



SERVIÇO PÚBLICO FEDERAL  
MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO  
UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL



**PAULA TANNÚS RESENDE**

# **ANÁLISE NUMÉRICA DA ESTABILIDADE DE TALUDES EMPREGANDO ESTACAS COMO ELEMENTO DE REFORÇO**

Uberlândia, 2021

**PAULA TANNÚS RESENDE**

**ANÁLISE NUMÉRICA DA ESTABILIDADE DE TALUDES  
EMPREGANDO ESTACAS COMO ELEMENTO DE REFORÇO**

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Estruturas e Construção Civil

Orientador: Prof. Dr. Jean Rodrigo Garcia

Uberlândia, 2021

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)  
Sistema de Bibliotecas da UFU, MG, Brasil.

---

R433a      Resende, Paula Tannús, 1995-  
2021      Análise numérica da estabilidade de taludes empregando estacas  
como elemento de reforço [recurso eletrônico] / Paula Tannús Resende. -  
2021.

Orientador: Jean Rodrigo Garcia.  
Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Uberlândia,  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.  
Modo de acesso: Internet.  
Disponível em: <http://doi.org/10.14393/ufu.di.2021.6035>  
Inclui bibliografia.  
Inclui ilustrações.

1. Engenharia civil. I. Garcia, Jean Rodrigo, 1980-, (Orient.). II.  
Universidade Federal de Uberlândia. Programa de Pós-Graduação em  
Engenharia Civil. III. Título.

---

CDU: 624

Rejâne Maria da Silva – CRB6/1925  
Bibliotecária



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA

### ATA DE DEFESA - PÓS-GRADUAÇÃO

Programa de Pós-Graduação em:	Engenharia Civil				
Defesa de:	Dissertação de Mestrado Acadêmico, 260, PPGE				
Data:	06 de abril de 2021	Hora de início:	14:09h	Hora de encerramento:	16:57h
Matrícula do Discente:	11912ECV023				
Nome do Discente:	Paula Tannús Resende				
Título do Trabalho:	Análise numérica da estabilidade de taludes empregando estacas como elemento de reforço				
Área de concentração:	Estruturas e construção civil				
Linha de pesquisa:	Estruturas				
Projeto de Pesquisa de vinculação:	Análise da interação solo-fundação e contenção em solos tropicais do Brasil				

Reuniu-se, em sessão pública pela plataforma Conferência Web (MConf) provida pela Universidade Federal de Uberlândia, a Banca Examinadora, designada pelo Colegiado do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, assim composta pelos Professores Doutores: Paulo José Rocha de Albuquerque – FEC/Unicamp, João Alexandre Paschoalin Filho – Uninove e Jean Rodrigo Garcia – FECIV/UFU orientador da candidata.

Iniciando os trabalhos o presidente da mesa, Jean Rodrigo Garcia, apresentou a Comissão Examinadora e a candidata, agradeceu a presença do público, e concedeu à Discente a palavra para a exposição do seu trabalho. A duração da apresentação da Discente e o tempo de arguição e resposta foram conforme as normas do Programa.

A seguir o senhor(a) presidente concedeu a palavra, pela ordem sucessivamente, aos(às) examinadores(as), que passaram a arguir o(a) candidato(a). Ultimada a arguição, que se desenvolveu dentro dos termos regimentais, a Banca, em sessão secreta, atribuiu o resultado final, considerando o(a) candidato(a):

#### Aprovado

Esta defesa faz parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre.

O competente diploma será expedido após cumprimento dos demais requisitos, conforme as normas do Programa, a legislação pertinente e a regulamentação interna da UFU.

Nada mais havendo a tratar foram encerrados os trabalhos. Foi lavrada a presente ata que após lida e achada conforme foi assinada pela Banca Examinadora.



Documento assinado eletronicamente por **Jean Rodrigo Garcia, Professor(a) do Magistério Superior**, em 06/04/2021, às 16:59, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



Documento assinado eletronicamente por **Paulo Jose Rocha de Albuquerque, Usuário Externo**, em 06/04/2021, às 18:38, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



Documento assinado eletronicamente por **JOÃO ALEXANDRE PASCHOALIN FILHO, Usuário Externo**, em 12/04/2021, às 13:45, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site [https://www.sei.ufu.br/sei/controlador\\_externo.php?acao=documento\\_conferir&id\\_orgao\\_acesso\\_externo=0](https://www.sei.ufu.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0), informando o código verificador **2606531** e o código CRC **225F852A**.



*Aos meus pais Maria das Graças e Sérgio e  
aos meus irmãos Júlia e Lucas pela força, incentivo e exemplo.*

## **AGRADECIMENTOS**

A Deus, que tem planos melhores do que os meus e que foi a minha força e calma em todas as dificuldades.

À minha família e amigos que tanto de perto como à distância acreditaram em mim mais do que eu mesma, me apoiaram, incentivaram, motivaram e tornaram a caminhada mais leve.

Ao professor e amigo Jean Rodrigo Garcia por me incentivar a continuar os estudos quando terminei a graduação, por todos os ensinamentos e confiança.

Aos meus colegas e chefes da Conel Construtora e da Egis pela compreensão com o tempo que tive que dedicar ao mestrado, incentivo para que eu seguisse em frente com os estudos e o trabalho e por “segurarem as pontas” todas as vezes que eu tive que sair durante o expediente para ir à Universidade.

Aos meus colegas de mestrado do PPGEC por me mostrarem que não estava sozinha e por todo o conhecimento trocado.

Aos professores Paulo José Rocha de Albuquerque e João Alexandre Paschoalin Filho por todo o conhecimento e sugestões passados durante a qualificação.

A todos os professores e servidores da FECIV e do PPGEC pelo auxílio prestado e ensinamentos passados durante estes 8 anos de Universidade.

## RESUMO

Nesta dissertação, analisa-se a estabilidade de taludes reforçados com estacas considerando a variabilidade estatística dos parâmetros geomecânicos do solo e paramétricos da geometria e posição das estacas. Foram modeladas situações com variação das características do reforço em estacas (posição da estaca no talude, comprimento, diâmetro e espaçamento entre eixos). A análise da estabilidade dos taludes reforçados com estacas é avaliada a partir dos resultados dos fatores de segurança em termos determinístico e probabilístico e a partir da probabilidade de falha. Analisou-se, portanto, o comportamento e a variação do fator de segurança com a implementação do reforço em diferentes situações e condições do solo. O comportamento da estaca como elemento de reforço e a resposta do maciço foram avaliados a partir de um modelo em elementos finitos 2D, visando obter o comportamento mecânico do elemento rígido frente as tensões oriundas no movimento de massa da superfície de ruptura. Para tanto, foram empregados métodos teóricos e ferramentas computacionais nas análises, por meio dos programas computacionais *Slide* e *RSPile*, que utilizam o método do equilíbrio limite para verificar a estabilidade de talude e as curvas p-y para análise das estacas, respectivamente. As análises complementares sob o aspecto tensão-deformação foram realizadas por meio do programa computacional RS2, que permite obter o comportamento do maciço e a ação das tensões sobre o elemento de reforço. Em seguida, foi realizada análise dos deslocamentos e esforços na estaca. Concluiu-se que o aumento de diâmetro e a diminuição do espaçamento entre estacas contribuem para uma maior estabilidade do talude; que o melhor posicionamento para as estacas é próximo à crista do talude e que o fator de segurança aumenta com o aumento do comprimento da estaca, porém, existe um comprimento mínimo para que a estaca mobilize esforços no talude e um comprimento máximo a partir do qual não há ganhos significativos na estabilidade. Os deslocamentos na estaca obtidos tanto pela análise tensão deformação como pelas curvas p-y estão dentro do considerado admissível pela literatura.

**Palavras-chave:** Talude reforçado - estacas - elemento de reforço - esforço horizontal - estabilidade de taludes - análise tensão deformação.

## ABSTRACT

In this master's thesis, the stability of slopes reinforced with piles is analyzed considering the statistical variability of the geomechanical parameters of the soil and geometric parameters and position of the piles. Situations were modeled with variation of the reinforcement characteristics (position of the pile on the slope, length, diameter and spacing between pile's axes). The stability analysis of the pile-reinforced slopes is evaluated from the results of the safety factors in deterministic and probabilistic terms and from the probability of failure. The behavior and variation of the safety factor with the implementation of reinforcement in different situations and soil conditions was analyzed. The behavior of the pile as a reinforcement element and the massif's answer is evaluated from a 2D finite element model, in order to obtain the mechanical behavior of the rigid element in the face of the stresses due to the mass movement of the slip surface. For that, theoretical methods and computational tools were used in the analyzes, using the Slide and RSPile softwares, which use the limit equilibrium method to verify the slope stability and the p-y curves to analyze the piles, respectively. Complementary analyzes under the stress-strain aspect were carried out using the RS2 software, which allows to obtain the behavior of the massif and the action of the stresses on the reinforcement element. The displacements and efforts at the pile were also analyzed. It was concluded that the increase of the pile's diameter and the decrease of the pile's spacing contributes to a better slope stability; that the best position for the pile is near the top of the slope and that the factor of safety increases as the pile's length increases but it exists a minimum length for which the pile mobilizes the stresses in the slope and a maximum length for which increasing even more the pile's length doesn't result in a better stability. The displacements that resulted from the analysis with FEM and from the p-y curves were both admissible according to the literature.

**Keywords:** Strengthened slope - piles - reinforcement element - horizontal stress - slope stability - strain stress analyses.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1- Fator de segurança mínimo.....	24
Figura 2 – Mecanismos de ruptura de talude.....	27
Figura 3 – Espaçamento entre eixos de estacas.....	30
Figura 4 - Diagrama dos esforços pelo Método de Miche. ....	32
Figura 5 - Cálculo aproximado do momento fletor máximo pelo Método de Miche.....	33
Figura 6- Sobreposição de efeitos no Método de Matlock e Reese.....	35
Figura 7 - Diagramas para uma estaca submetida a momento e força horizontal no topo. ....	36
Figura 8 - Método de Hansen. ....	36
Figura 9 - Diagrama de momento fletor segundo o Método de Broms.....	38
Figura 10 - Valores de $I_{ph}$ com topo livre e $E_s$ constante.....	40
Figura 11 - Valores de $I_{pm}$ e $I_{\theta H}$ com topo livre e $E_s$ constante. ....	40
Figura 12 - Valores de $I_{\theta m}$ com topo livre e $E_s$ constante. ....	41
Figura 13 - Valores de $I'_{\theta h}$ e $I'_{pm}$ com topo livre e $E_s$ constante. ....	42
Figura 14 - Valores de $I'_{ph}$ com topo livre e $E_s$ constante. ....	42
Figura 15 - Valores de $I'_{\theta m}$ com topo livre e $E_s$ constante .....	43
Figura 16 - Distribuição de tensões em uma estaca submetida a esforços verticais. ....	44
Figura 17 - Típica curva p-y.....	44
Figura 18- Curva p-y para solo argiloso.....	45
Figura 19- Curva p-y para solo arenoso. ....	46
Figura 20 - Coeficiente $A_s$ . ....	46
Figura 21 - Hipótese de Winkler (a) situação real e (b) modelo pela hipótese de Winkler. ....	48
Figura 22- Efeito da posição das estacas no reforço de taludes. ....	50
Figura 23- Efeito do espaçamento entre estacas no reforço de taludes. ....	50
Figura 24- Efeito do comprimento de estacas no reforço de taludes.....	51
Figura 25- Efeito do posicionamento das estacas no reforço de taludes. ....	51
Figura 26- Efeito do posicionamento das estacas no reforço de taludes em solos não coesivos. .....	52
Figura 27- Modelo experimental reduzido de talude reforçado com estacas.....	53
Figura 28- Deslocamento no talude com e sem reforço. ....	54
Figura 29- Histograma de frequência de realizações de cada variável aleatória aplicando o Método de Monte Carlo e o Método Hipercubo Latino. ....	56

