15	-
Pereira Pinto (2017)	MEF	TTT	2,50	Ortigão e Collet (1986) com ganho de resistência	1,00	St*=1,30
Tabajara (2021)	MEL	TTT	2,50	Ortigão e Collet (1986) com ganho de resistência	1,00	0,83
	MEF	TTT	2,80	Ortigão e Collet (1986) com ganho de resistência	1,00	St*=1,30
	MEF	TTE	2,50	(Crosta): Ensaios Triaxiais de Gerscovich (1983) (Abaixo da crosta): c'=0 /φ=25°	1,00	-

Fonte: O AUTOR, 2021.

5 RETROANÁLISE DO ATERRO EXPERIMENTAL I

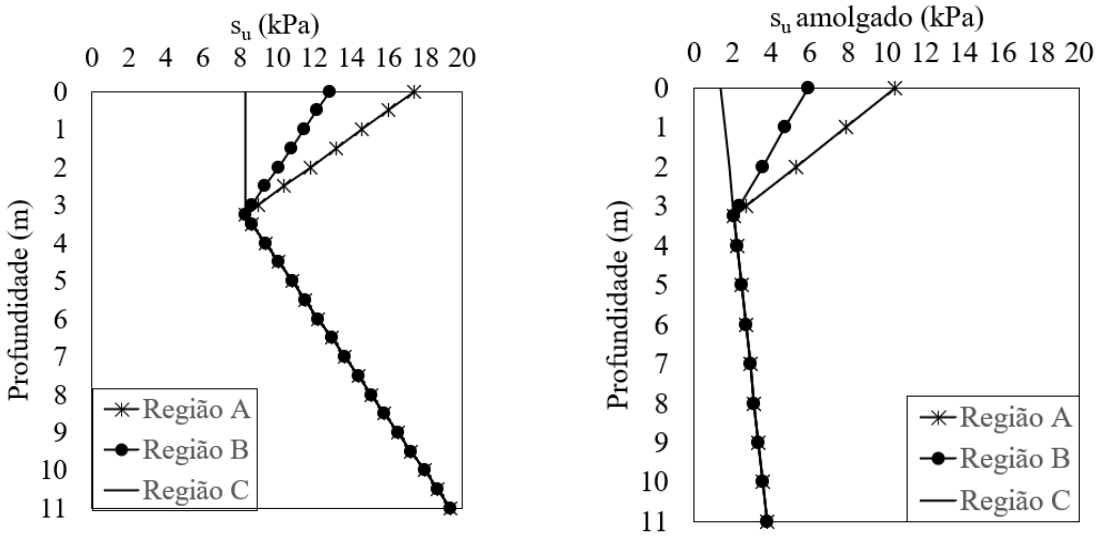
Dado o comportamento de amolecimento apresentado pelo depósito argiloso de Sarapuí, a consideração do efeito de ruptura progressiva torna-se um aspecto relevante.

5.1 Definição do perfil e parâmetros geotécnicos

A sessão adotada neste estudo consistiu em uma camada de solo argiloso de cerca de 11,0 m de espessura assente sobre areia. Foi considerada também a presença de uma crosta ressecada, pré-adensada, nos 3,0 m superficiais.

Os perfis de resistência não drenada tanto para condição de pico quanto para a residual foram definidos com base os ensaios de palheta realizados por Ortigão e Collet (1986) (Figura 26 e Figura 27). Assim como Pereira Pinto (2017) e Tabajara (2021), foram definidos diferentes perfis de resistência não drenada na região da crosta, considerando o ganho de resistência durante a construção do aterro. O mesmo conceito foi adotado para a condição residual. A Figura 34 mostra os perfis adotados.

Figura 34 - Perfil de s_u representativo de Sarapuí/RJ.



(a) (b)

Legenda: (a) — perfil de resistência não drenada de pico (b) — Perfil de resistência não drenada residual.

Fonte: O AUTOR, 2021

Em relação ao perfil de resistência de pico, foi adotado o perfil da 3ª alternativa proposta no trabalho publicado por Tabajara et al. (2021), representada na Figura 33c, na qual é desconsiderada a existência da camada intermediária nas profundidades de 3,0 a 3,5 m.

Os demais parâmetros utilizados nas retroanálises estão apresentados de forma resumida na Tabela 11.

Tabela 11 – Pesos específicos e parâmetros de resistência característicos do depósito argiloso de Sarapuí

Aterro	Peso Específico (γ)	18,5 kN/m³
	Coesão (c)	10 kPa
	Ângulo de atrito (ϕ)	35º
Argila mole	Peso Específico (γ)	13,5 kN/m³
Areia	Peso Específico (γ)	20 kN/m³
	Coesão (c)	10,5 kPa
	Ângulo de atrito (º)	35 º

5.2 Análises adicionais por Método de Elementos Finitos

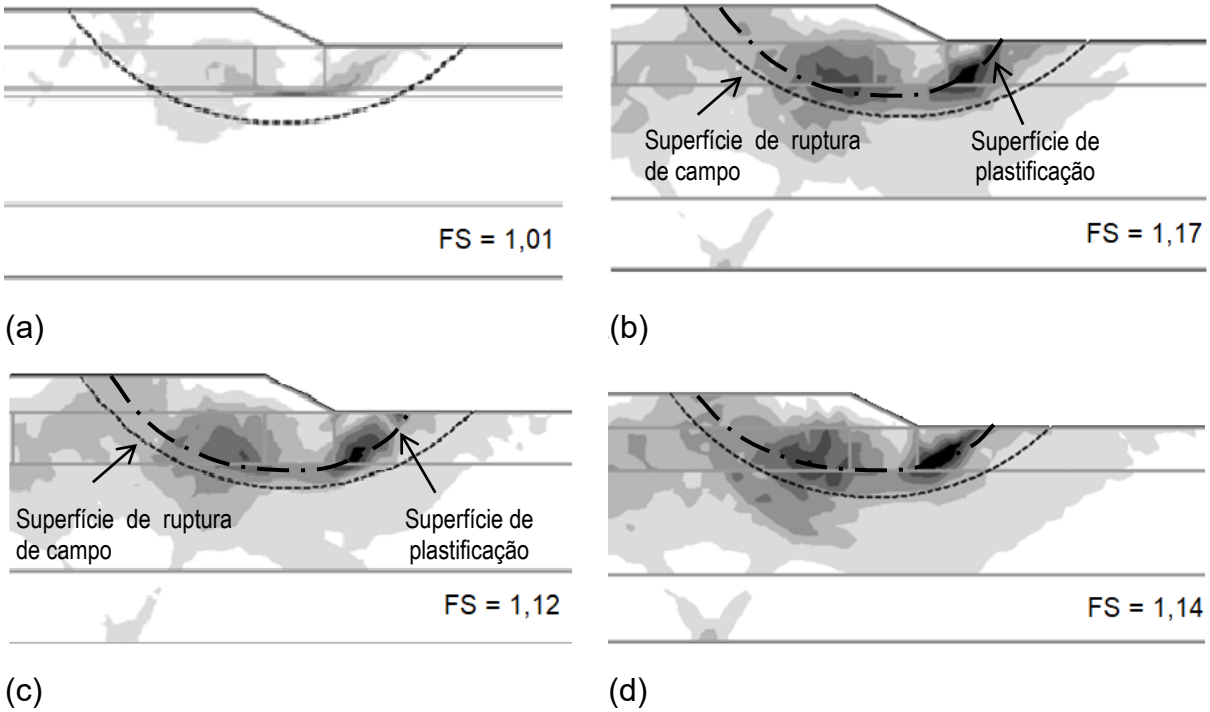
Os estudos publicados por Tabajara et al. (2021) determinaram as alternativas para o perfil de resistência não drenada do depósito. Em adição a estes estudos, buscou-se analisar a influência da discretização dos elementos finitos nos resultados dos fatores de segurança obtidos.

Devido a pequena espessura da camada intermediária, os elementos da malha poderiam estar gerando erros numéricos. Estes erros costumam estar relacionados a elementos muito esbeltos ou com malhas não-contíguas.

Os resultados das análises com os perfis alternativos propostos por Tabajara et al. (2021), conforme apresentados na Figura 35, revelaram superfícies de plastificação circulares, mais próximas da observada em campo. Por outro lado, diferentemente do esperado, com a eliminação da camada intermediária, houve um aumento significativo do FS (FS≈1,15). Tal fato poderia ser atribuído à inadequação da altura crítica adotada para o aterro (2,5 m). Isto é, considerando-se a sensibilidade equivalente St* igual a 1,3, assim como determinado por Pereira Pinto (2017), a ruptura poderia estar associada ao aterro com 2,8 m de altura. A outra

alternativa seria reavaliar o valor da sensitividade St* que geraria um FS unitário, ao se fixar a altura do aterro em 2,50 metros.

Figura 35 – Análise da ruptura considerando os perfis alternativos de resistência (St*=1,30 e malha de 1500 elementos).



Legenda: (a) — Perfil de resistência original com camada intermediária; (b) — Alternativa 1; (c) Alternativa 2; (d) — Alternativa 3.

Fonte: O AUTOR, 2021.

A Tabela 12 apresenta os resultados do estudo da influência da malha na determinação da sensibilidade equivalente (St*), utilizando-se o MEF através do software RS2 da Rocscience. Considerando-se H_{crit} = 2,50m, a malha com 1500 gera valores de St* entre 2 e 3, enquanto que a adoção de uma maior discretização gera valores de St* mais baixos e igual a 2,0. Com a maior discretização, houve também uma maior convergência nos resultados do cálculo de FS, como mostra a Figura 36.

Quanto às alternativas de perfil, observou-se pouca influência no cálculo do fator de segurança, com exceção da análise com perfil original, em que havia uma camada intermediária de 0,50m de espessura com resistência não drenada constante.

Houve, entretanto, pequenas variações nas regiões de plastificação e,

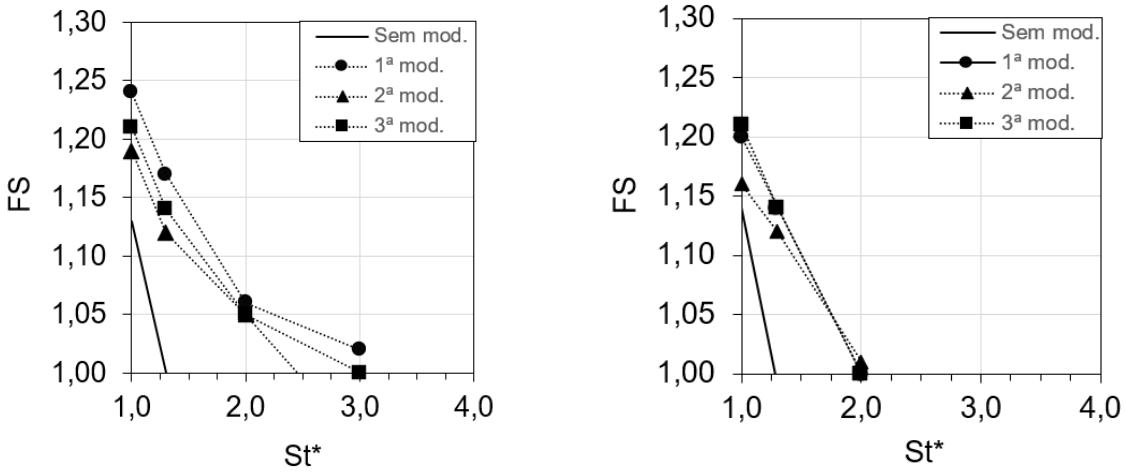
portanto, na superfície potencial de ruptura. A Figura 37 e Figura 38 apresentam tais variações, considerando-se a sensibilidade equivalente de 2,0.

Tabela 12 - Análise da sensibilidade equivalente.

Perfil de resistência utilizado	Fator de Segurança						
	1500 elementos				5000 elementos		
	St=1,0	St=1,3	St=2,0	St=3,0	St=1,0	St=1,3	St=2,0
Original	1,13	1,00	0,72	-	1,14	0,99	0,74
1ª altern.	1,24	1,17	1,06	1,02	1,20	1,14	1,00
2ª altern.	1,19	1,12	1,05	0,94	1,16	1,12	1,01
3ª altern.	1,21	1,14	1,05	0,99	1,21	1,14	1,00

Fonte: O AUTOR, 2021

Figura 36 – Determinação da sensibilidade equivalente.

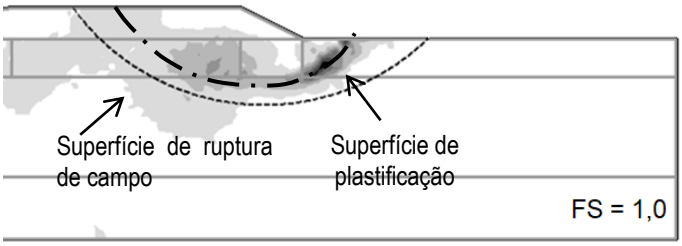


(a) (b)

Legenda: (a) — Análises com malha de 1.500 elementos; (b) — Análises com malha de 5.000 elementos.

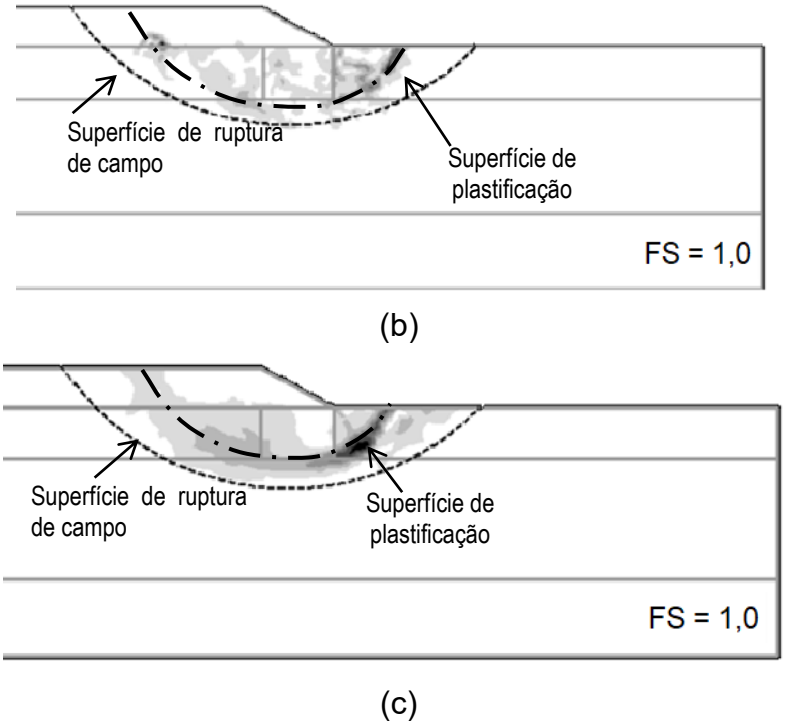
Fonte: O AUTOR, 2021.

Figura 37 – Análises da ruptura do aterro com St*=2,0 e malha de 5000 elementos (continua)



(a)

Figura 38 – Análises da ruptura do aterro com St*=2,0 e malha de 5000 elementos (conclusão)



Legenda: (a) — 1ª alternativa do perfil de resistência; (b) — 2ª alternativa do perfil de resistência; (c) — 3ª alternativa do perfil de resistência.

