



Análise crítica de estabilidade e estabilização de um talude por diferentes abordagens metodológicas

Mário Henrique Costa Dias

Dissertação apresentado à Escola Superior de Tecnologia e Gestão do Instituto Politécnico de Bragança para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia da Construção no âmbito da Dupla Diplomação com o Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais.

Trabalho efetuado sob a orientação de:

Professor Doutor António Miguel Verdelho Paula

Professor Doutor Armando Belato Pereira

Bragança, fevereiro de 2025



Análise crítica de estabilidade e estabilização de um talude por diferentes abordagens metodológicas

Mário Henrique Costa Dias

Dissertação apresentado à Escola Superior de Tecnologia e Gestão do Instituto Politécnico de Bragança para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia da Construção no âmbito da Dupla Diplomação com o Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais.

Trabalho efetuado sob a orientação de:

Professor Doutor António Miguel Verdelho de Paula

Professor Doutor Armando Belato Pereira

Bragança, fevereiro de 2025

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente à minha família, minha base. À minha mãe e minha irmã, que sempre estiveram ao meu lado, acreditando e incentivando em cada etapa. À minha namorada, que entrou em minha vida no meio do processo e, desde então, esteve presente com apoio e motivação. E ao meu pai, que, embora não tenha podido ver esta jornada ser concluída, segue vivo em cada conquista.

Aos meus amigos, cujo apoio, parceria e incentivo foram essenciais para tornar essa jornada mais leve, meu sincero agradecimento. Cada um, à sua maneira, contribuiu para que este caminho fosse mais enriquecedor. Em especial, ao meu amigo Lucas, que esteve lado a lado comigo durante toda a trajetória, compartilhando desafios, conquistas e aprendizados.

Ao Prof. Dr. Armando Belato, minha profunda gratidão pelo suporte, pelo conhecimento transmitido e pela orientação que esteve presente não apenas neste trabalho, mas em toda minha trajetória acadêmica.

Ao Prof. Dr. António Miguel, agradeço pela contribuição e apoio ao longo deste último ano, cuja orientação foi essencial para a conclusão deste trabalho.

Ao Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais (CEFET/MG), instituição que teve um papel essencial na minha formação acadêmica e profissional. Ao Instituto Politécnico de Bragança (IPB), agradeço a oportunidade de expandir meus horizontes através do programa de dupla diplomação.

A todos que, de alguma forma, contribuíram para este trabalho, meu muito obrigado.

RESUMO

A análise de estabilidade de taludes é tradicionalmente baseada em abordagens determinísticas, que utilizam fatores globais de segurança. No entanto, essas metodologias não contemplam explicitamente a variabilidade dos parâmetros geotécnicos. Para superar essa limitação, abordagens semi-probabilísticas, como as preconizadas pelo Eurocódigo 7, e análises probabilísticas, como a Simulação de Monte Carlo, têm sido progressivamente incorporadas, proporcionando uma avaliação mais precisa da incerteza e da probabilidade de ruptura. Este estudo investiga a estabilidade de um talude situado na região sudeste do Brasil, comparando a abordagem determinística conforme a NBR 11682:2009, a abordagem semi-probabilística baseada nos coeficientes parciais de segurança do Eurocódigo 7 e a análise probabilística por meio da Simulação de Monte Carlo. A modelagem foi realizada empregando o método de Morgenstern & Price para determinação dos fatores de segurança. Os resultados indicam que a abordagem semi-probabilística do Eurocódigo 7 conduz a soluções mais conservadoras devido à aplicação de coeficientes parciais de segurança e à consideração de valores característicos reduzidos para os parâmetros geotécnicos. Por outro lado, a análise probabilística permite quantificar diretamente a probabilidade de falha e identificar regiões críticas. Independentemente da metodologia adotada, as análises apontam para um cenário de estabilidade crítica, evidenciando a necessidade de medidas estabilizadoras para garantir a segurança da estrutura. A comparação entre diferentes soluções de estabilização, como reperfilamento e cortinas de estacas, revela variações na eficácia estrutural conforme o método adotado, destacando a importância de uma abordagem integrada para a tomada de decisões em projetos geotécnicos. Conclui-se que a incorporação de análises probabilísticas, embora não obrigatória pelas normativas vigentes, oferece informações essenciais para um dimensionamento mais robusto e fundamentado. Assim, reforça-se a necessidade de que a prática da engenharia geotécnica transcenda a mera conformidade normativa, adotando uma abordagem holística que contemple aspectos técnicos, econômicos e logísticos na avaliação da estabilidade de taludes.

Palavras-chave: Estabilidade de taludes; fatores globais; coeficientes parciais; análise probabilística.

ABSTRACT

Slope stability analysis is traditionally based on deterministic approaches that employ global safety factors. However, these methodologies do not explicitly account for the variability of geotechnical parameters. To overcome this limitation, semi-probabilistic approaches, such as those recommended by Eurocode 7, and probabilistic analyses, such as Monte Carlo Simulation, have been progressively incorporated, providing a more accurate assessment of uncertainty and failure probability. This study investigates the stability of a slope located in the southeastern region of Brazil, comparing the deterministic approach based on NBR 11682:2009, the semi-probabilistic approach using partial safety factors from Eurocode 7, and the probabilistic analysis through Monte Carlo Simulation. The modeling was performed using the Morgenstern & Price method to determine the safety factors. The findings indicate that the semi-probabilistic approach from Eurocode 7 leads to more conservative solutions due to the application of partial safety factors and the consideration of reduced characteristic values for geotechnical parameters. On the other hand, the probabilistic analysis allows direct quantification of the failure probability and the identification of critical regions. Regardless of the methodology adopted, the analyses point to a critical stability scenario, highlighting the need for stabilization measures to ensure structural safety. The comparison between different stabilization solutions, such as slope re-profiling and pile walls, reveals variations in structural effectiveness depending on the method employed, emphasizing the importance of an integrated approach in geotechnical design decision-making. It is concluded that the incorporation of probabilistic analyses, although not mandatory under current regulations, provides essential information for a more robust and well-founded design. Thus, it is reinforced that geotechnical engineering practice should go beyond mere regulatory compliance, adopting a holistic approach that considers technical, economic, and logistical aspects in slope stability assessment.

Keywords: Slope stability; global safety factors; partial factors; probabilistic analysis.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS	iii
RESUMO	iv
ABSTRACT	v
ÍNDICE DE FIGURAS	ix
ÍNDICE DE QUADROS	xii
1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. Enquadramento.....	1
1.2. Justificativa.....	2
1.3. Objetivo e Metodologia.....	3
1.4. Estrutura	4
2. REFERENCIAL TEÓRICO.....	6
2.1. Movimentos de massa	6
2.2. Resistência ao corte	8
2.2.1. Mecanismos de resistência entre partículas.....	10
2.2.2. Tensões totais e efetivas	11
2.3. Critério de ruptura de Mohr-Coulomb	12
2.4. Concepções básicas de estatística e probabilidade.....	14
2.4.1. Definições básicas	14
2.4.2. Medidas de centralidade e medidas de dispersão	15
2.4.3. Variáveis aleatórias e histograma	17
2.4.4. Função de densidade e probabilidade.....	18
2.4.5. Distribuição Normal (ou gaussiana).....	19
2.5. Análise de estabilidade	22

2.5.1.	Abordagem determinística por meio da NBR 11682	25
2.5.2.	Abordagem semi-probabilística por meio do Eurocódigo 7.....	28
2.5.3.	Abordagem probabilística.....	31
2.6.	Soluções de estabilização	38
2.6.1.	Estabilização por reperfilamento	41
2.6.2.	Estabilização por cortina de estacas	42
3.	CASO DE ESTUDO	45
3.1.	Identificação	45
3.2.	Ensaio de campo	46
3.3.	Ensaio de laboratório	50
3.3.1.	Classificação do solo	51
3.3.2.	Ensaio de compressão triaxial (CIU).....	53
3.4.	Definição dos parâmetros geotécnicos	56
4.	RESULTADOS	60
4.1.	Análise de estabilidade	60
4.1.1.	Modelo determinístico (NBR 11682).....	61
4.1.2.	Modelo semi-probabilístico (Eurocódigo 7)	63
4.1.3.	Modelo probabilístico.....	66
4.1.4.	Discussão Comparativa	68
4.2.	Análise de estabilização.....	70
4.2.1.	Solução 01: Reperfilamento	70
4.2.2.	Solução 02: Reperfilamento e cortina de estacas	82
4.3.	Considerações Finais	94
5.	CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	97

5.1. Conclusões.....	97
5.2. Desenvolvimentos futuros	98
LISTA DE REFERÊNCIAS.....	100

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Zona fraca, zona cisalhada e superfície de cisalhamento (Adaptado de Leroueil, 2001).....	9
Figura 2 – (a)Deslizamento de um corpo rígido sob uma superfície plana. (b)Superfície de ruptura em massas de solo (Adaptado de Budhu, 2011).	11
Figura 3 – Representação do critério de ruptura de Mohr (Adaptado de Pinto, 2006).	13
Figura 4 – Representação genérica da função de densidade (Walpole <i>et al.</i> , 2012).	19
Figura 5 – Contraste entre distribuição normal e sua versão cumulativa.....	20
Figura 6 – Resistencia e solicitações (Adaptado de Silva, 2011).....	23
Figura 7 – Representação método das fatias: (a) superfície de ruptura; (b) forças atuantes em uma n-ésima fatia (Adaptado de Das, 2010)	24
Figura 8 – Abordagem determinística x abordagem probabilística (Silva, 2015, adaptado) ...	31
Figura 9 – Gráfico de convergência do FS médio	34
Figura 10 – Funções densidade f_{Rr} e $f_S(s)$ (Ang e Tang, 1984, modificado por Silva, 2006).	36
Figura 11 – Movimento de massa do talude no ano de 2022.	45
Figura 12 – Conformação do talude após o reperfilamento.	46
Figura 13 – Locação dos furos e seções de análise	47
Figura 14 – Perfil geológico/geotécnico da seção.	50
Figura 15 – Curva de distribuição granulométrica (REL 103/22, 2022).....	51
Figura 16 – Corpos de prova pós ruptura (REL 103/22, 2022).....	54
Figura 17 – Gráfico q x p (REL 103/22, 2022).	55
Figura 18 – Círculos de Mohr-Coulomb para tensões totais (REL 103/22, 2022).....	56
Figura 19 - Círculos de Mohr-Coulomb para tensões efetivas (REL 103/22, 2022).....	56
Figura 20 – Perfil transversal da análise de estabilidade.....	60
Figura 21 - FS de estabilidade global pelo modelo determinístico.	61
Figura 22 – Superfícies de ruptura na seção local superior.....	62
Figura 23 – Superfície de ruptura na seção local inferior.....	63
Figura 24 – Fator de segurança global por meio do método semi-probabilístico	64
Figura 25 – Fator de segurança local inferior (semi-probabilístico)	65

Figura 26 – Fator de segurança local superior (semi-probabilístico)	65
Figura 27 – Estabilidade global: (a) Histograma de distribuição do FS (b) Distribuição cumulativa da probabilidade falha.....	66
Figura 28 - Estabilidade local superior: (a) Histograma de distribuição do FS (b) Distribuição cumulativa da probabilidade falha.....	67
Figura 29 - Estabilidade local inferior: (a) Histograma de distribuição do FS (b) Distribuição cumulativa da probabilidade falha.....	68
Figura 30 – Comparação de resultados da análise de estabilidade.....	69
Figura 31 - Perfil transversal análise de estabilização por reperfilamento.....	70
Figura 32 – FS global de estabilização por reperfilamento pelo modelo determinístico.	72
Figura 33 – FS local inferior de estabilização por reperfilamento pelo modelo determinístico.	73
Figura 34 – FS local intermediário de estabilização por reperfilamento pelo modelo determinístico	73
Figura 35 – FS local superior de estabilização por reperfilamento pelo modelo determinístico	74
Figura 36 – FS global de estabilização por reperfilamento pelo modelo semi-probabilístico.	75
Figura 37 – FS local superior de estabilização por reperfilamento pelo modelo semi-probabilístico.....	76
Figura 38 – FS local intermediário de estabilização por reperfilamento pelo modelo semi-probabilístico.....	76
Figura 39 - FS local inferior de estabilização por reperfilamento pelo modelo semi-probabilístico.....	77
Figura 40 – Estabilização global por reperfilamento: (a) Histograma de distribuição do FS (b) Distribuição cumulativa da probabilidade falha.....	78
Figura 41 – Estabilização local inferior por reperfilamento: (a) Histograma de distribuição do FS (b) Distribuição cumulativa da probabilidade falha.....	79
Figura 42 – Estabilidade local intermediária por reperfilamento: (a) Histograma de distribuição do FS (b) Distribuição cumulativa da probabilidade falha.....	79

Figura 43 – Estabilidade local superior por reperfilamento: (a) Histograma de distribuição do FS (b) Distribuição cumulativa da probabilidade falha.....	80
Figura 44 – Comparação de resultados da análise de estabilização por reperfilamento	81
Figura 45 – Perfil transversal análise de estabilização por cortina de estacas.	83
Figura 46 – FS global de estabilização por cortina de estacas pelo modelo determinístico.....	84
Figura 47 – FS local inferior de estabilização por cortina de estacas pelo modelo determinístico.	85
Figura 48 – FS local intermediário de estabilização por cortina de estacas pelo modelo determinístico.	85
Figura 49 – FS local superior de estabilização por cortina de estacas pelo modelo determinístico.	86
Figura 50 – FS global de estabilização por cortina de estacas pelo modelo semi-probabilístico.	87
Figura 51 – FS local superior de estabilização por cortina de estacas pelo modelo semi-probabilístico.	88
Figura 52 – FS local intermediário de estabilização por cortina de estacas pelo modelo semi-probabilístico.	88
Figura 53 – FS local inferior de estabilização por cortina de estacas pelo modelo semi-probabilístico.	89
Figura 54 – Estabilização global por cortina de estacas: (a) Histograma de distribuição do FS (b) Distribuição cumulativa da probabilidade falha	90
Figura 55 – Estabilização local inferior por cortina de estacas: (a) Histograma de distribuição do FS (b) Distribuição cumulativa da probabilidade falha.....	91
Figura 56 – Estabilidade local intermediária por cortina de estacas: (a) Histograma de distribuição do FS (b) Distribuição cumulativa da probabilidade falha.....	91
Figura 57 – Estabilidade local superior por cortina de estacas: (a) Histograma de distribuição do FS (b) Distribuição cumulativa da probabilidade falha.....	92
Figura 58 – Comparação de resultados da análise de estabilização por cortina de estacas.....	93

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 - Classificação dos movimentos de encosta (Adaptado de Varnes, 1978)	6
Quadro 2 – Características dos movimentos de massa (Augusto Filho, 1992.)	8
Quadro 3- Proporção da área sobre a distribuição normal.	21
Quadro 4 – Resumo das características dos métodos de equilíbrio limite	25
Quadro 5 – Níveis de segurança desejados contra a perda de vidas humanas, danos materiais e ambientais (Adaptado de NBR 11682, 2009).....	27
Quadro 6 – Fatores de segurança mínimos para deslizamentos (NBR 11682, 2009)	27
Quadro 7 – Abordagem de cálculo 1 (Adaptado de NP EN 1997-1, 2010)	30
Quadro 8 – Valores de COV's adotados (Adaptado de Hidalgo, 2013; Duncan, 2000).....	35
Quadro 9 – Relação entre índice de confiabilidade e probabilidade de ruína (<i>US Army Corps of Engineers</i> , 1997, adaptado).....	37
Quadro 10 – Probabilidade de ruína (Dell'avanzi e Sayão, 1998)	38
Quadro 11 – Principais vantagens e desafios da solução por reperfilamento	42
Quadro 12 – Principais vantagens e desafios da solução por cortina de estacas.....	44
Quadro 13 – Resultados da sondagem SP-01.....	48
Quadro 14 – Resultados da sondagem SP-02.....	48
Quadro 15 – Resultados da sondagem SP-03.....	49
Quadro 16 – Resultados da curva granulométrica.....	51
Quadro 17 – Sedimentação.....	52
Quadro 18 – Características gerais	52
Quadro 19 - Valores médios de parâmetros geotécnicos	58
Quadro 20 - Valores característicos de parâmetros geotécnicos	58
Quadro 21 – Intervalo (3σ) de parâmetros geotécnicos	59

1. INTRODUÇÃO

1.1. Enquadramento

A estabilidade de taludes é um tema central na engenharia geotécnica, desempenhando um papel fundamental na concepção e manutenção de infraestruturas como rodovias, ferrovias, barragens e obras urbanas. Rupturas em taludes podem causar impactos severos, incluindo danos materiais, interrupção de serviços essenciais, perdas humanas e degradação ambiental, tornando a análise da estabilidade dessas estruturas um fator crítico para a segurança e a eficiência dos projetos de engenharia.

O comportamento dos taludes é regido por uma série de fatores interdependentes, incluindo as características geomorfológicas da encosta, as propriedades geotécnicas do solo, as variações climáticas e os efeitos de carregamentos externos. Entre os principais desafios enfrentados na análise de estabilidade de taludes está a heterogeneidade dos solos (El Hamly, 2001). As metodologias utilizadas para avaliar a estabilidade de taludes evoluíram ao longo das décadas, partindo de abordagens simplificadas até modelos mais sofisticados que incorporam a incerteza e a variabilidade dos parâmetros geotécnicos.

Historicamente, a análise de estabilidade de taludes evoluiu de abordagens simplificadas para modelos mais sofisticados, incorporando conceitos de incerteza e variabilidade dos parâmetros geotécnicos. A abordagem determinística tradicional, amplamente utilizada no Brasil, baseia-se no cálculo de um fator de segurança (FS), obtido pela comparação entre forças resistentes e atuantes na massa de solo. No entanto, essa metodologia não considera explicitamente a dispersão estatística dos parâmetros do solo, assumindo valores fixos para os coeficientes de resistência, sem avaliar a real probabilidade de ruptura (Baecher e Christian, 2003).

Para superar essas limitações, métodos semi-probabilísticos e probabilísticos têm sido cada vez mais aplicados. O Eurocódigo 7 (EC7), por exemplo, introduziu o conceito de valores característicos na abordagem, além dos coeficientes parciais de segurança, permitindo uma análise mais criteriosa das incertezas (NP EN 1997-1, 2009). Enquanto isso, os modelos probabilísticos, como aqueles baseados no método de Monte Carlo, possibilitam uma estimativa quantitativa do risco de falha, considerando a dispersão estatística dos parâmetros

geotécnicos (Griffiths e Fenton, 2007). Essas abordagens oferecem maior precisão e são particularmente relevantes para projetos geotécnicos em regiões com alta variabilidade de solos e condições ambientais adversas.

1.2. Justificativa

Dada a importância estrutural e funcional das obras de estabilidade de taludes, é imprescindível um dimensionamento que assegure segurança e confiabilidade, prevenindo rupturas que podem resultar em perdas humanas, materiais e ambientais. Atualmente, no cenário brasileiro, os métodos determinísticos, especialmente os Métodos do Equilíbrio Limite (MEL), são amplamente utilizados na avaliação da estabilidade de taludes. Esses métodos baseiam-se na utilização de valores médios dos parâmetros geotécnicos para o cálculo do fator de segurança (FS), o qual é comparado a valores mínimos prescritos em normas técnicas, como a NBR 11682 (2009).

Contudo, apesar de sua simplicidade e aplicabilidade prática, a abordagem determinística apresenta limitações significativas. Conforme apontam Apaza e Barros (2014), embora os parâmetros geotécnicos apresentem grande dispersão, os métodos determinísticos os consideram fixos e conhecidos, sem levar em conta as incertezas associadas. Aoki (2008) enfatiza que, na prática, um fator de segurança maior do que um não garante, por si só, que a obra não venha a ruir, uma vez que variações nos parâmetros do solo e condições ambientais podem comprometer a estabilidade estrutural.

Neste contexto, a adoção de critérios normativos, como os preconizados pelo Eurocódigo 7 (EC7), representa um avanço significativo na análise de estabilidade de taludes. Esse padrão adota o método dos estados-limite, combinando fatores parciais de segurança para lidar de forma mais criteriosa com as incertezas (NP EN 1997-1, 2009). Os coeficientes parciais de segurança do EC7 foram calibrados para garantir resultados compatíveis com as práticas tradicionais baseadas em fatores de segurança globais, mas incorporando um rigor maior na avaliação das incertezas e riscos (Bond e Harris, 2008). Essa abordagem semi-probabilística representa um meio-termo entre os métodos determinísticos convencionais e as análises probabilísticas mais avançadas, permitindo avaliações mais realistas e fundamentadas (Der Beer *et al.*, 2014).

Adicionalmente, as análises probabilísticas oferecem uma abordagem ainda mais sofisticada, pois consideram explicitamente as incertezas associadas aos parâmetros geotécnicos e às condições de contorno. Nesse contexto, os métodos probabilísticos abandonam o uso de valores médios fixos, adotando distribuições estatísticas para descrever a variabilidade dos parâmetros envolvidos (Griffiths e Fenton, 2007). Isso possibilita o cálculo da probabilidade de falha de uma estrutura, ao invés de apenas definir um fator de segurança, fornecendo uma estimativa mais direta do risco (Baecher e Christian, 2003). Assim, essas análises oferecem uma visão quantitativa mais detalhada e fundamentada, especialmente em cenários em que a variabilidade dos solos e as incertezas são significativas.

Diante desse panorama, este estudo justifica-se pela necessidade de explorar e comparar essas diferentes metodologias no contexto da análise de estabilidade de taludes. Para isso, será conduzido um estudo de caso em um talude localizado na cidade de Varginha, Minas Gerais, no Brasil. Esse estudo de caso permitirá avaliar a aplicabilidade dos métodos determinísticos, semi-probabilísticos e probabilísticos, promovendo uma discussão crítica sobre as distintas abordagens disponíveis para análise de estabilidade geotécnica. Além disso, os resultados obtidos poderão auxiliar na tomada de decisões sobre o uso de metodologias mais sofisticadas na engenharia geotécnica, promovendo maior segurança e eficiência nos projetos de estabilização de taludes.

1.3. Objetivo e Metodologia

O presente trabalho tem como objetivo principal analisar a estabilidade e propor soluções de estabilização para um talude localizado na região do sudeste brasileiro, utilizando três abordagens distintas: (i) Análise determinística, baseada na NBR 11682:2009, considerando fatores de segurança globais; (ii) Análise semi-probabilística, fundamentada no Eurocódigo 7, incorporando coeficientes parciais de segurança; (iii) Análise probabilística, utilizando o método de Simulação de Monte Carlo, que avalia a variabilidade estatística dos parâmetros geotécnicos e a probabilidade de falha. Além de determinar as condições de segurança do talude, o estudo visa comparar criticamente os resultados das três abordagens, identificando suas vantagens, limitações e aplicabilidade na engenharia geotécnica.

Para a avaliação da estabilidade do talude, foi empregada uma abordagem computacional baseada em modelagem numérica. A geometria do maciço foi modelada no

software GeoStudio 2023, e as análises de estabilidade foram conduzidas no módulo Slope/W, utilizando o método de Morgenstern & Price. A definição das regiões de entrada e saída das superfícies potenciais de ruptura é um procedimento essencial, dessa forma, em cada uma das análises, a região de entrada foi delimitada ao longo do topo do talude, enquanto a região de saída é estabelecida na base, abrangendo um intervalo suficientemente amplo para garantir que a busca computacional seja capaz de identificar a superfície mais crítica

Para a análise determinística, foram empregados os parâmetros médios do solo e os fatores de segurança globais estabelecidos na NBR 11682:2009. Quanto à abordagem semi-probabilística, foram adotados valores característicos como parâmetros geotécnicos, além dos coeficientes parciais de segurança conforme critérios do Eurocódigo 7 (NP EN 1997-1, 2009). Por sua vez, para a análise probabilística, a Simulação de Monte Carlo foi utilizada para gerar distribuições estatísticas dos fatores de segurança, possibilitando a estimativa da probabilidade de falha da estrutura. Os resultados obtidos serão analisados de forma comparativa, destacando as implicações práticas e normativas de cada abordagem.

1.4. Estrutura

Esta dissertação está organizada em cinco capítulos principais, estruturados de forma a apresentar o contexto do problema, os fundamentos teóricos, a metodologia adotada, os resultados obtidos e as conclusões do estudo.

O Capítulo 1 – Introdução – apresenta a contextualização do problema, destacando sua relevância e justificativa no contexto da engenharia geotécnica, especialmente no que se refere à análise da estabilidade de taludes e à necessidade de metodologias mais robustas para avaliar e mitigar riscos geotécnicos.

O Capítulo 2 – Referencial Teórico – estabelece os fundamentos necessários para o entendimento da pesquisa, abordando os conceitos fundamentais de estabilidade de taludes, resistência ao corte, critérios de ruptura e princípios estatísticos aplicados à engenharia geotécnica. Além disso, são descritas as metodologias determinísticas, semi-probabilísticas e probabilísticas para análise de estabilidade, bem como as soluções de estabilização empregadas para mitigar instabilidades do caso de estudo.

O Capítulo 3 – Caso de Estudo – inicia-se com a identificação e caracterização do local analisado, apresentando suas principais características geotécnicas. Em seguida, são

descritos os ensaios de campo e de laboratório realizados para definição dos parâmetros do solo.

O Capítulo 4 – Resultados e Discussão – apresenta e discute os resultados das análises de estabilidade, considerando as abordagens determinística, semi-probabilística e probabilística. Além disso, são propostas soluções de estabilização, as quais também são avaliadas pelos três modelos de análise, permitindo uma comparação entre os métodos e seus impactos na segurança da estrutura.

Por fim, o Capítulo 5 – Conclusões – sintetiza as principais descobertas da pesquisa, destacando as contribuições do estudo e suas implicações para a prática da engenharia geotécnica. Além disso, são sugeridas possíveis direções para pesquisas futuras, considerando os desafios e limitações encontrados no estudo.

2. REFERENCIAL TEÓRICO

2.1. Movimentos de massa

Os movimentos de massa podem ser definidos como o deslocamento de materiais terrosos ou rochosos ao longo de uma encosta ou superfície, causado predominantemente pela ação da gravidade. Esse fenômeno ocorre quando as forças gravitacionais que atuam sobre o material em uma encosta superam a resistência interna do solo ou da rocha, resultando em deslocamentos que podem variar em velocidade, volume e extensão. A negligência em considerar adequadamente os fatores que levam à instabilidade de taludes pode resultar em consequências desastrosas, incluindo perdas humanas, destruição de infraestruturas e impactos ambientais severos. Os movimentos de massa, como deslizamentos, quedas de blocos e fluxos de detritos, são os principais resultados dessa instabilidade e podem ocorrer de forma súbita e devastadora. O Quadro 1 de Varnes (1978), amplamente aceita na literatura geotécnica, classifica esses movimentos com base no tipo de material e mecanismo de deslocamento, oferecendo uma ferramenta essencial para análise e mitigação de riscos.

Quadro 1 - Classificação dos movimentos de encosta (Adaptado de Varnes, 1978)

Tipo de movimento		Tipo de material		
		Rocha	Solos de Engenharia	
			Predominantemente Grosso	Predominantemente Fino
Quedas (FALLS)		Queda de rocha	Queda de detritos	Queda de Terra
Tombamentos (TOPPLES)		Tombamento de rocha	Tombamento de detritos	Tombamento de Terra
Deslizamentos (SLIDES)	Rotacional - poucas unidades	Escorregamento rotacional de rocha	Escorregamento rotacional de detritos	Escorregamento rotacional de terra
	Translacional - poucas unidades	Escorregamento translacional de blocos de rocha	Escorregamento translacional de blocos de detritos	Escorregamento translacional de blocos de terra
	Translacional - muitas unidades	Escorregamento translacional de rocha	Escorregamento translacional de detritos	Escorregamento translacional de terra
Expansões Laterais (LATERAL SPREADS)		Expansão de rocha	Expansão de detritos	Expansão de terra
Fluxos (FLOWS)		Fluxo de Rocha	Fluxo de detritos	Fluxo de solos
		(rastejo profundo)	(rastejo de solo)	
Complexo		Combinação de dois ou mais tipos principais de movimento		

Rodrigues (2014) afirma que a estabilidade dos taludes pode ser comprometida por diferentes fatores, que podem ser classificados em externos, internos e intermediários. Os fatores externos correspondem a influências que incidem sobre o talude a partir do ambiente ao seu redor. Os fatores internos, por sua vez, estão relacionados às características e processos que ocorrem dentro da própria estrutura do talude. Por outro lado, os fatores intermediários referem-se a elementos externos ao maciço que desencadeiam processos de instabilização em seu interior. Esses fatores podem atuar de forma isolada ou combinada, resultando em diferentes mecanismos de instabilidade (Terzaghi, 1943).

Neste contexto, também é importante destacar que embora as erosões também envolvam movimentos de massa em taludes, elas geralmente não são incluídas nos sistemas tradicionais de classificação, pois apresentam diferenças conceituais importantes e operam em escalas espaciais e temporais distintas (Martins e Amaral, 2016). A erosão é um processo natural que ocorre devido à ação combinada de diversos agentes, como a água e o vento, e sua magnitude é diretamente influenciada por fatores como solo, relevo e cobertura vegetal (Martini *et al.*, 2006). Além disso, os impactos da erosão diferem significativamente daqueles causados pelos movimentos de massa, uma vez que ela está frequentemente associada ao transporte de sedimentos e ao assoreamento de corpos hídricos, enquanto os escorregamentos e quedas podem resultar em catástrofes ambientais e perdas econômicas substanciais. Devido a essa complexidade e dinâmica específica, a erosão é frequentemente analisada separadamente no contexto da estabilidade de encostas, permitindo uma abordagem mais adequada para o planejamento e mitigação de seus efeitos (Gerscovich, 2016).

As classificações de movimentos de massa geralmente possuem aplicabilidade regional, sendo desenvolvidas com base nas características geológicas e climáticas específicas de cada localidade. No Brasil, onde se situa o caso de estudo, algumas iniciativas buscam adaptar essas classificações às particularidades dos ambientes tropicais. Entre as principais contribuições nesse sentido, destaca-se o trabalho de Augusto Filho (1992), que revisou e ajustou a classificação proposta por Varnes (1978), redefinindo os atributos dos principais processos de escorregamento para o contexto brasileiro. Em sua abordagem, os movimentos de massa foram categorizados em quatro tipos principais: rastejo ou fluência, escorregamento, quedas e corridas ou fluxos. A estrutura dessa classificação pode ser visualizada no Quadro 2.

Quadro 2 – Características dos movimentos de massa (Augusto Filho, 1992.)

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

2.2. Resistência ao corte

A propriedade dos grãos de resistir a esforços cortantes, faz com que não haja instabilidade no caso de carregamentos ou descarregamentos na sua superfície, dessa forma, os sólidos se diferem da água, pela capacidade de resistir a esforços cortantes. A correta

determinação da resistência ao corte, também chamada de resistência ao cisalhamento, dos solos é um dos problemas mais complexos da Mecânica dos Solos (Caputo, 1988).

Pinto (2006), define como resistência ao corte de um solo a máxima tensão de corte que um solo pode suportar sem sofrer ruptura, ou a tensão de corte do solo no plano em que a ruptura ocorre. Para suportar cargas e permanecer estável o solo precisa apresentar resistência ao corte, quando esta propriedade é transposta todo o solo se rompe. A tensão de cisalhamento do solo pode ser definida como a tensão cortante que ocorre no plano de ruptura, no momento da ruptura.

Segundo Gerscovich (2016), a formação de uma superfície de corte contínua na massa de solo é o que caracteriza a ruptura. Existe, portanto, uma camada de solo em torno da superfície de corte que perde suas características durante o processo de ruptura, formando assim a zona cisalhada, conforme mostrado na Figura 1.

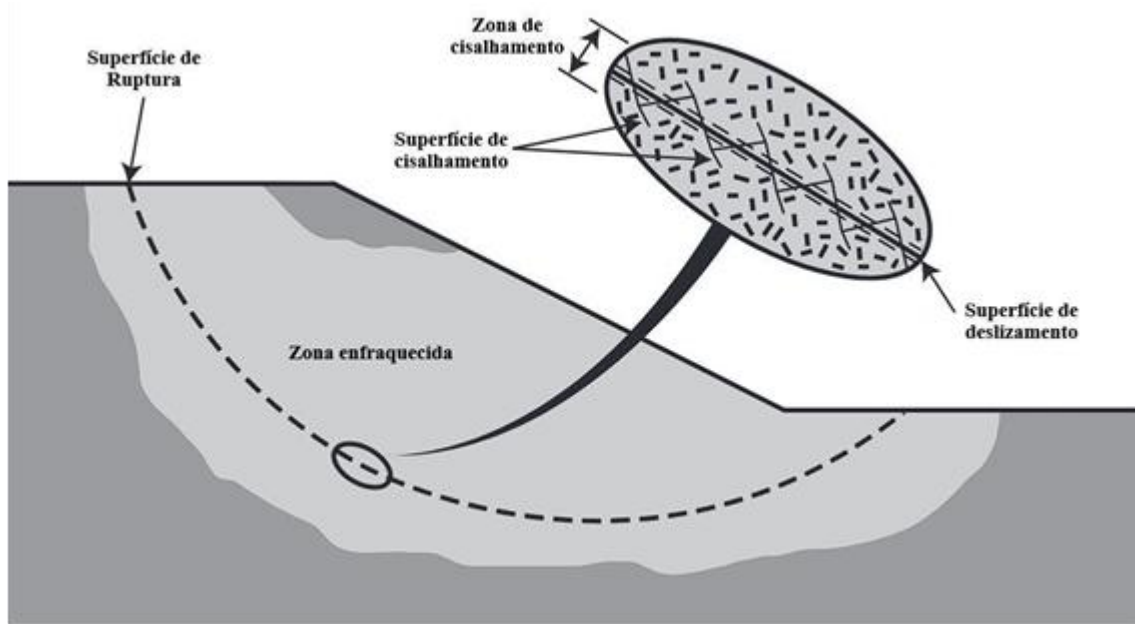


Figura 1 – Zona fraca, zona cisalhada e superfície de cisalhamento (Adaptado de Leroueil, 2001).

Budhu (2011), destaca que sob cargas aplicadas, vários desses microplanos podem se alinhar na direção de menor resistência, o que sugere que uma possível falha nos solos ocorre por deslizamento em um plano crítico de menor resistência. Este processo é bem caracterizado, tanto em ensaios de corte direto, como nos escorregamentos de taludes. A

compreensão das circunstâncias que podem levar à ruptura de materiais é crucial na engenharia geotécnica, e os critérios de ruptura desempenham um papel fundamental nesse aspecto.

2.2.1. Mecanismos de resistência entre partículas

2.2.1.1. Ângulo de atrito interno

O ângulo de atrito interno (ϕ) nos solos é uma propriedade fundamental que caracteriza sua resistência ao corte, essa ideia está relacionada à lei do atrito de Coulomb (1773), que descreve o deslizamento iminente entre dois corpos rígidos Figura 2a. Por exemplo, ao empurrar um bloco de madeira sobre uma superfície horizontal, a força horizontal necessária para iniciar o movimento H , é dada pela Equação 1, onde μ é o coeficiente de atrito estático e W é o peso do bloco.

$$H = \mu W \quad (1)$$

O ângulo de atrito é a representação angular do coeficiente de atrito, dada por:

$$\phi = \text{tg}^{-1}(\mu) \quad (2)$$

Nos solos, Figura 2b, a aplicação dessa lei se dá através da expressão de Coulomb (1773) em termos de tensões:

$$\tau_f = (\sigma_n)_f \text{tg } \phi \quad (3)$$

Onde τ_f é a tensão de corte na falha, $(\sigma_n)_f$ é a tensão normal efetiva no plano de deslizamento, e ϕ é o ângulo de atrito interno. Esse modelo requer a existência de um plano crítico de deslizamento, cuja localização exata nos solos não é imediatamente conhecida, diferentemente do bloco de madeira, onde o plano de deslizamento é claro (a interface horizontal).