Figura 30- Exemplo de distribuição normal com média 5 e desvio padrão igual a dois.....	57
Figura 31- Exemplo de distribuição lognormal com média 10 e desvio padrão 5. ....	58
Figura 32 – Organização da seção material e métodos. ....	61
Figura 33- Planta planialtimétrica do terreno e locação das sondagens .....	62
Figura 34- Registro fotográfico do local .....	63
Figura 35- Perfil geotécnico do talude .....	63
Figura 36- Geometria inicial do talude.....	64
Figura 37 - Histogramas para distribuição lognormal com 1000 amostras. (a) Método de Monte Carlo (b) Método do Hipercubo Latino.....	70
Figura 38 - Histogramas para distribuição normal do FS com 1000 amostras. (a) Método de Monte Carlo (b) Método do Hipercubo Latino. ....	71
Figura 39 – Teste de sensibilidade do fator de segurança em função dos parâmetros do solo.	72
Figura 40- Parâmetros variáveis para o reforço em estacas. ....	73
Figura 41- Berma para execução de estaca em talude.....	74
Figura 42- Plataforma em andaime para execução de estaca em talude. ....	75
Figura 43- Análise de deslocamentos no talude e na estaca.....	79
Figura 44- Teste de convergência da malha para deslocamentos na superfície do talude. ....	80
Figura 45- Teste de convergência da malha para deslocamentos ao longo da estaca. ....	80
Figura 46- Malha e condições de contorno do modelo em elementos finitos. ....	83
Figura 47- Deslocamento horizontal e vertical no talude sem reforço. (a) deslocamento vertical e (b) deslocamento horizontal.....	83
Figura 51- Análise de estabilidade do talude existente – histograma do fator de segurança. ..	86
Figura 52- Análise de estabilidade do talude existente. ....	87
Figura 53- Análise da variação do comprimento e diâmetro da estaca: espaçamento = 3d. ....	88
Figura 54 – Superfície de ruptura para estacas de 15 m de comprimento, diâmetro de 15 cm e espaçamento de 45 cm.....	89
Figura 55 – Superfície de ruptura para estacas de 15 m de comprimento, diâmetro de 25 cm e espaçamento de 75 cm.....	90
Figura 56- Análise da variação do comprimento e diâmetro da estaca: espaçamento = 0,75 m. ....	90
Figura 57- Superfície de ruptura crítica para estaca de 15 m de comprimento. ....	91
Figura 58- Superfície de ruptura para estaca de 20 m de comprimento, diâmetro de 20 cm e espaçamento de 40 cm.....	92
Figura 59- Análise da variação do espaçamento e diâmetro da estaca.....	93

Figura 60- Análise da estaca de diâmetro de 20 cm, espaçamento de 40 cm e comprimento de 15 m. ....	94
Figura 61- Análise da variação da posição e diâmetro da estaca. ....	95
Figura 62- Análise da variação da posição e esbeltez da estaca. ....	95
Figura 63- Intercepção da estaca de 3 m de comprimento com a superfície de ruptura. ....	96
Figura 64- Análise da variação da posição e espaçamento entre eixos de estacas. ....	96
Figura 65- Análise da variação da esbeltez e espaçamento entre eixos de estacas. ....	97
Figura 66 – Deslocamento horizontal do talude sem reforço: (a) SRF = 1,00, (b) SRF = 0,95. ....	99
Figura 67 – Tensões no plano XY – talude sem reforço: (a) SRF = 1,00, (b) SRF = 0,95. ...	100
Figura 68 – Deformações máximas – talude sem reforço: (a) SRF = 1,00, (b) SRF = 0,95. .	101
Figura 69 – Deslocamento horizontal do talude com estacas com espaçamento entre eixos de 1 m: (a) SRF = 1,00, (b) SRF = 1,02. ....	103
Figura 70 – Tensões no plano XY – talude com estacas com espaçamento entre eixos de 1 m: (a) SRF = 1,00, (b) SRF = 1,02. ....	104
Figura 71 – Deformações máximas – talude com estacas com espaçamento entre eixos de 1 m: (a) SRF = 1,00, (b) SRF = 1,10. ....	105
Figura 72 – Esforços no reforço – talude com estacas com espaçamento entre eixos de 40 cm: (a) Força axial, (b) deslocamento horizontal, (c) Força cortante, (d) Momento fletor. ....	106
Figura 73 – Deslocamento horizontal do talude com estacas com espaçamento entre eixos de 80 cm: SRF = 1,02. ....	107
Figura 74 – Tensões no plano XY – talude com estacas com espaçamento entre eixos de 40 cm: (a) SRF = 1,00, (b) SRF = 1,02. ....	108
Figura 75 – Deformações máximas – talude com estacas com espaçamento entre eixos de 40 cm: (a) SRF = 1,00, (b) SRF = 1,10. ....	109
Figura 76 – Esforços no reforço – talude com estacas com espaçamento entre eixos de 40 cm: (a) Força axial, (b) deslocamento horizontal, (c) Força cortante, (d) Momento fletor. ....	111
Figura 77 – Deslocamento horizontal do talude com estacas com espaçamento entre eixos de 60 cm: SRF = 1,03. ....	112
Figura 78 – Tensões no plano XY – talude com estacas com espaçamento entre eixos de 40 cm: (a) SRF = 1,00, (b) SRF = 1,02. ....	113
Figura 79 – Deformações máximas – talude com estacas com espaçamento entre eixos de 40 cm: (a) SRF = 1,00, (b) SRF = 1,10. ....	114

Figura 80 – Esforços no reforço – talude com estacas com espaçamento entre eixos de 40 cm: (a) Força axial, (b) deslocamento horizontal, (c) Força cortante, (d) Momento fletor.....	115
Figura 81 – Deslocamento horizontal do talude com estacas com espaçamento entre eixos de 40 cm: (a) SRF = 1,00, (b) SRF = 1,02. ....	116
Figura 82 – Tensões no plano XY – talude com estacas com espaçamento entre eixos de 40 cm: (a) SRF = 1,00, (b) SRF = 1,02. ....	117
Figura 83 – Deformações máximas – talude com estacas com espaçamento entre eixos de 40 cm: (a) SRF = 1,00, (b) SRF = 1,20. ....	118
Figura 84 – Esforços no reforço – talude com estacas com espaçamento entre eixos de 40 cm: (a) Força axial, (b) deslocamento horizontal, (c) Força cortante, (d) Momento fletor.....	119
Figura 85 – Força mobilizada pela estaca no talude.....	121
Figura 86 – Esforços e deslocamento na estaca para espaçamento entre eixos de 5 vezes o diâmetro. ....	122
Figura 87 – Esforços e deslocamento na estaca para espaçamento entre eixos de 4 vezes o diâmetro. ....	123
Figura 88 – Esforços e deslocamento na estaca para espaçamento entre eixos de 3 vezes o diâmetro. ....	123
Figura 89 – Esforços e deslocamento na estaca para espaçamento entre eixos de 2 vezes o diâmetro. ....	124
Figura 90 – Esforços e deslocamento na estaca para espaçamento entre eixos de 2 vezes o diâmetro. (a) Resultados obtidos pelo <i>RSPile</i> , (b) Resultados obtidos pelo RS2.....	126
Figura 91- Análise de estabilidade do talude sem reforços. ....	137
Figura 92 – Fator de segurança em função do comprimento da estaca. ....	138
Figura 93- Análise do comprimento da estaca no talude – estaca de 5 m de comprimento...	138
Figura 94- Análise do comprimento da estaca no talude – estaca de 10 m de comprimento.	139
Figura 95 – Fator de segurança em função da posição da estaca. ....	139
Figura 96 – Fator de segurança em função do diâmetro das estacas ....	140
Figura 97- Superfície de ruptura para estaca de 80 cm de diâmetro. ....	141
Figura 98- Superfície de ruptura para estaca de 50 cm de diâmetro. ....	141
Figura 99 – Fator de segurança em função do espaçamento entre estacas.....	142



## LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Métodos de Equilíbrio Limite.....	28
Tabela 2. Valores do coeficiente de variação (V) conforme ensaios in situ. ....	59
Tabela 3. Peso específico dos solos argilosos. ....	65
Tabela 4. Coeficiente de empuxo no repouso.....	66
Tabela 5. Propriedades do solo - variáveis aleatórias.....	67
Tabela 6. Teste de convergência de técnicas de amostragem.....	69
Tabela 7. Propriedades para cálculo do módulo de elasticidade equivalente.....	73
Tabela 8. Fatores de segurança conforme Rocscience. ....	78
Tabela 9. Fatores de segurança conforme simulação. ....	78
Tabela 10. Teste de convergência – variação do SRF.....	79
Tabela 11 - Teste de sensibilidade para a estaca no RS2. ....	81
Tabela 14. Organização das análises e premissas de cálculo. ....	85
Tabela 15. Resultados da análise em elementos finitos.....	120
Tabela 16. Resultados da análise do comportamento da estaca no <i>RSPile</i> . ....	125
Tabela 17. Resultados da análise do comportamento da estaca – comparativo. ....	125

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\bar{x}$	- Valor médio do parâmetro;
B	- Dimensão transversal;
c	- Coesão do solo;
$c_a$	- Força cisalhante não drenada média;
$c_F$	- Coesão reduzida;
$c_u$	- Força cisalhante não drenada na profundidade z;
CV	- Coeficiente de variação;
d	- Diâmetro da estaca;
$D_1$	- Espaçamento entre eixos de estacas;
$D_2$	- Espaçamento entre faces de estacas;
$E_p$	- Módulo de elasticidade da estaca;
$E_{py}$	- Módulo de reação do solo;
$E_s$	- Módulo de elasticidade secante;
F	- Fator de redução;
$H_0$	- Força horizontal com a qual a estaca está carregada no topo;
$H_u$	- Carga horizontal máxima;
$I_p$	- Momento de inércia da estaca;
$K_0$	- Coeficiente de empuxo no repouso;
$K_a$	- Coeficiente de empuxo ativo;
$K_c$	- Fator que depende da relação z/d;
$k_h$	- Coeficiente de reação horizontal do solo;
$K_N$	- Fator de flexibilidade da estaca segundo Poulos e Davis;
$K_p$	- Coeficiente de empuxo passivo;
$K_q$	- Fator que depende da relação z/d;
$K_R$	- Fator de flexibilidade da estaca;
L	- Comprimento da estaca
M	- Momento fletor;
$M_0$	- Momento fletor aplicado no topo da estaca;
$M_d$	- Momento de instabilidade;
$m_h$	- Taxa de crescimento do coeficiente de reação horizontal;