Fonte: O AUTOR, 2021.

5.3 Análises preliminares por Equilíbrio Limite

O Método de Equilíbrio Limite pressupõe ruptura simultânea, sendo admitido que o comportamento do solo é rígido-plástico. Não se permite considerar a perda de resistência pós-pico. Na prática, a única alternativa seria realizar análises adotando exclusivamente a resistência de pico, o que acarreta na obtenção de um valor superestimado de FS, ou adotando exclusivamente a resistência residual.

Neste estudo, foram realizadas análises convencionais, preliminares, através do Método de Bishop para 4 diferentes casos: (1) considerando resistência de pico; (2) considerando resistência de pico com correção de Bjerrum μ=0,70; (3) considerando resistência de pico com aplicação da correção proposta por Tabajara (2021) de μ=0,83; (4) considerando resistência residual.

Os resultados obtidos nas análises estão resumidos na Tabela 13 e os círculos de ruptura estão apresentados na Figura 39. Como esperado, a análise considerando apenas a resistência de pico (Caso I) obteve um FS superestimado, não indicando a ocorrência de ruptura do aterro e solo de fundação. Considerando-

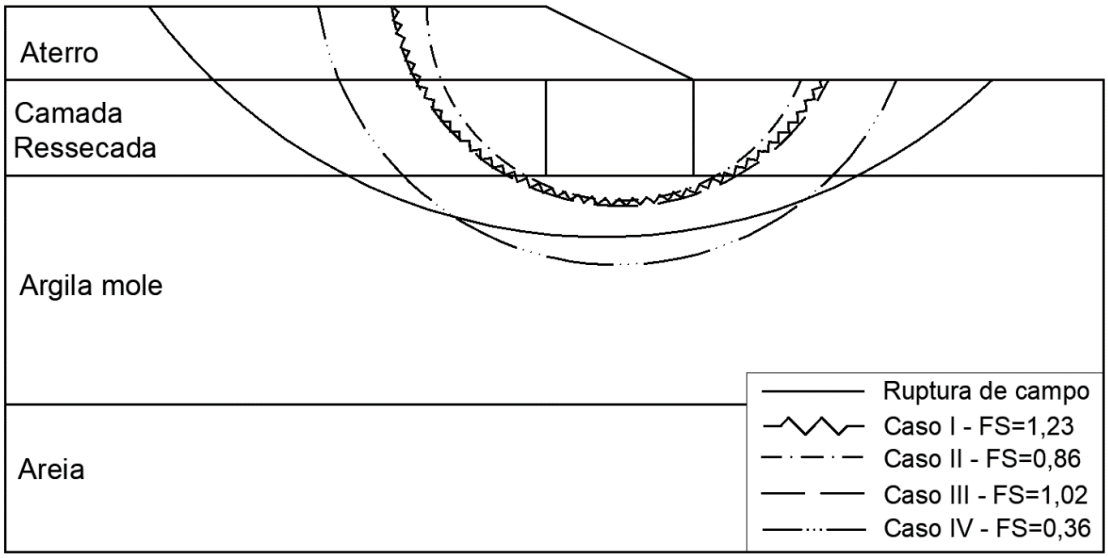
se apenas a resistência residual (Caso IV), obteve-se o resultado mais conservativo. Já a adoção da correção do perfil de resistência pelo fator de Bjerrum (1972), no Caso II, também se mostrou um pouco conservativo, indicando que a ruptura ocorreria numa altura crítica menor que os 2,50 metros do aterro. A correção da resistência não drenada que melhor se aproximou da condição de ruptura foi a proposta por Tabajara (2021), no Caso III, que resultou num FS unitário. Por outro lado, nenhuma analise foi capaz de prever um círculo de ruptura próximo ao observado no campo.

Tabela 13 – Resultados obtidos nos diversos casos de análise pelo MEL.

Caso	FS	Coordenadas do centro	Raio do círculo (m)
Caso I (Pico)	1,23	(65.801,19.577)	7,716
Caso II (Pico + Correção μ=0,70)	0,86	(65.852,18.500)	6,582
Caso III (Pico + Correção μ=0,83)	1,02	(65.877,19.601)	7,874
Caso IV (Residual)	0,36	(65,735, 19.973)	10,238

Fonte: O AUTOR, 2021.

Figura 39 – Superfícies de ruptura obtidas nas análises.



Legenda: (Caso I) — Resistência de Pico; (Caso II) — Resistência de Pico com correção de Bjerrum μ=0,70; (Caso III) — Resistência de Pico com correção de Tabajara (2021); (Caso IV) — Resistência Residual.

Fonte: O AUTOR, 2021.

5.4 Análise por Equilíbrio Limite incorporando a ruptura progressiva

Face ao comportamento de amolecimento observado experimentalmente no depósito argiloso de Sarapuí, foram realizadas análises de estabilidade incorporando o efeito de ruptura progressiva.

Para este trabalho, optou-se pela utilização das metodologias propostas por Chowdhurry (2010) e Onishi e Jiang (2015). Essa escolha levou em consideração as particularidades e a compatibilidade em relação ao problema estudado, além das dificuldades relacionadas ao procedimento de cálculo.

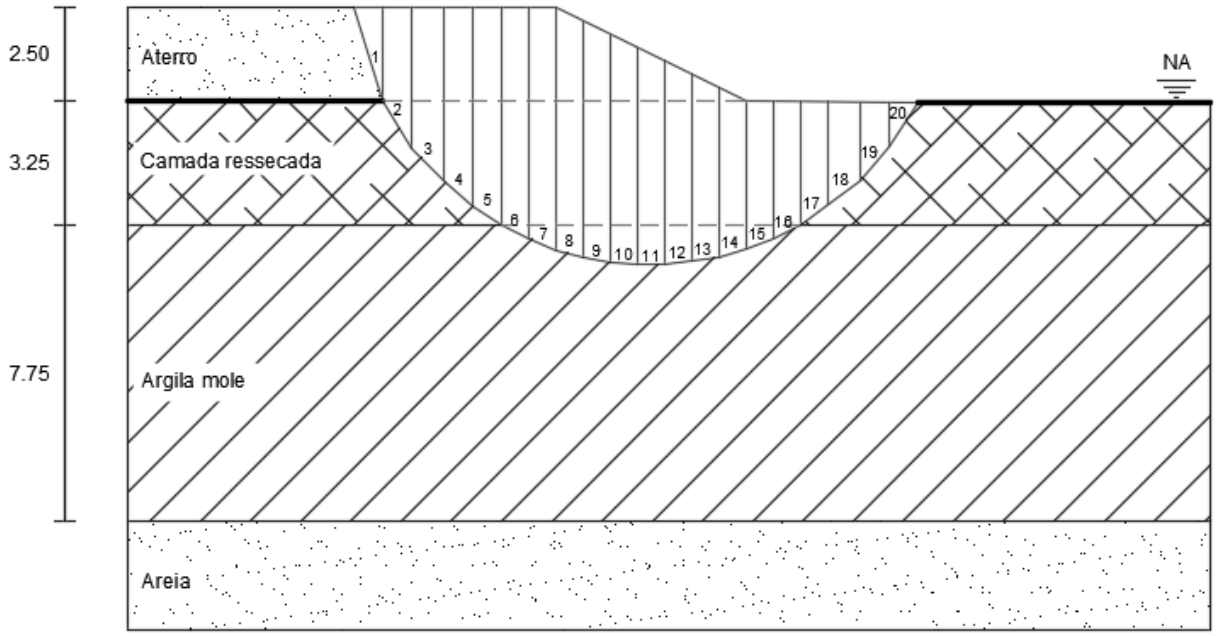
Por sua simplicidade, o método de Chowdhury (2010) exige uma menor quantidade de iterações, com rápida convergência dos resultados. Já o método de Onishi e Jiang (2015) considera algumas proposições adotadas nos métodos rigorosos, como a consideração das forças interlamelares. Desta forma, confere maior rigor ao cálculo, exigindo mais parâmetros de entrada e maior número de iterações para a sua completa convergência.

Para fins de comparação, dada a necessidade de se pré-definir o círculo de ruptura, utilizou-se o círculo potencial de ruptura obtido em uma análise de estabilidade convencional, considerando apenas a resistência de pico (Caso I - Figura 39), dado que esta provavelmente seria a abordagem usual em situações práticas.

Como mostra a Figura 40, a região delimitada pela cunha de ruptura foi subdividida em 20 fatias, a fim de se facilitar a aplicação dos métodos. A fatia 11 corresponde ao ponto de inflexão (mudança de inclinação) do círculo de ruptura. Desta forma, compreende-se que a massa de solo da região de ruptura se divide em duas zonas, uma contribuindo para a instabilidade e outra para a estabilidade (Figura 41).

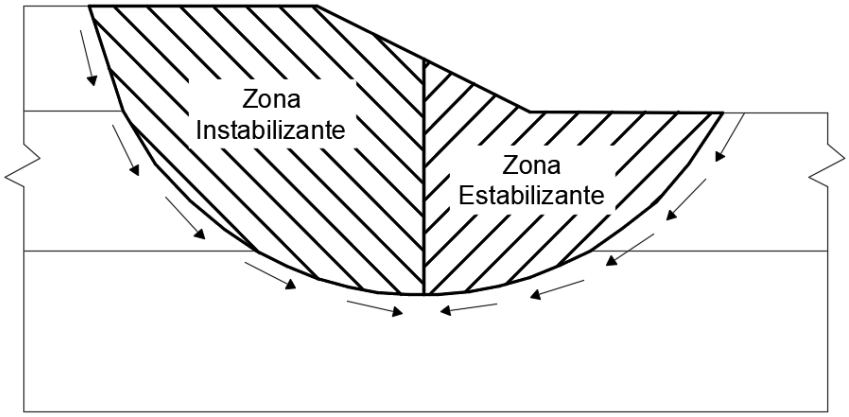
A Tabela 14 resume as informações de cada fatia, quanto à geometria, ao peso e às resistências ao cisalhamento na base, necessárias para cálculo do FS para superfícies circulares em termos de tensão total. Vale ressaltar que como a fatia nº 01 está contida apenas na região do aterro, não se considera a queda de resistência, tendo em vista que esse comportamento está relacionado apenas ao depósito de argila mole.

Figura 40 - Divisão das fatias da região de ruptura



Fonte: O AUTOR, 2021.

Figura 41 - Zonas estabilizantes e instabilizantes da massa de solo.



Fonte: O AUTOR, 2021.

Para se observar como a ruptura progressiva evolui no tempo, foi utilizado o procedimento de incremento de carregamento em etapas. Com isso, foram consideradas 5 diferentes etapas de alteamento do aterro, conforme indicado na Figura 42.

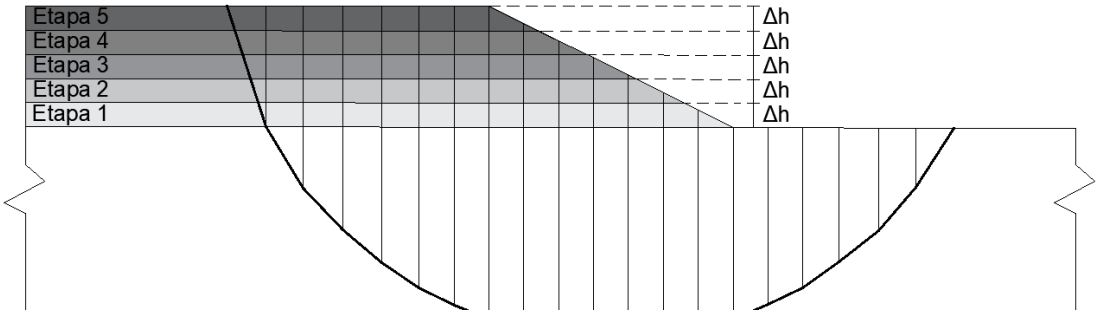
Cada etapa, portanto, corresponde a um aumento da altura de aterro de Δh=0,50m, até se atingir a altura total do aterro considerada nestas análises (H=2,50m).

Tabela 14 - Dados das fatias para o método de equilíbrio limite

Fatia	H (m)	b (m)	l (m)	α (º)	W_T (kN/m)	s_u (kPa)	s_{ur} (kPa)
1	1,25	0,80	2,63	72,18	18,58	11,52	11,52
2	3,13	0,65	1,22	57,86	34,49	15,95	9,11
3	4,20	0,65	1,00	49,61	42,33	13,44	6,81
4	4,98	0,65	0,88	42,63	48,27	11,53	5,06
5	5,58	0,65	0,80	36,37	52,97	10,03	3,69
6	6,02	0,65	0,75	30,58	56,73	8,83	2,58
7	6,35	0,72	0,79	24,84	66,45	8,54	2,13
8	6,42	0,72	0,76	19,07	68,45	8,95	2,19
9	6,22	0,72	0,74	13,49	66,06	9,26	2,24
10	5,96	0,72	0,73	8,05	62,60	9,45	2,27
11	5,63	0,72	0,72	2,67	58,47	9,55	2,28
12	5,23	0,72	0,72	-2,67	53,69	9,55	2,28
13	4,77	0,72	0,73	-8,05	48,24	9,45	2,27
14	4,25	0,72	0,74	-13,49	42,12	9,26	2,24
15	3,82	0,72	0,76	-19,07	35,65	8,95	2,19
16	3,50	0,72	0,79	-24,84	32,01	8,54	2,13
17	3,05	0,81	0,95	-31,31	31,63	8,30	2,04
18	2,45	0,81	1,04	-38,68	25,62	8,30	1,91
19	1,67	0,81	1,19	-46,95	17,64	8,30	1,74
20	0,61	0,81	1,48	-56,87	6,54	8,30	1,51

Fonte: O AUTOR, 2021

Figura 42 - Etapas de alteamento consideradas nas análises



Fonte: O AUTOR, 2021.

Desta forma, a cada etapa de alteamento é acrescentado ao peso da fatia um valor correspondente a 1/5 do carregamento total do aterro ($\Delta W = W_{aterro}/5$). Na etapa final, o aterro atinge as condições definitivas de análise.

A Tabela 15 apresenta os pesos considerados em cada fatia nas diferentes etapas de cálculo.

Tabela 15 – Incrementos de sobrecarga em função do carregamento do aterro.

Fatia	ΔW (kN/m)	W (kN/m)					
		Etapa 0	Etapa 1	Etapa 2	Etapa 3	Etapa 4	Etapa 5
1	3,72	0,00	3,72	7,43	11,15	14,86	18,58
2	5,99	4,51	10,51	16,50	22,50	28,49	34,49
3	5,99	12,36	18,35	24,35	30,34	36,34	42,33
4	5,99	18,30	24,29	30,29	36,28	42,28	48,27
5	5,99	23,00	28,99	34,99	40,98	46,98	52,97
6	5,99	26,76	32,75	38,75	44,74	50,74	56,73
7	6,65	33,18	39,83	46,49	53,14	59,79	66,45
8	6,20	37,44	43,64	49,85	56,05	62,25	68,45
9	5,24	39,84	45,08	50,33	55,57	60,81	66,06
10	4,26	41,31	45,57	49,83	54,09	58,34	62,60
11	3,33	41,84	45,17	48,49	51,82	55,15	58,47
12	2,37	41,84	44,21	46,58	48,95	51,32	53,69
13	1,44	41,06	42,49	43,93	45,37	46,81	48,24
14	0,56	39,33	39,89	40,45	41,01	41,57	42,12
15	0,00	35,65	35,65	35,65	35,65	35,65	35,65
16	0,00	32,01	32,01	32,01	32,01	32,01	32,01
17	0,00	31,63	31,63	31,63	31,63	31,63	31,63
18	0,00	25,62	25,62	25,62	25,62	25,62	25,62
19	0,00	17,64	17,64	17,64	17,64	17,64	17,64
20	0,00	6,54	6,54	6,54	6,54	6,54	6,54

Fonte: O AUTOR, 2021.