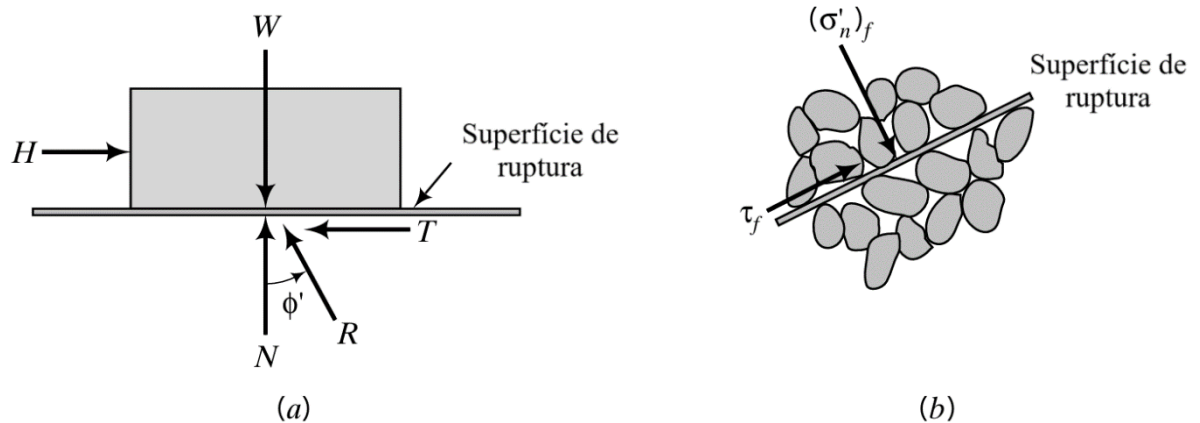


Figura 2 – (a)Deslizamento de um corpo rígido sob uma superfície plana. (b)Superfície de ruptura em massas de solo (Adaptado de Budhu, 2011).

2.2.1.1. Coesão

Gerscovich (2016) diz que o mecanismo de coesão equivale à existência de uma ligação efetiva entre partículas, de modo que, independentemente da tensão normal, em função das ligações físico-químicas a tensão tangencial necessária para provocar o deslizamento de um corpo tem um valor definido. Ainda, para Pinto (2006) a parcela de coesão apresentada nos solos é muito pequena perante a resistência se comparada ao atrito entre os grãos. Contudo, existem solos naturalmente cimentados por agentes diversos que apresentam parcelas de coesão real de significativo valor.

A coesão real e a coesão aparente devem ser diferenciadas, uma vez que a coesão real é uma parcela de resistência de solos úmidos, não saturados, devido pressão capilar da água que resulta em uma tensão entre as partículas, e a aparente é, um fenômeno de atrito, que desaparece com a saturação do solo.

2.2.2. Tensões totais e efetivas

O princípio da tensão efetiva, introduzido por Terzaghi (1943), estabelece que a tensão total aplicada a um solo (σ) é composta pela soma da tensão efetiva (σ') e da pressão de poros (u). A tensão efetiva é definida como a parte da tensão total que é transmitida diretamente de partícula a partícula dentro do solo, enquanto a pressão de poros representa a contribuição do fluido presente nos vazios do solo. Essa relação pode ser expressa matematicamente por:

$$\sigma = \sigma' + u \quad (4)$$

Dessa forma, a resistência ao corte do solo não é uma grandeza fixa, mas depende diretamente da tensão efetiva, a qual é influenciada pelas condições de drenagem do solo e pela variação da pressão de poros. Em solos arenosos, por exemplo, a dissipação da pressão de poros ocorre rapidamente devido à sua elevada permeabilidade, resultando em comportamentos predominantemente drenados. Por outro lado, em solos argilosos, onde a permeabilidade é baixa, a dissipação da pressão de poros é mais lenta, o que pode levar a condições não drenadas em curto prazo (Craig, 2004).

Portanto, a compreensão das tensões totais e efetivas, bem como das condições de drenagem, é essencial para a análise de estabilidade de taludes. Diferentes tipos de solos apresentam variações na estrutura físico-química que afetam sua resposta ao carregamento e sua resistência ao corte, reforçando a necessidade de uma caracterização criteriosa e de análises que considerem as condições específicas de cada caso (Lambe 1951; Whitman, 1984; Das, 2010).

2.3. Critério de ruptura de Mohr-Coulomb

Os critérios de ruptura são formulações que buscam entender o comportamento do material no momento de ruptura, para Pinto (2006) um critério é considerado satisfatório a medida em que reflete o comportamento do material em consideração. Um dos modelos teóricos amplamente adotados para antecipar o momento em que materiais sob carga atingem o ponto de falha é o critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Este critério oferece uma descrição dos padrões observados na relação entre as tensões efetivas e cortantes em um plano de falha.

Mohr (1900), trouxe novas perspectivas sobre os mecanismos de ruptura em materiais, segundo essa teoria, a ruptura de um material ocorre devido à interação complexa entre as forças normal e de corte, em vez de ser atribuída exclusivamente à máxima força normal ou de corte isoladamente, a relação matemática que descreve as interações entre a tensão normal e a tensão de corte em um plano de ruptura pode ser formulada da seguinte maneira:

$$\tau_f = f(\sigma) \quad (5)$$

O critério de Mohr pode ser descrito da seguinte maneira: a ruptura não ocorrerá enquanto o círculo que representa o estado de tensões estiver contido dentro da curva que define a envoltória dos círculos correspondentes a estados de ruptura, os quais são determinados experimentalmente para cada tipo de material. A Figura 3 apresenta o envoltório de Mohr, onde o círculo A, tangente à envoltória, representa o estado de tensão no momento da ruptura, enquanto o círculo B denota um estado em que a ruptura não ocorre.

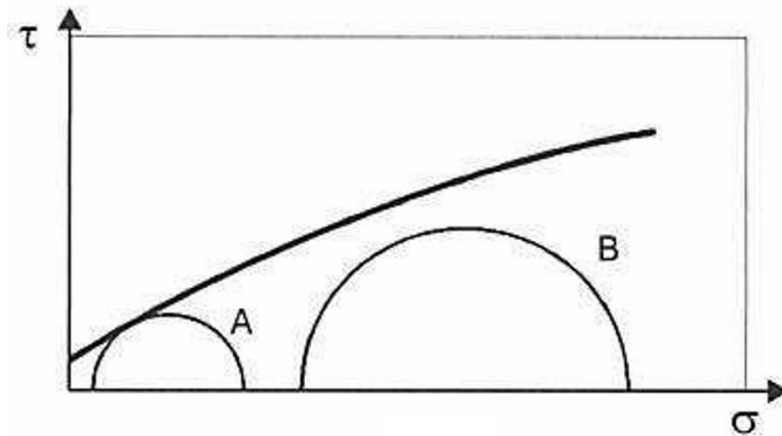


Figura 3 – Representação do critério de ruptura de Mohr (Adaptado de Pinto, 2006).

Ao simplificar a curva do envoltório de Mohr em uma reta, seu critério de resistência adquire uma semelhança com o critério de Coulomb (Equação 3), que descreve a resistência ao corte de materiais granulares. Essa analogia fundamenta a denominação "critério de Mohr-Coulomb", evidenciando a interseção entre os princípios estabelecidos por Mohr e as formulações de Coulomb. A reta da envoltória da resistência passa a ser definida conforme a Equação 6.

$$\tau_f = c + \sigma \operatorname{tg} \phi \quad (6)$$

Em solos saturados, o critério de Mohr-Coulomb é descrito com base em tensões efetivas:

$$\tau_f = c' + \sigma' \operatorname{tg} \phi' \quad (7)$$

2.4. Concepções básicas de estatística e probabilidade

O tratamento estatístico é um instrumento essencial na análise e interpretação de dados, proporcionando maior precisão na formulação de inferências e na tomada de decisões fundamentadas, especialmente em contextos caracterizados por incerteza e variabilidade (Devore, 2014). Sua aplicação não apenas viabiliza uma compreensão mais aprofundada de fenômenos complexos, mas também se revela imprescindível na modelagem e previsão de comportamentos em diversas áreas do conhecimento. Ross (2014) afirma que a teoria da probabilidade não se restringe à mera previsão de resultados, mas desempenha um papel fundamental na compreensão e quantificação da incerteza associada a fenômenos do mundo real.

Walpole *et al.* (2011) destaca que a estatística inferencial se distingue significativamente da mera coleta de informações científicas, pois não se limita à organização e armazenamento de dados, mas propõe métodos analíticos para a obtenção de conclusões fundamentadas a partir de amostras, o autor enfatiza que essa área da estatística tem recebido crescente atenção devido à sua relevância na modelagem de fenômenos incertos e na formulação de inferências confiáveis.

No âmbito da geotecnia, a análise de estabilidade de taludes apresenta desafios inerentes à heterogeneidade dos solos e às variações nas condições de carregamento, exigindo abordagens estatísticas robustas para quantificar incertezas e garantir avaliações mais realistas e confiáveis dos mecanismos de instabilidade, dessa forma, ao compreender e aplicar adequadamente os princípios das teorias da probabilidade e da estatística, os engenheiros geotécnicos podem desenvolver abordagens mais sofisticadas, precisas e realistas para avaliar a estabilidade de taludes e outros problemas geotécnicos.

2.4.1. Definições básicas

Para compreender e aplicar os métodos de estatística e probabilidade na análise de estabilidade de taludes, é essencial construir uma base sólida com algumas definições fundamentais. No contexto geotécnico, a variabilidade dos solos e as incertezas associadas às suas propriedades tornam indispensável a utilização de conceitos estatísticos para quantificação e modelagem dos fenômenos naturais. Na literatura clássica sobre Estatística e

Probabilidade, diversos autores (e.g. Bussab e Morettin, 2010; Walpole *et al.*, 2011; Devore, 2012; Ross, 2014) apresentam definições para os seguintes conceitos estatísticos:

- i. População: Conjunto completo de todos os elementos ou resultados possíveis que se deseja estudar.
- ii. Amostra: Subconjunto da população selecionado para análise. É a partir da amostra que inferimos características da população
- iii. Amostragem: Descrição do processo de seleção de uma amostra representativa da população, fundamental para garantir que os dados coletados reflitam adequadamente a variabilidade e as características da população.
- iv. Espaço amostral: Conjunto de todos os resultados possíveis de um experimento ou observação.
- v. Variável aleatória: Uma variável que representa um resultado de um experimento aleatório, associando valores numéricos a cada evento do espaço amostral.

2.4.2. Medidas de centralidade e medidas de dispersão

As medidas de posição, ou de tendência central, têm por objetivo resumir um conjunto de resultados em uma única medida em algum lugar geométrico localizado entre os extremos do conjunto (os valores máximos e mínimos). De acordo com Triola (1999), essas métricas representam esforços para identificar valores que sintetizam o conjunto de dados em sua totalidade. Pinheiro *et al.* (2012) argumentam que conhecer apenas a média de uma variável aleatória X geralmente não fornece uma compreensão completa de sua distribuição. Neste contexto, as medidas de dispersão surgem como uma ferramenta adicional para verificar o grau de variabilidade e dispersão de X . Existem várias medidas de posição e dispersão na estatística, no entanto, neste trabalho, serão enfatizadas algumas das mais relevantes e comumente empregadas no contexto geotécnico. Nesse sentido, ao considerar um conjunto de dados x , com um total de n observações, é possível estabelecer algumas relações importantes:

2.4.2.1. Média aritmética

A média, uma medida de tendência central, é calculada dividindo a soma de todos os valores de uma população pelo número total desses valores. Conforme destacado por Triola

(1999), a média aritmética é considerada a mais significativa entre todas as medidas descritivas numéricas. Matematicamente a medida é definida conforme a Equação 8.

$$\mu = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (8)$$

Onde:

μ = média;

x_i = variável aleatória individual;

n = número de amostras que compõem a população.

2.4.2.2. Variância

De acordo com Barbetta *et al.* (2010), a variância (V) é determinada pela média dos desvios quadráticos. Para encontrar a variância, é necessário calcular os desvios de cada amostra em relação à média aritmética e, em seguida, calcular uma média desses desvios, conforme a Equação 9. Para evitar problemas com desvios negativos, utilizam-se os desvios elevados ao quadrado.

$$V(x) = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \mu)^2 \quad (9)$$

2.4.2.3. Desvio padrão

O desvio padrão (σ) de um conjunto de dados amostrais, expresso através da Equação 10, é uma medida da dispersão dos valores em torno da média. Triola (1999) afirma que o desvio padrão é a medida mais importante e útil de variação em um conjunto de valores amostrais, pois, além de seu significado estatístico, ele é expresso na mesma unidade dos dados amostrais.

$$\sigma = \sqrt{V(x)} \quad (10)$$

2.4.2.4. Coeficiente de variação

O coeficiente de variação (COV) de um conjunto de dados é uma medida de dispersão calculada como a razão entre o desvio padrão (σ) e a média (μ), expressa em porcentagem. Essa medida indica a variabilidade dos dados em relação à média geral, ou seja, um valor menor de COV indica um conjunto de dados mais homogêneo. É expresso matematicamente por meio da Equação 11. Ressalta-se que, ao dividir-se o desvio padrão pela média, a unidade de medida é anulada, portanto, o coeficiente de variação é adimensional, tornando-se útil quando pretende-se comparar a variabilidade de conjuntos com diferentes unidades de medida (Barbetta *et al.*, 2010).

$$\text{COV} = \frac{\sigma}{\mu} \quad (11)$$

2.4.3. Variáveis aleatórias e histograma

Devore (2014, p. 16) define que “uma variável numérica é discreta se seu conjunto de valores possíveis for finito ou puder ser listado em uma sequência infinita (uma na qual há um primeiro número, um segundo número e assim por diante). Uma variável numérica é contínua se seus valores possíveis consistirem em um intervalo completo na reta numérica”. Em outras palavras, uma variável discreta assume apenas valores específicos e contáveis, como números inteiros (por exemplo, 1, 2, 3...), enquanto uma variável contínua pode assumir qualquer valor dentro de um intervalo, incluindo frações e decimais, sem interrupções entre eles. Na prática da Engenharia Geotécnica é comum lidar com uma variedade de variáveis, no entanto, frequentemente, as variáveis aleatórias contínuas são as mais relevantes, uma vez que podem representar com maior precisão a complexidade e a variabilidade dos parâmetros geotécnicos e das condições de carregamento.

Bussab e Morettin (2010) ressaltam que a apresentação gráfica da distribuição de uma variável permite transmitir de forma rápida e direta informações sobre sua variabilidade. Na representação de variáveis contínuas, é comum utilizar um histograma, que é um gráfico de barras que demonstra a distribuição dos dados. O histograma fornece informações sobre como os dados estão dispersos, permitindo visualizar a frequência com que os diferentes valores

ocorrem em um campo amostral, isto é, o histograma ilustra a distribuição de uma determinada amostra de dados.

2.4.4. Função de densidade e probabilidade

Uma distribuição de probabilidade descreve a forma como os valores de uma variável aleatória se distribuem. É uma função matemática que associa a cada possível valor de uma variável aleatória uma probabilidade de ocorrência, refletindo as frequências relativas esperadas desses valores. Walpole *et al.* (2011) definem que uma função $f(x)$ é uma função de densidade de probabilidade para a variável aleatória contínua x , definida sobre o conjunto dos números reais, se:

- i. A função densidade de probabilidade deve ser não negativa para todos os valores de x , ou seja, $f(x) \geq 0$ para todo x pertencente ao conjunto dos números reais.
- ii. A integral total da função densidade de probabilidade deve ser igual a 1, isto é, a área sob a curva da função $f(x)$, ao longo de todo o eixo real, deve satisfazer a Equação 12.

$$\int_{-\infty}^{\infty} f(x) dx = 1 \quad (12)$$

- iii. A probabilidade de uma variável aleatória x assumir valores dentro de um intervalo específico (a, b) é dada pela integral da função densidade de probabilidade nesse intervalo, conforme Equação 13.

$$P(a < x < b) = \int_a^b f(x) dx \quad (13)$$

Na Figura 4, a probabilidade (P) de x tomar um valor entre a e b corresponde à área sombreada sob a curva da função densidade, delimitada pelas ordenadas em $x = a$ e $x = b$. Esta área é determinada pelo cálculo integral, representado pela Equação 14.

$$P(a \leq x \leq b) = \int_a^b f(x) dx \quad (14)$$

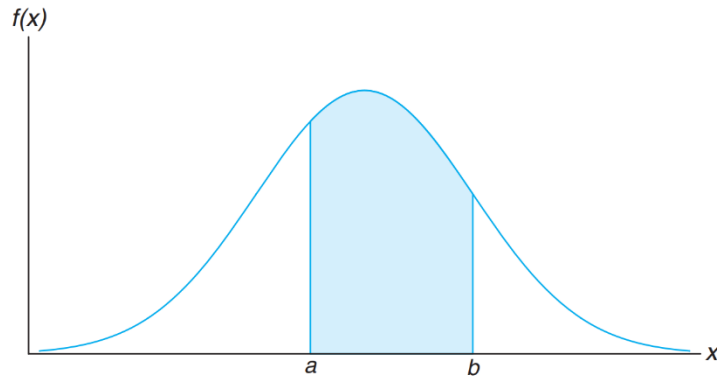


Figura 4 – Representação genérica da função de densidade (Walpole *et al.*, 2012).

2.4.5. Distribuição Normal (ou gaussiana)

A distribuição normal é amplamente reconhecida como uma das mais importantes entre as distribuições de probabilidade (Barbetta *et al.*, 2010; Devore, 2010; Walpole *et al.*, 2011), devido à sua capacidade de modelar uma ampla gama de fenômenos naturais e fornecer aproximações práticas para o cálculo de probabilidades de diferentes variáveis aleatórias, mesmo aquelas que originalmente não seguem essa distribuição. Sua representação gráfica, conhecida como curva normal ou curva em formato de sino, descreve o comportamento de inúmeros fenômenos encontrados na natureza, na indústria e em diversas áreas de pesquisa, incluindo a engenharia geotécnica. Essa propriedade permite que seja frequentemente utilizada como aproximação em situações em que os dados disponíveis são limitados. Ross (2014) define que uma variável aleatória tem distribuição normal com parâmetros μ e σ , se sua densidade é expressa por:

$$f(x) = \frac{e^{-(x-\mu)^2/2\sigma^2}}{\sigma\sqrt{2\pi}}, -\infty < x < \infty \quad (15)$$

Onde:

x = variável de interesse;

μ = média;

σ = desvio-padrão.

Essa função descreve uma curva simétrica em torno de μ , sendo μ o valor mais provável, enquanto σ define a dispersão dos dados em torno de uma média. Graficamente, isso é

representado como uma curva de sino, ilustrada na Figura 5[a]. A maior concentração de probabilidades ocorre para valores de x próximos à média μ , enquanto a probabilidade diminui gradativamente à medida que nos afastamos desse centro (Barbetta *et al.*, 2010). Além disso, a função de distribuição cumulativa, ilustrada na Figura 5[b], é uma ferramenta essencial para determinar a probabilidade de uma variável assumir valores menores ou iguais a um determinado ponto.

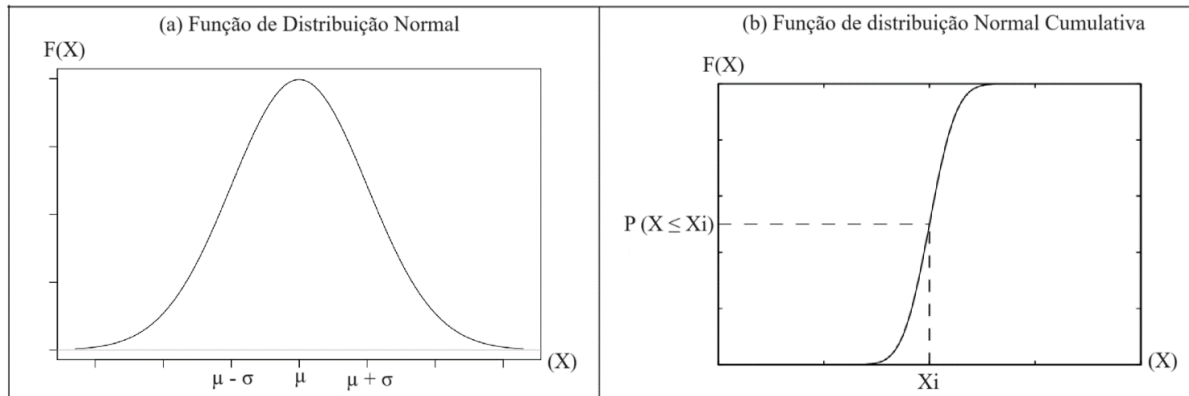


Figura 5 – Contraste entre distribuição normal e sua versão cumulativa.

No âmbito da engenharia geotécnica, determinadas distribuições estatísticas, como a distribuição t de Student e a distribuição normal, são amplamente empregadas para a modelagem de propriedades do solo, conforme o contexto específico e a disponibilidade de dados. A distribuição t de Student é particularmente utilizada em situações em que o tamanho amostral é reduzido e a variância populacional é desconhecida (Walpole *et al.*, 2012). Por outro lado, a distribuição normal constitui uma alternativa prática e amplamente aceita quando a quantidade de dados disponíveis é limitada, permitindo a aplicação de métodos estatísticos convencionais para a análise de confiabilidade e avaliação da segurança (Baecher e Christian, 2003). Diante desse cenário, neste estudo, optou-se pela adoção da distribuição normal, dado que a variância dos parâmetros analisados já se encontra previamente estabelecida com base em referências da literatura, conforme seção 0.

Fenton e Griffiths (2007) discutem a aplicação de métodos probabilísticos na geotecnia e mencionam que, na ausência de dados suficientes, a distribuição normal é uma escolha razoável para modelar a variabilidade dos parâmetros do solo. Segundo os autores, as propriedades matemáticas da distribuição normal permitem que ela seja utilizada em uma

ampla gama de aplicações geotécnicas, desde o cálculo de fatores de segurança até a avaliação de riscos.

Phoon e Ching (2013) também abordam a variabilidade dos parâmetros geotécnicos e sugerem que, embora diferentes distribuições possam ser mais adequadas dependendo do contexto específico, a distribuição normal é frequentemente assumida devido à sua simplicidade e propriedades convenientes. Os autores destacam que, em situações em que os dados são escassos, essa abordagem fornece uma base pragmática para a modelagem de incertezas, permitindo que análises sejam conduzidas mesmo com informações limitadas.

Um dos princípios que descrevem a dispersão dos dados em uma distribuição normal é conhecido como a Regra dos 3 Sigmas (ou Regra Empírica). Essa regra desempenha um papel fundamental na engenharia geotécnica ao permitir a estimativa da variabilidade dos parâmetros do solo com base na distribuição normal. Segundo Duncan (2000), essa abordagem estatística é essencial para avaliar a confiabilidade das análises geotécnicas, pois considera que aproximadamente 99,73% dos valores de uma variável aleatória normalmente distribuída estão dentro de três desvios padrão da média. Quadro 3 expande essa ideia ao demonstrar a proporção de valores contidos dentro de diferentes faixas de uma distribuição normal, evidenciando a relevância desse conceito na avaliação da variabilidade dos parâmetros geotécnicos.

Quadro 3- Proporção da área sobre a distribuição normal.

Faixa de Valores	Proporção
$\mu \pm 1\sigma$	68,30%
$\mu \pm 2\sigma$	95,50%
$\mu \pm 3\sigma$	99,70%

Essas proporções são fundamentais na estatística para a identificação de valores atípicos e na definição de intervalos de confiança. A aplicação da regra dos 3 sigmas é especialmente útil em processos de controle de qualidade e em diversas áreas da engenharia, onde é crucial monitorar variáveis e assegurar que elas permaneçam dentro de limites aceitáveis (Ang e Tang, 1975).

2.5. Análise de estabilidade

Das (2010) define talude como qualquer superfície de solo exposta que forme um ângulo com o plano horizontal, estas superfícies podem ser naturais ou construídas pelo homem e podem romper de várias formas, conforme exposto na seção 2.1 deste estudo. Apesar disso, o estudo de caso que será discutido neste trabalho trata-se de uma movimentação de massa caracterizada, segundo Varnes (1978), como deslizamento (escorregamento), e por esta razão, este será o enfoque principal nas seções subsequentes.

Sendo R o equivalente ao valor de resistência na ruptura e S a sollicitação, a condição fundamental para a não ocorrência de ruína, de qualquer elemento de uma população finita ou infinita de elementos, exige que:

$$R > S \quad (16)$$

Dividindo ambos os termos da desigualdade (Equação 16) por S , temos que:

$$\left(\frac{R}{S}\right) > 1 \quad (17)$$

A não ocorrência de ruína, portanto, exige que o quociente entre os valores de resistência e sollicitação – denominado de fator de segurança (FS) – seja maior do que um:

$$FS = \left(\frac{R}{S}\right) > 1 \quad (18)$$

Neste sentido, a análise de estabilidade é um processo essencial para verificar se um talude é capaz de suportar as forças a que está submetido sem falhar ou deslizar. O objetivo principal é determinar a segurança do talude, que é comumente expressa pelo fator de segurança (FS), que representa a razão entre a capacidade resistente e as forças desestabilizadoras, conforme representado na Figura 6.

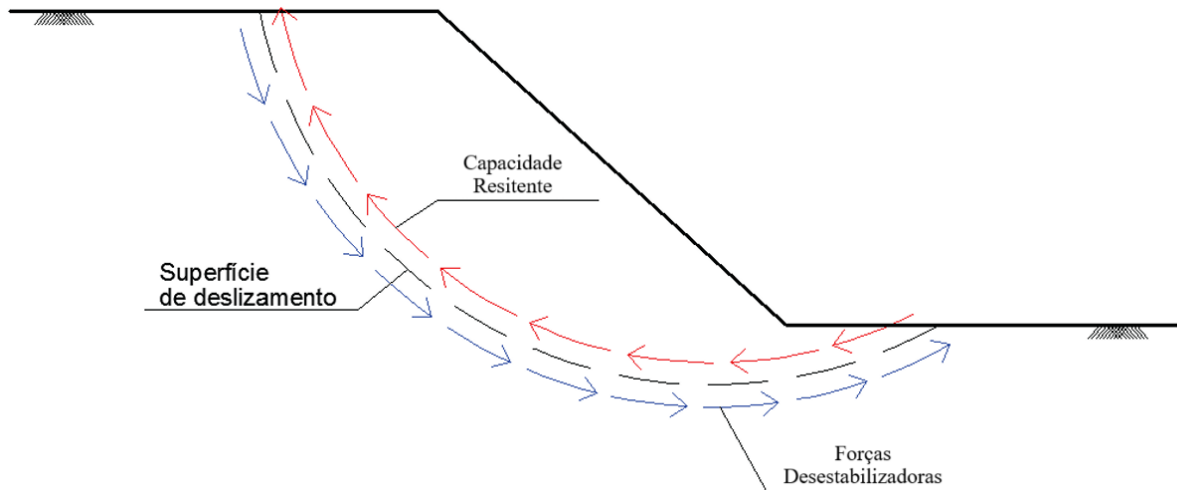


Figura 6 – Resistencia e solicitações (Adaptado de Silva, 2011).

Ao longo dos anos, diferentes abordagens para avaliar o FS foram desenvolvidas, métodos que variam em rigor, complexidade e grau de aproximação. Nesta seção, serão abordados os métodos aplicáveis ao estudo de caso que será estabelecido, mas antes de entender cada método, é importante destacar as generalidades presente entre todos eles.

Silva (2013) afirma que os principais métodos empregados na análise de estabilidade de taludes se baseiam na premissa de que as massas do solo estão em equilíbrio e apresentam um comportamento de corpo rígido-plástico na iminência do deslizamento, sendo assim, são chamados métodos de equilíbrio limite (MEL). Estes métodos assumem três princípios:

- i. A superfície potencial de ruptura é previamente conhecida ou arbitrada;
- ii. A definição do fator de segurança é uniforme ao longo dessa superfície;
- iii. O critério de ruptura – geralmente o de Mohr-Coulomb – é satisfeito ao longo da superfície.

Para se analisar o equilíbrio limite em taludes com geometrias complexas, onde a superfície de ruptura pode ser curva ou irregular, o MEL geralmente é implementado pelo método das fatias. Estes métodos dividem o talude em uma série de fatias verticais e discretiza o problema, permitindo a aplicação do equilíbrio limite em cada uma dessas fatias.

De modo geral, o método das fatias pode ser exemplificado com o uso da Figura 7(a), que ilustra um arco de círculo (AC) representando a superfície potencial de ruptura. O solo

acima dessa superfície é segmentado em diversas fatias verticais, cuja largura pode variar. Considerando-se um comprimento unitário na direção perpendicular ao plano da seção transversal, as forças em uma fatia típica (denominada n-ésima fatia) estão representadas na Figura 7(b), o peso da fatia é indicado por W_n . As componentes normais e tangenciais da reação (R) na base da fatia são indicadas, respectivamente, como N_r e T_r . As forças normais que atuam nas faces laterais da fatia são P_n e P_{n+1} , enquanto as forças de corte correspondentes são T_n e T_{n+1} .

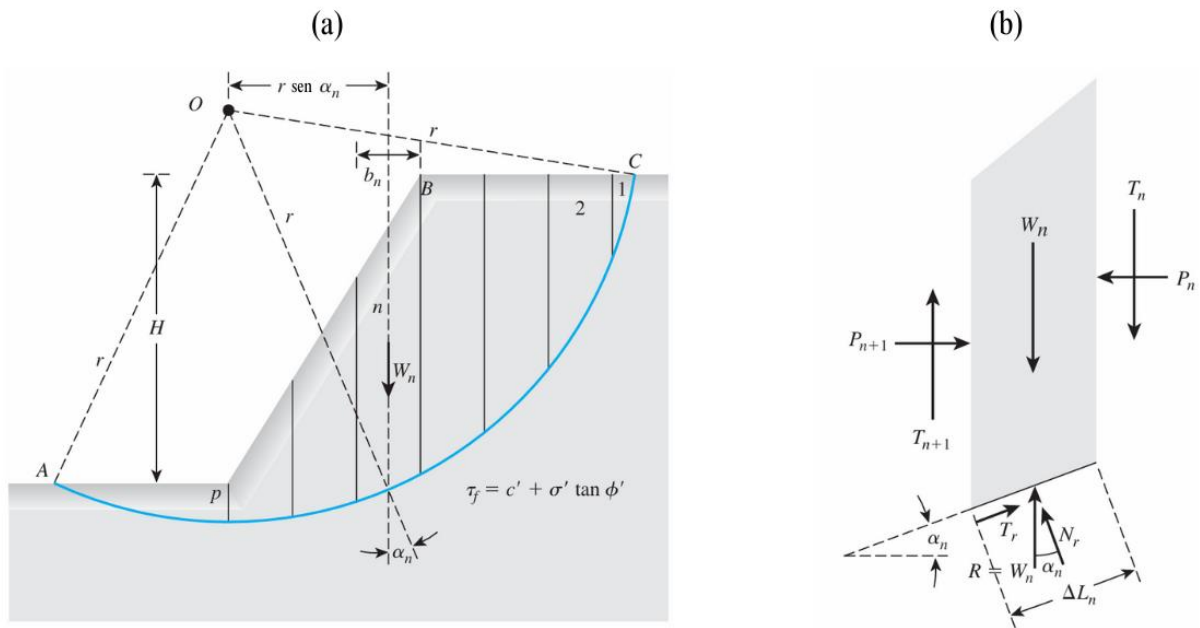


Figura 7 – Representação método das fatias: (a) superfície de ruptura; (b) forças atuantes em uma n-ésima fatia (Adaptado de Das, 2010)

Segundo Duncan e Wright (2005), os métodos de equilíbrio limite podem ser categorizados de acordo com as hipóteses feitas sobre a distribuição de forças interfaciais entre as fatias e sobre a condição de equilíbrio (equilíbrio de forças horizontais, verticais e de momentos). Desse modo, o método das fatias facilita a análise ao considerar o equilíbrio em seções específicas do talude, possibilitando a avaliação de geometrias mais realistas. Isso faz com que ele seja muito utilizado em situações práticas, onde os taludes raramente apresentam superfícies de ruptura ideais. Existem vários métodos dentro da categoria de equilíbrio limite, incluindo os métodos de Fellenius, Bishop simplificado, Spencer e Morgenstern & Price.

Cada um desses métodos possui suas próprias hipóteses e níveis de precisão (Bishop, 1955; Morgenstern e Price, 1965; Spencer, 1967; Fredlund & Krahn, 1977; Das, 2010).

Conforme Fredlund *et al* (1981), quando se comparam esses métodos, as maiores diferenças observadas no cálculo de FS estão relacionadas às equações de equilíbrio inter-fatias e nas barreiras definidas pelas superfícies de rupturas não circulares. O Quadro 4 evidencia essa diferença em alguns dos métodos citados. A seleção do melhor método de cálculo do fator de segurança deverá avaliar diversas condições, haja visto que diferentes métodos adotam diferentes suposições. Outros fatores, como a experiência do projetista e a prática local, também podem ser considerados na escolha do método de cálculo.

Quadro 4 – Resumo das características dos métodos de equilíbrio limite

Método	Formato da superfície		Parâmetros analisados	
	Circular	Não Circular	Momentos	Forças
Fellenius (1936)	X		X	
Bishop Simplificado (1955)	X		X	
Morgenstern-Price (1965)	X	X	X	X

Para o desenvolvimento deste trabalho foi empregado o método de Morgenstern & Price tendo em vista tratar-se de um método considerado rigoroso uma vez que é capaz de considerar o equilíbrio de forças e momentos simultaneamente, o que proporciona uma análise mais robusta de estabilidade, além disso, é amplamente reconhecido na literatura técnica e prática de engenharia geotécnica por sua capacidade de fornecer resultados confiáveis em uma variedade de cenários geotécnicos. Por fim, embora a complexidade computacional do método de Morgenstern & Price seja um desafio, a utilização do software GeoStudio mitiga essa dificuldade.

2.5.1. Abordagem determinística por meio da NBR 11682

A abordagem determinística prescrita pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) NBR 11682:2009 estabelece que a segurança de um talude é avaliada por meio da determinação do fator de segurança (FS), a partir da definição de parâmetros determinísticos representativos das condições de resistência do solo e das solicitações atuantes. Nesta metodologia, Matos Fernandes (2015) descreve que tanto a solicitação, quanto a resistência

são consideradas como variáveis determinísticas e caracterizadas, em cada caso, por um único valor.

Conforme destacam Bond e Harris (2008), a abordagem determinística tem sido amplamente empregada ao longo das últimas décadas, acumulando significativa experiência prática e demonstrando sua eficácia na análise de estabilidade. Duncan (2000) reforça que essa experiência permitiu a definição de margens de segurança adequadas para distintas situações geotécnicas. Nesse contexto, o engenheiro responsável pelo projeto desempenha um papel essencial na definição de parâmetros confiáveis e representativos, garantindo que as informações adotadas sejam tanto suficientes quanto eficientes para a avaliação da estabilidade.