$M_{m\acute{a}x}$	- Momento fletor máximo ao longo da estaca;
$M_P$	- Momento gerado pela estaca;
$M_R$	- Momento resistente;
$N$	- Número de amostras;
$n_h$	- Coeficiente que indica o aumento de $E_s$ com a profundidade;
$P$	- Reação do solo ao deslocamento horizontal da estaca;
$P_f$	- Probabilidade de falha;
$p_{ult}$	- Resistência última do solo
$P_x$	- Carga axial no topo da estaca;
$p_z$	- Pressões horizontais aplicadas no solo;
$Q$	- Esforço cortante na estaca;
$q$	- Pressão vertical efetiva de terra na profundidade $z$ ;
$S$	- Rotação da estaca;
$T$	- Fator de rigidez relativa estaca – solo;
$W$	- Carga distribuída ao longo do comprimento da estaca;
$x$	- Variável;
$x$	- Variável;
$x_i$	- Ensimo valor do parâmetro $x$ ;
$y$	- Deslocamento lateral da estaca;
$y_h$	- Deslocamento devido a $H$ ;
$y_m$	- Deslocamento devido a $M$ ;
$y_t$	- Deslocamento total;
$z$	- Profundidade;
$z_0$	- Profundidade da seção onde o momento  máximo;
$\beta$	- Confiabilidade;
$\gamma$	- Peso específico do solo;
$\gamma'$	- Peso específico efetivo do solo
$\delta$	- ângulo de atrito entre o reforço e o solo;
$\theta$	- Rotações no topo da estaca segundo Poulos e Davis;
$\mu$	- Média;
$\mu$	- Média;
$\nu$	- Coeficiente de Poisson;
$\rho$	- Deslocamento horizontal na estaca segundo Poulos e Davis;

- $\rho$  - Taxa de armadura;
- $\sigma$  - Desvio Padrão;
- $\phi$  - Ângulo de atrito do solo;
- $\phi_F$  - Ângulo de atrito reduzido;

## **LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS**

- E.L. - Equilíbrio Limite
- SRF - Fator de redução de resistência (*Strength Reduction Factor*)
- FS - Fator de segurança da estabilidade do talude
- HCV - Highest conceivable value of the parameter
- LCV - Lowest conceivable value of the parameter
- MEF - Método dos elementos finitos

# SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>21</b>
1.1	OBJETIVOS.....	22
1.1.1	<i>Objetivo Geral.....</i>	22
1.1.2	<i>Objetivos específicos.....</i>	22
1.2	JUSTIFICATIVA.....	22
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>24</b>
2.1	MÉTODOS EXECUTIVOS PARA ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES.....	25
2.1.1	<i>Solo grampeado.....</i>	25
2.1.2	<i>Estabilização de encostas com reticulado de estacas.....</i>	26
2.1.3	<i>Reforço de talude em estacas isoladas.....</i>	26
2.2	ANÁLISE DA ESTABILIDADE DO TALUDE .....	26
2.2.1	<i>Método do Equilíbrio Limite.....</i>	28
2.2.2	<i>Método Shear Strength Reduction (SRF).....</i>	31
2.3	ESTACAS SUBMETIDAS A ESFORÇOS HORIZONTAIS .....	31
2.3.1	<i>Miche (1930).....</i>	32
2.3.2	<i>Hetényi (1946).....</i>	33
2.3.3	<i>Matlock e Reese (1960).....</i>	34
2.3.4	<i>Brinch Hasen (1961).....</i>	36
2.3.5	<i>Broms (1964).....</i>	37
2.3.6	<i>Poulos e Davis (1980).....</i>	39
2.3.7	<i>Curvas p-y (1993).....</i>	43
2.3.8	<i>Método de Winkler (Velloso e Lopes) (2002).....</i>	47
2.4	COEFICIENTE DE REAÇÃO HORIZONTAL DO SOLO .....	48
2.5	TALUDES REFORÇADOS COM ESTACAS .....	49
2.6	ANÁLISE PROBABILÍSTICA .....	54
2.6.1	<i>Métodos de amostragem.....</i>	55
2.6.2	<i>Função densidade probabilidade.....</i>	56
2.6.3	<i>Desvio padrão .....</i>	58
2.6.4	<i>Probabilidade de falha.....</i>	60
2.6.5	<i>Confiabilidade.....</i>	60
<b>3</b>	<b>MATERIAL E MÉTODOS.....</b>	<b>61</b>

3.1	DEFINIÇÃO E DELIMITAÇÃO DO PROBLEMA.....	61
3.2	PARÂMETROS DAS ESTACAS .....	72
3.3	ANÁLISE DA ESTABILIDADE DO TALUDE POR EQUILÍBRIO LIMITE ...	77
3.4	ANÁLISE BIDIMENSIONAL EM ELEMENTOS FINITOS .....	78
<b>4</b>	<b>ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS .....</b>	<b>85</b>
4.1	ANÁLISE PROBABILÍSTICA DA ESTABILIDADE DO TALUDE POR EQUILÍBRIO LIMITE.....	85
4.1.1	<i>Talude sem reforço.....</i>	86
4.1.2	<i>Talude reforçado – análise da variação do comprimento e diâmetro da estaca... 87</i>	
4.1.3	<i>Talude reforçado – análise da variação do espaçamento e diâmetro da estaca... 91</i>	
4.1.4	<i>Talude reforçado – análise da variação do posicionamento e diâmetro da estaca. 93</i>	
4.1.5	<i>Talude reforçado – análise da variação do posicionamento e esbeltez da estaca. 95</i>	
4.1.6	<i>Talude reforçado – análise da variação do posicionamento e espaçamento entre eixos. 96</i>	
4.1.7	<i>Talude reforçado – análise da variação da esbeltez e espaçamento entre eixos. . 97</i>	
4.2	ANÁLISE NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DO SOLO E DA ESTACA	98
4.2.1	<i>Análise numérica do talude sem reforço.....</i>	98
4.2.2	<i>Análise numérica do talude com reforço .....</i>	102
4.3	ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DA ESTACA E DO SOLO ATRAVÉS DAS CURVAS P-Y .....	121
4.3.1	<i>Análise do comportamento da estaca para espaçamento de cinco vezes o diâmetro 121</i>	
4.3.2	<i>Análise do comportamento da estaca para espaçamento de quatro vezes o diâmetro 122</i>	
4.3.3	<i>Análise do comportamento da estaca para espaçamento de três vezes o diâmetro 123</i>	
4.3.4	<i>Análise do comportamento da estaca para espaçamento de duas vezes o diâmetro 124</i>	
<b>5</b>	<b>CONCLUSÃO .....</b>	<b>127</b>
5.1	SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS .....	128
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>130</b>
	<b>ANEXO A – TABELAS PARA PARÂMETROS MÉDIOS DO SOLO .....</b>	<b>134</b>
	<b>APÊNDICE 1 – ANÁLISE PRÉVIA DE PARÂMETROS DAS ESTACAS.....</b>	<b>137</b>

<b>APÊNDICE 2 – RESULTADOS DA ANÁLISE DE ESTABILIDADE.....</b>	<b>143</b>
--	------------



# 1 INTRODUÇÃO

O uso de estacas para prevenção de possíveis deslizamentos em ferrovias, rodovias, terrenos em meios urbanos e locais em geral onde não é possível executar o retaludamento tem sido aplicado desde o passado e obtido sucesso como em aplicações descritas por Der Beer e Wallays (1970) e Fukuoka (1977), visto que, como descrito nestes casos, as estacas foram executadas sem perturbar o equilíbrio do talude. Diversos autores tem estudado o tema como Ito e Matsui (1979), Cai e Ugai (2000), Yang et al. (2011), Zhang e Wang (2017), Hajiazizi e Heydari (2019) e Gong et al. (2019). As causas que têm levado à ruptura de talude possuem variadas origens, são elas a pluviosidade, a declividade excessiva do talude e as construções a montante do talude que geram sobrecargas.

O dimensionamento destas estruturas deve satisfazer a estabilidade interna representada pela resistência ao momento fletor, esforço cortante e deflexão da estaca e ainda garantir uma estabilidade global ao talude. A interação entre estaca e solo e o comportamento do sistema é influenciado por vários fatores, tais como as características da estaca, a geometria do talude, a profundidade do nível d'água e os parâmetros do solo, o que aumenta a complexidade para entendimento do fenômeno e faz com que haja diversas variáveis a serem estudadas na análise sobre a influência destes fatores na estabilidade dos taludes.

O Método do Equilíbrio Limite é utilizado para analisar a estabilidade de um talude reforçado, no qual o efeito das estacas é considerado como uma força aplicada contra o momento atuante ou a favor do resistente, sendo necessário para esta análise, a compreensão do comportamento das estacas quando submetidas a esforços horizontais conforme estudado por Miche (1930), Hetényi (1946), Matlock e Reese (1960), Brinch Hasen (1961), Broms (1964) e Poulos e Davis (1980). Outros autores utilizam o Método dos Elementos Finitos com fatores de redução de resistência até a ruptura para análise destes sistemas. Ambos os métodos são aceitos e os resultados devem convergir.

Outro aspecto a ser ressaltado nesta dissertação é o uso de análises probabilísticas para a realização do estudo de maneira a levar em consideração o efeito da incerteza da variabilidade dos parâmetros do solo. Esta análise ocorreu por métodos probabilísticos como o Hipercubo Latino, que tem sua aplicação à engenharia geotécnica estudada por autores como Zevgolis et al. (2010) e Fenton e Griffiths (2008).

## 1.1 OBJETIVOS

### 1.1.1 *Objetivo Geral*

O objetivo deste trabalho é analisar a influência do uso de estacas como elemento de reforço em taludes com fator de segurança não adequado a partir da variação dos parâmetros da estaca (posição da estaca no talude, comprimento, diâmetro e espaçamento entre eixos) e da análise probabilística para levar em consideração a variabilidade das propriedades do solo (ângulo de atrito, coesão e peso específico).

### 1.1.2 *Objetivos específicos*

Os objetivos específicos desta dissertação são:

- ✓ Analisar a influência do espaçamento entre eixos de estacas (na seção longitudinal do talude) na estabilidade do talude através da análise do fator de segurança e probabilidade de falha;
- ✓ Verificar qual é a influência do diâmetro das estacas na estabilidade do talude através da análise do fator de segurança e probabilidade de falha;
- ✓ Entender a influência da posição da estaca no talude (no plano x e y) na estabilidade do talude através da análise do fator de segurança e probabilidade de falha;
- ✓ Observar a influência do comprimento das estacas na estabilidade do talude através da análise do fator de segurança e probabilidade de falha;
- ✓ Avaliar a resposta da estaca por meio dos diagramas de deflexão e momento fletor ao longo desta;
- ✓ Avaliar o comportamento do maciço por meio da análise de tensão deformação do maciço (deslocamentos horizontais, verticais e totais, tensões no solo e mudanças na superfície de ruptura) por meio do Método dos Elementos Finitos bidimensional.

## 1.2 JUSTIFICATIVA

Com a ocupação de espaços urbanos e rurais, como por exemplo, ocupações irregulares de morros e limitações de espaços com a construção de novas rodovias e ferrovias, muitas vezes se faz necessário a utilização de terrenos a montante ou a jusante de taludes pré-existentes ou a escavação de novos taludes com geometria delimitada por interferências no terreno. Estes

taludes podem ser excessivamente inclinados, ou ainda compostos por materiais com características desfavoráveis a estabilidade, situação esta que se agrava em períodos chuvosos quando o solo sofre erosão e se encontra em condição próxima do saturamento. Por estes motivos, estas regiões estão sujeitas a deslizamentos que podem pôr em risco a vida das pessoas, destruir os imóveis situados a montante e a jusante destes taludes ou interditar rodovias causando transtornos na logística de produtos e no transporte de passageiros. Nestas situações, nem sempre é possível ou viável alterar a geometria do talude para conformar a encosta. Tendo em vista este desafio, os reforços com estacas são uma alternativa para solucionar esta questão e devem ser analisadas as diversas possibilidades de dimensionamento, visto que a ampla possibilidade de escolha de parâmetros do reforço tem influências significativas no comportamento e estabilidade do talude reforçado.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A estabilidade de um talude depende da sua geometria, dos parâmetros do solo (peso específico, coesão e ângulo de atrito), das condições geológicas (origem do solo, estratigrafia, condições e tipo de rocha), das sobrecargas atuantes e do nível d'água. Quando o maciço se encontra em um estado próximo da instabilidade ou apresenta risco de deslizamentos caso haja acréscimo de carga, construções próximas que causem vibrações ou chuvas que causem erosão e saturamento do solo, é possível reforçá-lo com obras geotécnicas como o solo grampeado, tirantes ou reforços em estacas. Além disto, é necessário que a estabilidade do talude esteja em conformidade com a ABNT 11682:2009, que estabelece que o fator de segurança deve ser definido de acordo com os possíveis danos a vidas humanas, materiais e ambientais. (Figura 1).