5.4.1 Análise pelo Método de Chowdhurry (2010)

No método iterativo proposto por Chowdhurry (2010), o primeiro passo consiste na determinação do FS local das fatias, tornando possível a identificação dos pontos sobrecarregados da superfície de deslizamento e aqueles que receberão os excessos de tensões cisalhantes.

A Figura 43 apresenta a planilha eletrônica utilizada para a aplicação do método do Chowdhurry, apresentando os resultados da etapa inicial do método.

Figura 43 - Etapa inicial do método de Chowdhurry para verificação das fatias rompidas

AK13

Fatia	su (kPa)	sur (kPa)	ϕ	b(m)	H (m)	l (m)	incl base (º)	γmed (kN/m³)	Wt (kN/m)	W senα	su*l	FS Local
1	11,52	11,52	0	0,80	1,25	2,63	72,18	18,40	3,72	3,538	30,24	8,55
2	15,95	9,11	0	0,65	3,13	1,22	57,86	13,50	10,51	8,897	19,42	2,18
3	13,44	6,81	0	0,65	4,20	1,00	49,61	13,50	18,35	13,979	13,44	0,96
4	11,53	5,06	0	0,65	4,98	0,88	42,63	13,50	24,29	16,452	10,16	0,62
5	10,03	3,69	0	0,65	5,58	0,80	36,37	13,50	28,99	17,190	8,07	0,47
6	8,83	2,58	0	0,65	6,02	0,75	30,58	13,50	32,75	16,663	6,64	0,40
7	8,54	2,13	0	0,72	6,35	0,79	24,84	13,50	39,83	16,733	6,77	0,40
8	8,95	2,19	0	0,72	6,42	0,76	19,07	13,50	43,64	14,258	6,82	0,48
9	9,26	2,24	0	0,72	6,22	0,74	13,49	13,50	45,08	10,520	6,85	0,65
10	9,45	2,27	0	0,72	5,96	0,73	8,05	13,50	45,57	6,379	6,87	1,08
11	9,55	2,28	0	0,72	5,63	0,72	2,67	13,50	45,17	2,108	6,88	3,26
12	9,55	2,28	0	0,72	5,23	0,72	-2,67	13,50	44,21	-2,063	6,88	3,33
13	9,45	2,27	0	0,72	4,77	0,73	-8,05	13,50	42,49	-5,949	6,87	1,15
14	9,26	2,24	0	0,72	4,25	0,74	-13,49	13,50	39,89	-9,308	6,85	0,74
15	8,95	2,19	0	0,72	3,82	0,76	-19,07	13,50	35,65	-11,646	6,82	0,59
16	8,54	2,13	0	0,72	3,49	0,79	-24,84	13,50	32,01	-13,447	6,77	0,50
17	8,30	2,04	0	0,81	3,05	0,95	-31,31	13,50	31,63	-16,437	7,87	0,48
18	8,30	1,91	0	0,81	2,45	1,04	-38,68	13,50	25,62	-16,015	8,61	0,54
19	8,30	1,74	0	0,81	1,67	1,19	-46,95	13,50	17,64	-12,891	9,85	0,76
20	8,30	1,51	0	0,81	0,61	1,48	-56,87	13,50	6,54	-5,474	12,30	2,25
									ΣWsenα	33,49	195,0	
										FS0	5,822	

Slide | Etapas | T=0 | T=1 | T=2 | T=3 | T=4 | T=5

Fonte: O AUTOR, 2021.

As colunas de B a D da planilha da Figura 43 apresentam os parâmetros de resistência da base de cada fatia, como a resistência não drenada de pico, residual e o ângulo de atrito, respectivamente. As características geométricas de cada fatia são apresentadas nas colunas E a H, representando a largura da fatia, a altura da fatia, a largura da base e a inclinação da base, respectivamente. Já as colunas I e J apresentam o peso específico médio e o peso total de cada fatia. As colunas K e O apresentam os cálculos das tensões cisalhantes mobilizadas e resistentes da base das fatias, resultando no fator de segurança local apresentado na coluna P.

No momento inicial da Etapa 1, antes de qualquer redistribuição de tensões, diversas fatias já se apresentavam rompidas ($FS_{local} < 1$), conforme se observa na coluna P da Figura 43. Porém, apesar da existência de rupturas locais, o FS global inicial (FS_0) é de 5,82, indicando que não há ruptura global do aterro.

Após o primeiro passo, ainda na Etapa 1 de carregamento, foi realizada a primeira iteração do método (Figura 44). Nesta iteração, para as fatias já rompidas, a resistência de pico foi alterada para o seu valor residual. A partir dos valores das tensões mobilizadas nos segmentos não sobrecarregados, o acréscimo de tensões a ser suportado pelas fatias estáveis ($FS_{local} > 1$) era calculado.

Figura 44 - Valores obtidos na 1ª iteração da Etapa 1 da aplicação do método de Chowdhurry

	A	K	O	R	S	T	U	V	W	X	Y	Z	AB
1					ETAPA 1 - 1ª ITERAÇÃO								
2	Fatia	W senα	su*l	sur*l	Tensao cisalhante τ_0	Novo Su	Novo Su*l	Tensao cisalhante cond residual τ_1	Excesso Tensao cisalhante $\tau_e=t_i-t_{i-1}$	τe.L	W senα + τe.L	(W senα + τe.L) > (Su x l) ?	FS Local
3	1	3,538	30,24	30,24	1,978	11,52	30,24	3,171	1,192	3,13	6,67	Não	4,53
4	2	8,897	19,42	11,10	2,739	15,95	19,42	4,390	1,651	2,01	10,91	Não	1,78
5	3	13,979	13,44	6,81	2,308	6,81	6,81	1,875	-0,433	-0,43	13,55	Sim	0,50
6	4	16,452	10,16	4,46	1,981	5,06	4,46	1,394	-0,587	-0,52	15,94	Sim	0,28
7	5	17,190	8,07	2,97	1,723	3,69	2,97	1,015	-0,708	-0,57	16,62	Sim	0,18
8	6	16,663	6,64	1,94	1,516	2,58	1,94	0,710	-0,806	-0,61	16,06	Sim	0,12
9	7	16,733	6,77	1,69	1,467	2,13	1,69	0,585	-0,881	-0,70	16,03	Sim	0,11
10	8	14,258	6,82	1,67	1,538	2,19	1,67	0,603	-0,935	-0,71	13,55	Sim	0,12
11	9	10,520	6,85	1,65	1,590	2,24	1,65	0,616	-0,974	-0,72	9,80	Sim	0,17
12	10	6,379	6,87	1,65	1,623	9,45	6,87	2,602	0,979	0,71	7,09	Sim	0,97
13	11	2,108	6,88	1,64	1,640	9,55	6,88	2,629	0,989	0,71	2,82	Não	2,44
14	12	-2,063	6,88	1,64	1,640	9,55	6,88	2,629	0,989	0,71	-1,35	Não	5,09
15	13	-5,949	6,87	1,65	1,623	9,45	6,87	2,602	0,979	0,71	-5,24	Não	1,31
16	14	-9,308	6,85	1,65	1,590	2,24	1,65	0,616	-0,974	-0,72	-10,03	Sim	0,16
17	15	-11,646	6,82	1,67	1,538	2,19	1,67	0,603	-0,935	-0,71	-12,36	Sim	0,13
18	16	-13,447	6,77	1,69	1,467	2,13	1,69	0,585	-0,881	-0,70	-14,14	Sim	0,12
19	17	-16,437	7,87	1,93	1,426	2,04	1,93	0,560	-0,865	-0,82	-17,26	Sim	0,11
20	18	-16,015	8,61	1,98	1,426	1,91	1,98	0,526	-0,900	-0,93	-16,95	Sim	0,12
21	19	-12,891	9,85	2,07	1,426	1,74	2,07	0,480	-0,945	-1,12	-14,01	Sim	0,15
22	20	-5,474	12,30	2,24	1,426	8,30	12,30	2,285	0,859	1,27	-4,20	Não	2,93
23		33,49	195,0	82,3			121,6				33,5		
24													
25		FS0	5,822			FS1	3,632						
26													

Slide | Etapas | T=0 | T=1 | T=2 | T=3 | T=4 | T=5

Fonte: O AUTOR, 2021.

Após a redistribuição de tensões, o novo FS global (FS_1) foi calculado pela razão entre o somatório dos novos valores de resistência não drenada na base da fatia (novo s_u*l) e o somatório das tensões mobilizadas (Wsenα). Ao final da iteração, analisou-se a ocorrência de novas rupturas locais após a redistribuição de tensões.

O FS global após o fim da Etapa 1 é de 3,63, ainda não indicando ocorrência de ruptura generalizada.

Na Etapa 3 de carregamento, devido à redistribuição de tensões entre as fatias, a fatia nº 2 também se tornou sobrecarregada. Com o aumento da zona de ruptura local, o FS global é de 1,24 após esta etapa. Já na Etapa 4, o FS global torna-se inferior à unidade, indicando uma teórica ocorrência de ruptura generalizada.

A Figura 45 apresenta a evolução das rupturas locais das fatias ao longo das etapas de carregamento do aterro.

Na última etapa, somente 3 fatias não apresentam ruptura localizada e o FS global final é de 0,67. Observa-se que este valor é superior ao correspondente à análise considerando exclusivamente a resistência residual (FS=0,36 - Tabela 13) e inferior ao FS considerando apenas resistência de pico (FS=1,23).

Após a Etapa 5, praticamente todas as fatias das zonas estabilizantes e instabilizantes atingiram a plastificação. O Fator de Propagação FP, para esse caso, é de

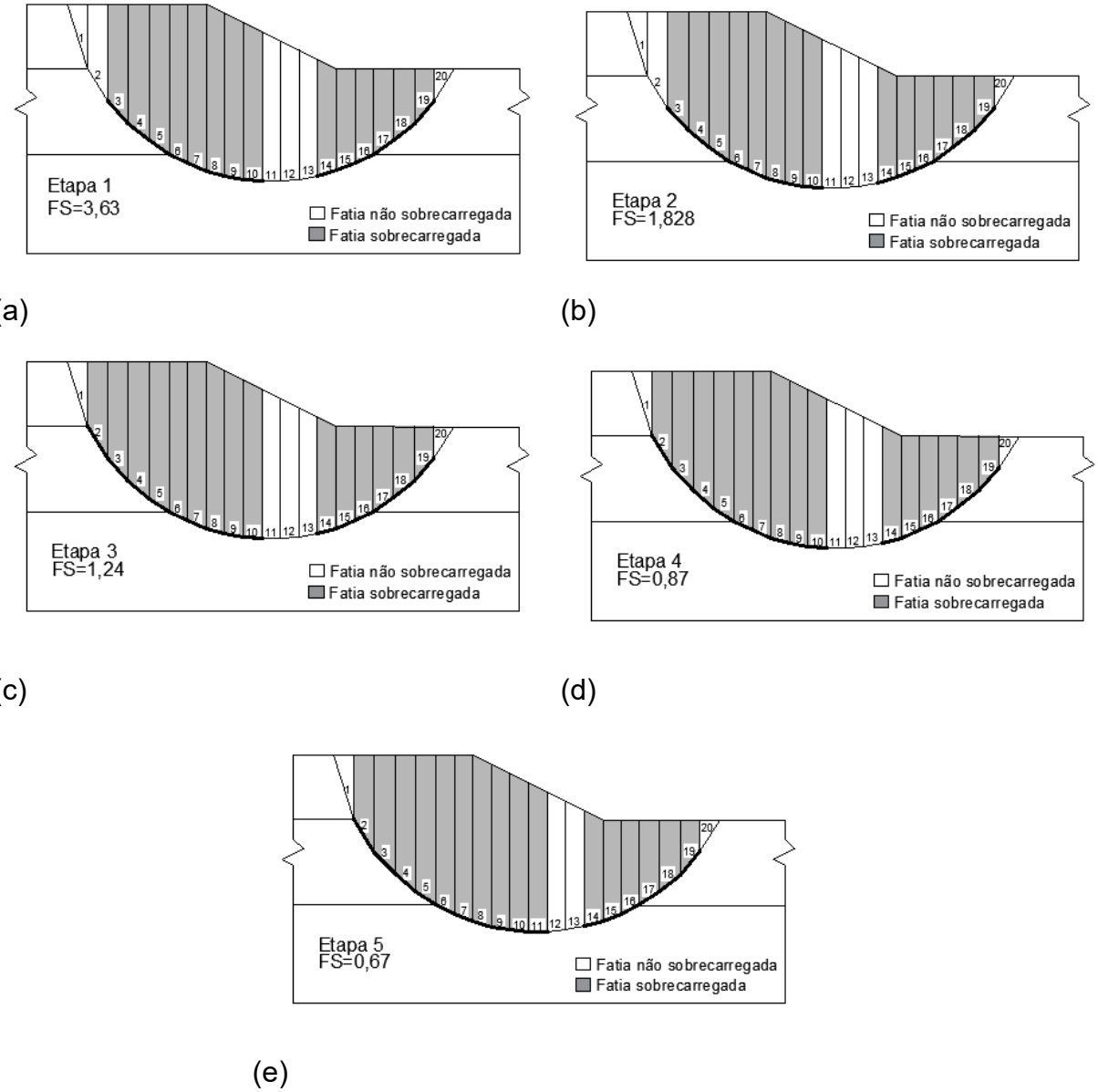
$$FP = \frac{\sum_i^n (l_r)_i}{L} = \frac{13{,}86}{19{,}42} = 0{,}71 \qquad (35)$$

A Figura 46 mostra a distribuição do fator residual local ao longo da superfície de deslizamento, apresentando os valores de R_L para cada fatia ao final do carregamento (Etapa 5). Pelo fato da análise considerar apenas a queda da resistência de pico diretamente para seu valor residual, o fator oscila apenas entre os valores 0 e 1.

A Figura 47 mostra a distribuição das tensões normais (σ) e cisalhantes (τ_{mob}) ao longo da superfície de ruptura no momento final do carregamento (Etapa 5), além da resistência ao cisalhamento na base da fatia (s_u). Pode-se perceber que, apesar da não plastificação das fatias 1, 12 e 20, a ruptura destas estava iminente. Os

valores de tensões cisalhantes estavam bem próximos aos da resistência ao cisalhamento do solo.