No Brasil, onde se insere o presente estudo de caso, a normatização vigente adota o fator de segurança global como critério de verificação da estabilidade de taludes. De maneira geral, no âmbito da engenharia geotécnica brasileira, considera-se que uma estrutura estável do ponto de vista geotécnico atende aos requisitos de segurança quando o FS estipulado pela NBR 11682 (2009) é satisfeito. De acordo com essa norma, o primeiro passo na avaliação da estabilidade consiste na classificação do projeto segundo os critérios estabelecidos no Quadro 5, que define diferentes níveis de segurança com base na potencialidade de perdas humanas, danos materiais e impactos ambientais. Em seguida, considerando os níveis de segurança obtidos por meio do Quadro 5, o fator de segurança mínimo a ser adotado no projeto deve ser estipulado de acordo com o Quadro 6.

O método estabelecido pela NBR 11682 é amplamente adotado e reconhecido como um modelo prático para a análise de estabilidade de taludes. No entanto, sua formulação baseia-se em um modelo determinístico, no qual a estabilidade do talude é avaliada por meio do cálculo de um fator de segurança global (FS), definido como a razão entre as forças resistentes e as forças atuantes ao longo de uma superfície de ruptura previamente assumida. Embora essa abordagem seja de aplicação consolidada, ela apresenta limitações importantes, pois não incorpora explicitamente a variabilidade natural dos parâmetros geotécnicos nem as incertezas inerentes ao modelo de análise. Como consequência, podem ocorrer situações em que um talude aparentemente estável, com FS superior a um, ainda esteja sujeito a

instabilidade devido à imprecisão dos métodos de cálculo e à dispersão dos parâmetros de resistência do solo (Ortigão e Sayão, 2004).

Quadro 5 – Níveis de segurança desejados contra a perda de vidas humanas, danos materiais e ambientais (Adaptado de NBR 11682, 2009).

Nível de segurança	Contra perda de vidas humanas	Contra Danos ambientais e materiais
Alto	1 - Área com intensa movimentação e permanência de pessoas, como edificações públicas, residenciais ou industriais, estádios praças e demais locais, urbanos ou não com possibilidade de elevada concentração de pessoas; 2 - Ferrovias e rodovias de tráfego intenso	1 - Danos materiais: locais próximos a propriedade de alto valor histórico, social ou patrimonial, obras de grande porte e áreas que afetem serviços essenciais; 2 - Danos ambientais: locais sujeitos a acidentes ambientais graves, tais como nas proximidades de oleodutos, barragens de rejeito e fábricas de produtos tóxicos
Médio	1 - Área e edificações com movimentação e permanência restrita de pessoas; 2 - Ferrovias e rodovias de tráfego moderado.	1 - Danos materiais: locais próximos a propriedades de valor moderado; 2 - Danos ambientais: locais sujeitos a acidentes ambientais moderados
Baixo	1 - Área e edificações com movimentação e permanência eventual de pessoas; 2 - Ferrovias e rodovias de tráfego moderado.	1 - Danos materiais: locais próximos a propriedades de valor reduzido; 2 - Danos ambientais: locais sujeitos a acidentes ambientais reduzidos

Quadro 6 – Fatores de segurança mínimos para deslizamentos (NBR 11682, 2009)

Nível de segurança contra danos a vidas humanas	Alto	Médio	Baixo
	Alto	1,5	1,5
Médio	1,5	1,4	1,3
Baixo	1,4	1,3	1,2

Bond e Harris (2008) reforçam que embora conveniente, o uso de um único fator de segurança que considera todas as incertezas da análise não proporciona um nível adequado de controle de incerteza. Cintra e Aoki (2010) ressaltam que considerar que fatores de segurança contidos em norma garantem a ausência do risco é um conceito ultrapassado. Matos Fernandes (2015) enfatiza ainda, que de fato, um projetista sensato tenderá a selecionar um valor de resistência inferior ao valor médio, ainda que sem invocar qualquer conceito estatístico. Diante deste cenário e das limitações apresentadas, a adoção de abordagens complementares – como os modelos semi-probabilístico, que não consideram fatores parciais de segurança e modelos probabilísticos que levam em consideração a distribuição estatística dos parâmetros – têm se mostrado fundamental para uma avaliação mais abrangente da estabilidade.

2.5.2. Abordagem semi-probabilística por meio do Eurocódigo 7

A abordagem semi-probabilística, também conhecida como método dos estados limites, representa um avanço significativo em relação aos métodos determinísticos tradicionais ao incorporar a variabilidade das ações e resistências dos materiais por meio de valores característicos e fatores parciais de segurança (Griffiths e Fenton, 2007). No contexto da engenharia geotécnica, o Eurocódigo 7 (EC7) estabelece diretrizes rigorosas para a verificação da segurança de taludes, garantindo que as incertezas inerentes às propriedades do solo e às cargas externas sejam adequadamente tratadas (Bond *et al.*, 2013). Diferentemente dos métodos determinísticos que utilizam um fator de segurança global, a abordagem semi-probabilística do EC7 distribui os coeficientes de segurança de forma específica para ações, resistências e materiais, aumentando a precisão na previsão do comportamento dos taludes (Frank *et al.*, 2004).

Os valores característicos dos parâmetros geotécnicos desempenham um papel fundamental no dimensionamento das estruturas segundo o Eurocódigo 7, garantindo uma estimativa cautelosa das propriedades dos solos e das rochas que influenciam a ocorrência dos estados limites (NP EN 1997-1, 2010). A definição desses valores deve basear-se na interpretação criteriosa dos resultados de ensaios laboratoriais e de campo, complementados pela experiência prática (Miranda *et al.*, 2006). Além disso, a variabilidade espacial das propriedades geotécnicas deve ser considerada, uma vez que a resistência e a deformabilidade

do solo não são constantes e podem apresentar flutuações significativas dentro de um mesmo perfil geotécnico. Para lidar com essas incertezas, o Eurocódigo 7 permite a aplicação de métodos estatísticos, estabelecendo que a probabilidade de um valor mais desfavorável do que o característico não deve exceder 5% (NP EN 1997-1, 2010).

O Eurocódigo 7 distingue entre valores característicos que representam médias espaciais dos parâmetros e aqueles que refletem valores mínimos ou máximos críticos para o comportamento estrutural. Essa diferenciação permite que o projetista adote uma abordagem mais precisa, evitando tanto superestimativas que poderiam levar a soluções excessivamente conservadoras quanto subestimativas que poderiam comprometer a segurança (Miranda *et al.*, 2006). Além disso, a abordagem semi-probabilística do código possibilita a utilização de diferentes combinações de coeficientes parciais de segurança, que serão aplicados às ações, às resistências do solo e aos efeitos das cargas, permitindo um dimensionamento mais adequado às incertezas inerentes ao comportamento geotécnico (Candeias, 2005).

Em Portugal, o Anexo Nacional do Eurocódigo 7 (NP EN 1997-1, 2010) determina que as verificações dos Estados Limites Últimos (ELU) para rotura estrutural (STR) e rotura do terreno (GEO) sejam realizadas conforme a Abordagem de Cálculo 1 (AC1). Na AC1, realizam-se análises considerando dois conjuntos distintos de coeficientes parciais, cada um empregado em um cálculo independente. Dessa forma, essa metodologia de verificação exige a avaliação de duas combinações separadas. A Combinação 1 (AC1-1) enfatiza a majoração das ações permanentes e variáveis, enquanto mantém os parâmetros resistentes do solo inalterados, ou seja, sem a aplicação de fatores redutores. Por outro lado, a Combinação 2 (AC1-2) adota um cenário mais crítico para estabilidade global, no qual as ações permanentes não são majoradas, mas há um fator de amplificação sobre as ações variáveis além da redução dos parâmetros de resistência do solo (Frank *et al.*, 2004). Essa abordagem reflete uma maior prudência no tratamento das incertezas geotécnicas, garantindo que as condições mais desfavoráveis para a estabilidade sejam consideradas (Orr, 2006).

No contexto português, a AC1-2 tem aplicação predominante na análise de estabilidade de taludes, muros de arrimo e contenções, visto que a redução dos parâmetros resistentes do solo impõe uma condição mais realista e conservadora para a verificação da segurança do maciço (Santos, 2018). Essa abordagem é fundamental para prevenir cenários de

ruptura, especialmente em terrenos com elevada heterogeneidade ou onde há incertezas significativas nos valores característicos dos parâmetros do solo (Simpson, 2012). Em contrapartida, a AC1-1 pode ser utilizada em análises onde a resistência geotécnica não é o fator governante, como na verificação estrutural de fundações, onde o foco está no desempenho dos elementos de aço (Bond *et al.*, 2013). Dessa forma, a escolha entre as combinações dentro da AC1 deve ser conduzida com base nos requisitos específicos de cada projeto, garantindo que as avaliações de segurança e desempenho sejam feitas de maneira coerente com os princípios do EC7. O Quadro 7 sintetiza essas diferenças, apresentando os coeficientes aplicáveis e suas finalidades no contexto normativo.

Quadro 7 – Abordagem de cálculo 1 (Adaptado de NP EN 1997-1, 2010)

Abordagem de cálculo 1 (AC1)		Combinação 1	Combinação 2
Ações Permanentes	Desfavorável	1,35	1,00
	Favorável	1,00	1,00
Ações variáveis	Desfavorável	1,50	1,30
	Favorável	0,00	0,00
Ângulo de resistência ao corte (φ)		1,00	1,25
Coesão efetiva (c')		1,00	1,25
Resistência não drenada (c_u)		1,00	1,40
Resistência não confinada (q_u)		1,00	1,40
Peso volúmico (γ)		1,00	1,00

A análise semi-probabilística apresenta uma solução equilibrada entre simplicidade e precisão. É uma alternativa mais robusta do que o método determinístico, ao mesmo tempo que mantém a praticidade para aplicações em projetos reais. No entanto, apesar das vantagens da abordagem, sua aplicação ainda apresenta limitações significativas, no que diz respeito à consideração das incertezas geotécnicas. A abordagem semi-probabilística do EC7 visa garantir um nível adequado de segurança ao utilizar valores característicos cautelosos, essa abordagem pode resultar em coeficientes de segurança excessivamente altos, levando a projetos subutilizados e economicamente menos eficientes (Orr, 2006). Dessa forma, para situações em que a variabilidade do solo é significativa, ou onde é necessário avaliar probabilidades explícitas de falha, a análise probabilística emerge como a abordagem mais completa e confiável (Griffiths e Fenton, 2007).

2.5.3. Abordagem probabilística

Em termos gerais, os métodos probabilísticos para análise de estabilidade de taludes seguem os mesmos princípios dos métodos determinísticos, como os modos de falha e o equilíbrio limite, sua vantagem reside na capacidade de quantificar as diversas fontes de incerteza envolvidas. Desta forma, resultados de uma análise probabilística oferecem uma visão mais abrangente do desempenho do talude em comparação com o simples fator de segurança, além de determinar a condição ou desempenho mais provável do talude, essas análises permitem uma avaliação mais completa das incertezas associadas (El-Hamly, 2001). A Figura 8 ilustra graficamente a distinção entre as abordagens determinística e probabilística.

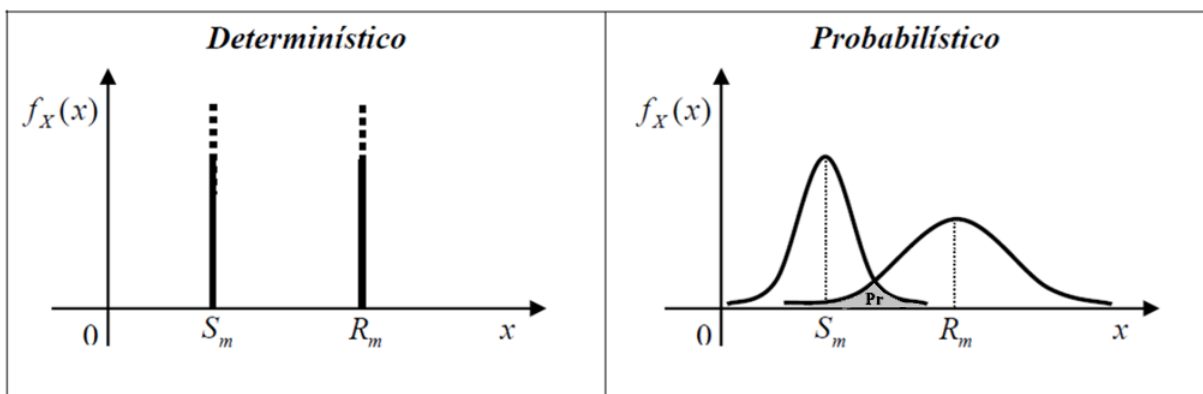


Figura 8 – Abordagem determinística x abordagem probabilística (Silva, 2015, adaptado)

Observa-se que a análise determinística trata os valores de resistência (R_m) e solicitação (S_m) de forma estática, enquanto a modelagem probabilística permite uma avaliação mais dinâmica, considerando a distribuição de probabilidades dos parâmetros e, conseqüentemente, a probabilidade de ruína (Pr) que compreende a área abaixo do ponto de interseção entre as curvas de resistência e solicitação.

2.5.3.1. Método de Monte Carlo (MMC)

El-Hamly (2001) destaca que os procedimentos probabilísticos podem ser agrupados em três categorias principais: métodos analíticos, métodos aproximados e simulação de Monte Carlo. A simulação de Monte Carlo, em particular, oferece vantagens significativas. Ela não requer uma base estatística abrangente, fornece a forma da distribuição de probabilidade do fator de segurança e lida bem com a complexidade mesmo quando há várias variáveis de

entrada. Com base nas vantagens discutidas, a análise utilizada neste trabalho para avaliar a estabilidade de taludes é o Método de Monte Carlo.

O Método de Monte Carlo é fundamentado no princípio da aleatoriedade, onde os parâmetros do solo e as condições de contorno são tratados como variáveis aleatórias, sujeitas a distribuições de probabilidade conhecidas ou estimadas. Ao conduzir iterações repetidas para avaliar o comportamento do talude com parâmetros geotécnicos variados, o MMC produz uma extensa distribuição de resultados potenciais. Essa abordagem fornece indicadores, como o índice de confiabilidade e a probabilidade de ruptura, que são essenciais para uma análise probabilística abrangente.

A aplicação do método de Monte Carlo na análise probabilística de estabilidade de taludes envolve uma série de processos fundamentais, de acordo com GEO-SLOPE *International Ltd.* (2023) estes processos podem ser sintetizados da seguinte forma:

- i. Seleção de um procedimento de solução determinístico: escolha do método de análise determinística a ser utilizado como base para as simulações probabilística. Na presente investigação, optou-se pelo modelo determinístico baseada no método de Morgenstern-Price;
- ii. Modelagem probabilística dos parâmetros de entrada: representação das variabilidades dos parâmetros geotécnicos por meio de distribuições de probabilidade adequadas. Neste trabalho, conforme discutido na seção 2.4.5, a variabilidade será representada por meio da distribuição normal;
- iii. Amostragem aleatória e cálculo dos fatores de segurança: geração de amostras aleatórias para os parâmetros de entrada e cálculo dos fatores de segurança correspondentes em cada simulação de Monte Carlo;
- iv. Determinação da probabilidade de falha: análise estatística dos resultados para determinar a probabilidade de falha com base nos fatores de segurança obtidos.

Outra etapa essencial para garantir a confiabilidade dos resultados obtidos é definição do número de simulações no Método de Monte Carlo que serão realizadas (Apaza e Barros, 2014). Segundo o GEO-SLOPE *International Ltd.* (2023), a quantidade necessária de simulações cresce geometricamente com o nível de confiança e o número de variáveis

analisadas. No entanto, observa-se que, na maioria dos casos, os resultados tornam-se insensíveis ao número de simulações a partir de aproximadamente 3000 iterações, quando a média e o desvio padrão do fator de segurança (FS) estabilizam-se ao longo das execuções. Assim, a análise da convergência gráfica do FS ao longo das simulações é uma ferramenta prática e recomendada para a determinação do número adequado de iterações.

Esse critério de avaliação é corroborado por Apaza e Barros (2014), que destacam que uma abordagem prática para definir o número ótimo de iterações é a observação do gráfico de convergência. No estudo conduzido por esses autores, verificou-se que, para uma simulação de Monte Carlo com 10.000 iterações, a estabilidade dos valores de probabilidade de ruína era atingida com cerca de 2.000 iterações, evidenciando que a ampliação do número de simulações além desse ponto gera benefícios marginais.

Ao longo deste trabalho, foram realizadas múltiplas análises probabilísticas com base no referido critério. Para ilustrar essa abordagem, a Figura 9 exibe o gráfico de convergência correspondente a um dos cenários avaliados. Os resultados obtidos demonstram convergência em relação aos previamente reportados na literatura (Apaza e Barros, 2014; GEO-SLOPE International Ltd., 2023), corroborando que, a partir de aproximadamente 2000 a 3000 simulações, os valores da média e do desvio padrão do FS atingem um estado de estabilidade.

Seguindo essa abordagem, o mesmo procedimento de verificação da convergência foi adotado no presente estudo. Diversas análises probabilísticas foram conduzidas ao longo do trabalho utilizando esse critério, a Figura 9 apresenta o gráfico de convergência para um dos casos estudados, por razões de objetividade e clareza. O gráfico demonstra que, a partir de aproximadamente 2000 a 3000 simulações, os valores da média e do desvio padrão do FS tornam-se estáveis. Com base na análise de convergência e nas recomendações do manual do software, optou-se por realizar 4000 simulações em todas as análises probabilísticas do estudo. Essa escolha visa assegurar uma margem adicional de confiabilidade nos resultados, garantindo que qualquer possível variação residual não comprometa a robustez da análise, conforme boas práticas recomendadas na literatura.

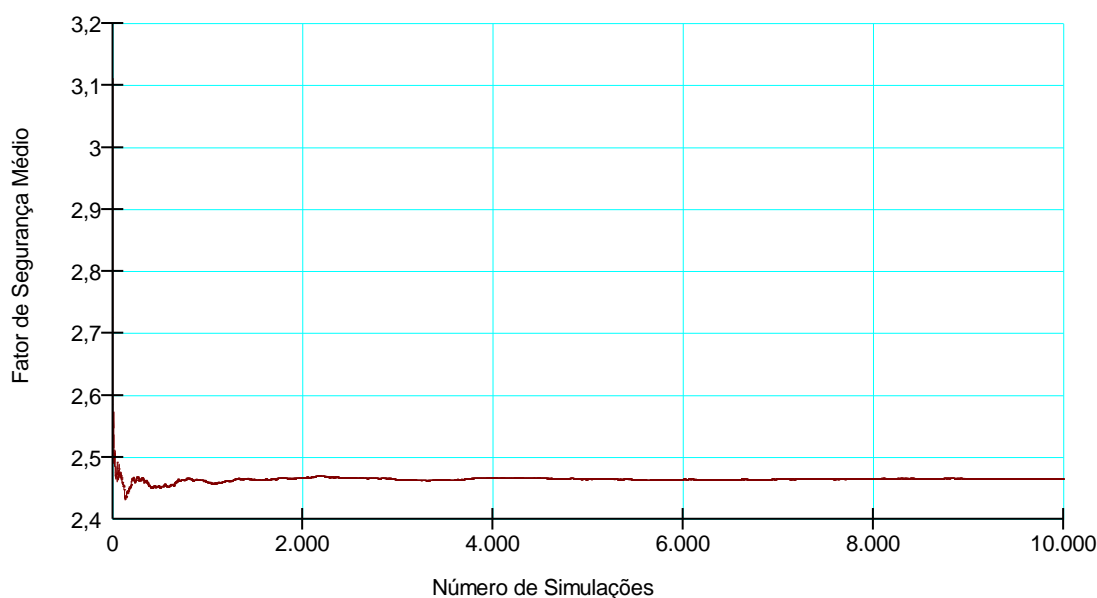


Figura 9 – Gráfico de convergência do FS médio

2.5.3.2. Variabilidade dos parâmetros geotécnicos

Como apontam Hight & Leroueil (2003), solos são materiais naturais formados por processos complexos e continuamente modificados, a variedade e complexidade de cada processo resulta na heterogeneidade do material e, conseqüentemente na variabilidade na quantidade de parâmetros. O coeficiente de variação mede a dispersão dos dados em relação à média aritmética. No campo da engenharia, essa ferramenta se torna de grande valia, pois permite a mensuração da variabilidade por um valor adimensional.

As novas exigências dos projetos e o desenvolvimento de novas técnicas exigem e permitem que se avalie a incerteza de forma mais rigorosa nos processos de projeto geotécnico (Hidalgo, 2013). Quando o projetista não dispõe de ensaios suficientes para determinação dos COV's a serem adotados (na prática, esta é a regra na maioria dos casos), pode-se utilizar os coeficientes de variação estimados com base em valores típicos que demonstram pouca variabilidade temporal e espacial (Whitman, 1984; Duncan, 2000; Phoon *et al.*, 2003). O Quadro 8 apresenta as faixas típicas de variação dos parâmetros geotécnicos relevantes para as análises subseqüentes. Os valores indicados são amplamente documentados na literatura técnica e corroborados por estudos experimentais, incluindo ensaios *in situ* conduzidos por diversos pesquisadores.

Quadro 8 – Valores de COV's adotados (Adaptado de Hidalgo, 2013; Duncan, 2000)

Parâmetro	COV (%)	Fonte
Peso específico	3 a 7	Ribeiro (2008), Harr (1984), Kulhawy (1992)
Coesão	40 (20 a 80)	Hidalgo e Assis (2011)
Ângulo de atrito	2 a 13	Ribeiro (2008), Harr (1984), Kulhawy (1992)

2.5.3.3. Definição da probabilidade de ruína

O evento considerado como ruína ocorre, por sua vez, quando $R - S < 0$ ou $R/S < 1$, em que R corresponde às resistências e S às solicitações mobilizadas. Podemos então definir a probabilidade de ruína (p_r) de um talude como sendo a probabilidade (P) de se obter um fator de segurança ($FS=R/S$) inferior 1, ou seja:

$$p_r = P(FS < 1) \quad (19)$$

Sob o ponto de vista das solicitações e resistências mobilizadas ao longo de uma superfície qualquer de ruptura, podemos traduzir a probabilidade de ruína, matematicamente, da seguinte forma, conforme proposto por Ang e Tang (1984):

$$p_r = \int_0^{\infty} F_R(x) \cdot f_s(x) dx \quad (20)$$

Conforme Silva (2006), a Equação 20 é chamada de integral de convolução (que representa a soma do produto de duas funções ao longo de uma subentendida região) e a ruína é causada pela simultânea ocorrência das condições descritas pela Equação 21 e Equação 22.

$$P(r < x) = \int_{-\infty}^x f_R(x) dx \quad (21)$$

$$P(x \leq s \leq x + dx) = f_s(x) dx \quad (22)$$

Em que:

$f_R(x)$ = função distribuição R em x ;

$f_S(x)$ = função distribuição S em x .

Considerando solicitação (S) e resistência (R) como eventos independentes:

$$P(r \leq x \leq s \leq x + dx) = f_S(x) dx \cdot \int_{-\infty}^x f_R(x) dx \quad (23)$$

A ruína pode ocorrer, teoricamente, para qualquer valor de x , com $R > 0$ e $S > 0$, então:

$$p_r = \int_{-\infty}^{+\infty} f_S(x) dx \cdot \int_{-\infty}^x f_R(x) dx \therefore p_r = \int_0^{\infty} f_S(x) dx \cdot F_R(x) \quad (24)$$

Em que:

$F_R(x)$ = função distribuição R acumulada até x .

A Figura 10 mostra, graficamente, as funções densidade $f_R(r)$ e $f_S(s)$. No ponto A, $f_R(r)$ e $f_S(s)$ são iguais. A área destacada em preto na Figura 10 indica a probabilidade de ruína (p_r). Quanto maior for esta área, maior a probabilidade de ruína (Silva, 2006).

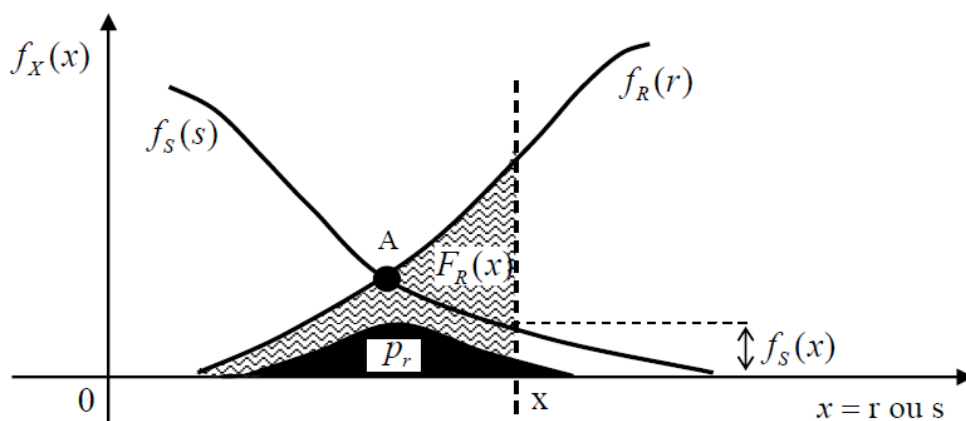


Figura 10 – Funções densidade $f_R(r)$ e $f_S(s)$ (Ang e Tang, 1984, modificado por Silva, 2006).

Uma vez que a resistência (R) e a solicitação (S) seguem distribuições normais, o parâmetro usado para caracterizar o grau de confiança (β), comumente chamado de índice de confiabilidade, pode ser definido pela Equação 25 (Apaza e Barros, 2014).

$$\beta = \frac{\mu_{(FS)} - 1}{\sigma_{(FS)}} \quad (25)$$

Em que:

$\mu_{(FS)}$ = valor médio do fator de segurança;

$\sigma_{(FS)}$ = desvio-padrão do fator de segurança.

2.5.3.4. Probabilidade de ruína e índice de confiabilidade aceitáveis

A definição de valores aceitáveis para a probabilidade de ruína (p_r) e o índice de confiabilidade (β) em taludes e outras obras geotécnicas ainda não é um consenso consolidado na engenharia geotécnica. Existem diversas abordagens na literatura que buscam estabelecer critérios para esses parâmetros, variando conforme o tipo de obra, as consequências de uma possível ruptura e as incertezas associadas. No contexto deste estudo, serão considerados os Quadros 9 e 10, propostos, respectivamente pelo *US Army Corps of Engineers* (1997) e por Dell’Avanzi e Sayão (1998), que fornecem relações entre p_f e β aplicáveis à análise probabilística de taludes.

Quadro 9 – Relação entre índice de confiabilidade e probabilidade de ruína (*US Army Corps of Engineers*, 1997, adaptado).

Nível	Índice de confiabilidade	Probabilidade de ruína
Alto	5,0	$3 \cdot 10^{-7}$
Bom	4,0	$3 \cdot 10^{-5}$
Acima da média	3,0	0,0013
Abaixo da média	2,5	0,006
Pobre	2,0	0,023
Não satisfatório	1,5	0,07
Perigoso	1,0	0,16

Quadro 10 – Probabilidade de ruína (Dell’avanzi e Sayão, 1998)

Casos	Índice de confiabilidade	Probabilidade de ruína
Fundações	2,3 a 3,0	10^{-2} a 10^{-3}
Taludes de mineração	1,0 a 2,3	10^{-1} a 10^{-2}
Barragens	3,5 a 5,0	10^{-3} a 10^{-5}
Estruturas de Contenção	2,0 a 3,0	10^{-2} a 10^{-3}

Os dois quadros apresentam faixas de aceitação para diferentes níveis de risco, permitindo associar valores típicos de probabilidade de falha a desempenhos considerados satisfatórios. De forma geral, os valores sugeridos giram em torno de probabilidades de falha entre (1% a 0,1%), com índices de confiabilidade variando entre 2,0 e 3,0 para a maioria dos cenários analisados. A descrição detalhada e a comparação entre os dois quadros serão apresentadas nas seções subsequentes.

Apesar de tais referências fornecerem diretrizes úteis para a análise probabilística de taludes, El-Ramly (2001) destaca que a maior desvantagem destes modelos é que nenhum leva em consideração, de forma abrangente, as particularidades de cada estrutura analisada, o que faz com que os critérios não sejam completamente válidos para qualquer talude. Embora El-Ramly (2001) reconheça essas limitações, ele também propõe uma diretriz prática para lidar com o problema. Com base em sua análise, sugere que uma probabilidade de falha de 2% ou um índice de confiabilidade de 2,0 pode ser utilizado como um limite razoável para uma performance satisfatória de taludes.

Dessa forma, ainda que existam quadros referenciais que associam β a níveis aceitáveis de confiabilidade, a abordagem mais adequada deve considerar as condições específicas do talude em análise. A aplicação de tais diretrizes deve, portanto, ser feita com a devida ponderação dos fatores que influenciam a estabilidade e com base em uma análise criteriosa das incertezas envolvidas.

2.6. Soluções de estabilização

As técnicas de estabilização de taludes desempenham um papel essencial na engenharia geotécnica, assegurando a segurança e a funcionalidade de estruturas situadas em encostas naturais ou artificiais. Santos (2018) afirma que as medidas de estabilização de

taludes são medidas efetivas que contribuem para a minimização da instabilidade dos taludes e que devem ser adotadas mediante condições existentes. Desse modo, a depender das características do terreno e do tipo de instabilidade, diferentes estratégias podem ser adotadas para estabilizar o talude e a escolha do método mais adequado exige uma avaliação detalhada das condições geológicas, geotécnicas, hidrológicas e ambientais do local, além da consideração de aspectos econômicos e de viabilidade técnica.

Segundo Resende (2021), essas soluções podem ser agrupadas em três categorias principais: (1) estratégias de conformação do terreno, (2) contenções ou reforços que envolvem movimentação de solo e (3) reforços sem movimentação significativa de solo. A primeira abordagem refere-se à alteração da inclinação ou da altura do talude, visando melhorar sua estabilidade. Já as soluções que requerem movimentação de solo incluem estruturas de contenção, como muros e cortinas, bem como reforços estruturais, como terra armada e geossintéticos, os quais demandam cortes no terreno para sua implementação. Por outro lado, os reforços que não exigem modificações expressivas na geometria do talude, como estacas isoladas, estacas reticuladas e solo grampeado, aumentam sua estabilidade sem necessidade de grandes intervenções na configuração original.

Hoek e Londe (1974) resumem as técnicas de melhoria da estabilidade de taludes rochosos em quatro grupos básicos, listados a seguir. Destes, os três primeiros também se aplicam a talude terrosos (Guidicini e Nieble, 1984).

- i. Mudança na geometria do talude: Mudar a geometria do talude geralmente significa reduzir a altura do talude, ou reduzir seu ângulo, e, quando for possível implantar esta medida, ela se constituirá, via de regra, no meio mais barato de melhorar a estabilidade do talude (Hoek e Londe, 1974). No entanto, Guidicini e Nieble (1984) destacam que nem sempre essa é a solução mais eficaz, pois a diminuição da altura ou do ângulo do talude não apenas reduz as forças desestabilizadoras que podem provocar a ruptura, mas também diminui a tensão normal, o que impacta negativamente a força de atrito resistente.
- ii. Drenagem de água subterrânea: A drenagem de água subterrânea em taludes é uma técnica essencial para melhorar sua estabilidade, reduzindo a infiltração e a pressão da água no interior do maciço. Métodos simples incluem o selamento de fendas com

materiais impermeáveis e a utilização de drenos superficiais e profundos para controlar o fluxo hídrico. Em maciços rochosos, furos horizontais podem ser eficazes, enquanto em maciços terrosos, a drenagem profunda é frequentemente a solução mais eficiente. Alternativamente, galerias de drenagem, embora caras, são altamente eficazes na interceptação da água subterrânea, contribuindo para a estabilidade estrutural (Hoek e Londe, 1974).

- iii. Reforço do maciço: O reforço do maciço, consiste na aplicação de técnicas para aumentar a estabilidade de taludes. Segundo Hoek e Londe (1974), em geral, o reforço em talude rochoso é economicamente viável apenas em taludes relativamente pequenos ou em blocos de dimensões reduzidas. Apesar disso, Guidicini e Nieble (1984) apontam que para maciços terrosos, o reforço do maciço, é, muitas vezes, a única solução a ser adotada, pois abater o talude significaria efetuar volumosas retiradas de terra, o que viria a ser o que viria a ser altamente oneroso.
- iv. Controle de desmonte: O controle de desmonte refere-se à aplicação de técnicas específicas para minimizar os danos causados pela detonação de explosivos durante a escavação de taludes. Segundo os autores (Hoek e Londe, 1974; Guidicini e Nieble 1984), a experiência sugere que embora esse método não seja tradicionalmente visto como uma técnica de estabilização, os danos decorrentes do desmonte impactam significativamente a estabilidade do talude.

No presente trabalho, serão apresentadas duas estratégias específicas para a estabilização do talude terroso, apresentado na seção de caso de estudo. A primeira abordagem consiste na modificação da geometria do talude, ajustando sua inclinação para reduzir os esforços desestabilizadores e melhorar a segurança da encosta. A segunda solução envolve o reforço do maciço por meio de um reticulado de estacas, técnica que visa aumentar a resistência do solo e aprimorar sua capacidade de suporte, garantindo maior estabilidade global sem necessidade de movimentações significativas de terra. Nas próximas seções, serão apresentados os princípios gerais dessas soluções, destacando seus fundamentos, mecanismos de estabilização e principais vantagens e desafios. O aprofundamento técnico sobre essas metodologias, suas aplicações e dimensionamento, no entanto, está fora do escopo deste

trabalho, sendo recomendada a consulta a referências especializadas para um estudo mais detalhado.

2.6.1. Estabilização por reperfilamento

O reperfilamento, também conhecido como retaludamento, é uma técnica de estabilização que envolve a modificação da geometria original do talude por meio de cortes ou aterros estrategicamente posicionados. Essa intervenção visa redistribuir as tensões internas do maciço, promovendo uma redução no estado de tensões e, conseqüentemente, aumentando a estabilidade global da encosta. Dessa forma, a realização de cortes ou escavações na crista contribui para a diminuição do momento atuante, enquanto a introdução de um contrapeso, como uma berma na base do talude, gera um efeito estabilizador, promovendo um acréscimo na segurança estrutural da encosta (Orige, 2016).

Carvalho (1991) afirma que o reperfilamento é sempre a primeira solução proposta, pois haverá sempre uma geometria que garantirá a estabilidade do talude. A aplicação do reperfilamento é particularmente eficaz em taludes que apresentam fraturas significativas ou contêm blocos de rocha soltos, situações nas quais outras soluções, podem ser economicamente inviáveis. Ao alterar a inclinação e a altura do talude, diminui-se o peso e ajusta-se o ângulo de inclinação, fatores diretamente relacionados à força gravitacional que atua como principal agente desestabilizador (Santos, 2018).

Massad (2010) afirma que em determinadas circunstâncias, especialmente quando a camada instável consiste em uma fina camada de solo, a remoção desse material pode ser a alternativa mais viável tanto do ponto de vista econômico quanto da execução. Nesse caso, modificar a geometria do talude por meio da retirada do solo instável representa uma solução eficiente para mitigar os riscos de instabilidade. Embora apresente diversas vantagens, como a melhoria direta da estabilidade do maciço e a facilidade de execução, o reperfilamento também possui desafios e limitações. A necessidade de grandes áreas disponíveis para a remodelação e a suscetibilidade à erosão são alguns dos fatores que devem ser considerados no planejamento da intervenção. Gerscovich (2016) aponta que associar a técnica do reperfilamento a um sistema de drenagem e proteção superficial é essencial. Além disso, sua eficácia pode variar de acordo com as características do solo e as condições geotécnicas

locais. O Quadro 11 resume as principais vantagens, desafios e limitações do reperfilamento como técnica de estabilização de taludes.