Figura 1- Fator de segurança mínimo.

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

Fonte: Adaptado de ABNT 11682:2009.

No caso de taludes reforçados com estacas, é necessário analisar a estaca e a estabilidade global do talude. A análise da estaca, que, neste caso, está submetida a esforços horizontais, se dá pelo diagrama de momento fletor, força cisalhante, pela deflexão e pela reação do solo ao longo do seu comprimento e a análise da estabilidade global do talude se dá pelos deslocamentos horizontais, deformação, esforços cisalhantes atuantes no plano de ruptura e pelo cálculo do fator de segurança ao deslizamento.

Por este motivo, para analisar um talude reforçado com estacas, é necessário estudar a análise da estabilidade do talude (seção 2.2) e os esforços horizontais aos quais estas estacas são submetidas (seção 2.3), visto que estes esforços serão utilizados para dimensionar as estacas e também para calcular a força que o reforço exerce no talude.

## 2.1 MÉTODOS EXECUTIVOS PARA ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES

Na engenharia geotécnica existem diversas alternativas para estabilizar taludes naturais que se apresentam em condições de estabilidade precária de forma a propor uma solução que proporcione um uso seguro para os terrenos a montante e a jusante da do talude. Estas soluções podem ser divididas em 3 classificações:

- a) Conformação do terreno: obra de mudança da inclinação e/ou da altura de um talude, objetivando melhorar suas condições de estabilidade (retaludamento);
- b) Contenções ou reforço com movimentação de solo: obras de estruturas para reforço de taludes (terra armada e geossintéticos) ou contenção (muros, contenções e cortinas) para as quais são realizados cortes no terreno, exigindo movimentação de solo;
- c) Reforços sem movimentação de solo: reforços em taludes para os quais não é necessário realizar grandes cortes no terreno existente (reforço em estacas isoladas, reforços em estacas reticuladas e solo grampeado).

O enfoque desta dissertação é o reforço de taludes onde as condições do entorno tornem impossível o retaludamento ou métodos que demandam movimentação de solo como, por exemplo, a terra armada. De acordo com Hachich et al. (2009), reforços de terreno são construções em que elementos são introduzidos no solo com a finalidade de aumentar sua resistência para que possa suportar as tensões geradas por um desnível abrupto. Nesta categoria, encontram-se o solo grampeado, o reforço com reticulado em estacas e o reforço com fileiras de estacas isoladas. Embora haja diferenças entre estes três tipos de reforço, existem situações em que mais de um tipo pode ser aplicado.

### 2.1.1 *Solo grampeado*

O solo grampeado consiste na estabilização do maciço através da introdução de grampos (barras de aço com injeção inicial de calda de cimento – bainha - e com posterior injeção de calda pressurizada - fases) para aumentar a resistência ao cisalhamento, normalmente aliados a um paramento que, na maioria dos casos, é executado em concreto projetado armado com tela de aço eletrossoldada.

O método executivo inicia-se com a execução de linhas de grampos e aplicação de concreto projetado. No caso de taludes já existentes, pode-se trabalhar de forma ascendente ou descendente. Simultaneamente, são executados drenos conforme projeto.

As vantagens do solo grampeado são os equipamentos em pequeno porte com acesso a áreas reduzidas e instáveis, economia em relação aos sistemas de contenção atirantados e a facilidade de adaptação a geometrias variáveis. As limitações são que o método não é ideal para argilas moles, pois neste caso seriam necessários grampos com comprimentos elevados e não é aconselhável em locais com forte presença de lençol freático em solos permeáveis.

### *2.1.2 Estabilização de encostas com reticulado de estacas*

Segundo Hachich et al. (2009), o conceito de estrutura reticular de estacas escavadas injetadas é análogo ao princípio do concreto armado, no qual as estacas suprem a deficiência do solo em resistência à tração. Desta forma, em uma comparação com o concreto armado, o equivalente ao concreto seria o terreno e as estacas corresponderiam à armadura. As estacas são distribuídas em paredes, destinadas a conter a massa em movimento. O topo das estacas é ligado por vigas de concreto armado e a obra é finalizada com recobrimento de tela de aço.

### *2.1.3 Reforço de talude em estacas isoladas*

Visto que estacas podem ser construídas sem grandes perturbações na estabilidade do maciço, este sistema pode ser utilizado para reforço em taludes, conforme analisado por Zhang et al. (2017), Ito e Matsui (1975), Poulos (1995), Hassiotis et al. (1997), Zeng e Liang (2002), Ashour e Ardalan (2012) e Kourkoulis et al. (2012). O reforço de talude com estacas isoladas consiste na execução de uma ou mais fileiras de estacas, posicionadas verticalmente em taludes existentes. Segundo Hachich et al. (2009), as estacas de grande diâmetro são aplicáveis a taludes mais abatidos e tem a função de estabilizar os movimentos de um plano de escorregamento definido, por isso precisam ter grande inércia à flexão.

As vantagens do reforço de taludes com estacas são a facilidade de adaptação a geometrias variáveis e a aplicabilidade em diversos tipos de solo.

## **2.2 ANÁLISE DA ESTABILIDADE DO TALUDE**

A análise da estabilidade global do talude consiste em encontrar o fator de segurança ao deslizamento. Esta análise pode ser feita através do Método de redução de parâmetros de resistência pelo Método de Elementos Finitos (MEF), que é um modelo de tensão e deformação a partir de modelagem computacional, ou pelo Método do Equilíbrio Limite a partir de fórmulas desenvolvidas por autores como Bishop, Fellenius, Morgenstern and Price e Jambu.

As superfícies de rupturas tendem a apresentar formas já estudadas por Budhu (2011) conforme a causa do deslizamento, que pode ser o movimento de solo ao longo de uma fina camada de material pouco resistente, o deslizamento passando pela base ou pelo pé do talude ou o deslizamento somente da parte da encosta, sem que a superfície de ruptura englobe o pé do talude. As superfícies podem ser planas, circulares ou translacionais, sendo que cada tipo depende da geometria e estratigrafia do talude e das condições do solo ou rocha de fundação (Figura 2).

Figura 2 – Mecanismos de ruptura de talude.



Fonte: Instituto Geológico de São Paulo (2020)Cai; Ugai (1986)Cai; Ugai (1986)

### 2.2.1 Método do Equilíbrio Limite

Taludes reforçados com estacas podem ser analisados usando os métodos clássicos de análise de equilíbrio limite como Bishop, Fellenius, Janbu, Morgenstern and Price e outros (Tabela 1), que consistem em uma análise de equilíbrio de forças e (ou) momentos.

Tabela 1. Métodos de Equilíbrio Limite

Método	Hipóteses	Superfície de ruptura	Equação de equilíbrio
Fellenius (1927)	A resultante das forças entre lamelas é desconsiderada.	Circular	Momento
Bishop Simplificado (1955)	A força nas duas faces da lamela é colinear.	Circular	Momento
Bishop (1955)	A força nas faces das lamelas é horizontal, ou seja, o atrito entre lamelas é desconsiderado.	Circular	Momento
Morgenstern e Price (1965)	A força normal entre lamelas é proporcional à força de atrito entre elas.	Qualquer geometria	Todas
Spencer (1967)	As forças entre lamelas são paralelas.	Qualquer geometria	Todas
Bell (1968)	Distribuição normal de tensões ao longo da superfície de ruptura.	Qualquer geometria	Todas
Janbu (1973)	Considera a inclinação da força entre lamelas.	Não circular	Forças horizontais
Sarma (1975)	Distribuição de forças verticais entre lamelas, a força entre lamelas é função do esforço cisalhante.	Qualquer geometria	Todas

Fonte: Adaptado de Budhu (2011) e Duncan et al. (2014)Cai; Ugai (1986)Cai; Ugai (1986)Cai; Ugai (1986)

Segundo Duncan et al. (2014), o fator de segurança ao deslizamento em taludes reforçados é calculado conforme equação (1) ou equação (2), sendo que o uso de qualquer uma delas é adequado. A equação (1) corresponde ao método passivo, ou método B, no qual a força do suporte está no denominador e, portanto, o fator de segurança está sendo aplicado também ao momento do reforço. A equação (2) corresponde ao método ativo, ou método A, no qual o fator de segurança não está sendo aplicado ao momento gerado pela estaca. Neste método,



consideram-se as forças geradas pelos reforços conforme calculado na seção 2.2.7 no cálculo do fator de segurança.

$$F.S. = \frac{M_R}{M_d - M_P} \quad (1)$$

$$F.S. = \frac{M_R + M_P}{M_d} \quad (2)$$

Em que:

$M_R$  - momento resistente;

$M_P$  - momento gerado pela estaca, calculado como  $M_P = p \cdot R$ , em que  $p$  é a força aplicada pelo reforço e  $R$  é o raio da superfície de ruptura;

$M_d$  - momento atuante.

Os momentos atuantes e resistentes são obtidos ao multiplicar-se as forças atuantes e resistentes obtidas pelos métodos tradicionais pelo raio da superfície de ruptura e o momento devido ao reforço é obtido através da multiplicação da força do solo em resposta ao esforço da estaca no ponto de interseção entre a estaca e a superfície de ruptura calculada por Ito e Matsui conforme Equação (5) ou pelas curvas p-y pelo raio da superfície de ruptura.

