

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO
CENTRO TECNOLÓGICO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

CAIO FARIA BENETTI

**ANÁLISES DE ESTABILIDADE DE UM TALUDE REFORÇADO COM
GRAMPEAMENTO A PARTIR DE METODOLOGIAS DETERMINÍSTICAS E
PROBABILÍSTICAS**

**VITÓRIA - ES
2025**

CAIO FARIAS BENETTI

**ANÁLISES DE ESTABILIDADE DE UM TALUDE REFORÇADO COM
GRAMPEAMENTO A PARTIR DE METODOLOGIAS DETERMINÍSTICAS E
PROBABILÍSTICAS**

Projeto de Graduação apresentado ao
Departamento de Engenharia Civil da Universidade
Federal do Espírito Santo, como requisito parcial
para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Dr. Rômulo Castelo Henriques Ribeiro.

**VITÓRIA - ES
2025**



UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO

CENTRO TECNOLÓGICO

ATA DE DEFESA DE PROJETO DE GRADUAÇÃO

TÍTULO: ANÁLISES DE ESTABILIDADE DE UM TALUDE REFORÇADO COM GRAMPEAMENTO A PARTIR DE METODOLOGIAS DETERMINÍSTICAS E PROBABILÍSTICAS

ALUNO: CAIO FARIAS BENETTI

ORIENTADOR: RÔMULO CASTELLO HENRIQUES RIBEIRO

DATA DA DEFESA: 25/03/2025, às 09:30h

LOCAL: CT-1

CRITÉRIOS	NOTA
APRESENTAÇÃO	10,0
MONOGRAFIA	10,0
CONHECIMENTO SOBRE O ASSUNTO	10,0
MÉDIA	10,0

BANCA EXAMINADORA	ASSINATURA
RÔMULO CASTELLO H. RIBEIRO	
KATIA VANESSA BICALHO	
BRUNO TEIXEIRA DANTAS	

OBSERVAÇÕES:

ASSINATURA DO PRESIDENTE DA SESSÃO: PROF. RÔMULO CASTELLO HENRIQUES RIBEIRO

AGRADECIMENTOS

O ato de finalizar esse projeto de graduação, traz consigo a felicidade de sentir finalmente a “ficha caindo” da realização de se tornar engenheiro civil, e poder enfim gozar de seus ônus e bônus.

Sem dúvidas, são muitos a que devo agradecer, não somente por ajuda nesse trabalho, mas também por me ajudarem a chegar inicialmente a entrar no curso dos meus sonhos, na faculdade que sempre almejei, ou até mesmo aguentá-la...

A meu Pai que nunca mediou esforços para investir na minha capacitação e nem por um único momento duvidou das minhas capacidades, meu muito obrigado. Comemorar com você essa finalização e apresentação é muito especial e importante, ainda mais por tudo que superamos nos últimos anos e principalmente da sua volta por cima até aqui. Desejo que além de tudo, você consiga acreditar em mim, de posse desse trabalho escrito e futura apresentação, que “enfiar aço no solo” pode sim conter instabilidades, mesmo totalmente indo contra sua engraçada intuição e suas desconfianças.

A minha mãe, agradeço a compreensão de entender as abstenções que a inerente demanda de tempo deste trabalho causou, e sempre proferir palavras de motivação e carinho em todos os momentos de desânimo e dificuldades.

A minha Madrinha e Tia Dora, agradeço a presença sempre constante a anos, e pelo apoio incondicional. Sem dúvidas, se pude não só concluir, mas também entrar no curso, muito há de suas contribuições. A Vovó, obrigado por acreditar e brilhar os olhos comigo.

Ao meu amor, Julya, agradeço por ter entrado na minha vida no momento certo, e ter sido sempre luz e motivação para atingir meus objetivos. Sem dúvidas concluir esse trabalho tendo também você a orgulhar fica muito mais satisfatório para mim. Ansioso para presenciar e acompanhar também seu momento.

Aos amigos, agradeço em especial, Pedro que sempre me instigou, leu, sugestionou, criticou e principalmente ouviu e assim ajudou efetivamente a elaboração desse trabalho. Também aos queridos Arthur e Marissa que mais uma vez estiveram juntos comigo, dessa vez concomitantemente lutando em seus projetos. E ao meu melhor amigo Alex, que sempre esteve presente, e continuou nesse momento sendo ouvidos, conselhos e alegria em diversos momentos difíceis.

Claro, agradeço também a todos professores do curso de engenharia civil que me proporcionaram apoio e uma base sólida para conseguir chegar até a elaboração desse trabalho. Em especial, agradecimento aos professores de geotecnia, área que sou apaixonado, ao professor Bruno que consolidou diversos conhecimentos a mim em diversas matérias e ao professor Rômulo, que me orientou de maneira tranquila, e atenciosa. Por fim, agradeço também a comissão avaliadora, que se dispuseram a avaliar este trabalho.

RESUMO

O presente trabalho aborda a importância da análise de estabilidade de taludes, enfatizando o uso de métodos probabilísticos a fim de reduzir desastres com perdas de vidas, danos ambientais e perdas materiais. É explorada a técnica de estabilização de taludes denominada "solo grampeado", baseada na nova norma NBR 16.920-2/2021, para um determinado talude, localizado no município de Viana-ES. Com essa técnica, a estabilização de um talude ocorre pela inserção de grampos de aço envolvidos com calda de cimento, resultando em melhoria na estabilidade. Nesse âmbito, a determinação da resistência ao cisalhamento no contato solo-grampo é crucial para o nível de estabilização fornecida pelo método, e por isso no presente trabalho primeiramente foram avaliadas três correlações e seus impactos nas análises de estabilidades, indicando a correlação de Springer (2006) como a mais conservadora. Foram avaliados também, dois métodos determinísticos diferentes: Bishop Simplificado e Morgenstern-Price, em que se pode observar diferenças para o talude pós estabilização. Também se estudou a aplicação de análises probabilísticas, que consideram as variabilidades inerentes aos parâmetros do solo e da interação solo-grampo. Dessa forma, essa metodologia é explorada consistentemente no presente trabalho por meio de dois métodos consagrados: Simulação de Monte Carlo e Segundo Momento de Primeira Ordem (FOSM), evidenciando suas particularidades por meio de comparações entre seus resultados de índices de confiabilidade e probabilidades de ruptura. O Método do Segundo Momento de Primeira Ordem mostrou-se inconsistente para a análise, , pois ao se testar diferentes porcentagens de acréscimos, cada vez menores, não se atingiu a estabilização de resultados, premissa crucial ao método, assim a Simulação de Monte Carlo é indicada para a obtenção da probabilidade de ruptura. Em síntese, após uma revisão bibliográfica que explora os principais movimentos de massa, estabilização com grampeamento e análises de estabilidade por metodologias determinísticas e probabilísticas, são aplicados esses conceitos em um caso prático, utilizando-se de planilhas eletrônicas e do software *SLIDE2*.

ABSTRACT

This paper addresses the importance of slope stability analysis, emphasizing the use of probabilistic methods in order to reduce disasters with loss of life, environmental damage and material loss. The slope stabilization technique called “stapled soil”, based on the new standard NBR 16.920-2/2021, is explored for a particular slope located in the municipality of Viana-ES. With this technique, a slope is stabilized by inserting steel staples wrapped in cement grout, resulting in improved stability. In this context, determining the shear strength in the soil-clamp contact is crucial to the level of stabilization provided by the method, which is why three correlations and their impact on stability analyses were first evaluated in this study, with Springer's (2006) correlation being the most conservative. Two different deterministic methods were also evaluated: Bishop Simplified and Morgenstern-Price, in which differences could be observed for the post-stabilization slope. The application of probabilistic analyses, which take into account the inherent variability of soil parameters and soil-climb interaction, was also studied. In this way, this methodology is explored consistently in this work by means of two established methods: Monte Carlo Simulation and First Order Second Moment (FOSM), highlighting their particularities by comparing their results in terms of reliability indices and probabilities of failure. The First Order Second Moment Method proved to be inconsistent for the analysis, because when testing different percentages of increments, each time smaller, the results did not stabilize, a crucial premise for the method, so Monte Carlo Simulation is indicated for obtaining the probability of rupture. In summary, after a literature review that explores the main mass movements, stabilization with stapling and stability analyses using deterministic and probabilistic methodologies, these concepts are applied to a practical case, using spreadsheets and SLIDE2 software.

LISTA DE FIGURAS

Figura 01 - Queda e Tombamentos de Blocos	16
Figura 02 - Esquemas de tipos de Escorregamentos.....	17
Figura 03 - Evidências de Rastejo.....	19
Figura 04 - Corrida (Creep) em Taludes.....	19
Figura 05: Resistência mobilizada e esforços em um talude.....	24
Figura 06 - Divisão de um Talude em fatias.....	25
Figura 07 - Diagrama de corpo livre genérico de uma fatia.....	25
Figura 08 - Divisão da Superfície Potencial de Ruptura em fatias	26
Figura 09 - Divisão da Superfície Potencial de Ruptura em fatias	27
Figura 10: Equilíbrio de forças no método de Bishop Simplificado.....	28
Figura 11: Esquemática de esforços em uma fatia	30
Figura 12: Soluções de estabilização de taludes	32
Figura 13: Detalhe Típico de Dreno Sub-horizontal Profundo	34
Figura 14: Detalhe Típico de Dreno tipo Barbacã.	34
Figura 15: Detalhe de Malha de Grampos e Elementos de drenagem.....	34
Figura 16: Técnica NATM.....	36
Figura 17: Esquemática de Solo Grampeado.....	37
Figura 18: Revestimentos de face de grampeamento	38
Figura 19: Sequência executiva de grampeamento	39
Figura 20: Esquema de fixação e centralização de grampos	39
Figura 21: Fases executivas do chumbador.....	41
Figura 22: Esquemática de Ensaio de Arrancamento.	43
Figura 23: Comportamento Solicitante de Solo Grampeado	44
Figura 24: Esquemática de esforços nos grampos	45
Figura 25: Forças resistentes decompostas de um grampo	47
Figura 26: Interface de configurações de suportes no SLIDE2	48
Figura 27: Mecanismos de Ruptura em Solo Grampeado.....	49
Figura 28: Definição de Zonas ativa e resistente.	52
Figura 29: Tipos de superfície críticas.....	52
Figura 30: Malha de elementos e deslocamentos em Solo grampeado	54
Figura 31 - Exemplo de representação de probabilidade de Ruptura	60
Figura 32: Gaussianas de média μ e desvio padrão σ_1 e σ_2	62
Figura 33: Transformação linear da curva normal em padrão.....	63
Figura 34: Comparação de confiabilidade entre grupos de estacas.....	67
Figura 35: Probabilidades de ruptura admissíveis.....	68
Figura 36: Localização geográfica do talude analisado.....	69
Figura 37: Contextualização da região analisada.....	69
Figura 38: Vista frontal do talude instável.....	70
Figura 39: Trincas de tração no topo do talude	70
Figura 40: Recomposição do talude com sacos de solo cimento.....	71
Figura 41: Processo de Grampeamento.....	72
Figura 42: Aplicação da primeira camada de concreto projetado e tela	72
Figura 43: Talude Grampeado	73
Figura 44: Estabilização Finalizada	73
Figura 45: Vista Frontal "C"	74
Figura 46: Perfil Geotécnico P3.....	74
Figura 47: Seção 08	75
Figura 48: Seção 10	75

Figura 49: Envoltória de Resistência	77
Figura 50: Solução gráfica da equação de Van Der Veen.	80
Figura 51: Medições do Ensaio de Arrancamento N°5.....	81
Figura 52: Gráfico Tensão x Deformação do Ensaio N°5.....	81
Figura 53: Análise da Seção 08; H=9,58m; $\alpha=67$	83
Figura 54: Análise da Seção 10; H=12,28m; $\alpha=68$	83
Figura 55: Seção Típica de Grampeamento - S08	89
Figura 56: Seção Típica de Grampeamento - S10	89
Figura 57: Determinação da metodologia e número de simulaçõe	91
Figura 58: Determinação da variação estatística dos materiais	93

LISTA DE TABELAS

Tabela 01 - Classificação de Movimentos de Massa; Varnes (1978)	15
Tabela 02 - Nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas	22
Tabela 03: Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais	22
Tabela 04: Fatores de segurança mínimos para deslizamentos	22
Tabela 05: Valores típicos de coeficiente k e deslocamentos máximos	54
Tabela 06: Coeficientes de variação de parâmetros geotécnicos	57
Tabela 07: Pares de Resistência dos Ensaios de Cisalhamento Direto	76
Tabela 08: Resumo de Parâmetros e Variâncias	78
Tabela 09: Comparação entre coeficientes de Variação	78
Tabela 10: Fatores de Segurança das Seções Naturais	82
Tabela 11: Corrosão superficial do aço em função do meio e da vida útil	85
Tabela 12: Dimensionamento Estrutural dos Grampos	85
Tabela 13: Análises de qs_adm por seção de projeto	88
Tabela 14: Resumo de valores de Qs_adm e Desvio Padrão por seção de projeto	88
Tabela 15: Fatores de Segurança das seções grampeadas	90
Tabela 16: Resumo de resultados da Simulação de Monte Carlo para Seção 08	93
Tabela 17: Resumo de resultados da Simulação de Monte Carlo para Seção 08	93
Tabela 18: Seção S08: Sensibilidade do acréscimo nos índices probabilísticos	96
Tabela 19: Seção S10: Sensibilidade do acréscimo nos índices probabilísticos	96
Tabela 20: Seção 08 - Resultados da Combinação Bishop Simplificado e Ortigão (1)	97
Tabela 21: Seção 08 - Resultados da Combinação Bishop Simplificado e Ortigão (2)	97
Tabela 22: Seção 08 - Resultados da Combinação Bishop Simplificado e Springer (3)	98
Tabela 23: Seção 08 - Resultados da Combinação Morgenstern-Price e Ortigão (1)	98
Tabela 24: Seção 08 - Resultados da Combinação Morgenstern-Price e Ortigão (1)	98
Tabela 25: Seção 08 - Resultados da Combinação Morgenstern-Price e Springer (3)	98
Tabela 26: Seção 08 - Resultados da Combinação Morgenstern-Price e Springer (3)	99
Tabela 27: Seção 08 - Resumo de Resultados Método FOSM	99
Tabela 28: Seção 10 - Resultados da Combinação Bishop Simplificado e Ortigão (1)	99
Tabela 29: Seção 10 - Resultados da Combinação Bishop Simplificado e Ortigão (2)	99
Tabela 30: Seção 10 - Resultados da Combinação Bishop Simplificado e Springer (3)	99
Tabela 31: Seção 10 - Resultados da Combinação Morgenstern-Price e Ortigão (1)	100
Tabela 32: Seção 10 - Resultados da Combinação Morgenstern-Price e Ortigão (2)	100
Tabela 33: Seção 10 - Resultados da Combinação Morgenstern-Price e Ortigão (2)	100
Tabela 34: Seção 10 - Resumo de Resultados Método FOSM	100

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	11
2. OBJETIVOS	13
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	14
3.1 Introdução a Taludes	14
3.2 Movimentos de Massa	15
3.2.1 Quedas	16
3.2.2 Tombamentos	16
3.2.3 Escorregamentos	17
3.2.4 Escoamentos	18
3.2.5 Erosão	20
3.3 Análises de Estabilidade	21
3.3.1 Fatores de Segurança de acordo com a Norma Brasileira	21
3.3.2 Métodos de Equilíbrio Limite	23
3.3.3 Método das Fatias	25
3.3.3.1 Método de Fellenius	26
3.3.3.2 Método de Bishop Simplificado	28
3.3.3.3 Método de Morgenstern & Price	30
3.4 Técnicas de Estabilização de Taludes	31
3.4.1 Estruturas de contenção	31
3.4.2 Elementos de Drenagem	33
3.5 Solo Grampeado	35
3.5.1 Histórico	36
3.5.2 Metodologia Construtiva	38
3.5.3 Comportamento dos grampos	41
3.5.4 Efeito dos Grampos na estabilidade	46
3.5.5 Estado Limite Último: Mecanismos de Ruptura	49
3.5.6 Verificações de Estabilidade	51
3.5.7 Estado Limite de Serviço: Deslocamentos	53
3.6. Análises probabilísticas na geotecnia	55
3.6.1 Conceitos de inferência estatística	55
3.6.2 Obtenção de dados estatísticos em ensaios	58
3.6.3 Conceitos de probabilidade	59
3.6.4 Função densidade de probabilidade	59
3.6.5 Distribuição probabilística	61
3.6.5.1 Distribuição Normal	61
3.6.6. Métodos de análise probabilística	63
3.6.6.1 Método do segundo momento de primeira ordem	63
3.6.6.2 Método da simulação de Monte Carlo	65

3.6.7. Confiabilidade	66
4. ESTUDO DE CASO	69
4.1 Introdução	69
4.2 Seções Analisadas	74
4.3 Ensaios Geotécnicos	76
4.3.1 Ensaios de Cisalhamento Direto e Peso Específico total.....	76
4.3.2 Ensaios de Arrancamento	79
4.4 Análises das Seções	82
4.4.1 Seções Naturais	82
4.4.2 Seções Estabilizadas	84
4.4.2.1 Grampeamento.....	84
4.4.2.1.2 Dimensionamento Estrutural	84
4.4.2.1.3 Dimensionamento Geotécnico	86
4.4.2.1.4 Malha de Grampeamento.....	88
4.4.2.2 Verificações determinísticas	90
4.4.2.2.1 Resultados determinísticos	90
4.4.2.2.2 Análise dos Resultados.....	90
4.4.2.3 Análise Probabilística: Simulação de Monte Carlo	91
4.4.2.3.1 Introdução a Simulação de Monte Carlo no SLIDE2.....	91
4.4.2.3.2 Entrada de Parâmetros no SLIDE2.....	92
4.4.2.3.2 Resultados das simulações.....	93
4.4.2.3.3 Análise dos resultados	95
4.4.2.4 Análise Probabilística: FOSM	96
4.4.2.4.1 Considerações acerca do acréscimo adotado	96
4.4.2.4.2 Resultados das verificações: Acréscimo 10%	97
4.4.2.4.3 Análise dos resultados	101
4.4.2.5 Comparação entre métodos probabilísticos	102
5. CONCLUSÃO	104
6. SUGESTÕES	106
 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	107
APÊNDICE I - ANÁLISE DE VARIÂNCIAS DOS PARÂMETROS.....	110
APÊNDICE II - SIMULAÇÕES DE MONTE CARLO	111
APÊNDICE III - ACRÉSCIMOS DIVERSOS PARA FOSM E ORTIGÃO (1)	117

1. INTRODUÇÃO

Gerscovich (2016) denomina “Talude” como a designação que se dá a qualquer superfície inclinada de um maciço de solo ou rocha, sendo estes naturais, as encostas, ou construídos pelo homem, como, por exemplo, os taludes de aterros e cortes.

A questão da segurança envolvendo taludes em materiais geomecânicos (solos, alteração de rocha, fraturas e descontinuidades, rochas) é um problema corriqueiro na Engenharia Geotécnica. Com o desenvolvimento dos grandes centros urbanos e a consequente ocupação das áreas marginais, a realidade da habitação brasileira fez-se uso da ocupação das encostas e suas áreas envolventes, o que já culminou em diversos desastres em perdas humanas e materiais, devido a instabilização dos taludes pela própria ação antrópica, mas também por forças de origem natural como as chuvas. Dessa forma, a avaliação da segurança de taludes é um fator crucial, sendo quesito de segurança pública. Em projetos essa avaliação é normalmente expressa sob a forma de um fator de segurança mínimo a ser estabelecido como critério de projeto/implantação, definido por meio de critérios subjetivos de quantificação de potenciais perdas humanas e materiais.

Porém, como qualquer estudo a avaliação dos denominados Fatores de Segurança (FS) está sujeito a utilização de dados de resistência dotados de incertezas envolvidas, próprias dos ensaios e de métodos e correlações. Para o solo que é um material naturalmente heterogêneo essas variabilidades mostram-se ainda mais relevantes. Por isso, de maneira mais recente, o desenvolvimento de análises geotécnicas chamadas probabilísticas elevou o nível dos estudos de estabilidade, pois utilizam de recursos da probabilidade e estatística para mensurar essas incertezas envolvidas aos parâmetros de resistência empregados nas análises, quantificando agora não só fatores médios, mas também variabilidades e os riscos associados. Nessa abordagem, destacam-se a Probabilidade de Ruína (PR) que quantifica a porcentagem de chances de um talude romper em um número n de análises realizadas e o Índice de Confiabilidade (β), que mensura quão confiável a análise é, quantificando o número de desvios padrão entre o valor médio da resistência e o valor crítico ou de falha.

De toda forma, as análises de estabilidade sejam elas determinísticas ou probabilísticas pretendem avaliar a segurança de um talude e caso identifiquem

instabilidade iminente, devem permitir ao projetista responsável avaliar e propor a melhor solução de estabilização. Existem inúmeros tipos de obras de contenções voltadas à estabilização de taludes, que se caracterizam por um elemento de contenção que imponha resistência ao movimento, associado a elementos de drenagem que impeçam a geração de pressões de água no maciço, evitando instabilizações em períodos chuvosos.

Dentre as obras de contenção, o presente trabalho destaca o estudo da técnica denominada “solo grampeado”, na qual a estabilização do talude é feita a partir da inclusão de elementos passivos no maciço, denominados grampos. Esta é uma técnica bastante prática e comprovadamente eficiente para a estabilização de taludes de escavações por meio do reforço do solo *in situ*. Os denominados grampos são comumente barras de aço e são posicionados de forma inclinada no maciço, de maneira a introduzir esforços resistentes de tração e cisalhamento e assim contribuir para o ganho de resistência e consequente inércia do novo compósito.

Sendo assim o presente trabalho, explora a compreensão da temática inicialmente com uma revisão bibliográfica, apresentando os principais conceitos utilizados no desenvolvimento do trabalho. Apresentam-se as nuances envolventes as análises de estabilidade de taludes, tanto por abordagens determinísticas como também apresentados alguns conceitos de probabilidade e estatística, mostrando alguns avanços da aplicação destes conceitos na engenharia geotécnica. Posteriormente discorre-se sobre técnicas de estabilização, com ênfase no grampeamento, na qual descreve-se de forma sintética sua definição, histórico, processo executivo, suas vantagens e limitações.

De forma a trazer aplicações práticas para o presente trabalho, apresenta-se posteriormente um estudo de caso, no qual são feitas análises de estabilidade de um talude potencialmente instável, utilizando as diferentes abordagens supracitadas, e utilizando da técnica de grampeamento.

2.OBJETIVOS

2.1 Objetivo Geral:

Utilizar abordagens determinísticas e probabilísticas para avaliar a estabilização de um talude real potencialmente instável a partir de um projeto de grampeamento.

2.2 Objetivos Específicos:

- Realizar uma revisão bibliográfica sobre os métodos de contenção com ênfase em estabilização com grampeamento.
- Realizar uma revisão bibliográfica sobre os métodos determinísticos de análise de estabilidade de taludes.
- Realizar uma revisão bibliográfica sobre os métodos probabilísticos de análise de estabilidade de taludes.
- Comparar resultados entre diferentes métodos, averiguar as proposições de confiabilidade existentes na literatura.
- Comparar o conservadorismo de diferentes correlações para a determinação da resistência ao cisalhamento no contato solo grampo e sua influência na estabilização.
- Estudar e aplicar o software *SL/DE2* para verificação de estabilidade de taludes.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Nesse tópico será realizada uma revisão de literatura, inicialmente abordando a definição de taludes e descrição de seus movimentos de massa, seguida da explicação de métodos de análises determinísticas de estabilidade e obtenção de fatores de segurança. Posteriormente exploram-se as técnicas de estabilização de taludes com ênfase em contenção em solo grampeado, descrevendo sua execução, funcionamento e dimensionamento. Por fim, exploram-se os conceitos estatísticos e as análises probabilísticas na geotecnia, investigando suas principais nuances.

3.1 Introdução a Taludes

De acordo com Gerscovich (2016), de maneira simples, um talude é definido como sendo uma superfície inclinada constituída de um maciço de solo e/ou rocha. Dependendo da sua origem, podem ser classificados de duas maneiras: os taludes naturais e os taludes construídos por ação antrópica.

Do ponto de vista geológico, os taludes são formações que ocorrem em encostas naturais, como montanhas e colinas, ou podem ser produto de aterros e cortes artificiais. Hoek (1981) pontua que a formação geológica do local influencia significativamente a estabilidade de um talude, uma vez que as características das rochas e solos presentes, incluindo a estratificação, fraturas, composição mineralógica e grau de intemperismo, determinam a resistência ao cisalhamento e a suscetibilidade a processos erosivos. A presença de descontinuidades geológicas, como falhas e fraturas, pode criar planos de fraqueza preferenciais, tornando o estudo geológico detalhado importante para a avaliação da estabilidade.

Sob a perspectiva geotécnica, a estabilidade dos taludes é influenciada por fatores como as propriedades físicas e mecânicas dos solos e rochas, as condições de drenagem e os carregamentos externos. O comportamento hidrológico também desempenha um papel crucial. A infiltração de água nos solos pode reduzir sua resistência, aumentar as pressões intersticiais e, consequentemente, diminuir o fator de segurança do talude. Taludes em regiões tropicais ou áreas com altos índices pluviométricos estão particularmente sujeitos a esses efeitos, sendo necessária a consideração de técnicas de drenagem e reforço para garantir sua estabilidade. Em

situações extremas, a água pode gerar fluxos superficiais e subterrâneos que desencadeiam deslizamentos rápidos e de grande magnitude.

Assim, a avaliação e projeto de taludes exigem uma abordagem multidisciplinar que integre conhecimento geológico, geotécnico e hidrológico. O entendimento desses fatores é fundamental para a proposição de medidas corretivas e preventivas, garantindo a segurança e a durabilidade das obras associadas. A compreensão dos fatores que influenciam a estabilidade dos taludes é essencial para a prevenção de deslizamentos, colapsos e outras falhas que podem comprometer vidas humanas, o meio ambiente e a economia.

3.2 Movimentos de Massa

Gerscovich (2016) explica que “a literatura trata os movimentos de massa como processos associados a problemas de instabilidade de encostas”. Sabe-se que não se aplica somente para encostas, no sentido de taludes naturais, mas estende-se para qualquer talude. Dessa forma, é imprescindível, para a análise da estabilidade de taludes, a identificação do tipo de deslocamento de massas ao qual estará submetido o solo em caso de ruptura. Estudiosos abordam diversos métodos de classificação desses movimentos de terra. Alguns até propõem uma adaptação desses métodos internacionais para a situação das encostas brasileiras.

Varnes (1978 apud Gerscovich, 2012, p. 17) apresenta uma classificação amplamente aceita e utilizada. Seu resumo é apresentado na Tabela 1 e os tipos de movimentos expostos são então: quedas, tombamentos, escorregamentos, expansões laterais, escoamentos e complexos. Abaixo serão explorados os movimentos mais pertinentes de forma sintética.

Tabela 01 - Classificação de Movimentos de Massa

TIPO DE MOVIMENTO			TIPO DE MATERIAL		
			Rocha	Solo (engenharia)	
			Grosseiro	Fino	
Quedas			De rocha	De detritos	De terra
Tombamentos			De rocha	De detritos	De terra
Escorregamento	Rotacional	Poucas unidades	Abatimento de rocha	Abatimento de detritos	Abatimento de terra
			De blocos rochosos	De blocos de detritos	De blocos de terra
	Translacional	Muitas unidades	De rocha	De detritos	De Terra
Expansões laterais			De rocha	De detritos	De terra
Corridas/escoamentos			De rocha (rastejo profundo)	De detritos	De terra
				(Rastejo de solo)	
Complexos: combinação de dois ou mais dos principais tipos de movimentos					

Fonte: Gerscovich (2016)

3.2.1 Quedas

As quedas são típicas de encostas íngremes. Tais encostas em solos não permanecem estáveis por muito tempo. No caso de solo argiloso, o deslizamento é frequente, precedido do aparecimento de trinca na crista do talude. Encostas rochosas permanecem estáveis em função de sua coesão, entretanto a infiltração de água em suas descontinuidades gera quedas de blocos. A Figura 1 representa esquematicamente o mecanismo de queda.

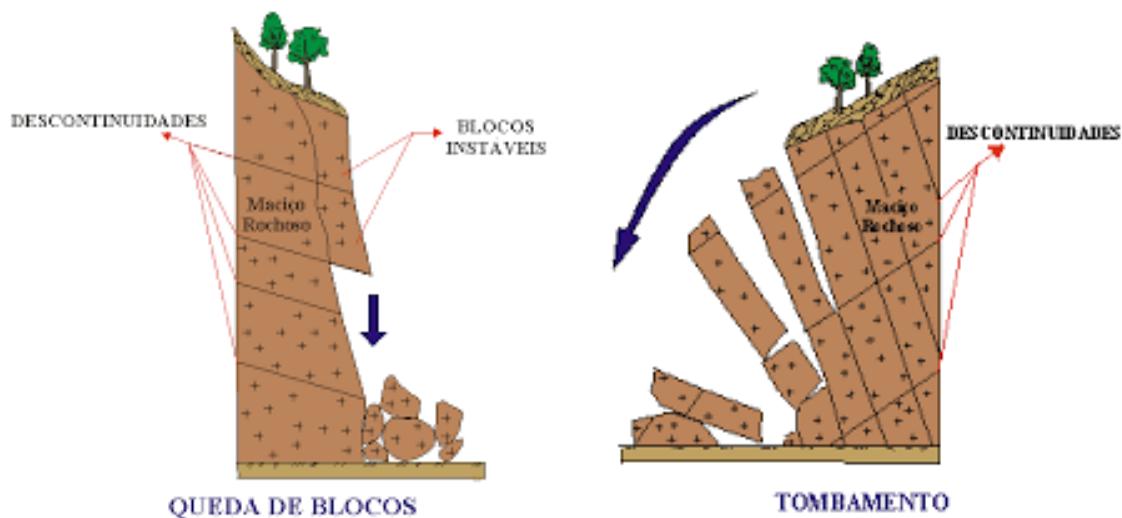
3.2.2 Tombamentos

O rolamento de blocos ocorre naturalmente em encostas quando processos erosivos ou pequenos escorregamentos removem o apoio de sua base, condicionando o movimento de rolagem. Para evitar esse tipo de movimento, deve-se atuar em três ações específicas:

- 1) Proteção da área de apoio do bloco;
- 2) Desmonte e remoção do bloco; e
- 3) Fixação do bloco por chumbadores ou tirantes.

A figura 01, a seguir, representa o mecanismo de movimento de massa supracitado.

Figura 01 - Queda e Tombamentos de Blocos



Fonte: UNESP (2015)

3.2.3 Escorregamentos

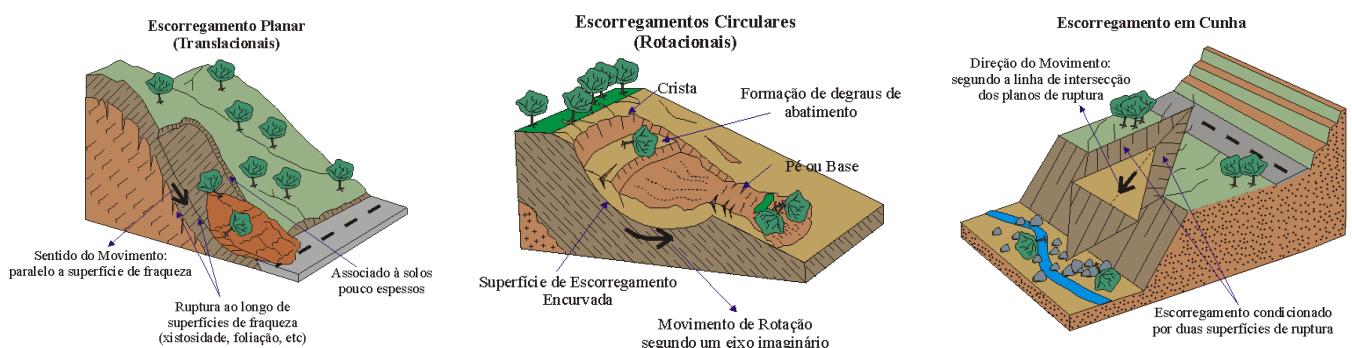
Escorregamentos rotacionais são característicos em taludes de solos argilosos profundos. Frequentemente, esse tipo de escorregamento é antecedido por um levantamento na base do talude e pelo abatimento, acompanhado de trincas na sua crista, que podem variar em extensão (Rosa; Ribeiro, 2020).

Nos escorregamentos compostos e translacionais, a heterogeneidade do solo é um fator crucial para o seu desenvolvimento. No caso dos compostos, a superfície de ruptura não é única, sendo uma parte curvada e outra plana. Muitas vezes, as partes curvadas são desconsideradas por serem muito curtas, prevalecendo assim o movimento de translação, com uma superfície plana.

Também existem os escorregamentos múltiplos, os quais, após um deslizamento, a massa remanescente de solo perde o confinamento lateral proporcionado pelo solo deslocado. Além disso, a força cisalhante aplicada durante a ruptura tende a provocar o deslizamento do solo restante. Isso resulta em um efeito dominó, gerando uma sequência de escorregamentos (Rosa; Ribeiro, 2020).

As interações entre os diferentes tipos de escorregamento e as condições ambientais, como a saturação do solo por chuvas intensas, podem aumentar a suscetibilidade a novos eventos. Além disso, a vegetação e a atividade humana, como a construção de infraestrutura, desempenham papéis significativos na dinâmica desses fenômenos. Assim, compreender os mecanismos de escorregamento e suas interações é essencial para desenvolver estratégias eficazes de prevenção e mitigação dos riscos associados a esses deslizamentos.

Figura 02 - Esquemas de tipos de Escorregamentos



Fonte: Modificada de Infanti Junior e Fornasari Filho (1998)

3.2.4 Escoamentos

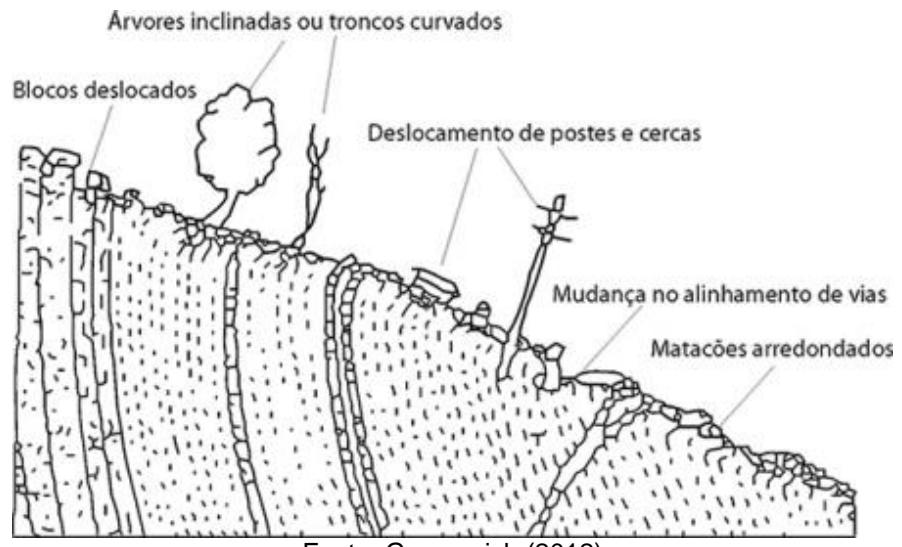
Os escoamentos são movimentos contínuos e difusos ao longo da massa em deslocamento, o que os torna desafiadores de estudar, pois não apresentam uma superfície de ruptura clara e delimitada. Essa característica faz com que seja difícil identificar parâmetros precisos para análise, complicando a proposição de soluções técnicas adequadas.

Ao contrário de uma "enxurrada de lama", na qual a água livre age como principal agente de movimento, o escoamento observado em taludes é promovido pela água presente nos poros do solo. Solos com maior porosidade, especialmente aqueles que já passaram por processos de escorregamento, são mais propensos a esse tipo de movimento (Castello, 1997).

Uma discussão fundamental para a compreensão do escoamento é a sua relação direta com os processos históricos de instabilidade do solo. A corrida, por exemplo, é uma consequência natural da deterioração progressiva das propriedades mecânicas do solo. Nesse cenário, ocorre uma verdadeira liquefação dos solos arenosos, onde os grãos perdem completamente a coesão, e o solo passa a se comportar como um fluido descontrolado. Isso não só compromete a integridade do talude como pode desencadear catástrofes repentinas, principalmente quando associado a fenômenos externos, como sismos ou atividades antrópicas, como a cravação de estacas (Gerscovich, 2012).

O rastejo, por sua vez, manifesta-se de maneira quase imperceptível, mas suas consequências podem ser devastadoras a longo prazo. Embora movendo-se lentamente, o solo em rastejo compromete grandes áreas e gera deformações significativas em estruturas superficiais, como postes, árvores e estradas. A ocorrência de rastejo pode ser identificada através da observação de indícios indiretos, tais como: encurvamento de árvores, postes e cercas, fraturamento da superfície do solo e de pavimentos, além do "embarrigamento" de muros de arrimo (Infanti Junior; Fornasari Filho, 1998).

Figura 03 - Evidências de Rastejo



Fonte: Gerscovich (2012)

Figura 04 - Corrida (Creep) em Taludes



Fonte: UFMA (2010)

3.2.5 Erosão

A erosão em taludes é um processo de degradação superficial do solo causado pela ação de agentes naturais, como a água da chuva, o escoamento superficial e o vento. Esse fenômeno ocorre quando a força desses agentes supera a resistência do solo, removendo partículas e levando à perda de material do talude. A erosão pode comprometer a estabilidade do talude, levando a deslizamentos, perda de vegetação e deterioração da estrutura do solo.