Quadro 11 – Principais vantagens e desafios da solução por reperfilamento

Aspecto	Descrição
Vantagens	O reperfilamento apresenta um custo reduzido, pois utiliza principalmente o próprio solo do local, minimizando a necessidade de materiais externos e mão de obra especializada.
	A técnica pode ser implementada com equipamentos comuns de terraplanagem, dispensando estruturas complexas e permitindo uma execução mais rápida e prática.
Desafios	O método exige áreas amplas para acomodar a nova geometria do talude, podendo ser inviável em locais com espaço restrito.
	A movimentação do solo durante o processo resulta na necessidade de transporte e disposição do material excedente, o que pode aumentar os custos operacionais e exigir um planejamento adequado
	A falta de cobertura vegetal imediata torna o solo suscetível à erosão por vento e chuva, demandando o uso de técnicas provisórias, para minimizar perdas e garantir a estabilidade do talude.

A escolha pelo reperfilamento deve considerar as características geotécnicas do material constitutivo do talude, a disponibilidade de espaço para a execução das modificações geométricas e a viabilidade econômica da intervenção. Quando bem planejada e executada, essa técnica oferece uma solução eficaz e sustentável para a estabilização de taludes, reduzindo significativamente os riscos de movimentos de massa e garantindo a segurança de infraestruturas adjacentes.

2.6.2. Estabilização por cortina de estacas

A estabilização de taludes por meio de cortinas de estacas é uma solução amplamente empregada em condições em que o reperfilamento não é viável devido a restrições espaciais ou necessidade de manutenção da geometria original do maciço (Resende, 2021). Essa técnica consiste na instalação de estacas cravadas ou perfuradas, alinhadas ao longo do talude, com o objetivo de interceptar superfícies potenciais de ruptura, redistribuir os esforços internos do solo e melhorar sua estabilidade global (Hassiotis *et al.*, 1997). De acordo com Hachich *et al.* (1998), o conceito de estrutura reticular composta por estacas escavadas injetadas pode ser comparado ao princípio do betão armado. Nesse sistema, as estacas desempenham o papel de

reforço, compensando a baixa resistência à tração do solo. Assim, ao traçar um paralelo com o betão armado, o solo equivale ao betão, enquanto as estacas funcionam como a armadura. Essas estacas são organizadas em paredes que atuam na contenção da massa em movimento.

A cortina de estacas pode ser definida como um sistema estrutural de elementos verticais que, ao serem inseridos no talude, interagem com o solo e limitam o deslocamento da massa instável. Esse efeito ocorre devido à força estabilizadora fornecida pelas estacas, que atua aumentando o fator de segurança do talude (Ausilio *et al.*, 2001). Diferentes abordagens são aplicadas para modelar o comportamento das estacas em taludes, dentre elas, o método do equilíbrio limite (LEM) é amplamente empregado devido à sua simplicidade e capacidade de estimar a força estabilizadora necessária para aumentar o fator de segurança do talude.

As estacas utilizadas na estabilização de taludes resistem aos esforços cortantes por meio da interação solo-estaca, um mecanismo descrito por Ausilio *et al.* (2001), onde essas estruturas interceptam superfícies críticas de ruptura e redistribuem esforços ao longo da fundação, aumentando o fator de segurança do talude.

Conforme indicam os estudos de Yang *et al.* (2011) e Hassiotis *et al.* (1997), essa resistência depende da posição da estaca em relação à superfície de ruptura, do grau de engastamento no solo estável e do espaçamento entre estacas, que influencia a redistribuição das forças estabilizadoras. As estacas resistem aos esforços cortantes por meio da interação solo-estaca, mecanismo descrito por Ausilio *et al.* (2001), em que essas estruturas interceptam superfícies.

A utilização de cortinas de estacas na estabilização de taludes apresenta uma série de vantagens e desafios que devem ser considerados em um projeto geotécnico. A implementação dessa técnica se destaca pela sua viabilidade em áreas com espaço reduzido, no entanto sua implementação exige equipamentos especializados e materiais estruturais de alta resistência, tornando-se uma solução mais onerosa em comparação a métodos convencionais. O Quadro 12 destaca os principais aspectos a serem considerados na escolha dessa solução técnica.

Quadro 12 – Principais vantagens e desafios da solução por cortina de estacas

Categoria	Descrição
Vantagens	A instalação das cortinas de estacas pode ser realizada em locais onde há restrição de espaço, tornando-se uma solução eficiente quando o reperfilamento do talude não é viável.
	Minimiza o movimento do maciço, reduzindo riscos de deslizamento e danos a infraestruturas.
	Pode ser utilizada em solos coesivos e não coesivos, adaptando o espaçamento e o tipo de estaca conforme as condições geotécnicas.
Desafios	Envolve equipamentos especializados, materiais estruturais de alta resistência e métodos construtivos mais complexos em relação a soluções convencionais.
	Requer um conhecimento detalhado do perfil do solo, ensaios de resistência e modelagem numérica para previsão adequada dos esforços.
	A eficácia pode ser reduzida em solos excessivamente moles ou sem uma camada resistente para ancoragem.

3. CASO DE ESTUDO

3.1. Identificação

O caso de estudo aborda um talude de baixa consistência, com cerca de 10 metros de altura, localizado na cidade de Varginha, MG, Brasil. A região em questão apresenta um histórico de instabilidade, sendo circundada por edificações residenciais unifamiliares, o que agrava a necessidade de soluções técnicas eficazes para garantir a segurança local.

O talude foi originalmente criado a partir de um corte realizado com o objetivo de viabilizar a construção de uma edificação residencial localizada a jusante, na região do pé do talude. O corte foi executado de maneira subverticalizada, sem a devida implementação de estruturas de contenção, proteção da face ou sistemas de drenagem, configurando um cenário altamente vulnerável. No início de 2022, o talude sofreu um processo de instabilização, resultando em um deslizamento significativo, conforme ilustrado na Figura 11.



Figura 11 – Movimento de massa do talude no ano de 2022.

Após o evento de instabilidade, foi realizado um reperfilamento emergencial, sem o suporte de estudos técnicos ou planejamento adequado. Essa intervenção consistiu, principalmente, na remoção do material instável e na formação de uma berma intermediária com cerca de 1 metro de largura, deixando o talude com a configuração apresentada na Figura

12. Apesar da tentativa de estabilização, a ausência de análises técnicas e a simplicidade da intervenção indicam a necessidade de estudos aprofundados e soluções mais robustas para garantir a estabilidade do maciço e a segurança das edificações circundantes.



Figura 12 – Conformação do talude após o reperfilamento.

3.2. Ensaio de campo

In situ, um levantamento topográfico assim como três furos de sondagem de simples reconhecimento (SPT) foram realizados, a partir destes resultados fora possível traçar a seção de análise. A locação destes locais está apresentada na Figura 13.

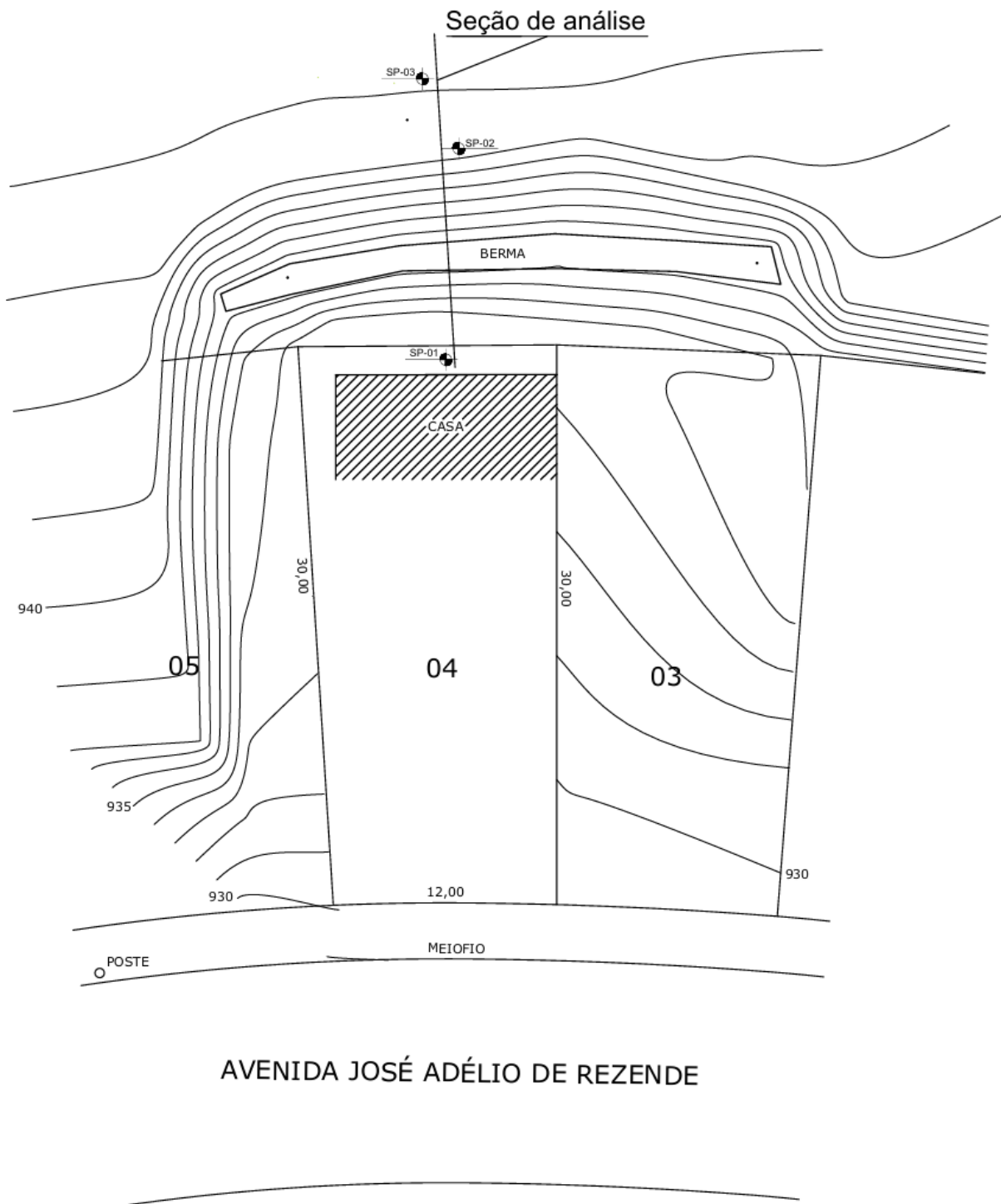


Figura 13 – Localização dos furos e seções de análise

Os Quadros 13, 14 e 15 apresentam os resultados das sondagens realizadas, evidenciando a relação entre o índice de resistência à penetração (N_{SPT}) e a descrição

litológica, além da classificação da compactidade ou consistência dos solos, conforme os critérios estabelecidos pela NBR 6484 (2020).

Quadro 13 – Resultados da sondagem SP-01.

SP – 01			
Profundidade (m)	N_{SPT}	Descrição litológica	Designação conforme a NBR 6484:2020 (compactidade ou consistência)
-1,00	17	Argila areno pouco siltosa com pedregulho miúdo, marrom claro	Rija
-2,00	22		muito rija
-3,00	22	Silte areno pouco argiloso, rosa com veios amarelo e branco, variegado	muito rija
-4,00	24		muito rija
-5,00	28		muito rija
-6,00	29		muito rija
-7,00	33		compacto
-8,00	36		compacto
-9,00	40		compacto

Quadro 14 – Resultados da sondagem SP-02.

SP – 02			
Profundidade (m)	N_{SPT}	Descrição litológica	Designação conforme a NBR 6484:2020 (compactidade ou consistência)
-1,00	5	Argila areno pouco siltosa com pedregulho miúdo, vermelho	mole
-2,00	3		mole
-3,00	4		mole
-4,00	5		mole
-5,00	5		mole
-6,00	6		média
-7,00	7	Argila areno pouco siltosa com veios de pedregulho miúdo, marrom	média
-8,00	8		média
-9,00	10		média
-10,00	19	Silte areno pouco argiloso, rosa com veios amarelo e branco, variegado	compacto
-11,00	24		compacto
-12,00	27		compacto
-13,00	32		compacto
-14,00	36		compacto
-15,00	39		compacto

As sondagens foram executadas em furos com diâmetro aproximado de 64 mm, utilizando o ensaio SPT, cujos valores de N_{SPT} registrados refletem a energia de cravação típica empregada no Brasil. Essa energia corresponde a uma eficiência operacional entre 70% e 80% da energia teórica, conforme indicado por Schnaid e Odebrecht (2012). Para análises que envolvem outras energias transmitidas ao trem das varas, foram realizadas as correções necessárias para a sua normalização, ajustando os valores obtidos para N_{60} , de acordo com as recomendações da literatura técnica (Velloso e Lopes, 1996; Décourt, 1989; Schnaid, 2009).

Quadro 15 – Resultados da sondagem SP-03.

SP – 03			
Profundidade (m)	N_{SPT}	Descrição litológica	Designação conforme a NBR 6484:2020 (compacidade ou consistência)
-1,00	3	Argila areno pouco siltosa com pedregulho miúdo, vermelho	mole
-2,00	4		mole
-3,00	4		mole
-4,00	4		mole
-5,00	5		mole
-6,00	6		média
-7,00	6	Argila areno pouco siltosa com veios de pedregulho miúdo, marrom	média
-8,00	8		média
-9,00	9		média
-10,00	18	Silte areno pouco argiloso, rosa com veios amarelo e branco, variegado	rijo
-11,00	22		compacto
-12,00	27		compacto
-13,00	32		compacto
-14,00	32		compacto
-15,00	40		compacto

A Figura 14 apresenta a representação do perfil geológico/geotécnico da seção analisada, que será objeto de estudo nos capítulos subsequentes.

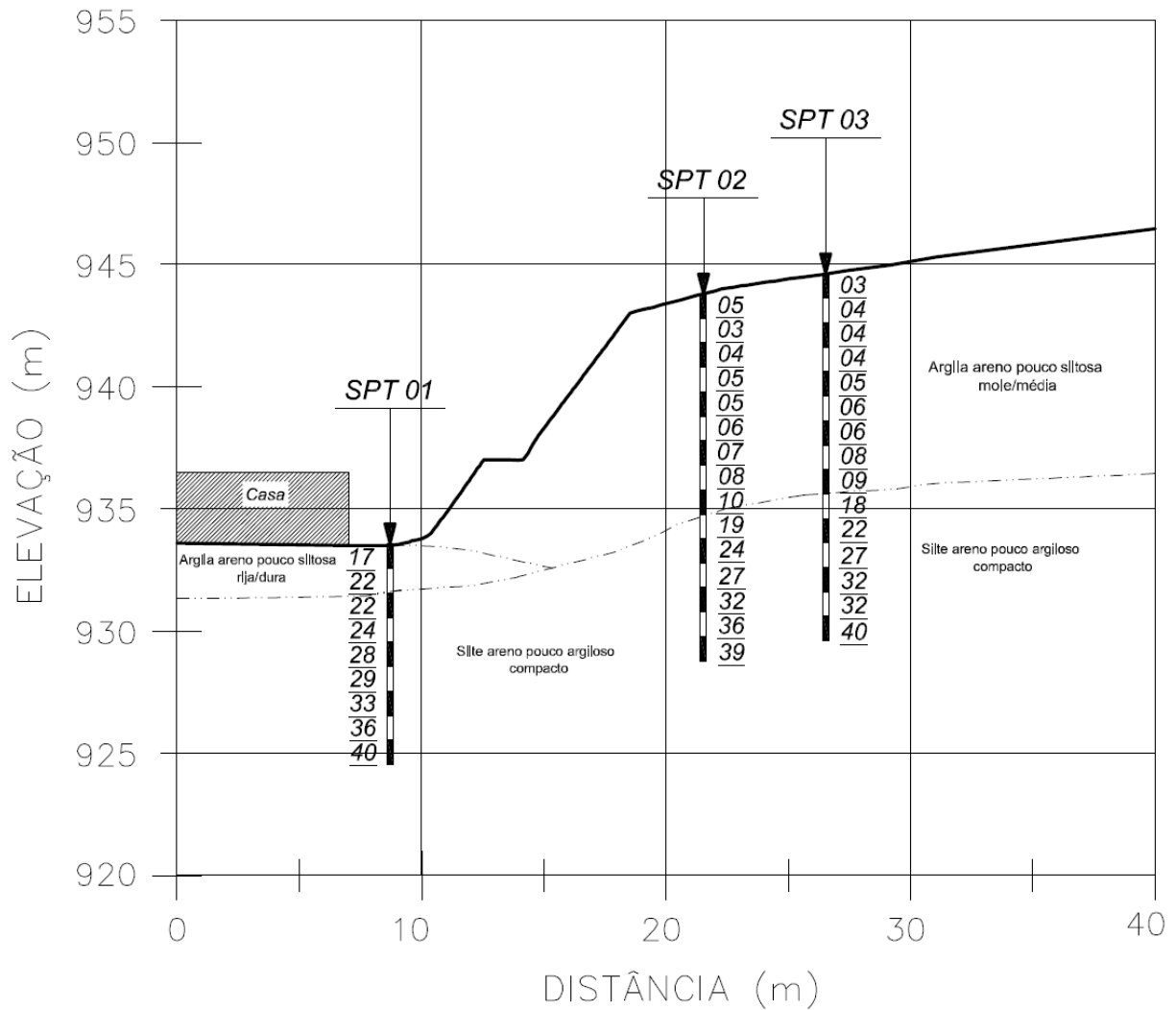


Figura 14 – Perfil geológico/geotécnico da seção.

3.3. Ensaios de laboratório

Para a caracterização geotécnica do solo em estudo, foi coletada uma amostra indeformada do tipo bloco, com dimensões de 30 x 30 x 30 cm, proveniente da crista do talude, em um ponto identificado como área de corte previamente ativo. A localização foi definida com base em análises empíricas e nos resultados preliminares de sondagens SPT realizadas no local. A amostra foi retirada a uma profundidade de 1,20 m e utilizada para a realização de uma série de ensaios laboratoriais, incluindo: determinação dos limites de liquidez (LL) e plasticidade (LP), densidade real dos grãos (δ), granulometria por peneiramento e sedimentação (GPS), e ensaios de compressão triaxial (CIU – Compressão

Isotrópico Não Drenado). É válido ressaltar que os ensaios foram conduzidos por uma empresa especializada contratada, em conformidade com as normas técnicas vigentes aplicáveis a cada procedimento.

3.3.1. Classificação do solo

Os resultados da análise granulométrica obtida por peneiramento e sedimentação estão apresentados na Figura 15, que exibe a curva de distribuição granulométrica do solo estudado. Essa curva fornece uma representação visual das frações de tamanhos das partículas.

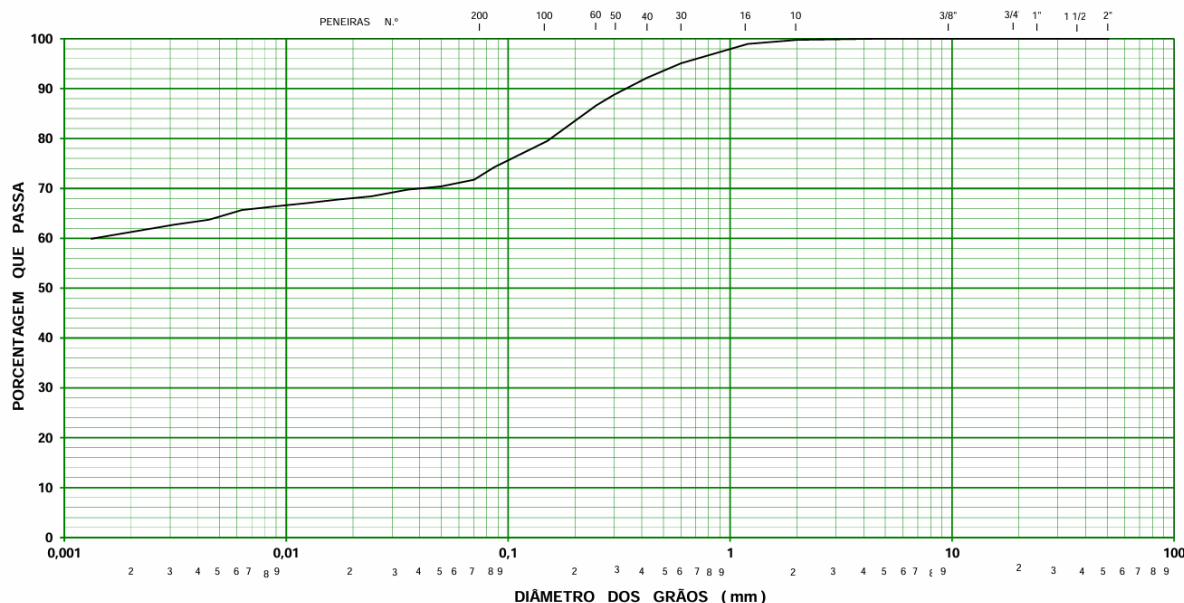


Figura 15 – Curva de distribuição granulométrica (REL 103/22, 2022)

O Quadro 16 resume os dados referentes às peneiras de maior relevância no processo de classificação granulométrica – peneiras nº 10, 40 e 200 –, indicando os respectivos diâmetros de abertura e as porcentagens de material passante. Adicionalmente, os dados da sedimentação foram consolidados no Quadro 17, permitindo a identificação detalhada das frações finas do solo, como siltes e argilas, complementando a análise apresentada na curva granulométrica.

Quadro 16 – Resultados da curva granulométrica

Nº Peneira	% que passa
#10	100
#40	92
#200	72

Quadro 17 – Sedimentação

Classificação	%
Argila	61,23
Silte	9,85
Areia Fina	12,42
Areia Média	11,55
Areia Grossa	4,68
Pedregulho Fino	0,24

O Quadro 18 apresenta algumas características gerais para classificação do solo, incluindo limite de liquidez (LL), índice de plasticidade (IP), índice de grupo (IG) e densidade real dos grãos (γ). Esses parâmetros fornecem informações sobre o comportamento do solo, especialmente em situações de variação de umidade, compactação e carregamento, que afetam diretamente a estabilidade de taludes (Das, 2006; Bhudu, 2010). Solos com plasticidade intermediária e limites de liquidez moderados, como os identificados neste estudo, podem apresentar certa suscetibilidade à deformação e instabilidade, especialmente em condições de alta umidade, devido à sua capacidade de retenção de água e compressibilidade moderada. De acordo com Terzaghi *et al.* (1996), características como essas são fundamentais para avaliar a segurança de taludes, pois influenciam tanto a resistência ao corte quanto a drenagem interna do solo.

Quadro 18 – Características gerais

Limite de Liquidez (LL)	47%
Índice de plasticidade (IP)	13%
Índice de grupo (IG)	10
Densidade real (γ)	2,753g/cm ³

Os resultados dos ensaios de caracterização geotécnica evidenciam que o solo analisado é predominantemente composto por partículas finas, sendo classificado inicialmente como um solo fino segundo a ASTM D2487 (2017). A análise granulométrica indica uma fração significativa de partículas na faixa de argila, enquanto a parcela correspondente ao silte é proporcionalmente menor. No entanto, a classificação definitiva do solo não pode ser feita exclusivamente com base na distribuição granulométrica, uma vez que a ASTM estabelece que a plasticidade do material, avaliada por meio dos Limites de Atterberg, deve ser o critério determinante para diferenciar siltes e argilas. Assim, a simples predominância de partículas de

dimensão argilosa na análise granulométrica não implica necessariamente na classificação do solo como uma argila, sendo indispensável a verificação do seu comportamento plástico.

A distinção entre siltes e argilas no Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS) é feita a partir do diagrama de plasticidade de Casagrande (1948), no qual o Índice de Plasticidade (IP) do solo é comparado à linha A, definida pela Equação 26, que estabelece um limite entre os dois tipos de solos finos. A informação fornecida por esse gráfico é de grande valor e serve como base para a classificação de solos finos (Das, 2010)

$$IP = 0,73(LL - 20) \quad (26)$$

Caso o IP do solo esteja acima da linha A, o material é classificado como uma argila; se estiver abaixo, é classificado como um silte. No presente caso, os valores obtidos para o Limite de Liquidez e o Índice de Plasticidade indicam que o solo se posiciona abaixo dessa linha, caracterizando-o como um silte com areia (ML). Dessa forma, ainda que a granulometria tenha indicado uma elevada fração de partículas na faixa de argila, a ASTM D2487 determina que a classificação final do solo deve ser baseada nos parâmetros de plasticidade, garantindo que sua resposta mecânica e comportamento geotécnico sejam corretamente representados.

3.3.2. Ensaio de compressão triaxial (CIU)

Com base nas imagens fornecidas dos corpos de prova após a realização de ensaios triaxiais, Figura 16, observa-se que os padrões de ruptura variam de acordo com as tensões confinantes aplicadas. Esses padrões refletem diretamente o comportamento mecânico do solo, que, neste caso, trata-se de uma argila areno-siltosa marrom. Nos ensaios com menores tensões confinantes ($\sigma_3 = 50$ kPa e $\sigma_3 = 100$ kPa), predominam deformações associadas a rupturas cortantes com planos bem definidos, típicos de solos coesivos em condições não drenadas, onde a pressão de poros influencia o plano de ruptura. Com o aumento da tensão confinante ($\sigma_3 = 200$ kPa e $\sigma_3 = 400$ kPa), as deformações tornam-se mais uniformes, indicando um comportamento mais dúctil, associado à maior estabilização das tensões internas e redistribuição da pressão de poros antes da ruptura.



CP N° 06 ($\sigma_3 = 50$ kPa)



CP N° 07 ($\sigma_3 = 100$ kPa)



CP N° 05 ($\sigma_3 = 200$ kPa)



CP N° 04 ($\sigma_3 = 400$ kPa)

Figura 16 – Corpos de prova pós ruptura (REL 103/22, 2022).

A Figura 17, detalha o gráfico q x p , que relaciona as tensões desviadoras e as tensões médias efetivas durante o ensaio triaxial. Esse gráfico ilustra a trajetória de tensões que o solo

experimentalmente ao longo do carregamento, permitindo a identificação de estados críticos e limites de resistência do material. Nesta representação o parâmetro p , definido pelo eixo das abscissas, corresponde a pressão média efetiva e equivale ao centro do círculo de Mohr no plano das tensões normais. Já o parâmetro q , representado pelo eixo das ordenadas, representa a tensão desviadora e está associado ao raio do círculo de Mohr.

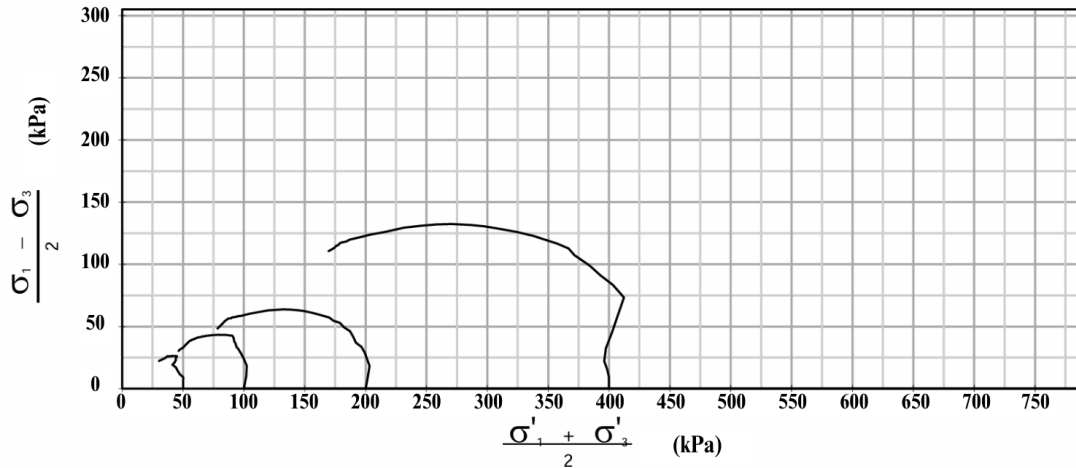


Figura 17 – Gráfico $q \times p$ (REL 103/22, 2022).

Adicionalmente, os círculos de Mohr-Coulomb para as tensões totais e efetivas estão demonstrados, respectivamente, nas Figura 18 e 19. Conforme visto na Seção 2.2.2, enquanto os círculos de tensões totais consideram as tensões aplicadas sem descontar a pressão neutra, os círculos de tensões efetivas refletem a resistência real do solo, sendo obtidos pela subtração da pressão neutra das tensões normais. Essa distinção se torna vital, uma vez que os parâmetros efetivos governam o comportamento em longo prazo (Bishop e Henkel, 1962; Lambe e Whitman, 1979). Dessa forma, a correta interpretação dos círculos de Mohr é fundamental para prever a estabilidade do talude em condições permanentes, onde a drenagem é considerada completa e as tensões efetivas representam a real capacidade do solo em resistir ao cisalhamento.

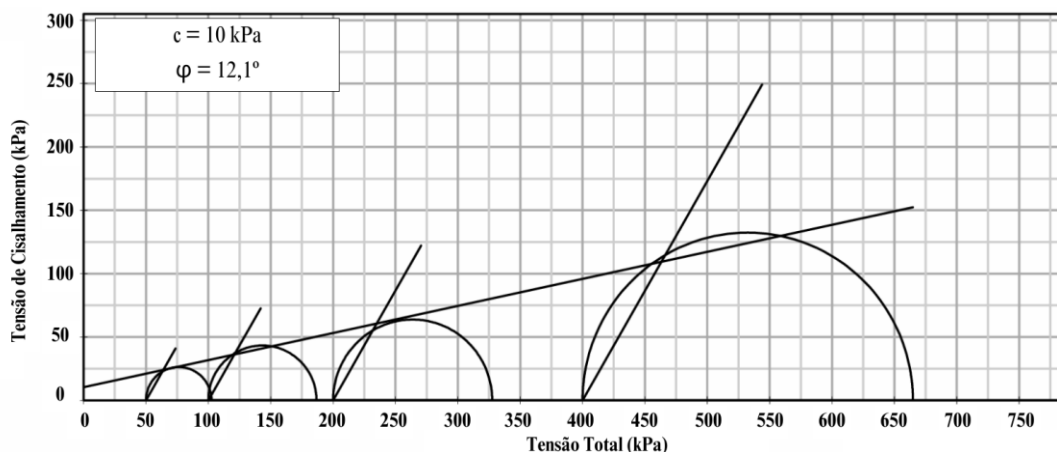


Figura 18 – Círculos de Mohr-Coulomb para tensões totais (REL 103/22, 2022).

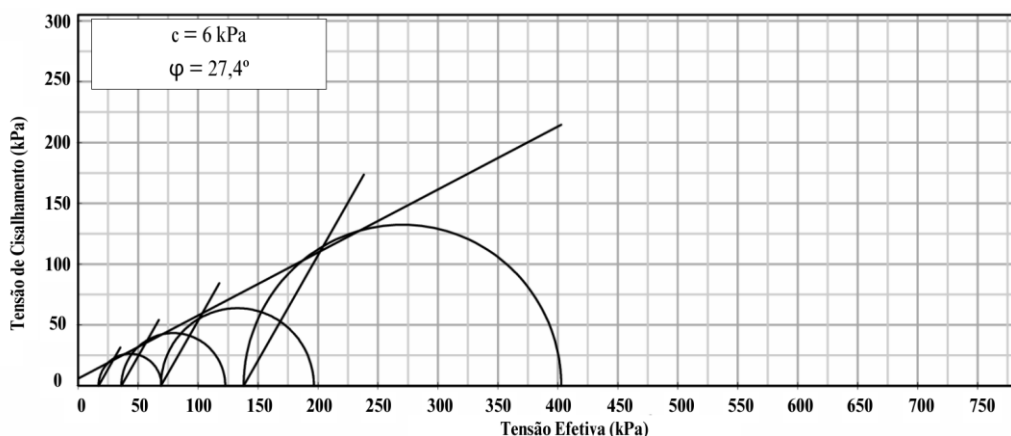


Figura 19 - Círculos de Mohr-Coulomb para tensões efetivas (REL 103/22, 2022).

3.4. Definição dos parâmetros geotécnicos

A definição de parâmetros geotécnicos médios constitui uma etapa essencial em estudos voltados à estabilidade de taludes, pois estabelece a base para análises confiáveis e representativas das condições locais. Para garantir maior precisão, recomenda-se que esses parâmetros sejam derivados de ensaios laboratoriais realizados diretamente sobre amostras coletadas no campo. Contudo, no Brasil, é comum que a prática de engenharia geotécnica se apoie amplamente em dados empíricos, especialmente aqueles oriundos de ensaios SPT (*Standard Penetration Test*), associados à experiência acumulada de projetistas. Essa abordagem se justifica por sua simplicidade, acessibilidade econômica e pelo extenso histórico de correlações desenvolvidas entre os resultados do SPT e as propriedades mecânicas e físicas dos solos tropicais brasileiros (Ortigão *et al.*, 1992; Campello, 2020).

No presente estudo, a definição inicial dos parâmetros geotécnicos – peso específico, coesão e ângulo de atrito interno – foi realizada com base em um conjunto de dados provenientes de ensaios de campo e laboratório realizados em materiais com características de composição e classificação similares aos investigados. Esses valores foram comparados e validados à luz de informações disponíveis na literatura técnica, com destaque para os trabalhos de Ortigão *et al.* (1992), Low e Tang (1997), Lozano e Castro (2003), Magalhães (2005), Springer (2006), Lima (2010), Medeiros *et al.* (2010), Berberian (2015), Cordeiro (2019) e Campello (2020). Nesse contexto, os resultados do ensaio SPT realizado na área em estudo – descritos detalhadamente na Seção 3.2 – desempenharam papel crucial na caracterização inicial do perfil geológico-geotécnico, especialmente ao indicar zonas de menor resistência relativas, como a camada de argila areno-siltosa de consistência mole a média ($N_{SPT} = 5$).

Após a realização de análises preliminares de estabilidade, complementadas por observações de campo e relatos prévios de movimentos de massa (Figura 11), constatou-se que a superfície crítica potencial de ruptura estaria situada, de acordo com o perfil geológico-geotécnico, dentro da camada de argila areno-siltosa de consistência mole a média, conforme classificação da NBR 6484 (2020). Esse comportamento já era esperado, dado que camadas de menor resistência relativa frequentemente concentram as superfícies de corte em taludes instáveis. Diante dessa constatação, optou-se por refinar os parâmetros dessa camada específica, considerada mais vulnerável a falhas, por meio de uma série de ensaios triaxiais (CIU), cujos resultados detalhados encontram-se na Seção 3.3.2.

Por fim, os parâmetros geotécnicos médios definidos para cada material presente no perfil geológico-geotécnico estão apresentados no Quadro 19. Esses valores, validados a partir de um rigoroso processo de integração de dados de campo, laboratório e literatura técnica, constituem a base fundamental para as análises determinísticas e para a definição dos parâmetros característicos e intervalos de distribuição probabilística tratados a seguir.

Quadro 19 - Valores médios de parâmetros geotécnicos

Material	$N_{SPT_{médio}}$	Designação (NBR 6484:2020)	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (°)	Peso específico (kN/m ³)
Silte Arenoso pouco argiloso	30	Compacto	31	36	20
Argila arenoso pouco siltosa	20	Dura	40	31	20
Silte com areia	5	Mole/Média	6	27,4	17

Considerando que os parâmetros geotécnicos apresentados no Quadro 19 seguem uma distribuição normal, conforme abordado na Seção 2.4.5, o cálculo do percentil de 95% na análise semi-probabilística, conforme preconizado pelo Eurocódigo 7, baseia-se nos princípios estatísticos da distribuição normal padrão. Esse procedimento permite a conversão de um valor x , pertencente a uma distribuição normal genérica com média μ e desvio padrão σ , em valor adimensional Z , conforme a Equação 27.

$$Z = \frac{x - \mu}{\sigma} \quad (27)$$

Neste contexto, μ representa os valores médios dos parâmetros geotécnicos apresentados no Quadro 19, enquanto o desvio padrão σ é obtido a partir dos coeficientes de variação previamente definidos. Assim, o cálculo do valor correspondente a um percentil específico é realizado com a aplicação do valor crítico z_{α} , conforme estabelecido por Devore (2012). Para um percentil de 95%, o valor crítico adotado é $z_{\alpha} = 1,645$. Por conseguinte, os valores característicos empregados na análise semi-probabilística foram obtidos a partir da Equação 27 e estão apresentados no Quadro 20.