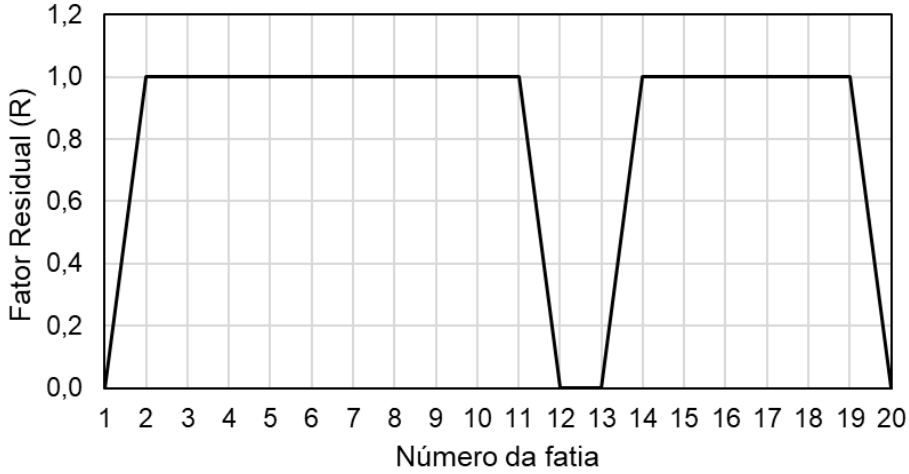
Figura 45 - Evolução das rupturas locais ao longo do carregamento do aterro



Legenda: (a) — Resultado da Etapa 1; (b) — Resultado da Etapa 2; (c) — Resultado da Etapa 3; (d) — Resultado da Etapa 4; (e) — Resultado da Etapa 5.

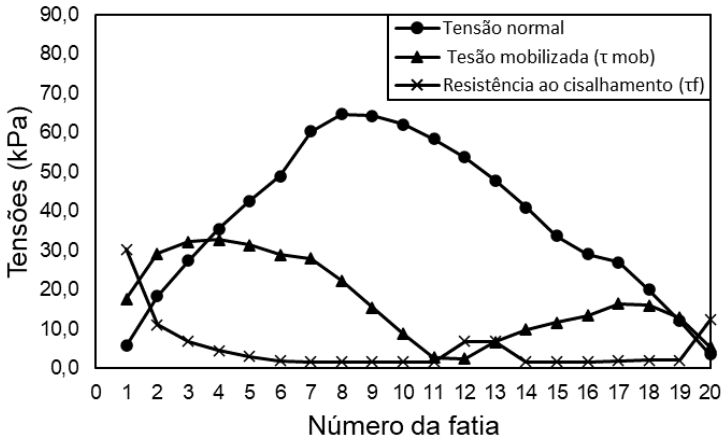
Fonte: O AUTOR, 2021.

Figura 46 - Distribuição do fator residual local R para o método de Chowdhurry



Fonte: O AUTOR, 2021.

Figura 47 - Distribuição das tensões normais e cisalhantes na Etapa 5

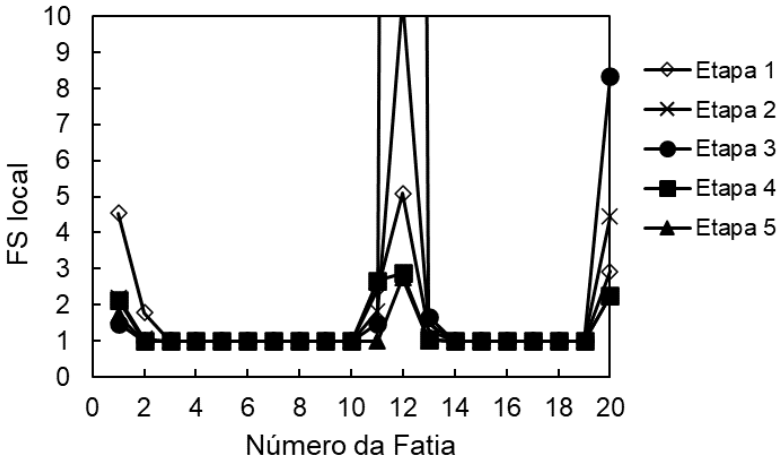


Fonte: O AUTOR, 2021.

A Figura 48 mostra a distribuição do fator de segurança local nas diferentes etapas de carregamento, onde se verifica a maior velocidade no avanço da ruptura na zona instabilizante em relação a zona estabilizante. Fica evidente, também, a iminência do rompimento nas fatias ainda não sobrecarregadas.

É curioso observar que não existe uma tendência monotônica de redução de FS local nas fatias. Enquanto não se atinge a ruptura, o FS local apresenta aumento e redução ao longo do processo. Esse comportamento pode ser visto, por exemplo, na fatia 20 em que, na etapa 1, o FS_{local}=2,93, na Etapa 2 cresce para 4,45 e na etapa 3 atinge 8,33. Após a Etapa 3, há tendência de redução.

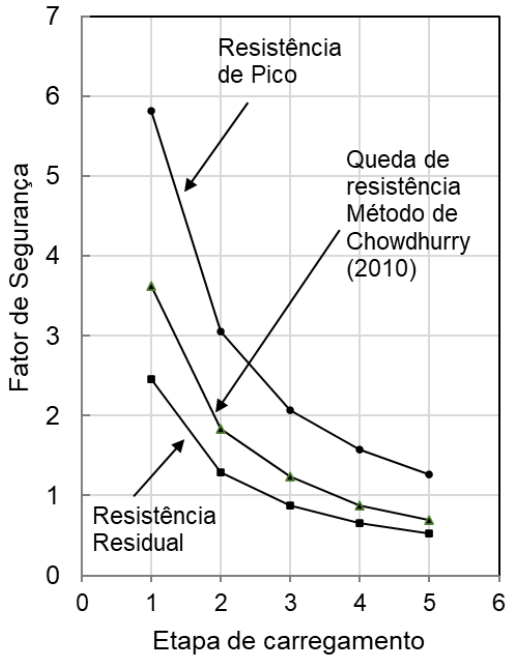
Figura 48 - Distribuição de FS local entre as fatias



Fonte: O AUTOR, 2021.

A Figura 49 compara os FS globais obtidos ao longo das iterações, em cada etapa de carregamento.

Figura 49 – Evolução do FS nas diversas etapas de carregamento



Fonte: O AUTOR, 2021.

O fato do método de Chowdhurry (2010) prever que a ruptura ocorre antes do aterro atingir 2,0 m de altura (anteriormente à Etapa 4) causa estranheza, já que difere bastante da realidade no campo. A altura crítica do aterro experimental está

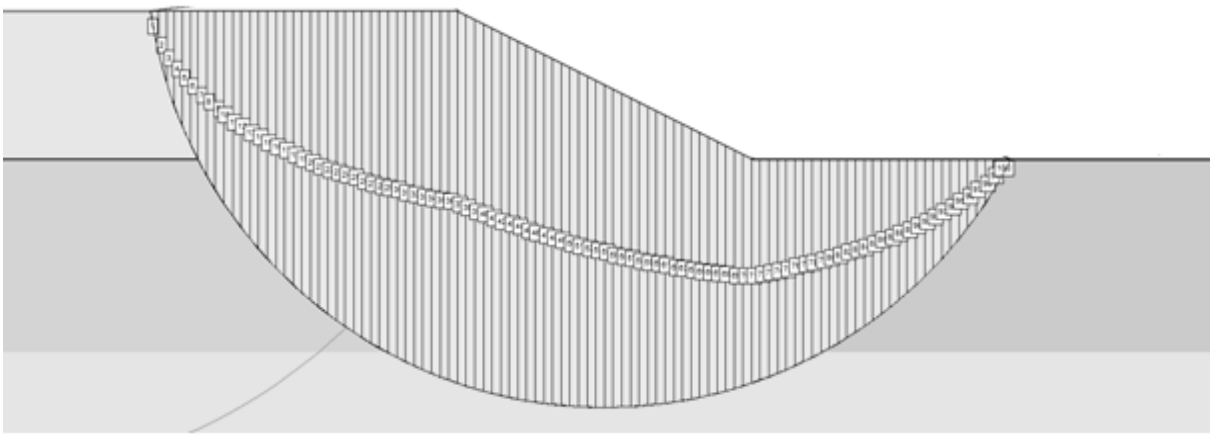
entre 2,50 e 2,80 m. Talvez o mau desempenho do método esteja na adoção de queda abrupta da resistência de pico para a residual. Na prática, esta queda se dá de forma gradual.

5.4.2 Análise pelo Método de Onishi e Jiang (2015)

O método de Onishi e Jiang (2015) é um método rigoroso pois considera todas as forças atuantes nas fatias. Para tal, o processo iterativo consiste em, a partir de uma estimativa inicial da resultante de forças interlamelares $(E_0\, e\, X_0)$, calcular através de equações de equilíbrio as forças normais (N) e cisalhantes (S) na base da fatia. Admitindo que a distribuição de tensões na base da fatia é uniforme, por equilíbrio, calculam-se as tensões normais e cisalhantes atuantes no plano vertical, à esquerda da fatia. Admitindo-se que a distribuição dessas tensões é triangular, a resultante de forças interlamelares é recalculada $(E_1\, e\, X_1)$ e comparada com o estimativa inicial.

Com objetivo de se ter uma melhor observação da distribuição das forças interlamelares, a análise foi realizada dividindo-se a região de ruptura em 100 fatias (Figura 50), ao invés das 20 fatias adotadas anteriormente. As fatias 1 a 36 correspondem à crista do aterro. As fatias 37 a 70 estão na região do talude, com inclinação de δ=26,84º. Já as fatias 71 a 100 estão na região do pé do talude.

Figura 50 - Subdivisão da região de ruptura em 100 fatias



Fonte: O AUTOR, 2021.

Para estimativa inicial, as resultantes normal (E_0) e tangencial (X_0) atuantes foram calculadas através de teorias de empuxo. Por ser uma análise não drenada,

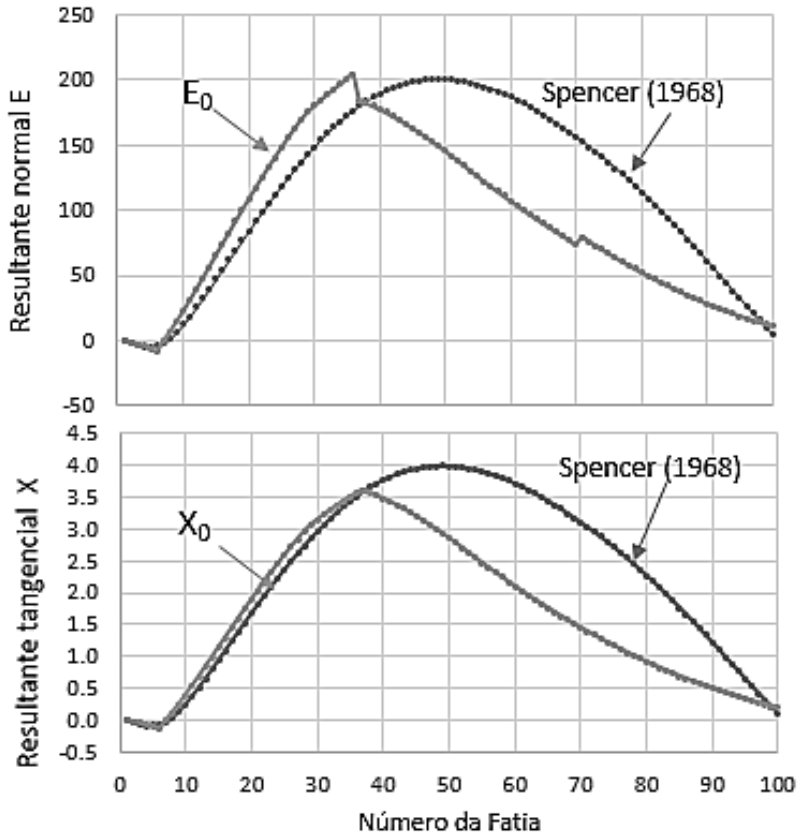
em termos de tensão total, o coeficiente de empuxo ativo (k_a) foi estabelecido como sendo igual a 1,0.

$$E_0 = \frac{h}{2}[\gamma h k_a - 2s_u\sqrt{k_a}]cos\beta \quad (36)$$

$$X_0 = \frac{h}{2}[\gamma h k_a - 2s_u\sqrt{k_a}]sen\beta \quad (37)$$

Inicialmente, o método foi aplicado considerando-se o carregamento integral do aterro. A Figura 51 compara as resultantes E_0 e X_0 obtidas pela estimativa inicial (teoria de empuxo) com os valores calculados pelo programa Slide 2D (da Rocscience) utilizando-se o método de Spencer (1968). Observa-se que as curvas são próximas, havendo uma descontinuidade na curva de E_0 nas regiões das fatias 36 e 70.

Figura 51 - Comparação entre as resultante das Forças normais e tangenciais entre as fatias

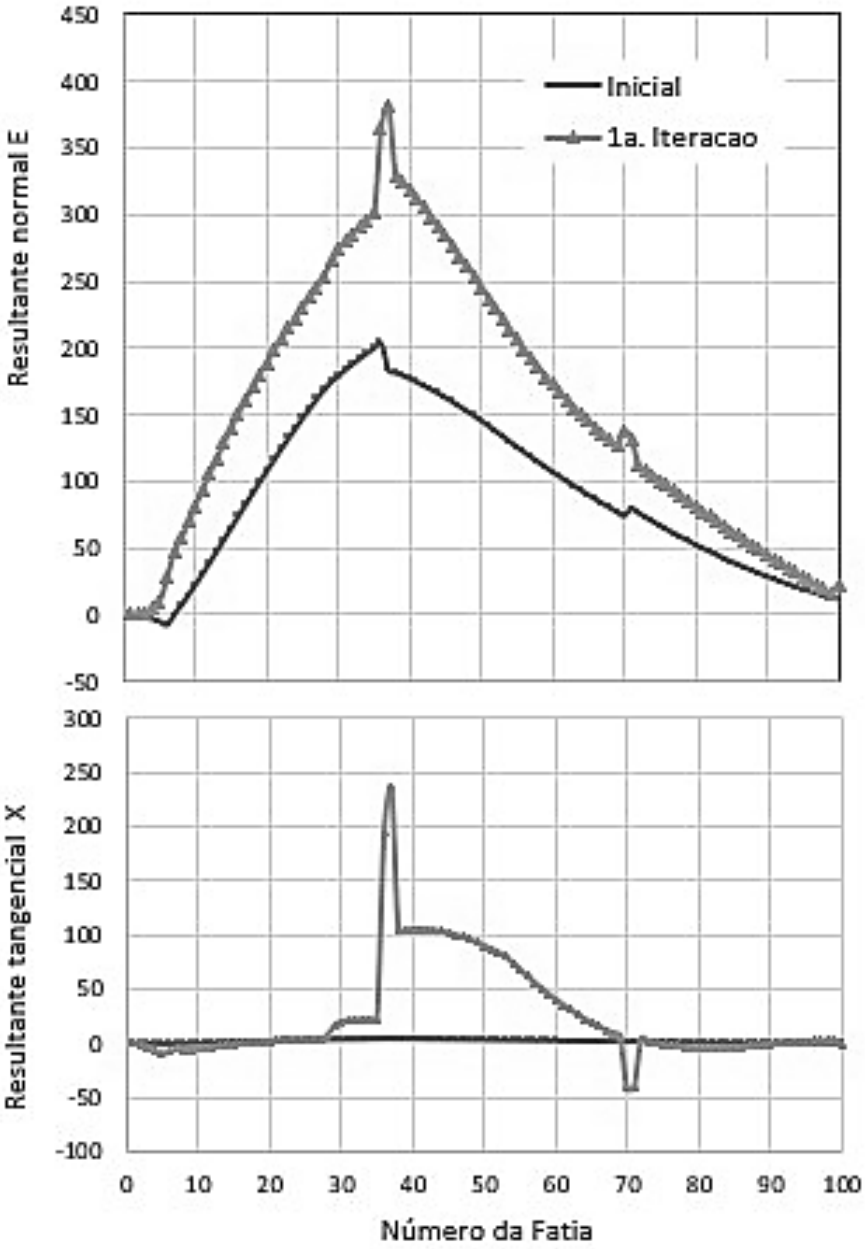


Fonte: O AUTOR, 2021

A partir da 1ª iteração (Figura 52), o processo iterativo passa a apresentar instabilidade nas fatias próximas à crista e pé do talude, isto é, quando ocorre mudança brusca no ângulo de inclinação da superfície do terreno. As oscilações nos valores calculados de E_i e X_i vão se propagando para as fatias adjacentes, não permitindo que a convergência seja atingida.