Os principais mecanismos de erosão em taludes incluem:

1. **Erosão Laminar:** Caracteriza-se pelo deslocamento de finas camadas superficiais do solo, causado pelo escoamento da água. É comum em taludes que não possuem cobertura vegetal adequada, expondo o solo diretamente à ação da chuva e do escoamento superficial.
2. **Erosão em Sulcos (Ravinhas):** Quando o escoamento de água começa a concentrar-se em determinados pontos, formam-se pequenos canais no talude, chamados de sulcos ou ravinhas. Esses sulcos podem aumentar com o tempo, acelerando o processo erosivo e prejudicando a estabilidade da encosta.
3. **Erosão por Desagregação Granular:** Ocorre quando partículas individuais de solo, especialmente em solos arenosos ou mal consolidados, são removidas pela ação da água ou vento. Essa desagregação compromete a coesão do solo, agravando o processo erosivo.
4. **Erosão por Salpicamento:** Resulta do impacto direto das gotas de chuva sobre a superfície do talude. Esse impacto dispersa as partículas do solo, que são facilmente transportadas pelo escoamento superficial subsequente, favorecendo a formação de sulcos e intensificando o processo erosivo.

A prevenção da erosão em taludes envolve a implementação de técnicas de proteção, como a revegetação, o uso de barreiras físicas, sistemas de drenagem e outras intervenções de engenharia que minimizem o impacto dos agentes erosivos e garantam a estabilidade do solo.

3.3 Análises de Estabilidade

A análise de estabilidade de taludes é um assunto vasto e complexo uma vez que envolve grandes massas de terras que têm a si associadas grandes heterogeneidades e uma longa história de tensões que influenciam e condicionam o seu comportamento. De acordo com Ferreira (2012) as análises de estabilidade de taludes podem ter vários objetivos, consoante a origem natural ou artificial do problema analisado. Na natureza, os taludes naturais e as escavações têm um grau de estabilidade superior a 1, pretendendo-se, por isso, avaliar se existe ou não necessidade de aplicar medidas de estabilização para evitar que o grau baixe e se dê o colapso. A figura seguinte mostra um exemplo de um talude no qual foram necessárias medidas de estabilização para evitar o colapso.

No caso de problemas de origem artificial, como são exemplos os aterros, o objetivo desta análise é encontrar a chamada solução ótima, ou seja, a inclinação adequada para os taludes de forma que o fator de segurança seja superior ao mínimo de acordo com normas, e tendo em conta a segurança e os custos que estão associados a este tipo de obras. Quando se trata de taludes naturais, este tipo de análise torna-se mais complexa uma vez que, dados os variados tipos de rotura, torna-se difícil encontrar um procedimento que avalie a segurança de uma forma geral.

3.3.1 Fatores de Segurança de acordo com a Norma Brasileira

De acordo com a norma brasileira ABNT NBR 11682, um maior valor do FS corresponde a uma segurança maior quanto à estabilidade do talude. Porém, destaca que a variabilidade das propriedades do solo e do local analisado aumentam a probabilidade de ruptura, ressaltando a necessidade de um conhecimento/investigação geotécnica adequada para cada caso (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2009). Assim, a norma define que um projeto seja classificado de acordo com o nível de segurança requerido, que pode variar de acordo com a situação potencial de ruptura do talude estudado. Essa variação leva em conta o perigo de perda de vidas humanas e a possibilidade de danos materiais e de danos ao meio ambiente, assim como apresentado na Tabela 2 e na Tabela 3.

O FS mínimo do projeto deve então ser determinado na Tabela 4, levando em conta os níveis de segurança definidos na Tabela 2 e na Tabela 3. Esse FS tem o objetivo de atender às incertezas naturais produzidas no projeto e na execução da obra.

Tabela 02 - Nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas

Nível de segurança	Critérios
Alto	Áreas 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 Ferrovias e rodovias de tráfego intenso
Médio	Áreas e edificações com movimentação e permanência restrita de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego moderado
Baixo	Áreas e edificações com movimentação e permanência eventual de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego reduzido

Fonte: ABNT NBR 11682 (2009).

Tabela 03: Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais

Nível de segurança	Critérios
Alto	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de alto valor histórico, social ou patrimonial, obras de grande porte e áreas que afetem serviços essenciais Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais graves, tais como nas proximidades de oleodutos, barragens de rejeito e fábricas de produtos tóxicos
Médio	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor moderado Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais moderados
Baixo	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor reduzido Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais reduzidos

Fonte: ABNT NBR 11682 (2009)

Tabela 04: Fatores de segurança mínimos para deslizamentos

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

NOTA 1 No caso de grande variabilidade dos resultados dos ensaios geotécnicos, os fatores de segurança da tabela acima devem ser majorados em 10 %. Alternativamente, pode ser usado o enfoque semiprobabilístico indicado no Anexo D.

NOTA 2 No caso de estabilidade de lascas/blocos rochosos, podem ser utilizados fatores de segurança parciais, incidindo sobre os parâmetros γ , ϕ , c , em função das incertezas sobre estes parâmetros. O método de cálculo deve ainda considerar um fator de segurança mínimo de 1,1. Este caso deve ser justificado pelo engenheiro civil geotécnico.

NOTA 3 Esta tabela não se aplica aos casos de rastejo, voçorocas, ravinas e queda ou rolamento de blocos.

Fonte: ABNT NBR 11682 (2009).

3.3.2 Métodos de Equilíbrio Limite

Segundo Massad (2003), os métodos de equilíbrio limite partem de pressupostos que não devem ser ignorados. Inicialmente, o solo tem o comportamento de um material rígido-plástico, ou seja, sua ruptura ocorre sem deformações iniciais. Suas equações de equilíbrio são estáticas, sendo válidas somente até a iminência da ruptura, a partir da qual o processo se torna dinâmico e seus fatores de segurança são constantes ao longo de toda a linha de ruptura, não sendo considerados efeitos de ruptura progressiva. Além disso, uma vez que a grande maioria das análises se faz a duas dimensões, considera-se para o estudo a seção mais crítica do talude, que pode ser, por exemplo, a de maior altura. Desta forma, não são tidos em conta os efeitos de confinamento lateral.

As análises pelo método de equilíbrio limite baseiam-se no conceito de superfície de ruptura, que corresponde à linha geométrica de cisalhamento em uma possível falha. Para cada talude, há inúmeras superfícies potenciais de ruptura, sendo necessário identificar aquela com o menor fator de segurança (FS), chamada de superfície crítica. Esses métodos, portanto, dependem da localização da superfície crítica, que geralmente é obtida por meio de processos de tentativa e erro, a partir de um ponto inicial arbitrário. A análise se repete para diferentes superfícies, com o intuito de comparar seus respectivos FS. Esse processo repetitivo é ideal para ser executado por programas de computador, amplamente utilizados atualmente para esse tipo de análise.

A determinação do fator de segurança pode ser feita de duas formas: equilíbrio de forças, analisado em cada uma das fatias, equilíbrio de momentos, através da comparação dos momentos estabilizantes (que se opõem ao deslizamento) e instabilizantes (que favorecem o deslizamento).

- Equilíbrio de forças:

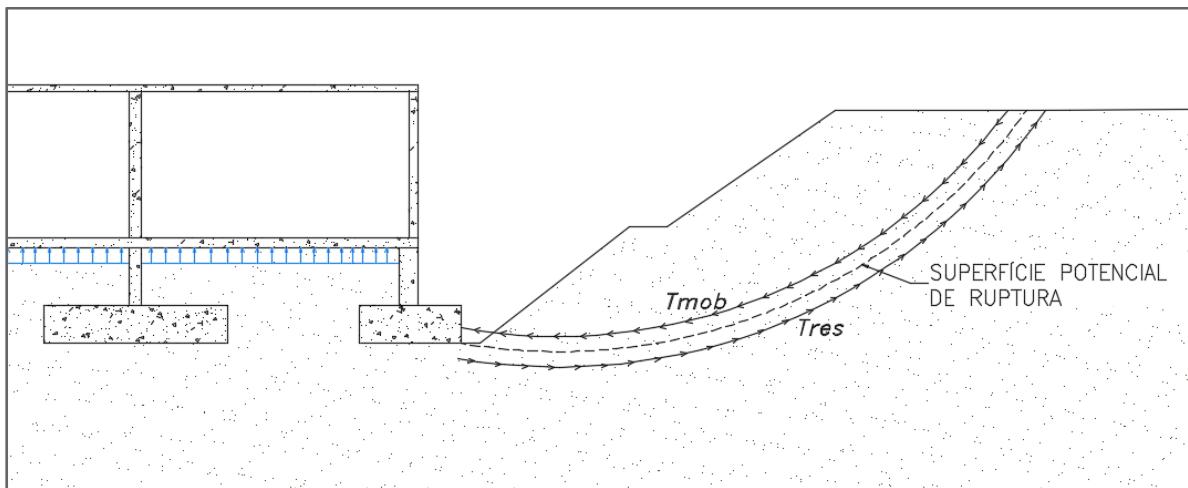
$$FS = \Sigma F_{estabilizadoras} / \Sigma F_{instabilizadoras} \quad (1)$$

- Equilíbrio de momentos:

$$FS = \Sigma M_{estabilizadores} / \Sigma M_{instabilizadores} \quad (2)$$

Por Ferreira (2012), as forças estabilizadoras são as que obstam ao movimento da massa de solo e as instabilizadoras as que contribuem para o movimento da massa de solo. A resistência mobilizável é a força que se opõe ao movimento, compreendida como a resistência ao corte máxima que determinado solo consegue oferecer quando atuado, e a resistência mobilizada, a resistência necessária para equilibrar o conjunto de cargas atuantes, ou seja, as que originam o movimento. A Figura 05, abaixo, explora essa conceituação.

Figura 05: Resistência mobilizada e esforços em um talude



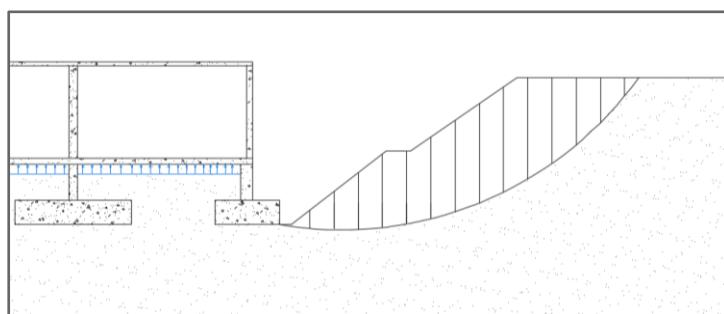
Fonte: Elaboração Própria (2024)

A vantagem do equilíbrio limite está na sua simplicidade e precisão dos resultados. No entanto, não é plausível afirmar que a ruptura da massa do talude ocorrerá toda simultaneamente, uma vez que inicialmente a resistência mobilizada é maior que a resistência mobilizável em alguns pontos e vai atingindo outros à medida que as deformações aumentam (Silva, 2011). Os métodos de equilíbrio limite têm como desvantagem, em comparação com os métodos de tensão-deformação, a simplificação dos mecanismos de falha e a ausência de análise das deformações do material. Enquanto o equilíbrio limite se concentra apenas no cálculo do fator de segurança (FS) com base no equilíbrio estático, sem considerar a distribuição de tensões e deformações, os métodos de tensão-deformação analisam o comportamento completo do material, incluindo deformações e tensões ao longo da estrutura. Isso permite uma análise mais detalhada e realista, capturando o comportamento elástico-plástico e superfícies de ruptura que surgem naturalmente, sem depender de suposições prévias sobre o caminho de falha.

3.3.3 Método das Fatias

O método das fatias facilita algumas análises importantes para o cálculo de estabilidade usado nos métodos de equilíbrio limite. Ele considera, como premissa principal, que o esforço normal atuante em um ponto da superfície de ruptura estará em função, principalmente, do peso de solo acima deste ponto. Então, divide-se a cunha em várias fatias e é feito o equilíbrio de cada uma delas. As fatias são “cortadas” na vertical, formando trapézios com larguras constantes ou não, dependendo das características do talude. O ideal é que o número de divisões seja feito de forma que a base de cada fatia se torne o mais linear possível.

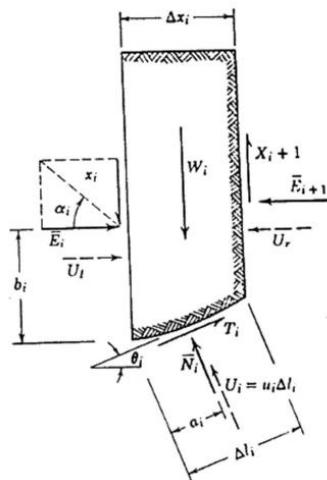
Figura 06 - Divisão de um Talude em fatias.



Fonte: Elaboração Própria (2024)

Para as teorias de cálculo, o diagrama de corpo livre genérico de cada fatia ficará como apresentado na Figura 07.

Figura 07 - Diagrama de corpo livre genérico de uma fatia.



Fonte: Lambe e Whitman (1969)

Sendo de forma geral entre métodos:

Ei e Xi = incógnitas dos esforços atuantes nas laterais de cada fatia

Ul e Ur = resultantes de tensões neutras nas laterais de cada fatia;

Ui = resultante de tensão neutra na base da fatia;

Wi = peso de cada fatia, em função do volume e do peso específico total;

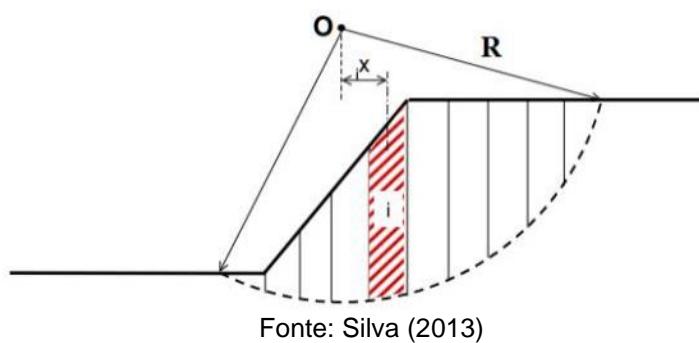
$N'i$ = resultante das tensões efetivas normais atuantes na base de cada fatia.

Assim, avalia-se o equilíbrio global da cunha, para o cálculo do FS, através do somatório de momentos em relação ao centro da superfície. Quando essa análise é realizada em termos de tensão efetiva, o conjunto de fatias forma um sistema estaticamente indeterminado. Tem-se $5n - 2$ incógnitas para $3n$ equações, sendo n o número de fatias. Dessa forma, para resolver o sistema, a literatura traz diversas hipóteses de simplificação do problema, cada uma considerando algo diferente a respeito das forças interlamelares (entre fatias).

3.3.3.1 Método de Fellenius

Como citado por Silva (2011) o método das fatias foi introduzido por Fellenius (1936), sendo este desenvolvido e aperfeiçoado ao longo do tempo. Neste método, a massa potencialmente instável é dividida em fatias verticais, como mostrado na Figura 08, e em seguida é feita uma análise de cada fatia individualmente utilizando as equações de equilíbrio.

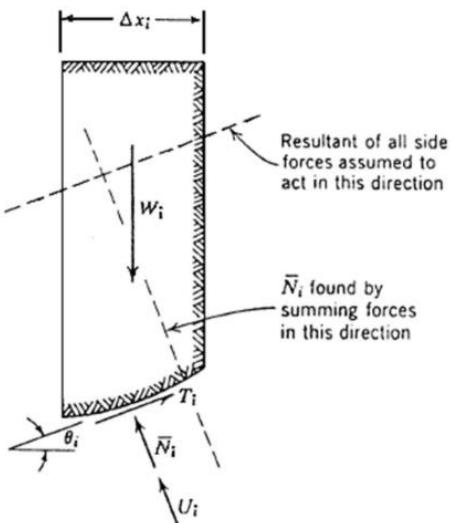
Figura 08 - Divisão da Superfície Potencial de Ruptura em fatias.



Fonte: Silva (2013)

Como as fatias não precisam possuir a mesma espessura, a análise de estabilidade através desse método pode ser realizada em taludes de superfície irregular, taludes homogêneos e heterogêneos, permitindo que as fatias sejam divididas de forma que a base de cada uma permaneça em um determinado tipo de solo, atribuindo-se assim, apenas um só conjunto de parâmetros de resistência do solo para cada fatia, para o caso de solos heterogêneos. Este método também inclui a distribuição de poropressões (Silva, 2011). A Figura 09 apresenta uma fatia e as forças, conhecidas e desconhecidas, que atuam sobre ela.

Figura 09 - Divisão da Superfície Potencial de Ruptura em fatias.



Fonte: Lambe e Whitman (1969)

A hipótese de Fellenius considera que, para o equilíbrio de cada fatia, todas as forças atuantes estariam, ou paralelas, ou perpendiculares à superfície de ruptura circular. É feita também a consideração de que as resultantes dos esforços nas laterais das fatias possuem linha de ação perpendicular a $N'i$, ou seja, paralela à superfície de ruptura. Assim, através do somatório de forças na direção de $N'i$, a resultante da tensão normal na base não estaria em função das forças laterais e poderia ser simplesmente definida como:

$$N'i = Wi \cdot \cos\theta - U_i \quad (3)$$

$$N'i = Wi \cdot \cos\theta - u_i \cdot \Delta li \quad (4)$$

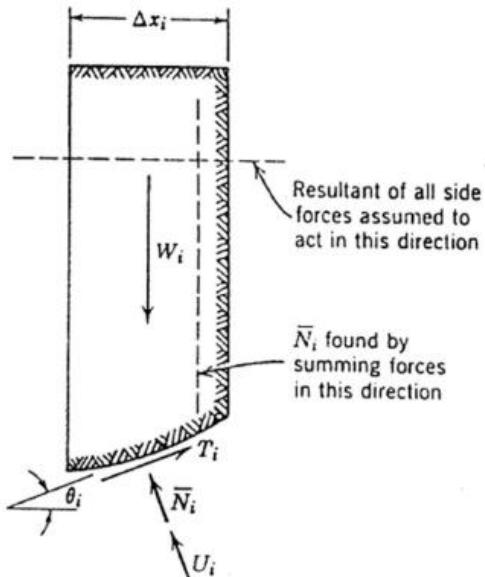
$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n c' \cdot li + (Wi \cdot \cos\theta - u_i \cdot li) \cdot \tan\theta'}{\sum_{i=1}^n Wi \cdot \sin\theta i} \quad (5)$$

Possivelmente devido a hipótese simplificadora adotada, esse método se mostra muito conservativo, sempre fornecendo baixos valores para o FS se comparado a outros métodos mais rigorosos.

3.3.3.2 Método de Bishop Simplificado

Neste método as forças nas faces de cada fatia, apesar de ainda aproximações grosseiras da realidade, são consideradas. Bishop (1955) assume que as forças cisalhantes são iguais e que os esforços normais em cada uma das laterais das fatias são horizontais, mesmo que não necessariamente iguais, no método de Bishop o equilíbrio de forças é feito na direção vertical, enquanto o equilíbrio geral dos momentos é realizado em relação ao centro da superfície circular de ruptura. A figura 10, apresenta o diagrama de corpo livre para o método de Bishop Simplificado.

Figura 10: Equilíbrio de forças no método de Bishop Simplificado



Fonte: Massad (2003).

Define-se a força resistente mobilizada como:

$$T = \tau i \cdot li = \frac{1}{FS} (c' \cdot li + N'i \cdot \operatorname{tg} \theta i') \quad (6)$$

A hipótese simplificadora do método é que as resultantes de forças normais nas laterais não possuem componente na equação de equilíbrio, sendo seus momentos nulos pelo princípio da ação e reação entre lamelas, enquanto as forças geradas pela tensão normal e pela poropressão da água não geram momento em relação ao centro do círculo de ruptura por serem perpendiculares à base da fatia (por este motivo o método não é indicado para o cálculo de superfícies de ruptura não circulares).

$$(Ni' + Ui) \cdot \cos\theta + Ti \cdot \sin\theta = Wi \quad (7)$$

$$N'i = \frac{Wi - ui \cdot bi - \frac{c' \cdot bi \cdot \tan\theta}{FS}}{\cos\theta + \tan\theta \cdot \frac{\sin\theta}{FS}} \quad (8)$$

Desenvolvendo o equilíbrio de momentos, obtém-se:

$$FS = \frac{\sum(Ti \cdot R)}{\sum(Wi \cdot R \cdot \sin\theta)} \quad (9)$$

Desenvolvendo a equação sabendo que o raio R é constante, e substituindo as equações (7) e (8) em (9), chega-se à forma final seguinte:

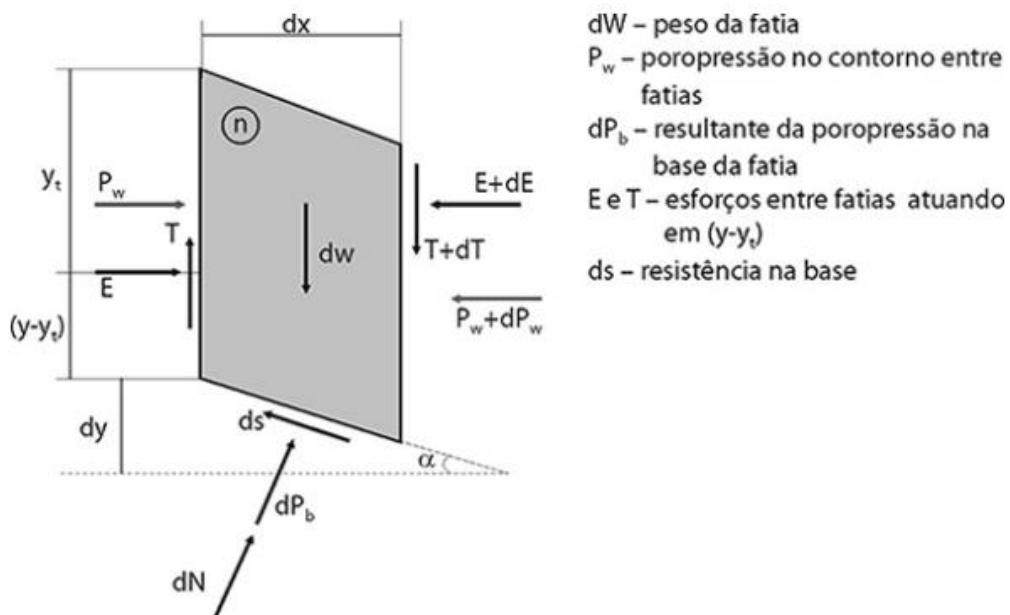
$$FS = \frac{\sum \left(\frac{(ci \cdot l + (Wi - ui \cdot bi) - \frac{c' \cdot bi \cdot \tan\theta}{FS}) \cdot \tan\phi'}{\cos\theta + \tan\phi' \cdot \frac{\sin\theta}{FS}} \right)}{\sum(Wi \cdot \sin\theta)} \quad (10)$$

É importante observar que o termo FS está presente em ambos os lados da equação, devendo, portanto, ser obtido por meio de um procedimento de tentativa e erro, realizado até a convergência de seus valores. O termo “simplificado” na nomenclatura do método se refere a não consideração dos esforços cisalhantes verticais entre lamelas, fato que não ocorria na proposição original. Segundo Massad (2003), a não consideração destas forças conduzia a erros da ordem de 1% no valor do FS, motivo pelo qual sua remoção foi recomendada pelo autor.

3.3.3.3 Método de Morgenstern & Price

Em 1965, Morgenstern e Price desenvolveram um método mais generalizado para a análise de estabilidade de uma superfície qualquer (Gerscovich, 2016). Pertencente ao grupo dos métodos mais rigorosos, cumpre todas as condições de equilíbrio (Silva, 2011). As forças de interação são, neste caso, controladas por uma função $f(x)$ multiplicada por um fator λ , que deve ser especificada previamente. Essa função determina a inclinação das forças entre fatias, como é visto na Figura 11.

Figura 11: Esquemática de esforços em uma fatia



Fonte: Gerscovich (2016)

Segundo Silva (2011), o fator de segurança e o valor de λ são obtidos através da combinação das equações de equilíbrio de forças nas direções normal e tangencial à base das fatias e de uma equação de momentos, formando um sistema. A obtenção da solução numérica é feita por iteração, dada a não linearidade das expressões.

3.4 Técnicas de Estabilização de Taludes

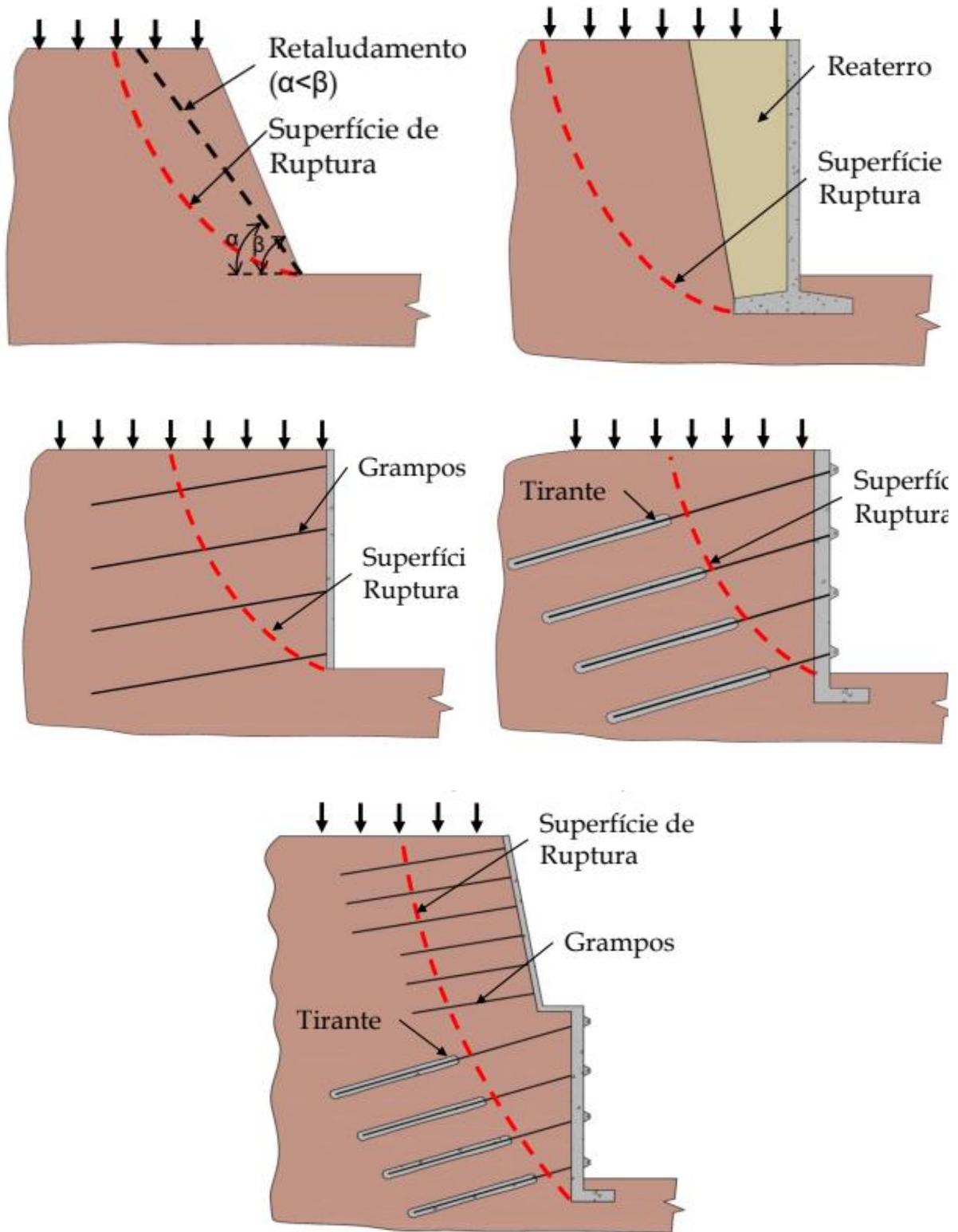
3.4.1 Estruturas de contenção

Comprovada a possível instabilidade de um talude, é necessário propor alternativas de forma a estabilizar o mesmo. De forma sintética existem diversas técnicas possíveis, dentre elas, a mais simples é o retaludamento, que é uma técnica não construtiva, onde a suavização da geometria do talude a partir de cortes e aterros diminui as forças instabilizantes. Muito comum também são os muros de arrimo, na qual é construído uma barreira física que impede o deslocamento das massas de solo, promovendo a estabilidade do maciço. Ainda na categoria muros, os muros de solo reforçado constituem também alternativas viáveis, na qual agora o muro é feito de solo aliado a um material resistente à tração, geralmente tiras metálicas ou geossintéticos de forma a resistirem às forças horizontais devidos aos empuxos laterais. Nessa tipologia o peso resistente é todo advindo do solo reforçado, dispensando grandes estruturas e possuindo apenas uma face, geralmente sem função estrutural, tendo essa apenas fins estéticos, construtivos e de durabilidade.

Existem ainda as estruturas que estabilizam a partir da inserção de elementos no maciço. Estes elementos costumam ser barras de aço, e se diferenciam entre elementos passivos e ativos. As cortinas atirantadas constituem-se de uma estrutura de contenção onde na parte externa é levantado um muro de concreto armado, como parede de contenção, aliada a tirantes que recebem protensão (elementos ativos) para serem ancorados na própria parede, fixando a posição ideal para estabilidade do solo. Em contrapartida, a técnica de solo grampeado utiliza-se de “grampos”, que são as mesmas barras de aço, porém passivas, isso é, sem a protensão associada. Por essa diferença, o mecanismo de funcionamento de ambas também é diferente. Duncan (2014) explica que elementos passivos precisam de deslocamentos iniciais do maciço para o surgimento de forças resistentes e alternativamente os elementos ativos por já estarem sujeitos a cargas iniciais, não necessitam, e, portanto, são preferencialmente aplicáveis em situações em que os deslocamentos são totalmente indesejados. A técnica de grampeamento do solo será explorada em detalhes em tópico posterior.

A figura 12 ilustra, a seguir, as diferentes soluções de estabilização de taludes.

Figura 12: Soluções de estabilização de taludes



Fonte: Geoconsult (2018)

3.4.2 Elementos de Drenagem

É sabido que a água é um elemento instabilizante crucial em maciços. Em taludes, a água escorrida superficialmente causa erosão, o que pode culminar em um processo de instabilização em cadeia, além de que a água que penetra no solo diminui a tensão efetiva e, portanto, minora a resistência ao cisalhamento do mesmo, o que em situações de carregamento dinâmico pode gerar até fenômenos de liquefação.

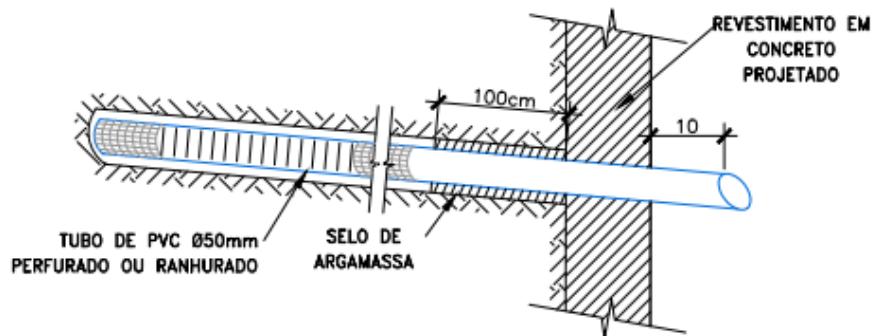
Quando se abrange as estruturas de contenção, por impedirem o fluxo de água, se não associadas a elementos de drenagem estarão sujeitas a maiores esforços solicitantes, já que será presente empuxo de água, que geralmente é muito relevante. Dessa forma, é fulcral propor dispositivos de drenagem para garantir o correto funcionamento da técnica de estabilização adequada.

Trazendo a abordagem de drenagem para a realidade da técnica de Solo Grampeado, esta objetiva oferecer um fluxo ordenado para as águas internas ou externas que a ele convergem. Para a drenagem profunda é corriqueiro o uso de Drenos Sub-horizontais Profundos (DHP). Já para a drenagem superficial aplicam-se os drenos de paramento (Barbacãs) e as canaletas. Para o correto funcionamento do sistema de drenagem é essencial que a malha prevista dos elementos de drenagem esteja devidamente dimensionada de forma a comportar o fluxo e garantir o correto alívio. Conjuntamente, é essencial que no momento de execução devem ser conferidas e ajustadas as posições dos drenos previstos na fase do projeto.

Como o nome já alerta, o DHP é um elemento que capta as águas profundas e distantes da face do talude antes que nele aflorem. Ao captá-las, são conduzidas ao paramento e despejadas nas canaletas. Estes elementos normalmente resultam da instalação de tubos plásticos drenantes, de 32 a 50 mm, em perfurações no solo de 64 a 100 mm. Estes tubos podem ter somente micro ranhuras em torno de 0,4 mm, sem recobrimento por manta ou tela, ou perfurações recobertas por manta geotêxtil ou por tela de nylon. A Solotrat define Barbacã como um elemento curto e pontual, feito a partir de escavação de uma cavidade com cerca de 30 x 30 x 30 cm, revestido com geotêxtil e preenchida com material granular, brita ou areia. Do seu interior parte um tubo conforme o dreno geotécnico com diâmetro entre 32 e 50mm, e inclinação horizontal descendente.

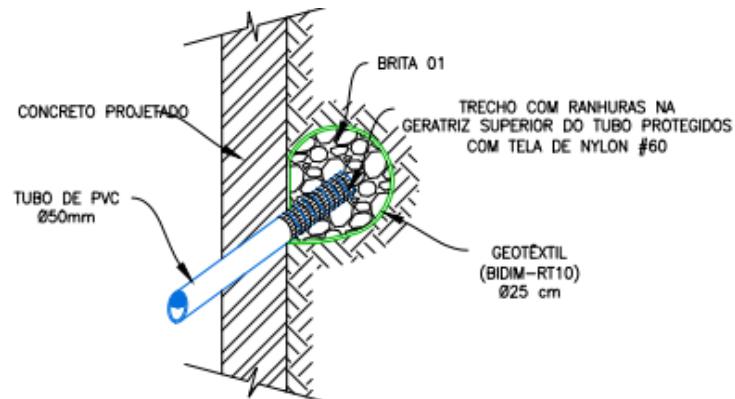
As figuras 13 e 14 demonstram as características típicas destes elementos de drenagem e a figura 15 elucida a tipologia de malha de elementos.

Figura 13: Detalhe Típico de Dreno Sub-horizontal Profundo (DHP).



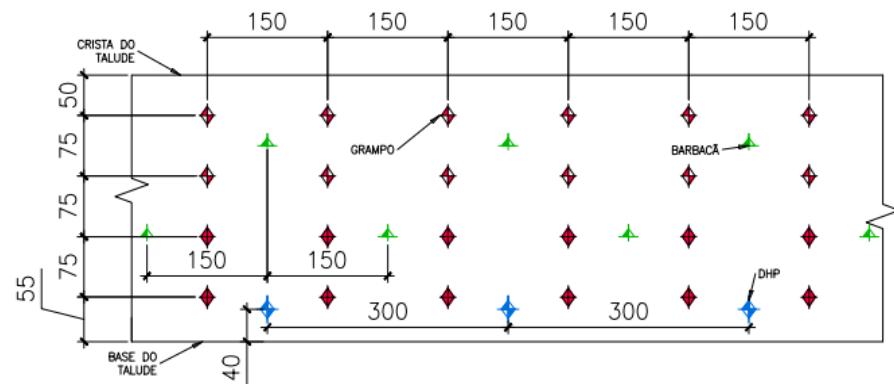
Fonte: Elaboração Própria (2024).

Figura 14: Detalhe Típico de Dreno tipo Barbacã.



Fonte: Elaboração Própria (2024)

Figura 15: Detalhe Típico de Malha de Grampos e Elementos de drenagem.



Fonte: Elaboração Própria (2024)

3.5 Solo Grampeado

O solo grampeado é uma técnica prática e comprovadamente eficiente para estabilização de encostas naturais ou taludes de escavação através do reforço do maciço do solo com a inserção de elementos passivos semi-rígidos em seu interior, os grampos. Sua terminologia é variável, ainda não consolidada na língua portuguesa, podendo ser encontrado como agulhamento, solo chumbado ou ainda, em uma tradução mais fiel aos termos *soil nailing* ou *sol cloué*, solo pregado. (Ortigão; Sayão, 1999). Os grampos devem ser elementos resistentes à flexão composta, podendo ser barras de aço, barras sintéticas, cantoneiras ou micro estacas. Estes elementos devem ser posicionados no maciço solo de modo a adicionar resistência à tração e ao cisalhamento ao solo. Por questões de instalação (método de instalação, tipo de solo, etc.), eles são levemente inclinados para baixo (de 5º a 15º com a horizontal), embora sejam mais eficientes quando instalados horizontalmente.

No Brasil, os grampos são geralmente feitos de aço do tipo CA-50, DYWIDAG, Incotep ou Rocsolo de 12,5 mm a 41 mm. (Saré, 2007) A descompressão progressiva do solo, em função das sucessivas fases de escavação ou de uma configuração de ruptura do maciço gera deslocamentos laterais no solo. Estes deslocamentos, então, induzem o surgimento de forças internas aplicadas no sistema solo-reforço (Lima, 2007).

A técnica inclui além dos grampos a aplicação de um revestimento na face exposta do talude e de um sistema de drenagem, superficial e profunda. Este revestimento é em geral realizado em concreto projetado. Gerscovich *et al.* (2005) afirmam que a parede não possui função estrutural, tendo como único objetivo proteger o talude contra processos de erosão superficial localizados, causados principalmente pela ação de intempéries naturais. A parede do solo grampeado é normalmente feita por estrutura de concreto projetado. Porém podem ser utilizados painéis pré-fabricados (em função de aspectos arquitetônicos), blocos pré-fabricados do tipo Terraee (que dão um bom acabamento para a obra, facilitam a execução e garantem a drenagem) e revestimento vegetal ou grama armada (em taludes com inclinação mais suave, da ordem de 45º). No Brasil, o revestimento comumente utilizado é o concreto projetado com espessura de 10 cm sobre tela metálica (tela soldada de aço CA-60) do tipo Q196 ou similar (Lima, 2007). Sua aplicação principal

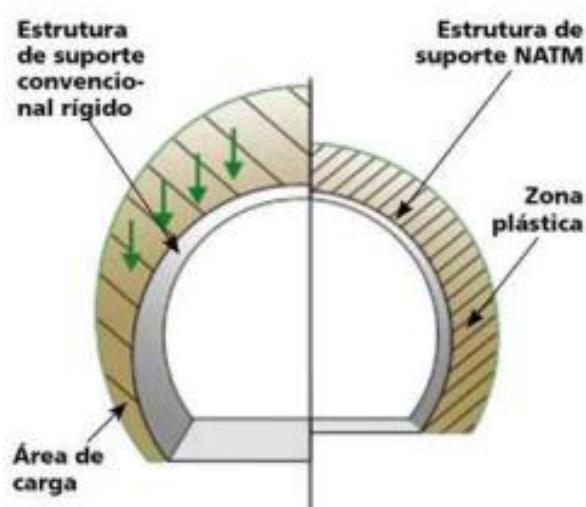
é na estabilização de taludes de corte, principalmente no corte de maciços em formas não estáveis, em taludes rompidos e no escoramento de escavações provisórias, entretanto sua utilização se estende a taludes naturais potencialmente instáveis.