Quadro 20 - Valores característicos de parâmetros geotécnicos

Material	$N_{SPT_{médio}}$	Designação (NBR 6484:2020)	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (°)	Peso específico (kN/m ³)
Silte Arenoso pouco argiloso	30	Compacto	10,5	31,6	21,6
Argila arenoso pouco siltosa	20	Dura	13,7	27,2	21,6
Silte com areia	5	Mole/Média	2,0	24,0	18,4

Assim como os valores característicos, os intervalos de valores adotados nas análises probabilísticas são baseados na consideração de que os solos investigados seguem uma distribuição normal. A variabilidade desses parâmetros é incorporada por meio de uma função de deslocamento (*offset*), a qual delimita o intervalo de possíveis valores ao longo da simulação de Monte Carlo. Esse intervalo é estabelecido conforme descrito na Seção 2.4.5 utilizando o princípio estatístico dos 3 desvios-padrão (σ) em uma distribuição normal. Essa abordagem assegura uma representatividade teórica de 99,7% dos resultados possíveis dentro da distribuição. O Quadro 21 apresenta os valores estabelecidos para a abordagem.

Quadro 21 – Intervalo (3σ) de parâmetros geotécnicos

Material	Parâmetro	Valor Médio	Desvio Padrão (σ)	Intervalo Modificado (3σ)
Silte Areno pouco argiloso (N _{SPT} = 30)	Peso específico (kN/m ³)	20	1	17 - 23
	Coesão (kPa)	31	12,4	0 - 68,2
	Ângulo de atrito	36°	2,7°	27,9 - 44,1
Argila areno pouco siltosa (N _{SPT} = 20)	Peso específico (kN/m ³)	20	1	17 - 23
	Coesão (kPa)	40	16	0 - 88
	Ângulo de atrito	31°	2,325°	24,025° - 37,975°
Silte com areia (N _{SPT} = 5)	Peso específico (kN/m ³)	17	0,85	14,45 - 19,55
	Coesão (kPa)	6	2,4	0 - 13,2
	Ângulo de atrito	24,7°	2,055°	21,235° - 33,565°

4. RESULTADOS

4.1. Análise de estabilidade

A Figura 20 apresenta a seção transversal do talude em análise. A seção é composta por três diferentes tipos de solo, identificados por meio das investigações geotécnicas apresentadas no caso de estudo. O perfil transversal possui uma área de aproximadamente 825m² e apresenta uma berma intermediária cuja execução ocorreu sem respaldo técnico adequado, conforme discutido na seção 3.1. A configuração geométrica da seção transversal indica, além da avaliação da estabilidade global, a necessidade de análises detalhadas em duas regiões específicas de interesse: (i) a porção superior, adjacente à crista do talude e (ii) a porção inferior, próxima à base do talude. A distinção dessas regiões permite uma abordagem mais precisa na identificação de padrões de comportamento diferenciados dentro do talude, possibilitando a avaliação criteriosa dos fatores críticos que governam sua estabilidade.

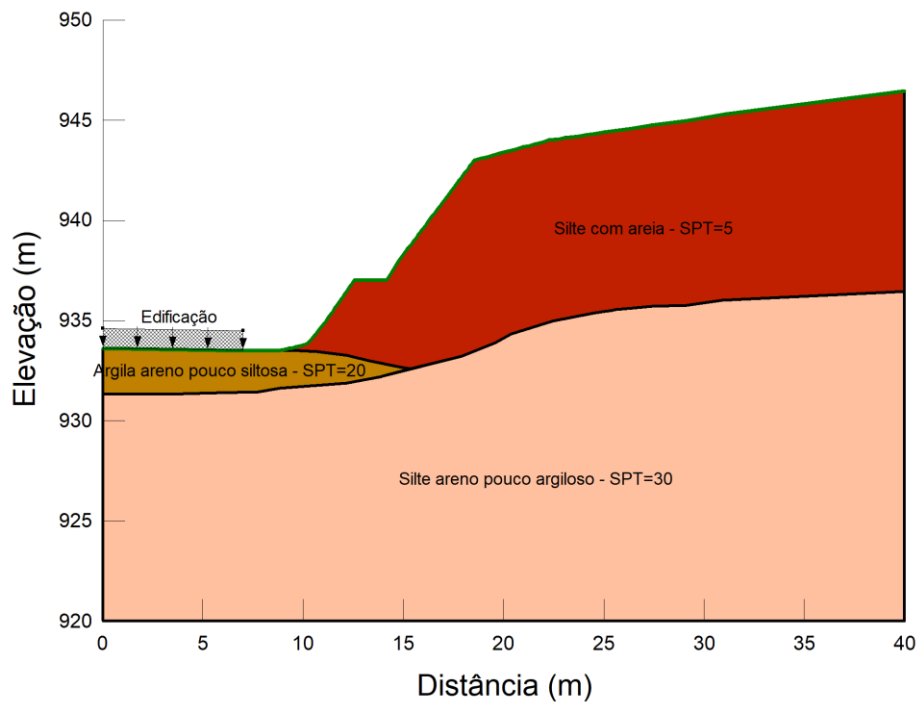


Figura 20 – Perfil transversal da análise de estabilidade

Adicionalmente, destaca-se a existência de uma sobrecarga permanente atuando na base do talude, proveniente do peso próprio de uma edificação de dois pavimentos. Com base nos critérios estabelecidos pela NBR 6120 (2019), que recomenda valores de carga entre 10 e

12 kN/m² por pavimento. Para representar adequadamente a influência dessa edificação nas análises, optou-se por considerar o valor de 24 kN/m², contemplando o impacto total dos dois pavimentos.

4.1.1. Modelo determinístico (NBR 11682)

a) Estabilidade Global

A partir dos parâmetros médios avaliados, a análise determinística de estabilidade global foi conduzida com base no modelo determinístico, conforme preconizado pela NBR 11682, abrangendo um total de 9261 superfícies potenciais de ruptura, o que assegura uma avaliação abrangente das possíveis condições críticas. A Figura 21 apresenta a distribuição dessas superfícies, destacando a mais crítica, representada por uma linha branca, cujo fator de segurança (FS) é de 0,99.

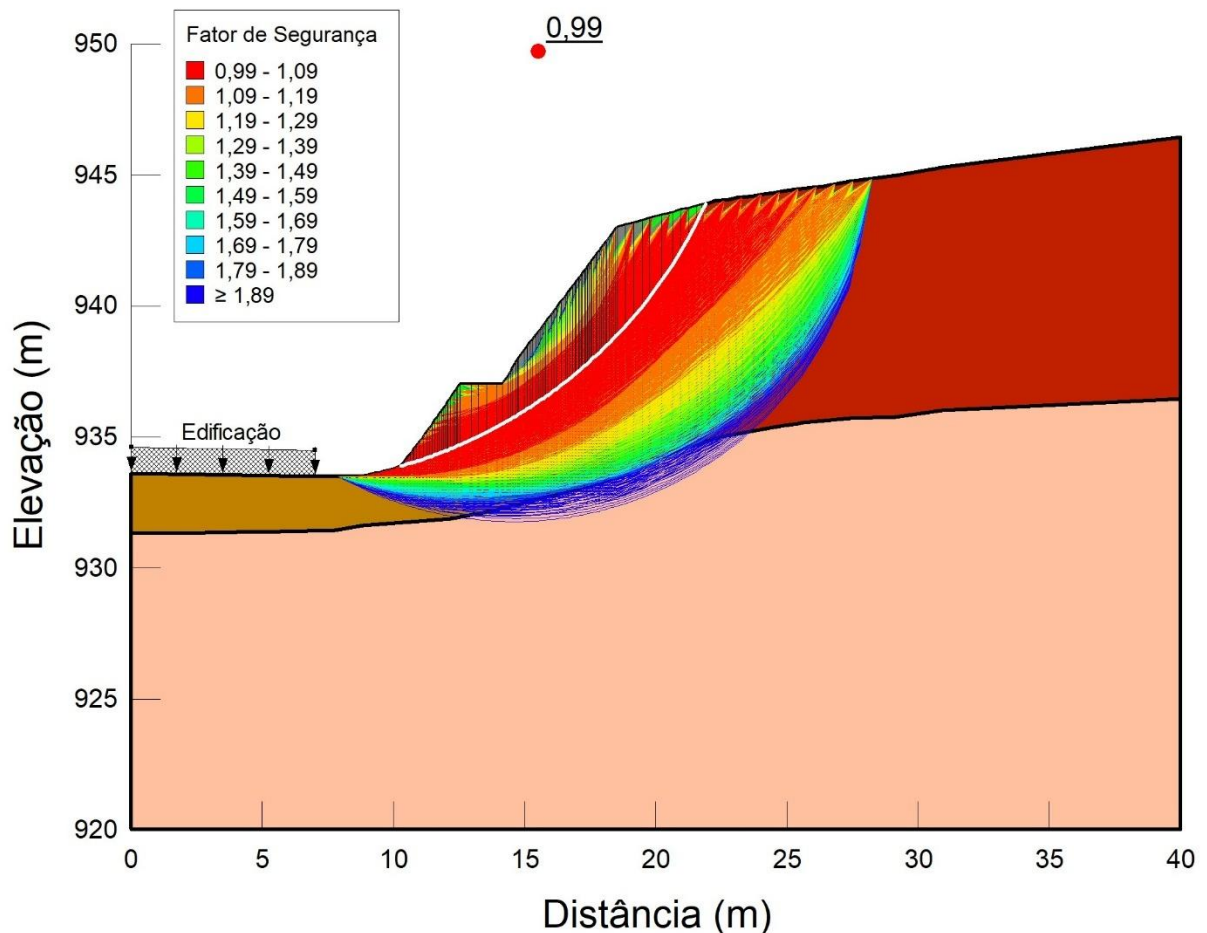


Figura 21 - FS de estabilidade global pelo modelo determinístico.

O valor de $FS = 0,99$ indica uma condição de instabilidade crítica, conforme os critérios da NBR 11682, que estabelece, para este caso, um FS mínimo de 1,5. Esse resultado evidencia a necessidade urgente de medidas de estabilização para assegurar a segurança do talude, já que o valor atual está significativamente abaixo do limite de segurança recomendado.

b) Estabilidade Local

Na análise local superior, localizada entre a crista e a berma do talude, a superfície crítica apresentou um Fator de Segurança (FS) igual a 1,00, conforme ilustrado na Figura 22. Esse valor indica uma condição de instabilidade crítica, evidenciando a vulnerabilidade dessa região. Apesar da presença de uma berma, seu efeito estabilizador nesta região mostrou-se insuficiente para conter as tensões atuantes, permitindo o desenvolvimento de superfícies críticas. A instabilidade identificada na parte superior reforça a necessidade de atenção especial nesta região próxima à crista.

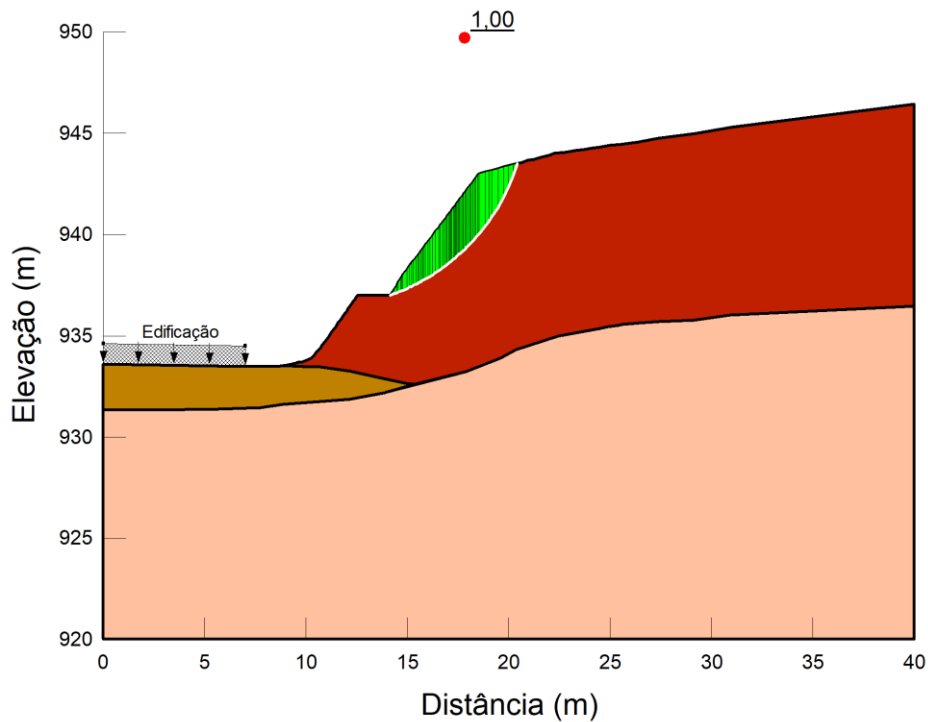


Figura 22 – Superfícies de ruptura na seção local superior

Na análise local inferior, localizada entre a berma e o pé do talude, a superfície crítica apresentou um Fator de Segurança (FS) igual a 1,40, conforme mostrado na Figura 23. Embora esse valor represente uma condição mais estável em comparação à análise superior, ele ainda está abaixo do limite mínimo de 1,5 recomendado pela NBR 11682 para as condições de estabilidade desse maciço. Apesar da maior estabilidade relativa na parte inferior, os resultados apontam a necessidade de intervenções específicas para garantir a conformidade com os critérios normativos. A diferença no comportamento entre as partes superior e inferior do talude evidencia a importância de análises locais para identificar regiões críticas que não são claramente perceptíveis em uma avaliação global.

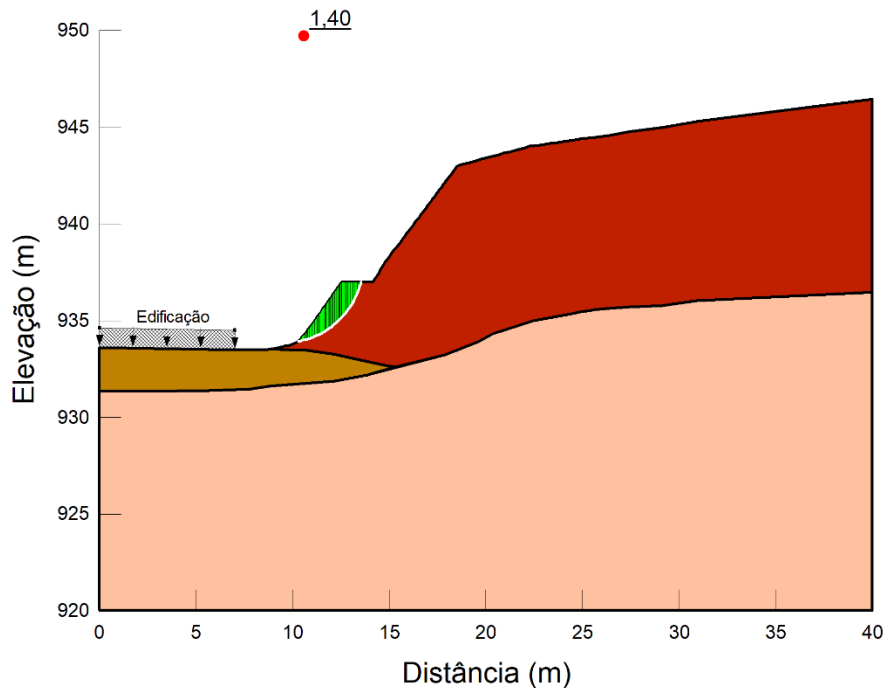


Figura 23 – Superfície de ruptura na seção local inferior

4.1.2. Modelo semi-probabilístico (Eurocódigo 7)

a) Estabilidade Global

Para o modelo semi-probabilístico, assim como na análise determinística, 9261 superfícies de ruptura foram estudadas, entre as quais se destaca a superfície crítica, representada pela linha branca na Figura 24. O Fator de Segurança (FS) obtido para essa superfície foi de 0,52, muito abaixo do limite mínimo de 1,0 estabelecido pelo Eurocódigo 7, revelando mais uma vez a condição severa de instabilidade global no talude.

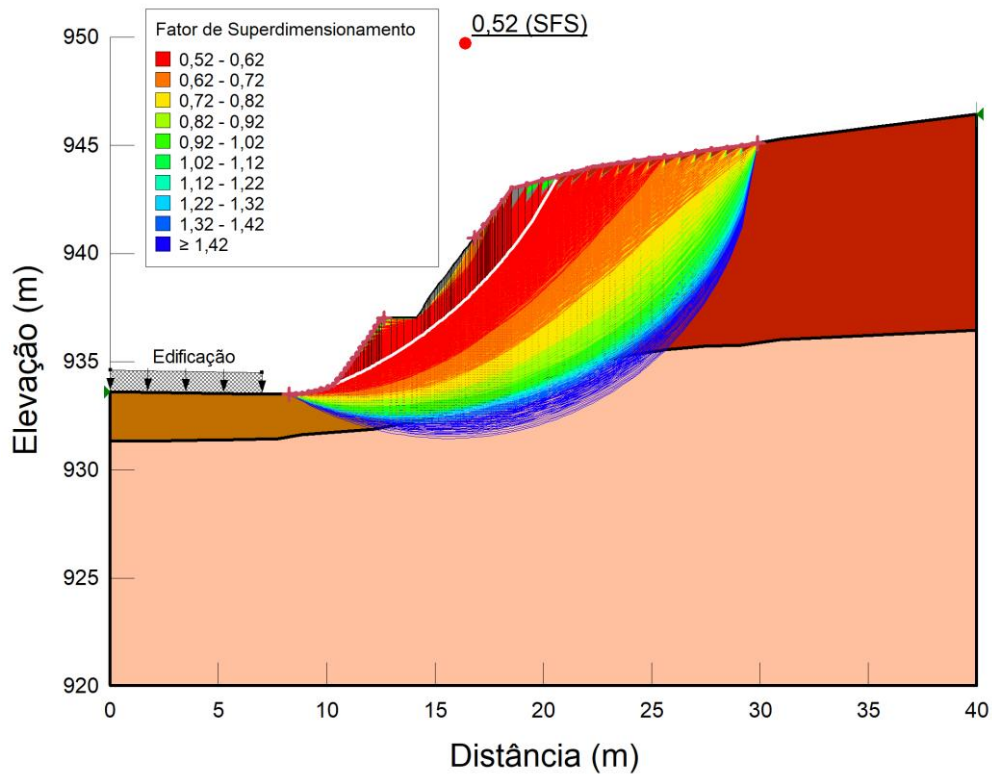


Figura 24 – Fator de segurança global por meio do método semi-probabilístico

b) Estabilidade Local

A análise conduzida na parte inferior do talude, região compreendida entre a bermã e o pé do talude, retornou a superfície crítica representada pela linha branca na Figura 25. O valor de FS igual a 0,61 indica uma instabilidade local significativa na região inferior do talude, com a superfície crítica se desenvolvendo na base da bermã e se estendendo em direção ao pé do talude. Esse resultado reflete as condições mais severas impostas pela aplicação dos fatores parciais de segurança no método semi-probabilístico, conforme definido pelo Eurocódigo 7.

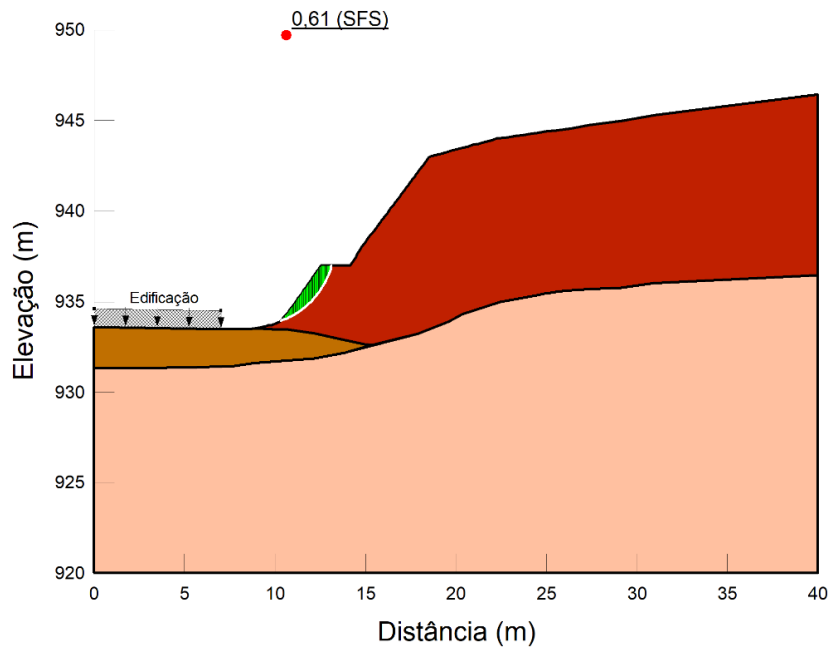


Figura 25 – Fator de segurança local inferior (semi-probabilístico)

Para a região superior do talude, a superfície crítica identificada, representada na Figura 26, apresentou um Fator de Segurança de 0,48, mais uma vez, apresentando um valor significativamente inferior ao limite mínimo de 1,0 estabelecido pelo Eurocódigo 7 (EC7).

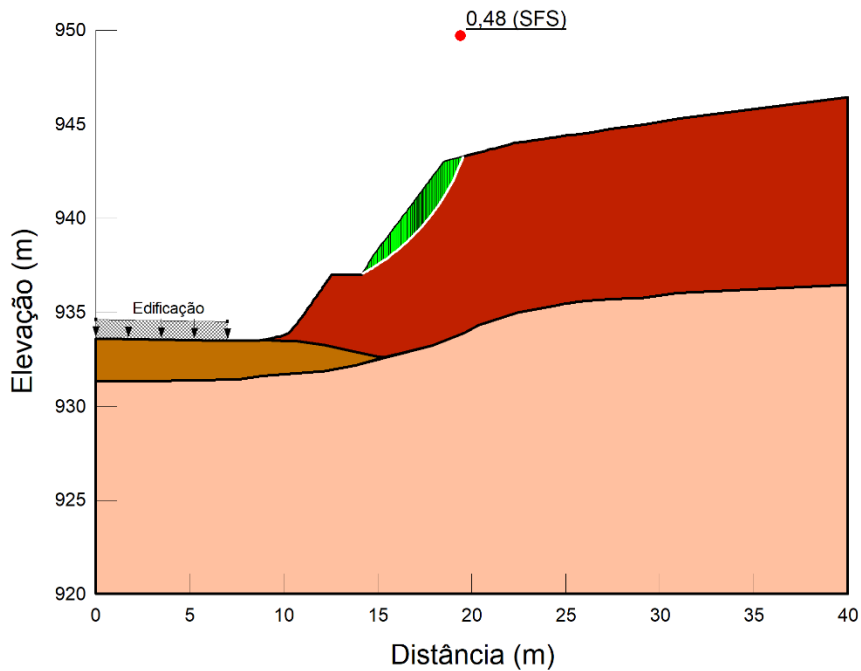


Figura 26 – Fator de segurança local superior (semi-probabilístico)

4.1.3. Modelo probabilístico

a) Estabilidade Global

A análise probabilística de estabilidade global do talude foi realizada com 4000 simulações Monte Carlo para cada superfície de ruptura investigada. Os resultados, na superfície crítica, apontaram para um fator de segurança (FS) médio de 0,99, com valores variando entre 0,58 e 1,45, e um desvio padrão de 0,13. Esses resultados refletem variabilidade modelada com base na distribuição normal dos parâmetros de entrada, que permite incorporar variações extremas, mesmo que improváveis, para avaliar o desempenho do talude em condições estocásticas. Os gráficos apresentados na Figura 27 ilustram os resultados obtidos, com o histograma de distribuição do FS (Figura 27[a]) e a distribuição cumulativa da probabilidade de falha (Figura 27[b]).

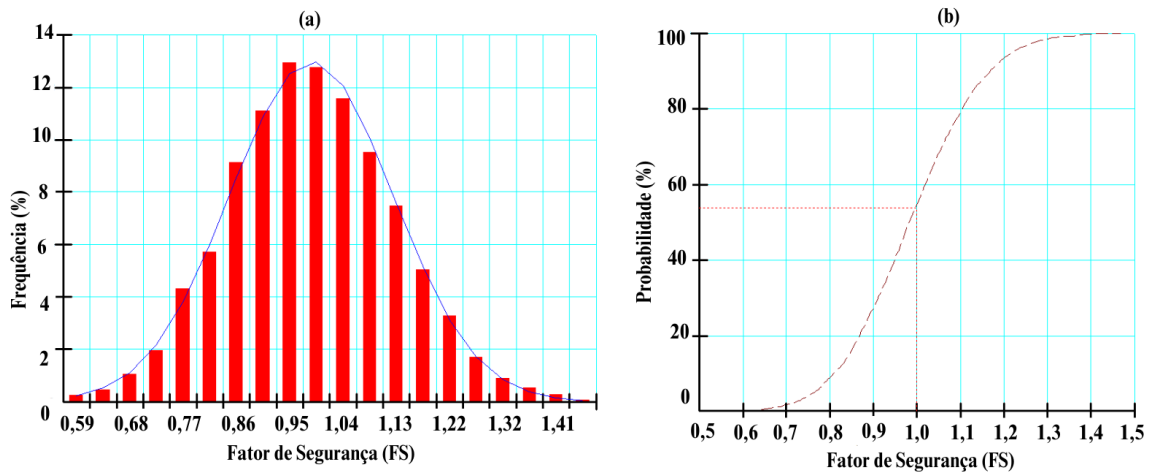


Figura 27 – Estabilidade global: (a) Histograma de distribuição do FS (b) Distribuição cumulativa da probabilidade falha

A probabilidade de falha calculada foi de 53,55%, destacando uma situação crítica de instabilidade global para o talude avaliado. Esses resultados apontam que mais da metade das simulações resultaram em fatores de segurança menores que 1, ou seja, representam cenários de instabilidade teórica. Ainda, o índice de confiabilidade, de aproximadamente -0,066 não permite uma interpretação prática direta da confiabilidade. O valor negativo, explicado pelo FS menor do que 1, apenas confirma a condição de instabilidade do talude.

a) Estabilidade Local

A análise local do talude foi conduzida utilizando o mesmo método da avaliação global, com 4000 simulações Monte Carlo realizadas para cada região avaliada (superior e inferior). Para o talude superior, os resultados indicaram um fator de segurança (FS) médio de 1,00, com valores variando entre 0,51 e 1,59, e um desvio padrão de 0,17. A probabilidade de falha calculada foi de 50,43%, e o índice de confiabilidade resultou em 0,022. Esses resultados são ilustrados na Figura 28, onde o histograma da distribuição do FS (Figura 28[a]) evidencia a variabilidade observada e a distribuição cumulativa da probabilidade de falha (Figura 28[b]) destaca a condição marginal de estabilidade para o talude superior.

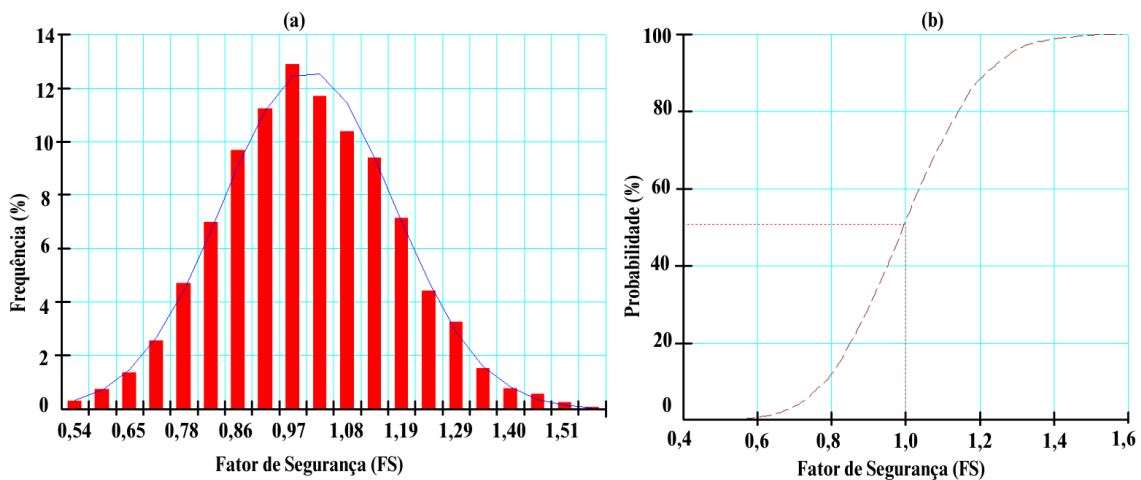


Figura 28 - Estabilidade local superior: (a) Histograma de distribuição do FS (b) Distribuição cumulativa da probabilidade falha

Para o talude inferior, os resultados demonstraram uma condição ainda desfavorável, com um FS médio de 1,35, variando entre 0,58 e 2,14, e um desvio padrão de 0,26. Apesar da ligeira melhora em comparação com os resultados anteriores, a probabilidade de falha de 9,18% e o índice de confiabilidade de 1,34 ainda apresentam um cenário classificado como perigoso pela relação estabelecida pelo *US Army Corps of Engineers* no Quadro 9. Os gráficos na Figura 29 complementam a interpretação: o histograma de distribuição do FS (Figura 29[a]) demonstra a dispersão dos valores simulados, e a curva de distribuição cumulativa da probabilidade de falha (Figura 29[b]) confirma que cenários críticos são menos frequentes no talude inferior, quando comparado às outras duas análises.

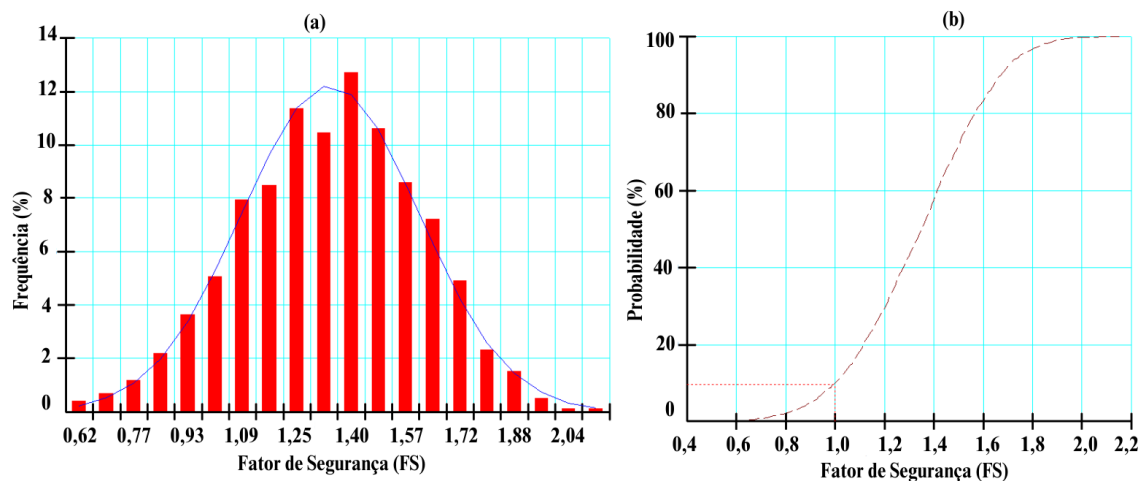


Figura 29 - Estabilidade local inferior: (a) Histograma de distribuição do FS (b) Distribuição cumulativa da probabilidade falha

4.1.4. Discussão Comparativa

A análise global da seção crítica do talude, apresenta resultados preocupantes em todas as abordagens aplicadas. O Fator de Segurança obtido nas análises determinísticas – assim como o valor de FS médio da probabilísticas – foi de 0,99, abaixo do limite mínimo de 1,5 preconizado pela NBR 11682. Para a análise semi-probabilística o FS foi de 0,52, reforçando uma condição de instabilidade teórica significativa, uma vez que o valor mínimo exigido pelo EC7 é 1,0. Além disso, a probabilidade de falha global, de 53,55%, evidencia um risco elevado de colapso estrutural do talude em sua configuração inicial. Esses resultados demonstram que a estabilidade global está fortemente comprometida, sendo necessário implementar soluções corretivas robustas para garantir níveis aceitáveis de segurança.

Nas análises locais, as condições variaram entre as diferentes regiões do talude, mas nenhuma área apresentou resultados satisfatórios segundo os critérios normativos. No talude superior, próximo à crista, o FS determinístico e probabilístico médio foi de 1,00, indicando uma condição crítica no limite da instabilidade, enquanto a abordagem semi-probabilística resultou em 0,48 confirmando uma situação de instabilidade teórica. A probabilidade de falha, de 50,43%, reforça a vulnerabilidade dessa região, destacando a necessidade de intervenções prioritárias para prevenir possíveis deslocamentos.

No talude inferior, situado na base do talude, os resultados foram pouco menos alarmantes, mas ainda insuficientes para atender às normas. O FS determinístico foi de 1,40,

enquanto a análise semi-probabilística (EC7), apresentou um FS de 0,61, ambos se encontram abaixo do mínimo normativo. A análise probabilística retornou um FS médio de 1,35 associado a uma probabilidade de falha de 9,18% que evidenciam uma condição de estabilidade fora dos níveis considerados aceitáveis na literatura técnica. Assim sendo, embora o talude inferior apresente uma condição comparativamente melhor, ele ainda requer intervenções para garantir confiabilidade a longo prazo. A Figura 30 sintetiza esses resultados, permitindo uma visão clara do desempenho das diferentes abordagens aplicadas.