O autor acredita que o método de aproximação proposto por Onishi e Jiang (2015) funciona em situações em que o ângulo do talude varia pouco.

Figura 52 – Resultante as forças normal E e tangencial X nas iterações iniciais.



Fonte: O AUTOR, 2021

5.4.3 Proposta alternativa de consideração da ruptura progressiva

A aplicação do método se inicia na identificação das fatias sobrecarregadas a partir da determinação do FS local. Caso a tensão cisalhante calculada na base da fatia seja superior à resistência ao cisalhamento na condição de pico τ_{p_i} ocorre a ruptura local, isto é

$$W_i \operatorname{sen} \alpha_i > \tau_{p_i} \tag{38}$$

Onde τ_{p_i} é dado por $\left(c'_p l_i + (W_i \cos \alpha_i - u_i l_i) \tan \phi'_p\right)$, em termos efetivos, ou $(s_{u_i} l_i)$ em termos totais.

Caso a ruptura local seja identificada, a resistência ao cisalhamento na base da fatia é reduzida para o valor residual e a fatia é caracterizada como sobrecarregada (FS_{local} = 1,0). Dessa forma, gera-se um excesso de tensão cisalhante aplicada ocorrendo sobre esta fatia i (ΔS_i). Este excesso é calculado por

$$\Delta S_i = W_i \operatorname{sen} \alpha_i - \tau_{r_i} \tag{39}$$

Onde τ_{r_i} é a resistência ao cisalhamento na base da fatia i, considerando parâmetros residuais; isto é

$$\tau_{r_i} = \left(c'_r l_i + (W_i \cos \alpha_i - u_i l_i) \tan \phi'_r\right) \; ou \; (s_{ur_i} l_i) \tag{40}$$

O método aqui proposto se baseia na redistribuição do somatório das tensões cisalhantes excedentes à resistência residual ($\sum \Delta S_i$) para todas as fatias não sobrecarregadas. Assim sendo, a tensão aplicada em todas as n_e fatias não sobrecarregadas passam a ser dadas por:

$$\tau_{aplicada_i} = W_i \operatorname{sen} \alpha_i + \frac{\sum \Delta S_i}{n_e} \tag{41}$$

Uma vez que o valor da tensão cisalhante aplicada na base $\tau_{aplicada_i}$ é alterado, o processo é reiniciado a partir da Eq. (38) para todas as fatias. Uma vez

alcançada a ruptura localizada, a resistência na base é reduzida para condição residual e tal fatia não pode mais receber nenhum acréscimo de tensão cisalhante.

Na implantação do processo iterativo, observou-se que sendo o FS_{global} dependente da inclinação da base da fatia α_i, a ruptura localizada em todas as fatias não representava FS_{global} =1,0. Na região em que a inclinação da base das fatias é negativa (zona estabilizante), a parcela $W_i \operatorname{sen} \alpha_i$ é negativa, reduzindo o somatório das tensões cisalhantes atuantes, presente no denominador da equação para cálculo do FS. Face a este quadro, o método proposto considera genericamente que a tensão cisalhante limite é atingida quando o módulo da tensão cisalhante aplicada se iguala à resistência residual.

$$\tau_{limite_i} = \left| W_i \operatorname{sen} \alpha_i + \frac{\sum \Delta S_i}{n_e} \right| = \left| \tau_{r_i} \right| \tag{42}$$

5.4.4. <u>Aplicação do método proposto ao caso estudado</u>

O método iterativo proposto na seção anterior também foi aplicado para a análise de estabilidade do estudo de caso deste trabalho. Foram consideradas as mesmas cinco etapas de carregamento adotadas no método de Chowdhurry (2010).

A Figura 53 e a Figura 54 apresentam, de forma ilustrativa, a aplicação do método na Etapa 1 de carregamento com o uso de planilhas eletrônicas.

A evolução das rupturas localizadas ao longo do círculo de deslizamento, para cada etapa de carregamento do aterro, pode ser vista na Figura 55.

O Fator de Propagação FP, para esse caso, é unitário (Eq. (43)), já que ao final das etapas de carregamento todas as fatias se apresentaram como rompidas.

$$FP = \frac{\sum_i^n (l_r)_i}{L} = \frac{19{,}42}{19{,}42} = 1{,}00 \tag{43}$$

A Figura 56 mostra a distribuição do fator residual R ao longo da superfície de deslizamento, apresentando os valores de R para cada fatia ao final do carregamento (Etapa 5). Como todas as fatias atingiram a ruptura local (ou seja, apresentam apenas a resistência residual), o fator residual é constante e igual a 1.

Figura 53 - Cálculos iniciais durante aplicação do método proposto

AD31

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	N	O	P	Q	R	S	T	U	V
1																			iteração anterior		Novo carreg
2	Fatia	su (kPa)	sur (kPa)	ϕ	b(m)	H (m)	l (m)	incl base (º)	ymed (kN/m³)	Wt (kN/m)	W senα	W cosα	ul	su*l	FS Local	sur*l	ΔW senα		(W senα) > (Su x l) ?	W senα + ΔSi	W senα + ΔSi +ΔW sena
3	1	11,52	11,52	0	2,623	0,10	2,63	72,18	18,40	3,72	3,538	1,137	0	30,25	8,55	30,25	3,54		Não	0,00	3,54
4	2	15,95	9,11	0	1,452	0,71	1,22	57,86	13,50	10,51	8,897	5,590	0	19,42	2,18	11,10	8,90		Não	0,00	8,90
5	3	13,44	6,81	0	1,165	1,20	1,00	49,61	13,50	18,35	13,979	11,891	0	13,44	0,96	6,81	13,98		Não	0,00	13,98
6	4	11,53	5,06	0	1,019	1,59	0,88	42,63	13,50	24,29	16,452	17,875	0	10,16	0,62	4,46	16,45		Não	0,00	16,45
7	5	10,03	3,69	0	0,930	1,93	0,80	36,37	13,50	28,99	17,190	23,345	0	8,07	0,47	2,97	17,19		Não	0,00	17,19
8	6	8,83	2,58	0	0,789	2,23	0,75	30,58	13,50	32,75	16,663	28,199	0	6,64	0,40	1,94	16,66		Não	0,00	16,66
9	7	8,54	2,13	0	0,756	2,50	0,79	24,84	13,50	39,83	16,733	36,148	0	6,77	0,40	1,69	16,73		Não	0,00	16,73
10	8	8,95	2,19	0	0,733	2,77	0,76	19,07	13,50	43,64	14,258	41,249	0	6,82	0,48	1,67	14,26		Não	0,00	14,26
11	9	9,26	2,24	0	0,717	3,01	0,74	13,49	13,50	45,08	10,520	43,840	0	6,85	0,65	1,65	10,52		Não	0,00	10,52
12	10	9,45	2,27	0	0,708	3,24	0,73	8,05	13,50	45,57	6,379	45,120	0	6,87	1,08	1,65	6,38		Não	0,00	6,38
13	11	9,55	2,28	0	0,705	3,45	0,72	2,67	13,50	45,17	2,108	45,116	0	6,88	3,26	1,64	2,11		Não	0,00	2,11
14	12	9,55	2,28	0	0,708	3,65	0,72	-2,67	13,50	44,21	-2,063	44,163	0	6,88	3,33	1,64	-2,06		Não	0,00	-2,06
15	13	9,45	2,27	0	0,717	3,83	0,73	-8,05	13,50	42,49	-5,949	42,076	0	6,87	1,15	1,65	-5,95		Não	0,00	-5,95
16	14	9,26	2,24	0	0,733	4,00	0,74	-13,49	13,50	39,89	-9,308	38,788	0	6,85	0,74	1,65	-9,31		Não	0,00	-9,31
17	15	8,95	2,19	0	0,756	4,17	0,76	-19,07	13,50	35,65	-11,646	33,692	0	6,82	0,59	1,67	-11,65		Não	0,00	-11,65
18	16	8,54	2,13	0	0,789	4,32	0,79	-24,84	13,50	32,01	-13,447	29,048	0	6,77	0,50	1,69	-13,45		Não	0,00	-13,45
19	17	8,30	2,04	0	0,930	4,47	0,95	-31,31	13,50	31,63	-16,437	27,027	0	7,87	0,48	1,93	-16,44		Não	0,00	-16,44
20	18	8,30	1,91	0	1,019	4,61	1,04	-38,68	13,50	25,62	-16,015	20,001	0	8,61	0,54	1,98	-16,02		Não	0,00	-16,02
21	19	8,30	1,74	0	1,165	4,74	1,19	-46,95	13,50	17,64	-12,891	12,042	0	9,85	0,76	2,07	-12,89		Não	0,00	-12,89
22	20	8,30	1,51	0	1,452	4,86	1,48	-56,87	13,50	6,54	-5,474	3,572	0	12,30	2,25	2,24	-5,47		Não	0,00	-5,47
23										ΣWsena =	33,49		ΣSu*l =	194,97	ΣSur*l =	82,35				0,00	33,49
24													FS max=	5,82	FS min=	2,46				fatias estabilizantes	9
25																					
26																				Soma τ instab	126,716
27																				Soma τ estab	93,230
28																				Στ-	219,95
29																					
30																					
31																					
32																					
33																					

Slide | Etapas | T=0 | **T=1 (PR)** | T=2 (PR) | T=3 (PR) | T=4 (PR) | T=5 (PR)

Fonte: O AUTOR, 2021

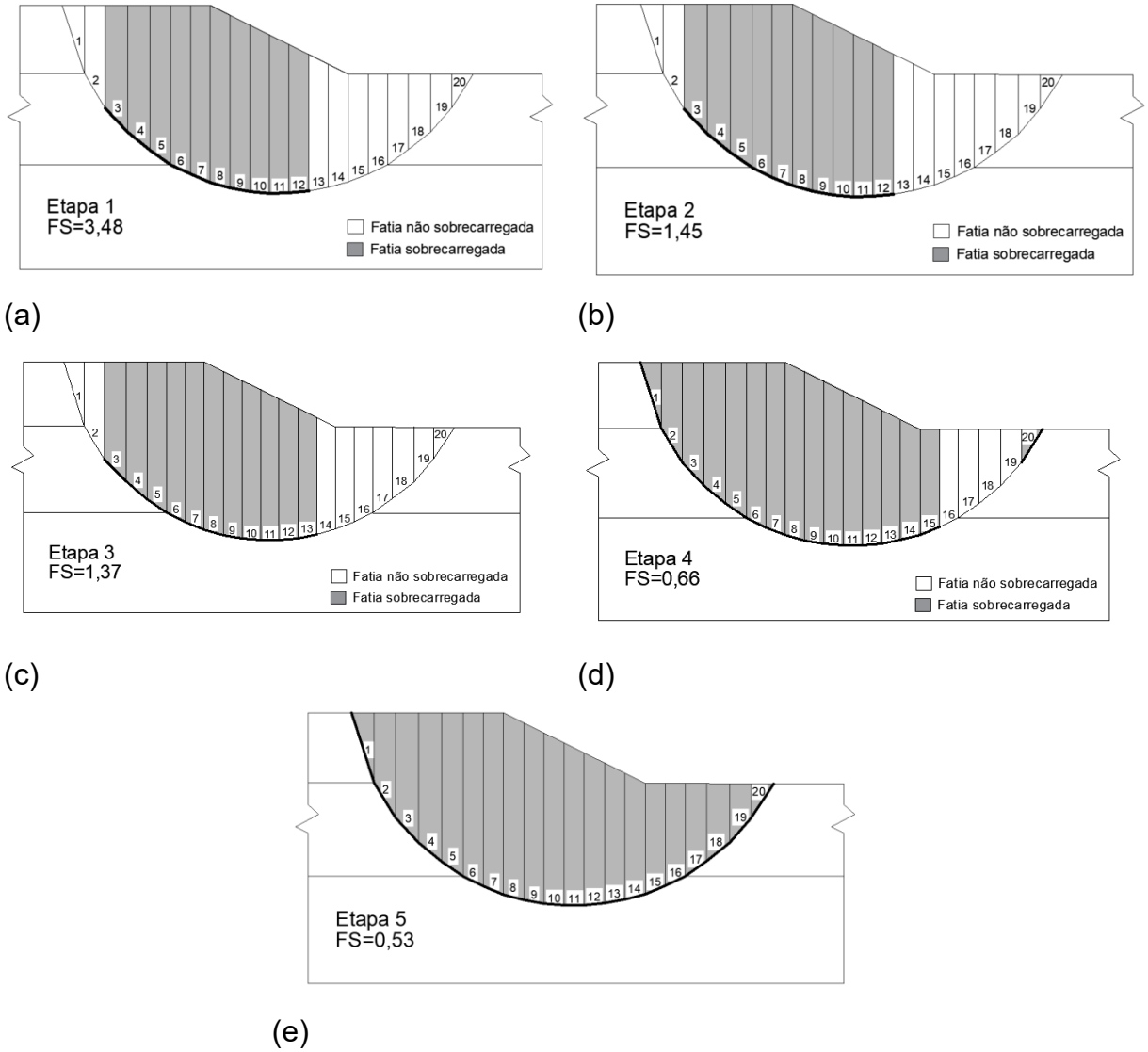
Figura 54 - Cálculo das iterações da Etapa 1 de carregamento com aplicação do método proposto