Sua aplicação principal é na estabilização de taludes de corte, principalmente no corte de maciços em formas não estáveis, em taludes rompidos e no escoramento de escavações provisórias, entretanto sua utilização se estende a taludes naturais possivelmente instáveis. Cabe pontuar que o método foi idealizado a partir de formulações empíricas, permanecendo assim por anos após sua concepção. Na prática, atualmente o dimensionamento de uma estrutura de solo grampeado baseia-se em metodologias de equilíbrio limite, em que os fatores de segurança são obtidos em superfícies de ruptura obtidas por tentativas, estando submetidas aos parâmetros de resistência do solo e ao atrito lateral desenvolvido pelo contato lateral entre o solo/grampo. Não há, entretanto, metodologia comumente aceita por projetistas.

3.5.1 Histórico

O solo grampeado, técnica amplamente utilizada para estabilização de taludes e encostas, tem suas raízes na engenharia de minas. Sua origem remonta à técnica de suporte em túneis conhecida como "New Austrian Tunneling Method" (NATM), desenvolvida por Landislau Von Rabcewicz após 1945. Essa técnica consistia na utilização de suporte flexível que permitia ao terreno se deformar e ser reforçado por chumbadores, reduzindo os esforços concentrados nas escavações subterrâneas.

Figura 16: Técnica NATM



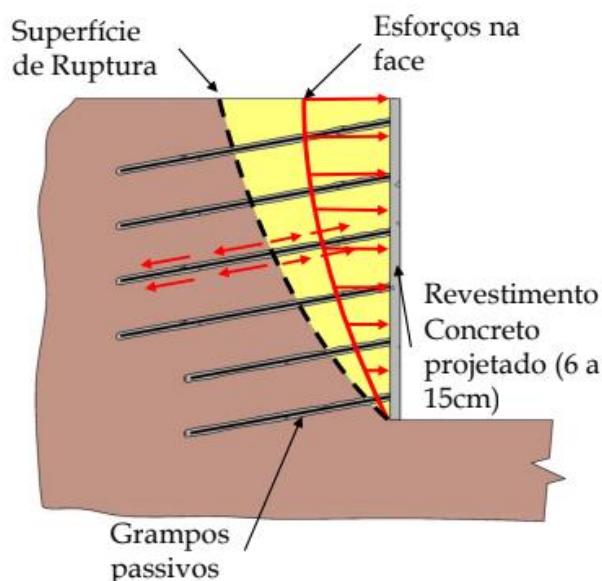
Fonte: Milaré (2018)

A evolução do solo grampeado para obras geotécnicas em solos se deu principalmente a partir dos anos 1970, com experimentações em solos menos resistentes, como areias e siltos, e a aplicação dessa técnica em estabilizações superficiais, recebendo o nome de "*soil nailing*" ou "*clouage du sol*". França, Alemanha e Estados Unidos lideraram as pesquisas, permitindo que o método se tornasse uma alternativa eficaz em solos.

No Brasil, os primeiros indícios de sua aplicação datam de 1966, na estabilização de taludes na barragem de Xavantes. A partir de 1972, a técnica foi amplamente utilizada em projetos rodoviários, como na Rodovia dos Imigrantes, e em obras de contenção de taludes em São Paulo. Desde então, o solo grampeado se consolidou como um método viável e econômico para reforço de maciços terrosos, com importantes avanços nas técnicas de execução, especialmente após o projeto Clouterre, na França, que visou à disseminação da técnica e à padronização de suas metodologias.

Hodiernamente essa técnica tem evoluído com uma perspectiva sustentável, especialmente com o desenvolvimento do "solo grampeado verde", que integra soluções de revegetação nas obras de estabilização. Esse método, muitas vezes combinado com hidrossemeadura, possibilita a regeneração da cobertura vegetal em taludes reforçados, reduzindo impactos ambientais e promovendo a integração da obra com o ecossistema local.

Figura 17: Esquemática de Solo Grampeado



Fonte: Geoconsult (2018)

Figura 18: Revestimentos de face de grampeamento

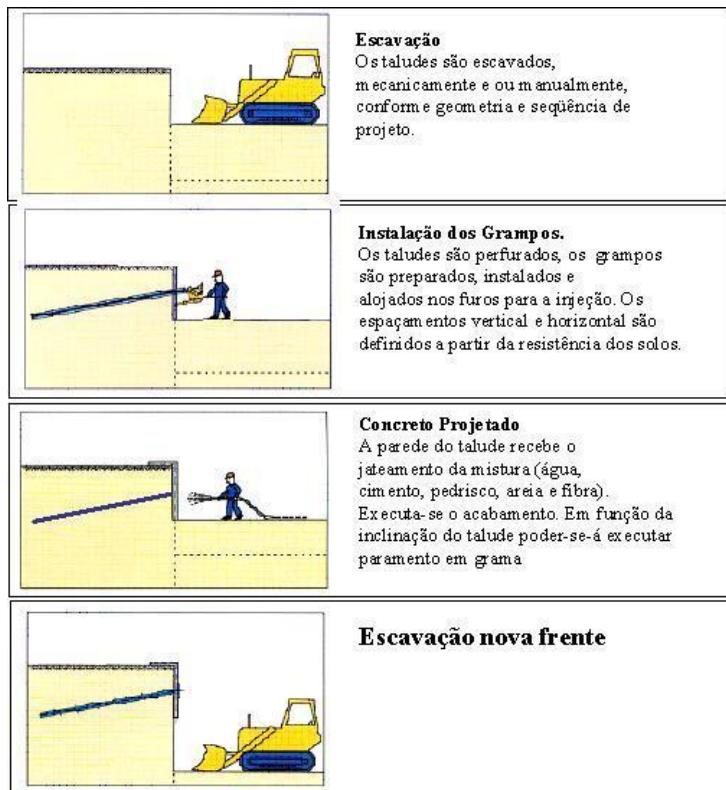


Fonte: TecnoGeo (2024)

3.5.2 Metodologia Construtiva

O solo grampeado tem início corriqueiramente com a execução de chumbadores verticais, como medida de melhoria do solo e pré contenção. Em seguida, é realizado o corte do solo de forma descendente na geometria especificada no projeto, com exceção de taludes em que não é necessário alteração de geometria. Continua com a execução da primeira linha de grampos e aplicação do revestimento de concreto projetado. Caso o talude já esteja cortado pode-se trabalhar de forma descendente ou ascendente, conforme a conveniência. Simultaneamente ao avanço dos trabalhos, são executados os drenos profundos (quando necessários) e os de paramento, assim como canaletas ou descidas d'água, conforme especificado em projeto. A Figura 19 tem como objetivo exemplificar a execução.

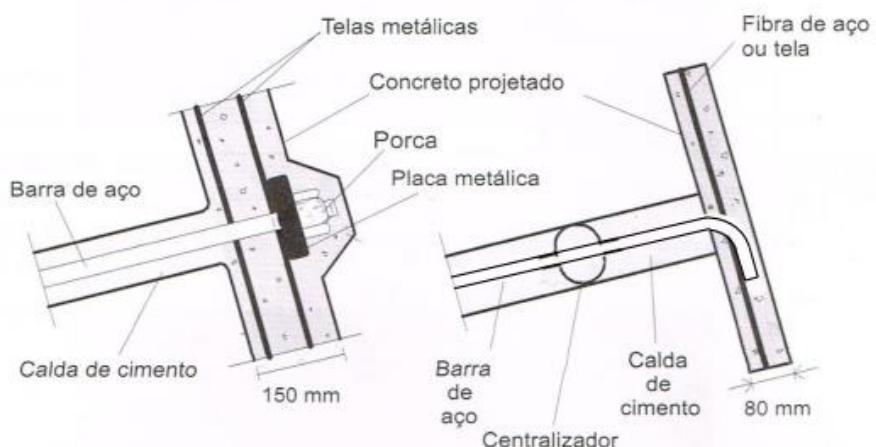
Figura 19: Sequência executiva de grampeamento



Fonte: Dynamis Engenharia (2024)

Os grampos, na grande maioria dos casos, são moldados “in loco”, por meio das operações de perfuração, fixação da armação e injeção da calda de cimento. As perfurações são normalmente executadas por equipamentos leves, de fácil manuseio, instalação e trabalho sobre qualquer talude. Com a perfuração concluída, segue-se a instalação e fixação das barras, a Figura 20, abaixo, mostra a configuração de uma barra. Estas são geralmente de aço CA-50 devendo receber tratamento anticorrosivo.

Figura 20: Esquema de fixação e centralização de grampos

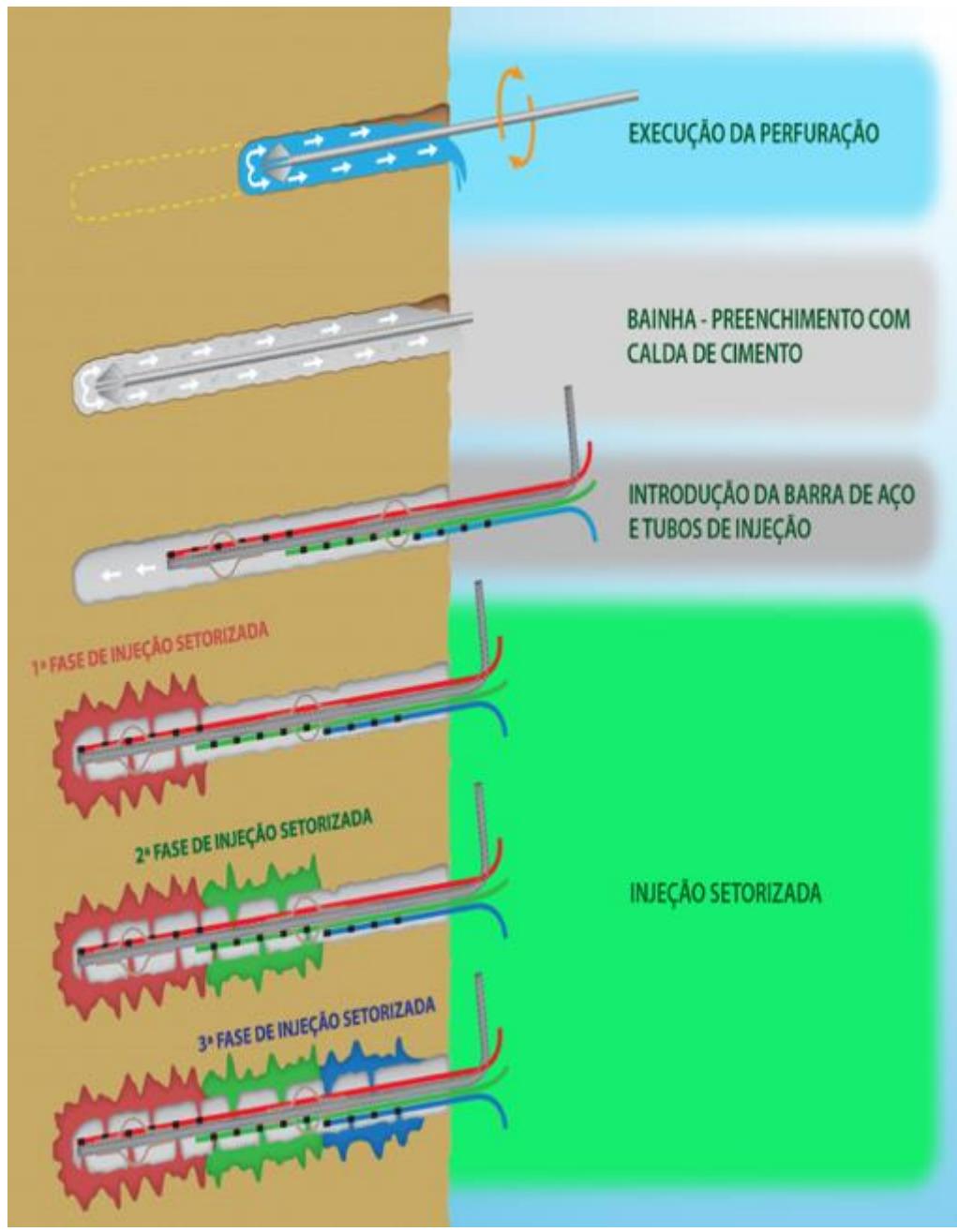


Fonte: Manual Técnico de Encostas – Ancoragens e grampos. GeoRio. 2a Edição (2000)

Segundo a ABNT NBR 16920-2 (2021), o processo executivo da bainha tem por objetivo o preenchimento integral do furo. A calda de cimento deve ser injetada de forma ascendente, pressurizada ou não, para isso, deve-se introduzir um tubo auxiliar até o fundo da perfuração, procedendo-se então ao bombeamento do material ligante até que ele extravase pela boca do furo. Posteriormente há a introdução da barra e em casos específicos, ocorre a chamada injeção por fases ou setores, na qual é realizada por meio de mangueiras perdidas, instaladas junto com a barra de aço. Essa injeção ocorre em uma única fase, em períodos pré-determinados, onde se mede a pressão e o volume injetado para cada trecho. Barbosa et al (2020) pontua que a injeção setorizada, pode compensar o efeito da exsudação do ligante, provável de ocorrer em qualquer tipo de solo, evitando a ocorrência de vazios entre o grampo e o solo, o que reduziria a área lateral do grampo e, consequentemente, a resistência de sua interface. A Figura 21 representa esse processo de maneira esquemática.

A próxima fase envolve o revestimento do talude, que é tipicamente feito com concreto projetado, reforçado com fibras de polietileno ou metálicas, ou aplicado sobre telas de aço eletrossoldadas. As telas podem ser instaladas em uma ou duas camadas, conforme as especificações do projeto. O concreto é aplicado em etapas, começando com a primeira camada sobre a primeira tela, seguida da segunda camada entre a primeira e a segunda tela. É importante garantir que as telas não atuem como barreiras ao concreto projetado, para evitar a formação de vazios atrás delas. O concreto projetado é essencial para proteger o talude, pois previne a desagregação do solo e aumenta a resistência do conjunto.

Figura 21: Fases executivas do chumbador



Fonte: Solotrat (2024)

3.5.3 Comportamento dos grampos

O mecanismo de interação solo grampo inicia-se conjuntamente com a descompressão do solo e consequentes primeiros deslocamentos. Como dito em tópico anterior, os grampos são elementos passivos, isto é, necessitam dessas primeiras deformações para aplicarem forças resistentes. A transferência de tensões entre solo e grampo envolve um mecanismo de resistência ao cisalhamento do contato solo grampo e solicitações axiais. A interação solo grampo determinará a resistência

ao cisalhamento solo-grampo também chamada de aderência “ qs ”. A tensão resistente que é induzida no contato solo grampo se dissipa em toda área lateral dos mesmos, se traduzindo em esforços de tração.

O valor da aderência é determinado por meio de ensaios de arrancamento. O ensaio de arrancamento é realizado para se determinar o atrito solo-grampo e durante a obra para confirmação dos valores de projeto em pelo menos dois gramos ou 1% dos gramos de uma obra executados especificamente para o ensaio. A resistência qs é determinada relacionando os já conhecidos comprimento e área lateral dos gramos, e a força aplicada no ensaio. A equação adiante deixa claro:

$$qs = \frac{\text{Tensão}}{\pi D \cdot \text{Linjetado}} \quad (11)$$

Ou seja, é a força resistente por área lateral de contato solo grampo. Para a realização do ensaio, o grampo deve ser composto por dois trechos:

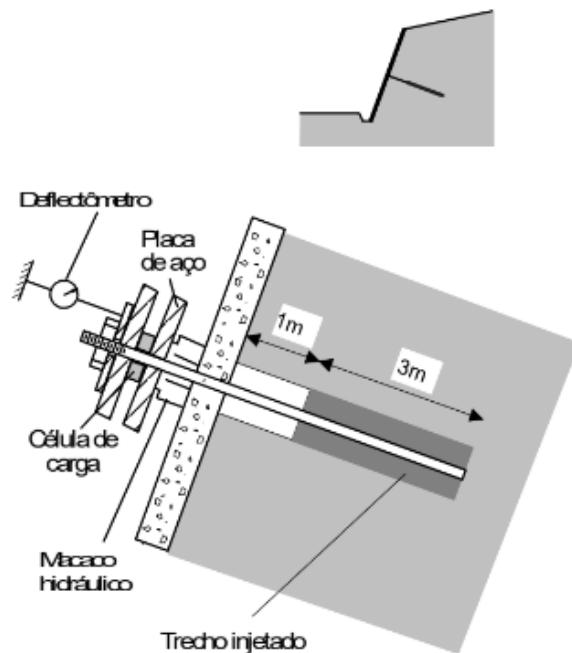
a) trecho livre: iniciado a partir da superfície do terreno, não pode ter aderência com o terreno e deve ter condição de se deformar elasticamente. O trecho livre deve ter comprimento mínimo de 1 m;

b) trecho injetado: deve se situar na região de determinação do qs e ter ligante aderido ao grampo e ao terreno.

O trecho injetado deve ter comprimento adequado para verificar o valor de qs estabelecido em projeto, sem comprometer a resistência do elemento estrutural da armação do grampo. É recomendado um trecho injetado mínimo de 3 m.

Caso sejam utilizados comprimentos diferentes, deve ser realizado estudo específico. Além disso, devem ser aplicados quantos estágios forem necessários para a obtenção da curva carga-deslocamento, sendo no mínimo cinco estágios de igual carregamento (20 % da carga máxima prevista para o ensaio – Tensão), com tempo de 5 min em cada estágio e com tempo de 15 min para o último estágio (35 minutos totais de ensaio). Caso não ocorra arrancamento do grampo até Tensão, o ensaio deve prosseguir com o mesmo critério até atingir o arrancamento ou Túltimo. A Figura 22 demonstra a execução de ensaios de arrancamento.

Figura 22: Esquemática de Ensaio de Arrancamento.



Fonte: Manual Geo-Rio (2014)

Cabe pontuar ainda que essa tensão resistente é influenciada por diversos fatores, como a qualidade das fases de injeções, o tipo de solo e a rugosidade do grampo. Solos arenosos por possuírem maior ângulo de atrito apresentam melhores condições para a técnica, como também solo bastante coesivos e argilas siltosas. Além disso, as obras que contam com injeções em alta pressão e fases alternadas garantem também maior qualidade e resistência. Solos moles, solos com presença de matacões, solo fofos e expansivos, e presença de nível d'água elevado representam condições desfavoráveis para aplicação da técnica, até mesmo por limitações executivas, como por exemplo impossibilidade de escavações.

De posse do valor da resistência ao cisalhamento do contato solo grampo é possível determinar as forças em cada grampo.

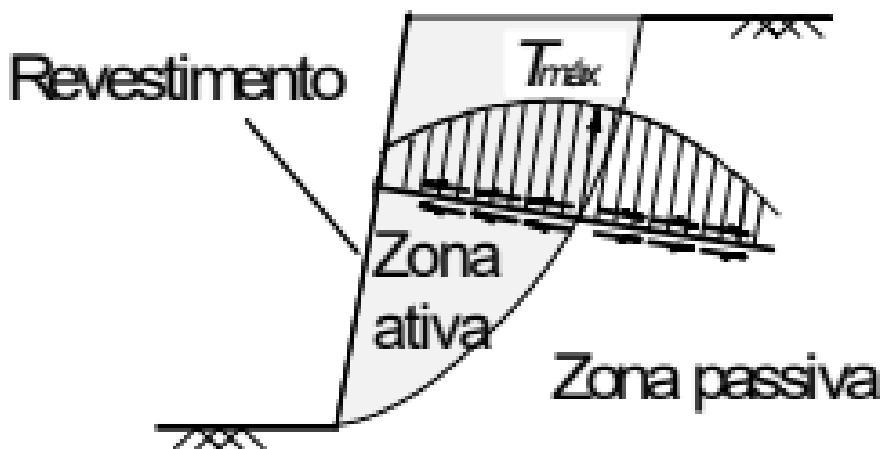
Uma conclusão importante é que a flexão nos grampos de pequeno diâmetro tem pouca importância na estabilidade de um muro. A flexão afeta pouco o fator de segurança global, no máximo 3% e, por isso pode ser desprezada sem problemas (Ortigão, 2012, p. 47).

Por esta razão, considera-se somente o efeito da tração para estabilizar a cunha ativa através da seguinte equação:

$$T = q_s \cdot \pi D \cdot L \quad (12)$$

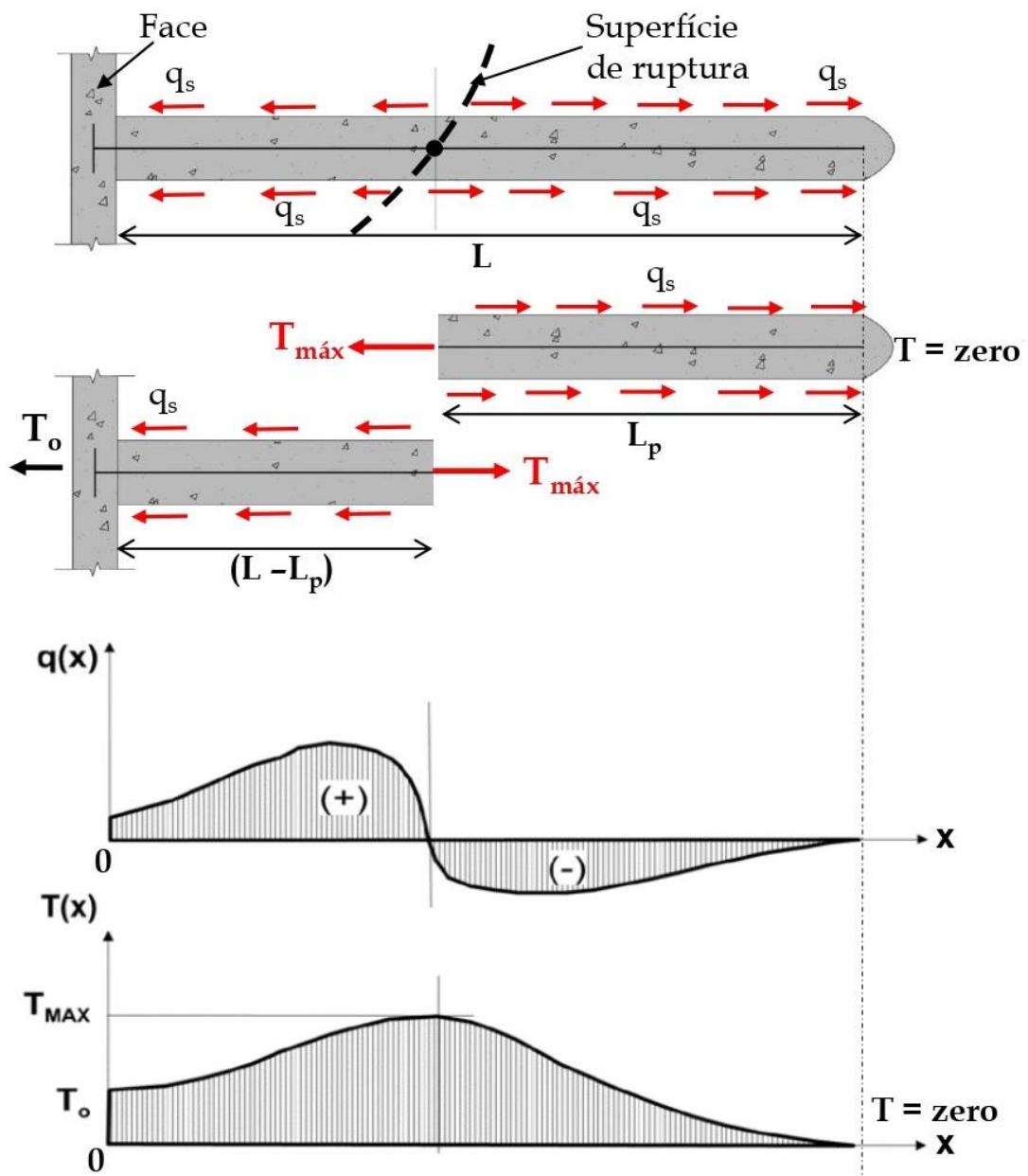
É importante frisar que o esforço de arrancamento no chumbador é função da posição onde o grampo cruza a superfície de ruptura e claro, a posição deste cruzamento varia ao longo da profundidade de uma seção analisada. Portanto a tração máxima em cada grampo ocorre ao longo da superfície de ruptura, no exato ponto onde estes a cortam. Nesse ponto ocorre a mudança de zona ativa para passiva e, portanto, é possível admitir que o esforço cisalhante é nulo e, portanto, a tração é máxima. Ainda cabe pontuar que na cabeça do grampo o esforço só irá existir se for possível comprovar que a face possui rigidez considerável, além disso, na ponta a tração, claro, é nula. As figura 23 e 24 abordam os conceitos explicados.

Figura 23: Comportamento Solicitante na estrutura de Solo Grampeado



Fonte: Manual Geo-Rio (2014)

Figura 24: Esquemática de esforços nos grampos



Fonte: Adaptado de Soil Nails Reference Manual - FHWA (2015)

Uma vez determinado T o seu efeito é incluído na análise de estabilidade de taludes. O método de equilíbrio limite pode ser utilizado e o efeito do reforço incluído como força atuante na base das fatias.

Ainda falando acerca da resistência ao cisalhamento no contato solo grampo (qs), é sabido que na prática da engenharia geotécnica comumente sua determinação é realizada por meio da aplicação de correlações semiempíricas existentes em literaturas, que utilizam de valores de números de golpe do ensaio “Standard Penetration Test” (SPT), quando há falta de ensaios de arrancamento. A primeira forma citada evidentemente é a melhor já que é empírica, enquanto a segunda traz consigo diversas incertezas das próprias equações e da diversidade dos solos em que foram formuladas.

Para o presente trabalho utilizaram-se 3 diferentes correlações, expostas abaixo:

1. Ortigão, 1997

$$qs = 50 + 7,5 \cdot Nspt \quad (13)$$

2. Ortigão et al, 1997

$$qs = 67 + 60 \cdot \ln(Nspt) \quad (14)$$

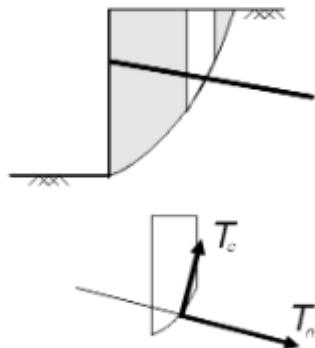
3. Springer, 2006

$$qs = 45 \cdot \ln(Nspt) - 15 \quad (15)$$

3.5.4 Efeito dos Grampos na estabilidade

A inclusão do efeito dos grampos é feita com uma série de simplificações. A principal é considerar o efeito apenas como forças atuantes nas bases das fatias, isto é, considera que apenas grampos que cortam as bases das fatias contribuem para a estabilidade da mesma. De forma prática, a força resistente a tração no grampo é decomposta em duas novas, sendo uma perpendicular à base da lamela e outra tangente, como pode ser visto na figura 25 esquemática a seguir:

Figura 25: Forças resistentes decompostas de um grampo



Fonte: Manual Geo-Rio (2014)

Trazendo conceitos de resistência ao cisalhamento, sabe-se que a equação de força resistente do solo de uma fatia i é dada por:

$$si = ci' \cdot Li + (Wni - ui \cdot Li) \cdot \tan\phi \quad (16)$$

Com a presença dos grampos, são acrescidas as parcelas de Tn e Tc :

$$si = ci' \cdot Li + Tc + (Wni + Tn - ui \cdot Li) \cdot \tan\phi \quad (17)$$

O que evidencia que, didaticamente falando, a parcela tangente de resistência tem um efeito similar a um aumento da coesão, enquanto a parcela normal representaria um acréscimo da parcela friccional de resistência.

Cabe pontuar que quando se adentra nos métodos de equilíbrio limite objetivando modificá-los de forma a comportarem o efeito dos grampos é importante diferenciar os elementos ativos de passivos. Os grampos como já citado em tópico anterior são elementos passivos e, portanto, não incluem forças resistentes iniciais, de forma prévia a deslocamentos do maciço, diferentes dos tirantes. Assim, ambos se diferenciam na forma de acréscimo de forças.

Duncan (2014) formaliza a metodologia para diferenciar a forma de consideração, na qual tirantes cimentados, cabos tensionados ou parafusos de rocha, que exercem uma força na massa deslizante antes que qualquer movimento tenha ocorrido, podem ser considerados como suportes ativos e suas forças resistentes são adicionadas ao denominador das equações, de forma que se considera que estas diminuem as forças instabilizantes. De forma contrária, considera-se que os

elementos passivos como grampos ou geossintéticos apenas aumentam a resistência, de forma que são consideradas no numerador das equações.

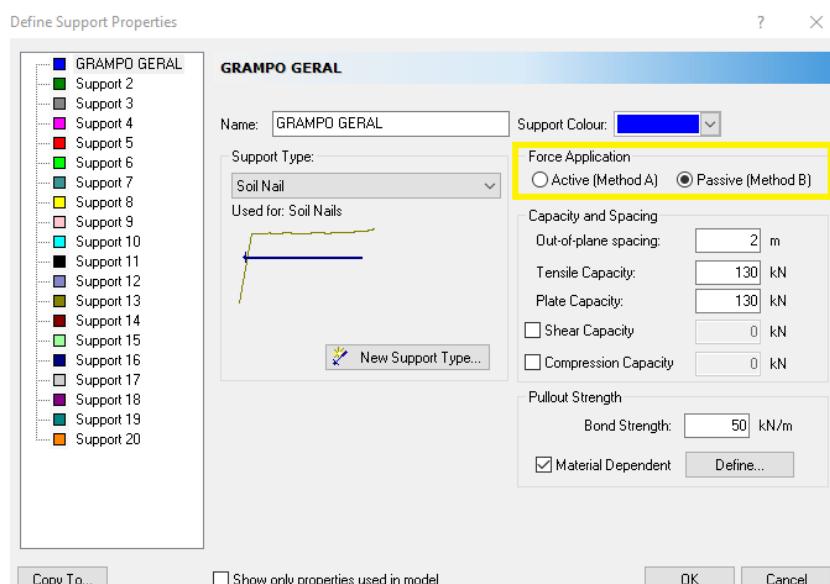
De forma sintética:

$$FS = \frac{ESFORÇO RESISTENTE}{ESFORÇO INSTABILIZANTE - ESFORÇO DO REFORÇO} \quad (\text{ATIVO}) \quad (18)$$

$$FS = \frac{ESFORÇO RESISTENTE + ESFORÇO DO REFORÇO}{ESFORÇO INSTABILIZANTE} \quad (\text{PASSIVO}) \quad (19)$$

Na prática, isso significa que, para o caso ativo, as forças do reforço não são divididas pelo FS iterativamente enquanto no caso passivo sim. Esse é o mecanismo utilizado para diferenciar ambas as tipologias nos softwares atuais de estabilidade de taludes e deve-se tomar cuidado ao definir, pois a forma de inserir minorações de resistência e fatores de segurança parciais são diferentes. A Figura 26 explicita essa diferenciação no software *SLIDE2* da RocScience.

Figura 26: Interface de configurações de suportes no SLIDE2

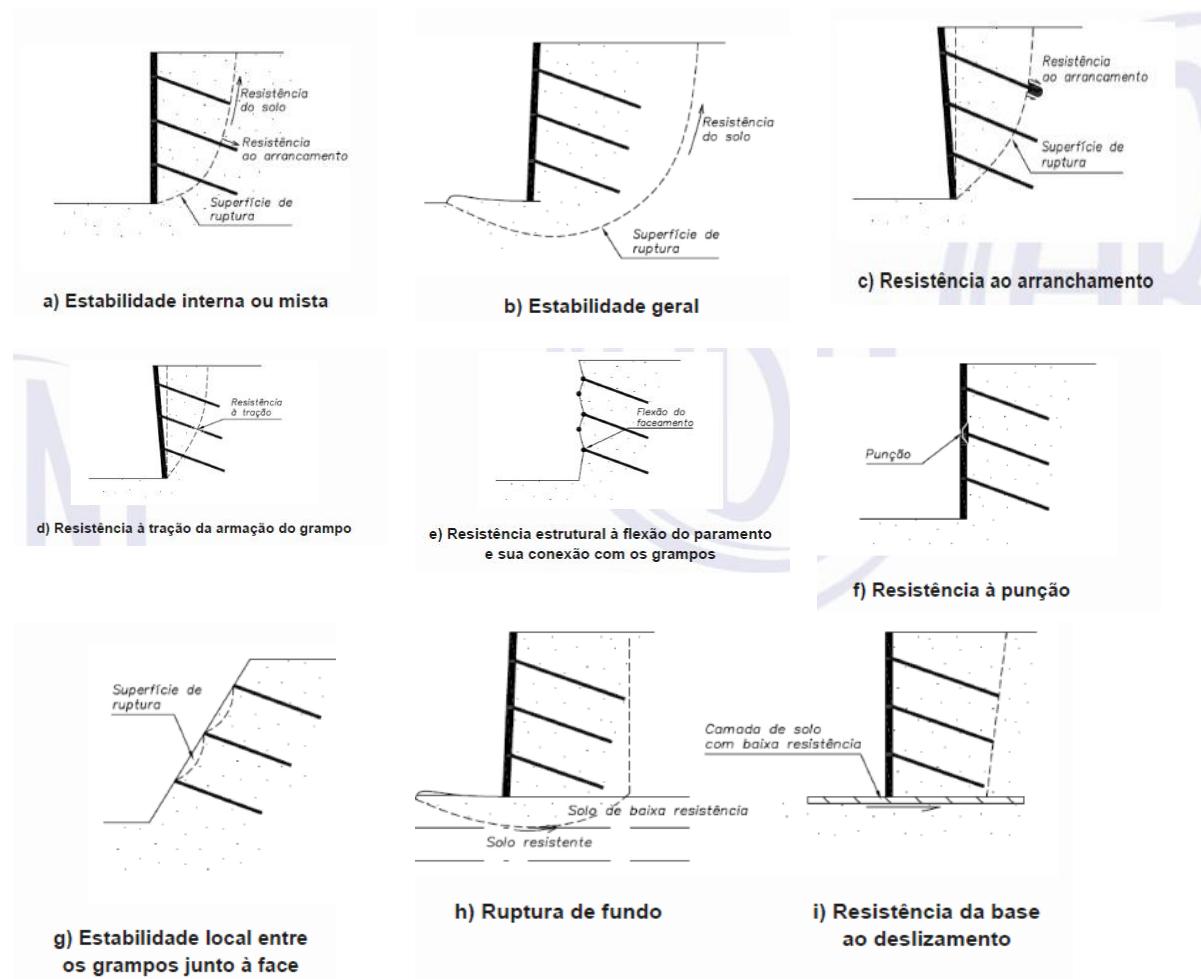


Fonte: Adaptado de *SLIDE2* (2024)

3.5.5 Estado Limite Último: Mecanismos de Ruptura

A ABNT (2021) por meio da norma NBR 16920-2 Muros e Taludes em Solos Reforçados: Solos Grampeados, indica que para a verificação dos estados-limites últimos (ELU), podem ser realizadas análises de equilíbrio limite e/ou de tensão-deformação. Nessas avaliações, determinados modelos tratam o solo grampeado como um bloco monolítico, enquanto outros distinguem a contribuição específica dos grampos. A mesma indica vários possíveis tipos de ruptura que se diferenciam quanto ao mecanismo, e que devem ser verificadas, indicadas na figura 27.

Figura 27: Mecanismos de Ruptura em Solo Grampeado



Fonte: ABNT NBR 16921 (2021)

Dentre as mais importantes:

Rupturas Internas:

- Quebra dos Grampos: a ruptura interna por quebra dos grampos se dá pela formação de uma zona de cisalhamento que se desenvolve numa região que abrange a linha de maior tensão nos grampos. Ela pode ser ocasionada por alguns fatores, como:
 - a) diâmetro do grampo subestimado;
 - b) processo de corrosão nos grampos com significativa redução da seção dos mesmos;
 - c) sobrecarga no topo da estrutura não prevista no dimensionamento da mesma;
 - d) saturação do solo por infiltração da água.
- Perda de Aderência:

Quando o comprimento dos grampos na zona passiva não é suficiente para balancear as tensões máximas, ocorre a ruptura pela perda de aderência. Esta ruptura pode ocorrer por alguns fatores, como:

 - a) estimativas inadequadas do atrito unitário solo-grampo (q_s);
 - b) aumento do teor de umidade em solos de granulometria fina;
 - c) insuficiência de comprimento dos grampos na zona passiva.
- Rupturas Locais:

Se a altura de escavação de cada etapa não for bem dimensionada, poderá ocorrer uma ruptura local na nova etapa que pode propagar até o topo da estrutura. Neste tipo de ruptura, há a eliminação do efeito de arqueamento do solo que faz com que o solo flua por trás da face da estrutura. Para eliminar a possibilidade de ruptura devido à altura elevada de escavação, deve-se planejar a altura de cada etapa conforme já foi dito anteriormente.

A ruptura externa é comum a todos os tipos de estruturas de contenção e é ocasionada pelo deslizamento do solo ao longo de uma superfície de ruptura, afetando a estrutura como um todo e atingindo diretamente as fundações. Ela pode ser

ocasionada pela má qualidade do solo da fundação ou por comprimento dos grampos insuficientes.

A ruptura mista é resultado de um processo de instabilidade interna e externa. Pode ocorrer tanto pela subestimação do atrito lateral solo-grampo quanto à insuficiência no comprimento dos grampos.