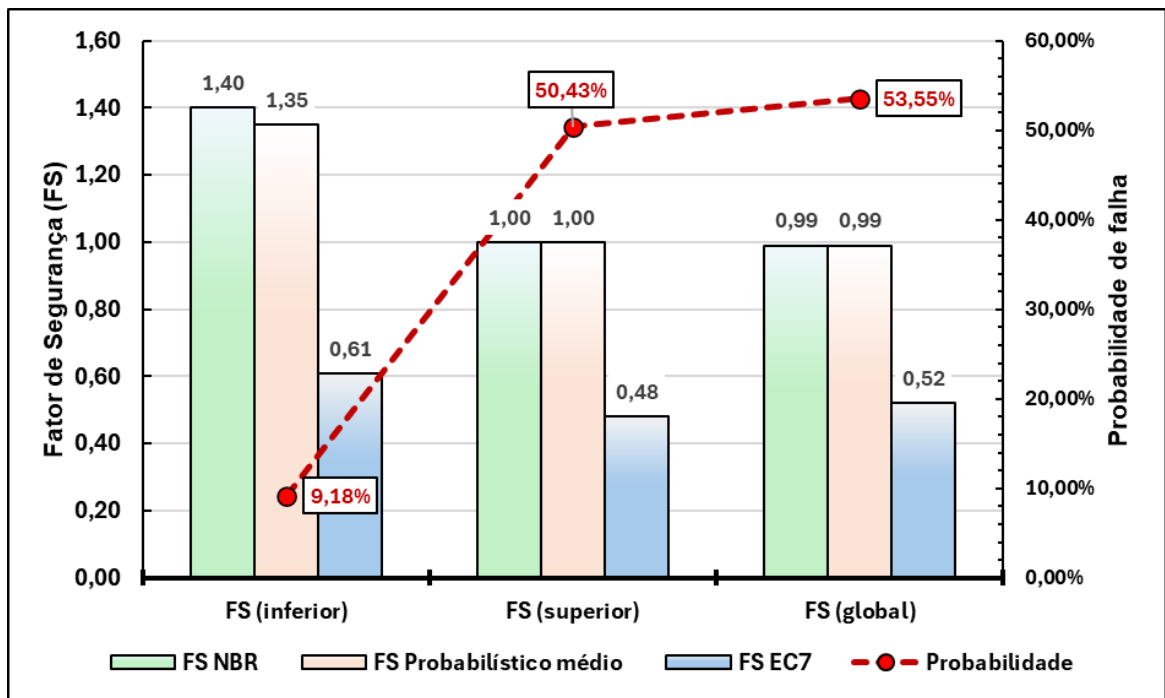


Figura 30 – Comparação de resultados da análise de estabilidade

De maneira geral, os resultados obtidos em todas as análises indicam, de forma consistente, que a configuração inicial do talude não satisfaz os critérios mínimos de estabilidade geotécnica, considerando tanto os fatores de segurança quanto a probabilidade de falha. Essa constatação está em conformidade com as observações registradas no estudo de caso, no qual a instabilidade do talude foi identificada durante um período de precipitação intensa que antecedeu o início das análises. Dessa maneira, os resultados reforçam a aderência do modelo empregado às condições reais do terreno, evidenciando a confiabilidade das metodologias aplicadas na previsão do comportamento do talude. A análise global destaca a gravidade da situação, influenciada especialmente pelas condições críticas observadas na

região superior do talude. Mesmo o talude inferior, que apresenta valores mais elevados, não atinge os níveis de segurança exigidos. Observa-se também que o método EC7, ao incorporar fatores parciais de segurança, se mostrou mais conservador em relação às demais abordagens, identificando instabilidades teóricas mais severas, alinhadas ao comportamento crítico do talude. Esses resultados reforçam a necessidade de intervenções corretivas abrangentes em todas as regiões analisadas.

4.2. Análise de estabilização

4.2.1. Solução 01: Reperfilamento

A Figura 31 apresenta a nova configuração da seção transversal do talude após a proposta da estabilização por reperfilamento. A área total da seção analisada é de aproximadamente 776 m², o que significa que a solução de estabilização por reperfilamento exigiria um volume estimado de movimentação de terra na ordem de 49 m³ a cada metro linear estabilizado. Conforme previamente discutido, a edificação de dois pavimentos localizada no pé do talude foi mantida, implicando na aplicação de uma sobrecarga permanente de 24 kN/m².

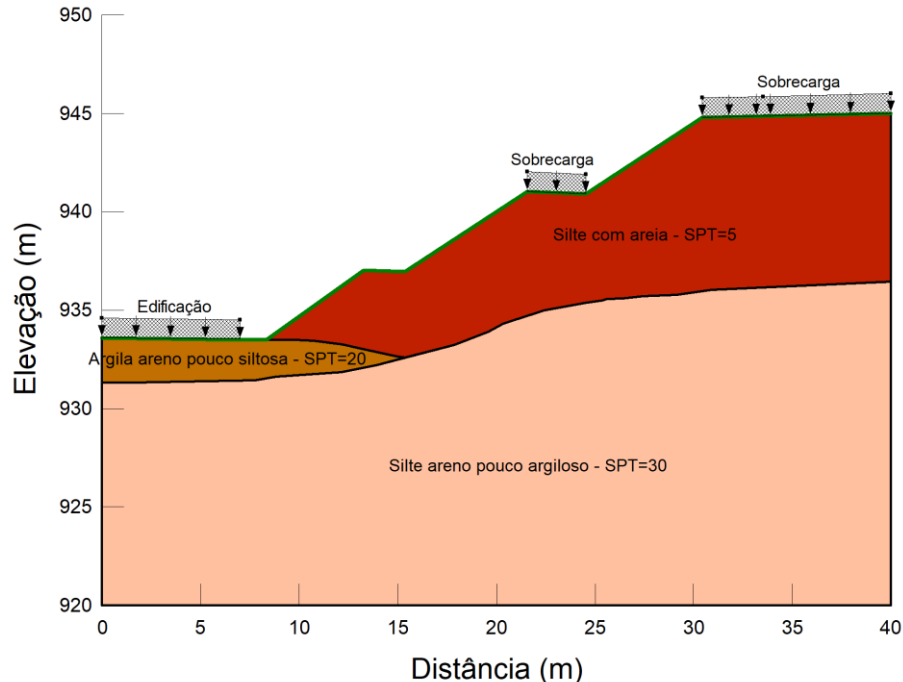


Figura 31 - Perfil transversal análise de estabilização por reperfilamento

A solução proposta contempla a ampliação da berma existente, conferindo-lhe uma função estruturante na redistribuição das tensões no maciço. Além disso, foi incorporada uma nova berma na porção superior do talude. Essas intervenções resultaram, além da análise global, na subdivisão do talude em três zonas de interesse local, as quais serão analisadas individualmente para avaliar suas condições específicas: (i) região superior, situada próxima à crista; (ii) região intermediária, localizada entre as duas bermas; e (iii) região inferior, posicionada nas proximidades do pé do talude.

Outro aspecto relevante do modelo adotado é a consideração de sobrecargas acidentais de 20 kN/m² em dois setores distintos: a berma superior e a área adjacente ao topo do talude. Essas cargas foram determinadas com base em valores estabelecidos pela NBR 11682 (2019) e em práticas correntes de engenharia, representando esforços adicionais advindos do trânsito de pessoas, movimentação de equipamentos de grande porte utilizados em escavação, bem como do armazenamento temporário de materiais. A incorporação dessas condições visa aumentar o realismo do modelo, permitindo a simulação de cenários frequentemente observados na prática e garantindo uma análise mais abrangente das condições de estabilidade da encosta.

4.2.1.1. Análise determinística

a) Estabilidade Global

A análise determinística de estabilidade global foi conduzida e um total de 9261 superfícies potenciais de ruptura foram avaliadas. A Figura 32 apresenta a distribuição dessas superfícies, evidenciando a superfície crítica, representada por uma linha branca, que resultou em um Fator de Segurança (FS) de 1,51.

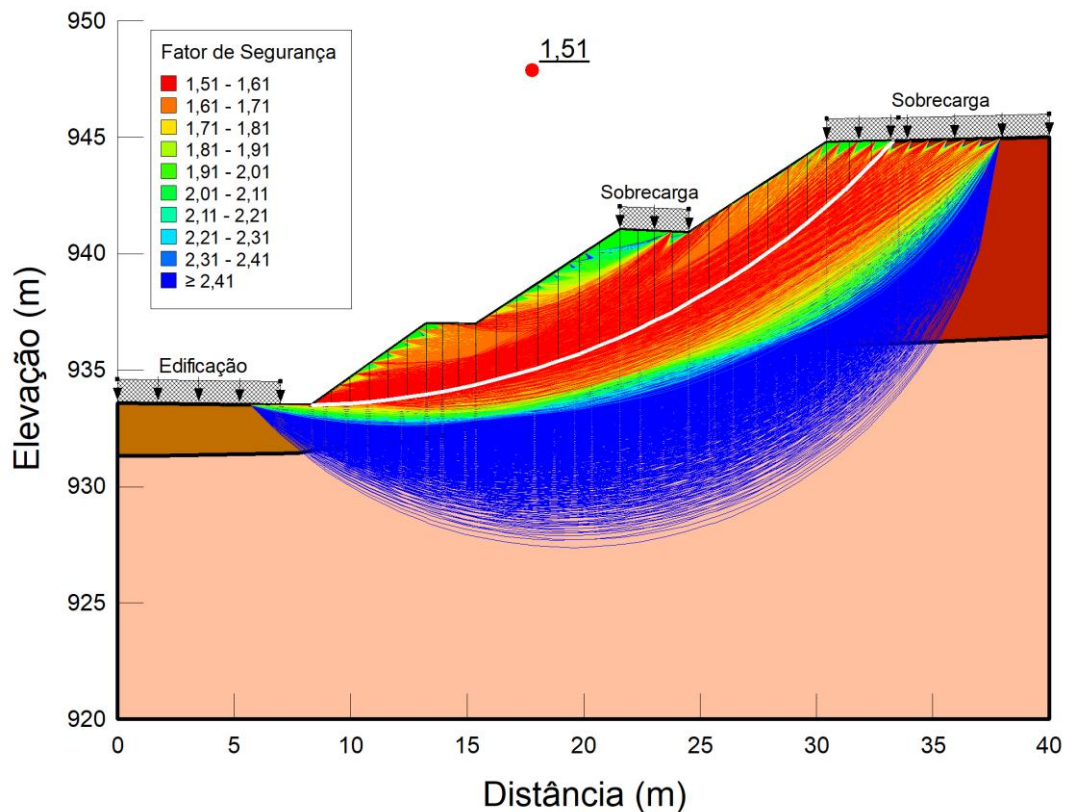


Figura 32 – FS global de estabilização por reperfilamento pelo modelo determinístico.

O resultado obtido, com $FS = 1,51$, está em conformidade com o limite mínimo de 1,5 exigido pela NBR 11682. Esse valor indica que a solução de reperfilamento atende aos critérios normativos de segurança, posicionando-se no limite estabelecido, sem margem adicional de estabilidade.

a) Estabilidade Local

Na análise local inferior, correspondente à região entre a base e o segmento intermediário do talude, o estudo local identificou uma superfície crítica de ruptura com um Fator de Segurança (FS) calculado em 1,81, conforme destacado na Figura 33. Esse resultado supera o limite mínimo de 1,5 estabelecido pela NBR 11682, indicando uma condição de estabilidade que atende aos critérios normativos.

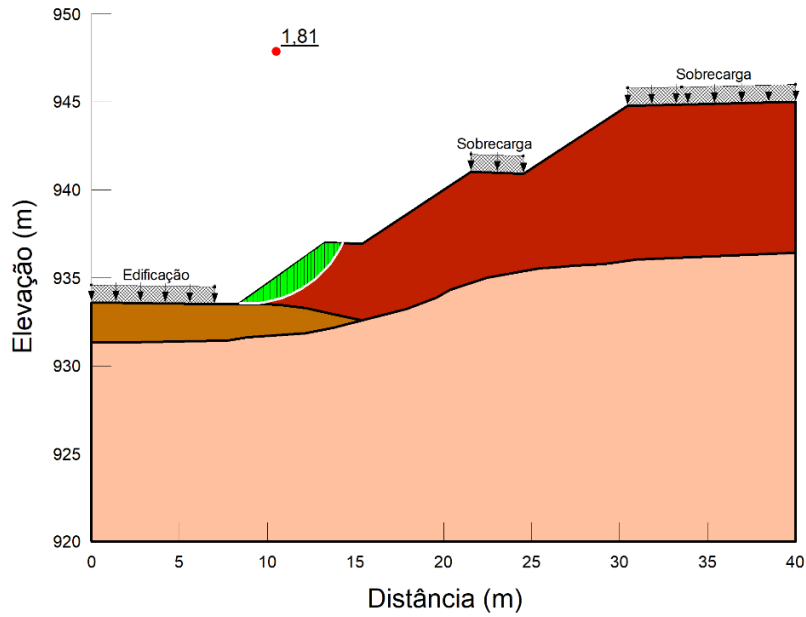


Figura 33 – FS local inferior de estabilização por reperfilamento pelo modelo determinístico.

Na região correspondente ao talude intermediário, situada entre os segmentos inferior e superior, a análise revelou uma superfície crítica de ruptura, destacada na Figura 34, para a qual foi obtido um Fator de Segurança (FS) de 1,51. Esse valor, embora muito próximo ao mínimo normativo, está em conformidade com o limite de 1,50 exigido pela NBR 11682.

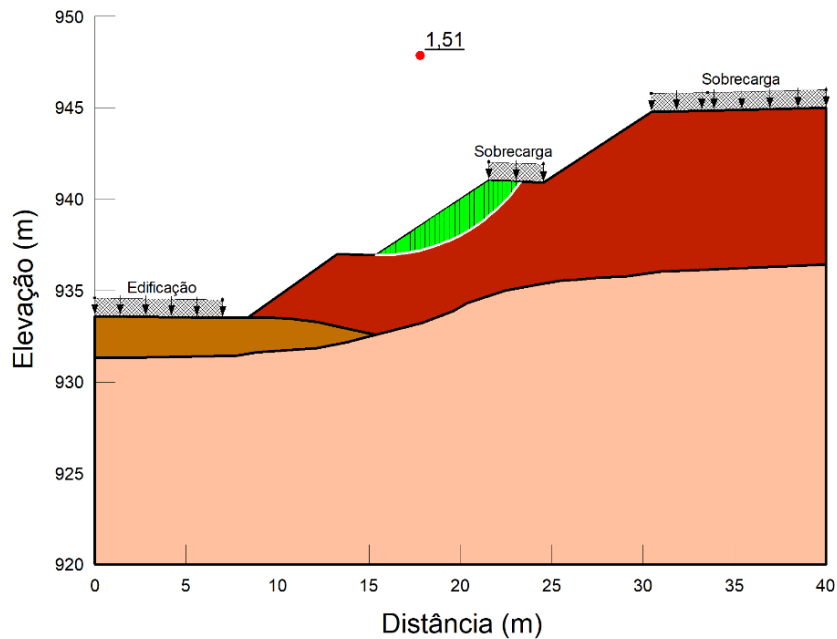


Figura 34 – FS local intermediário de estabilização por reperfilamento pelo modelo determinístico

No talude superior, situado próximo à crista, a análise local resultou em um Fator de Segurança (FS) de 1,52, conforme apresentado na Figura 35. Esse valor está acima do limite mínimo de 1,5 exigido pela NBR 11682, demonstrando uma condição de estabilidade.

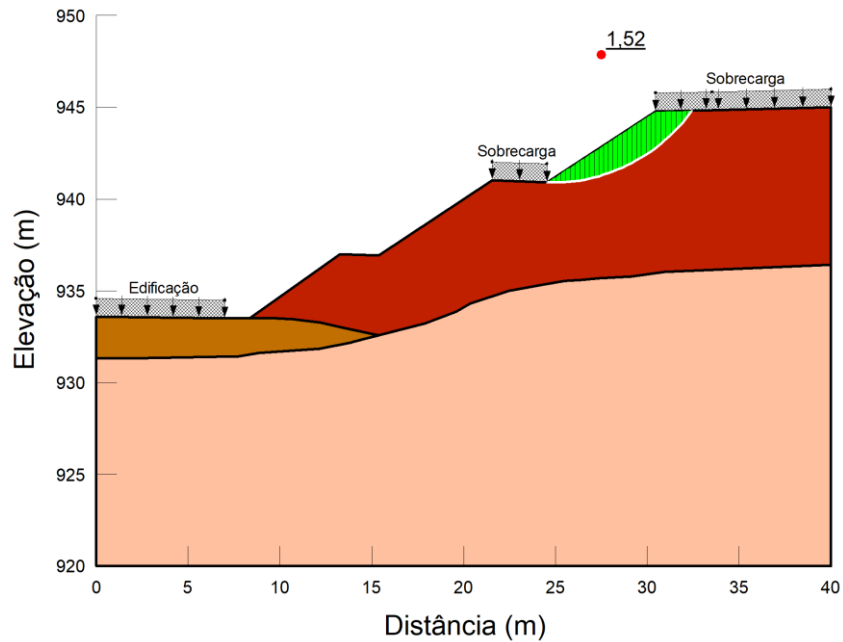


Figura 35 – FS local superior de estabilização por reperfilamento pelo modelo determinístico

4.2.1.2. Análise semi-probabilística

a) Estabilidade global

A análise global da solução de reperfilamento conduzida com base nos critérios do Eurocódigo 7 (EC7), incluiu um total de 9261 superfícies potenciais de ruptura. A Figura 36 apresenta a distribuição dessas superfícies, destacando a superfície crítica de ruptura, representada por uma linha branca, que resultou em um Fator de Segurança (FS) de 0,87.

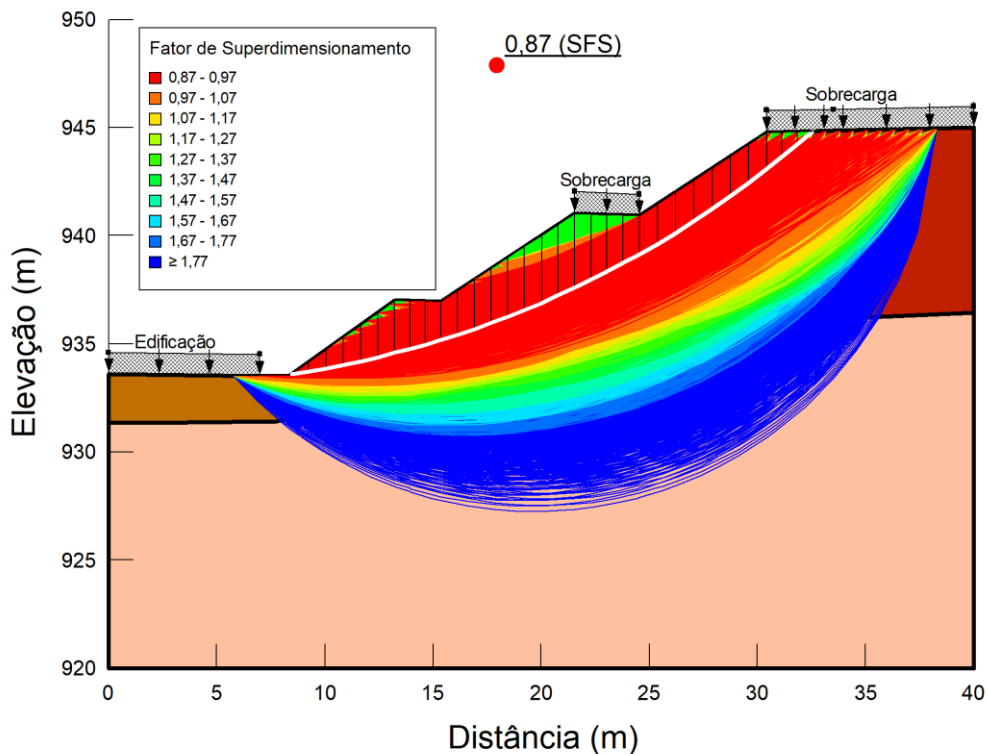


Figura 36 – FS global de estabilização por reperfilamento pelo modelo semi-probabilístico.

Esse valor encontra-se abaixo do limite mínimo de 1,0 estabelecido pelo EC7, indicando uma condição de instabilidade teórica para a solução analisada. O resultado sugere que, sob as condições avaliadas, o reperfilamento não proporciona os níveis de segurança exigidos pela norma, reforçando a necessidade de intervenções complementares para garantir a estabilidade global do talude.

a) Estabilidade local

No talude superior, localizado próximo à crista do talude, a análise com base no Eurocódigo 7 (EC7) resultou em um Fator de Segurança (FS) de 0,76, conforme ilustrado na Figura 37, que destaca a superfície crítica de ruptura. Esse valor está abaixo do limite mínimo de 1,0 estabelecido pela norma, indicando uma instabilidade teórica nesta região.

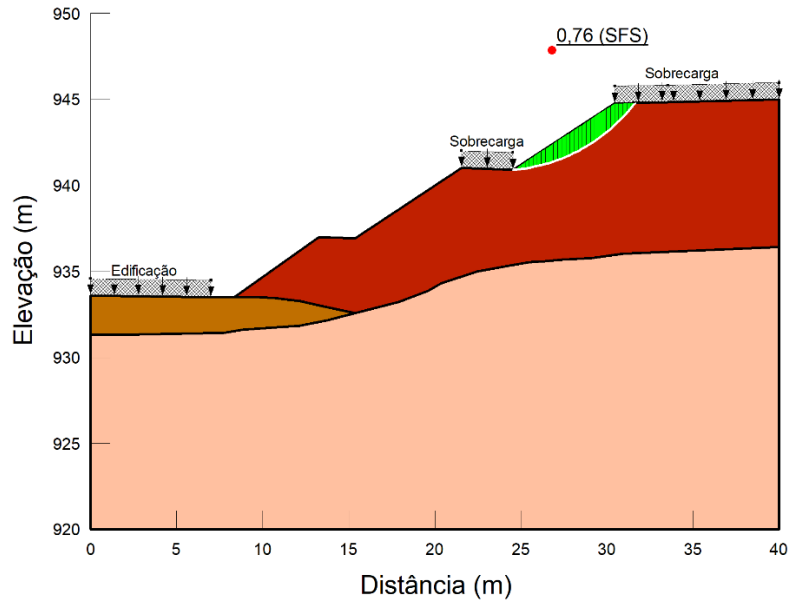


Figura 37 – FS local superior de estabilização por reperfilamento pelo modelo semi-probabilístico.

No talude intermediário, situado entre os segmentos superior e inferior, o Fator de Segurança (FS) obtido foi de 0,76, como apresentado na Figura 38, que evidencia a superfície crítica de ruptura identificada. Esse valor, inferior ao mínimo exigido pelo EC7, sinaliza a condição de instabilidade teórica na região intermediária do talude.

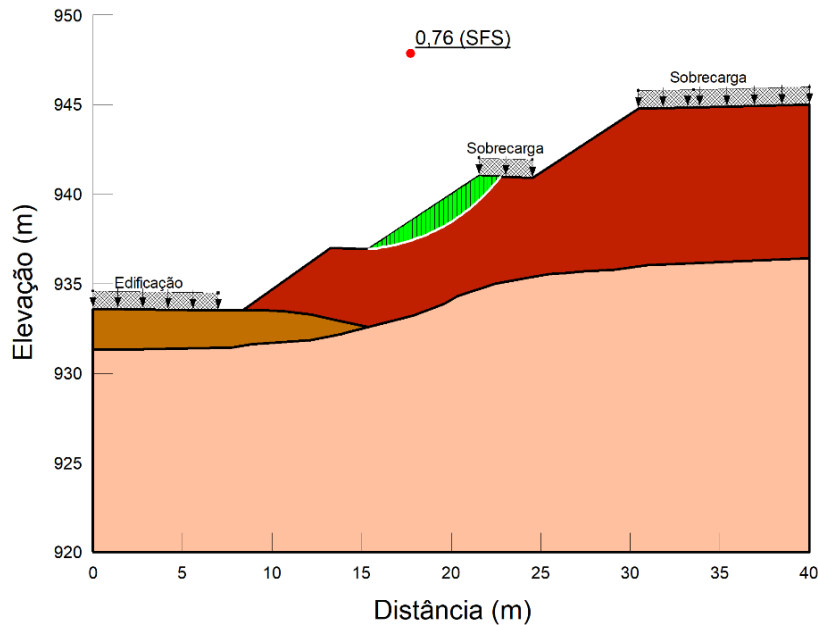


Figura 38 – FS local intermediário de estabilização por reperfilamento pelo modelo semi-probabilístico.

No talude inferior, localizado entre o segmento intermediário e a base do talude, o Fator de Segurança (FS) foi calculado em 0,86, conforme apresentado na Figura 39, que destaca a superfície crítica de ruptura. Embora este valor esteja mais próximo ao limite mínimo de 1,0, ele ainda indica uma condição de instabilidade teórica, segundo os critérios do Eurocódigo 7 (EC7). A solução de reperfilamento, neste segmento, demonstra desempenho insuficiente para atender plenamente às exigências normativas.

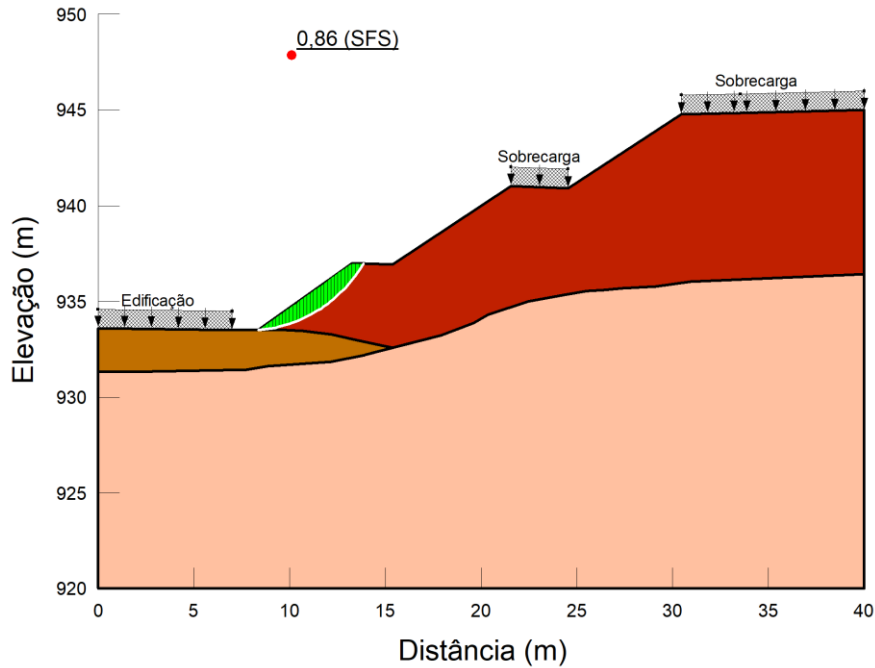


Figura 39 - FS local inferior de estabilização por reperfilamento pelo modelo semi-probabilístico.

4.2.1.3. Análise probabilística

a) Estabilidade Global

A análise probabilística da estabilidade global do talude, considerando o reperfilamento como solução de estabilização, foi realizada utilizando o método Monte Carlo, avaliando cerca de 4000 cenários para cada superfície de ruptura avaliada. Os resultados indicaram um fator de segurança (FS) médio de 1,51, variando entre 1,01 e 2,08, e um desvio padrão de 0,16. Esses valores refletem uma melhoria significativa na estabilidade global, evidenciada pela redução da variabilidade e pelo aumento geral do FS. A redistribuição das superfícies de ruptura, proporcionada pelo reperfilamento, contribuiu para a diminuição da

concentração de esforços críticos. Os gráficos apresentados na Figura 40 sintetizam os resultados obtidos: o histograma de distribuição do FS (Figura 40[a]) evidencia a redução de cenários críticos, enquanto a distribuição cumulativa da probabilidade de falha (Figura 40[b]) demonstra uma probabilidade residual de falha extremamente baixa. Segundo a análise realizada, a probabilidade de falha foi reduzida a 0%, vinculada a um índice de confiabilidade de 3,24, esses valores refletem um nível classificado como acima da média de acordo com o Quadro 9. Nota-se, portanto, que a geometria resultante do reperfilamento proporciona um cenário muito mais favorável para o equilíbrio global do talude.

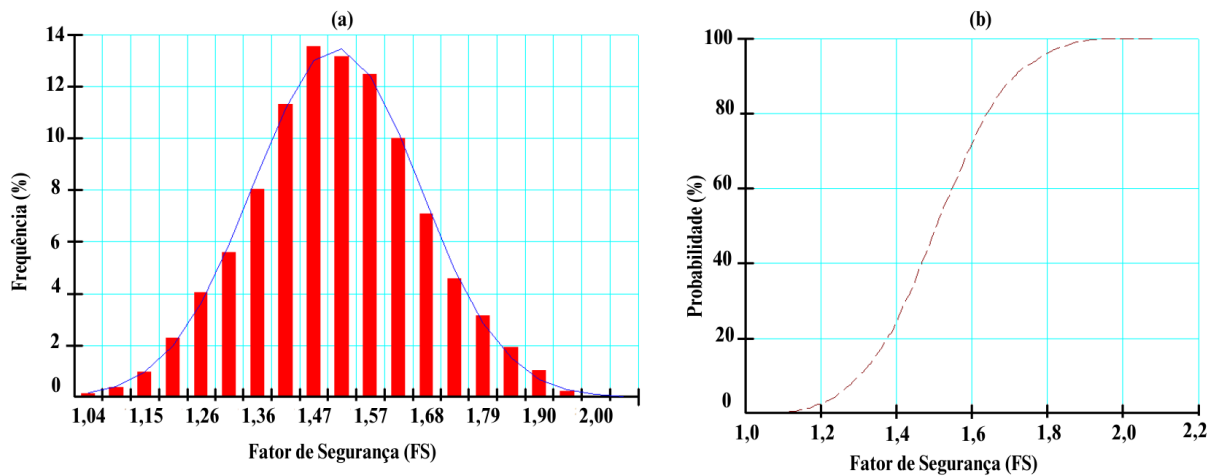


Figura 40 – Estabilização global por reperfilamento: (a) Histograma de distribuição do FS (b) Distribuição cumulativa da probabilidade de falha

a) Estabilidade Local

Para o talude inferior, os resultados indicaram um fator de segurança (FS) médio de 1,81, com valores variando entre 0,90 e 2,80 e um desvio padrão de 0,33. A probabilidade de falha foi reduzida para apenas 0,15%, e o índice de confiabilidade alcançado foi de 2,48, sendo classificado pelo nível abaixo da média de acordo com *US Army Corps of Engineers* (1997). Esses resultados são ilustrados na Figura 41, onde o histograma da distribuição do FS (Figura 41[a]) evidencia uma ampla dispersão para cenários favoráveis, enquanto a curva cumulativa de probabilidade de falha (Figura 41[b]) demonstra a redução expressiva de situações críticas.

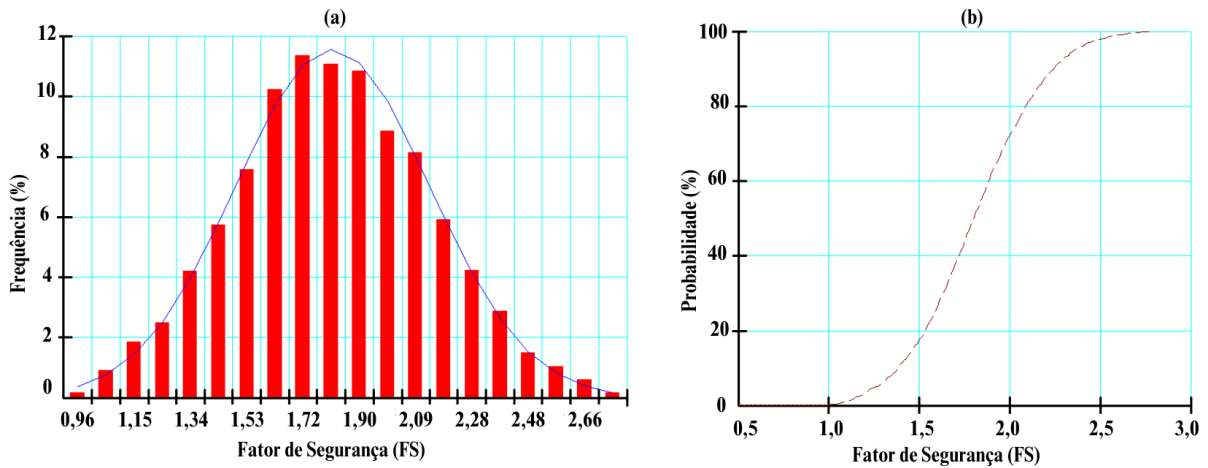


Figura 41 – Estabilização local inferior por reperfilamento: (a) Histograma de distribuição do FS (b) Distribuição cumulativa da probabilidade falha.

Na região intermediária, o FS médio foi de 1,52, variando entre 0,85 e 2,23, com um desvio padrão de 0,23. A probabilidade de falha foi calculada em 0,90%, e o índice de confiabilidade resultou em 2,27, também resultando na classificação em abaixo da média. Os gráficos apresentados na Figura 42 ([a]histograma e [b]distribuição cumulativa) reforçam essa análise ao evidenciar que a maior parte das simulações se encontra bem acima do FS crítico.

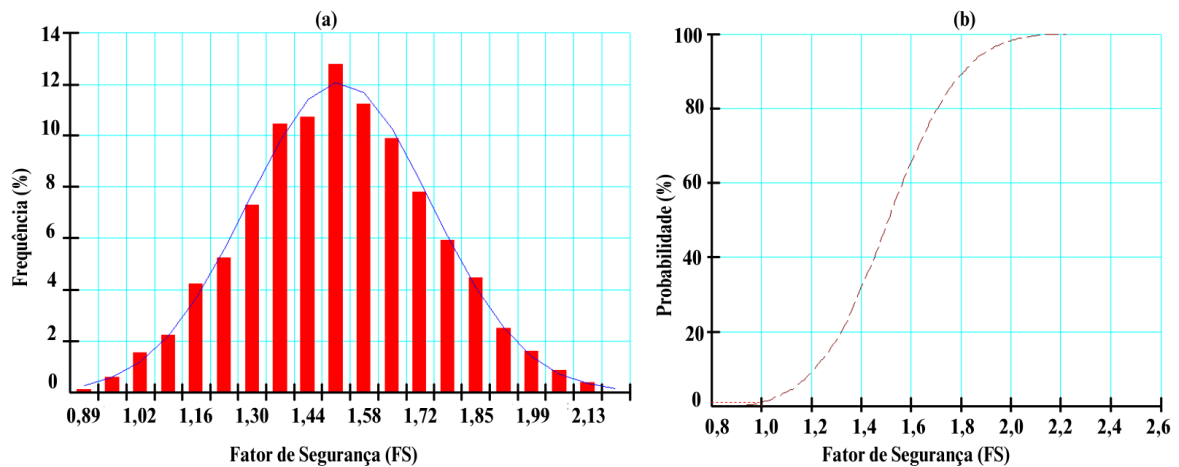


Figura 42 – Estabilidade local intermediária por reperfilamento: (a) Histograma de distribuição do FS (b) Distribuição cumulativa da probabilidade falha.

Por fim, o talude superior apresentou um FS médio de 1,52, com valores variando entre 0,84 e 2,25, e um desvio padrão de 0,25. A probabilidade de falha foi avaliada em 0,346%, e o índice de confiabilidade em 2,23, conforme o Quadro 9 esses valores são

classificados como abaixo da média. O histograma, Figura 43[a], distribuição cumulativa Figura 43[b] complementam a interpretação, mostrando um perfil de estabilidade consistente, com a maior parte das superfícies de ruptura simuladas apresentando FS superiores ao limite crítico.

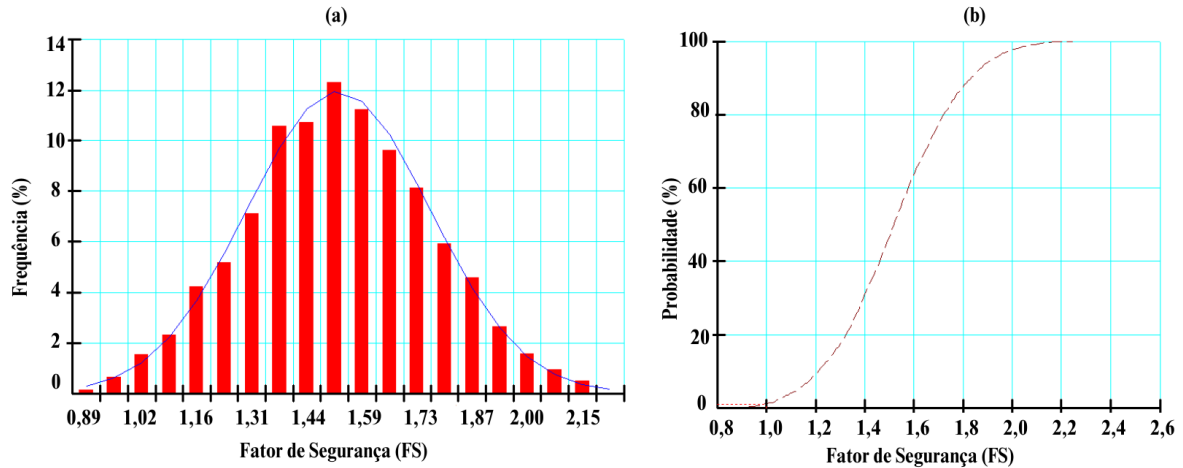


Figura 43 – Estabilidade local superior por reperfilamento: (a) Histograma de distribuição do FS (b) Distribuição cumulativa da probabilidade falha.