W	X	Y	Z	AA	AB	AC	AD	AE	AF	AG	AH	AI	AJ	AK	AL	AM	AN	A
			1ª iteração						2ª iteração						3ª iteração			
		(W senα) > (Su x l) ?	Su*l	ΔSi	W senα + ΔSi nova transf			(W senα) > (Su x l) ?	Su*l	ΔSi	W senα + ΔSi nova transf			(W senα) > (Su x l) ?	Su*l	ΔSi	W senα + ΔSi nova transf	
		Não	30,25	0,00	10,05			Não	30,25	0,00	11,70			Não	30,25	0,00	11,70	
		Não	19,42	0,00	15,40			Não	19,42	0,00	17,06			Não	19,42	0,00	17,06	
		Sim	6,81	7,17	6,81			sim	6,81	0,00	6,81			sim	6,81	0,00	6,81	
		Sim	4,46	11,99	4,46			sim	4,46	0,00	4,46			sim	4,46	0,00	4,46	
		Sim	2,97	14,22	2,97			sim	2,97	0,00	2,97			sim	2,97	0,00	2,97	
		Sim	1,94	14,72	1,94			sim	1,94	0,00	1,94			sim	1,94	0,00	1,94	
		Sim	1,69	15,05	1,69			sim	1,69	0,00	1,69			sim	1,69	0,00	1,69	
		Sim	1,67	12,59	1,67			sim	1,67	0,00	1,67			sim	1,67	0,00	1,67	
		Sim	1,65	8,87	1,65			sim	1,65	0,00	1,65			sim	1,65	0,00	1,65	
		Não	6,87	0,00	12,89			Sim	1,65	11,24	1,65			sim	1,65	0,00	1,65	
		Não	6,88	0,00	8,62			Sim	1,64	6,97	1,64			sim	1,64	0,00	1,64	
		Não	6,88	0,00	4,45			Não	6,88	0,00	6,10			Não	6,88	0,00	6,10	
		Não	6,87	0,00	0,56			Não	6,87	0,00	2,22			Não	6,87	0,00	2,22	
		Não	6,85	0,00	-2,80			Não	6,85	0,00	-1,14			Não	6,85	0,00	-1,14	
		Não	6,82	0,00	-5,14			Não	6,82	0,00	-3,48			Não	6,82	0,00	-3,48	
		Não	6,77	0,00	-6,94			Não	6,77	0,00	-5,28			Não	6,77	0,00	-5,28	
		Não	7,87	0,00	-9,93			Não	7,87	0,00	-8,27			Não	7,87	0,00	-8,27	
		Não	8,61	0,00	-9,51			Não	8,61	0,00	-7,85			Não	8,61	0,00	-7,85	
		Não	9,85	0,00	-6,38			Não	9,85	0,00	-4,73			Não	9,85	0,00	-4,73	
		Não	12,30	0,00	1,03			Não	12,30	0,00	2,69			Não	12,30	0,00	2,69	
	Numero de fatias estaveis	13	157,41	84,61	33,49		Numero de fatias estaveis	11	146,96	18,21	33,49		Numero de fatias estaveis	11	146,96	0,00	33,49	
	Δsi>0	4		fatias estabilizantes	6		Δsi>0	2		fatias estabilizantes	6		Δsi>0	2		fatias estabilizantes	6	
	Δsi<0	9					Δsi<0	9					Δsi<0	9				
	57,61%			Στ-	114,87					Στ-	95,00					Στ- 95,00		
	42,39%		Soma Δsi	**84,61**	FS				Soma Δsi	**18,21**	FS				Soma Δsi	**0,00**	FS	
			Δsi>0	**84,61**	**4,70**				Δsi>0	**18,21**	**4,39**				Δsi>0	**0,00**	**4,39**	
			Δsi<0	**0,00**					Δsi<0	**0,00**					Δsi<0	**0,00**		

T=0 | **T=1 (PR)** | T=2 (PR) | T=3 (PR) | T=4 (PR) | T=5 (PR)

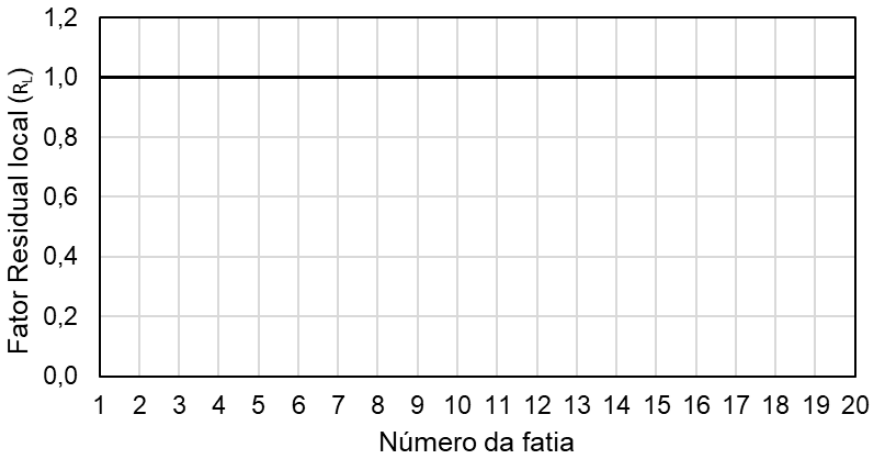
Fonte: O AUTOR, 2021

Figura 55 - Evolução das rupturas locais ao longo do carregamento do aterro (continua)



Fonte: O AUTOR, 2021.

Figura 56 - Distribuição do fator residual local no método proposto

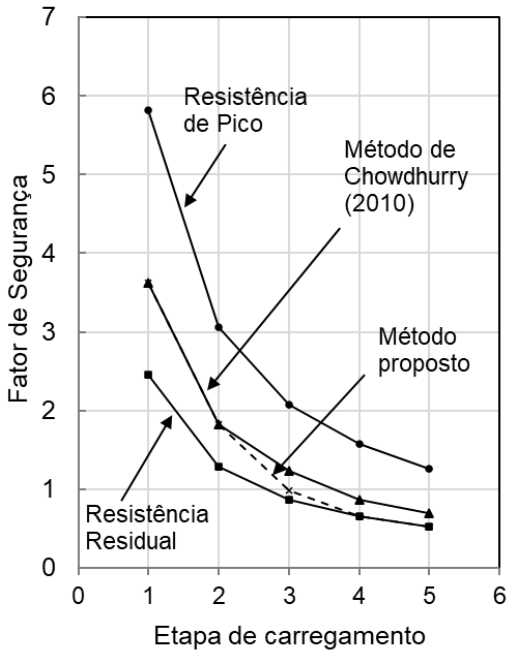


Fonte: O AUTOR, 2021.

Observa-se que os resultados da evolução das rupturas locais nas fatias, ao longo das etapas de alteamento são diferentes das obtidas no método de Chowdhurry (2010) (Figura 45).

Quanto aos fatores de segurança, a Figura 57 mostra que os métodos fornecem valores intermediários de FS entre aqueles obtidos mantendo-se a resistência de pico ou a residual. Nas primeiras etapas, ambos métodos resultam no mesmo FS. Porém, o método proposto tende mais rapidamente para condição residual.

Figura 57 – Comparação entre os FS nas diversas etapas e métodos de análise



Fonte: O AUTOR, 2021.

Convém ressaltar que tanto o método de Chowdhurry (2010) quanto o proposto neste trabalho fornecem FS próximos da unidade entre a 3ª e 4ª etapas de carregamento. Em outras palavras, os FS encontrados são incompatíveis com a realidade da ruptura do aterro experimental I. No campo, a ruptura foi iniciada na 5ª etapa, quando a altura do aterro atingiu 2,50 m.

A inadequação dos resultados obtidos pode estar relacionada com a taxa de variação da resistência de pico para a residual. A simulação do efeito de ruptura progressiva dos métodos utilizados considera uma queda abrupta nos valores de

resistência da condição de pico para residual. Porém, na prática, a queda se dá de forma gradual com a deformação, além de ser não-uniforme entre os pontos da massa de solo.

Uma simulação mais próxima do comportamento real tornaria os métodos mais complexos e até dependentes de soluções computacionais mais avançadas. Isso invalidaria a proposta dos métodos aqui apresentados, cujo intuito é realizar a incorporação do efeito de ruptura progressiva de forma simplificada e prática.

Para mensurar a influência da queda de resistência, optou-se por realizar esta queda de forma gradativa. Adotou-se, para estas análises, um fator de queda ω, que representa a taxa de queda entre as resistências de pico e residual, conforme Equação (44).

$$s_{u,\omega} = s_{u,residual} + \omega\,(s_{u,pico} - s_{u,residual}) \tag{44}$$

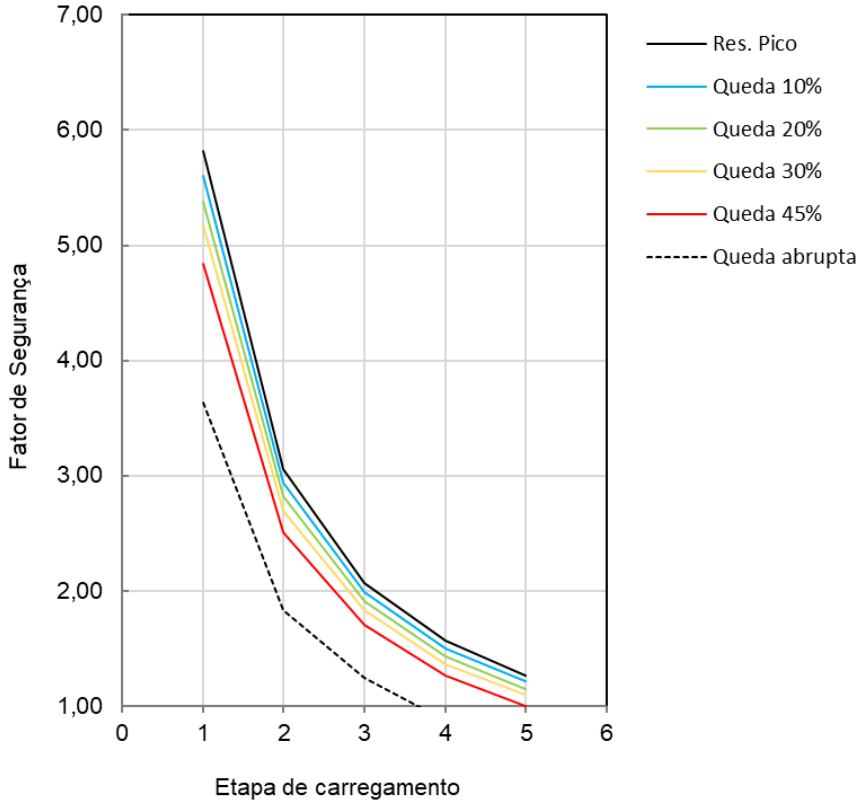
O fator ω foi variado entre 0,95 (representando uma queda de 5% do intervalo pico-residual) e 0,55 (representando uma queda de 45% do intervalo entre as resistências de pico e residual), em intervalos de 0,05.

Para o caso estudado, observa-se a existência de uma sensitividade variável com a profundidade. Esta característica pode ser observada ao se observar configuração dos perfis de resistência apresentados na Figura 34. A queda de resistência de pico para residual, portanto, possui valores não uniformes ao longo da profundidade do depósito. Desta forma, optou-se por aplicar uma mesma taxa de queda, em termos percentuais, em todas as fatias, independentemente dos valores do intervalo entre as resistências de pico e residuais de cada uma delas.

Os resultados para a aplicação do Método de Chowdhurry com queda gradual de resistência podem ser analisados graficamente através da Figura 58. Já os resultados obtidos na aplicação do método proposto podem ser observados na Figura 59.

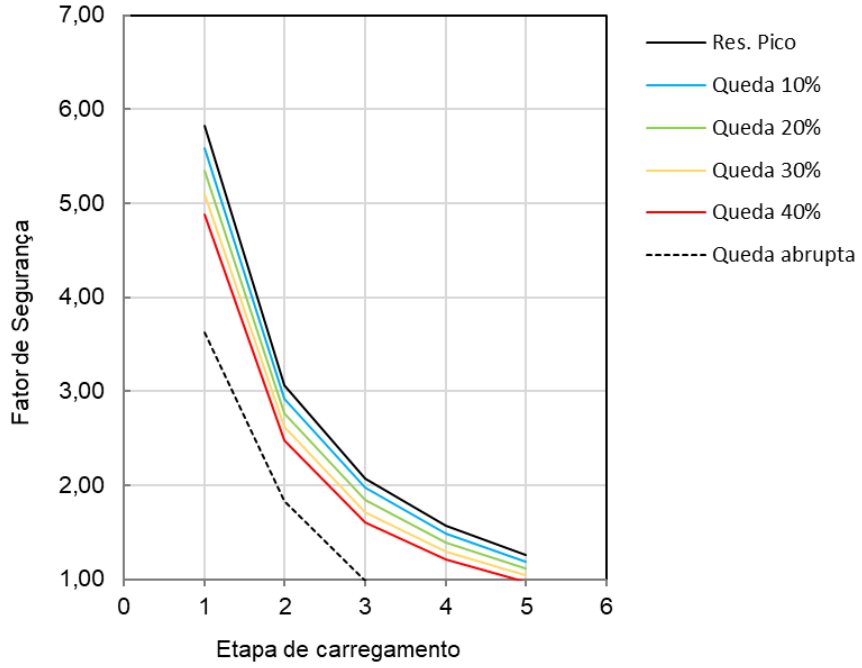
Desta forma, pode-se perceber que a condição de ruptura do talude é atingida quando a queda de resistência é de cerca de 45% para o método de Chowdhurry (2010) e de cerca de 35% pelo método proposto no presente trabalho. Assim, verifica-se novamente que o método proposto tende mais rapidamente para condição de ruptura, indicando que é necessária uma menor queda de resistência pico-residual para a deflagração da ruptura do aterro.

Figura 58 – Resultado do Método de Chowdhurry com queda gradual de resistência



Fonte: O AUTOR, 2021.

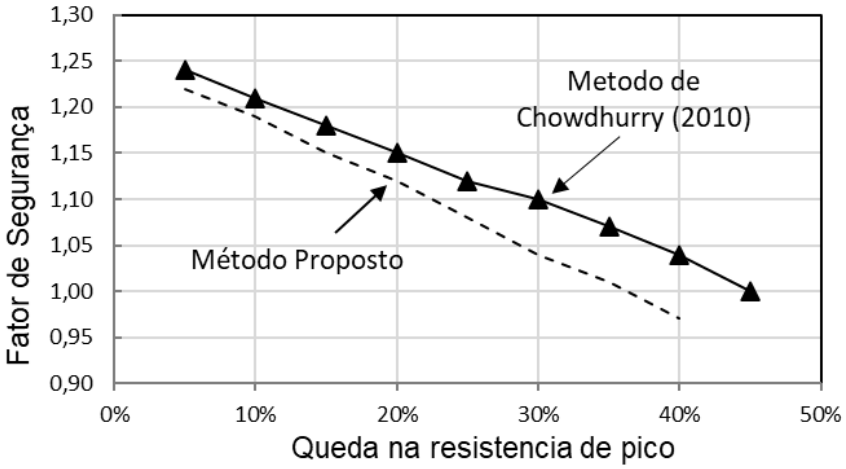
Figura 59 – Resultado do Método Proposto com queda gradual de resistência



Fonte: O AUTOR, 2021.

A Figura 60 apresenta uma comparação entre os resultados obtidos em ambos os métodos.

Figura 60 - Comparação entre os resultados obtidos nos métodos aplicados



Fonte: O AUTOR, 2021.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 Conclusões

A retroanálise realizada acerca da ruptura do Aterro Experimental I de Sarapuí, através do método dos elementos finitos, trouxe à tona a discussão sobre a sensibilidade dos softwares de análise de estabilidade.