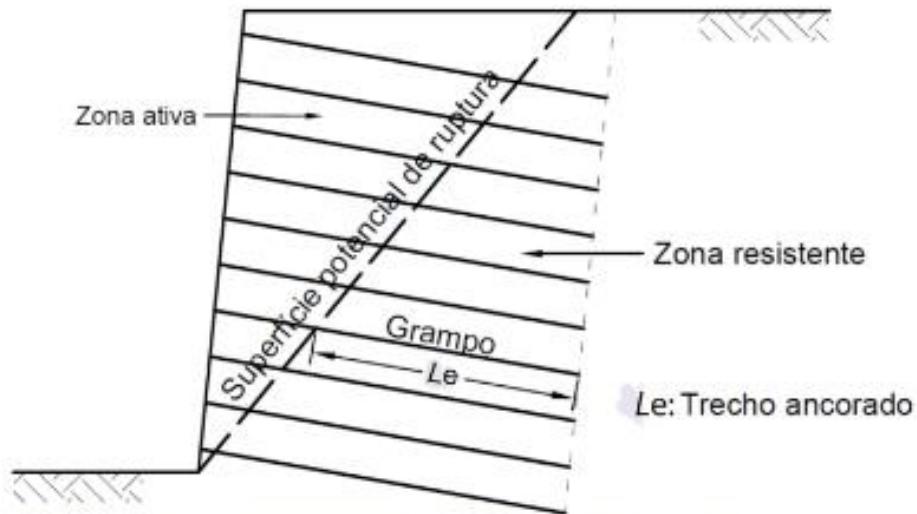
3.5.6 Verificações de Estabilidade

Para realizar a verificação da estabilidade interna em equilíbrio local, é necessário, primeiramente, calcular os esforços atuantes em cada camada de reforço de maneira individual. A análise de estabilidade interna considera três modos principais de ruptura para cada camada de reforço: arrancamento do grampo devido a um comprimento de ancoragem inadequado, ruptura estrutural por tração no ponto de aplicação da força de tração máxima ($T_{máx}$), e falha na conexão entre o grampo e o paramento, nos casos em que o paramento possui função estrutural e T_0 é diferente de zero.

A posição e o formato da superfície de ruptura variam conforme fatores como a geometria da estrutura, as cargas aplicadas, a resistência e a deformabilidade tanto do solo quanto dos grampos. Dessa forma, podem ser adotadas superfícies de ruptura lineares, poligonais, circulares, em espiral logarítmica, entre outras, ficando a critério do projetista a escolha do tipo mais adequado, conforme o modo de ruptura que se deseja analisar.

Um dos métodos de verificação que pode ser utilizado é a subdivisão do maciço reforçado em duas zonas: a zona ativa e a zona resistente. A estabilidade da zona ativa é garantida pela presença dos reforços, os quais transferem os esforços atuantes para a zona resistente. Nessa configuração, os elementos de reforço localizados na zona resistente funcionam como ancoragens, assegurando a estabilidade da zona ativa da estrutura. A figura 28 retrata esses aspectos.

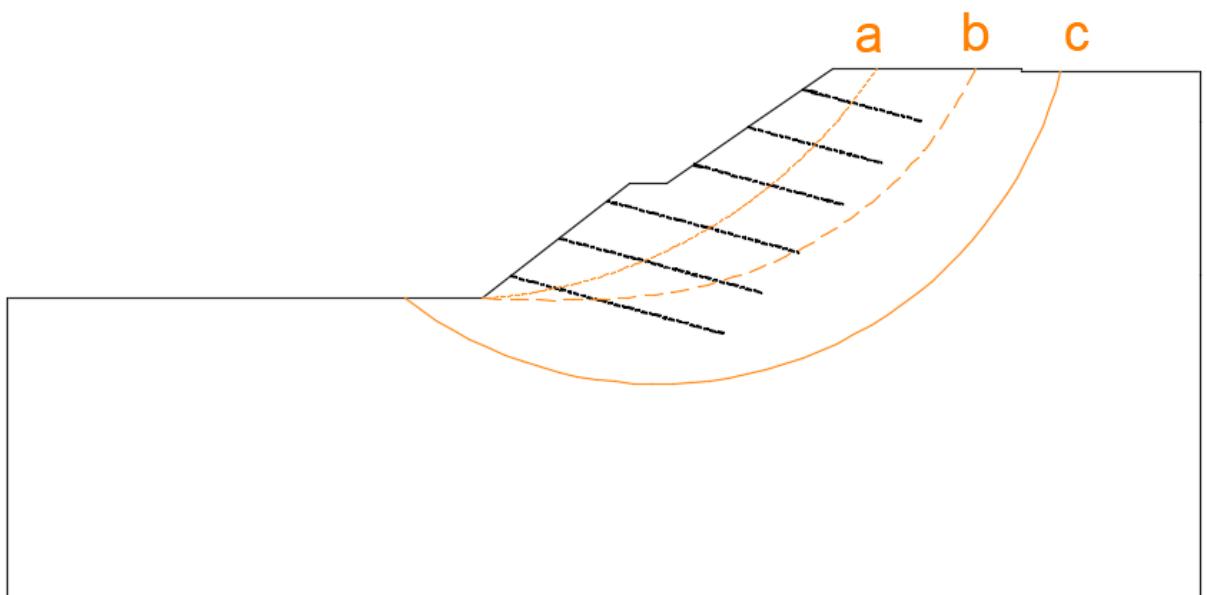
Figura 28: Definição de Zonas ativa e resistente.



Fonte: ABNT NBR 16921 (2021)

Quando se fala de verificação da estabilidade geral, a norma comunica que se deve considerar a análise de superfícies potenciais de ruptura, tanto que interceptam quanto aquelas que não interceptam total ou parcialmente os elementos de reforço, de modo a buscar a superfície crítica. A figura 29 a seguir, mostra todos os possíveis tipos de superfícies a serem analisadas: a) superfície que corte todos os grampos, b) superfície que intercepte apenas alguns grampos e c) que não intercepte nenhum grampo.

Figura 29: Tipos de superfície críticas



Fonte: Elaboração Própria (2024)

A análise da estabilidade local entre os grampos próximos à face do talude pode ou não ser necessária, conforme o julgamento do projetista. Essa decisão deve ser baseada na avaliação de fatores como a presença de feições geológicas, os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos envolvidos, o tipo de paramento escolhido e a geometria da encosta que será estabilizada. É importante pontuar que a verificação da estabilidade local entre os grampos deve considerar tanto a fase de execução quanto a fase de operação da estrutura de contenção, sendo aplicados coeficientes de segurança apropriados para cada uma dessas etapas.

3.5.7 Estado Limite de Serviço: Deslocamentos

Grampos são elementos passivos, cuja resistência é mobilizada somente pela tendência de movimento relativo entre o reforço e o solo. A maior parcela dessa mobilização ocorre durante o período construtivo, principalmente em métodos construtivos descensionais. Portanto, deformações e deslocamentos são mitigados pela escolha adequada do sistema solo-grampo-paramento, bem como pelo processo executivo e controle tecnológico adequados, e dimensionamento apropriado.

Ainda não existe um método comprovadamente eficaz para a determinação das deformações e deslocamentos em taludes grampeados, mas estudos já ajudam a definir sua ordem de grandeza. O parâmetro λ foi definido para a avaliação da área afetada pela execução de uma estrutura em solo grampeado, que é função do tipo de solo, através de um coeficiente empírico (k), da inclinação da parede (η), em graus, e da altura total da contenção (H), sendo sua relação apresentada na equação (20).

$$\lambda = k(1 - \tan \eta) \cdot H \quad (20)$$

O manual Clouterre, francês, de boas práticas de solo grampeado, apresenta valores típicos do coeficiente k e valores máximos de deslocamentos verticais e horizontais, baseados em resultados empíricos, compilados na tabela abaixo. Observações de campo, no estágio final da construção, determinaram que esses deslocamentos horizontais se aproximaram dos verticais, variando entre 0,10%H e 0,30%H.

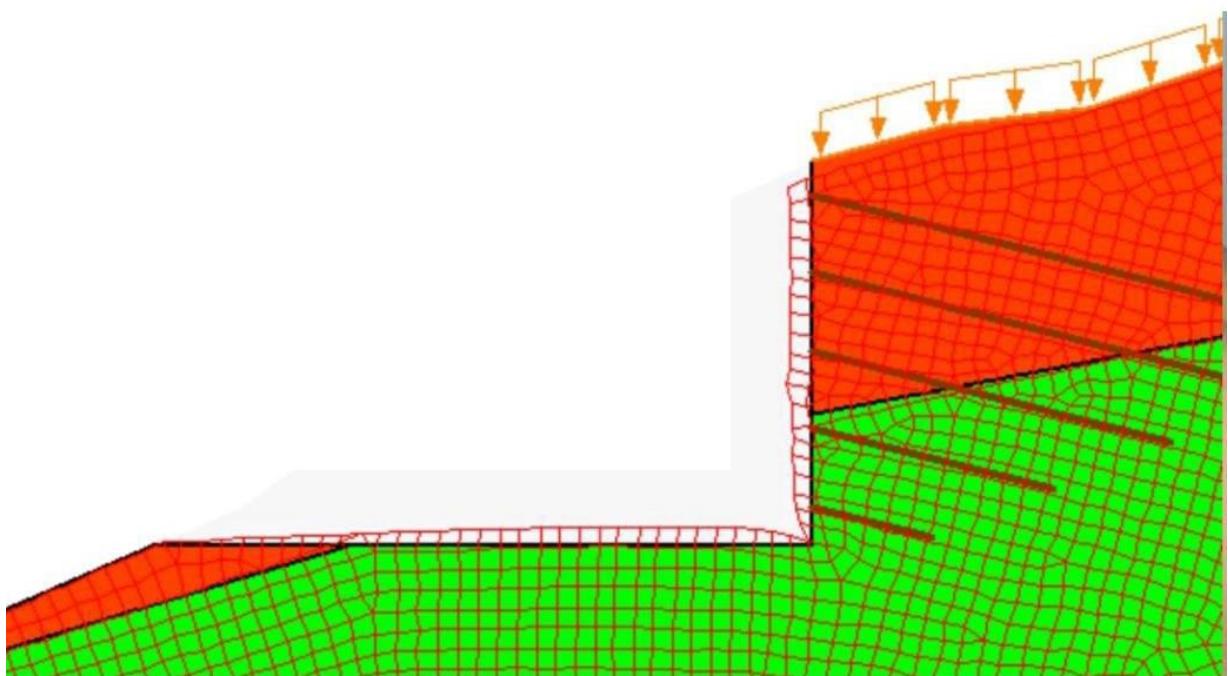
Tabela 05: Valores típicos de coeficiente k e deslocamentos máximos

Tipo de Solo	Alteraçāo de Rocha	Solos Arenosos	Solos Argilosos
$\Delta H_{Horiz.} = \Delta V_{Vert.}$	0,10%H	0,20%H	0,30%H
k	0,8	1,25	1,5

Fonte: Adaptado de Clouterre (1991)

Atualmente, existem softwares competentes de análises tensão-deformação, que contam com modelos muito mais realistas, que trazem o comportamento hiperbólico do solo e seus caminhos de carregamento e descarregamento. Na figura 30 é apresentado um exemplo de análise dos deslocamentos de uma estrutura de solo grampeado por um software.

Figura 30: Malha de elementos e deslocamentos em Solo grampeado



Fonte: Klinger Senra (2024)

Os principais fatores que influenciam nos deslocamentos no topo da face de escavação, e, portanto, na solicitação e dimensionamento dos grampos são a velocidade de construção da estrutura; a altura dos incrementos de escavações e espaçamento entre grampos; comprimento dos grampos; fator de segurança global da parede; relação L/H; inclinação dos grampos; rigidez à flexão dos grampos; a

capacidade de suporte do solo da fundação da estrutura de solo grampeado e a inclinação da parede.

A ABNT (2021) pela norma NBR 16920-2 Muros e Taludes em Solos Reforçados: Solos Grampeados é sintética no que diz respeito a limites de estado de serviço, citando que a verificação de estados-limites de serviço (ELS) e os métodos adotados ficam a critério do projetista. Ela também ratifica que o projeto deve levar em conta os ELS da obra e o seu entorno, especialmente em áreas urbanas. Devido às incertezas na previsão dos deslocamentos e deformações, as obras podem ser monitoradas durante e após o término da construção, de acordo com um plano de instrumentação e monitoramento fornecido pelo projetista.

3.6. Análises probabilísticas na geotecnia

A análise clássica da estabilidade de uma obra geotécnica é representada por um fator de segurança. Geralmente, são tomados valores médios para todos os parâmetros envolvidos no seu cálculo não levando em consideração suas variações, que podem ocorrer devido à própria heterogeneidade natural dos solos.

Em geral, as análises de probabilidade de ruptura de taludes consistem primeiro em definir os dados para obter uma função de probabilidade representativa (normal, log normal, etc.) de cada parâmetro que represente uma incerteza na análise, ou aqueles que influem muito no resultado final. Então, as distribuições de probabilidade dos parâmetros são integradas na análise de estabilidade para estimar a distribuição de probabilidade do fator de segurança e enfim mensurar probabilidades de ruptura e índices de confiabilidade.

Nesse capítulo são apresentados alguns conceitos básicos de probabilidade e estatística aplicados à análise geotécnica. Em seguida, são abordadas as aplicações desses conceitos nas análises de estabilidade de talude.

3.6.1 Conceitos de inferência estatística

Segundo Box e Hunter (2005) o tratamento estatístico está fundamentalmente ligado à análise de dados coletados, que formam uma amostra representativa de um fenômeno de interesse. O objetivo principal é descrever e caracterizar esse fenômeno,

identificando padrões e tendências, sem necessariamente prever comportamentos futuros. A análise estatística fornece ferramentas para resumir e interpretar dados, mas não deve ser confundida com a análise probabilística, que busca modelar e prever eventos futuros com base em distribuições de probabilidade.

O tratamento do conjunto amostral pode ser realizado a partir de análise gráfica ou aritmética. A análise gráfica da amostra compreende a classificação da variável aleatória segundo a sua frequência de valores assumidos e a montagem de um gráfico de frequência versus valor, denominado histograma. A análise aritmética da amostra é realizada através da determinação de parâmetros estatísticos que visam caracterizar a distribuição. Em nosso estudo trataremos unicamente da análise aritmética da amostra, por ser a utilizada mais comumente em estudos geotécnicos.

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n xi \quad (21)$$

Deve-se atentar para a diferença entre a média amostral (\bar{x}) e a média da distribuição de probabilidade (μ). Enquanto a primeira relaciona os valores de um determinado conjunto de observações, a segunda indica a média de toda a população do fenômeno aleatório.

A variância amostral relaciona-se com os quadrados dos desvios da variável x em relação à média \bar{x} , sendo definida por:

$$s^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{(xi - \bar{x})^2}{n-1} \quad (22)$$

O desvio padrão amostral é definido como a raiz quadrada da variância. Em termos matemáticos é dado por:

$$s = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{(xi - \bar{x})^2}{n-1}} \quad (23)$$

Outro parâmetro muito utilizado é o coeficiente de variação da amostra, $Cv(x)$ qual representa o desvio padrão amostral como percentagem da média, conforme indicado na seguinte expressão:

$$Cv(x) = \frac{s}{\bar{x}} \quad (24)$$

Quando não se dispõem de dados para realizarem-se as análises descritas acima e apenas são conhecidos os valores médios dos parâmetros, é possível estimarem-se os desvios padrão e consequentemente as variâncias a partir de coeficientes de variação existentes na literatura, conforme a equação 24. A tabela 06 adiante apresenta alguns valores máximos e mínimos de coeficientes de variação para os respectivos parâmetros geotécnicos.

Tabela 06: Coeficientes de variação de parâmetros geotécnicos

Parâmetro	Coeficiente de variação (%)		Referência
	Mínimo	Máximo	
Peso específico (γ)	3	7	Harr (1984), Kulhawy (1992)
Ângulo de atrito efetivo (ϕ')	2	13	Harr (1984), Kulhawy (1992)
Resistência não drenada (S_u)	13	40	Harr (1984), Kulhawy (1992), Duncan (1999), Lacasse e Nadim (1997)
Razão de resistência não drenada (S_u/σ'_v)	5	15	Duncan (1999), Lacasse e Nadim (1997)
Índice de compressão (C_c)	10	37	Duncan (1999), Harr (1984), Kulhawy (1992)
Tensão de pré-adensamento (σ'_p)	10	35	Harr (1984), Duncan (1999), Lacasse e Nadim (1997)
Coeficiente de permeabilidade de argilas saturadas (k)	68	90	Duncan (1999), Harr (1984)
Coeficiente de permeabilidade de argilas não saturadas (k)	130	240	Harr (1984), Benson et al. (1999)
Coeficiente de adensamento vertical (c_v)	33	68	Duncan (1999)
Número de golpes do SPT (N)	15	45	Harr (1984), Kulhawy (1992)
Resistência de ponta do CPT elétrico (q_c)	5	15	Kulhawy (1992)
Resistência de ponta do CPT mecânico (q_c)	15	37	Harr (1984), Kulhawy (1992)
Resistência do ensaio dilatométrico (q_{DMT})	5	15	Kulhawy (1992)
Resistência não drenada do ensaio de palheta (S_u)	10	20	Kulhawy (1992)
Peso específico de solos residuais (γ)	1,5	9,4	Guedes (1997)
Intercepto efetivo de coesão de solo residual gnaissico jovem (c')	13,4	18,4	Guedes (1997)
Tangente do ângulo de atrito efetivo de solos residuais ($\tan\phi'$)	2,4	16,1	Guedes (1997)
Peso específico de argilas sedimentares (γ)	2	7	Guedes (1997)
Tangente do ângulo de atrito efetivo de argilas sedimentares ($\tan\phi'$)	3	6	Guedes (1997)
Intercepto efetivo de coesão de argilas sedimentares (c')	8	14	Guedes (1997)
Peso específico de solo residual gnaissico jovem (γ)	1	4	Guedes (1997)

Fonte: Ribeiro (2008)

3.6.2 Obtenção de dados estatísticos em ensaios

De acordo com Ribeiro (2008), para a aplicação de métodos probabilísticos em estudos geotécnicos, são necessários os valores estatísticos de média e variância dos parâmetros do solo, selecionados como variáveis aleatórias.

No caso do peso específico, por exemplo, as equações (21) e (22) podem ser aplicadas para os cálculos de média e variância deste parâmetro. No caso do intercepto efetivo de coesão (c') e da tangente do ângulo de atrito efetivo ($\tan\phi'$), têm-se tratamentos estatísticos diferentes que dependem da forma com a qual estes parâmetros foram obtidos.

No caso da obtenção de c' e $\tan\phi'$ a partir de ensaios de cisalhamento direto, que são os mais utilizados, os valores médios são obtidos através de regressão linear dos pares σ' e τ' ensaios disponíveis, sendo σ' a tensão efetiva normal ao plano de ruptura e τ' a tensão cisalhante de ruptura. As variâncias $V[c']$ e $V[\tan\phi']$ segundo Neter et al (1982) são dadas por:

$$V[c'] = V[\tau] \left[\frac{1}{N} + \frac{E[\sigma']}{\sum_{i=1}^N (\sigma'i - E[\sigma'])^2} \right] \quad (25)$$

$$V[\tan\phi'] = \frac{V[\tau]}{\sum_{i=1}^N (\sigma'i - E[\sigma'])^2} \quad (26)$$

$$V[\tau] = \frac{\sum_{i=1}^N (\tau'i - test)^2}{N - 2} \quad (27)$$

Onde:

$E[\sigma']$ = média dos valores $\sigma'i$

$test$ = valor de τ obtido a partir da reta dos mínimos quadrados para cada valor de σ'

Como já citado em tópico anterior, quando não se dispõem de dados suficientes para realizarem-se as análises descritas acima e apenas são conhecidos os valores médios dos parâmetros, é possível estimarem-se os desvios padrão e consequentemente as variâncias a partir de coeficientes de variação existentes na literatura, metodologia corriqueiramente utilizada.

3.6.3 Conceitos de probabilidade

Segundo Morettin (2010) a análise probabilística consiste na previsão comportamental de um determinado experimento. Entende-se por experimento um processo aleatório que é controlado total ou parcialmente por um mecanismo de causalidade, sorte ou azar (chance). O conjunto de todos os resultados de um experimento aleatório é denominado de Espaço Amostral ou Universo. No caso da estabilidade de taludes, o espaço amostral seria constituído por todos os parâmetros envolvidos direta ou indiretamente com o fator de segurança.

Contida no Universo, a População (representada por uma variável aleatória) é o conjunto de todos os resultados possíveis com a mesma característica. No nosso exemplo, podemos citar como populações que compõem o Universo da estabilidade de taludes o ângulo de atrito, a coesão, o nível d'água, a densidade natural do solo, entre outros.

Bussab e Morettin (2010) também definem variável aleatória como uma função que associa elementos do espaço amostral a valores numéricos e são subdivididas em discretas e contínuas. Uma variável aleatória é dita discreta quando assume valores que podem ser contados, ou seja, os resultados compõem um conjunto finito ou infinito numerável. Já as contínuas podem assumir qualquer valor dentro de um intervalo dado, sendo o conjunto de seus resultados não enumerável. Na maioria das situações na engenharia geotécnica as variáveis utilizadas são as aleatórias contínuas

Amostra é um subconjunto de uma população ou universo. De acordo com Vieira (2011) a amostra deve ser obtida de uma população específica e homogênea por um processo aleatório. A aleatorização é condição necessária para que a amostra seja representativa da população.

3.6.4 Função densidade de probabilidade

Em estatística, a função densidade de probabilidade é uma função não negativa utilizada para representar a distribuição de probabilidade caso a variável aleatória seja contínua. Christian et al (1994) explica que de forma objetiva, a função densidade de probabilidade descreve a forma da curva de distribuição da probabilidade de ocorrência de cada valor da variável aleatória contínua.

Pode-se construir modelos teóricos para variáveis aleatórias contínuas, escolhendo adequadamente as funções densidade de probabilidade. Teoricamente, qualquer função f , que seja não negativa e cuja área total sob a curva seja igual à unidade, caracterizará uma variável aleatória contínua. Para a estimativa da probabilidade de ocorrência da variável aleatória (X) ser menor ou igual a certo valor t , utiliza-se a função de distribuição $F(t)$ definida por:

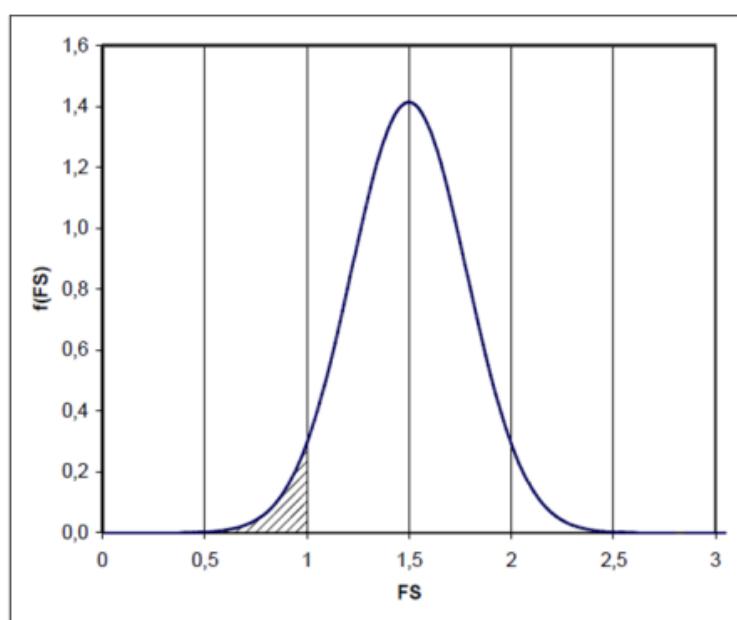
$$P[X \leq t] = F(t) = \int_{-\infty}^t f(x) dx \quad (28)$$

A estimativa da probabilidade de ocorrência da variável dada por:

$$P[a \leq X \leq b] = \int_a^b f(x) dx \quad (29)$$

Portanto, a probabilidade de ocorrência de X em um determinado intervalo é a área sob a função $f(x)$ para esse intervalo. Na geotecnia, a uma análise de equilíbrio limite é obtida calculando probabilidade de um fator de segurança (FS), para valores de FS menores ou iguais a um. Essa área é ilustrada na Figura 31.

Figura 31 - Exemplo de representação de probabilidade de Ruptura



Fonte: Ribeiro (2008)

3.6.5 Distribuição probabilística

Existem vários tipos de funções de densidade de probabilidade que representa a distribuição de probabilidade da variável em estudo. Dentre as formas mais usuais, podem ser citadas as distribuições normal ou gaussiana, lognormal, gama, qui-quadrado, exponencial, beta e t de Student, sendo as mais usadas em engenharia geotécnica as distribuições normais e lognormal.

Segundo Sayão (2010) a avaliação probabilística da estabilidade de um talude é feita considerando-se usualmente o fator de segurança médio FS como uma função de variáveis aleatórias xi , independentes, que representam os parâmetros geotécnicos e/ ou geométricos. Obtém-se a probabilidade de ruptura do talude como sendo igual à área sob a curva da distribuição de FS definida por $FS \leq 1,0$. Para isso, as variáveis envolvidas são usualmente representadas por curvas de distribuição normal, conforme sugerido por Sandroni e Sayão.

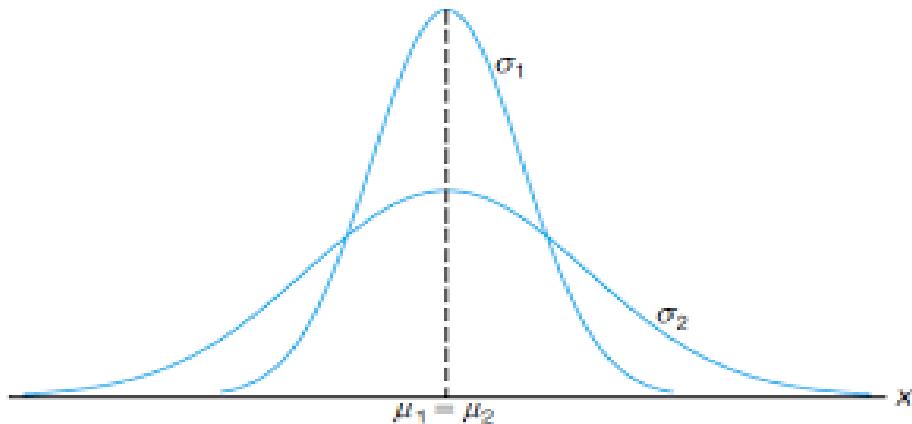
Essa abordagem utilizando distribuição normal para os parâmetros é validada pelo Teorema Limite Central (TLC), que diz que à medida que o tamanho da amostra aumenta, independentemente da forma de distribuição da população, a distribuição amostral aproxima-se cada vez mais de uma distribuição normal.

3.6.5.1 Distribuição Normal

As origens da distribuição normal remontam a Gauss em seus trabalhos sobre erros de observações astronômicas, por volta de 1810, dando o nome de distribuição gaussiana para tal modelo. A distribuição gaussiana caracteriza-se por uma simetria, que se aproxima de uma seção em corte de um sino (figura 32). A equação que descreve seu comportamento é:

$$f(x, \mu, \sigma^2) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma^2}} \cdot e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}} \quad (30)$$

Figura 32: Distribuições gaussianas de média μ e desvio padrão σ_1 e σ_2



Fonte: UNIFAP (2008)

Devido ao fato da equação 2.6 não poder ser integrada de uma forma fechada dentro de um intervalo qualquer, as probabilidades relacionadas à distribuição normal são obtidas a partir de integração numérica, sendo os resultados dispostos em forma de tabelas especiais padronizadas para uma densidade normal com média $\mu = 0$ e desvio padrão $\sigma=1$ (apêndice 1).

Substituindo na equação 2.6 os valores de μ e σ utilizados para padronização, temos uma distribuição padrão ou reduzida, cuja expressão é:

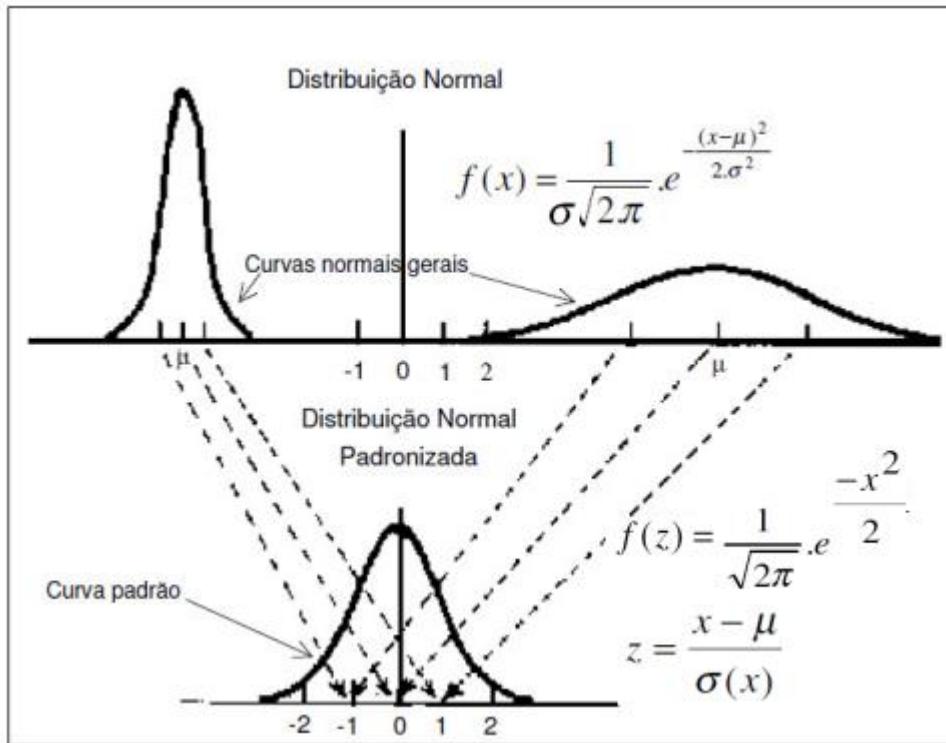
$$\phi(Z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \cdot e^{\frac{-Z^2}{2}} \quad (31)$$

onde Z é uma variável aleatória padronizada definida por:

$$Z = \frac{X - \mu}{\sigma} \quad (32)$$

Assim, qualquer distribuição normal pode ser transformada em uma distribuição normal padrão, conforme mostrado na Figura 33 na qual duas curvas com tendências centrais e desvios padrões distintos adquirem a mesma forma após as alterações feitas pelas equações x e y.

Figura 33: Transformação linear da curva normal em curva normal padrão.



Fonte: Fabricio (2006)

3.6.6. Métodos de análise probabilística

3.6.6.1 Método do segundo momento de primeira ordem

Em geral, os métodos probabilísticos utilizam técnicas para avaliação aproximada somente dos dois primeiros momentos. Entre as técnicas de aproximação pelo segundo momento, destaca-se a de aproximação da função de desempenho por série de Taylor, designada de segundo momento de primeira ordem. De acordo com Phoon (1999) essa abordagem é denominada de segundo momento pois utiliza a variância que é o segundo momento em relação à média e chamada de linear pois deriva diretamente da expansão em série de Taylor truncada, que despreza termos de ordem superior ($\Delta x^2, \Delta x^3, \Delta x^n$), assumindo que esses são insignificantes para incrementos suficientemente pequenos.

Com a função de desempenho representada por um fator de segurança FS, se consideradas independentes as demais variáveis, a variância do fator de segurança recai em um somatório do produto entre os quadrados das derivadas parciais da função FS em relação a cada parâmetro e suas respectivas variâncias, ou seja:

$$V[FS] = \sum_{i=1}^n \left[\frac{\partial FS}{\partial X_i} \right]^2 \cdot V[X_i] \quad (33)$$

Onde:

$V[FS]$ = Variância do Fator de Segurança

$V[X_i]$ = Variância da variável X_i

$\frac{\partial FS}{\partial X_i}$ = Derivada parcial de FS em relação a variável X (Sensibilidade)

Como se observa na equação acima, é preciso obter as derivadas parciais da função de performance, em relação aos parâmetros. Christian et al (1994) e Sandroni e Sayão (1992) utilizaram o método das diferenças finitas progressivas na qual a ideia central é discretizar o domínio de uma função e representar suas taxas de variação por meio de incrementos finitos, em vez de limites infinitesimais. Como aproximação matemática para a obtenção dos valores das derivadas parciais, o procedimento consiste em variar separadamente cada parâmetro, observando-se a variação correspondente do valor da função de performance ou desempenho de FS . A aproximação da derivada parcial de cada parâmetro é então obtida através da razão entre a variação observada de FS e a variação estipulada para cada parâmetro. Enfim, a aproximação da derivada parcial é expressa pela equação (34):

$$\frac{\partial FS}{\partial x} = \frac{FS(\mu \pm \Delta x_i) - FS(\mu)}{\Delta x_i} \quad (34)$$

Onde:

Δx_i = Incremento na variável aleatória

$FS[\mu \pm \Delta x_i]$ = fator de segurança recalculado com o incremento da variável

$FS(\mu)$ = Fator de Segurança Médio

A série de Taylor é, portanto, a base teórica que legitima essa abordagem. Ao truncar a série após o termo linear, assume-se que a função de desempenho do fator de segurança comporta-se aproximadamente como uma reta nas proximidades do ponto de interesse, validando a substituição de derivadas por diferenças finitas. Contudo, se testes com incrementos ΔX_i cada vez menores não resultarem em estabilização dos valores calculados, é um indício de uma possível presença de não linearidades significativas ou termos de ordem superior não desprezíveis.

Sandroni e Sayão recomendam variações lineares da ordem de 10% a serem utilizados como incrementos nas variáveis aleatórias.

Um dos principais benefícios do método do segundo momento de primeira ordem (*FOSM*) é a capacidade de quantificar percentualmente a influência de cada parâmetro na incerteza total de uma função ou sistema, diretamente por sua fórmula. Assim é possível identificar parâmetros com alta sensibilidade e/ou alta variância e consequentemente priorizar esforços para reduzir incertezas como melhorar medições ou controlar variáveis.

3.6.6.2 Método da simulação de Monte Carlo

De acordo com *SLIDE2* (2025), para aplicação do método de Monte Carlo necessita-se do prévio conhecimento das funções de densidade de probabilidade das variáveis aleatórias. Em cada análise ou simulação, o método atribui um valor a cada variável aleatória desde sua distribuição de probabilidade, e obtém um resultado da função de performance que é armazenado. Depois de muitas simulações é construído um histograma com todos os dados armazenados de cada análise, obtendo-se o tipo de função de probabilidade da função FS, para então calcular a probabilidade de ruptura. A seleção dos valores usados para solucionar a função de performance é aleatória.

Uma das maiores vantagens deste método é que ele fornece a forma da distribuição de probabilidade do fator de segurança e, consequentemente, a probabilidade de ruptura. Este método elimina a necessidade de assumir a forma da distribuição. Outra diferença para os métodos aproximados é que a complexidade da análise não é amplificada pelo incremento do número de variáveis aleatórias.

O número de iterações necessárias é muito influenciado pela quantidade de variáveis e suas variâncias. No caso de eventos de baixa probabilidade de ocorrência, esta influência é maior. Quanto maior é a quantidade de iterações, menor é o erro obtido na análise.

Para a utilização do método no posterior estudo de caso, será utilizado o software *SLIDE2* da RocScience, de estabilidade de taludes.

3.6.7. Confiabilidade

A análise probabilística é aplicada com o objetivo de quantificar as incertezas desconsideradas nos métodos determinísticos, de forma a se obter o índice de confiabilidade β . Este índice exprime a confiabilidade do fator de segurança e é diretamente relacionado com a probabilidade de ruptura (PR) do talude.

Os valores β e PR consideram apenas as incertezas relativas aos parâmetros geotécnicos, à geometria do problema e às cargas atuantes. Existem, porém, diversas outras fontes de incertezas que não são possíveis de serem quantificadas, tais como: dificuldade de reprodução exata das condições de campo em laboratório; perturbação do solo devido à instalação de equipamentos, entre outros.

Nesse âmbito, Sandroni e Sayão (2010) reforçam que β e PR são índices relativos, que dependem do número de incertezas consideradas, sendo que quanto maior o número delas, melhor será a qualidade do estudo. O índice de confiabilidade também varia de acordo com o método determinístico escolhido para a análise de estabilidade da obra geotécnica.

No envolvente a estabilidade de taludes, define-se então probabilidade de falha como o número de análises com fator de segurança menor que 1, dividido pelo número total de amostras.

$$PF = \frac{N (\text{Análises } FS < 1)}{N (\text{Simulações})} \quad (35)$$

Se for assumido que os fatores de segurança são normalmente distribuídos, a equação a seguir é usada para calcular o Índice de Confiabilidade.

$$\beta = \frac{\mu FS - 1}{\sigma FS} \quad (36)$$

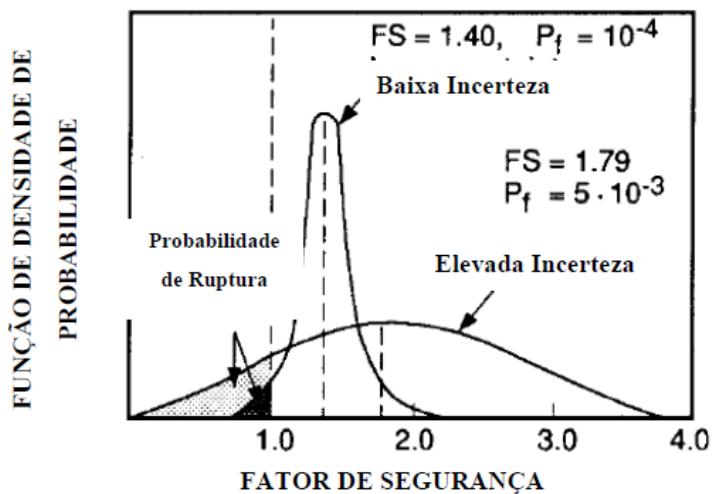
Onde:

μFS = Fator de segurança médio

σFS = Desvio – padrão do fator de segurança

De uma maneira geral, pode-se dizer que o índice β quantifica a segurança através do número de desvios padrão do fator de segurança, σFS , que separa a média do valor que define a ruptura ($FS=1$). Por isso, nem sempre uma análise com fator de segurança maior é mais segura. O exemplo abaixo demonstra dois casos em que devido a um elevado desvio padrão, uma obra com FS maior pode apresentar menor índice de confiabilidade.