4.2.1.4. Discussão Comparativa

A análise global da solução de reperfilamento, apresentou resultados contrastantes. O Fator de Segurança (FS) obtido nas abordagens determinística e probabilística foi de 1,51, atendendo ao limite mínimo de 1,5 preconizado pela NBR 11682. Já o método semi-probabilístico (EC7) retornou um FS de 0,87, abaixo do mínimo exigido de 1,0, indicando uma condição de instabilidade teórica segundo este critério. Apesar dessa divergência, a probabilidade de falha global de 0% com um índice de confiabilidade de 3,24 indica que a solução proporciona uma melhoria significativa na estabilidade global em relação à configuração inicial do talude.

Nas análises locais, o desempenho do talude variou conforme as regiões. No talude inferior, os FS determinístico e FS probabilístico médio, 1,81, demonstraram segurança robusta segundo a NBR. O método EC7, entretanto, resultou em um FS de 0,86, sugerindo uma instabilidade teórica. A probabilidade de falha, de 0,15%, permanece em níveis seguros e reforça que essa região apresenta boas condições de estabilidade mesmo com as limitações apontadas pelo EC7. No talude superior, localizado próximo à crista, os FS determinístico e

probabilístico, 1,52, indicaram uma situação estável conforme os critérios da NBR. A abordagem semi-probabilística apresentou um FS de 0,86, abaixo do limite normativo, no entanto a probabilidade de falha (0,346%) indica que a região superior se beneficiou de maneira eficiente da solução proposta. Já no talude intermediário, observou-se a maior vulnerabilidade entre as regiões analisadas. Embora o FS determinístico e probabilístico, de 1,53, atendam aos critérios normativos, a análise semi-probabilística resultou em um FS de 0,77, destacando uma condição de instabilidade teórica. A probabilidade de falha, de 0,9%, foi a maior entre as três regiões. A Figura 44 resume os dados obtidos, possibilitando uma avaliação clara das abordagens analisadas

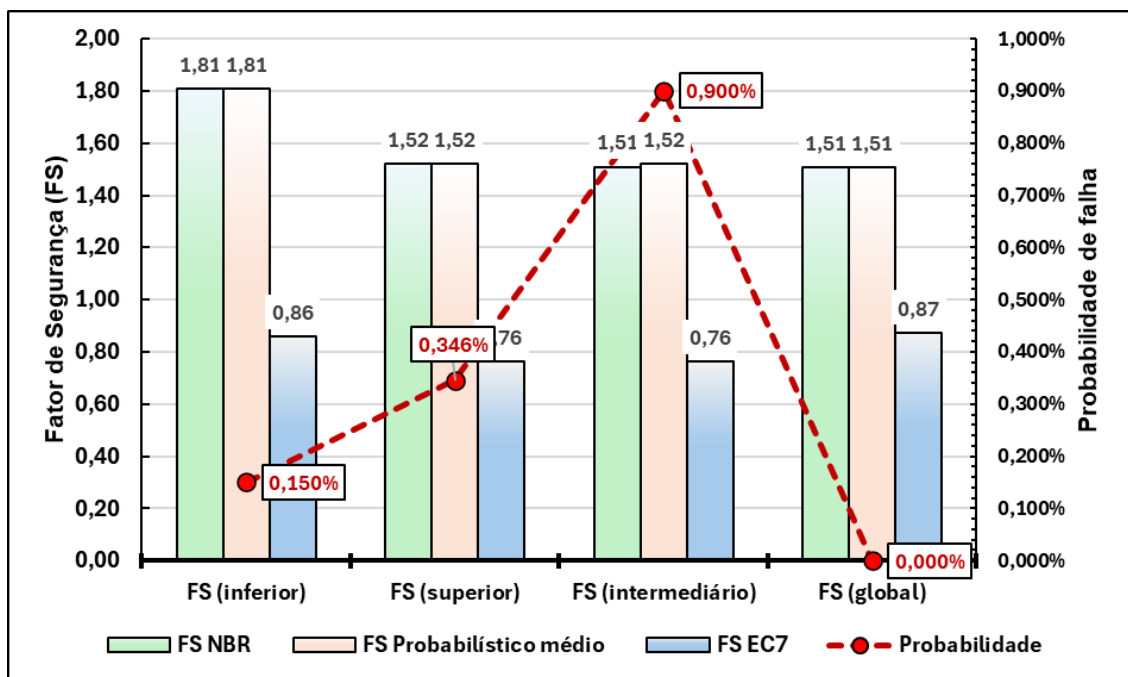


Figura 44 – Comparação de resultados da análise de estabilização por reperfilamento

De maneira geral, os resultados reforçam que o reperfilamento é uma solução eficaz para estabilizar o talude, atendendo aos critérios normativos da NBR em todas as regiões, observa-se que os índices de confiabilidade e as probabilidades de ruína calculadas encontram-se dentro dos parâmetros aceitáveis para estruturas de contenção, conforme indicado no Quadro 10. No entanto, ao considerar a análise específica do pior cenário avaliado (talude intermediário), verificou-se que este apresenta um índice de confiabilidade correspondente à classificação "abaixo da média" segundo o Quadro 9, o que pode sugerir

uma condição menos favorável em termos de desempenho estrutural. Entretanto, essa categorização não implica necessariamente em um risco inaceitável, uma vez que os valores permanecem dentro dos limites típicos observados para estruturas desse tipo.

Por outro lado, o método semi-probabilístico demonstrou valores de FS mais conservadores em todas as regiões analisadas. Conforme apontado em estudos como Orr (2012) e Prästings *et al.* (2019), essa divergência pode ocorrer em solos homogêneos, onde a variabilidade dos parâmetros é reduzida. Nesses casos, o conservadorismo do EC7 pode levar a uma interpretação de instabilidade que, embora útil para segurança, pode resultar em soluções mais onerosas. No entanto, a análise probabilística, ao integrar a variabilidade do solo, demonstrou que, apesar de diferenças locais, a solução de reperfilamento melhora significativamente a condição geral do talude.

4.2.2. Solução 02: Reperfilamento e cortina de estacas

A Figura 45 ilustra a seção transversal do talude após a aplicação da solução de estabilização por meio de um novo reperfilamento e a implementação de estacas de betão armado, elemento estrutural fundamental para o aumento da resistência global do maciço frente às condições críticas identificadas. As estacas projetadas possuem diâmetro de 60 cm e espaçamento, entre eixos, de 1,5 metro. O esforço cortante resistente de cálculo foi apurado em 305 kN e o comprimento da estaca foi estabelecido em 9 metros de profundidade, de forma a atingir uma camada de solo mais competente, caracterizada como um silte areno pouco argiloso com N_{SPT} médio igual a 30.

Adicionalmente, como parte das adequações do projeto, a berma existente foi ampliada, assumindo uma função estrutural relevante para o desempenho da estabilização. Além disso, foi introduzida uma nova berma superior, necessária para viabilizar a escavação das estacas. A implementação dessas intervenções resultou, novamente, na subdivisão do talude em três segmentos de interesse local, os quais serão analisados separadamente: (i) região superior, próxima à crista; (ii) região intermediária, entre as duas bermas; e (iii) região inferior, situada nas proximidades do pé do talude.

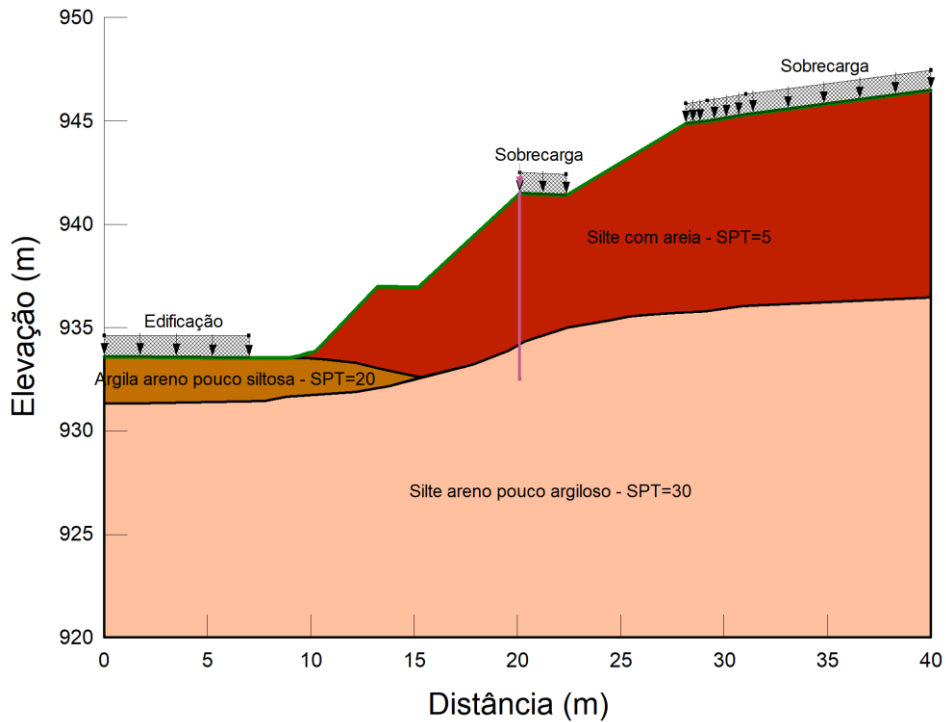


Figura 45 – Perfil transversal análise de estabilização por cortina de estacas.

A área total da seção transversal resultante da solução apresentado é de aproximadamente 800 m², o que implica uma movimentação de terra estimada em 25 m³ por metro linear estabilizado. Assim como nas análises anteriores, a edificação de dois pavimentos localizada ao pé do talude foi mantida, implicando na aplicação de uma sobrecarga permanente de 24 kN/m². No que se refere às sobrecargas acidentais de 20 kN/m², anteriormente adotadas como critério de projeto, nesta solução sua consideração torna-se obrigatória, conforme as diretrizes estabelecidas pela NBR 6182 (2019).

4.2.2.1. Análise determinística

a) Estabilidade Global

A solução de estabilização por reperfilamento e cortina de estacas foi analisada por meio do método determinístico, conforme os critérios estabelecidos pela NBR 11682. A avaliação incluiu 9261 superfícies potenciais de ruptura, garantindo uma análise abrangente e criteriosa das condições críticas do talude. Na Figura 46, é possível observar a superfície mais

crítica, destacada por uma linha branca, para a qual foi calculado um Fator de Segurança (FS) de 1,98.

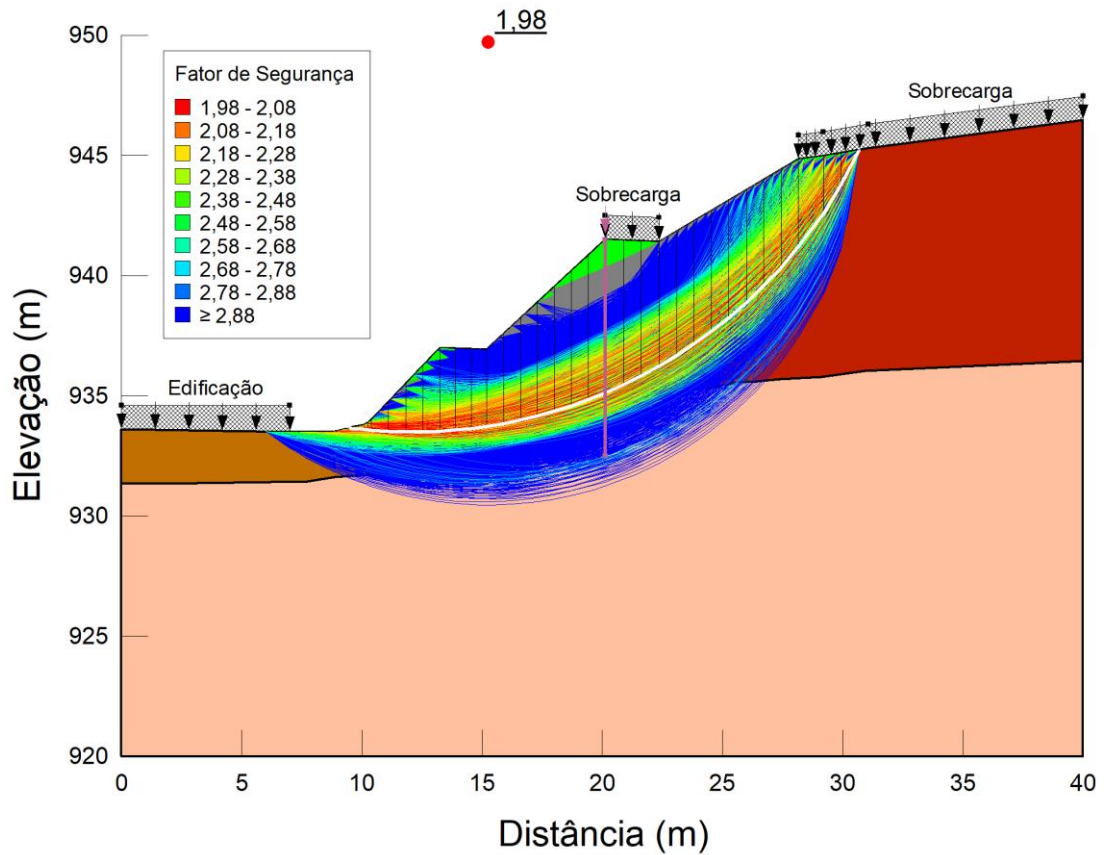


Figura 46 – FS global de estabilização por cortina de estacas pelo modelo determinístico

O resultado obtido demonstra que a solução proporciona uma margem de segurança ampla, com um FS que excede significativamente o limite mínimo de 1,5 previsto pela norma. Essa margem reforça a eficácia da cortina de estacas como uma alternativa robusta para garantir a estabilidade global do talude.

a) Estabilidade Local

Na análise local inferior, correspondente à região situada entre a base e o segmento intermediário do talude, a superfície crítica de ruptura identificada apresentou um Fator de Segurança (FS) de 1,57, conforme destacado na Figura 47. Esse valor está acima do limite mínimo de 1,5 estabelecido pela NBR 11682.

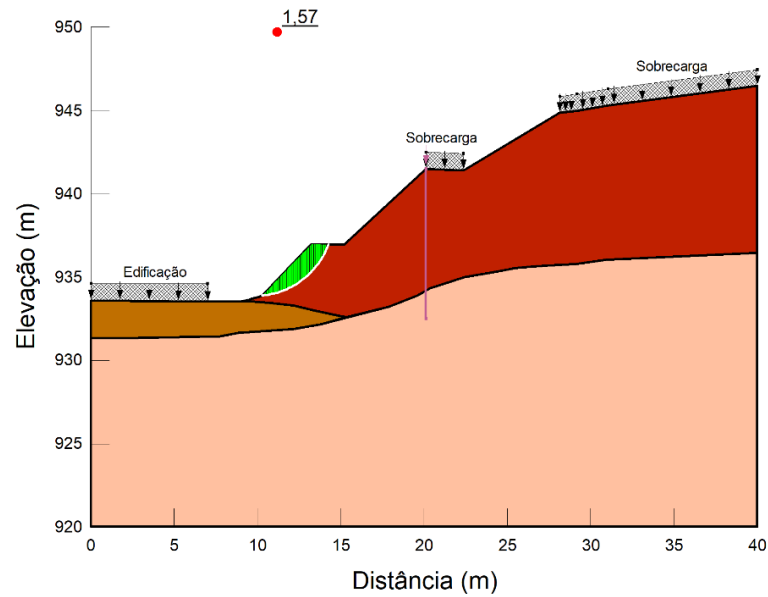


Figura 47 – FS local inferior de estabilização por cortina de estacas pelo modelo determinístico.

No talude intermediário, situado entre os segmentos inferior e superior, a análise revelou uma superfície crítica de ruptura com um Fator de Segurança (FS) de 1,52, conforme evidenciado na Figura 48. Esse valor, embora bem próximo do limite inferior do estabelecido pela NBR 11682, atende às exigências normativas.

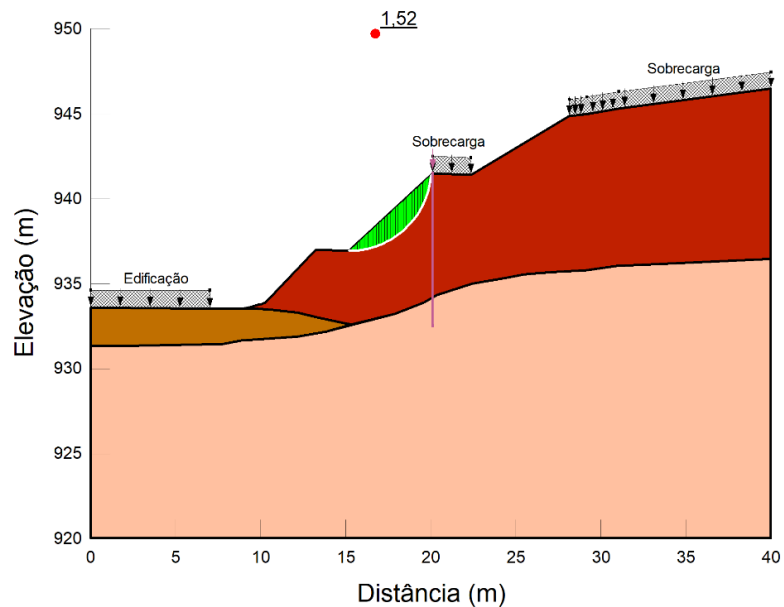


Figura 48 – FS local intermediário de estabilização por cortina de estacas pelo modelo determinístico.

Na análise do talude superior, localizado próximo à crista, a solução proposta apresentou um Fator de Segurança (FS) de 1,60, conforme mostrado na Figura 49. Esse valor supera o limite mínimo exigido pela NBR 11682, demonstrando que a solução adotada conseguiu atender aos requisitos normativos de estabilidade para esta região.

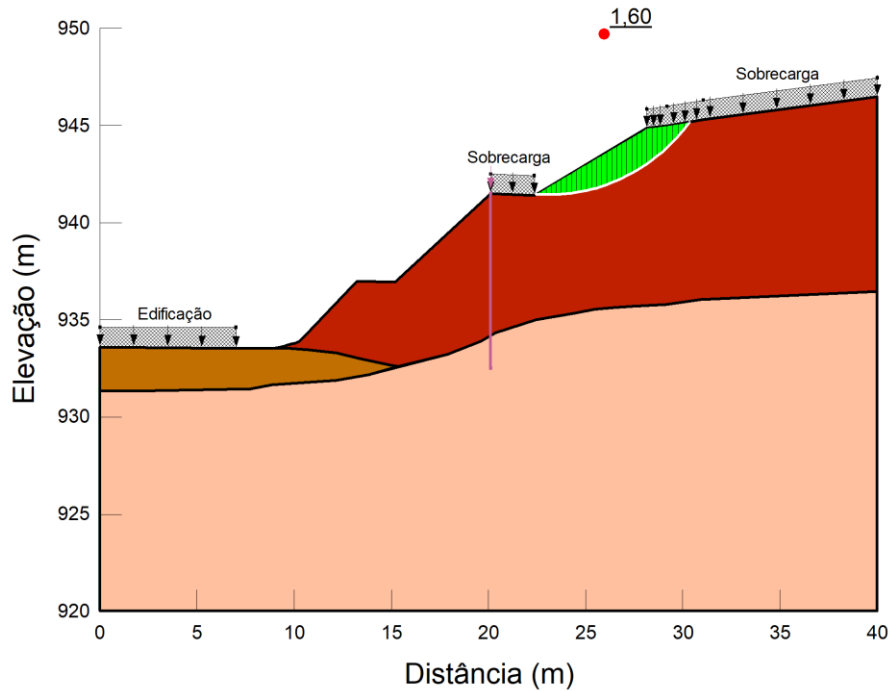


Figura 49 – FS local superior de estabilização por cortina de estacas pelo modelo determinístico.

4.2.2.2. Análise semi-probabilística

a) Estabilidade global

A análise global da solução com cortina de estacas realizada conforme os critérios do Eurocódigo 7 (EC7), as 9261 estão representadas na Figura 50, destacando a superfície crítica de ruptura, representada por uma linha branca, que resultou em um Fator de Segurança (FS) de 1,09.

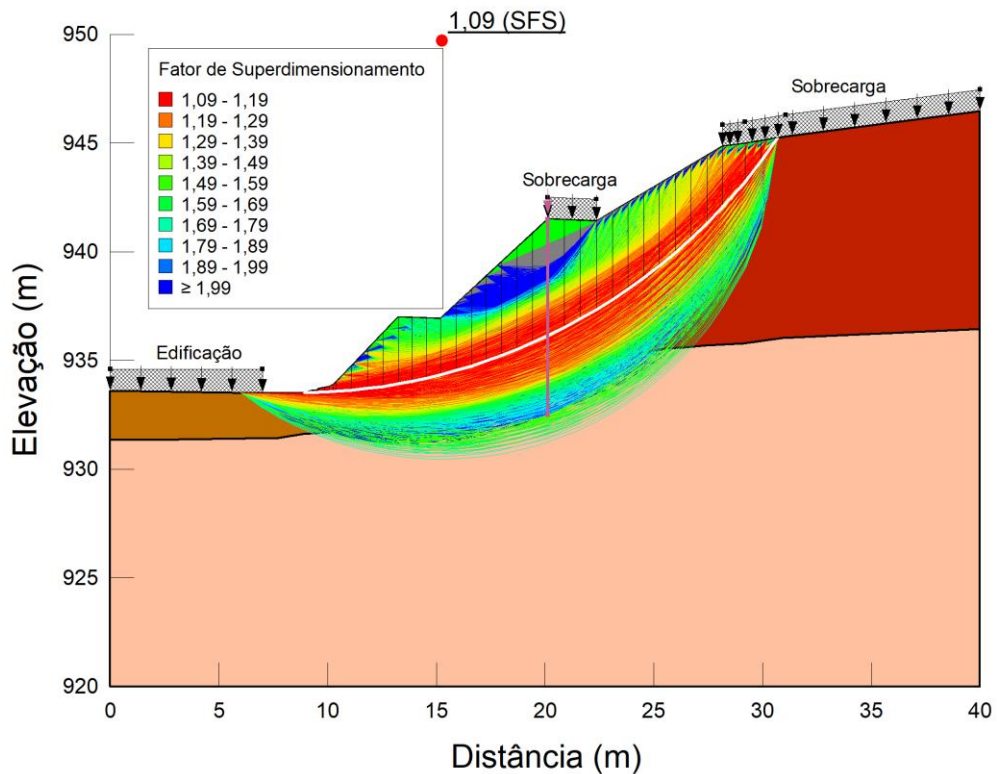


Figura 50 – FS global de estabilização por cortina de estacas pelo modelo semi-probabilístico.

Esse valor atende ao limite mínimo de 1,0 estabelecido pelo EC7, indicando que a solução com cortina de estacas proporciona estabilidade global dentro dos critérios normativos. O resultado, mais uma vez, demonstra o desempenho robusto da solução na estabilização do talude, garantindo condições adequadas de segurança conforme estabelecido pela norma.

a) Estabilidade local

No talude superior, localizado próximo à crista, a análise identificou uma superfície crítica de ruptura com um Fator de Segurança (FS) de 0,81, conforme evidenciado na Figura 51. Esse valor está abaixo do limite mínimo normativo de 1,0, indicando uma condição de instabilidade teórica. Apesar da robustez da solução com cortina de estacas, o resultado aponta as limitações da estabilização local sob as condições analisadas.

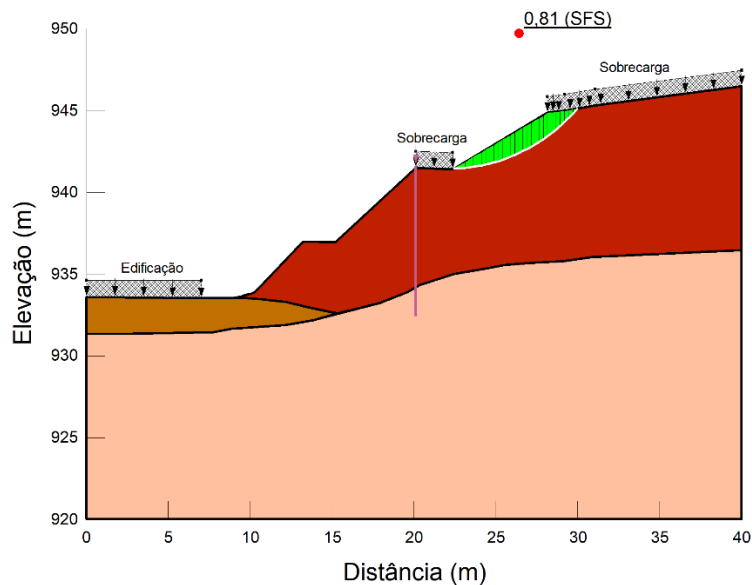


Figura 51 – FS local superior de estabilização por cortina de estacas pelo modelo semi-probabilístico.

No talude intermediário, situado entre os segmentos superior e inferior do talude, o Fator de Segurança (FS) foi de 0,70, conforme ilustrado na Figura 52, que destaca a superfície crítica de ruptura. Assim como no segmento superior, o valor obtido está abaixo do mínimo normativo exigido, reforçando a condição de instabilidade teórica.

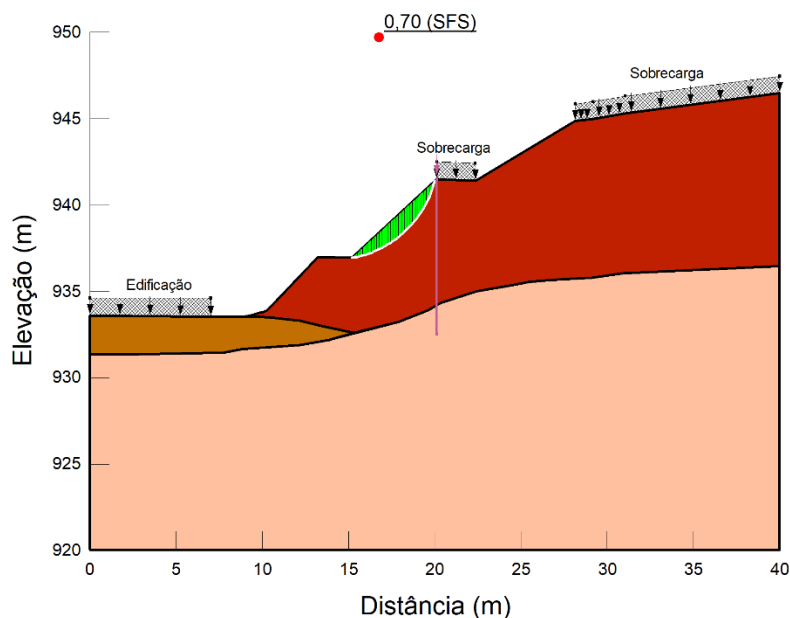


Figura 52 – FS local intermediário de estabilização por cortina de estacas pelo modelo semi-probabilístico.

No talude inferior, correspondente à região entre o segmento intermediário e a base do talude, o Fator de Segurança (FS) foi calculado em 0,71, conforme apresentado na Figura 53, que destaca a superfície crítica de ruptura, o resultado obtido permanece abaixo do limite mínimo de 1,0, sugerindo que a solução apresentada, sob os critérios semi-probabilísticos do EC7, apresenta desempenho insuficiente para garantir a estabilidade normativa na região.

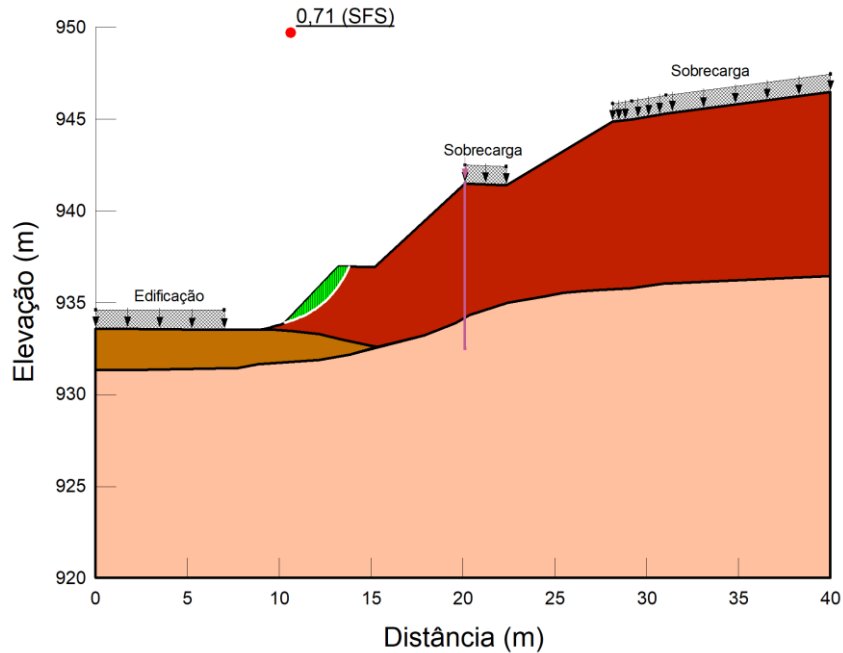


Figura 53 – FS local inferior de estabilização por cortina de estacas pelo modelo semi-probabilístico.

4.2.2.3. Análise probabilística

a) Estabilidade Global

A análise probabilística de estabilidade global do talude, considerando a implementação de cortina de estacas como solução de estabilização, foi realizada utilizando 4000 simulações Monte Carlo para cada superfície de ruptura avaliada. Os resultados indicaram um fator de segurança (FS) médio de 1,85, com valores variando entre 1,30 e 2,53, e um desvio padrão de 0,18. Esses valores refletem uma melhoria substancial na estabilidade global em comparação às condições iniciais e às soluções previamente avaliadas, evidenciando a robustez dessa técnica de estabilização.

A probabilidade de falha foi completamente eliminada (0%), e o índice de confiabilidade alcançou a marca de 4,70, demonstrando um desempenho classificado como

bom pelo *US Army Corps of Engineers* (1997). A distribuição dos fatores de segurança, apresentada na Figura 54, confirma a eficácia da solução: o histograma (Figura 54[a]) demonstra a concentração dos FS em valores bem acima do limite crítico, enquanto a curva cumulativa de probabilidade de falha (Figura 54[b]) destaca a ausência de cenários críticos em todas as simulações realizadas.

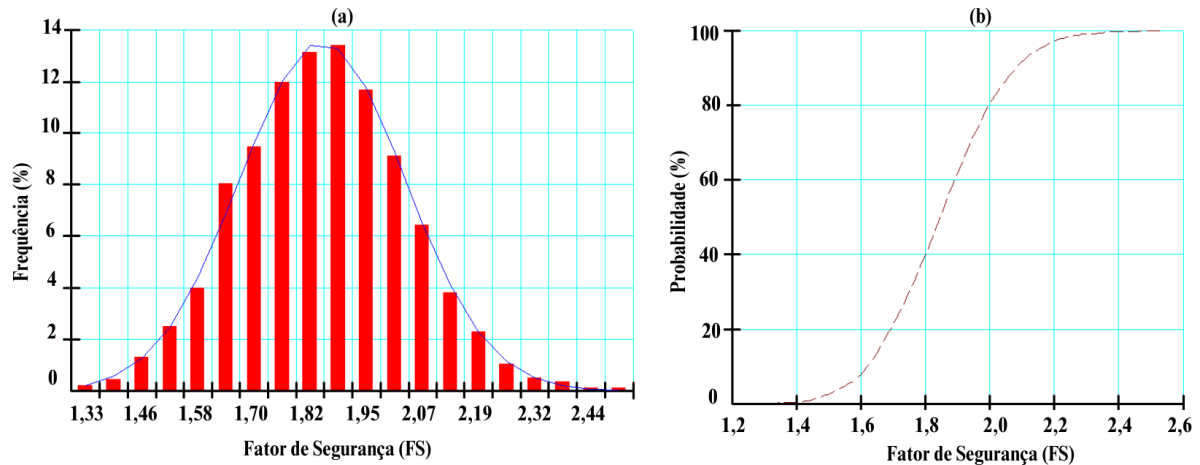


Figura 54 – Estabilização global por cortina de estacas: (a) Histograma de distribuição do FS (b) Distribuição cumulativa da probabilidade falha

Os resultados da análise indicam que a solução com cortina de estacas proporcionou um desempenho excepcional em termos de estabilidade global. O aumento expressivo do FS médio e do índice de confiabilidade, associado à eliminação completa da probabilidade de falha, demonstra a eficiência da técnica na redistribuição de esforços e na contenção de movimentos críticos do talude. Essa solução, embora mais robusta e tecnicamente exigente, apresenta um cenário de estabilidade extremamente favorável.

b) Estabilidade Local

No talude inferior, os resultados da análise probabilística indicaram um Fator de Segurança (FS) médio de 1,58, com valores variando entre 0,69 e 2,66, e um desvio padrão de 0,32. A probabilidade de falha foi estimada em 2,90%, e o índice de confiabilidade resultou em 1,82. A Figura 55 apresenta [a] o histograma do FS e [b] a curva cumulativa de probabilidade de falha, evidenciando uma concentração significativa de superfícies de ruptura simuladas acima do limite crítico.

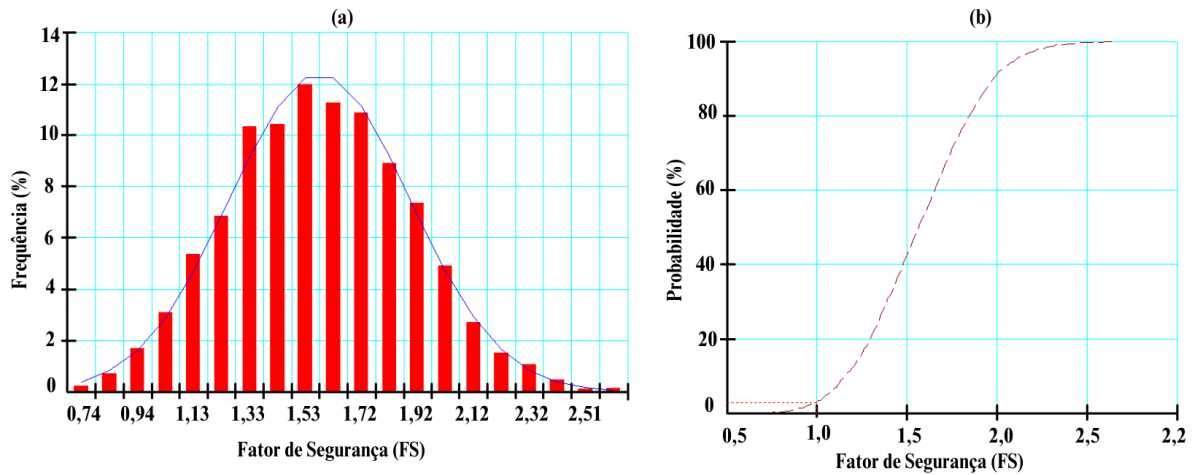


Figura 55 – Estabilização local inferior por cortina de estacas: (a) Histograma de distribuição do FS (b) Distribuição cumulativa da probabilidade falha.