De acordo com Ito e Matsui (1975), esta força unitária ( $p$ ) é calculada, no caso de solos sem coesão, pela Equação (3). Para solos puramente coesivos, esta força é indicada pela Equação (4). Para solos com ambas as propriedades (atrito e coesão), utiliza-se a Equação (5).

$$p = \frac{\gamma_z}{N_\varphi} \left[ D_1 \left( \frac{D_1}{D_2} \right)^{(N_\varphi^{1/2} \tan \varphi + N_\varphi - 1)} \cdot \exp\left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} N_\varphi \cdot \tan \varphi \tan\left(\frac{\pi}{8} + \frac{\varphi}{4}\right)\right) - D_2 \right] \quad (3)$$

$$p(z) = c \left[ D_1 \left( 3 \log \frac{D_1}{D_2} + \frac{D_1 - D_2}{D_2} \tan \frac{\pi}{8} \right) - 2(D_1 - D_2) \right] + \gamma z (D_1 - D_2) \quad (4)$$

(5)

$$p(z) = c \cdot D_1 \left( \frac{D_1}{D_2} \right)^{(N_\phi^{1/2} \tan \phi + N_\phi - 1)}$$

$$\cdot \left[ \frac{1}{N_\phi \tan \phi} \cdot \left[ e^{\left( \frac{D_1 - D_2}{D_2} N_\phi \tan \phi \tan \left( \frac{\pi}{8} + \frac{\phi}{4} \right) \right)} - 2 N_\phi^{1/2} \tan \phi - 1 \right] \right.$$

$$\left. + \frac{2 \tan \phi + 2 N_\phi^{1/2} + 2 N_\phi^{-1/2}}{N_\phi^{1/2} \tan \phi + N_\phi - 1} \right]$$

$$- c \left( D_1 \frac{2 \tan \phi + 2 N_\phi^{1/2} + 2 N_\phi^{-1/2}}{N_\phi^{1/2} \tan \phi + N_\phi - 1} - 2 D_2 N_\phi^{-1/2} \right)$$

$$+ \frac{\gamma z}{N_\phi} \left[ D_1 \left( \frac{D_1}{D_2} \right)^{(N_\phi^{1/2} \tan \phi + N_\phi - 1)} e^{\left( \frac{D_1 - D_2}{D_2} N_\phi \tan \phi \tan \left( \frac{\pi}{8} + \frac{\phi}{4} \right) \right)} - D_2 \right]$$

Em que:

c - coesão;

D<sub>1</sub> - espaçamento entre eixos de estacas (Figura 3);

D<sub>2</sub> - espaçamento entre faces de estacas (Figura 3);

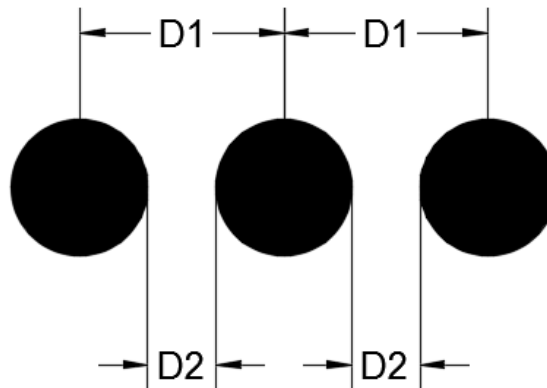
φ - ângulo de atrito;

γ - peso específico do solo;

z - profundidade;

$$N_\phi = \tan^2 \left( \pi / 4 + \phi / 2 \right)$$

Figura 3 – Espaçamento entre eixos de estacas.



Fonte: A autora.

### 2.2.2 Método *Shear Strength Reduction (SRF)*

O método de simulação de colapso a partir da redução dos parâmetros de resistência do solo, ou *Shear Strength Reduction (SRF)* consiste em uma análise de estabilidade por tensão deformação em Elementos Finitos na qual é encontrado o fator de segurança crítico para o modelo, sendo que o Método dos Elementos Finitos considera a interação solo-estaca. De acordo com o manual da *Rocscience* (2019), o método consiste em reduzir os parâmetros de resistência de um solo por um fator (*Strength Reduction Factor - SRF*) e calcular os esforços por elementos finitos. Se a análise não converge para uma solução, então os parâmetros de resistência do solo são reduzidos novamente e as tensões são recalculadas. Esta iteração é repetida até que a solução passe a convergir, ou seja até que o talude atinja a ruptura. O SRF para o qual ocorreu a ruptura será considerado o fator crítico de redução, que corresponde ao fator de segurança do método de equilíbrio limite.

De acordo com Cai e Ugai (2000), os parâmetros reduzidos do solo são definidos pelas equações (6) e (7). A equação de Mohr Coulomb com os parâmetros reduzidos está indicada na equação (9).

$$c_F = \frac{c}{SRF} \quad (6)$$

$$\phi_F = \arctan\left(\frac{\tan \phi}{SRF}\right) \quad (7)$$

$$\tau = \frac{c}{SRF} + \frac{\sigma \cdot \tan \phi}{SRF} \quad (8)$$

Em que:

$c_F$  - coesão reduzida;

$\phi_F$  - ângulo de atrito reduzido;

F - fator de redução.

## 2.3 ESTACAS SUBMETIDAS A ESFORÇOS HORIZONTAIS

De acordo com Velloso e Lopes (2002), a análise de estacas submetidas a esforços horizontais consiste em analisar 3 aspectos: (1) verificar se o solo é capaz de suportar as tensões transmitidas pela estaca; (2) verificar se os deslocamentos são compatíveis com a estrutura projetada e (3) prever os esforços internos na estaca para seu dimensionamento estrutural.

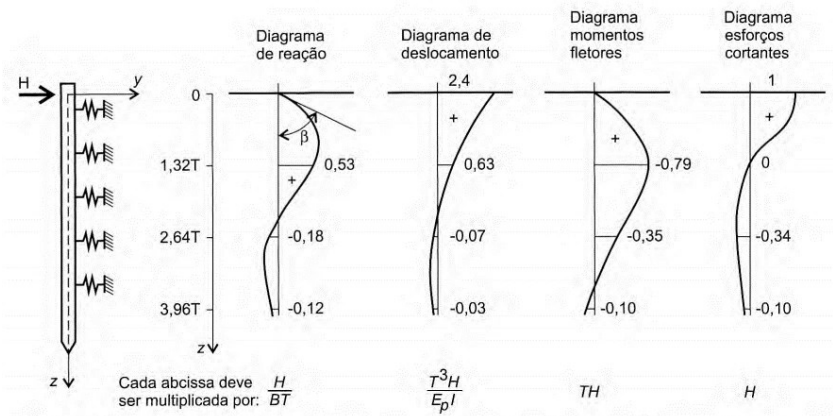
Desde 1930, alguns autores estudaram esta questão conforme exposto nos parágrafos abaixo. Fan e Long (2005) dividiram estas teorias em 5 categorias:

- ✓ Métodos baseados no equilíbrio limite como proposto por Broms;
- ✓ Métodos baseados no coeficiente de reação horizontal do solo como proposto por Matlock e Reese;
- ✓ Método das curvas p-y como proposto por Reese e Koop e Reese e Van Impe;
- ✓ Modelos elásticos como proposto por Poulos;
- ✓ Método dos elementos finitos (MEF).

### 2.3.1 Miche (1930)

Miche (1930) considerou o modelo de viga sobre base elástica de maneira que foi levada em conta a deformabilidade da estaca. Para isto, Miche calculou um coeficiente de reação horizontal variável linearmente com a profundidade. A Figura 4 representa os diagramas de esforços considerados por Miche.

Figura 4 - Diagrama dos esforços pelo Método de Miche.



Fonte: Velloso e Lopes (2002).

Para calcular o momento fletor e o deslocamento horizontal pelo método de Miche, é necessário antes calcular a rigidez relativa estaca-solo, que é definida pela Equação (9).

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{n_h}} \quad (9)$$

Em que  $n_h$  é a taxa de crescimento do coeficiente de reação horizontal ( $m_h$ ) multiplicado pela dimensão transversal, ou seja,  $n_h$  é dado pela Equação (10).

$$n_h = m_h \cdot B \quad (10)$$

Em que:

$m_h$  - taxa de crescimento do coeficiente de reação horizontal;

$B$  - dimensão transversal.

O deslocamento do terreno é calculado pela Equação (11).

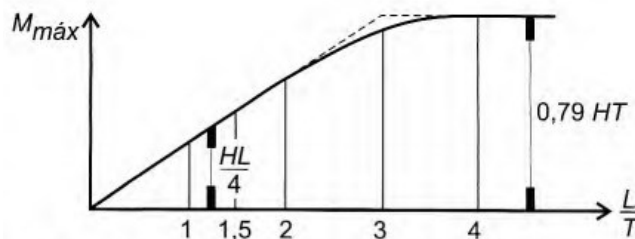
$$y_0 = 2,40 \frac{H_0 T^3}{EI} \quad (11)$$

Em que  $H_0$  é o valor da força horizontal com a qual a estaca está carregada no topo.

O momento máximo ocorre a uma profundidade  $1,32 T$  e, de acordo com a relação  $L/T$  (na qual  $L$  é o comprimento da estaca), pode ser calculado pela Equação (12).

$$\begin{aligned} M_{m\acute{a}x} &= 0,79HT \text{ (estaca flexível, } L/T \geq 4) \\ M_{m\acute{a}x} &= 0,25HT \text{ (estaca rígida, } L/T < 1,5) \end{aligned} \quad (12)$$

Se a relação  $L/T$  estiver entre 1,5 e 4, o momento fletor máximo pode ser aproximado a partir do gráfico da Figura 5.



Fonte: Velloso e Lopes (2002).

### 2.3.2 Hetényi (1946)

Hetényi (1950) considerou o momento fletor no topo da estaca e assumiu um coeficiente de reação horizontal do solo constante ao longo do comprimento da estaca. Para a análise deste problema, o autor levou em consideração a rigidez da estaca e a elasticidade do solo, representada pelas constantes de mola, o que resultou na Equação (13).

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dx^4} + P_x \frac{d^2 y}{dx^2} + E_{py} y - W = 0 \quad (13)$$

Em que:

y - deslocamento lateral da estaca;

$E_p$  - módulo de elasticidade da estaca;

$I_p$  - momento de inércia da estaca;

$P_x$  - carga axial no topo da estaca;

$E_{py}$  - módulo de reação do solo;

W - carga distribuída ao longo do comprimento da estaca.

### 2.3.3 *Matlock e Reese (1960)*

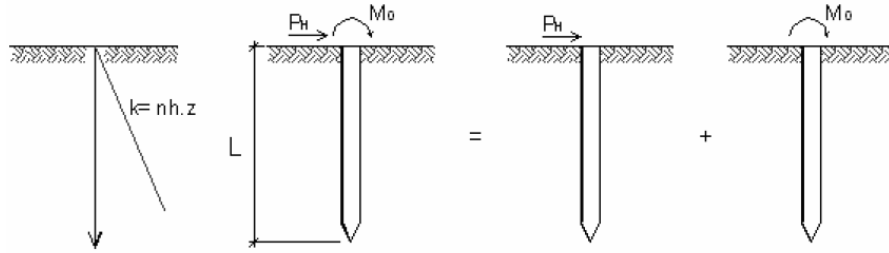
Matlock & Reese (1956) consideram a estaca submetida a uma força horizontal e a um momento aplicado no seus topo. Os autores consideram o coeficiente de reação horizontal variando linearmente com a profundidade. Assim como Miche, eles definiram a rigidez relativa da estaca-solo (T) que depende da variação do coeficiente de reação horizontal com a profundidade e da rigidez a flexão da estaca ( $E_p \cdot I_p$ ). Desta forma, o deslocamento horizontal é função da profundidade analisada, da rigidez relativa e do comprimento, inércia e esforços aplicados na estaca.

De acordo com Velloso e Lopes (2002), o deslocamento (y) no método de Matlock e Reese é função dos seguintes parâmetros:

$$y = f(z, T, L, K_h, EI, H_0, M_0)$$

Em que z é a profundidade de uma seção qualquer da estaca; T é o fator de rigidez relativa estaca – solo para solos não coesivos; L é o comprimento da estaca;  $k_h$  é o coeficiente de reação horizontal;  $E_p$  é o módulo de elasticidade da estaca;  $I_p$  é o momento de inércia da estaca;  $H_0$  é a força horizontal aplicada no topo da estaca;  $M_0$  é o momento fletor aplicado no topo da estaca. Os efeitos do momento fletor aplicado no topo da estaca ( $M_0$ ) e da força horizontal ( $H_0$ ) podem ser sobrepostos (Figura 6- ). Desta forma, o deslocamento total ( $y_t$ ) pode ser calculado como a soma do deslocamento devido a H ( $y_h$ ) com o deslocamento devido a M ( $y_m$ ) conforme Equação (14).

Figura 6- Sobreposição de efeitos no Método de Matlock e Reese.