Figura 34: Comparaçao de confiabilidade entre grupos de estacas



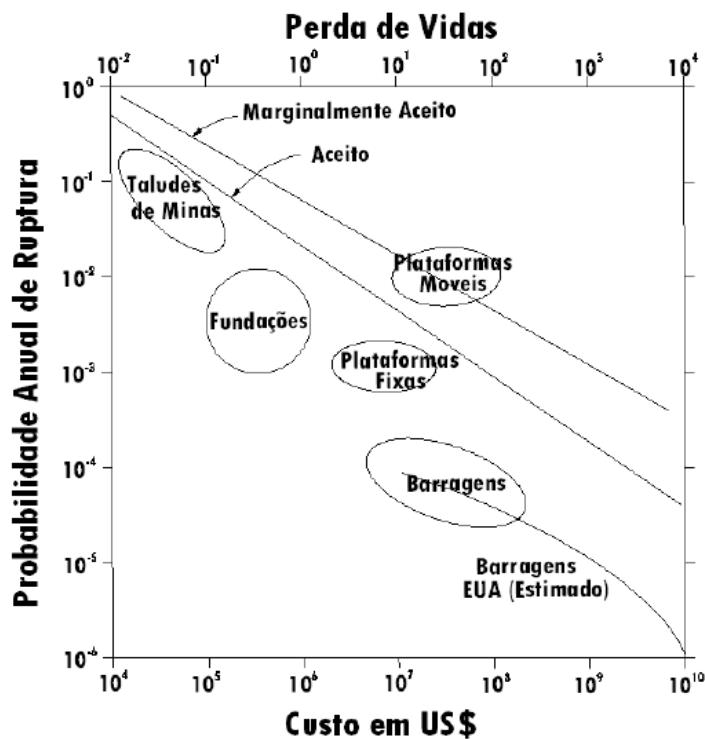
Fonte: Lacasse e Nadim (1996)

De posse dos valores de probabilidade de ruptura são necessários valores limites de PF aceitáveis. Esses valores são funções dos riscos que podem ser admitidos. Seja risco definido como:

$$Risco = probabilidade \cdot consequ\acute{e}ncia \quad (37)$$

Portanto, a probabilidade de ruptura admissível deve ser função do risco que se queira assumir e das consequências associadas a estes. Vários autores e instituições desenvolveram gráficos e determinaram valores aceitáveis a cada situação.

Figura 35: Probabilidades de ruptura admissíveis



Fonte: Baecher (1982)

Wolff (1996) propôs que, em análises de estabilidade de taludes comuns, seja designada uma probabilidade de ruptura de 10^{-3} (índice de confiabilidade de 3) como aceitável. No caso de taludes críticos, como os das barragens, sugere uma probabilidade de ruptura de 3×10^{-5} (índice de confiabilidade de 4), como aceitável.

Segundo El-Ramly (2001) a maior desvantagem destes gráficos é que nenhum considera as condições particulares de geometrias, instrumentação, fontes e níveis de incertezas (variabilidade dos solos, profundidades de investigação, exatidão do modelo de projeto, qualidade da construção, etc.), pelo que tais critérios podem não valer em qualquer talude. O mesmo autor conclui que as probabilidades de ruptura críticas reportadas na literatura geotécnica são conservativas. Uma probabilidade de ruptura crítica de 2×10^{-2} (ou seja, 2%), ou um índice de confiabilidade de 2,0, podem ser considerados como um limite para uma performance satisfatória de taludes.

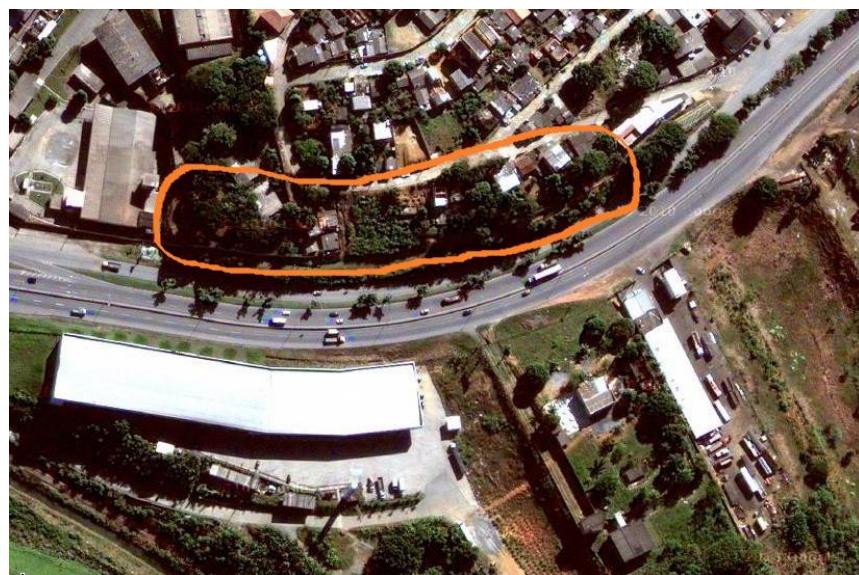
José Cintra (201) afirma que a análise probabilística não só melhora a segurança dos projetos, mas também pode otimizar custos, evitando superdimensionamento e focando esforços nos parâmetros mais críticos. Essa abordagem mostra-se assim útil em projetos de fundações, taludes, barragens e outras obras geotécnicas.

4. ESTUDO DE CASO

4.1 Introdução

O talude utilizado para análise situa-se no quilômetro 299 da Rodovia BR 101, no bairro Canaã, município capixaba de Viana. Possui aproximadamente 320 metros de extensão, com altura variando de 1,50 a 12,90 metros. Mais especificamente na região exposta na imagem abaixo, com a existência de uma tubulação de gás ao longo do solo em talude.

Figura 36: Localização geográfica do talude analisado



Fonte: Adaptado de Google Earth (2025)

Figura 37: Contextualização da região analisada



Fonte: Ribeiro (2011)

A obra de contenção executada foi motivada pela instabilidade do talude que é atravessada pela tubulação de gás mencionada. As imagens 38 e 39, abaixo, mostram o talude com depressões em virtude de escorregamentos localizados e suas trincas de tração no topo, à época.

Figura 38: Vista frontal do talude instável



Fonte: Anderson e Lorena (2011)

Figura 39: Trincas de tração no topo do talude



Fonte: Anderson e Lorena (2011)

A fim de solucionar a problemática, a Petrobrás contratou um projeto de estabilização que fosse mais adequado para a resolução do problema visto que a existência desse gasoduto implicava em um processo delicado de instabilização da encosta, pois além do dano ao patrimônio e à operação do sistema, havia ainda os riscos inerentes a um possível vazamento de gás natural, afetando os ocupantes da área no entorno, bem como o fluxo de veículos na rodovia. A solução proposta foi inicialmente conter as erosões e deslizamentos com sacos de solo cimento de forma a conformar a geometria do talude e em seguida aplicar uma estabilização em solo grampeado. Em virtude do duto mencionado, o layout do grampeamento proposto teve que ser elaborado de forma minuciosa de modo a não interceptar o mesmo. Abaixo podem ser vistas imagens do talude sendo parcialmente recomposto com os sacos de solo cimento e diversas etapas de seu grampeamento.

Figura 40: Recomposição do talude com sacos de solo cimento



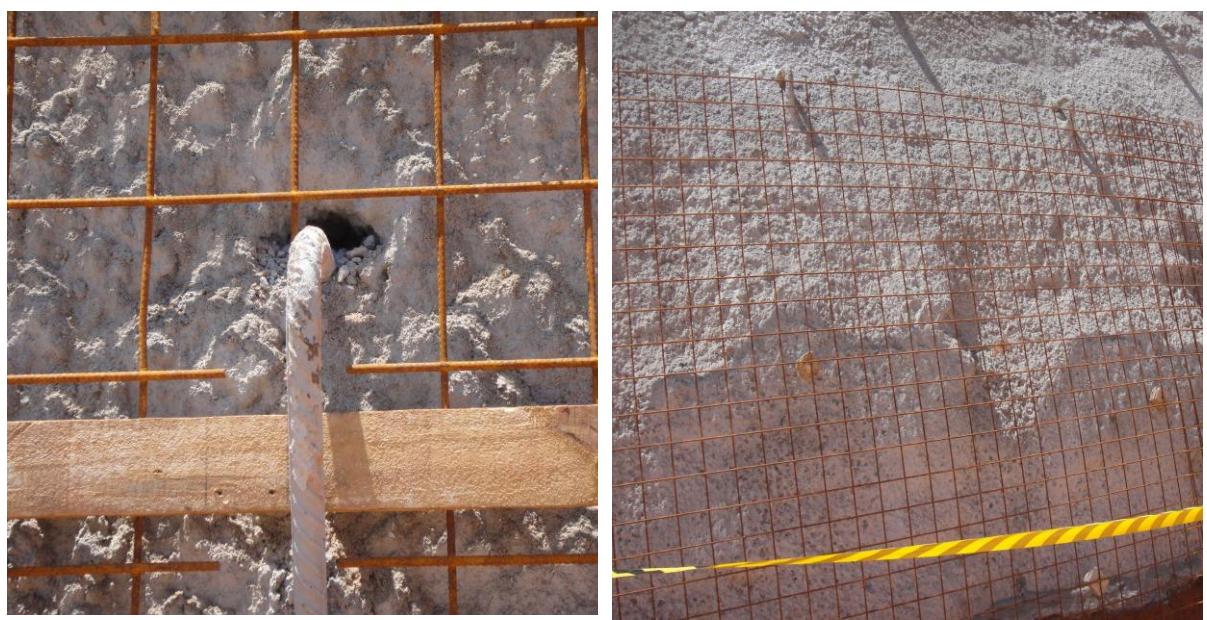
Fonte: Ribeiro (2011)

Figura 41: Processo de Grampeamento



Fonte: Ribeiro (2011)

Figura 42: Aplicação da primeira camada de concreto projetado e aplicação de tela



Fonte: Ribeiro (2011)

Figura 43: Talude Grampeado



Fonte: Ribeiro (2011)

Figura 44: Estabilização Finalizada



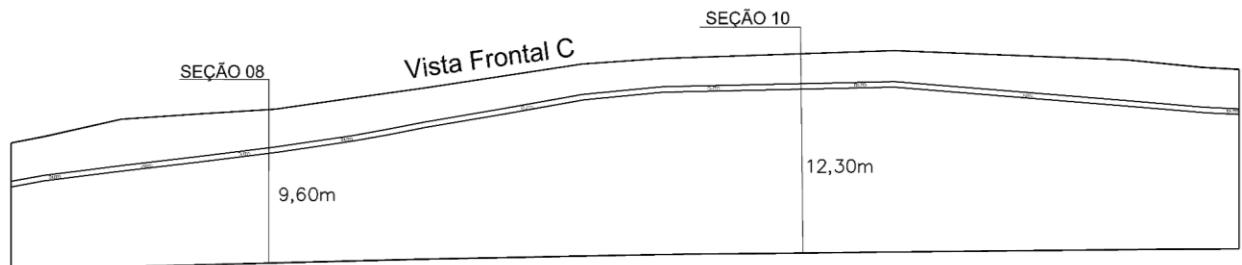
Fonte: Ribeiro (2011)

Assim, o presente trabalho objetiva retrazer a análise de estabilidade desse talude, levando em conta agora novas perspectivas pautadas na nova norma de solo grampeado, que não existia na época, além de principalmente complementar as análises de estabilidade determinísticas com análises probabilísticas, utilizando dos diferentes métodos citados em tópicos anteriores para determinar probabilidades de falha e índices de confiabilidade. Consoante a isso mensurar a influência de parâmetros, geometria, incrementos e correlações na confiabilidade.

4.2 Seções Analisadas

Dentre as vistas frontais, a “C” da figura 45 será a pertinente na análise.

Figura 45: Vista Frontal “C”

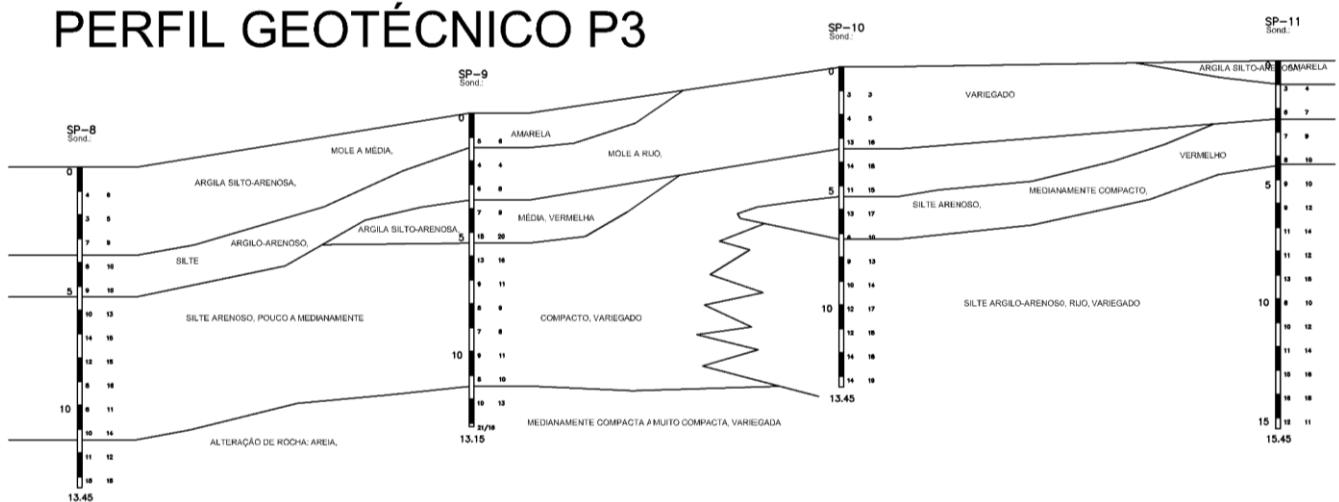


Fonte: Ribeiro (2011)

Dentre as possíveis seções analisadas, escolheu-se as seções oito e dez como objeto de estudo. Essa escolha deu-se por ter-se posse de resultados de ensaios “Standard Penetration Test”, o SPT, além de ensaios de caracterização e ensaios de cisalhamento direto, que serão analisados no próximo tópico e fundamentais para as análises probabilísticas. Abaixo, pode ser visto o perfil geotécnico “P3” que corresponde a seção analisada.

Figura 46: Perfil Geotécnico P3

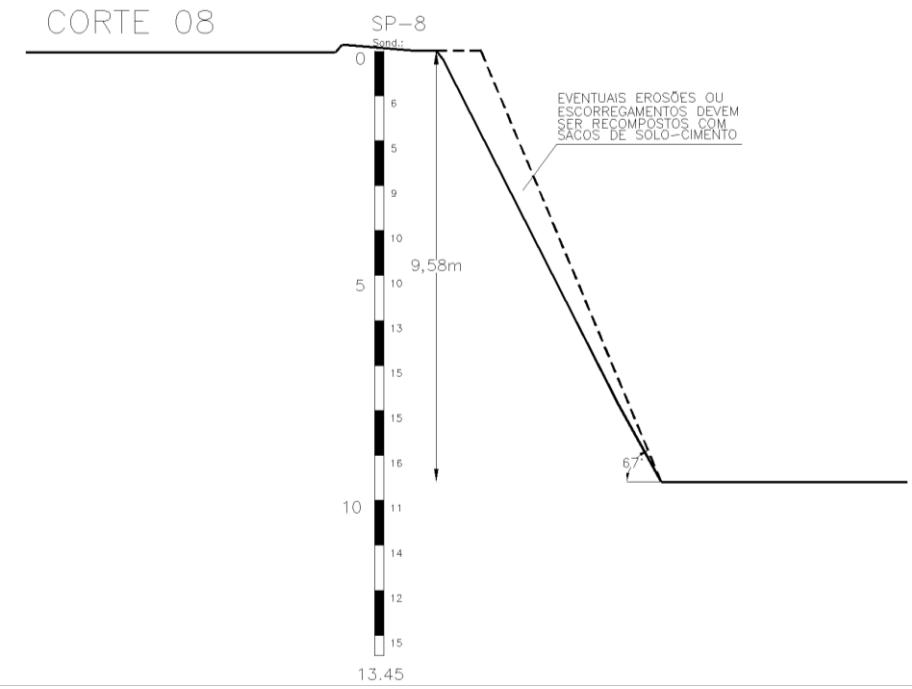
PERFIL GEOTÉCNICO P3



Fonte: Ribeiro (2011)

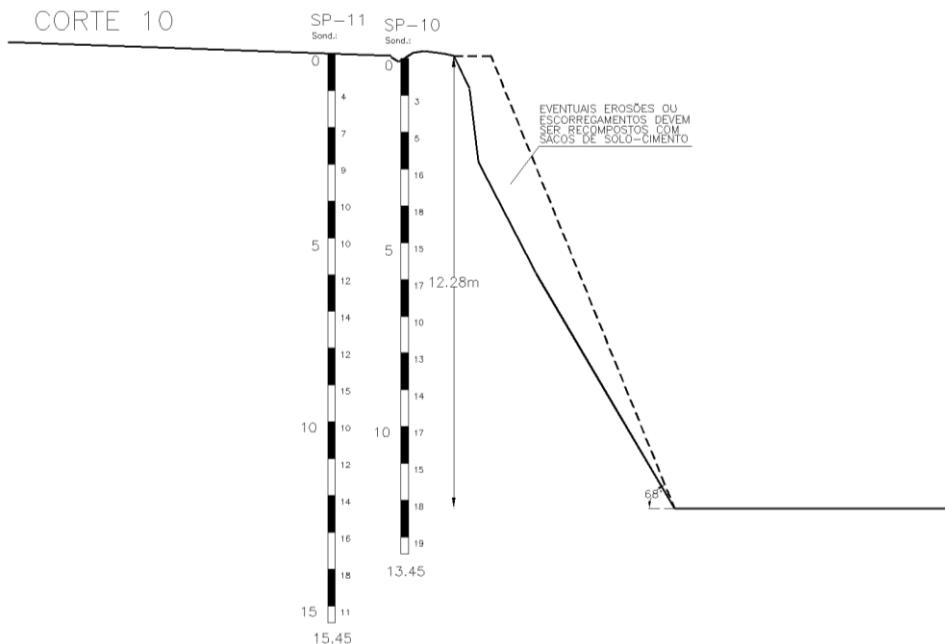
As imagens 47 e 48 abaixo, mostram as seções transversais analisadas com os resultados SPT representativos de cada uma:

Figura 47: Seção 08



Fonte: Elaboração Própria (2025)

Figura 48: Seção 10



Fonte: Elaboração Própria (2025)

4.3 Ensaios Geotécnicos

4.3.1 Ensaios de Cisalhamento Direto e Peso Específico total

Dentre as várias análises realizadas em laboratório, o solo em estudo pode ser definido pela classificação geral SUC como uma argila de baixa plasticidade arenosa. Assim, a fim de obter as características de resistência deste solo, foram realizados diversos ensaios de cisalhamento direto drenados, mais especificamente nove amostras e ensaios a partir de 3 blocos indeformados. De posse desses ensaios, determinou-se os parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito) médios e consequentemente suas variâncias, obtidas a partir das equações expostas no item 3.6.5, essenciais para as análises probabilísticas.

As nove amostras com seus resultados foram tabeladas a fim de gerar a envoltória de resistência do solo, que pode ser vista nas tabelas abaixo:

Tabela 07: Pares de Resistência dos Ensaios de Cisalhamento Direto

Pares de Resistência: Cisalhamento Direto				
Bloco	σ (kgf/cm ²)	τ (kgf/cm ²)	σ (kPa)	τ (kPa)
01A	0,50	0,34	49,03	33,34
01B	1,00	0,71	98,07	69,63
01C	2,00	1,36	196,13	133,37
02A	0,50	0,41	49,03	40,21
02B	1,00	0,72	98,07	70,61
02C	2,00	1,40	196,13	137,29
03A	0,50	0,46	49,03	45,11
03B	1,00	0,82	98,07	80,41
03C	2,00	1,49	196,13	146,12

Fonte: Elaboração Própria (2025)

Tabelados os pares de valores de tensão normal e tensão de cisalhamento máxima e sabendo que a equação de resistência ao cisalhamento de Mohr-Coulomb é:

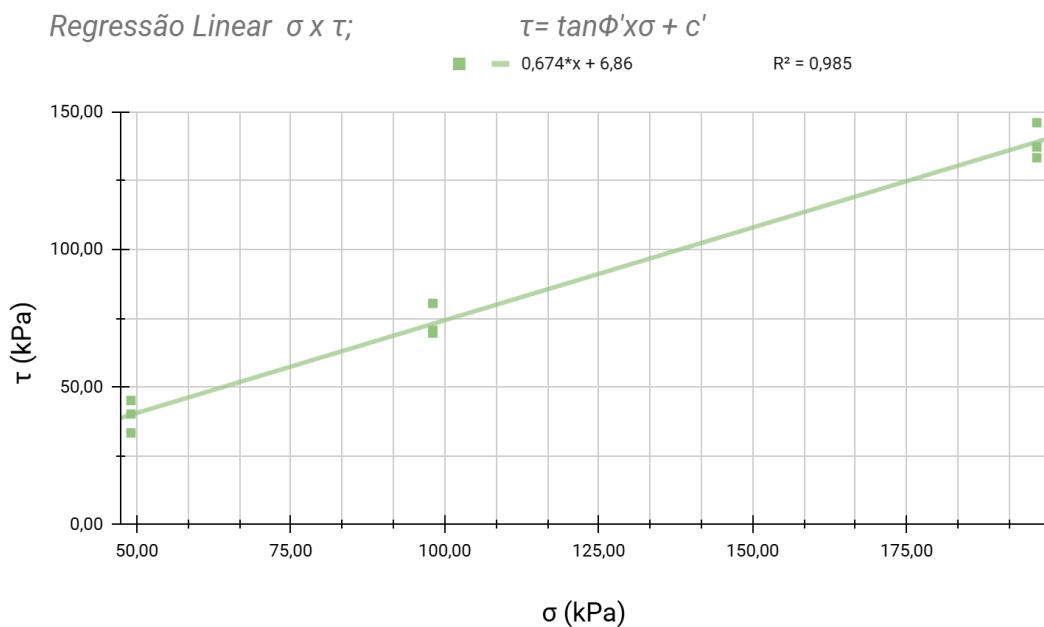
$$\tau = c' + \sigma' \cdot \tan\phi' \quad (38)$$

Aplica-se a regressão linear a esses dados experimentais (tensão cisalhante como variável dependente e tensão normal como variável independente), que significa encontrar a reta que melhor representa essa relação. A partir do ajuste dessa reta de tendência, pode-se obter:

- 1) Intercepto da reta (c')
- 2) Coeficiente angular da reta ($\tan\phi'$)

Outro fator importante numa análise de regressão linear é o fator R^2 , que indica o quanto bem os dados experimentais seguem essa relação linear, ajudando a avaliar a confiabilidade dos parâmetros determinados, na qual quanto mais próximo de um, melhor o ajuste gráfico. A figura abaixo mostra a envoltória de resistência obtida pelo método explicado, na qual está explícito o fator $R^2=0,985$, o que representa um excelente ajuste.

Figura 49: Envoltória de Resistência



Fonte: Elaboração Própria (2025)

Na qual pode-se determinar como valores médios de **ângulo de atrito** e **coesão** respectivamente **34°** e **6,86 kPa**. Para as nove amostras ainda foram realizados ensaios de peso específico total, que podem ser vistos na tabela abaixo, que resultaram em um **peso específico** médio de **16,49 kN/m³**.

Como dito, o cálculo das variâncias seguiu a metodologia exposta no tópico 3.6.5 “Obtenção de Dados Estatísticos em Ensaios” para coesão e ângulo de atrito, já para peso específico total utilizou-se a fórmula de variância simples, definida em 3.6.1 “Conceitos de inferência estatística”. A tabela 08 abaixo mostra os resumos de parâmetros médios e suas variâncias e demais fatores probabilísticos. A análise completa pode ser vista no apêndice 1 deste trabalho.

Tabela 08: Resumo de Parâmetros e Variâncias

Resumo de Parâmetros	γ (kN/m ³)	$\operatorname{tg}\Phi$ (°)	c' (kPa)
Média	16,49	0,67	6,86
Desvio Padrão	0,13	0,03109	1,93
[M]	0,02	0,00097	3,73
Cv	0,81%	4,62%	28,13%

Fonte: Elaboração Própria (2025)

Uma análise pertinente é a da comparação entre coeficiente de variação (Cv) calculado versus os tabelados em literatura. No item 3.6.1 mostra-se a tabela 06 na qual ratificam-se valores típicos de coeficientes de variação para vários casos. Além dele, há vários outros autores que indicam outros intervalos, como é o caso de Assis et al, na qual é presente na tabela a comparação com os valores de CV calculados.

Tabela 09: Comparação entre coeficientes de Variação

Parâmetro	Cv Calculado (%)	Cv Literatura(%)
Peso Específico	0,81	3 (02 a 08)
Coesão	28,13%	40 (20 a 80)
Ângulo de atrito	4,62%	10 (04 a 20)

Fonte: Elaboração Própria

Nota-se que todos os valores calculados diferiram dos valores médios propostos por Assis et al, porém e por propor intervalos de grande amplitude, as análises geotécnicas da coesão de ângulo de atrito permaneceram dentro dos limites dos intervalos. Evidencia-se com isso que caso não houvesse dados de ensaios e

fossem adotados puramente a média desses intervalos seriam admitidos cálculos com valores carregados de muita incerteza. Isso é ratificado à medida que há valores nas extremidades do intervalo, além de que se a comparação fosse feita com valores de referência de outras fontes, ainda haveria maior variabilidade.

4.3.2 Ensaios de Arrancamento

A fim de verificar as resistências ao cisalhamento no contato solo grampo (qs) utilizadas em projeto, foram realizados alguns ensaios de arrancamento. Esses ensaios, entretanto, não foram levados à ruptura, sendo simplesmente levados até um valor de carregamento que desse um qs que garantiria a suficiência da resistência projetada na época. Sendo assim, a fim de utilizar a resistência máxima possível é necessário extrapolar o valor de carga até o limite. Um dos métodos mais adequados para essas situações é o da extração de Van der Veen, e foi o que se utilizou neste trabalho.

O método de Van der Veen é um método que consiste em obter a carga de ruptura obtida por equações matemáticas aplicadas a curva carga x deslocamento (NIENOV, 2006). Esse método é um dos mais indicados para extração da curva carga x deslocamento, porque é capaz de fornecer um valor único de carga (de acordo com o método utilizado), independente da escala do desenho ou de interpretações visuais da curva carga x deslocamento (NIYAMA et al, 1998).

A função proposta por Van der Veen é de formato exponencial definida pela equação abaixo:

$$P = Pr \times (1 - e^{-\alpha \cdot r}) \quad (39)$$

Onde:

α : Coeficiente que define a forma da curva carga x deslocamento.

P : Carga de ensaio na estaca;

Pr : carga de ruptura;

r : deslocamento associado a carga P .

Ajustando a equação anterior, é possível obter uma reta, quando plotada em escala semi logarítmica de base neperiana, segundo a equação:

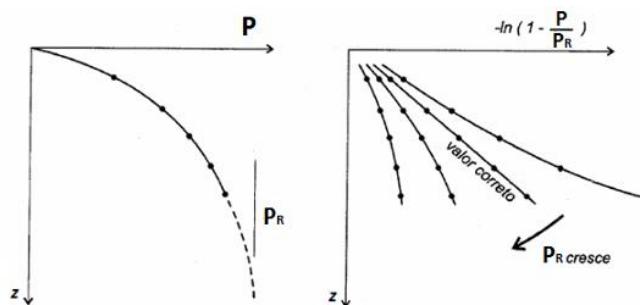
$$\alpha \times z = -\ln \left(1 - \frac{p}{P_r}\right) \quad (40)$$

Onde:

z: recalque associado a carga *p*;

Com os pares de valores de carga aplicada e de deslocamento obtidos no ensaio de prova de carga, encontra-se por tentativas o valor de P_{\max} até obter uma reta no gráfico *z* versus $-\ln(1 - P/P_{\max})$ conforme ilustra a Figura 50.

Figura 50: Solução gráfica da equação de Van Der Veen.



Fonte: Adaptado de Nienov (2006)

Entretanto, apesar da qualidade do método, Velloso e Lopes (2010) fazem uma observação pertinente quanto ao método: É discutível o resultado da extrapolação por este método em curvas de carga x deslocamento que não ultrapassaram o trecho elástico, ou seja, que ficaram apenas em um nível baixo de carregamento. Os valores da carga de ruptura obtidos para estas provas de carga são exagerados. Este fato foi constatado nesta pesquisa ao plotar-se os gráficos de tensão x deformação, na qual se encaixam totalmente em um trecho linear, com regressão de $R^2=0,995$.

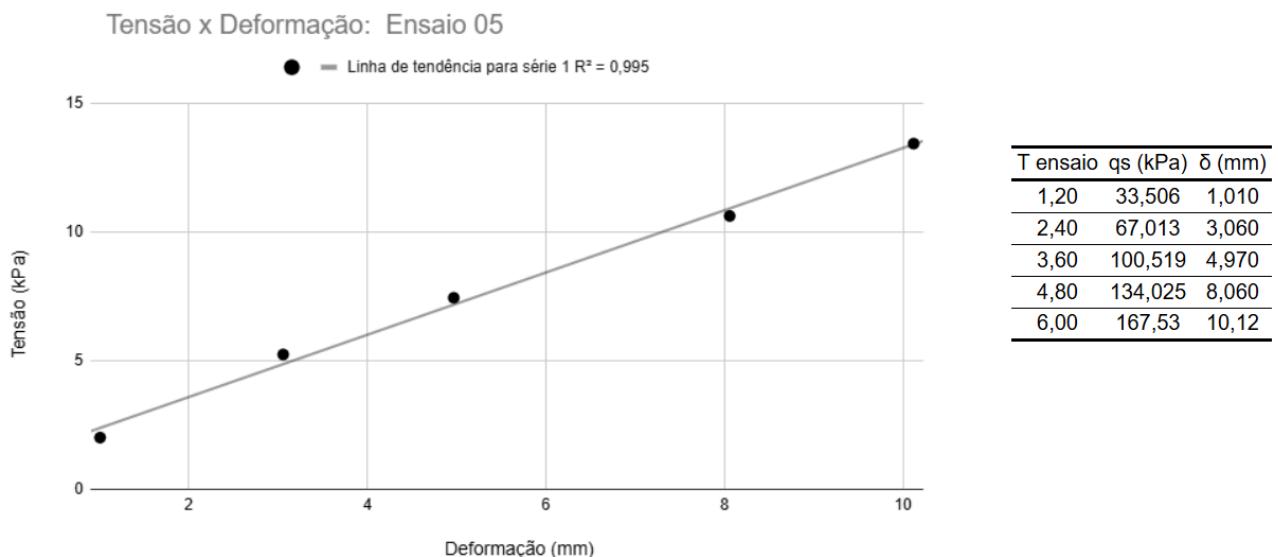
Sendo assim, não foi possível definir um valor de q_s de ruptura adequado a partir dos ensaios, isto é, os valores não convergiram, resultando sempre em melhores ajustes de reta ao subir os valores de carga de ruptura. Sendo assim, para o prosseguimento do trabalho, serão utilizados valores de resistência solo-grampo definidos a partir de diferentes correlações a partir dos ensaios SPT disponíveis. Tópico este devidamente explorado em item posterior.

A imagem a seguir ilustra um exemplo de ensaio de arrancamento realizado, correlacionando-se com seu gráfico tensão x deformação, linear, na figura 52.

Figura 51: Medições do Ensaio de Arrancamento N°5.

Fonte: STAN Fundações (2012)

Figura 52: Gráfico Tensão x Deformação do Ensaio N°5



Fonte: Elaboração Própria (2025)

4.4 Análises das Seções

Para as análises determinísticas foram utilizados os métodos de Bishop Simplificado e Morgenstern Price no software de análise de estabilidade de taludes SLIDE2, e para as análises probabilísticas os métodos do 2º Momento de Primeira Ordem em planilhas eletrônicas e a simulação de Monte Carlo também no SLIDE2.

4.4.1 Seções Naturais

As análises das seções foram feitas considerando uma camada de solo homogêneo, com os valores dos parâmetros definidos no tópico posterior. Os resultados dessas análises resultaram em fatores de segurança inferiores a um, porém, é sabido que na prática não existem fatores de segurança menores que a unidade, visto que aos esforços superarem a resistência ao cisalhamento ocorre imediatamente a instabilização. Então, é provável a presença de uma coesão aparente suficiente para manter a estabilidade dos taludes, que foi desfeita com a submersão para os ensaios de cisalhamento direto.

Os resumos de resultados e as análises de estabilidade pelo método de Morgenstern-Price podem ser vistas na tabela 10 e imagens 53 e 54.

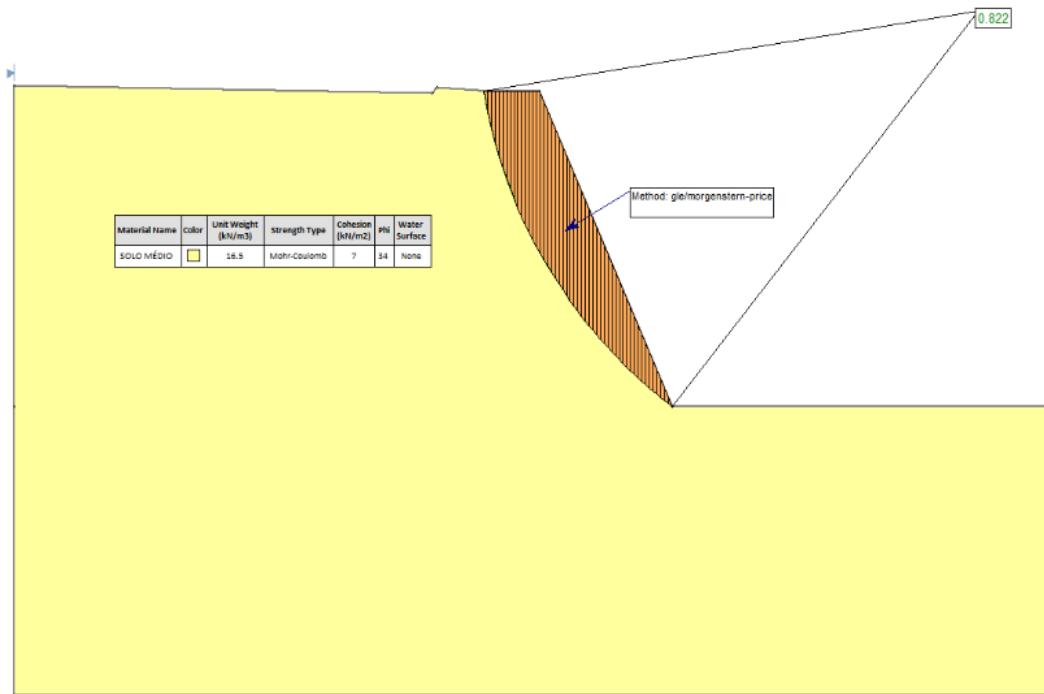
Tabela 10: Fatores de Segurança das Seções Naturais

SEÇÃO	Fator de Segurança	
	Bishop	Morgenstern
	Simplificado	-Price
S08	0,827	0,822
S10	0,739	0,732

Fonte: Elaboração Própria (2025)

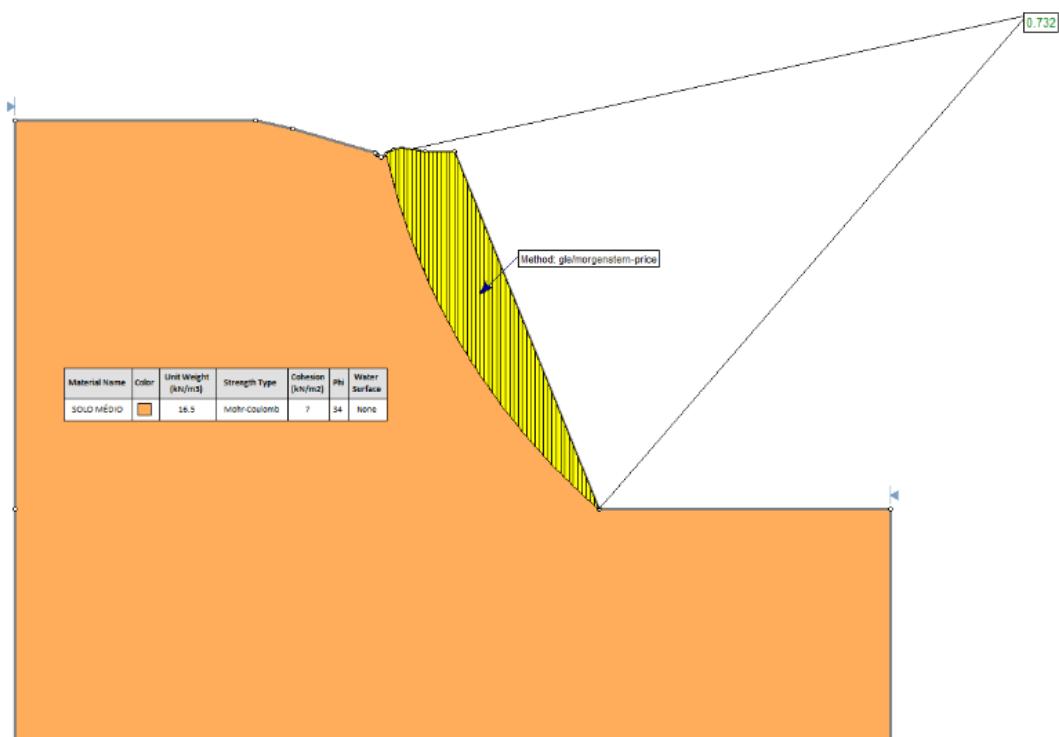
Além disso, como os fatores de segurança resultaram menores que a unidade, as análises nas seções naturais consideraram apenas métodos determinísticos, visto que as probabilidades de ruptura foram próximas a 100% em todos os casos, já que esta representa a área do gráfico de frequência com fator menor do que um. No tópico de análises das seções grampeadas serão abordadas as análises probabilísticas.