Devido ao desenvolvimento continuado dos softwares comerciais, que incorporam novos elementos geotécnicos e novas dinâmicas de análise em cada nova atualização, deve-se levar em consideração que resultados diferentes podem ser obtidos ao se utilizar versões diferentes dos programas. Com isso, resultados divergentes podem ser obtidos mesmo ao se utilizar os mesmos modelos constitutivos e mesmos parâmetros geotécnicos nas análises.

As análises realizadas por meio desses programas podem ser sensíveis a pequenas alterações, causando ainda mais incertezas em relação ao resultado final obtido.

Tal resultado acendeu o alerta quanto à sensibilidade dos softwares comerciais em função das modificações de geometria ou parâmetros do solo. No caso estudado neste trabalho, uma pequena alteração no perfil de resistência foi capaz de tornar o aterro estável.

Os resultados obtidos pelas retroanálises baseadas no Método dos Elementos Finitos revelaram que a sensitividade equivalente (St*) do solo, associada ao FS=1,0, varia principalmente com a discretização da malha. Malhas com 1500 elementos indicaram St* entre 2 e 3, enquanto que a adoção de uma maior discretização apontou um valor de St* mais baixo e igual a 2,0.

Além disso, foi observado que também há influência direta da malha de elementos finitos utilizada nos resultados obtidos. O aumento do número de elementos reduziu a variabilidade nos resultados do cálculo do fator de segurança.

Os resultados das análises de estabilidade com a incorporação dos métodos de Chowdhurry (2010) e do método proposto mostraram que a queda de resistência de um valor de pico para o residual acarretam em fatores de segurança globais diferentes daqueles estimados pelos métodos convencionais baseados na teoria do Equilíbrio Limite.

Os fatores de segurança locais passam a ser variáveis ao longo da superfície de ruptura, o que denota uma distribuição de tensões e deformações não-uniforme no interior do solo.

A aplicação método de Onishi e Jiang (2015) para o caso estudado não apresentou um bom desempenho. Apesar da estimativa inicial das forças interlamelares, calculadas através do cálculo do empuxo, estarem próximas dos valores observados pelo método de Spencer, os valores não convergiram conforme seguiram-se as iterações. Tal fato pode indicar que o método de estimativa proposto pelos autores apenas funciona em situações em que o ângulo do talude varia pouco.

A aplicação dos métodos de Chowdhurry (2010) e do método proposto neste trabalho caracterizaram que a ruptura ocorreu em um estágio de carregamento anterior ao visto em campo. Tal fato ocorreu devido à consideração de uma queda abrupta da resistência de pico para residual durantes tais análises, o que gerou o mau desempenho do método. Na prática, esta queda se dá de forma gradual e os métodos precisam considerar tal efeito para que seus resultados sejam próximos da realidade.

Ao se considerar a queda gradual de resistência, a condição de ruptura foi atingida com uma queda de cerca de 45% para o método de Chowdhurry (2010) e de cerca de 35% pelo método proposto. Observou-se, portanto, que o método proposto tende mais rapidamente para a condição residual e, consequentemente, para a condição de ruptura do talude.

Num aspecto prático, foi confirmado que a incorporação do mecanismo de ruptura progressiva nas análises de estabilidade provou a ocorrência do rompimento do aterro experimental. Tal instabilidade não seria comprovada ao se utilizar apenas os parâmetros de resistência de pico do depósito argiloso, dado o fator de segurança de 1,23 encontrado. Com isso, verificou-se que a adoção dos parâmetros de pico, unicamente, resultaram em valores de FS superdimensionados e incompatíveis com o comportamento real do aterro.

Com isso, o estudo demonstrou que solos com comportamento de amolecimento (strain-softening) exigem a consideração do efeito de ruptura progressiva, para que a estimativa do fator de segurança seja mais representativa e confiável para o projeto.

6.2 Trabalhos futuros

Sugere-se, para trabalhos futuros, um estudo da incorporação dos efeitos de ruptura progressiva nos métodos convencionais de análise de estabilidade considerando-se o efeito de tempo, aplicando-se de forma mais discretizada o fenômeno de queda gradual da resistência do solo.

Com isso, a simulação do efeito de ruptura progressiva torna-se mais compatível com a realidade, tendo em vista que a o processo de queda abrupta é apenas uma aproximação deste comportamento.

Sugere-se, também, a aplicação do método iterativo aqui proposto em novos estudos de caso, comparando-se os resultados obtidos com os métodos convencionais e/ou outros métodos iterativos de mesmo propósito. Desta forma, valida-se a aplicabilidade do método em diferentes casos e geometrias.

REFERÊNCIAS

AGUIAR, V. N. *Contribuição ao Estudo das Relações Tensão-Deformação-Resistência-Tempo das Argilas Moles*. 2014. 439 p. Tese de doutorado - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2014.

ALMEIDA , M.S.S. e MARQUES, M.E.S. *The behaviour of Sarapuí soft organic clay. Proceedings of the Workshop on Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils, Singapore*, v. 1, p. 477-504, 2002.

ALMEIDA, M. S. S. *Discussion of "Embankment Failure on Clay in Rio de Janeiro"*. Journal of Geotechnical Engineering, EUA, 1985, p. 253–256.

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

ALMEIDA, M.S.S. *The undrained behaviour of the Rio de Janeiro clay in the light of critical state theories*. Solos e Rochas, v. 5:2, p. 3-24, 1982.

ALVES, A.M. *Influência da Viscosidade do Solo e do Tempo Após a Cravação na Interação Dinâmica Estaca-Solo em Argilas*. 2004. 336 p. Tese de Doutorado, COPPE/ UFRJ, Rio de Janeiro, 2004.

ANDRADE. M.E.S. *Contribuição ao Estudo das Argilas moles da Cidade de Santos*. 2009. 397 p. Dissertação de Mestrado - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2009.

ANTUNES, F. *Ensaios Geológicos, Pedológicos e Mineralógicos nas Argilas Moles do Rio de Janeiro*. Relatório IPR/DNER (2019-02.02-2/10/42), 1978.

ÁRABE, L. C. G. *Comportamento das propriedades de engenharia de solos de uma área experimental na Baixada Santista*. Cong. Bras. Mec. Solos e Eng. Fund., v. 7, n. 5, p. 25-47, 1995.

ARAGÃO, C.J.C. *Propriedades geotécnicas de alguns depósitos de argila mole na área do Grande Rio*. 1975. Dissertação de Mestrado - PUC-RJ, Rio de Janeiro, 1975.

AZZOUZ, A.S.; BALIGH, M.M. e LADD, C.C. *Corrected field vane strength for embankment design*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, v. 109:2, p. 730-735, 1983.

BALIGH, M.M., AZZOUZ, A.S., e CHIN, C.T. *Disturbances due to ideal tube sampling*. 1987. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, v. 113, p. 739–757.

BATISTA, H. M.; SAYÃO, A. S. F. J. *Características geotécnicas do depósito de argila mole da Enseada do Cabrito, Salvador, Bahia*. Proceedings XI Cong. Bras. Mec. Solos Eng. Geotéc., Brasília, v. 2, p. 911-916, 1998.

BERNANDER, S. *Progressive Landslides in Long Natural Slopes: Formation, Potential Extension and Configuration of Finished Slides in Strain-Softening Soils*. 2011. 204 p. Tese de Doutorado (Department of Civil, Environmental and Natural Resources Engineering) – Luleå University of Technology, Luleå, Suécia, 2011.

BERTOLDI, C. *Computer simulation of progressive failure in soil slopes*. 1988. Tese de Doutorado - University of Wollongong, 1988.

BEZERRA, R.L. *Desenvolvimento do Piezocone COPPE de Terceira Geração e sua Utilização em Argilas Moles*. 1996. 426 p. Tese de Doutorado - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1996.

BISHOP, A. W. *Progressive Failure – with special reference to the mechanism causing it.* Proceedings of the Geotechnical Conference. Oslo 2. p. 142-150, 1967.

BISHOP, A. W. *The Influence of Progressive Failure on the Choice of the Method of Stability Analysis*. Geotechnique, v. 21, n. 1971, p. 168–172, 1971.

BISHOP, A.W. *The use of the slip circle in the stability analysis of slopes.* Geotechnique 5, No. 1, 7-17, 1955.

BJERRUM, L. *Embankments on Soft Ground*. ASCE Specialty Conference on Performance of Earth and Earth Supported Structures, West Laffayette, Purdue University, v. 2, p. 1-54, 1972.

BJERRUM, L. *Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clays.* Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Moscou. v. 3, p. 111-159,1973.

BJERRUM, L.; SIMONS, N. E. *Comparison of shear strength characteristics of normally consolidated clays*. Proceedings of the ASCE Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, p. 711-726, 1960.

CAVALCANTE, E.H.; GIACHETI, H.L.; DANZIGER, F.A.B.; COUTINHO, R.Q. Workshop Campos Experimentais de Fundações. Proceedings of the XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Curitiba, 2006.

CHENG, Y.M., LAU, C.K., 2008. *Slope Stability Analysis and Stabilization, New Methods and Insight*. Taylor & Francis Group, London, p.18-19.

CHENG, Y.M.; LANSIVAARA, T.; WEI, W.B. *Two-dimensional slope stability analysis by limit equilibrium and strength reduction methods.* Computers and Geotechnics, 34(3), p. 137-150, 2007.

CHOWDHURRY, R. N. *Geotechnical Slope Analysis*. Londres: Taylor & Francis Group, 737 p., 2010.

CHOWDHURRY, R. N. *Slope Analysis: Developments in Geotechnical Engineering* . v. 22. Elsevier Scientific Publishing Company, 423 p., 1978.

CHUGH, A. K. *Variable factor of safety in slope stability analysis*. Geotechnique, Vol. 36, No. 1, pp. 57-64, 1986.

CHUNG, S. F. e RANDOLPH, M. *Penetration resistance in soft clay for different shaped penetrometers*. Proceedings of the 2nd International Conference on Site Characterization in Porto, Portugual. Vol. 1, pp. 671-677, 2004.

COLLET, H. B. *Ensaios de Palheta de Campo em Argilas Moles da Baixada Fluminense.* 1978. 243 p. Tese de Mestrado no Programa de Pós-Graduação de Engenharia) – UFRJ/COPPE, Rio de Janeiro, 1978.

CONTE, E.; SILVESTRI, F.; TRONCONE, A. *Stability analysis of slopes in soils with strain-softening behaviour.* Computers and Geotechnics, 37(5): p. 710-722, 2010.

COSTA FILHO, L.M. *Características geotécnicas de argilas moles da Baixada Fluminense* - Relatório de Pesquisa, PUC/RJ, 1976.

COSTA FILHO, L.M.; GERSCOVICH, D.M.; BRESSANI, L.A. & THOMAZ, J.E. *Discussion on Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, v. 111:2, p. 259-262, 1985.

COUTINHO, R.Q. *Características de Adensamento com Drenagem Radial de uma Argila Mole da Baixada Fluminense.* 1976. 206 p. Tese de Mestrado - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1976.

COUTINHO, R.Q. *Characterization and engineering properties of Recife soft clays - Brazil.* Characterization and Engineering Properties of Natural Soils, Taylor and Francis – Balkema, Editors Tan, Phoon, Hight and Leroueil, v. 3, pp. 2049-2100, 2007.

COUTINHO, R. Q.; OLIVEIRA, J. T. R.; DANZIGER, F. A. B. *Caracterização geotécnica de uma argila mole do Recife*. Solos e Rochas, v. 16, n. 4, p. 255-266, 1993.

D'IGNAZIO, M*. Undrained shear strength of Finnish clays for stability analyses of embankments*. 2016. 178 p. Tese de Doutorado na Tampere University of Technology - Tampere University of Technology, Tampere, Finlândia, 2016.

DANZIGER, F. A. B. *Desenvolvimento de Equipamento para Realização de Ensaio de Piezocone: Aplicação a Argilas Moles*. 1990. 593 p. Tese de Doutorado no Programa de Pós-Graduação de Engenharia Civil – UFRJ/COPPE, Rio de Janeiro, 1990.

DANZIGER, F. A. B.; SCHNAID, F. *Ensaios de Piezocone*: Procedimentos, recomendações e interpretação. Sefe IV, BIC, v.3, p. 1–51. 2000.

DAWSON, E.M. et al. *Slope stability analysis by strength reduction*. Géotechnique, 49(6):835- 840, 1999.

DAWSON, E.M.; ROTH, W.H.; DRESCHER, A. *Progressive failure of slopes with sensitive clay layers*. Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris. 2013.

DUNCAN, J. M. 62 DUNLOP, P. *Slopes in stiff-fissured clays and shales.* J. Soil Mech., ASCE, 95, SM2, p. 467-492, 1969.

FEIJÓ, R.L. e MARTINS, I.S.M*. Relação entre compressão secundária, OCR and K0*. COPPEGEO 93, COPPE/Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, p. 27-40, 1993.

FELLENIUS, W. *Calculation of the Stability of Earth Dams. 2 nd International Congress on Large Darns,* International Commission on Large Dams, Washington, DC, p. 445-459, 1936.

FRANCISCO, G.M. *Estudo dos Efeitos do Tempo em Estacas de Fundação em Solos Argilosos.* 2004. 232 p. Tese de Doutorado - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2004.

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.

FUTAI, M. M.; ALMEIDA, M. S. S.; LACERDA, W. A. *Laboratory Behavior of Rio de Janeiro Soft Clay*. Parte 2: Strength and Yield. Soils and Rocks, São Paulo, v. 31, n. 2, p. 77-84, 2008.

GERSCOVICH, D. M. S. *Estabilidade de Taludes*. 2 ed., São Paulo: Oficina de Textos, 2014.

GERSCOVICH, D. M. S. *Propriedades da camada ressecada do depósito de argila mole de Sarapuí*. 1983. 246 p. Dissertação de Mestrado em Departamento de Engenharia Civil – PUC/RJ, Rio de Janeiro, 1983.

GREEN, R. A.; MARCUSON, W. F. *The phi = 0 Concept*: Review of its Theoretical Basis and Pragmatic Issues with Implementation. Geotechnical Special Publication (GSP), ASCE, p. 1–14, 2014.

GRIFFITHS, D.V.; LANE, P.A.. *Slope stability analysis by finite element.* Géotechnique, 49(3): p. 387-403, 1999.

HANSBO, S. *A new approach to the determination of the shear strength of clay by the fall-cone test.* Proc. Royal Swedish. Geotechnical Institute, nº 14, pp.7-47, 1957.

HOEG, K. *Finite element analysis of strain softening clay*. J. Soil Mech, ASCE, 78, p. 43-59, 1972.

JAMIOLKOWSKI, M.; LADD, C.C.; GERMAINE, T. T.; LANCELLOTTA, R. *New developments in field and laboratory testing of soils. In: International Conference, on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 11, 1985, San Francisco. Proceedings… San Francisco, Editora, 1985, p. 57-153.

JANBU, N. *Stability analysis of slopes with dimensionless parameters*. Harvard Soil Mechanics Series No. 46, 811 pp, 1954.

JANNUZZI, G. M. F. *Caracterização do Depósito de Solo Mole de Sarapuí II Através de Ensaios de Campo*. 2009. 195 p. Dissertação (Mestrado no Programa de Pós-Graduação de Engenharia Civil) – UFRJ/COPPE, Rio de Janeiro, 2009.