Fonte: Cintra (1981) *apud* Araújo (2013).

$$y_t = y_H + y_M \quad (14)$$

O deslocamento horizontal da estaca é dado pela Equação (15):

$$y = \frac{HT^3}{EI} C_H^y + \frac{M_0 T^2}{EI} C_M^y \quad (15)$$

Em que C são os coeficientes adimensionais para os deslocamentos horizontais devido à aplicação da força horizontal (H) e do momento (M). T é a rigidez relativa estaca-solo dada pela equação (9).

De forma análoga, a rotação (S), o momento fletor (M), o esforço cortante na estaca (Q) e a reação do solo (P) são dados pelas Equações (16), (17), (18) e (19).

$$S = \frac{HT^3}{EI} C_H^S + \frac{M_0 T^2}{EI} C_M^S \quad (16)$$

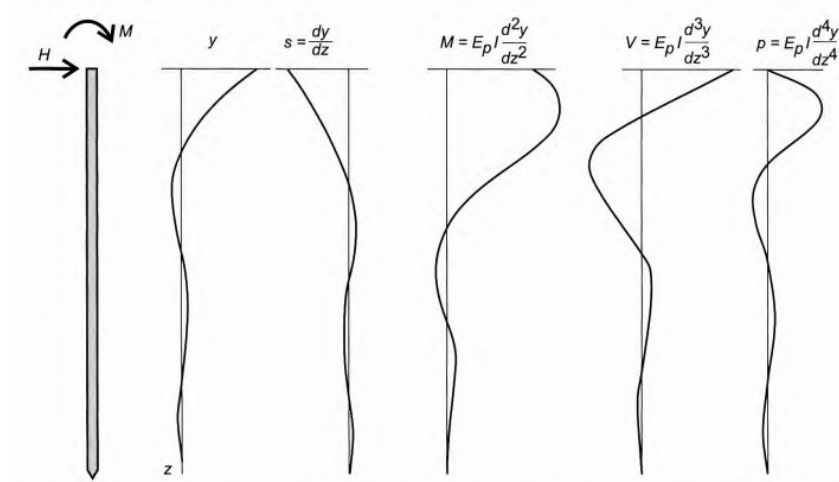
$$M = HT \cdot C_H^M + M_0 \cdot C_M^M \quad (17)$$

$$Q = H \cdot C_H^Q + \frac{M_0}{T} C_M^Q \quad (18)$$

$$P = \frac{H}{T} C_H^P + \frac{M_0}{T^2} C_M^P \quad (19)$$

A Figura 7 representa os diagramas típicos das grandezas indicadas acima pelo método de Matlock e Reese.

Figura 7 - Diagramas para uma estaca submetida a momento e força horizontal no topo.

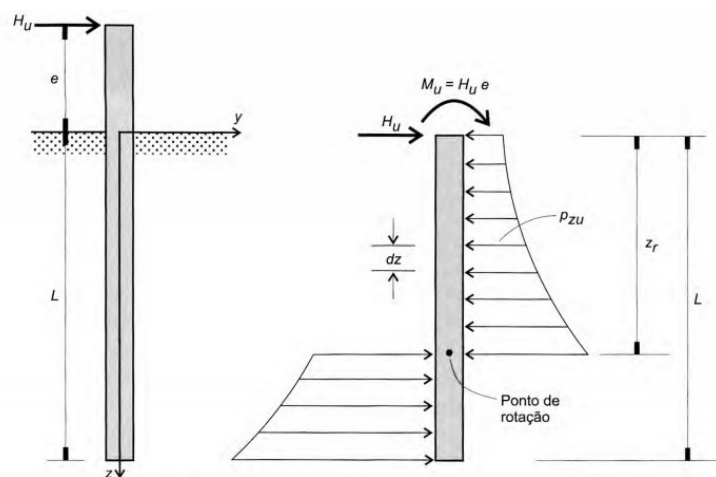


Fonte: Velloso e Lopes (2002).

#### 2.3.4 Brinch Hasen (1961)

Hansen (1961) baseou-se na teoria do empuxo de terra para desenvolver o seu método, no qual a resistência à rotação no ponto X indicado na Figura 8 é a soma dos momentos resistentes do solo acima e abaixo deste ponto. Este método pode ser aplicado para estacas curtas em perfis homogêneos ou estratificados.

Figura 8 - Método de Hansen.



Fonte: Velloso e Lopes (2002).

Del Pino Júnior (2003) indica a seguinte sequência de cálculo pelo Método de Brinch Hansen para estacas com o topo livre, imersas em solos homogêneos:

- 1) Divide-se o trecho enterrado da estaca em n elementos de comprimento  $L/n$ ;



- 2) Calcula-se a resistência passiva total de cada elemento na profundidade  $z$  abaixo da superfície do terreno pelas Equações (20) e (21);

$$p_u = p_z d \frac{L}{n} \quad (20)$$

$$p_z = q \cdot K_q + c \cdot K_c \quad (21)$$

Em que:

$q$  - pressão vertical efetiva de terra na profundidade  $z$ ;

$d$  - diâmetro da estaca;

$c$  - coesão do solo na profundidade  $z$ ;

$K_q$  e  $K_c$  - fatores que dependem da relação  $z/d$  e podem ser encontrados nos ábacos de Hansen (1961).

- 3) Escolhe-se a profundidade  $x$  da seção de rotação da estaca.  
 4) Calcula-se o somatório dos momentos de cada elemento em relação ao ponto de aplicação da carga horizontal de acordo com a Equação (22), em que  $e = M/H$ .

$$\sum M = \sum_{z=0}^{z=x} p_u (e + z) - \sum_{z=x}^{z=L} p_u (e + z) \quad (22)$$

- 5) Calcula-se a carga horizontal máxima  $H_u$  pela Equação (23).

$$H_u (e + x) = \sum_0^x p_u (x - z) + \sum_x^{x+L} p_u (z - x) \quad (23)$$

- 6) O fator de segurança será obtido através da relação indicada na Equação (24).

$$FS = \frac{H_u}{H_0} \quad (24)$$

- 7) Com os valores de  $p_u$  e da força horizontal, é traçado o diagrama de cortantes ao longo da estaca. Com os valores de momentos fletores em cada seção, é traçado o diagrama de momento. Na profundidade onde o cortante for nulo, o momento é máximo e este valor não pode ultrapassar o momento que causa a plastificação do material.

### 2.3.5 Broms (1964)

Broms (1964) apresentou uma formulação para estacas em solos coesivos e outra para estacas em solos granulares. Este método pode ser aplicado para estacas longas ou curtas e com topo livre ou engastado. Ele também considera que o coeficiente de reação horizontal do solo varia

linearmente com a profundidade. A previsão dos deslocamentos é baseada na análise da ruptura estaca-solo.

#### i) Método de Broms para estacas em solos coesivos

O momento fletor máximo é dado pela Equação (25).

$$M_{m\acute{a}x} = H_u (e + 1,5d + 0,5z_0) \quad (25)$$

Em que:

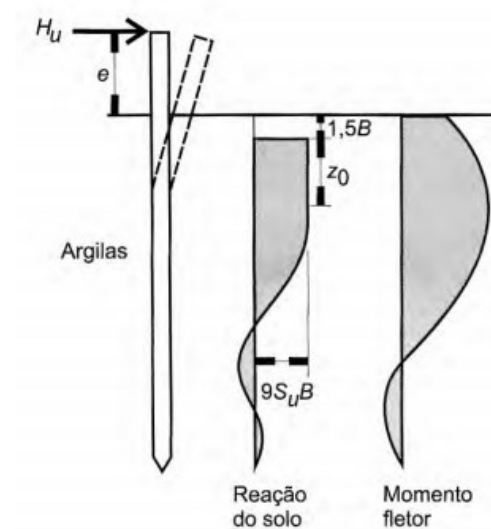
$z_0$  - profundidade da seção onde o momento é máximo (Figura 9);

$H_u$  - esforço horizontal no topo da estaca;

$e$  - distância entre a superfície do solo e o ponto de aplicação de  $H_u$ ;

$d$  - diâmetro da estaca.

Figura 9 - Diagrama de momento fletor segundo o Método de Broms.



Fonte: Velloso e Lopes (2002).

#### ii) Método de Broms para estacas em solos não coesivos

De maneira análoga à descrita acima, para solos não coesivos, o momento máximo é dado pela Equação (26).

$$M_{m\acute{a}x} = H_u (e + \frac{2}{3}z_0) \quad (26)$$

Em que:

$z_0$  - profundidade da seção onde o momento é máximo conforme Figura 9;

$H_u$  - esforço horizontal no topo da estaca;

$e$  - distância entre a superfície do solo e o ponto de aplicação de  $H_u$ ;

### 2.3.6 Poulos e Davis (1980)

Poulos e Davis (1980) apresentaram um modelo baseado da Teoria da elasticidade para estacas carregadas horizontalmente. Nesta revisão serão abordados os casos da estaca em solo arenoso e argiloso, ambas submetidas unicamente a cargas horizontais e momentos fletores.

#### i) Método de Poulos e Davis para solos argilosos

Neste método de análise elástica, Poulos e Davis (1980) estimaram os deslocamentos ( $\rho$ ), as rotações no topo da estaca ( $\theta$ ), as pressões ( $p_z$ ) aplicadas ao solo e os momentos fletores ao longo da estaca a partir do fator de flexibilidade da estaca ( $K_R$ ), que é um coeficiente adimensional dado pela Equação (27).

$$K_R = \frac{E_p I_p}{E_s L^4} \quad (27)$$

Em que:

$E_p$  - módulo de elasticidade da estaca;  $I_p$  é o momento de inércia da estaca;  $E_s$  é o módulo de elasticidade secante e  $L$  é o comprimento da estaca.

O deslocamento ( $\rho$ ) e as rotações no topo da estaca ( $\theta$ ) são dados pelas Equações (28) e (29).

$$\rho = \frac{I_{\rho h} H_0}{E_s L} + \frac{I_{\rho m} M_0}{E_s L^2} \quad (28)$$

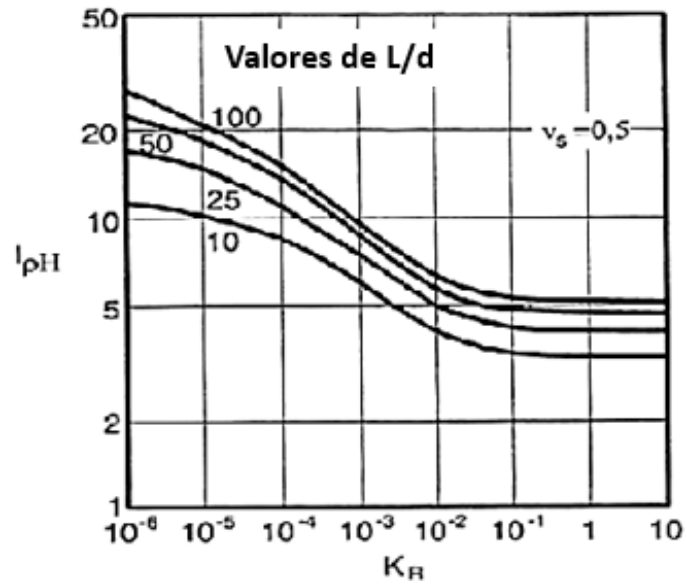
$$\theta = \frac{I_{\theta h} H_0}{E_s L^2} + \frac{I_{\theta m} M_0}{E_s L^3} \quad (29)$$

Em que:

$I_{\rho h}$ ,  $I_{\rho m}$ ,  $I_{\theta h}$  e  $I_{\theta m}$  são fatores de influência dados pelos ábacos da

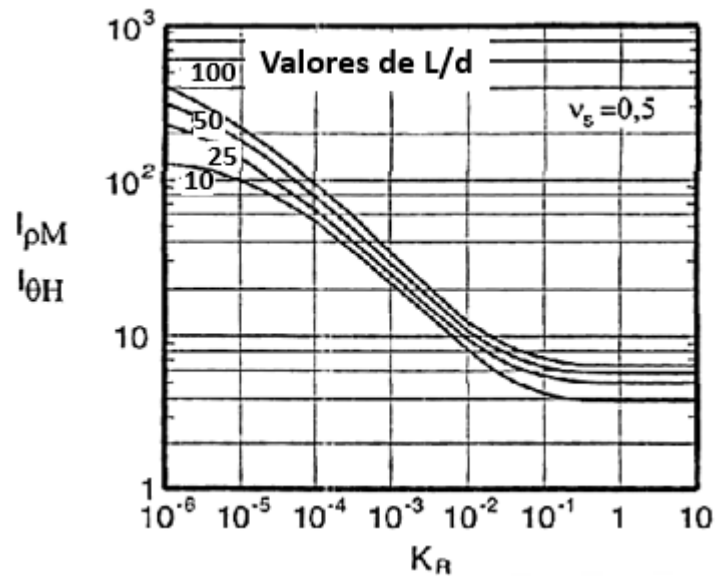
Figura 10, Figura 11 e Figura 12;  $H_0$  é o esforço horizontal aplicado na estaca e  $M_0$  é o momento aplicado no topo da estaca.