Figura 53: Análise da Seção 08; H=9,58m; $\alpha=67$



Fonte: Adaptado de SLIDE2 (2025)

Figura 54: Análise da Seção 10; H=12,28m; $\alpha=68$



Fonte: Adaptado de SLIDE2 (2025)

4.4.2 Seções Estabilizadas

Para as análises determinísticas foram utilizados os métodos de Bishop Simplificado e Morgenstern Price no software de análise de estabilidade de taludes SLIDE2, e para as análises probabilísticas os métodos do 2º Momento de Primeira Ordem em planilhas eletrônicas e a simulação de Monte Carlo também no SLIDE2.

4.4.2.1 Grampeamento

4.4.2.1.2 Dimensionamento Estrutural

O dimensionamento estrutural dos grampos foi realizado à luz da nova norma ABNT NBR 16.920-2021 Muros e taludes em solos reforçados Parte 02: Solos grampeados. A mesma indica que a resistência estrutural à tração de cálculo dos grampos deve ser calculada com a seguinte formulação:

$$Rtd = \frac{fyk \cdot A_{útil}}{\gamma m} \quad (41)$$

Onde:

Rtd: resistência estrutural de cálculo à tração do aço.

Aútil: Área útil da seção transversal do aço

γm : Coeficiente parcial de minoração da resistência característica do aço: 1,15

A norma ainda define “Área útil” como a área que efetivamente colabora para resistência à tração do grampo, em toda sua vida útil. Para tanto, deve ser calculada levando em conta as possíveis corrosões em que o grampo esteja sujeito devido ao meio, ou seja deve-se considerar uma redução de diâmetro útil do grampo, chamada “espessura de sacrifício” conforme tabela 1 da norma, ou garantir a correta aplicação de um mecanismo anticorrosão, que a norma cita dentre as possibilidades: Pintura Industrial e Galvanização por imersão a quente.

Para o presente trabalho, solo foi considerado natural inalterado e meio não agressivo, com grampo sem mecanismo anticorrosão. O que indica como pode ser visto na tabela 11, abaixo, uma espessura de sacrifício de 0,6mm, que representa uma diminuição de 1,2mm no diâmetro do grampo.

Tabela 11: Corrosão superficial do aço em função do meio e da vida útil

Meio	Tipo de solo	Vida útil		
		5 anos	25 anos	50 anos
Não agressivo	Solos naturais inalterados	0	0,30	0,60
	Aterros compactados (areia, silte, argila etc.)	0,09	0,35	0,60
	Aterros não compactados (areia, silte, argila etc.)	0,18	0,70	1,20
Agressivo	Solos naturais poluidos e regiões industriais	0,15	0,75	1,50
	Solos naturais (pântano, turfa, solos orgânicos)	0,20	1,00	1,75
	Aterros não compactados ou compactados (cinzas, escórias etc.)	0,50	2,00	3,25

NOTA Considera-se meio agressivo o solo que apresente pH igual ou menor a 5 ou solo orgânico.

Fonte: Adaptada de ABNT NBR 16920/2 (2025)

Portanto, como foram adotados grampos aço CA-50 de 20mm de diâmetro, chegou-se a uma resistência estrutural à tração, de cálculo do valor de **120,69 kN**, que tem seu cálculo exposto na tabela abaixo:

Tabela 12: Dimensionamento Estrutural dos Grampos

fyk (kN/cm ²)	D (mm)	Espessura de Sacrifício (mm)	Aútil (cm ²)	Tadm (kN)
50,00	20,00	1,20	2,78	120,69

Fonte: Elaboração Própria (2025)

A nova norma não indica verificações de resistência ao cisalhamento dos grampos, muitos autores também consideram essa parcela desprezível, por exemplo, Ortigão et al. (1995 e 1997) indica que apenas esforços de tração apresentam significativa importância na estabilidade interna de estruturas em solo grampeado. Segundo ele, esforços cisalhantes e momentos fletores nos grampos respondem por uma parcela menor que 3% na estabilidade global. Em seus estudos práticos os resultados de análises de estabilidade por equilíbrio limite demonstraram que a influência dos esforços cisalhantes e momentos fletores é muito pequena no FS calculado, mesmo em grampos mais rígidos.

Portanto, para fins de projeto, neste trabalho, os momentos fletores e esforços cisalhantes nos grampos são desprezados.

4.4.2.1.3 Dimensionamento Geotécnico

Como já explicado em tópico anterior, o dimensionamento geotécnico dos grampos consiste em definir a resistência ao cisalhamento no contato solo-grampo (qs). Sua atuação é o principal mecanismo de transferência de esforços em estruturas de solo grampeado, já que quando o solo tende a se deslocar ou deformar, os grampos inseridos no maciço resistem a esses movimentos por meio da interação na interface solo-grampo, que ocorre predominantemente através do atrito e da adesão entre a calda de cimento que envolve o grampo e o solo circundante. Na prática o fator crucial para dimensionamento consiste em determinar os valores de qs .

Como citado no tópico 4.3.2, os ensaios de arrancamento realizados na época não atingiram a ruptura, e seus carregamentos foram baixos, sendo assim inviabilizando a extrapolação dos dados. Por isso, no presente trabalho serão utilizadas as três correlações expostas no item 3.5.7, equações (13), (14) e (15), a fim de computar diferentes valores de qs e posteriormente avaliar a influência da correlação escolhida nos fatores de segurança, índices de confiabilidade e probabilidades de ruptura.

As 3 correlações escolhidas estão revistas abaixo e serão chamadas da seguinte forma, em todo o seguimento do trabalho:

a) Ortigão (1)

$$qs = 50 + 7,5 \cdot Nspt$$

b) Ortigão (2)

$$qs = 67 + 60 \cdot \ln(Nspt)$$

c) Springer (3)

$$qs = 45 \cdot \ln(Nspt) - 15$$

O item 6.2.1.2.1 da NBR 6122:2022 recomenda ainda que quando se utilizar de métodos semiempíricos, que é o caso das correlações acima, utilize-se um fator de segurança igual a dois, premissa essa que foi adotada.

Tensão resistente admissível (NBR 6122:2022):

$$qs_{adm} = \frac{qs}{2} \quad (42)$$

O *SLIDE2* utiliza como dado de entrada não a tensão resistente (qs) mas sim a resistência ao cisalhamento unitária, isto é, uma força resistente por metro linear de grampo (Q_s), no formato kN/m. Para tanto então, deve-se converter qs_{adm} em Q_{sadm} , utilizando a equação abaixo:

Cálculo de aderência unitária Q_s

$$Qs_{adm} = qs_{adm} \cdot \pi \cdot Dfuro \quad (43)$$

Portanto, foram utilizadas as 3 correlações supracitadas para cálculo do valor de resistência ao cisalhamento no contato solo-grampo (qs). Como é necessário calcular as variâncias e desvios-padrão para a aplicação dos métodos probabilísticos utilizou-se da estratégia de calcular o valor de qs e Q_s admissíveis para cada valor do número de golpes dos ensaios utilizados para cada seção e assim posteriormente calcular desvio-padrão e variância desses dados pelas formulações clássicas das estatísticas, já apresentadas nesse trabalho.

Além disso, como já dito, para entrada no *SLIDE2* é necessário o cálculo da resistência de aderência unitária, e para o caso da simulação de Monte Carlo, que será visto adiante, é necessário o desvio-padrão, sendo assim a tabela 14, abaixo, resume esses valores para as duas seções analisadas.

A tabela 13 abaixo apresenta melhor a metodologia aplicada e os resultados obtidos:

Tabela 13: Análises de qs_adm por seção de projeto

Métodos de cálculo de analisados:	qs	Seção 08				Seção 10							
		SP08			SP10			SP11					
		NSPT	Ortigão (1)	Ortigão (2)	Springer (3)	NSPT	Ortigão (1)	Ortigão (2)	Springer (3)	NSPT	Ortigão (1)	Ortigão (2)	Springer (3)
(1): $qs = 50 + 7,5 \text{ NSPT}$: (Ortigão, 1997)	6	48	87	33		3	36	100	17	4	40	75	24
	5	44	82	29		5	44	115	29	7	51	92	36
	9	59	99	42		16	85	150	55	9	59	99	42
	10	63	103	44		18	93	154	58	10	63	103	44
	10	63	103	44		15	81	148	53	10	63	103	44
(2): $qs = 67 + 60 \ln (\text{NSPT})$: (Ortigão et. al, 1992)	13	74	110	50		17	89	152	56	12	70	108	48
	15	81	115	53		10	63	136	44	14	78	113	52
	15	81	115	53		13	74	144	50	12	70	108	48
	16	85	117	55		14	78	146	52	15	81	115	53
	11	66	105	46		17	89	152	56	10	63	103	44
(3): $qs = 45 \times \ln (\text{NSPT}) - 15$: (Springer, 2006)	14	78	113	52		15	81	148	53	12	70	108	48
	12	70	108	48		18	93	154	58	14	78	113	52
	15	81	115	53		19	96	155	59	16	85	117	55
	-	-	-	-		-	-	-	-	18	93	120	58
	-	-	-	-		-	-	-	-	11	66	105	46
Média	12	69	105	46		14	77	143	49	12	69	105	46
Variância	12,42	174,70	117,76	66,24		24,97	351,20	277,36	156,01	12,69	178,39	122,99	69,18
Desvio Padrão	3,52	13,22	10,85	8,14		5,00	18,74	16,65	12,49	3,56	13,36	11,09	8,32

Fonte: Elaboração Própria (2025)

Tabela 14: Resumo de valores de Qs_adm e Desvio Padrão por seção de projeto

Método	Tabela Resumo Qs para Monte Carlo			
	Seção 08		Seção 10	
	$Qs (kN/m)$	$[\sigma] Qs$	$Qs (kN/m)$	$[\sigma] Qs$
Ortigão (1)	16,37	3,52	17,36	3,83
Ortigão (2)	25,18	3,16	25,61	3,31
Springer (3)	11,10	2,59	11,42	2,48

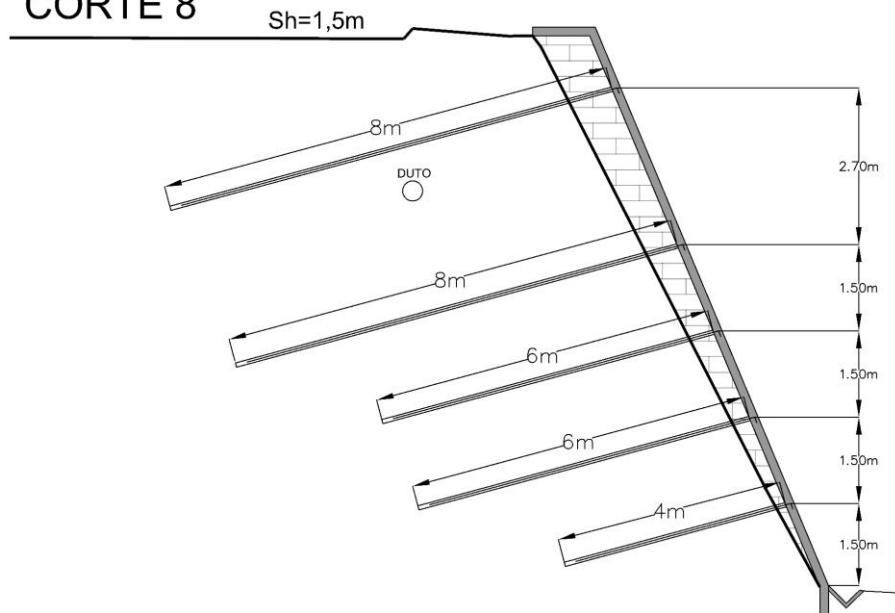
Fonte: Elaboração Própria (2025)

4.4.2.1.4 Malha de Grampeamento

Como exposto no tópico de introdução, a escolha da malha de grampeamento teve de ser adotada levando em conta a presença do duto passante no interior do talude, além disso a conformação do talude na geometria estabelecida foi feita por meio da inclusão de sacos solo-cimento a fim de conter erosões iniciais. Definiu-se a utilização de grampos de 20mm de diâmetro. O layout de grampeamento proposto à época e que será aqui analisado pode ser visto nas figuras 55 e 56 abaixo, para as seções oito e dez respectivamente.

Figura 55: Seção Típica de Grampeamento - S08

CORTE 8

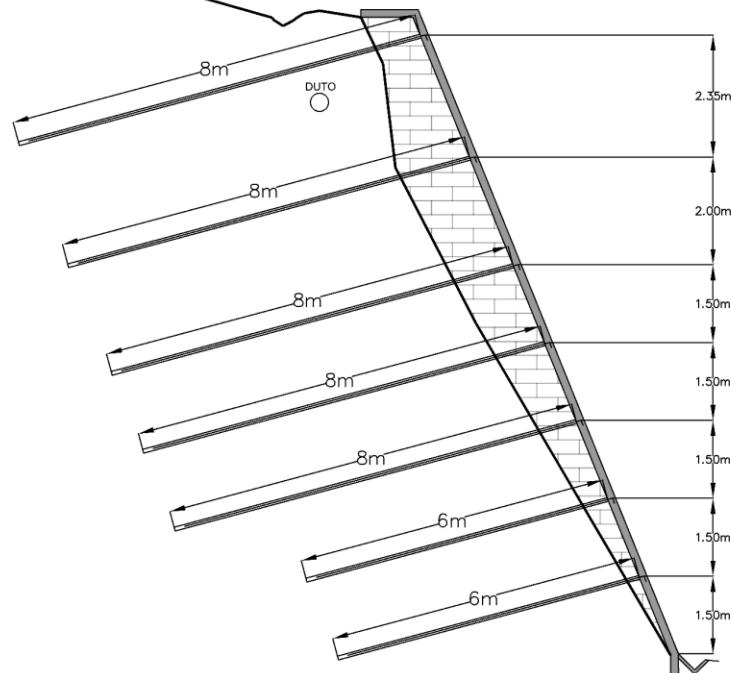


Fonte: Elaboração Própria (2025)

Figura 56: Seção Típica de Grampeamento - S10

CORTE 10

Sh=1,5m



Fonte: Elaboração Própria (2025)

4.4.2.2 Verificações determinísticas

4.4.2.2.1 Resultados determinísticos

Os valores médios ou determinísticos dos fatores de segurança, de acordo com os métodos supracitados, são apresentados na tabela 15.

Tabela 15: Fatores de Segurança das seções grampeadas

Seção	Bishop			M.Price		
	Ortigão (1)	Ortigão (2)	Springer (3)	Ortigão (1)	Ortigão (2)	Springer (3)
S08	1,360	1,526	1,243	1,424	1,534	1,305
S10	1,296	1,379	1,186	1,281	1,364	1,173

Fonte: Elaboração Própria (2025)

4.4.2.2.2 Análise dos Resultados

Percebe-se que há diferenças mais evidentes nos fatores de segurança obtidos pelos métodos de Bishop Simplificado e Morgenstern-Price em seções de taludes grampeados mesmo para uma mesma correlação, quando comparada com a variação dos taludes naturais. Isso possivelmente pode ser explicado pela natureza do método: o método de Bishop Simplificado considera apenas o equilíbrio de momentos, ignorando forças horizontais entre fatias, o que pode resultar em uma simplificação que afeta a precisão dos cálculos, especialmente em cenários onde forças adicionais, como as geradas por grampos, exercem influência significativa sobre a estabilidade do talude. Em contrapartida, o Morgenstern-Price resolve simultaneamente equilíbrio de forças e momentos, modelando de forma mais realista a interação entre as fatias e o efeito estabilizador dos grampos.

Além disso, percebe-se que na seção oito (menor altura, 9,58m), as variações entre métodos atingem a casa dos décimos, enquanto na seção dez (maior altura, 12,29m), restringem-se a centésimos. Duncan em Soil Strength and Slope Stability, explica que taludes menores possuem tensões internas menos uniformes, amplificando erros de modelagem, especialmente em casos com reforços, onde a precisão do equilíbrio de forças é crítica. Esse efeito de escala explica a maior

divergência em taludes curtos, reforçando a necessidade de métodos abrangentes para análises em projetos com alturas reduzidas e intervenções ativas.

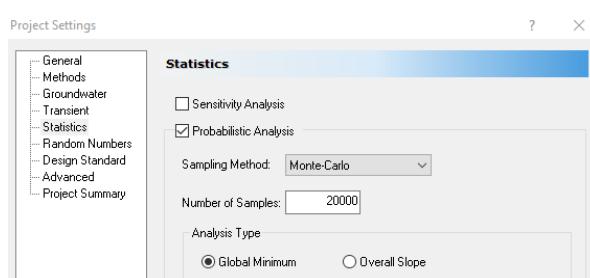
4.4.2.3 Análise Probabilística: Simulação de Monte Carlo

4.4.2.3.1 Introdução a Simulação de Monte Carlo no SLIDE2

Como explicado na revisão bibliográfica a Simulação de Monte Carlo é uma técnica numérica que utiliza amostragem aleatória para resolver problemas complexos, especialmente aqueles que envolvem incertezas. Para a aplicação do método, foi utilizado o software SLIDE2, com o método de Busca Global Minimum. Quando o tipo de análise é definido como Mínimo Global, significa que a análise Probabilística é realizada especificamente na superfície de deslizamento crítica, previamente obtida por meio de análises determinísticas de estabilidade do talude. Nesse caso, o fator de segurança é recalculado N vezes, onde N corresponde ao Número de Amostras definido pelo usuário. Para cada uma dessas iterações, um conjunto diferente de variáveis de entrada é gerado aleatoriamente, respeitando as distribuições estatísticas atribuídas aos parâmetros do solo. Dessa forma, a análise probabilística avalia como a variabilidade desses parâmetros afeta o fator de segurança da superfície de deslizamento crítica.

Para o presente trabalho utilizou-se o valor de 20 mil simulações a fim de garantir robustez à análise. A inserção desse dado no software e a determinação do método de busca “Global Minimum” podem ser vistos na figura 57 abaixo:

Figura 57: Determinação da metodologia e número de simulações



Fonte: Adaptado de SLIDE2 (2025)

4.4.2.3.2 Entrada de Parâmetros no SLIDE2

Para as análises probabilísticas no software o usuário deve entrar com os valores estatísticos das variações das variáveis aleatórias. Para o caso da simulação de Monte Carlo no SLIDE2 deve-se entrar com os valores dos desvios-padrão. Um ponto crucial é o valor do desvio padrão do ângulo de atrito. No item “4.3.1 Ensaios de Cisalhamento Direto e Peso específico total” deste trabalho, define-se a variância e desvio padrão das diversas variáveis aleatórias consideradas, dentre elas da tangente do ângulo de atrito, que é a variável utilizada para o método do Segundo Momento de Primeira Ordem, porém para a Simulação de Monte Carlo utiliza-se o próprio ângulo e não sua tangente. Portanto, deve-se definir o desvio padrão do ângulo a partir do desvio padrão da tangente do ângulo, já que esses são valores distintos. A forma de calcular utilizada foi com propagação de incertezas, nesse caso o desvio padrão, já que a tangente de um ângulo é variável dependente da variável independente ângulo.

Da física experimental, a fórmula geral para propagação de incertezas é:

$$\sigma_y = \left| \frac{df}{dx} \right| \cdot \sigma_x \quad (44)$$

Onde:

σ_y : Incerteza da variável dependente

σ_x : Incerteza da variável independente

$\left| \frac{df}{dx} \right|$: Derivada da função em relação a variável independente

Sendo assim, aplicando as variáveis do problema analisado, a fórmula fica:

$$\sigma_{\tan\phi} = \left| \frac{d \tan\phi}{d\phi} \right| \cdot \sigma_\phi \quad (45)$$

Resolvendo a derivada e isolando σ_ϕ que é o termo que se quer, encontra-se:

$$\sigma_\phi = \cos^2\phi \cdot \sigma_{\tan\phi} \quad (46)$$

Substituindo $\sigma_{\tan\phi} = 0,03491$ e $\phi_{médio} = 34^\circ$ na fórmula, encontra-se:

$$\sigma_\phi = 0,0219 \text{ rad ou } 1,25^\circ$$

Ainda se determinou o intervalo de variação dos parâmetros como três desvios padrão, a fim de assumir uma distribuição normal das variáveis aleatórias. A imagem abaixo ilustra essa entrada de dados no software. Também se entrou com os desvios padrão dos gramos como explorado em tópico anterior.

Figura 58: Determinação da variação estatística dos materiais

#	Material Name	Property	Distribution	Mean	Std. Dev.	Rel. Min	Rel. Max
1	SOLO MÉDIO	Cohesion	Normal	7	1.93	5.79	5.79
2	SOLO MÉDIO	Phi	Normal	34	1.25	3.75	3.75
3	SOLO MÉDIO	Unit Weight	Normal	16.5	0.13	0.39	0.39

Fonte: Adaptado de SLIDE2 (2025)

4.4.2.3.2 Resultados das simulações

As tabelas 16 e 17 presentes abaixo, ilustram os resultados das simulações para ambas as seções analisadas no trabalho. As imagens de todas as análises realizadas podem ser vistas no apêndice 2.

Tabela 16: Resumo de resultados da Simulação de Monte Carlo para Seção 08

	Bishop			Morgenstern-Price		
	Seção 08 H=9,58m	Ortigão (1)	Ortigão (2)	Springer (3)	Ortigão (1)	Ortigão (2)
β	3,559	6,186	2,565	5,565	7,150	4,119
PF	7,00E-05	0,00E+00	4,35E-03	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00

Fonte: Elaboração Própria (2025)

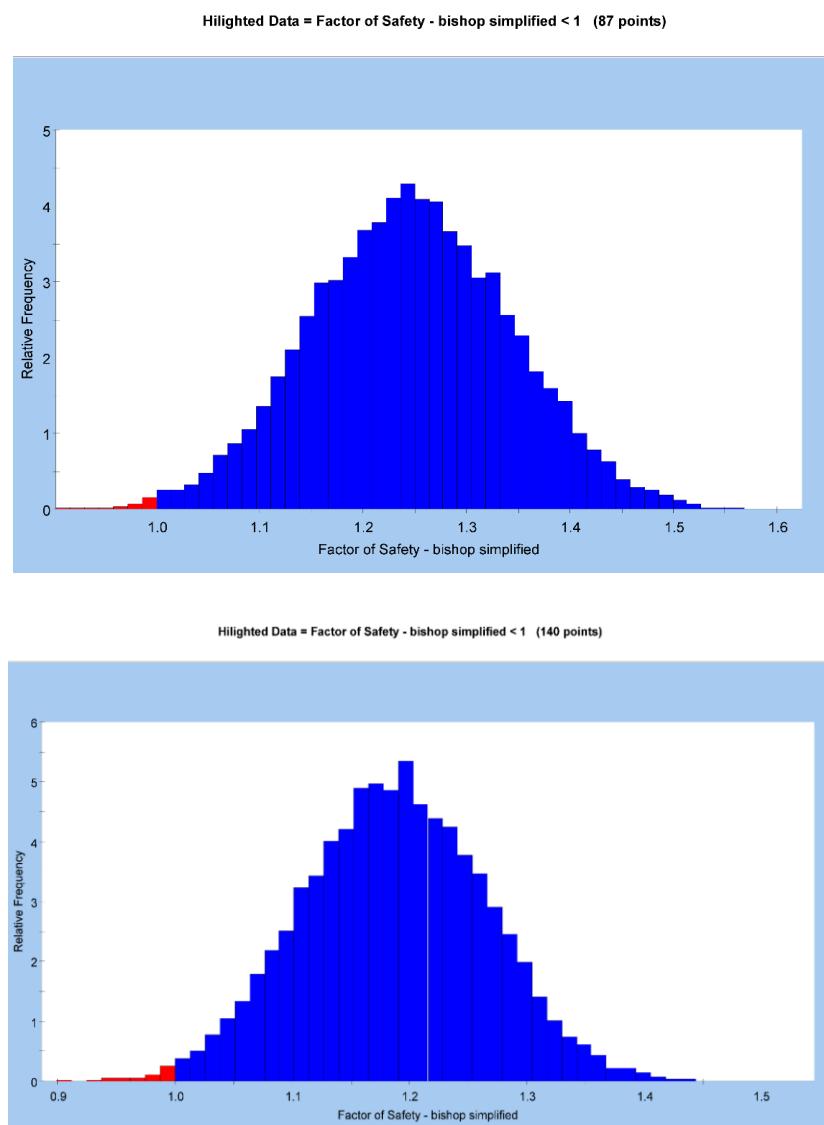
Tabela 17: Resumo de resultados da Simulação de Monte Carlo para Seção 10

	Bishop			Morgenstern-Price		
	Seção 10 H=12,29m	Ortigão (1)	Ortigão (2)	Springer (3)	Ortigão (1)	Ortigão (2)
β	3,952	5,255	2,390	3,951	5,221	2,460
PF	0,00E+00	0,00E+00	7,00E-03	0,00E+00	0,00E+00	1,20E-02

Fonte: Elaboração Própria (2025)

Por meio do software SLIDE2, é possível plotar histogramas do fator de segurança com sua frequência relativa. Na imagem 59, são apresentados dois histogramas: um da seção oito, caso crítico com correlação Springer (3) e método Bishop Simplificado, com probabilidade de falha de 0,435%, ou seja, 87 rupturas nas 20 mil análises, e outro da seção dez, caso crítico com correlação Springer (3) e método Morgenstern-Price, com probabilidade de falha de 0,70%, ou 140 rupturas em 20 mil análises. Ambos destacam em vermelho as simulações com fator de segurança menor que 1, representando a probabilidade de falha.

Figura 59: Histogramas do Fator de Segurança para as seções analisadas



Fonte: Adaptado de SLIDE2 (2025)

4.4.2.3.3 Análise dos resultados

Apesar da diferença pequena de cerca de 3 metros entre as seções do talude, os resultados obtidos com a simulação de Monte Carlo mostram que a altura tem um impacto significativo na convergência ou divergência entre índices de confiabilidade e probabilidades de falha no que tange a diferentes métodos determinísticos. Essa diferença pode ser explicada por fatores relacionados ao efeito de escala, à sensibilidade a incertezas e ao comportamento do solo em taludes de diferentes alturas, como foi explicado no tópico anterior.

A variação nos fatores de segurança determinísticos observada no talude menor (9,58 m) se reflete em cadeia nas análises probabilísticas. Como os fatores de segurança determinísticos são mais discrepantes entre os métodos de Bishop Simplificado e Morgenstern-Price, as probabilidades de falha e os índices de confiabilidade também variam de forma mais acentuada. A simulação de Monte Carlo, ao considerar a variabilidade dos parâmetros geotécnicos, amplifica essas diferenças, evidenciando a maior sensibilidade do talude menor a incertezas e à escolha do método de análise. Em contraste, no talude maior (12,29 m), os fatores de segurança determinísticos são mais consistentes entre os métodos, resultando em probabilidades de falha e índices de confiabilidade mais próximos. Portanto, a variação nos resultados probabilísticos está diretamente ligada à divergência nos fatores de segurança determinísticos, que, por sua vez, é influenciada pela altura do talude e pela complexidade do cenário analisado.

A análise de taludes reforçados com grampos exige também atenção especial ao cálculo da resistência ao cisalhamento no contato solo-grampo (q_s), uma vez que diferentes correlações utilizadas para estimar esse parâmetro podem levar a resultados significativamente distintos. Como observado nos estudos realizados, correlações que resultam em valores mais elevados de q_s tendem a gerar fatores de segurança determinísticos maiores e, consequentemente, índices probabilísticos mais favoráveis, como menores probabilidades de falha e maiores índices de confiabilidade. Esse comportamento ratifica a necessidade de cuidado na escolha da correlação, uma vez que a seleção inadequada pode subestimar ou superestimar a capacidade de interação solo-grampo, comprometendo a confiabilidade do projeto.

4.4.2.4 Análise Probabilística: Segundo Momento de Primeira Ordem (FOSM)

4.4.2.4.1 Considerações acerca do acréscimo adotado

Testou-se diferentes porcentagens de acréscimos a fim de verificar a convergência pela aplicação das diferenças finitas e consequentemente viabilidade do método, como explicado no tópico 3.6.6.1. Para isso definiu-se a correlação Ortigão (1). Os resultados podem ser vistos nas tabelas abaixo:

Tabela 18: Seção S08: Sensibilidade do acréscimo nos índices probabilísticos

SEÇÃO S08 - ORTIGÃO (1)		BISHOP SIMPLIFICADO					MONGERSTEN-PRICE						
ACRÉSCIMO		1%	5%	8%	10%	15%	ACRÉSCIMO		1%	5%	8%	10%	15%
β		1,49	2,93	3,03	3,19	3,40	β		2,72	2,94	3,41	3,77	4,16
PF		6,80E-02	1,68E-03	1,22E-03	7,13E-04	3,42E-04	PF		3,28E-03	1,62E-03	3,29E-04	8,01E-05	1,59E-05

Fonte: Elaboração Própria (2025)

Tabela 19: Seção S10: Sensibilidade do acréscimo nos índices probabilísticos

SEÇÃO S10 - ORTIGÃO (1)		BISHOP SIMPLIFICADO					MONGERSTEN-PRICE						
ACRÉSCIMO		1%	5%	8%	10%	15%	ACRÉSCIMO		1%	5%	8%	10%	15%
β		4,23	3,82	4,12	4,06	4,07	β		4,19	3,94	4,27	4,04	3,86
PF		1,17E-05	6,64E-05	1,93E-05	2,40E-05	2,36E-05	PF		1,38E-05	4,04E-05	9,94E-06	2,69E-05	5,66E-05

Fonte: Elaboração Própria (2025)

A recomendação de acréscimos de 10% para o método FOSM, conforme Sandroni e Sayão (1992), visa garantir que a aproximação linear local seja válida, evitando distorções por incrementos excessivamente pequenos ou grandes. Isso é explicado pois o *FOSM*, calcula a variância do FS via derivadas parciais aproximadas ($\Delta FS / \Delta X_i$), pelo método das diferenças finitas e assim é sensível à escolha do incremento. Phoon e Kulhawy (1999) alertam que valores muito baixos (1%-5%) amplificam erros numéricos, enquanto incrementos elevados (15%) extrapolam a região linear. Como testado nas seções S08 e S10, esses pequenos incrementos podem falhar em capturar a sensibilidade não linear de parâmetros como coesão e ângulo de atrito, conforme observado na Seção S08: com 1% de acréscimo, β caiu para 1,49 (versus 3,19 em 10%), e PF aumentou duas ordens de grandeza. Essa instabilidade ocorre porque variações mínimas subestimam a taxa de mudança do Fator de Segurança (FS), especialmente em sistemas com respostas curvilíneas, como destacado por Harr (1987). Também na Seção S10, mesmo com menor

variação em β (4,06 a 4,23), a ausência de estabilização com incrementos reduzidos indica que a linearização é insuficiente para representar o comportamento real.

Essa limitação sugere que o FOSM pode não ser adequado para cenários com alta não-linearidade, como possivelmente em interações solo-grampo com variabilidade crítica. Métodos como a Simulação de Monte Carlo ou Método de Confiabilidade de Segunda Ordem (SORM) propostos por Griffiths e Fenton, 2004 são mais robustos nessas situações, pois não dependem de aproximações locais.

Portanto, embora o FOSM seja útil para análises preliminares, sua aplicação neste caso exige validação complementar, dada a fragilidade inerente à linearização em sistemas complexos. Apesar disso, no tópico abaixo são explorados os resultados seguindo a indicação de Sandroni e Sayão.

4.4.2.4.2 Resultados das verificações: Acréscimo 10%

Tabela 20: Seção 08 - Resultados da Combinação Bishop Simplificado e Ortigão (1)

FSMédio							1,360		
Variável	Xi	Xi+ΔXi	FSNovo	ΔFS	(ΔFS/ΔXi)	(ΔFS/ΔXi) ²	V[Xi]	V[FS]=(ΔFS/ΔXi) ² .V[Xi]	% Influência
c' (kPa)	7	7,700	1,381	0,021	0,030	0,00090	3,73	0,0034	26,35%
tg Φ'	0,67	0,742	1,453	0,093	1,379	1,90104	0,000967	0,0018	14,43%
γ (kN/m ³)	16,5	18,139	1,310	-0,050	-0,030	0,00092	0,02	0,0000	0,14%
qs_adm (kPa)	69	75,413	1,405	0,045	0,007	0,00004	175	0,0075	59,08%
				Σ				0,0127	100,00%
				σFS				0,11	
				β				3,19	
				PF				7,13E-04	1:1403

Fonte: Elaboração Própria (2025)

Tabela 21: Seção 08 - Resultados da Combinação Bishop Simplificado e Ortigão (2)

FSMédio							1,526		
Variável	Xi	Xi+ΔXi	FSNovo	ΔFS	(ΔFS/ΔXi)	(ΔFS/ΔXi) ²	V[Xi]	V[FS]=(ΔFS/ΔXi) ² .V[Xi]	% Influência
c' (kPa)	7	7,700	1,546	0,020	0,029	0,00082	3,73	0,0030	45,62%
tg Φ'	0,67	0,742	1,632	0,106	1,572	2,46966	0,000967	0,0024	35,77%
γ (kN/m ³)	16,5	18,139	1,476	-0,050	-0,030	0,00092	0,02	0,0000	0,28%
qs_adm (kPa)	105	116,017	1,560	0,034	0,003	0,00001	118	0,0012	18,33%
				Σ				0,0067	100,00%
				σFS				0,08	
				β				6,44	
				PF				6,04E-11	1:16552057347

Fonte: Elaboração Própria (2025)

Tabela 22: Seção 08 - Resultados da Combinação Bishop Simplificado e Springer (3)

Variável	Xi	FSMédio			1,243			% Influência
		Xi+ΔXi	FSNovo	ΔFS	(ΔFS/ΔXi)	(ΔFS/ΔXi) ²	V[Xi]	
c' (kPa)	7	7,700	1,263	0,020	0,029	0,00082	3,73	0,0030 39,36%
tg Φ'	0,67	0,742	1,328	0,085	1,260	1,58805	0,000967	0,0015 19,85%
γ (kN/m ³)	16,5	18,139	1,198	-0,045	-0,027	0,00074	0,02	0,0000 0,19%
qs_adm (kPa)	46	51,126	1,275	0,032	0,007	0,00005	66	0,0031 40,59%
		Σ					0,0077	100,00%
		σFS					0,09	
		β					2,76	
		PF					2,86E-03	1:349

Fonte: Elaboração Própria (2025)

Tabela 23: Seção 08 - Resultados da Combinação Morgenstern-Price e Ortigão (1)

Variável	Xi	FSMédio			1,424			% Influência
		Xi+ΔXi	FSNovo	ΔFS	(ΔFS/ΔXi)	(ΔFS/ΔXi) ²	V[Xi]	
c' (kPa)	7	7,700	1,447	0,023	0,033	0,00108	3,73	0,0040 31,92%
tg Φ'	0,67	0,742	1,552	0,128	1,898	3,60118	0,000967	0,0035 27,60%
γ (kN/m ³)	16,5	18,139	1,372	-0,052	-0,032	0,00099	0,02	0,0000 0,16%
qs_adm (kPa)	69	75,413	1,461	0,037	0,005	0,00003	175	0,0051 40,33%
		Σ					0,0126	100,00%
		σFS					0,11	
		β					3,77	
		PF					8,01E-05	1:12488

Fonte: Elaboração Própria (2025)

Tabela 24: Seção 08 - Resultados da Combinação Morgenstern-Price e Ortigão (2)

Variável	Xi	FSMédio			1,534			% Influência
		Xi+ΔXi	FSNovo	ΔFS	(ΔFS/ΔXi)	(ΔFS/ΔXi) ²	V[Xi]	
c' (kPa)	7	7,700	1,557	0,023	0,033	0,00108	3,73	0,0040 52,18%
tg Φ'	0,67	0,742	1,660	0,126	1,868	3,48952	0,000967	0,0034 43,72%
γ (kN/m ³)	16,5	18,139	1,496	-0,038	-0,023	0,00053	0,02	0,0000 0,14%
qs_adm (kPa)	105	116,017	1,551	0,017	0,002	0,00000	118	0,0003 3,96%
		Σ					0,0077	100,00%
		σFS					0,09	
		β					6,08	
		PF					6,06E-10	1:1651182568

Fonte: Elaboração Própria (2025)

Tabela 25: Seção 08 - Resultados da Combinação Morgenstern-Price e Springer (3)

Variável	Xi	FSMédio			1,305			% Influência
		Xi+ΔXi	FSNovo	ΔFS	(ΔFS/ΔXi)	(ΔFS/ΔXi) ²	V[Xi]	
c' (kPa)	7	7,700	1,328	0,023	0,033	0,00108	3,73	0,0040 45,94%
tg Φ'	0,67	0,742	1,443	0,138	2,046	4,18585	0,000967	0,0040 46,17%
γ (kN/m ³)	16,5	18,139	1,194	-0,111	-0,067	0,00453	0,02	0,0001 1,03%
qs_adm (kPa)	46	51,126	1,319	0,014	0,003	0,00001	66	0,0006 6,86%
		Σ					0,0088	100,00%
		σFS					0,09	
		β					3,26	
		PF					5,62E-04	1:1781

Fonte: Elaboração Própria (2025)

Tabela 26: Seção 08 - Resumo de Resultados Método FOSM

Seção 08 H=9,58m	Bishop			Morgenstern-Price		
	Ortigão (1)	Ortigão (2)	Springer (3)	Ortigão (1)	Ortigão (2)	Springer (3)
β	3,190	6,440	2,760	3,770	6,079	3,260
PF	7,13E-04	6,04E-11	2,86E-03	8,01E-05	6,06E-10	5,62E-04

Fonte: Elaboração Própria (2025)

Os resultados das análises da seção dez podem ser vistos adiante:

Tabela 27: Seção 10 - Resultados da Combinação Bishop Simplificado e Ortigão (1)

Variável	Xi	Xi+ΔXi	FSNovo	ΔFS	FSMédio			V[FS]=(ΔFS/ΔXi) ² .V[Xi]	% Influência
					(ΔFS/ΔXi)	(ΔFS/ΔXi) ²	V[Xi]		
c' (kPa)	7	7,700	1,311	0,015	0,021	0,00046	3,73	0,0017	32,30%
tg Φ'	0,67	0,742	1,392	0,096	1,423	2,02566	0,000967	0,0020	36,93%
γ (kN/m ³)	16,5	18,139	1,262	-0,034	-0,021	0,00043	0,02	0,0000	0,16%
qs_adm (kPa)	73	79,983	1,314	0,018	0,002	0,00001	265	0,0016	30,60%
			Σ					0,0053	100,00%
			σFS					0,07	
			β					4,06	
			PF					2,40E-05	1:41629