No talude intermediário, a análise revelou um FS médio de 1,51, com valores variando entre 0,70 e 2,20, e um desvio padrão de 0,25. A probabilidade de falha foi calculada em 3,39%, a maior entre as regiões analisadas, e o índice de confiabilidade foi de 1,84. Esses resultados reforçam que o segmento intermediário permanece como a área mais vulnerável do talude. Os gráficos apresentados na Figura 56 sintetizam os resultados obtidos: o histograma de distribuição do FS (Figura 56[a]) evidencia a redução de cenários críticos, enquanto a distribuição cumulativa da probabilidade de falha (Figura 56[b]) demonstra a probabilidade de falha

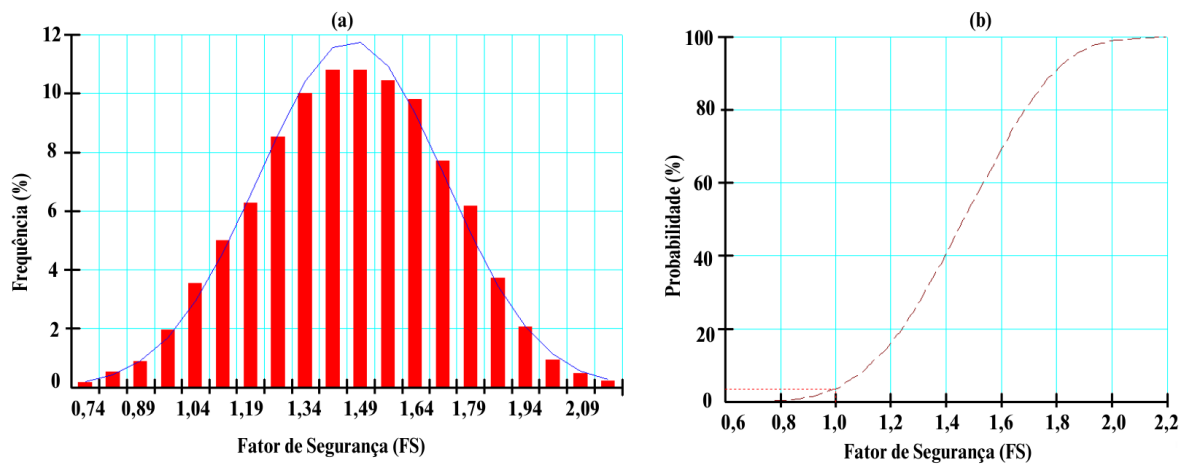


Figura 56 – Estabilidade local intermediária por cortina de estacas: (a) Histograma de distribuição do FS (b) Distribuição cumulativa da probabilidade falha.

Por fim, no talude superior, localizado próximo à crista, o FS médio foi de 1,61, com valores variando entre 0,88 e 2,48, e um desvio padrão de 0,27. A probabilidade de falha foi reduzida para 0,27%, enquanto o índice de confiabilidade alcançou 2,54, indicando uma condição de estabilidade satisfatória para estruturas de contenção, de acordo com o Quadro 10. Conforme ilustrado na Figura 57, o histograma [a] e a curva cumulativa [b] mostram uma boa distribuição dos valores de FS, com a maioria das simulações acima do limite crítico.

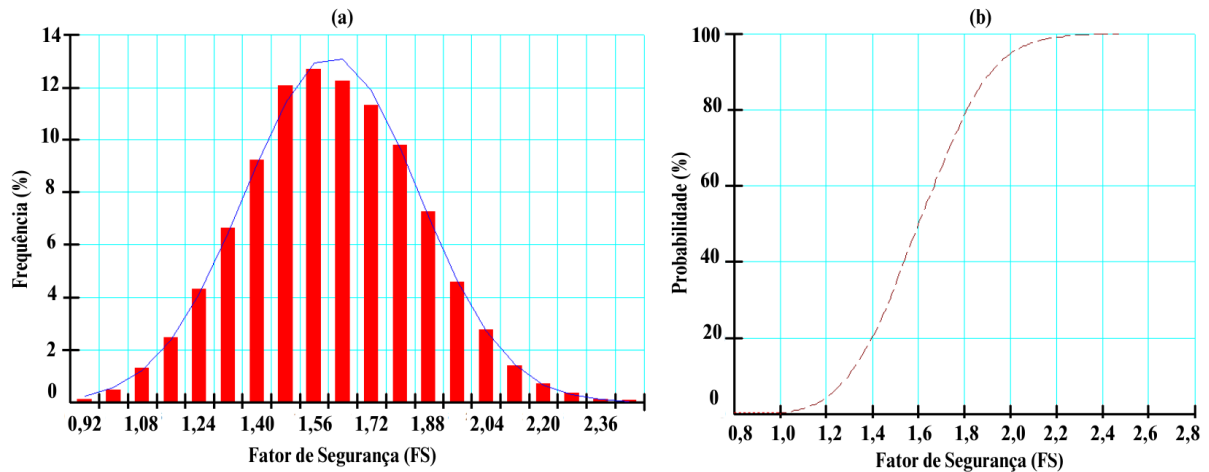


Figura 57 – Estabilidade local superior por cortina de estacas: (a) Histograma de distribuição do FS (b) Distribuição cumulativa da probabilidade falha.

4.2.2.4. Discussão Comparativa

A solução de estabilização com cortina de estacas demonstrou resultados robustos, garantindo estabilidade global do talude em todas as análises realizadas. A abordagem determinística indicou um FS global de 1,98, enquanto a análise probabilística retornou um FS médio de 1,85, ambos superando o limite normativo da NBR (1,5). O critério do EC7 (FS = 1,09) também foi atendido, assegurando a conformidade com os requisitos mínimos (FS \geq 1,0). Além disso, a probabilidade de falha global foi de 0,00%, associada a um índice de confiabilidade de 4,70, confirmando a eficácia da solução em eliminar praticamente qualquer risco de colapso estrutural nessa escala.

Nas análises locais, os resultados foram positivos, mas com variações que demandam atenção. Em todas as regiões analisadas, os valores determinísticos e probabilísticos de FS permaneceram acima do limite da NBR (1,5), demonstrando estabilidade satisfatória segundo esse critério. No entanto, o EC7 indicou instabilidade teórica para todas as análises locais,

refletindo seu caráter mais conservador (Frank *et al.*, 2005). A análise probabilística revelou probabilidades de falha reduzidas na análise da região superior (0,27%), mas valores mais elevados nos taludes inferior (2,90%) e intermediário (3,39%), caracterizando esta, como a mais vulnerável do talude. A Figura 58 compila os resultados, sintetizando o desempenho das metodologias empregadas.

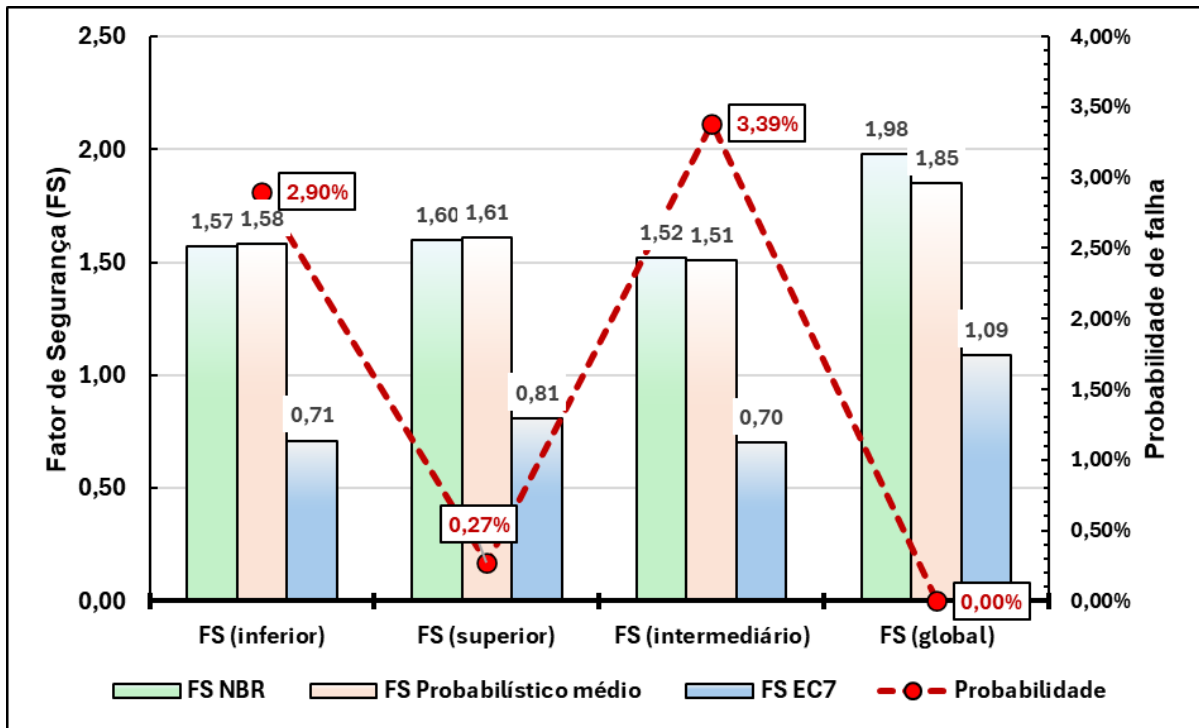


Figura 58 – Comparação de resultados da análise de estabilização por cortina de estacas

Embora tais valores ultrapassem o patamar convencionalmente aceito em projetos para estruturas de contenção, ver Quadro 10 (Dell’avanzi e Sayão, 1998), estudos apontam que probabilidades de falha entre 1% e 5% estão dentro de faixas discutidas em análises probabilísticas de risco, sendo valores observados em diferentes contextos de viabilidade técnica (Duncan, 2000; Griffiths e Fenton, 2007). No entanto, essa aceitação não é automática nem trivial – trata-se de um espaço de decisão essencialmente técnico, onde a experiência e o julgamento do engenheiro assumem papel central. Nessas circunstâncias, a engenharia deixa de ser um exercício puramente normativo e se torna uma arte de equilíbrio entre segurança, viabilidade econômica e responsabilidade técnica. A decisão de aceitar tais probabilidades exige uma avaliação criteriosa das consequências da ruptura, das condições do solo e do grau

de incerteza envolvido, garantindo que a solução adotada seja defensável sob o prisma da confiabilidade e da engenharia geotécnica aplicada.

4.3. Considerações Finais

A avaliação crítica dos resultados revela diferenças significativas entre os métodos analisados, com implicações diretas na segurança e viabilidade das soluções propostas. No que se refere aos resultados obtidos, observou-se um alinhamento geral entre os fatores de segurança derivados das análises determinística e probabilística. Esse comportamento pode ser atribuído ao fato de que os parâmetros geotécnicos adotados na modelagem probabilística foram estabelecidos com base na variabilidade em torno dos valores médios utilizados na análise determinística. Como consequência, o fator de segurança médio obtido na abordagem probabilística tende a se aproximar daquele resultante da abordagem determinística. Em contraste, os parâmetros adotados na análise semi-probabilística, conforme preconizado pelo Eurocódigo 7 (EC7), são definidos a partir de uma estimativa cautelosa, o que, na presente investigação, correspondeu à adoção de valores no percentil de 5%, conforme sugerido na literatura de autores consagrados como Matos Fernandes (2015). Esse critério resulta em uma perspectiva mais conservadora da estabilidade do talude, levando a fatores de segurança inferiores e à identificação de instabilidades teóricas mais severas, como evidenciado pelos resultados da pesquisa.

Os resultados da análise de estabilidade conduzida na geometria inicial do maciço, conforme relatado no caso de estudo, reforçaram a urgência da implementação de intervenções no talude, corroborando os registros prévios de instabilidade. Todas as metodologias adotadas convergiram para a indicação de um cenário crítico, caracterizado por uma condição iminente de ruptura, evidenciando a necessidade imediata de medidas mitigadoras para garantir a estabilidade e a segurança da estrutura. No que diz respeito às soluções de estabilização, a alternativa de reperfilamento apresentou desempenho satisfatório tanto na análise global quanto nas avaliações locais, atendendo aos critérios normativos estabelecidos pela NBR 11682 e registrando probabilidades de ruína inferiores a 1%. Esses valores são considerados aceitáveis para estruturas de contenção, evidenciando uma melhora generalizada na estabilidade da encosta. No entanto, a abordagem semi-probabilística do EC7

indicou instabilidade teórica em todas as regiões analisadas, evidenciando diferenças metodológicas na avaliação da segurança estrutural.

Neste sentido, embora a abordagem semi-probabilística (EC7) represente um avanço em relação à análise determinística (NBR 11682), pois permite incorporar a variabilidade dos parâmetros geotécnicos e estabelecer um critério padronizado para avaliação da segurança. Ainda assim, sua aplicação apresenta limitações, especialmente em situações de escassez de dados confiáveis, uma condição extremamente comum na prática geotécnica, conforme apontado por diversos autores que discutem a dificuldade de obtenção de dados estatisticamente representativos para o solo devido à alta variabilidade e aos custos elevados das investigações (Prästings et al., 2019; Orr, 2012; Frank et al., 2005). Nesses casos, a seleção do valor característico baseia-se na suposição de uma distribuição normal e na adoção de estimativas conservadoras, seguindo a recomendação do código para garantir segurança estrutural na ausência de um conjunto robusto de medições (Frank et al., 2005). Esse aspecto explica os resultados mais restritivos obtidos na presente investigação, uma vez que, embora o EC7 permita ao engenheiro adotar valores menos conservadores com base em julgamento técnico, a prática comum é evitar riscos e optar por margens de segurança mais elevadas (Prästings et al., 2019). Como consequência, a abordagem do EC7 pode resultar em soluções mais onerosas, especialmente quando a variabilidade dos solos não é devidamente representada pelos coeficientes parciais preconizados (Orr, 2012). Assim, embora o caráter cauteloso do EC7 seja essencial para assegurar níveis mínimos de segurança estrutural, em casos com dados limitados, ele pode levar a projetos superdimensionados.

No caso da solução de estabilização por cortina de estacas, o desempenho global foi robusto, sendo a única alternativa a atender simultaneamente aos critérios de segurança estabelecidos por todas as metodologias analisadas. No entanto, ao considerar a avaliação local sob a ótica do EC7, verificou-se que a solução ainda apresentaria instabilidade, mesmo nos casos em que as análises determinística e probabilística indicaram condições seguras. Adicionalmente, a análise probabilística revelou que, em algumas regiões específicas, como nos taludes inferior e intermediário, as probabilidades de falha atingiram valores de 2,90% e 3,39%, respectivamente. Embora tais índices se situem dentro de faixas observadas em estudos de análise probabilística e avaliação de risco, sua aceitabilidade depende do contexto

e dos critérios adotados para interpretação dos resultados. As discussões apresentadas por Duncan (2000) e Griffiths e Fenton (2007) sobre casos reais sugerem que probabilidades dessa ordem não são incomuns em cenários de viabilidade técnica, o que ressalta a importância do monitoramento rigoroso e da consideração de medidas adicionais para garantir níveis adequados de segurança. Assim, apesar de a solução apresentar eficiência global, suas vulnerabilidades locais devem ser criteriosamente avaliadas na tomada de decisão final do projeto.

5. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

5.1. Conclusões

As diferenças observadas no desempenho das soluções reforçam a influência significativa da metodologia de análise abordada. Enquanto a análise determinística fornece uma resposta objetiva e simplificada, sua principal limitação reside na impossibilidade de captar incertezas associadas aos parâmetros geotécnicos. O método semi-probabilístico, por sua vez, representa um avanço ao incorporar coeficientes parciais e valores característicos na avaliação da segurança estrutural. No entanto, sua limitação torna-se evidente em cenários com poucos dados disponíveis, como no presente estudo, onde a adoção de valores característicos conservadores, baseada em pressupostos estatísticos, levou a estimativas restritivas e soluções potencialmente superdimensionadas (Frank *et al.*, 2005; Bond e Harris, 2008; Orr, 2012; Bond *et al.*, 2013; Prästings *et al.*, 2019;). Já a análise probabilística possibilita uma compreensão mais detalhada dos riscos envolvidos, permitindo a identificação de regiões críticas que podem demandar intervenções localizadas para garantir a estabilidade estrutural (Christian e Beacher, 1999; Duncan, 2000; Fenton e Griffiths, 2012). Entretanto, sua aplicação requer uma abordagem estatística rigorosa na definição dos parâmetros de entrada e uma modelagem computacional mais avançada. Ainda assim, com o avanço das ferramentas numéricas e o aumento da capacidade computacional, essa exigência tem se tornado, ao longo dos anos, cada vez menos um entrave, permitindo que análises probabilísticas sejam implementadas com maior eficiência e acessibilidade em projetos geotécnicos.

Na prática, o uso de abordagens complementares para uma análise mais realista do comportamento do talude ganha destaque por meio das avaliações probabilísticas, que, embora não sejam obrigatórias nas normativas, fornecem subsídios valiosos para uma tomada de decisão mais fundamentada. A combinação de diferentes metodologias pode mitigar tanto o superdimensionamento excessivo de soluções, que acarreta custos desnecessários, quanto a adoção de critérios subestimados, que podem comprometer a estabilidade da estrutura. A análise probabilística, ao oferecer uma estimativa quantitativa do risco, se apresenta como uma ferramenta complementar essencial na definição de níveis aceitáveis de segurança, considerando as consequências da falha e as incertezas associadas ao projeto.

Nesse contexto, em cenários nos quais a disponibilidade de amostras é insuficiente para uma caracterização geotécnica detalhada, uma análise empírica estruturada, fundamentada na experiência prática e na literatura técnica, pode subsidiar a tomada de decisão de forma mais embasada, desde que sejam adotadas distribuições estatísticas coerentes com as condições específicas do projeto. No entanto, é fundamental ressaltar que essa abordagem, caracterizada por uma limitação na definição dos parâmetros geotécnicos, deve ser aplicada preferencialmente a casos de menor complexidade, como o caso de estudo, nos quais a realização de uma investigação detalhada pode não se justificar economicamente frente à escala e à relevância da obra.

Dessa forma, a definição dos parâmetros probabilísticos deve ser conduzida de maneira criteriosa, considerando a complexidade e os requisitos técnicos do projeto, de modo a garantir que as decisões adotadas estejam alinhadas com princípios de confiabilidade estrutural e viabilidade econômica. A seleção da solução mais adequada deve basear-se nos requisitos normativos, que estabelecem diretrizes fundamentais para a segurança e a confiabilidade das estruturas. No entanto, é essencial que o engenheiro vá além da mera conformidade com essas normas, incorporando uma avaliação integrada que considere fatores econômicos, logísticos e técnicos, bem como uma análise detalhada do desempenho local e global da estrutura. Essa abordagem permite a adoção de soluções mais eficientes e adaptadas às particularidades do projeto, equilibrando segurança, viabilidade e otimização dos recursos disponíveis.

5.2. Desenvolvimentos futuros

Há sempre oportunidades para expandir e complementar os conhecimentos adquiridos, assim, algumas direções podem ser exploradas em pesquisas futuras para aprofundar o estudo efetuado nesta dissertação e aprimorar a confiabilidade das metodologias aplicadas.

i. Replicar a metodologia aplicada neste estudo em um outro caso com uma base de dados mais ampla e detalhada. Isso permitiria avaliar o impacto da disponibilidade de informações mais extensas na calibração dos modelos, na definição dos parâmetros probabilísticos e na robustez dos resultados obtidos.

ii. Comparar diferentes distribuições estatísticas, para avaliar como a escolha da distribuição influencia os valores do fator de segurança médio e a probabilidade de falha.

iii. Avaliar a distribuição probabilística dos parâmetros de reforço, considerando a variabilidade associada a elementos estruturais, como resistência do betão e do aço em cortinas de estacas.

LISTA DE REFERÊNCIAS

ANG, A. H.-S.; TANG, W. H. Probability concepts in engineering planning and design. Volume II: Decision, Risk and Reliability. New York: John Wiley & Sons, 1984. 562 p.

AOKI, N. O dogma do fator de segurança. In: SEFE VI – SEMINÁRIO ENGENHARIA FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 2008, São Paulo. Anais [...]. São Paulo-SP, 2008.

APAZA, M. F.; BARROS, J. M. C. Análise probabilística de estabilidade de taludes pelo método de Monte Carlo. In: COBRAMSEG, 2014, Goiânia. Anais [...]. Goiânia-GO, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6484: Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 11682: Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2009.

ASTM. ASTM D2487-17: Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). West Conshohocken, PA: ASTM International, 2017.

AUGUSTO FILHO, O. Escorregamentos em encostas naturais ocupadas: análise e controle. Curso de Geologia Aplicada ao Meio Ambiente. São Paulo, 1995.

AUSILIO, E.; CONTE, E.; DENTE, G. Stability analysis of slopes reinforced with piles. Computers and Geotechnics, v. 28, n. 8, p. 591–611, 2001.

BAECHER, G. B.; CHRISTIAN, J. T. Reliability and statistics in geotechnical engineering. Inglaterra: John Wiley and Sons, 2003. 618 p. ISBN: 978-0-471-49833-9.

- BARBETTA, P. A.; REIS, M. M.; BORNIA, A. C. Estatística: para cursos de engenharia e informática. 3. ed. São Paulo: Atlas, 2010.
- BERBERIAN, D. Sondagens e ensaios in situ para engenharia. 2. ed. Brasília: Infasolo/Fundex, 2015.
- BISHOP, A. W. The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. *Geotechnique*, v. 5, p. 7-17, 1955.
- BISHOP, A. W.; HENKEL, D. J. The measurement of soil properties in the triaxial test. London: Edward Arnold, 1962.
- BOND, A.; HARRIS, A. Decoding Eurocode 7. London: Taylor & Francis, 2008.
- BOND, A. J.; SCHUPPENER, B.; SCARPELLI, G.; ORR, T. L. L. Eurocode 7: Geotechnical Design Worked Examples. Workshop "EC7: Geotechnical Design", Dublin, 2013.
- BUDHU, M. Soil mechanics and foundations. 3. ed. New York: John Wiley & Sons, Inc., 2011.
- BUSSAB, W. O.; MORETTIN, P. A. Estatística básica. 6. ed. São Paulo: Saraiva, 2010.
- CAMPELLO, I. C. Abordagem probabilística aplicada ao estudo da variabilidade geotécnica dos solos. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2020.
- CANDEIAS, J. Aplicação das abordagens de cálculo do Eurocódigo 7 (EN1997-1). Lisboa: LNEC, 2005.
- CAPUTO, H. P. Mecânica dos solos e suas aplicações. 6. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1988.
- CARVALHO, P. A. S. Manual de geotecnia: taludes de rodovias: orientação para diagnóstico e soluções de seus problemas. São Paulo: Departamento de Estradas e Rodagens do Estado de São Paulo, Instituto de Pesquisa Tecnológicas, 1991.

CASAGRANDE, A. Classification and identification of soils. *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, v. 74, n. 3, p. 113-194, 1948.

CHING, J.; PHOON, K. K. Probability distribution for mobilized shear strengths of spatially variable soils under uniform stress states. *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards*, 2013.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. *Fundações por estacas: projeto geotécnico*. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

CORDEIRO, R. F. Avaliação do comportamento de aterro executado sobre depósito de argila mole na rodovia BR 470 em Gaspar/SC. *Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis*, 2019.

CORPS OF ENGINEERS. *Engineering and design: introduction to probability and reliability methods for use in geotechnical engineering*. Engineering Technical Letter. Washington, DC., U.S.: Department of the Army, 1997.

COULOMB, C. A. Essais sur une application des règles de maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture. *Mémoires de Mathématique et de Physique, présentées à l'Académie Royale des Sciences par divers Savants et lus dans ses Assemblées*, v. 7, p. 343-382, 1773.

CRAIG, R. *Craig's soil mechanics*. 7. ed. London: Spon Press, 2004.

DAS, B. M. *Principles of foundation engineering*. 7. ed. Boston: Cengage Learning, 2010.

DÉCOURT, L. The standard penetration test. State-of-the-art report. *Proceedings of the XII ICSMFE*, Rio de Janeiro, v. 4, p. 2405-2416, 1989.

DELL'AVANZI, E.; SAYÃO, A. S. F. J. Avaliação da probabilidade de ruptura de taludes. In: *XI CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA – COBRAMSEG*, 1998, Brasil. *Anais [...]*. v. I, 1998.

DER BEER, E. E.; WALLAYS, M. Stabilization of a slope in schists by means of bored piles reinforced with steel beams. In: 2nd CONGRESS ROCK MECHANICS. Anais [...]. p. 361–369, 1970.

DEVORE, J. L. Probability and statistics for engineering and the sciences. 8. ed. Boston: Cengage Learning, 2010.

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

DUNCAN, J. M.; WRIGHT, S. G. Soil strength and slope stability. New York: John Wiley & Sons, 2005.

EL-RAMLY, H. Probabilistic analyses of landslide hazards and risks: bridging theory and practice. Supervisor: N. R. Morgenstern. Thesis (Doctor of Philosophy in Geotechnical Engineering) – Faculty of Graduate Studies and Research, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Alberta, Edmonton, Canadá, 2001.

FRANK, R.; BAUDUIN, C.; DRISCOLL, R.; KAVVADAS, M.; KREBS OVESEN, N.; ORR, T.; SCHUPPENER, B. Designers' guide to EN 1997-1 Eurocode 7: Geotechnical design – general rules. London: ICE Publishing, 2004.

FREDLUND, D. G. *et al.* The relationship between limit equilibrium slope stability methods. Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Sweden, p. 409-416, 1981.

FREDLUND, D. G.; KRAHN, J. Comparison of slope stability methods of analysis. Canadian Geotechnical Journal, v. 14, p. 429-439, 1977.

GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD. Stability modeling with SLOPE/W. 140 p., 2023.

GERSCOVICH, D. M. S. Estabilidade de taludes. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.

GRIFFITHS, D. V.; GORDON, A. F. Probabilistic methods in geotechnical engineering. International Centre for Mechanical Sciences, Courses and Lectures, No. 491, Springer Wien New York, 126 p., 2007.

GUIDICINI, G.; NIEBLE, E. L. Estabilidade de taludes naturais e de escavação. São Paulo: Oficina de Textos, 1984.

HACHICH, W. *et al.* Fundações: teoria e prática. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. 750 p. ISBN: 85-7266-098-4.

HARR, M. E. Reliability-based design in civil engineering. New York: McGraw-Hill, 1987.

HASSIOTIS, S.; CHAMEAU, J.; GUNARATNE, M. Design method for stabilization of slopes with piles. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1997.

HIDALGO MONTOYA, C. A.; ASSIS, A. P. Herramientas para análisis por confiabilidad en geotecnia: la teoría. Revista Ingenierías Universidad de Medellín, v. 10, n. 18, p. 69-78, jan./jun. 2011.

HIDALGO-MONTOYA, C. A. Incertezas, vulnerabilidade e avaliação de risco devido a deslizamento em estradas. Tese (Doutorado) – Universidade de Brasília, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Brasília, DF, 250 p., 2013.

HOEK, E.; LONDE, P. The design of rock slopes and foundations. Proceedings of the Symposium on Rock Mechanics, v. 2, p. 1-23, 1974.

KULHAWY, F. H. On the evaluation of soil properties. ASCE Geotechnical Special Publication, n. 31, p. 95–115, 1992.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. Soil mechanics. SI Version. New York: Wiley, 1979.

LAMBE, T. W. Soil testing for engineers. New York: John Wiley, 1951.

LEROUEIL, S.; HIGH, D. W. Behaviour and properties of natural soils and soft rocks. In: *Characterization and Engineering Properties of Natural Soils*, p. 29-254, Swets and Zeitlinger, Lisse, 2003.

LEROUEIL, S. Natural slopes and cuts: movement and failure mechanisms. *Géotechnique*, v. 51, n. 3, p. 197-243, 2 out. 2001.

LIMA, A. P. Estabilizações de taludes em solo grampeado para uma PCH: aspectos de projeto e monitoramento geotécnico. In: *COBRAMSEG – CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA*, 2010, Gramado, RS. Anais [...]. Gramado: ABMS, 2010.

LOW, B. K.; TANG, W. H. Reliability analysis of reinforced embankments on soft ground. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 34, n. 5, p. 672-685, 1997.

LOZANO, M. H.; CASTRO, R. H. Algumas experiências em solo grampeado. In: *WORKSHOP SOLO GRAMPEADO - PROJETO, EXECUÇÃO, INSTRUMENTAÇÃO E COMPORTAMENTO*, 2003, São Paulo. Anais [...]. São Paulo: ABMS SINDUSCON-SP, 2003.

MAGALHÃES, M. A. Resistência ao arrancamento de grampos com fibras de polipropileno. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2005.

MARTINI, L. C. P.; UBERTI, A. A. A.; SCHEIBE, L. F.; COMIN, J. J.; OLIVEIRA, M. A. T. Avaliação da suscetibilidade a processos erosivos e movimentos de massa: decisão multicriterial suportada em sistemas de informações geográficas. *Geologia USP – Série Científica*, v. 6, n. 1, p. 41-52, jul. 2006.

MARTINS, R. A.; AMARAL, C. M. Breve análise conceitual de erosão e movimentos de massa. In: *SIMPÓSIO DE GESTÃO AMBIENTAL E BIODIVERSIDADE*, 5., 2016, Seropédica. Anais [...]. Seropédica: UFRRJ, 2016. p. 189-192.

MASSAD, F. *Obras de terra: curso básico de geotecnia*. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

MATOS FERNANDES, M. Mecânica dos Solos - Introdução à Engenharia Geotécnica. v. 2. Porto: Edições FEUP, 2015.

MEDEIROS, A. G. B.; COBUCCI, R. A.; CUNHA, R. P.; CORTOPASSI, R. S.; BEZERRA, J. E.; SILVA, C. M. Simulação numérica e estudo do comportamento de estruturas de contenção no Distrito Federal – Estudo de caso. In: COBRAMSEG – CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 2010, Gramado, RS. Anais [...]. Gramado: ABMS, 2010.

MIRANDA, T.; CORREIA, A. G.; RIBEIRO E SOUSA, L. Determinação de parâmetros geomecânicos em formações rochosas e maciços heterogêneos. Engenharia Civil – Universidade do Minho, Guimarães, n. 25, p. 17-40, 2006.

MOHR, O. Welche Umstände bedingen die Elastizitätsgrenze und den Bruch eines Materials? Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure, Düsseldorf, v. 44, p. 1524–1530, 1900.

MORGENSTERN, N. R.; PRICE, V. E. The analysis of the stability of general slip surfaces. Géotechnique, v. 15, p. 79-93, 1965.

NP EN 1990. Eurocódigo 0 - Bases para o projeto de estruturas. Instituto Português da Qualidade, 2009.

NP EN 1997-1. Eurocódigo 7 – Projeto geotécnico. Parte 1: Regras gerais. Instituto Português da Qualidade, 2010.

ORIGE, L. P. Análise de estabilidade e proposta de solução de um talude no bairro Pantanal/Florianópolis – SC. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2016.

ORR, T. L. L. How Eurocode 7 has affected geotechnical design: a review. Geotechnical Engineering, v. 165, n. GE6, p. 337-350, dez. 2012.

ORR, T. L. L. The development and implementation of Eurocode 7. Proceedings of the Geotechnical Society of Ireland at Engineers Ireland, Dublin, 6 nov. 2006.

ORTIGÃO, J. A. R.; D'ÁVILA, C. J. R.; SILVA, S. P.; MAIA, H. S. Solo grampeado no Morro da Formiga, RJ. In: I CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS – COBRAE, 1992, Rio de Janeiro. Anais [...]. v. 1, p. 47-56, 1992.

ORTIGÃO, J. A. R.; SAYÃO, A. S. F. J. Handbook of slope stabilisation. Springer Verlag Berlin Heidelberg, 2004.

PHOON, K. K.; BECKER, D. E.; KULHAWY, F. H.; HONJO, Y.; OVESEN, N. K.; LO, S. R. Why consider reliability analysis in geotechnical limit state design? In: PROC. INTERNATIONAL WORKSHOP ON LIMIT STATE DESIGN IN GEOTECHNICAL ENGINEERING PRACTICE (LSD2003), Cambridge, 2003.

PINHEIRO, J. I. D. *et al.* Probabilidade e estatística. Rio de Janeiro: Elsevier, 2012.

PINTO, C. S. Curso básico de mecânica dos solos. São Paulo: Oficina de Textos, v. 3, 2006.

PRÄSTINGS, A.; SPROSS, J.; LARSSON, S. Characteristic values of geotechnical parameters in Eurocode 7. Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Geotechnical Engineering, v. 2019, p. 1-11, 2019.

RELATÓRIO TÉCNICO 103/22 de ensaios geotécnicos de laboratório. Varginha, MG, 2022.

RESENDE, P. T. Análise numérica da estabilidade de taludes empregando estacas como elemento de reforço. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2021.

RIBEIRO, R. C. H. Aplicações de probabilidade e estatística em análises geotécnicas. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, 2008.

RODRIGUES, C. J. B. Análise de fiabilidade de taludes em solos. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade do Minho, [S. l.], 2014. 98 p. Orientador: Antonio Gomes Correia.

ROSS, S. M. Introduction to probability and statistics for engineers and scientists. 5. ed. Amsterdam: Academic Press, 2014.

SANTOS, N. C. O emprego dos métodos numéricos na análise dos estados limites últimos. Dissertação (Mestrado Integrado em Engenharia Civil – Especialização em Geotecnia) – Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra, 2018.

SCHNAID, F. In situ testing in geomechanics. 1. ed. Oxon: Taylor & Francis, 2009.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. Ensaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SILVA, C. C. Análise de estabilidade de um talude da cava de Alegria utilizando abordagem probabilística. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2015. 134 f.

SILVA, J. L. Metodologia de projeto de fundações por estacas incluindo probabilidade de ruína. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos-SP, 2006. 118 f. Orientador: Nelson Aoki.

SILVA, J. P. M. Os métodos de equilíbrio limite e dos elementos finitos na análise de estabilidade de taludes. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil – Especialização em Geotecnia) – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2011.

SILVA, M. J. F. Análise de estabilidade de taludes pelo método do equilíbrio limite geral. Dissertação (Mestre em Engenharia Civil) – Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2013. 87 p. Orientador: José Couto Marques.

SIMPSON, B. Eurocode 7 – fundamental issues and some implications for users. Keynote Lecture, Proc Nordic Geotechnical Meeting 2012. DGF Bulletin 27, 2012.

SPENCER, E. A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel interslice forces. Geotechnique, v. 17, p. 11-26, 1967.

SPRINGER, F. O. Ensaio de arrancamento de grampos em solo residual de gnaiss. Tese (Doutorado) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

TERZAGHI, K. Theoretical soil mechanics. New York: Wiley, 1943.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B.; MESRI, G. Soil mechanics in engineering practice. New York: John Wiley & Sons, 1996.

TRIOLA, M. F. Introdução à estatística. 7. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1999.

VARNES, D. J. Landslides, analysis and control. Special Report 176, National Academy of Sciences, cap. II, 1978.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. Fundações. Rio de Janeiro: Coppe/UFRJ, 1996.

WALPOLE, R. E.; MYERS, R. H.; MYERS, S. L.; YE, K. Probability & statistics for engineers & scientists. 9. ed. Boston: Pearson Prentice Hall, 2011.

WHITMAN, R. V. Evaluating calculated risk in geotechnical engineering. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, v. 110, n. 2, p. 145-188, fev. 1984.

YANG, S.; REN, X.; ZHANG, J. Study on embedded length of piles for slope reinforced with one row of piles. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, v. 3, n. 2, p. 167–178, 2011. Elsevier Masson SAS.