Figura 10 - Valores de  $I_{ph}$  com topo livre e  $E_s$  constante.



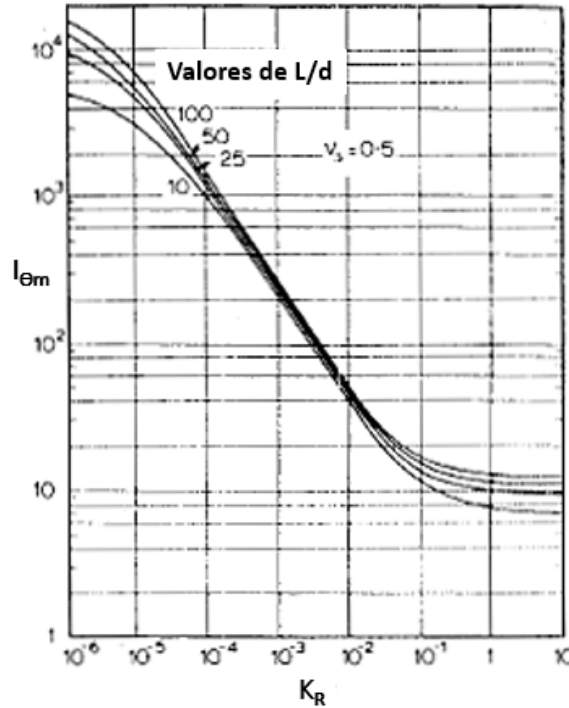
Fonte: Poulos e Davis (1980).

Figura 11 - Valores de  $I_{pm}$  e  $I_{\theta H}$  com topo livre e  $E_s$  constante.



Fonte: Poulos e Davis (1980).

Figura 12 - Valores de  $I_{\theta m}$  com topo livre e  $E_s$  constante.



Fonte: Poulos e Davis (1980).

## ii) Método de Poulos e Davis para solos arenosos

Para solos arenosos, Poulos e Davis estimaram os deslocamentos ( $\rho$ ) e as rotações no topo da estaca ( $\theta$ ) a partir do fator de flexibilidade da estaca ( $K_N$ ), que é um coeficiente adimensional dado pela Equação (31). Neste caso, o módulo de elasticidade do solo é dado pela Equação (30).

$$E_s = n_h \cdot z \quad (30)$$

Em que  $n_h$  é o coeficiente que indica o aumento de  $E_s$  com a profundidade.

O fator de flexibilidade da estaca ( $K_N$ ) é dado pela Equação (31).

$$K_N = \frac{E_p I_p}{N_h L^3} \quad (31)$$

O deslocamento ( $\rho$ ) e as rotações no topo da estaca ( $\theta$ ) são dados pela Equação (32) e (33).

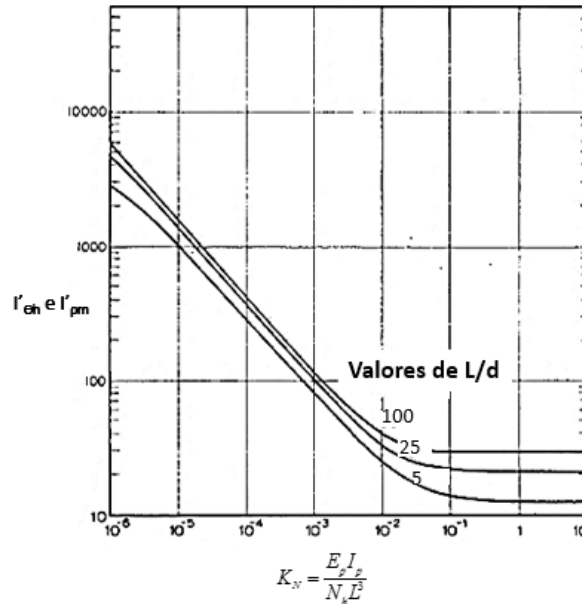
$$\rho = \frac{H_0}{N_h L^2} \left( I'_{\rho h} + \frac{e I'_{\rho m}}{L} \right) \quad (32)$$

$$\theta = \frac{H_0}{N_h L^3} \left( I'_{\theta h} + \frac{e I'_{\theta m}}{L} \right) \quad (33)$$

Em que:

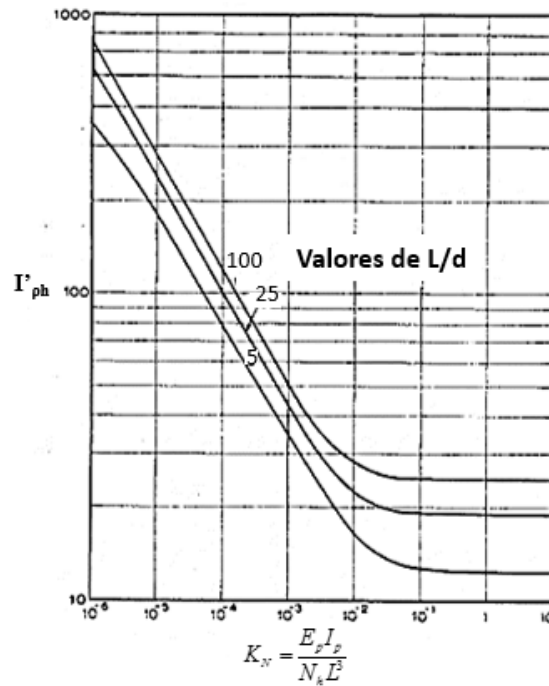
$I'_{ph}$ ,  $I'_{pm}$ ,  $I'_{\theta h}$  e  $I'_{\theta m}$  são fatores de influência dados pelos ábacos da Figura 13, Figura 14 e Figura 15 e  $H_0$  é o esforço horizontal aplicado na estaca.

Figura 13 - Valores de  $I'_{\theta h}$  e  $I'_{pm}$  com topo livre e  $E_s$  constante.



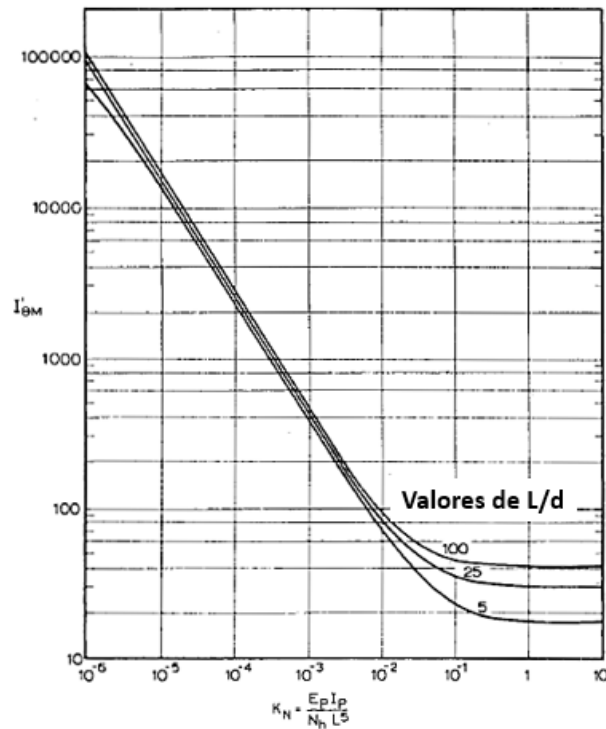
Fonte: Poulos e Davis (1980).

Figura 14 - Valores de  $I'_{ph}$  com topo livre e  $E_s$  constante.



Fonte: Poulos e Davis (1980).

Figura 15 - Valores de  $I'_{\theta m}$  com topo livre e  $E_s$  constante

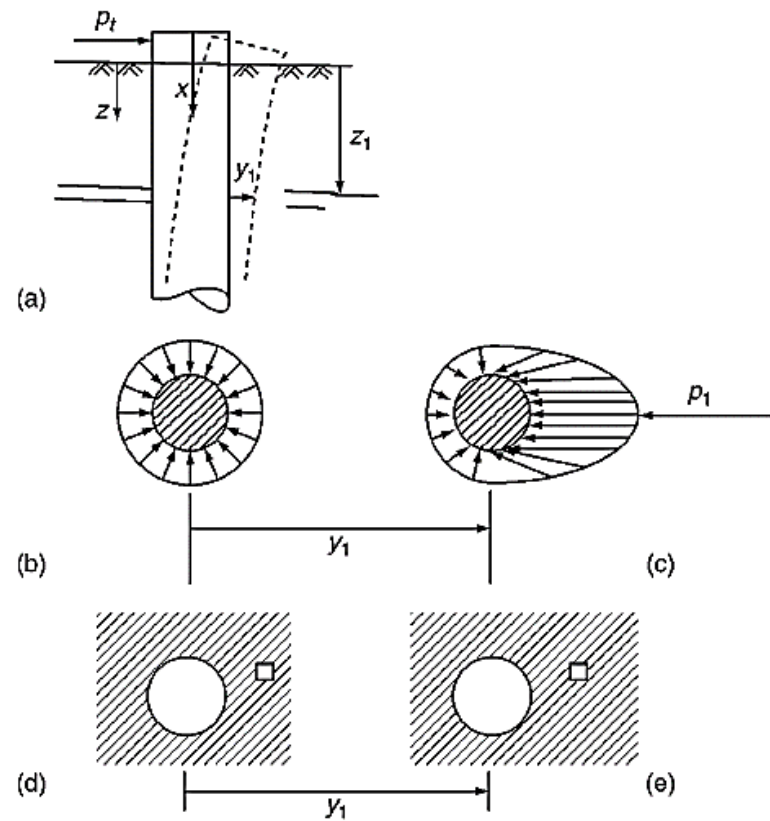


Fonte: Poulos e Davis (1980).