Fonte: Elaboração Própria (2025)

Tabela 28: Seção 10 - Resultados da Combinação Bishop Simplificado e Ortigão (2)

Variável	Xi	Xi+ΔXi	FSNovo	ΔFS	FSMédio			V[FS]=(ΔFS/ΔXi) ² .V[Xi]	% Influência
					(ΔFS/ΔXi)	(ΔFS/ΔXi) ²	V[Xi]		
c' (kPa)	7	7,700	1,394	0,015	0,021	0,00046	3,73	0,0017	33,78%
tg Φ'	0,67	0,742	1,482	0,103	1,527	2,33184	0,000967	0,0023	44,46%
γ (kN/m ³)	16,5	18,139	1,343	-0,036	-0,022	0,00048	0,02	0,0000	0,19%
qs_adm (kPa)	124	136,432	1,408	0,029	0,002	0,00001	200	0,0011	21,58%
			Σ					0,0051	100,00%
			σFS					0,07	
			β					5,32	
			PF					5,13E-08	1:19506285

Fonte: Elaboração Própria (2025)

Tabela 29: Seção 10 - Resultados da Combinação Bishop Simplificado e Springer (3)

Variável	Xi	Xi+ΔXi	FSNovo	ΔFS	FSMédio			V[FS]=(ΔFS/ΔXi) ² .V[Xi]	% Influência
					(ΔFS/ΔXi)	(ΔFS/ΔXi) ²	V[Xi]		
c' (kPa)	7	7,700	1,202	0,016	0,023	0,00052	3,73	0,0019	30,97%
tg Φ'	0,67	0,742	1,270	0,084	1,245	1,55090	0,000967	0,0015	23,83%
γ (kN/m ³)	16,5	18,139	1,149	-0,037	-0,022	0,00050	0,02	0,0000	0,16%
qs_adm (kPa)	48	52,618	1,210	0,024	0,005	0,00003	113	0,0028	45,04%
			Σ					0,0063	100,00%
			σFS					0,08	
			β					2,34	
			PF					9,52E-03	1:105

Fonte: Elaboração Própria (2025)

Tabela 30: Seção 10 - Resultados da Combinação Morgenstern-Price e Ortigão (1)

FSMédio								1,281	
Variável	Xi	Xi+ΔXi	FSNovo	ΔFS	(ΔFS/ΔXi)	(ΔFS/ΔXi) ²	V[Xi]	V[FS]=(ΔFS/ΔXi) ² ·V[Xi]	% Influência
c' (kPa)	7	7,700	1,296	0,015	0,021	0,00046	3,73	0,0017	35,37%
tg Φ'	0,67	0,742	1,374	0,093	1,379	1,90104	0,000967	0,0018	37,96%
γ (kN/m ³)	16,5	18,139	1,246	-0,035	-0,021	0,00045	0,02	0,0000	0,19%
qs_adm (kPa)	73	79,983	1,297	0,016	0,002	0,00000	265	0,0013	26,48%
				Σ				0,0048	100,00%
				σFS					0,07
				β					4,04
				PF				2,69E-05	1:37149

Fonte: Elaboração Própria (2025)

Tabela 31: Seção 10 - Resultados da Combinação Morgenstern-Price e Ortigão (2)

FSMédio								1,364	
Variável	Xi	Xi+ΔXi	FSNovo	ΔFS	(ΔFS/ΔXi)	(ΔFS/ΔXi) ²	V[Xi]	V[FS]=(ΔFS/ΔXi) ² ·V[Xi]	% Influência
c' (kPa)	7	7,700	1,378	0,014	0,020	0,00040	3,73	0,0015	23,53%
tg Φ'	0,67	0,742	1,466	0,102	1,512	2,28679	0,000967	0,0022	34,87%
γ (kN/m ³)	16,5	18,139	1,331	-0,033	-0,020	0,00040	0,02	0,0000	0,13%
qs_adm (kPa)	124	136,432	1,391	0,027	0,002	0,00000	555	0,0026	41,47%
				Σ				0,0063	100,00%
				σFS					0,08
				β					4,57
				PF				2,42E-06	1:413257

Fonte: Elaboração Própria (2025)

Tabela 32: Seção 10 - Resultados da Combinação Morgenstern-Price e Springer (3)

FSMédio								1,173	
Variável	Xi	Xi+ΔXi	FSNovo	ΔFS	(ΔFS/ΔXi)	(ΔFS/ΔXi) ²	V[Xi]	V[FS]=(ΔFS/ΔXi) ² ·V[Xi]	% Influência
c' (kPa)	7,000	7,700	1,190	0,017	0,02429	0,00059	3,73	0,0022	27,61%
tg Φ'	0,675	0,742	1,280	0,107	1,58634	2,51648	0,000967	0,0024	30,53%
γ (kN/m ³)	16,490	18,139	1,137	-0,036	-0,02183	0,00048	0,02	0,0000	0,12%
qs_adm (kPa)	47,834	52,618	1,199	0,026	0,00544	0,00003	113	0,0033	41,74%
				Σ				0,0080	100,00%
				σFS					0,09
				β					1,94
				PF				2,63E-02	1:38

Fonte: Elaboração Própria (2025)

Tabela 33: Seção 10 - Resumo de resultados Método FOSM

Bishop				Morgenstern-Price			
Seção 10 H=12,29m				Ortigão (1) Ortigão (2) Springer (3)			
β	4,06	5,32	2,34	4,04	4,57	1,94	
PF	2,40E-05	5,13E-08	9,52E-03	2,69E-05	2,42E-06	2,63E-02	

Fonte: Elaboração Própria (2025)

4.4.2.4.3 Análise dos resultados

A aplicação do método FOSM (*First-Order Second-Moment*) nas seções S08 (9,58 m) e S10 (12,29 m) permitiu identificar padrões críticos na estabilidade de taludes, destacando a interação entre parâmetros geotécnicos, altura da estrutura e limitações metodológicas. A análise revelou que a influência de cada variável no fator de segurança (FS) é regida pela combinação de sua sensibilidade local ($\Delta FS/\Delta X_i$) e variância ($V[X_i]$), conforme expresso na equação de contribuição percentual. Essa relação explica, por exemplo, a dominância da resistência ao cisalhamento no contato solo grampo em cenários como Bishop-Ortigão (1) (59,08% de influência), onde sua alta variância ($V[X_i] = 66\text{--}555 \text{ kPa}$) supera a sensibilidade moderada ($\Delta FS/\Delta X_i \approx 0,005\text{--}0,007$). Em contraste, o peso específico (γ) apresentou impacto residual (<1%), justificado por sua baixa variância ($V[X_i] = 0,02 \text{ kN}^2/\text{m}$) e sensibilidade ($\Delta FS/\Delta X_i \approx 0,02$), corroborando práticas que o excluem de análises probabilísticas, considerando um parâmetro determinístico, como sugerido por Baecher e Christian (2003).

A comparação entre as seções S08 e S10 evidenciou o papel crítico da altura do talude. Enquanto a S08 apresentou índices de confiabilidade (β) entre 2,76 (Bishop-Springer (3)) e 6,44 (Bishop-Ortigão (2)), a S10, mais alta, registrou valores de β significativamente menores (1,94–5,32), com probabilidades de falha (PF) até 100 vezes superiores. Essa discrepância está alinhada com Duncan (1996), que associa alturas elevadas a tensões geostáticas amplificadas e maior sensibilidade a incertezas paramétricas. Na S10, combinações como Morgenstern-Price-Springer (3) ($\beta = 1,94$; $PF = 2,63E-02$) destacaram a vulnerabilidade de taludes altos a variações em qs_{adm} (41,74%) e $\tan \Phi$ (30,53%), reforçando a necessidade de abordagens conservadoras em projetos com características similares.

O fator de segurança determinístico (FS Médio) mostrou-se um pilar frágil para o FOSM. Combinações com FS elevados, como Morgenstern-Price-Ortigão (2) (FS Médio = 1,534; $\beta = 6,079$), sugeriram alta confiabilidade, enquanto valores próximos a 1,0, como em Bishop-Springer (3) na S10 (FS Médio = 1,186; $\beta = 2,34$), expuseram riscos significativos. Além disso, a ausência de correlações entre parâmetros, como a relação negativa entre c' e Φ' comum em solos (Phoon e Kulhawy, 1999), pode distorcer resultados. Se consideradas, tais correlações poderiam reduzir β em até 30%, alterando drasticamente a hierarquia de influência dos parâmetros.

As combinações críticas demandam atenção prioritária. Na S08, a crítica mostrou-se Bishop-Springer (3) ($\beta = 2,76$) com qs_{adm} determinante devido à sua alta variância (113 kPa). Na S10, Morgenstern-Price-Springer (3) ($\beta = 1,94$) implica monitoramento rigoroso de $tg \Phi$ e qs_{adm} , parâmetros que dominam a incerteza. A escolha da correlação para cálculo de qs_{adm} também se mostrou decisiva: métodos como Ortigão (1), que produzem valores otimistas, reduzem a incerteza global, enquanto Springer (3), com estimativas mais conservadoras, aumenta a dependência de outros parâmetros, como destacado por Ortigão e Sayão (2001).

Para superar as limitações do FOSM, recomenda-se a integração de métodos avançados, como o SORM (Second-Order Reliability Method), que incorpora derivadas de segunda ordem e correlações, ou a Simulação de Monte Carlo, capaz de capturar distribuições não normais e interações complexas. A validação empírica por meio de ensaios de campo é igualmente crucial para calibrar variâncias e sensibilidades, especialmente em parâmetros-chave como c' e qs_{adm} .

4.4.2.5 Comparação entre métodos probabilísticos

A análise comparativa dos resultados das seções 08 ($H=9,58$ m) e 10 ($H=12,29$ m), utilizando os métodos de Bishop e Morgenstern-Price sob as abordagens FOSM e Simulação de Monte Carlo, revela nuances críticas para a avaliação de risco do talude. No FOSM, observa-se que o método de Bishop tende a apresentar índices de confiabilidade (β) mais elevados em relação ao M. Price em determinadas combinações. Por exemplo, na Seção 08-FOSM, para Ortigão (2), Bishop registra $\beta=6,440$, enquanto M. Price alcança $\beta=6,079$. Essa diferença pode ser atribuída à linearização da função de desempenho no FOSM, que beneficia a formulação simplificada de Bishop, baseada em superfícies circulares, reduzindo a sensibilidade a não linearidades. Já o M. Price, que exige equilíbrio de forças e momentos, é mais afetado pela aproximação linear, subestimando sua robustez nessa abordagem (Low e Tang, 2007).

Na Simulação de Monte Carlo, a tendência se inverte: M. Price tende a indicar probabilidades de falha (PF) mais altas, especialmente em cenários complexos. Na Seção 10, por exemplo, o método de Bishop apresenta $PF = 7,00 \cdot 10^{-3}$ (Springer (3)), enquanto M. Price atinge $PF = 1,20 \cdot 10^{-2}$ na mesma combinação. Isso ocorre porque

a geração estocástica de parâmetros na Monte Carlo expõe interações não lineares e correlações entre variáveis, aspectos que o M. Price, mais conservador e detalhista, captura com maior precisão (Griffiths e Fenton, 2004). Nota-se, ainda, que os resultados de Bishop são mais consistentes entre métodos. Essa estabilidade reforça a aplicabilidade de Bishop em análises preliminares, embora sua simplificação possa mascarar riscos em cenários críticos.

As combinações críticas destacam-se pela elevação da PF . Na Seção 08, a combinação Springer (3) sob Monte Carlo registra $PF = 4,35 \cdot 10^{-3}$ para Bishop, valor superior às demais combinações. Na Seção 10, a mesma combinação Springer (3) apresenta $PF = 7,00 \cdot 10^{-3}$ (Bishop) e $PF = 1,20 \cdot 10^{-2}$ (M. Price), indicando maior vulnerabilidade nessa configuração. Tais resultados sugerem que a metodologia de Springer, associada a parâmetros geotécnicos específicos, representa um cenário crítico para ambas as seções, exigindo atenção redobrada em projetos de estabilização

A adequação das probabilidades de falha (PF) abaixo do limiar de 2,0% proposta por Sandroni e Sayão (1992) não se aplica a todas as combinações de correlações e métodos entre as seções. Embora a maioria dos resultados se mantenha dentro desse critério, há exceções críticas. Por exemplo, na Seção 10 (FOSM), o método de Morgenstern-Price (M. Price) associado à combinação Springer (3) apresenta PF de 2,63%, valor que ultrapassa o limite de 2,0%. Já na Simulação de Monte Carlo, as PF s máximas são de 1,20% para a Seção 10 e 0,44% para a Seção 08, na combinação Bishop-Springer (3), ambas dentro do limiar de 2,0%. No entanto, ao adotar critérios mais rigorosos, como o proposto por Christian (2004), que recomenda $PF < 1,0\%$ para estruturas de alto impacto a Seção 10-Monte Carlo (1,2%) não atenderia plenamente, demandando revisão de parâmetros ou reforços

Um último adendo é a respeito da influência da correlação entre variáveis, por exemplo, evidencia-se que correlações positivas entre coesão e ângulo de atrito podem reduzir a dispersão dos resultados no FOSM, superestimando a confiabilidade. Neste trabalho desconsiderou-se essa tipologia de análise, mas essa avaliação pode ser interessante em casos mais complexos.

5. CONCLUSÃO

O presente trabalho investigou de forma rigorosa a estabilidade de um talude pré e pós estabilização, em diferentes seções tanto por metodologias determinísticas quanto por probabilísticas. Aoki (2010) destaca que a utilização de fatores de segurança altos não necessariamente implica na eliminação de riscos. Isso ocorre porque esses fatores não consideram adequadamente as variabilidades e incertezas inerentes aos parâmetros geotécnicos e às condições de carregamento. Portanto, uma abordagem probabilística é essencial para avaliar de forma mais realista a segurança e a confiabilidade das estruturas, quantificando a probabilidade de falha e permitindo decisões de projeto mais informadas. Sendo assim esse estudo permitiu verificar de forma abrangente a segurança avaliando o impacto de diferentes métodos determinísticos, métodos probabilísticos, correlações utilizadas e alturas de seções.

Primeiramente, com relação às análises determinísticas pode-se inferir que taludes grampeados não necessariamente apresentam a tamanha adequação de resultados de fatores de segurança entre diferentes métodos, como geralmente acontece em taludes puros. Isso se deve a natureza do método: Bishop Simplificado considera explicitamente apenas o equilíbrio de momentos e forças verticais, desprezando forças horizontais entre fatias, o que pode resultar em uma simplificação que afeta a precisão dos cálculos, especialmente em cenários onde forças adicionais, como as geradas por grampos, exercem influência significativa sobre a estabilidade do talude. Em contrapartida, o método de Morgenstern-Price resolve simultaneamente todos os equilíbrios de forças e momentos, modelando de forma mais realista a interação entre as fatias e o efeito estabilizador dos grampos. Portanto, é essencial que o projetista se utilize de diferentes métodos a fim de avaliar corretamente o cenário que propôs.

No que tange a avaliações probabilísticas, é essencial primeiramente que haja um número consistente de ensaios, que permitam avaliar estatisticamente parâmetros de forma rigorosa. A realização de ensaios de cisalhamento direto permite calcular variâncias da resistência ao cisalhamento e em cadeia dos parâmetros de coesão e ângulo de atrito, por isso um número restrito de ensaios pode acarretar análises imprecisas. Ademais é essencial a solicitação de ensaios de arrancamento por parte do projetista, que levem o grampo efetivamente ao arrancamento, e assim permitam a quantificação da aderência solo-grampo. Essa etapa é essencial pois como visto no

tópico de análise dos ensaios, os resultados de variância diferem das médias obtidas por coeficientes de correlação obtidos em literatura, que se utilizadas acarretariam resultados desconexos.

Com relação aos métodos probabilísticos, verificou-se primeiramente que os fatores de segurança determinísticos têm influência significativa nos índices de confiabilidade e probabilidade de ruptura. Utilizando a Simulação de Monte Carlo, primeiramente cabe pontuar que um alto número de simulações é essencial para análises robustas, sendo o número de vinte mil análises consistente. Verificou-se também, com os resultados obtidos, que a altura da seção teve um impacto considerável na convergência ou divergência entre índices de confiabilidade e probabilidades de falha no que tange a diferentes métodos determinísticos. Essa diferença pode ser explicada por fatores relacionados ao efeito de escala, à sensibilidade a incertezas e ao comportamento do solo.

No que tange a aplicação do método do Segundo Momento de Primeira Ordem, primeiro constatou-se que é importante avaliar a porcentagem de incremento a se utilizar. Seguir de maneira cega recomendações de literatura como acréscimos de 10% podem ser arriscados, pois a fragilidade inerente à linearização em sistemas complexos pode ser crítica. Autores como Phoon e Kulhawy (1999) alertam que valores muito baixos (1% a 5%) amplificam erros numéricos, enquanto incrementos elevados (15%) extrapolam a região linear. Portanto, o ideal é de forma prévia testar diferentes valores de forma a verificar possíveis estabilização dos índices de confiabilidade. Além disso a análise revelou que a influência de cada variável no fator de segurança (FS) é regida pela combinação de sua sensibilidade local ($\Delta FS / \Delta X_i$) e variância ($V[X_i]$), conforme expresso na equação de contribuição percentual. Essa relação explica, por exemplo, a majoritária dominância da resistência ao cisalhamento no contato solo grampo.

Entre métodos observou-se que para o FOSM, o método de Bishop tende a apresentar índices de confiabilidade (β) mais elevados em relação ao M. Price na grande maioria das combinações. Na Simulação de Monte Carlo, a tendência se inverte: Morgenstern-Price tende a indicar probabilidades de falha (PF) mais altas, especialmente em cenários complexos. As combinações críticas destacam-se pela elevação da PF . Na Seção 08, a combinação Springer (3) sob Monte Carlo registra $PF=4,35E-03$ para Bishop, valor superior às demais combinações. Na Seção 10, a mesma combinação Springer (3) apresenta $PF=7,00E-03$ (Bishop) e $PF=1,20E-02$ (M.

Price), indicando maior vulnerabilidade nessa configuração. Portanto, de forma geral, todas as combinações críticas envolveram a correlação Springer (3), que se mostrou assim a mais adequada para utilização em projetos que necessitam de conservadorismo.

Cabe pontuar a análise dos resultados sob a ótica do risco aceitável. Observou-se que ao adotar critérios mais rigorosos, como o que Christian (2004) recomenda para estruturas de alto impacto: $PF < 1,0\%$ haveria maior número de seções que não atenderiam plenamente, demandando revisão de parâmetros ou reforços. O cenário muda ao analisar a partir de recomendações mais brandas como a clássica proposição de Sandroni e Sayão (1992) de PF máxima igual a 2%, na qual a grande maioria dos resultados mantém-se dentro do limite aceitável. Portanto, o critério escolhido para fundamentar as análises é essencial.

Por fim, cabe, portanto, pontuar que todas as análises indicam que apesar de alguns padrões, os estudos probabilísticos ainda apresentam muitas nuances pouco estudadas, e resultados de complexa decifração e que são extremamente reféns dos critérios de análise definidos por expertise do projetista. Assim, é essencial que em um futuro próximo seja elaborada uma norma específica que contemple a temática de análises probabilísticas na geotecnia, mais especificamente em taludes, ou o incremento em normas já existentes. De forma a padronizar essa tipologia de análise, definindo metodologias claras, métodos a serem utilizados e riscos aceitáveis, padronizando e dando rigor a esse tipo de análise.

6. SUGESTÕES

Como sugestão, recomenda-se estudar as interdependências entre os parâmetros do solo como por exemplo a relação negativa que comumente acontece com coesão e ângulo de atrito, e avaliar seu efeito na simulação de Monte Carlo. Também sugere-se avaliar probabilisticamente a estabilidade de taludes por métodos avançados, como o SORM (*Second-Order Reliability Method*), que incorpora derivadas de segunda ordem e correlações e comparar os resultados com os obtidos pelo FOSM clássico.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BAECHER G. B. (1987). Statistical Analysis of Geotechnical Data. Final Report No GL-87-1, USACE Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss.

BAECHER, Gregory B.; CHRISTIAN, John T. Reliability and statistics in geotechnical engineering. John Wiley & Sons, 2005.

BARBOSA, Max Gabriel Timo et al. Reinjeção setorizada: Estado da arte e princípios do desenvolvimento. In: XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica-COBRAMSEG. Anais... Campinas. Brasil: ABMS-Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2020.

BOX, George EP et al. Statistics for experimenters. In: Wiley series in probability and statistics. Hoboken, NJ: Wiley, 2005.

Bussab, W. D. O., & Morettin, P. A. (2010). Estatística básica. In *Estatística básica* (pp. xvi-540).

CASTELLO, R. R. Estabilidade de Taludes. 1997. Notas de Aula de Mecânica dos Solos, Centro Tecnológico, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson. Fundações por estacas: projeto geotécnico. Oficina de Textos, 2011.

CLOUTERRE. Recommendations Clouterre 1991 – Soil mailing recommendations for designing, calculating, constructing and inspecting Earth support systems using soil mailing. French National Project Clouterre, English Language Translation, 1991. 302p.

DUNCAN, J. Michael; WRIGHT, Stephen G.; BRANDON, Thomas L. Soil strength and slope stability. John Wiley & Sons, 2014.

DUNCAN, James Michael. State of the art: limit equilibrium and finite-element analysis of slopes. Journal of Geotechnical engineering, v. 122, n. 7, p. 577-596, 1996.

EL-RAMLY, H., MORGENSTERN, N. R. & CRUDEN, D. M. (2003b). Reply to the Discussion by J. M. Duncan, M. Navin, and T. F. Wolff on "Probabilistic Slope Stability Analysis for Practice". Canadian Geotechnical Journal.

FERREIRA, João Luís Ferrás. Análise de estabilidade de taludes pelos métodos de Janbu e Spencer. 2012. Dissertação de Mestrado. Universidade do Porto (Portugal).

GERSCOVICH, Denise Maria Soares. Estabilidade de taludes. Oficina de textos. Rio de Janeiro, 2016.

GRIFFITHS, D. V.; FENTON, Gordon A. Probabilistic slope stability analysis by finite elements. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, v. 130, n. 5, p. 507-518, 2004.

HOEK, Evert; BRAY, Jonathan D. Rock slope engineering. CRC press, 1981.

INFANTI JUNIOR, N. et al. Geologia da Engenharia. São Paulo: Editora. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 1998.

LAMBE, T. W. & WHITMAN, R. V., 1969. Soil Mechanics (SI Version ed.). New York, USA: John Wiley & Sons, Inc.

LIMA, A. P. Deformabilidade e estabilidade de taludes em solo grampeado. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio, 2002, Rio de Janeiro, 180p.

MASSAD, F. Obras de terra: Curso básico de geotecnica, Ed. Oficina de Textos, São Paulo, 2003, 170p.

NBR 11.682/2009. Estabilidade de Encostas, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.

NBR 16.920-2/2021. Muros e taludes em solos reforçados Parte 02: Solos grampeados, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ORTIGÃO, J. A. R.; SAYÃO, A. S. D. J. Manual técnico de encostas. GeoRio, 1999. v. IV (Ancoragens e Grampos), 184p.

ORTIGÃO, J. A. R. ZIRLIS, A. C.; PALMEIRA, E. M. Experiência com solo grampeado no Brasil. São Paulo: Solos e rochas, 1993.

PHOON, Kok-Kwang; KULHAWY, Fred H. Characterization of geotechnical variability. Canadian geotechnical journal, v. 36, n. 4, p. 612-624, 1999.

ROSA, Rodrigo de Alvarenga; RIBEIRO, Rômulo Castello Henriques. Estradas de ferro: projeto, especificação & construção. Vitória, ES: EDUFES, 2020.

SANDRONI, S. S.; SAYÃO, A. S. F. J. Avaliação estatística do coeficiente de segurança de taludes. 1a Conferência Brasileira sobre Estabilidades de Taludes, Rio de Janeiro, ABMS, vol. 2, pp. 523-535, 1992.

SILVA, J. P. M. D. Os Métodos de Equilíbrio Limite e dos Elementos Finitos na Análise de Estabilidade de Taludes. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade de Porto, Porto, Portugal, 2011.

SOLOTRAT ENGENHARIA GEOTÉCNICA LTDA. Solo Grampeado. Disponível em: <<https://www.solotrat.com.br/pdf/solo-grampeado.pdf>>. Acesso em: 01/10/2024.

U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (1995), Introduction to Probability and Reliability Methods for Use In Geotechnical Engineering, Department of the Army, U. S. Army Corps of Engineers, Washington, DC.

WOLFF, T. F. (1996), "Probabilistic Slope Stability in Theory and Practice". ASCE Geotechnical Special Publication ASCE, USA.

APÊNDICE I - ANÁLISE DE VARIÂNCIAS DOS PARÂMETROS

Pares de Resistência: Cisalhamento Direto				
Bloco	σ (kgf/cm ²)	τ (kgf/cm ²)	σ (kPa)	τ (kPa)
01A	0,50	0,34	49,03	33,34
01B	1,00	0,71	98,07	69,63
01C	2,00	1,36	196,13	133,37
02A	0,50	0,41	49,03	40,21
02B	1,00	0,72	98,07	70,61
02C	2,00	1,40	196,13	137,29
03A	0,50	0,46	49,03	45,11
03B	1,00	0,82	98,07	80,41
03C	2,00	1,49	196,13	146,12

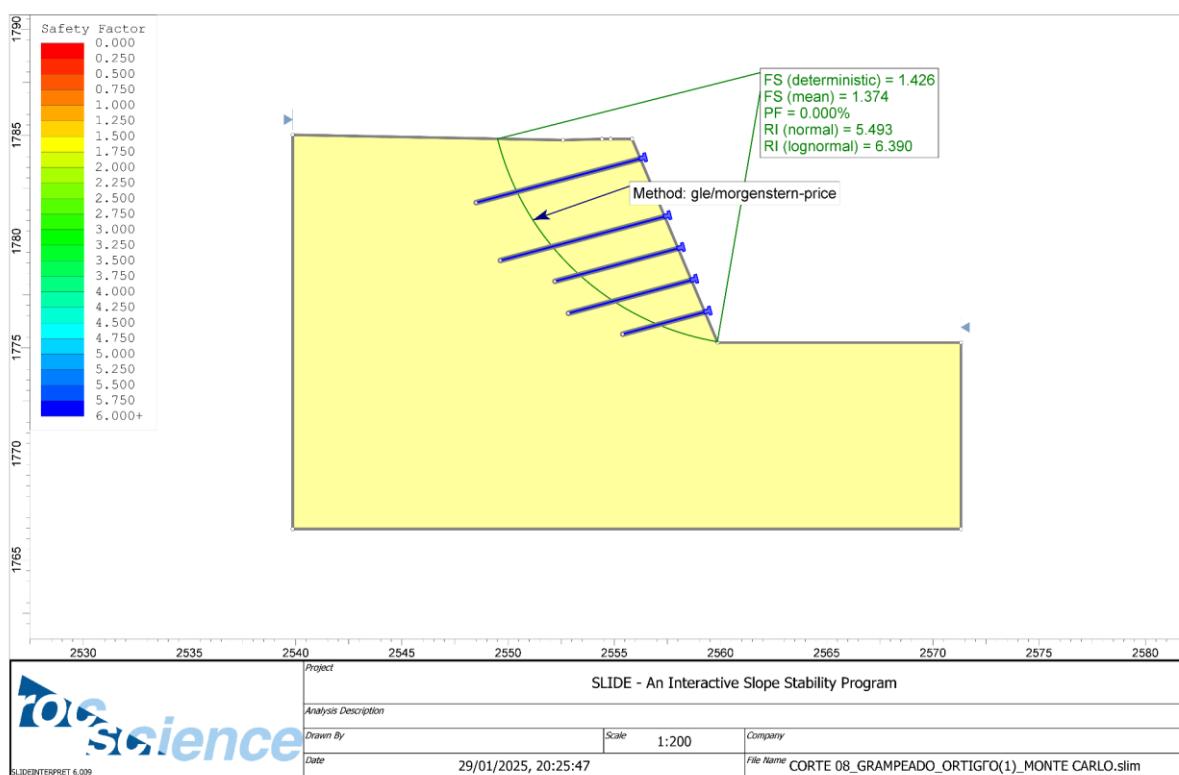
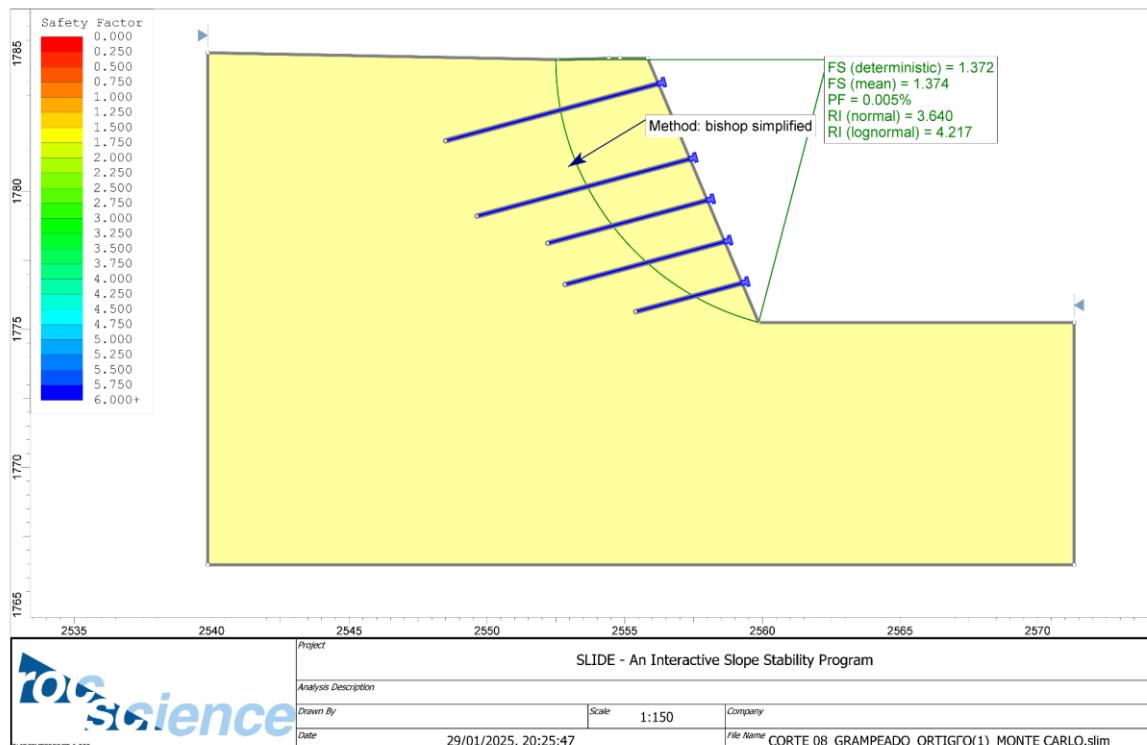
Variância do peso específico				
Bloco	γ (g/cm ³)	$\bar{\gamma}$ (kN/m ³)	$\gamma_i - \bar{\gamma}$ Médio	$(\gamma_i - \bar{\gamma})$ Médio ²
01A	1,61	16,08	-0,41	0,00
01B	1,66	16,28	-0,21	0,04
01C	1,69	16,56	0,06	0,00
02A	1,70	16,62	0,12	0,02
02B	1,69	16,61	0,11	0,01
02C	1,71	16,73	0,23	0,05
03A	1,69	16,60	0,10	0,01
03B	1,68	16,45	-0,04	0,00
03C	1,69	16,53	0,03	0,00
Σ		0,14		
$\bar{\gamma}$ Médio		16,49		
$V [\gamma]$		0,02		
Desvio Padrão		0,13		
C_v		0,81%		

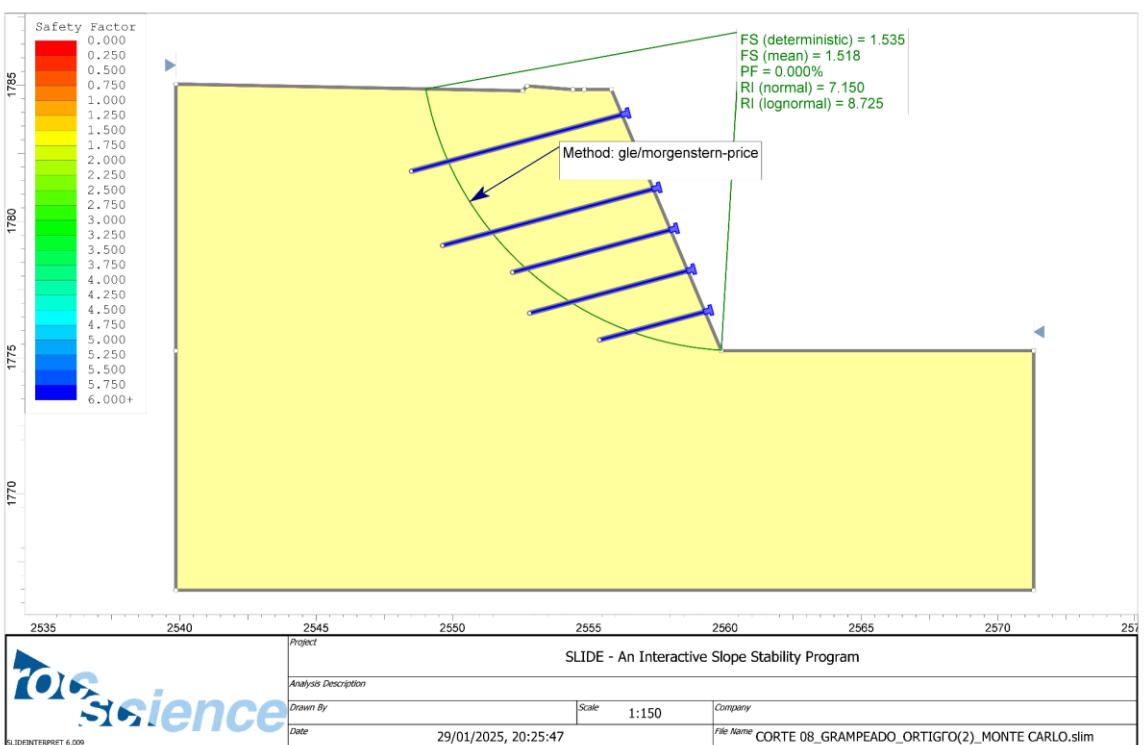
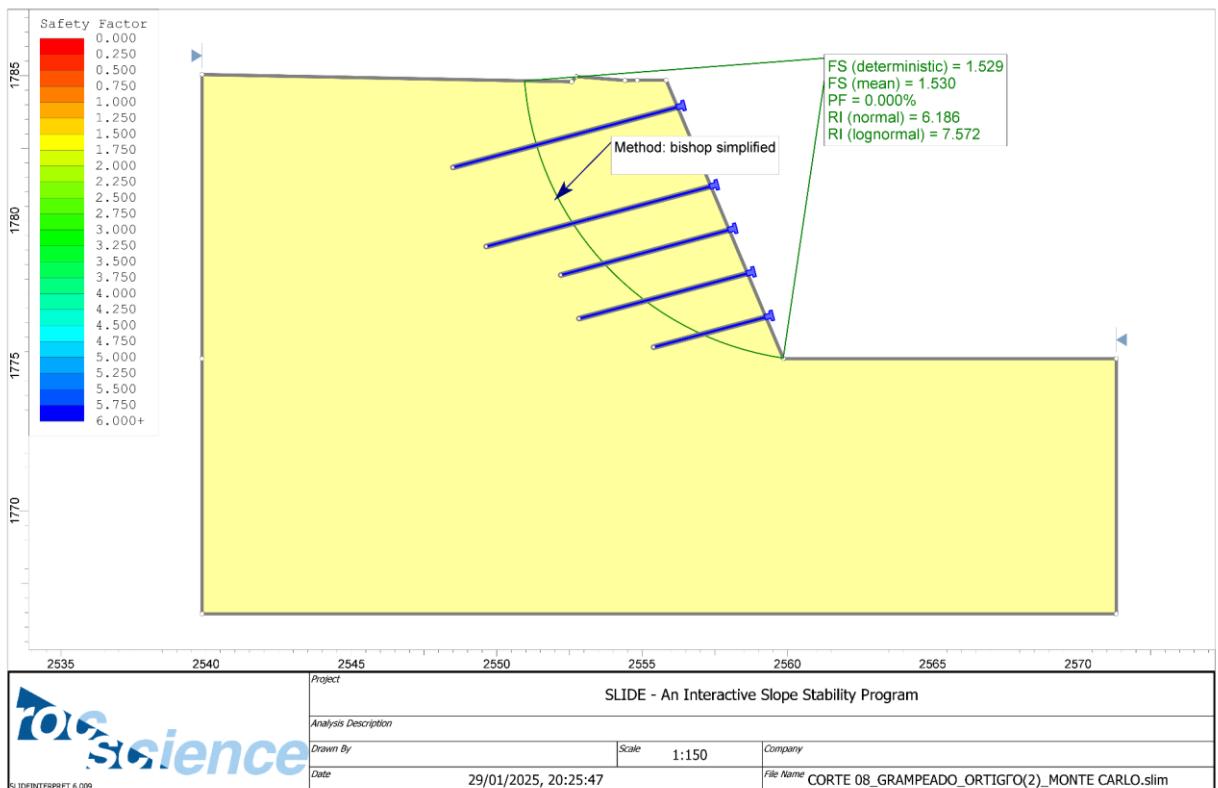
Variância da coesão	
E[σ']	114,41
$\Sigma(\sigma_i - E[\sigma'])^2$	33.659,29
V [c']	3,73
Desvio Padrão	1,93
C_v	28,13%