JANNUZZI, G.M.F. *Inovadoras, modernas e tradicionais metodologias para a caracterização geológicogeotécnica da argila mole de Sarapuí II*. 2013. Tese de Doutorado -COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2013.

JANNUZZI, G.M.F., DANZIGER, F.A.B., GUIMARÃES, G.V.M., SILVA JR., S.P., HENRIQUES JR., P.R.D., PORTO, E.C., MEDEIROS JR., C.J., FOPPA, D., COSTA, R.G.B., FERNANDES, J.V.V. *Primeiros Resultados com o Piezocone-Torpedo em Terra: os Ensaios em Sarapuí II*. In: XV COBRAMSEG - XV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Gramado – RS, 2010.

JANNUZZI, G. M. F., DANZIGER, F. A. B., MARTINS, I. S. M. *Cyclic T-bar tests to Evaluate the Remoulded Undrained Shear Strength of the Sarapuí II soft clay*. Soils and Rocks, São Paulo, Vol. 35, No.3, p. 279-294, setembro-dezembro, 2012a.

JANNUZZI, G.M.F., DANZIGER, F.A.B., MARTINS, I.S.M. GUIMARÃES, G.V.M. *The ability of in situ tests to detect the soil region affected by an embankment on soft clay.*

In: Proceedings of the IV International Conference on Soil Characterization, ISC´4, Porto de Galinhas, v. 1, p. 515-521, 2012b.

KEMPFERT, H.G. and GEBRESELASSIE, B. *Excavations and Foundations in Soft Soils*. Springer-Verlag Berlin Heidelberg. Netherland. 591 p., 2010.

KHAN, M.A. *Strength-deformation behavior of a weathered clay crust.* 1993. 380 p. Tese (Doutorado no Department of Civil Engineering) - University of Ottawa, Canada, 1993.

KHAN, Y.A.; JIANG, J.C.; YAMAGAMI, T. *Progressive failure analysis of slopes using non-vertical slices.* Journal of the Japan Landslide Society, 39(2): p. 203-211, 2002.

LACERDA, W.A.; COSTA FILHO, L.M.; COUTINHO, R.Q.; DUARTE, A.R. *Consolidation characteristics of Rio de Janeiro soft clay. Proceedings of Conference on Geotechnical Aspects of Soft Clays*, Bangkok, p. 231-244, 1977.

LADD, C. C. e LAMBE, T. W. *The Strength of "Undisturbed" Clay Determined from Undrained Tests in Laboratory Shear Testing of Soils*. West Conshohocken, PA: ASTM International, p. 342-371., 1964.

LADD, C.C. e DEGROOT, D.J. *Recomended practice for soft ground site characterization*: Arthur Casagrande Lecture. 12o Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos, EUA, 2003.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. *Soil Mechanics*. New York: Jhon Wiley & Sons, 1969.

LA ROCHELLE, P. *The short-term stability of slopes in London clay*. 1960. Tese de Doutorado - University of London, 1960.

LA ROCHELLE, P.; TRAK, B., TAVENAS, F., e ROY, M. *Failure of a test embankment on a sensitive Champlain clay deposit.* Canadian Geotechnical Journal, 11(1): p. 142–164, 1974.

LARSSON, R. *Undrained shear strength in stability calculation of embankments and foundations on soft clays.* Canadian Geotech. Journal, v. 17, n. 4, p. 591-602, 1980.

LARSSON, R. *T-bar tests in soft and sensitive Swedish clay.* In: 3rd International Symposium on Cone Penetration Testing, Las Vegas, Nevada, USA, 2014.

LAW, K.T. e LUMB, P. *A Limit Equilibrium Analysis of Progressive Failure in the Stability of Slopes*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 11, pp 113-122, 1978.

LEFEBVRE, G., PARÉ, J. J., e DASCAL, O. *Undrained shear strength in the surficial weathered crust*. Canadian Geotechnical Journal, v. 24, p. 23–34, 1987.

LEMOS, S. G. F. P. *Estudo da Resistência não Drenada de Solo de Baixa Consistência por Meio de Ensaios de Campo e Laboratório*. 2014. 183 p. Dissertação (Mestrado em Egenharia Civil) – Universidade Federal do Espírito Santo, Centro Tecnológico, Vitória, 2014.

LEROUEIL, S.; TAVENAS, F.; SAMSON, L.; MORIN, P. *Preconsolidation pressure of Champlain clays - part II*: laboratory determination. Canadian Geotech. Journal, v. 20, n. 4, p. 803-816, 1983.

LEROUEIL, S.; MAGNAN, J. P.; TAVENAS, F. *Embankments on soft clays.* West Sussex, UK: Ellis Horwood Limited. 1990.

LIU, K.; CHEN, J.; XIE, X.; ZHU, X. *Large deformation finite element analysis on excavated slopes*. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 28(Supp.): p. 1406-1410, 2006 (em Chinês).

LO, K. Y. e LEE, C. E. *Stress analysis and slope stability in strain softening materials.* Gcotechnique 23, No. 1, 1-11, 1973.

LUNNE, T.; BERRE, T. e STRANDVIK, S. *Sample Disturbance Effects in Soft Low Plastic Norwegian Clay, Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics*. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Vol. único, p. 81-102, 1997.

MACEDO, E. O. *Investigação da Resistência não Drenada In Situ Através de Ensaios de Penetração de Cilindro*. 2004. 105 p. Dissertação (Mestrado no Programa de PósGraduação de Engenharia Civil) – UFRJ/COPPE, Rio de Janeiro, 2004.

MEIGH, A.C. *Cone Penetration Testing Methods and Interpretation*. Londres: Butterworths, 141 p., 1987.

MENZIES, B. K. *An Approximate Correction for the Influence of Strength Anisotropy on Conventional Shear Vane Measurement Used to Preditc Field Bearing Capacity.* Technical Notes - Geotechnique, vol. 26, nº 4, p. 631-634, 1976.

MESRI, G. *New design procedure for stability calculation of embankments and foundations on soft clay*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, v. 101, p.409-412, 1975.

MORGENSTERN, N. R. e PRICE, V. E. *The analysis of the stability of general slip surfaces*. Geotechnique 15, No. 1, p. 79-93, 1965.

ONISHI, K. JIANG, J.-C. *A new stability analysis method of slopes considering progressive failure. Computer Methods and recente Advances in Geomechanics*. Londres: Ed. Taylor & Francis Group, p. 181-186, 2015

ORTIGÃO, J.A.R. *Contribuição ao Estudo de Propriedades Geotécnicas de um Depósito de Argila Mole da Baixada Fluminense*. 1975. 96 p. Dissertação de Mestrado - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 1975.

ORTIGÃO, J. A. R. *Aterro Experimental Levado à Ruptura Sobre Argila Cinza do Rio de Janeiro*. 1980. 715 p. Tese (Doutorado no Programa de Pós-Graduação de Engenharia) – UFRJ/COPPE, Rio de Janeiro, 1980.

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.

PEUCHEN , J e TERWINDT, J. *Critical appraisal of T-bar penetration tests. Geotechnical and Geophysical Site Characterization 5*: Proceedings of the fifth international Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterizations, Gold Coats, Queensland, Australia, 5-9 September, Australian Geomechanics Society, 351-356, 2016.

PEREIRA PINTO, G. *A influência da sensibilidade na estabilidade de solos moles brasileiros.* 2017. 252 p. Dissertação de Mestrado (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) - Universidade do Estado do Rio de Janeiro/UERJ, 2017.

PORTO, E.C., MEDEIROS Jr., C.J., HENRIQUES Jr., P.R.D., FOPPA, D., FERREIRA, A.C.P., COSTA, R.G.B., FERNADES, J.V.V., DANZIGER, F.A.B., JANNUZZI, G.M.F., GUIMARÃES, G.V.M., SILVA Jr., S.P., ALVES, A.M.L. *The development of the Torpedo-Piezocone*. In: Proceedings of the 29th International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering, OMAE 2010, American Society of Mechanical Engineers, New York, 2010.

POTTS D. M.; DOUNIAS G. T.; VAUGHAN P. R. *Finite element analysis of progressive failure of Carsington embankment. Géotechnique*, v. 40, n. 1, p. 79-101, 1990.

POTTS D. M.; KOVACEVIC, N.; VAUGHAN, P. R. *Delayed collapse of cut slopes in stiff clay*. Géotechnique, 47, 5: p. 953–982, 1997.

RANDOLPH, M. F. et al. *Improved Seabed Strength Profiling Using T-Bar Penetrometer*. Offshore Site Investigation and Foundation Behaviour'New Frontiers: Proceedings of an International Conference. Society of Underwater Technology, 1998.

ROBERTSON, P. K.; CAMPANELLA, R. G. *Interpretation of-Cone Penetration Tests.* Canadian Geotechnical Journal, v. 20, p. 1–78, 1983.

ROCHA FILHO, P.; ALENCAR, J. A. *Piezocone tests in the Rio de Janeiro soft clay deposit.* Proceedings of the 12th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., San Francisco, v. 2, p. 859-862, 1985

SÁ, M. R. T. *Ensaio de Cisalhamento Simples (DSS) Cíclico na Argila Mole de Sarapuí II*. 2016. Dissertação de mestrado - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2016.

SANDRONI, S. S. *Sobre o Uso de Ensaios de Palheta no Projeto de Aterros Sobre Argilas Moles*. Solos e Rochas, v. 16, p. 207–213, 1993.

SANDRONI, S. S., *Obtendo Boas Estimativas de Recalque em Solos Muito Moles: O Caso da Barra da Tijuca, Rio de Janeiro*, COBRAMSEG, Curitiba, Vol 1, p.507-512, 2006.

SANDRONI, S. S. *Sobre a Prática Brasileira de Projetos Geotécnicos de Aterros Rodoviários em Terrenos com Solos Muito Moles*. XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Curitiba, 2006

SANDRONI, S. S.; BRUGGER, P. J.; ALMEIDA, M. S. S.; LACERDA, W. A. *Geotechnical properties of Sergipe clay*. Proceedings of the Int. Symp. Recent Develop. Soil Pav. Mech., Rio de Janeiro, p. 271-277, 1997.

SAYÃO, A.S.F.J. *Ensaios de Laboratório na Argila Mole da Escavação Experimental de Sarapuí.* 1980. 201 p. Tese de Mestrado - PUC-RIO, Rio de Janeiro, Brasil, 1980.

SCHMERTMANN, J. H. *The Measurement of In Situ Shear Strength*. ASCE Speciality Conference on In Situ Measurement of Soil Properties - State of the Art, 1975.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. *Ensaios de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações*. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SKEMPTON, A. W. *The pore-pressure coefficients A and B*. Gtotechnique, Vol.4, pp. 143-147, 1954.

SKEMPTON, A. W. *Long-Term Stability of Clay Slopes*. Géotechnique. v. 14, n. 2, p. 77-102, 1964.

SKEMPTON, A. W. *First Time Slides in Over-consolidates Clays*. Geotchnique, v. 20, p. 320-324, 1970.

SOARES, J. M. D.; SCHNAID, F.; BICA, A. V. D. *Determination of the characteristics of a soft clay deposit in Southern Brazil*. In: INT. SYMP. RECENT DEVELOP. SOIL PAV. MECH. Proceedings… Amsterdam. Rotterdam: Balkema Publ., 1997. p. 297-302.

SRBULOV, M. M. *Limit equilibrium method with local factors of safety for slope stability*. Canadian Geotech. J., Vol. 24, p. 652-656, 1987.

STEWART, D.P.; RANDOLPH, M.F. *A new site investigation tool for the centrifuge*. Proc. International Conference on Centrifuge Modelling - Centrifuge 91, v. 91, p. 531538, 1991.

STEWART, D.P.; RANDOLPH, M. F*. T-bar penetration testing in soft clay*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, v. 120, n. 12, p. 2230-2235, 1994.

SUGUIO, K.; MARTIN, L.; BITTENCOURT, A.C.S.P.; DOMINGUEZ, J.M.L.; FLEXOR, J.M. & AZEVEDO, A.E.G. *Flutuações do nível relativo do mar durante o Quaternário superior ao longo do litoral brasileiro e suas implicações na sedimentação costeira.* Revista Brasileira de Geociências, 15 (4): p. 273 – 286. São Paulo, 1985.

TABAJARA, J. B. *Avaliação das abordagens de termos de tensão total e efetiva em estudos de estabilidade de aterros sobre solos compressíveis.* 2021. Dissertação de Mestrado no Programa de Pós-Graduação de Engenharia Civil – UERJ, Rio de Janeiro, 2021.

TANG, H.X. *Analysis for Progressive Failure of the Senise Landslide Based on Cosserat Continuum Model.* Proceedings of the 10th International Symposium on Landslides and Engineered Slopes, Xi'an, China, p.945- 950, 2008.

TAYLOR, D. W. *Fundamentals of Soil Mechanics.* 1 ed. Nova Iorque: John Willey & Sons, 1948.

TERRA, B.R.C.S.S.R. *Análise de Recalque de Aterro Experimental sobre Argila Mole de Sarapuí-RJ com Elementos Drenantes Verticais*. 1988. 234 p. Tese de Mestrado - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 1988.

TERZAGHI, K. *Stability of slopes of natural clay*. In: Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, Mass., v. 1, p. 161-165, 1936.

TERZAGHI, K., PECK, R.B. e MESRI, G. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 3 ed., John Wiley and Sons, Inc., New York, 1996.

THAKUR, V; L'HEUREUX, J.; LOCAT, A. *Landslides in Sensitive Clays: From Research to Implementation*. Advances in Natural and Technological Hazards Research , v. 46. Springer, p 97-107, 2017.

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

WERNECK, M.L.G.; COSTA FILHO, L.M.; FRANÇA, H. *In-situ permeability and hydraulic fracture test in Guanabara bay clay*. Proceedings Conference on Geotechnical Aspect of Soft Clays, Bangkok, p. 399-418, 1977.

WROTH, C. P. *The interpretation of in situ soil tests*. Twenty Fourth Rankine Lecture, Géotechnique 34, No. 4, p. 449-489, 1984.

WROTH, C. P.; HOULSBY, G. T. *Soil mechanics-Property characterization and analysis procedure*. Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. 55p. 1985.

YAFRATE, N.; DEJONG, J.; DEGROOT D.; RANDOLPH, M. *Evaluation of Remolded Shear Strength and Sensitivity of Soft Clay Using Full-Flow Penetrometers*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 135, n. 9, p. 1179–1189, 2009.

YAMAGAMI, T.; TAKI, M. *Limit equilibrium slope stabil ity analysis considering progressive failure*. Proc. Int. Symp. on Deformation and Progressive Failure in Geomechanics (IS -Nagoya'97) , Nagoya, p. 719-724, 1997.

YAMAGAMI, T.; JIANG, J.-C.; TAKI, M.; YAMABE, S. *Progressive failure analysis of slopes based on a LEM.* Proc. Int. Symp. on Slope Stability Engineering : (IS-Shikoku '99), Mat suyama, Vold, pp. 293-29, 1999.

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

ZIENKIEWICZ, O.C., HUMPHESON, C., LEWIS, R.W. *Associated and nonassociated visco-plasticity and plasticity in soil mechanics*. Géotechnique, 25(4): p. 671-689, 1975.