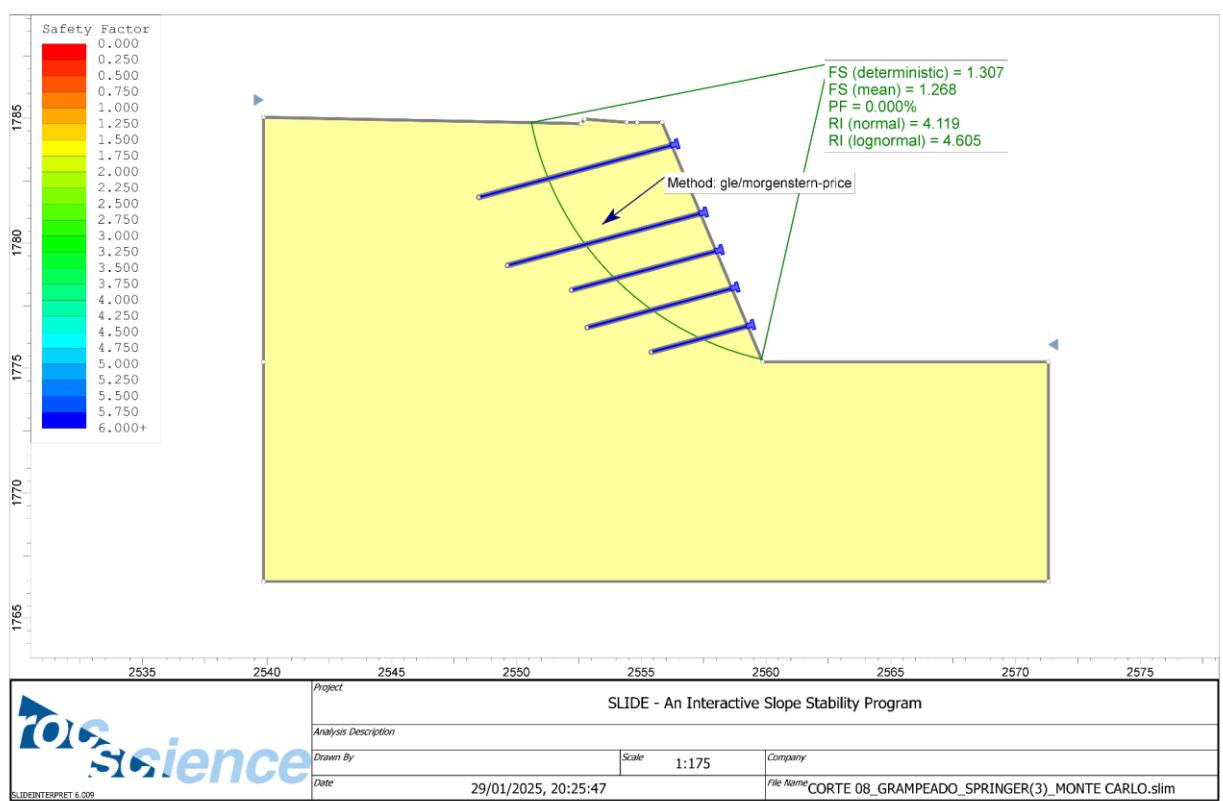
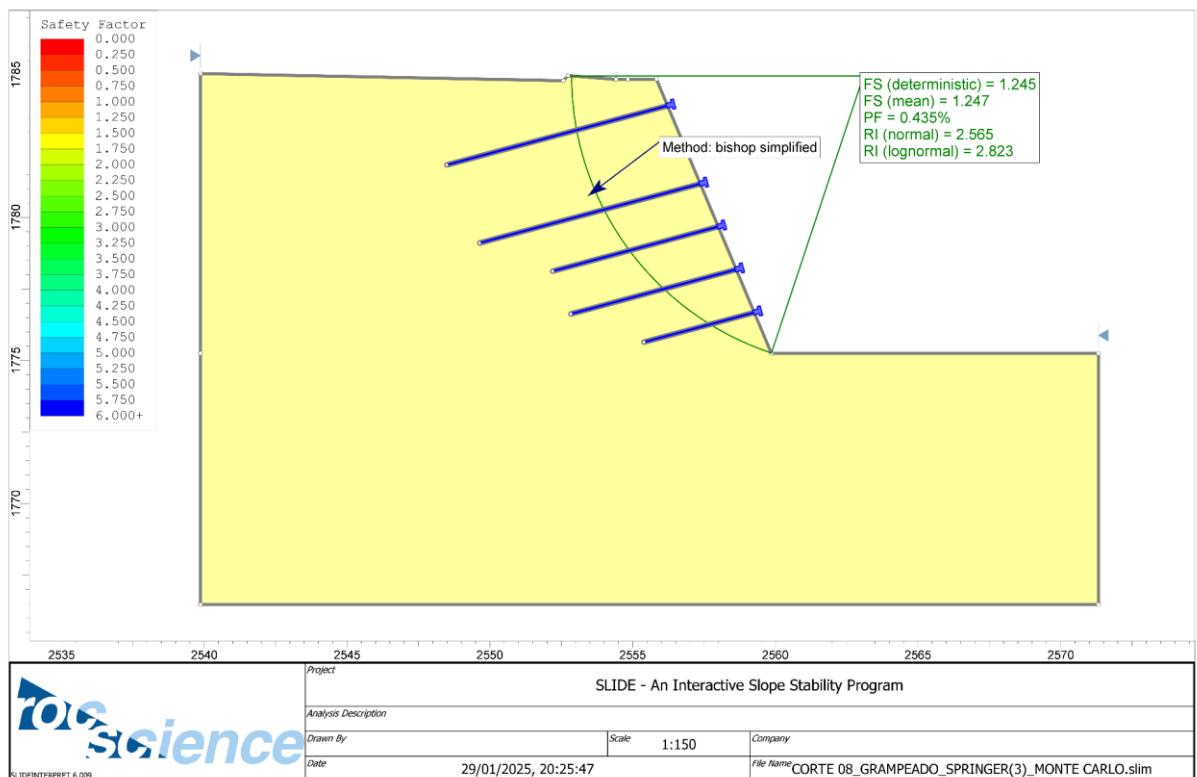
Variância da tensão cisalhante		
Tensão (kPa)	Tregressão (kPa)	$(\tau_i - \tau_{test})^2$
33,34	39,91	43,11
69,63	72,96	11,09
133,37	139,05	32,30
40,21	39,91	0,09
70,61	72,96	5,52
137,29	139,05	3,10
45,11	39,91	27,06
80,41	72,96	55,62
146,12	139,05	49,92
$\Sigma(\tau_i - \tau_{test})^2$		227,80
V[τ]		32,54
Desvio Padrão		5,70
C_v		6,79%

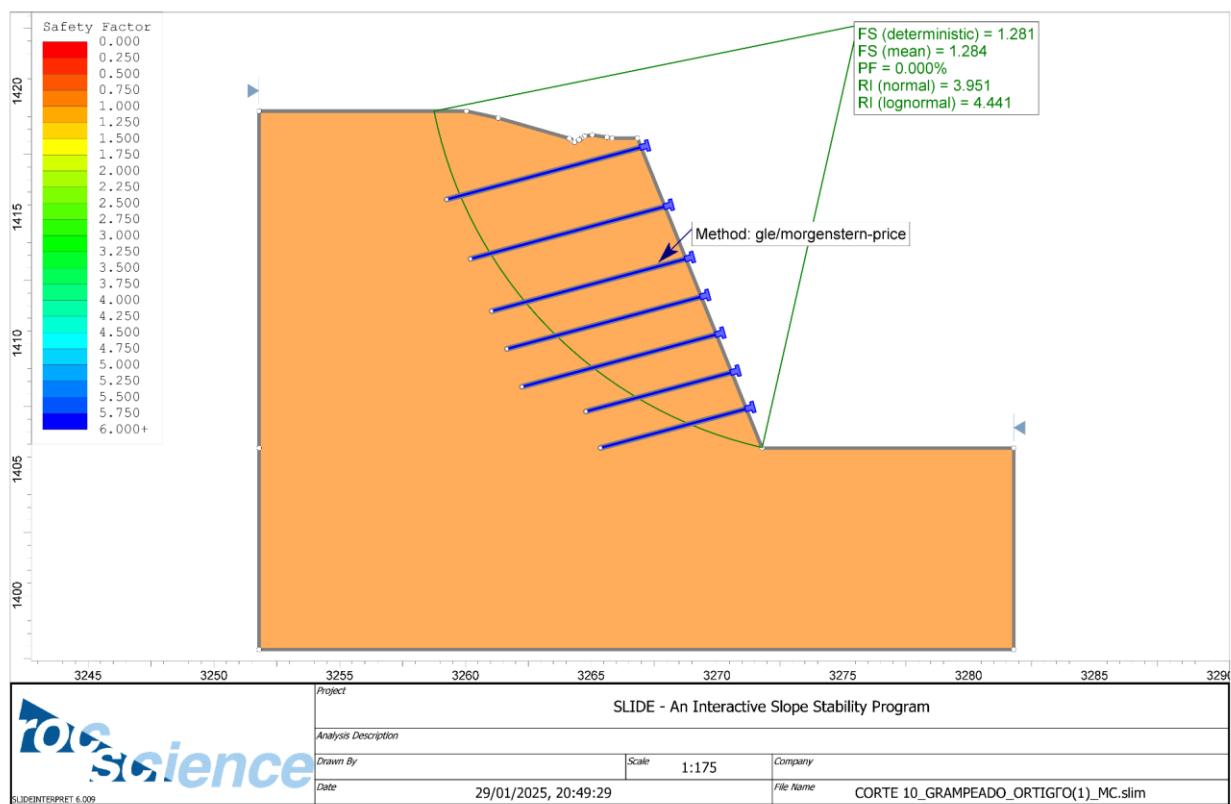
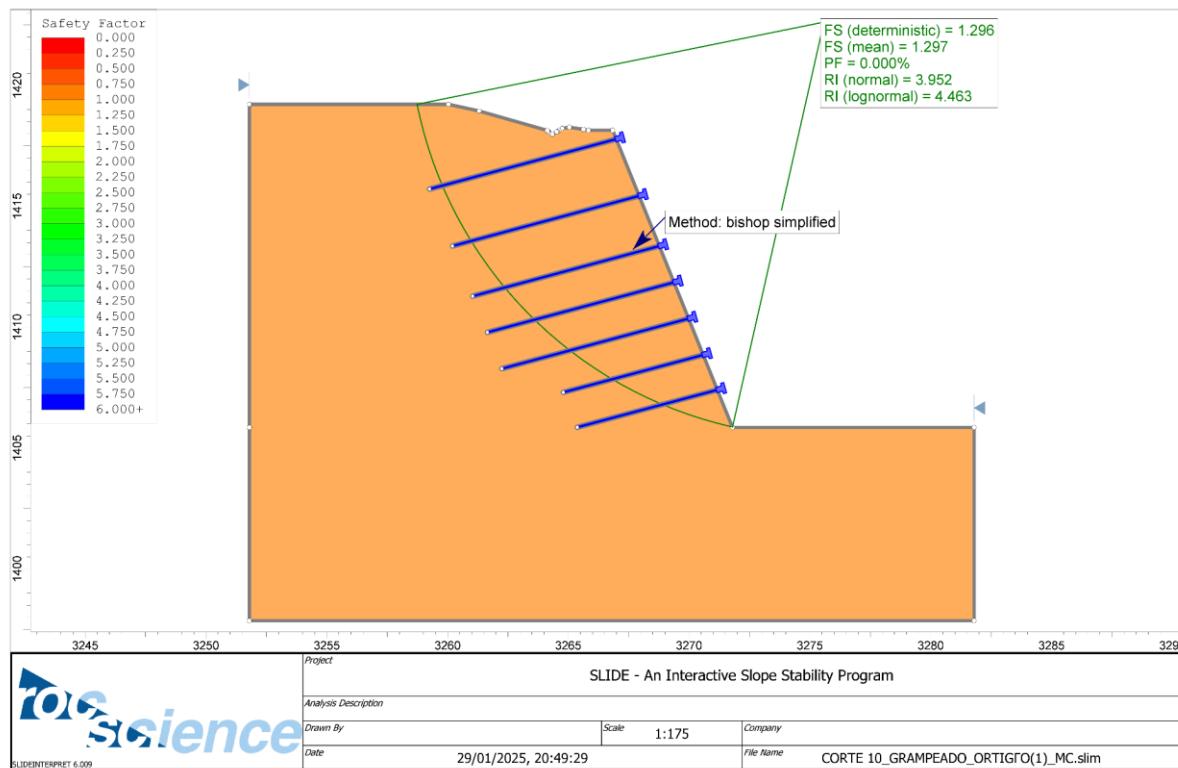
Variância da tangente do ângulo de atrito	
Sensação (kPa)	$(\sigma_i - E[\sigma'])^2$
49,03	4.274,20
98,07	267,14
196,13	6.678,43
49,03	4.274,20
98,07	267,14
196,13	6.678,43
49,03	4.274,20
98,07	267,14
196,13	6.678,43
$\Sigma(\sigma_i - E[\sigma'])^2$	
V [tan Φ]	
Desvio Padrão	
C_v	

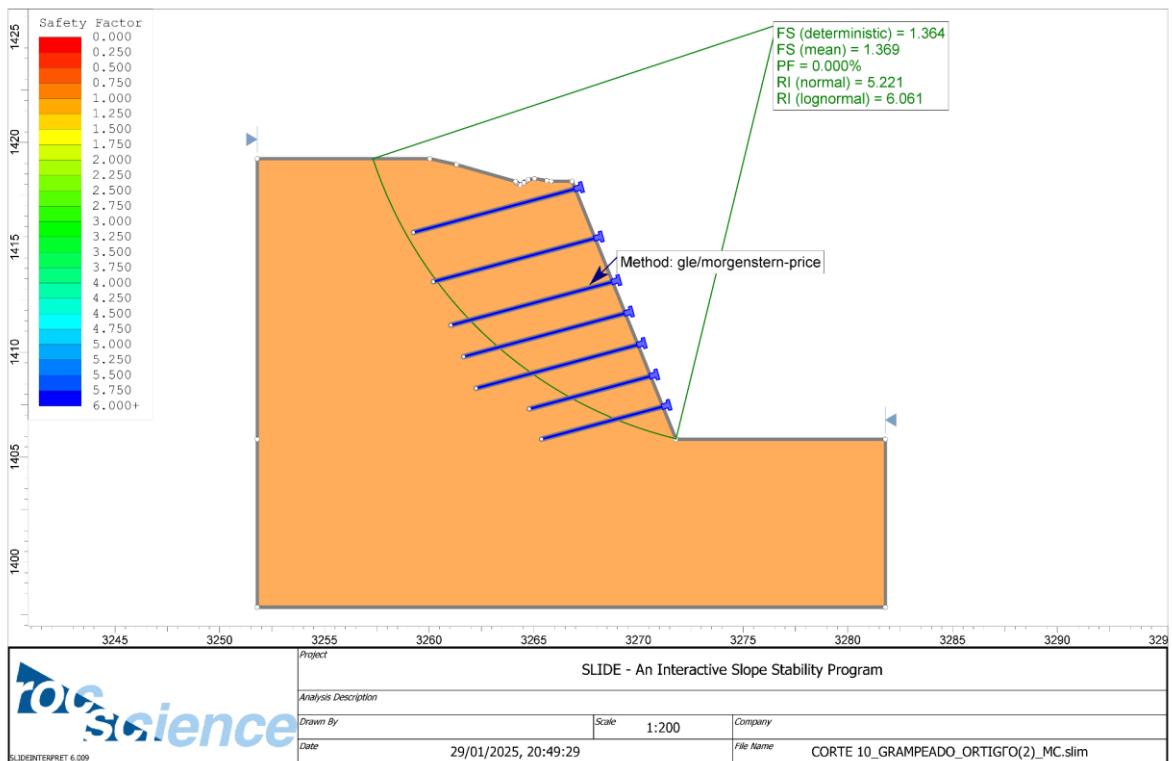
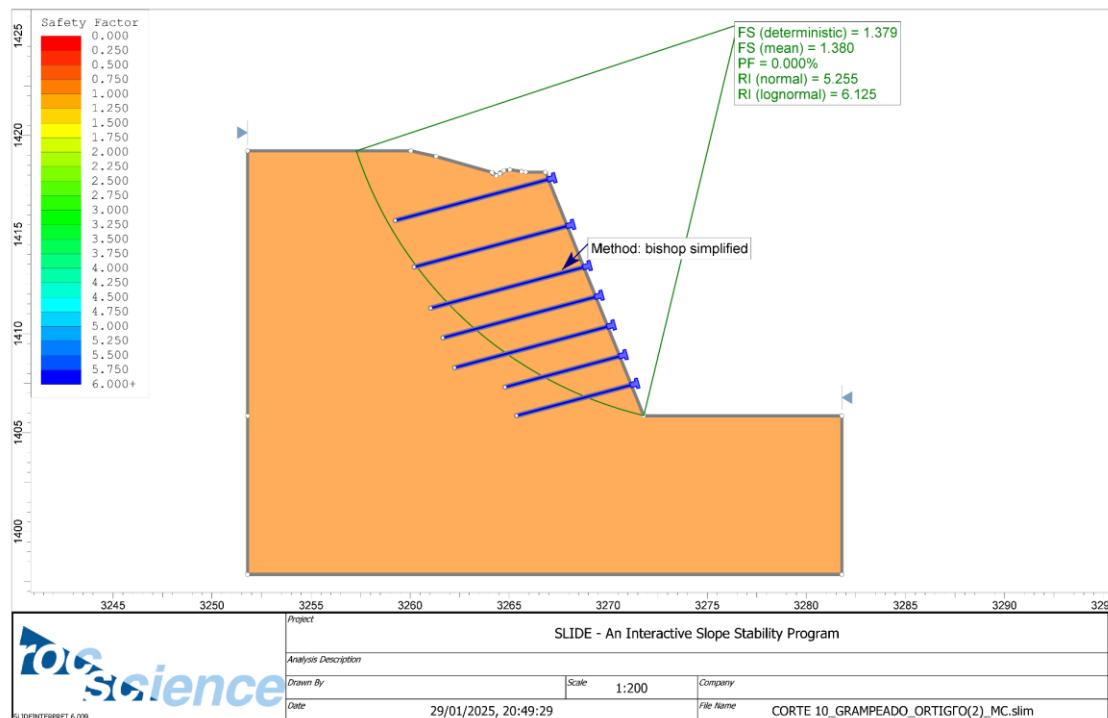
APÊNDICE II - SIMULAÇÕES DE MONTE CARLO

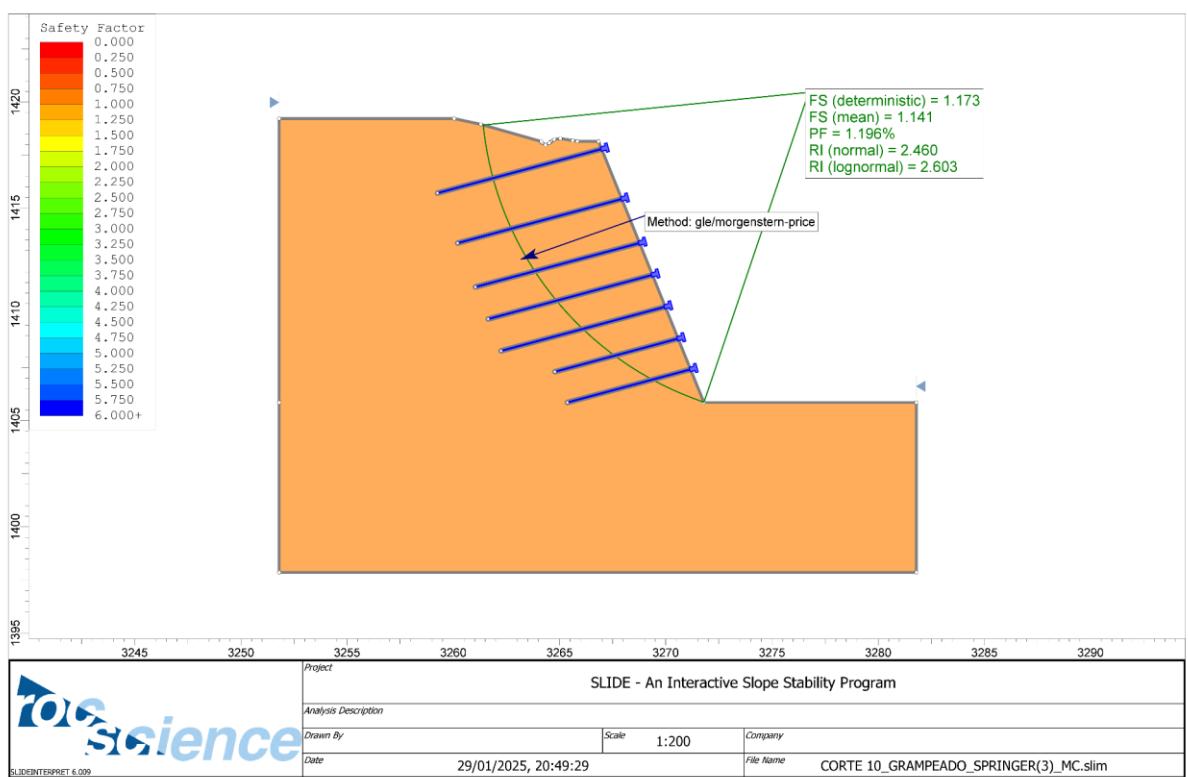
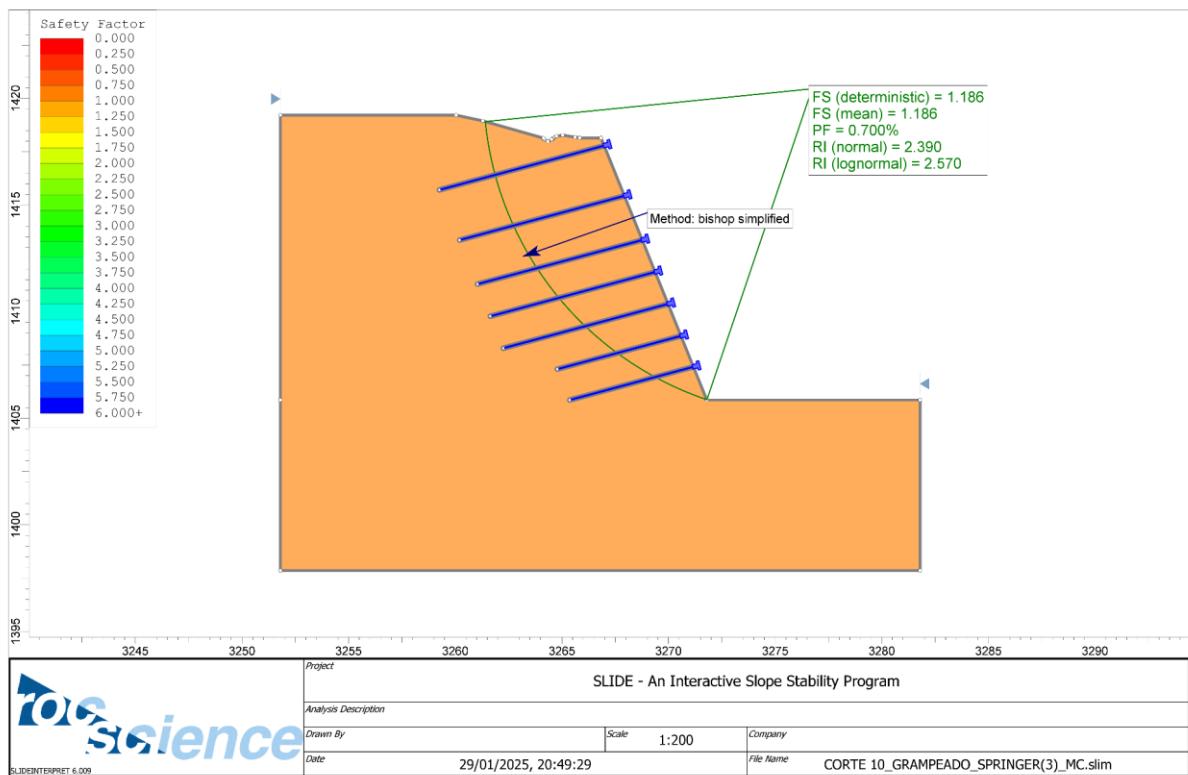












APÊNDICE III - ACRÉSCIMOS DIVERSOS PARA MÉTODO FOSM E ORTIGÃO (1)

S08: 1% Bishop Simplificado

FSMédio							1,360		
Variável	Xi	Xi+ΔXi	FSNovo	ΔFS	(ΔFS/ΔXi)	(ΔFS/ΔXi) ²	V[Xi]	V[FS]=(ΔFS/ΔXi) ² ·V[Xi]	% Influência
c' (kPa)	7	7,070	1,362	0,002	0,029	0,00082	3,73	0,0030	5,22%
tg φ'	0,67	0,681	1,369	0,009	1,334	1,78037	0,000967	0,0017	2,95%
γ (kN/m ³)	16,5	16,655	1,355	-0,005	-0,030	0,00092	0,02	0,0000	0,03%
qs_adm (kPa)	69	69,243	1,372	0,012	0,018	0,00031	175	0,0535	91,79%
			Σ					0,0583	100,00%
			σFS						0,24
			β						1,49
			PF					6,80E-02	1,15

S08: 1% Morgenstern-Price

FSMédio							1,424		
Variável	Xi	Xi+ΔXi	FSNovo	ΔFS	(ΔFS/ΔXi)	(ΔFS/ΔXi) ²	V[Xi]	V[FS]=(ΔFS/ΔXi) ² ·V[Xi]	% Influência
c' (kPa)	7	7,070	1,426	0,002	0,029	0,00082	3,73	0,0030	12,52%
tg φ'	0,67	0,681	1,436	0,012	1,779	3,16510	0,000967	0,0031	12,58%
γ (kN/m ³)	16,5	16,655	1,420	-0,004	-0,024	0,00059	0,02	0,0000	0,05%
qs_adm (kPa)	69	69,243	1,431	0,007	0,010	0,00010	175	0,0182	74,86%
			Σ					0,0243	100,00%
			σFS						0,16
			β						2,72
			PF					3,28E-03	1:305

S10: 1% Bishop Simplificado

FSMédio							1,296		
Variável	Xi	Xi+ΔXi	FSNovo	ΔFS	(ΔFS/ΔXi)	(ΔFS/ΔXi) ²	V[Xi]	V[FS]=(ΔFS/ΔXi) ² ·V[Xi]	% Influência
c' (kPa)	7	7,070	1,297	0,001	0,014	0,00020	3,73	0,0008	15,55%
tg φ'	0,67	0,681	1,306	0,010	1,483	2,19799	0,000967	0,0021	43,40%
γ (kN/m ³)	16,5	16,655	1,293	-0,003	-0,018	0,00033	0,02	0,0000	0,14%
qs_adm (kPa)	73	73,439	1,298	0,002	0,003	0,00001	265	0,0020	40,92%
			Σ					0,0049	100,00%
			σFS						0,07
			β						4,23
			PF					1,17E-05	1:85655

S10: 1% Morgenstern-Price

FSMédio							1,281		
Variável	Xi	Xi+ΔXi	FSNovo	ΔFS	(ΔFS/ΔXi)	(ΔFS/ΔXi) ²	V[Xi]	V[FS]=(ΔFS/ΔXi) ² ·V[Xi]	% Influência
c' (kPa)	7	7,070	1,282	0,001	0,014	0,00020	3,73	0,0008	1,31%
tg φ'	0,67	0,681	1,290	0,009	1,334	1,78037	0,000967	0,0017	2,95%
γ (kN/m ³)	16,5	16,655	1,278	-0,003	-0,018	0,00033	0,02	0,0000	0,01%
qs_adm (kPa)	73	73,439	1,283	0,002	0,003	0,00001	265	0,0020	3,44%
			Σ					0,0045	7,70%
			σFS						0,07
			β						4,19
			PF					1,38E-05	1:72457

S08: 5% Bishop Simplificado

FSMédio								1,360	
Variável	Xi	Xi+ΔXi	FSNovo	ΔFS	(ΔFS/ΔXi)	(ΔFS/ΔXi) ²	V[Xi]	V[FS]=(ΔFS/ΔXi) ² ·V[Xi]	% Influência
c' (kPa)	7	7,350	1,370	0,010	0,029	0,00082	3,73	0,0030	20,20%
tg Φ'	0,67	0,708	1,408	0,048	1,423	2,02566	0,000967	0,0020	12,99%
γ (kN/m ³)	16,5	17,315	1,334	-0,026	-0,032	0,00099	0,02	0,0000	0,13%
qs_adm (kPa)	69	71,986	1,386	0,026	0,008	0,00006	175	0,0101	66,68%
				Σ				0,0151	100,00%
				σFS				0,12	
				β				2,93	
				PF				1,68E-03	1:594

S08: 5% Morgenstern-Price

FSMédio								1,424	
Variável	Xi	Xi+ΔXi	FSNovo	ΔFS	(ΔFS/ΔXi)	(ΔFS/ΔXi) ²	V[Xi]	V[FS]=(ΔFS/ΔXi) ² ·V[Xi]	% Influência
c' (kPa)	7	7,350	1,432	0,008	0,023	0,00052	3,73	0,0019	9,40%
tg Φ'	0,67	0,708	1,479	0,055	1,631	2,65956	0,000967	0,0026	12,40%
γ (kN/m ³)	16,5	17,315	1,394	-0,030	-0,036	0,00132	0,02	0,0000	0,13%
qs_adm (kPa)	69	71,986	1,457	0,033	0,010	0,00009	175	0,0162	78,08%
				Σ				0,0207	100,00%
				σFS				0,14	
				β				2,94	
				PF				1,62E-03	1:618

S10: 5% Bishop Simplificado

FSMédio								1,296	
Variável	Xi	Xi+ΔXi	FSNovo	ΔFS	(ΔFS/ΔXi)	(ΔFS/ΔXi) ²	V[Xi]	V[FS]=(ΔFS/ΔXi) ² ·V[Xi]	% Influência
c' (kPa)	7	7,350	1,304	0,008	0,023	0,00052	3,73	0,0019	32,48%
tg Φ'	0,67	0,708	1,345	0,049	1,453	2,11095	0,000967	0,0020	34,01%
γ (kN/m ³)	16,5	17,315	1,280	-0,016	-0,019	0,00038	0,02	0,0000	0,13%
qs_adm (kPa)	73	76,347	1,306	0,010	0,003	0,00001	265	0,0020	33,39%
				Σ				0,0060	100,00%
				σFS				0,08	
				β				3,82	
				PF				6,64E-05	1:15058

S10: 5% Morgenstern-Price

FSMédio								1,281	
Variável	Xi	Xi+ΔXi	FSNovo	ΔFS	(ΔFS/ΔXi)	(ΔFS/ΔXi) ²	V[Xi]	V[FS]=(ΔFS/ΔXi) ² ·V[Xi]	% Influência
c' (kPa)	7	7,350	1,288	0,007	0,020	0,00040	3,73	0,0015	29,37%
tg Φ'	0,67	0,708	1,329	0,048	1,423	2,02566	0,000967	0,0020	38,55%
γ (kN/m ³)	16,5	17,315	1,265	-0,016	-0,019	0,00038	0,02	0,0000	0,15%
qs_adm (kPa)	73	76,347	1,290	0,009	0,002	0,00001	265	0,0016	31,94%
				Σ				0,0051	100,00%
				σFS				0,07	
				β				3,94	
				PF				4,04E-05	1:24777

S08: 8% Bishop Simplificado

FSMédio							1,360		
Variável	Xi	Xi+ΔXi	FSNovo	ΔFS	(ΔFS/ΔXi)	(ΔFS/ΔXi) ²	V[Xi]	V[FS]=(ΔFS/ΔXi) ² .V[Xi]	% Influência
c' (kPa)	7	7,560	1,377	0,017	0,030	0,00092	3,73	0,0034	24,36%
tg Φ'	0,67	0,728	1,434	0,074	1,371	1,88065	0,000967	0,0018	12,89%
γ (kN/m ³)	16,5	17,809	1,319	-0,041	-0,031	0,00097	0,02	0,0000	0,14%
qs_adm (kPa)	69	74,042	1,399	0,039	0,007	0,00005	175	0,0088	62,61%
				Σ				0,0141	100,00%
				σFS				0,12	
				β				3,03	
				PF				1,22E-03	1:820

S08: 8% Morgenstern-Price

FSMédio							1,424		
Variável	Xi	Xi+ΔXi	FSNovo	ΔFS	(ΔFS/ΔXi)	(ΔFS/ΔXi) ²	V[Xi]	V[FS]=(ΔFS/ΔXi) ² .V[Xi]	% Influência
c' (kPa)	7	7,560	1,444	0,020	0,036	0,00128	3,73	0,0048	30,70%
tg Φ'	0,67	0,728	1,522	0,098	1,816	3,29835	0,000967	0,0032	20,58%
γ (kN/m ³)	16,5	17,809	1,380	-0,044	-0,033	0,00111	0,02	0,0000	0,14%
qs_adm (kPa)	69	74,042	1,460	0,036	0,007	0,00004	175	0,0075	48,57%
				Σ				0,0155	100,00%
				σFS				0,12	
				β				3,41	
				PF				3,29E-04	1:3036

S10: 8% Bishop Simplificado

FSMédio							1,296		
Variável	Xi	Xi+ΔXi	FSNovo	ΔFS	(ΔFS/ΔXi)	(ΔFS/ΔXi) ²	V[Xi]	V[FS]=(ΔFS/ΔXi) ² .V[Xi]	% Influência
c' (kPa)	7	7,560	1,308	0,012	0,021	0,00046	3,73	0,0017	33,11%
tg Φ'	0,67	0,728	1,372	0,076	1,408	1,98368	0,000967	0,0019	37,07%
γ (kN/m ³)	16,5	17,809	1,268	-0,028	-0,021	0,00045	0,02	0,0000	0,17%
qs_adm (kPa)	73	78,528	1,310	0,014	0,002	0,00001	265	0,0015	29,65%
				Σ				0,0052	100,00%
				σFS				0,07	
				β				4,12	
				PF				1,93E-05	1:51724

S10: 8% Morgenstern-Price

FSMédio							1,281		
Variável	Xi	Xi+ΔXi	FSNovo	ΔFS	(ΔFS/ΔXi)	(ΔFS/ΔXi) ²	V[Xi]	V[FS]=(ΔFS/ΔXi) ² .V[Xi]	% Influência
c' (kPa)	7	7,560	1,291	0,010	0,018	0,00032	3,73	0,0012	27,41%
tg Φ'	0,67	0,728	1,355	0,074	1,371	1,88065	0,000967	0,0018	41,91%
γ (kN/m ³)	16,5	17,809	1,254	-0,027	-0,020	0,00042	0,02	0,0000	0,19%
qs_adm (kPa)	73	78,528	1,294	0,013	0,002	0,00000	265	0,0013	30,48%
				Σ				0,0043	100,00%
				σFS				0,07	
				β				4,27	
				PF				9,94E-06	1:100554

S08: 15% Bishop Simplificado

FSMédio							1,360		
Variável	Xi	Xi+ΔXi	FSNovo	ΔFS	(ΔFS/ΔXi)	(ΔFS/ΔXi) ²	V[Xi]	V[FS]=(ΔFS/ΔXi) ² .V[Xi]	% Influência
c' (kPa)	7	8,050	1,391	0,031	0,030	0,00087	3,73	0,0033	28,93%
tg Φ'	0,67	0,776	1,499	0,139	1,374	1,88744	0,000967	0,0018	16,23%
γ (kN/m ³)	16,5	18,964	1,288	-0,072	-0,029	0,00085	0,02	0,0000	0,15%
qs_adm (kPa)	69	78,841	1,421	0,061	0,006	0,00004	175	0,0061	54,69%
				Σ				0,0112	100,00%
				σFS				0,11	
				β				3,40	
				PF				3,42E-04	1:2921

S08: 15%Morgenstern-Price

FSMédio							1,424		
Variável	Xi	Xi+ΔXi	FSNovo	ΔFS	(ΔFS/ΔXi)	(ΔFS/ΔXi) ²	V[Xi]	V[FS]=(ΔFS/ΔXi) ² .V[Xi]	% Influência
c' (kPa)	7	8,050	1,456	0,032	0,030	0,00093	3,73	0,0035	33,34%
tg Φ'	0,67	0,776	1,614	0,190	1,878	3,52655	0,000967	0,0034	32,82%
γ (kN/m ³)	16,5	18,964	1,345	-0,079	-0,032	0,00102	0,02	0,0000	0,20%
qs_adm (kPa)	69	78,841	1,470	0,046	0,004	0,00002	175	0,0035	33,64%
				Σ				0,0104	100,00%
				σFS				0,10	
				β				4,16	
				PF				1,59E-05	1:62762

S10: 15% Bishop Simplificado

FSMédio							1,296		
Variável	Xi	Xi+ΔXi	FSNovo	ΔFS	(ΔFS/ΔXi)	(ΔFS/ΔXi) ²	V[Xi]	V[FS]=(ΔFS/ΔXi) ² .V[Xi]	% Influência
c' (kPa)	7	8,050	1,319	0,023	0,022	0,00048	3,73	0,0018	33,82%
tg Φ'	0,67	0,776	1,441	0,145	1,433	2,05390	0,000967	0,0020	37,53%
γ (kN/m ³)	16,5	18,964	1,238	-0,058	-0,023	0,00055	0,02	0,0000	0,21%
qs_adm (kPa)	73	83,618	1,322	0,026	0,002	0,00001	265	0,0015	28,44%
				Σ				0,0053	100,00%
				σFS				0,07	
				β				4,07	
				PF				2,36E-05	1:42405

S10: 15% Morgenstern-Price

FSMédio							1,281		
Variável	Xi	Xi+ΔXi	FSNovo	ΔFS	(ΔFS/ΔXi)	(ΔFS/ΔXi) ²	V[Xi]	V[FS]=(ΔFS/ΔXi) ² .V[Xi]	% Influência
c' (kPa)	7	8,050	1,303	0,022	0,021	0,00044	3,73	0,0016	30,91%
tg Φ'	0,67	0,776	1,423	0,142	1,403	1,96979	0,000967	0,0019	35,95%
γ (kN/m ³)	16,5	18,964	1,223	-0,058	-0,023	0,00055	0,02	0,0000	0,21%
qs_adm (kPa)	73	83,618	1,309	0,028	0,003	0,00001	265	0,0017	32,94%
				Σ				0,0053	100,00%
				σFS				0,07	
				β				3,86	
				PF				5,66E-05	1:17678