### 2.3.7 Curvas p-y (1993)

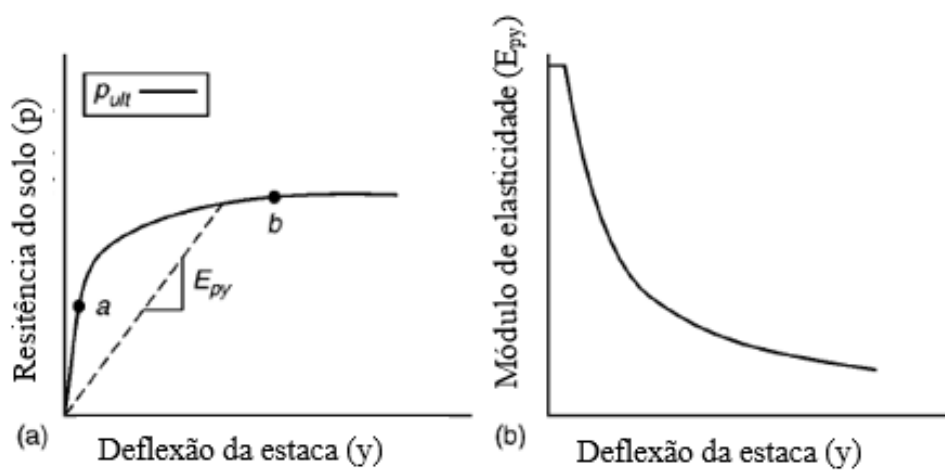
O método das curvas p-y aqui abordado é o exposto por Reese, Van Impe e Holtz (2002). Este método também é normatizado pelo American Petroleum Institute (1993). Para Reese, Van Impe e Holtz (2002), o dimensionamento de uma estaca ou grupo de estacas submetido à forças laterais exige uma análise diferencial não linear que pode ser solucionada através de Métodos Numéricos. O problema envolve a interação entre a estaca e o solo pois a resistência do solo depende do deslocamento horizontal da estaca (Figura 16). Neste modelo a estaca é considerada como um elemento livre e o solo é simulado como uma série de molas de Winkler. Ao sofrer um deslocamento ( $y$ ), o solo responde com uma resistência ( $p$ ) onde o módulo de elasticidade ( $E_{py}$ ) é dado pela inclinação da reta secante ao gráfico da curva p-y (Figura 17). Foram desenvolvidas diversas equações de curva p-y para cada condição de solo. Nesta dissertação serão abordadas as curvas para solo argiloso e arenoso.

Figura 16 - Distribuição de tensões em uma estaca submetida a esforços verticais.



Fonte: Reese, Van Impe e Holtz (2002).

Figura 17 - Típica curva p-y.



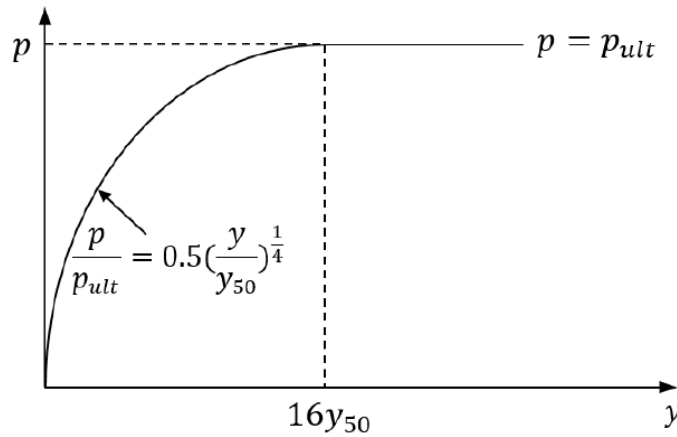
Fonte: Reese, Van Impe e Holtz (2002).



i) **Curvas p-y para solo argiloso não saturado**

A curva p-y para solo argiloso conforme resultados experimentais de Welch e Reese (1972) é apresentada na Figura 18.

Figura 18- Curva p-y para solo argiloso.



Fonte: Rocscience (2018).

A resistência última do solo ( $p_{ult}$ ) é calculada como o menor dos resultados entre as equações (34) e (35).

$$p_{ult} = \left( 3 + \frac{\gamma'}{c_a} z + \frac{0,5}{d} z \right) c_a d \quad (34)$$

$$p_{ult} = 9c_u d \quad (35)$$

Em que:

$\gamma'$  - o peso específico efetivo [kN/m<sup>3</sup>];

$z$  - profundidade [m];

$c_a$  - força cisalhante não drenada média até a profundidade  $z$  [kPa];

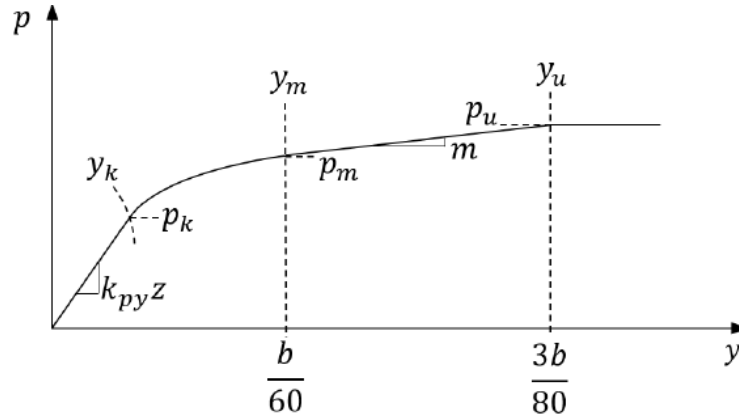
$d$  - diâmetro da estaca [m];

$c_u$  - força cisalhante não drenada na profundidade  $z$  [kPa].

ii) **Curvas p-y para solo arenoso não saturado**

A curva p-y para solo arenoso conforme resultados experimentais de Reese (1974) está apresentada na Figura 19.

Figura 19- Curva p-y para solo arenoso.



Fonte: Rocscience (2018).

A resistência última do solo ( $p_{ult}$ ) é calculada pela Equação (36).

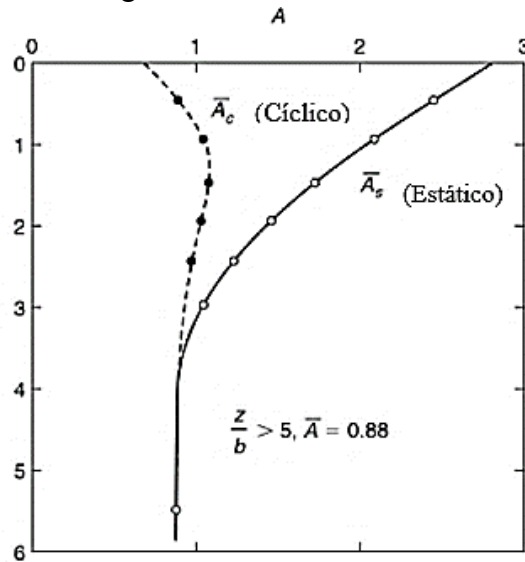
$$p_{ult} = \overline{A}_s p_s \quad (36)$$

Em que:

$\overline{A}_s$  - Coeficiente indicado na Figura 20.

$p_s$  - Resistência calculada como o menor dos resultados entre a Equação (37) e (38).

Figura 20 - Coeficiente  $\overline{A}_s$ .



Fonte: Rocscience (2018).

$$p_s = \gamma \cdot z \left[ \frac{K_0 \cdot z \tan \phi \sin \beta}{\tan(\beta - \phi) \cos \alpha} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} (d + z \tan \beta \tan \alpha) + K_0 \cdot z \tan \beta (\tan \phi \sin \beta - \tan \alpha) - K_a d \right] \quad (37)$$

$$p_s = K_a \cdot d \cdot \gamma \cdot z (\tan^8 \beta - 1) + K_0 \cdot d \cdot \gamma \cdot z \tan \phi \tan^4 \beta \quad (38)$$

Em que:

$K_0$  – fator calculado pela Equação (39);

$z$  - profundidade [m];

$\phi$  – ângulo de atrito do solo;

$\alpha$  – ângulo calculado pela Equação (41);

$\beta$  – ângulo calculado pela Equação (40);

$d$  - diâmetro da estaca [m];

$$K_0 = 0,4 \quad (39)$$

$$\beta = 45 + \frac{\phi}{2} \quad (40)$$

$$\alpha = \frac{\phi}{2} \quad (41)$$

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (42)$$

### 2.3.8 Método de Winkler (Velloso e Lopes) (2002)

De acordo com Velloso e Lopes (2002), o método de Winkler considera o solo como um conjunto de molas independentes (Figura 21). Este método não considera a continuidade do solo e pode ser usado em solos estratificados.

Neste método, a resultante das tensões cisalhantes na estaca é calculada pela Equação (43).

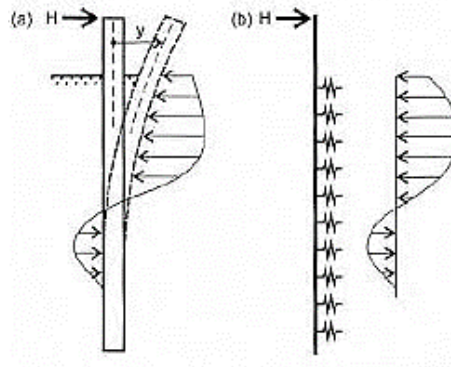
$$p = k_h \cdot y \quad (43)$$

Em que:

$y$  - deslocamento;

$k_h$  - coeficiente de reação horizontal do solo, definido como a razão entre tensão horizontal e deslocamento.

Figura 21 - Hipótese de Winkler (a) situação real e (b) modelo pela hipótese de Winkler.



Fonte: Velloso e Lopes (2002).

## 2.4 COEFICIENTE DE REAÇÃO HORIZONTAL DO SOLO

Segundo Velloso e Lopes (2002), Terzaghi (1955) analisou o coeficiente de reação horizontal do solo para estacas. O autor dividiu a análise para dois tipos de solo: argilas sobre adensadas para as quais  $k_h$  pode ser considerado praticamente constante com a profundidade e argilas normalmente adensadas e areia, para as quais  $k_h$  aumenta linearmente com a profundidade. De acordo com ele,  $k_h$  é calculado conforme Equação (44).

$$k_h = 0,74 \frac{E}{B} \quad (44)$$

Em que:

E - módulo de elasticidade do solo;

B - dimensão transversal da estaca.

Terzaghi (1955), propõe também um método experimental para determinação do coeficiente de reação horizontal do solo que consiste em medir a inclinação e deslocamento ao longo de uma estaca rígida inserida no solo através de *strain gages* para determinada força horizontal aplicada no topo.

Menezes et al. (2005), realizou provas de carga horizontais em estacas pré-moldadas de concreto de 13 m de comprimento para determinação do coeficiente de reação horizontal do solo nas quais foram instalados sensores mini inclinômetros em oito níveis de profundidade que mediram a inclinação da estaca devido à aplicação de cargas transversais no seu topo. Os deslocamentos foram então obtidos por integração e o coeficiente calculado pela Equação (45).

$$k_h = \frac{4,42.H^{5/3}}{y_0^{5/3}(E_E.I)^{2/3}} \quad (45)$$

Em que:

H - carga aplicada no topo da estaca;

$y_0$  - deslocamento na superfície do solo;

$E_E$  - módulo de elasticidade da estaca;

I - momento de inércia da estaca.

O método de Winkler sugere que o coeficiente de reação horizontal do solo seja calculado conforme Equação (46).

$$k_h = m_h \cdot z \quad (46)$$

Em que:

z - profundidade;

$m_h$  - taxa de crescimento do coeficiente de reação horizontal.

Outros autores como Broms (1964), sugerem relações diferentes entre o módulo de elasticidade do solo e a dimensão transversal da estaca enquanto Velloso e Lopes (2002) sugerem calcular este coeficiente através da Equação (47).

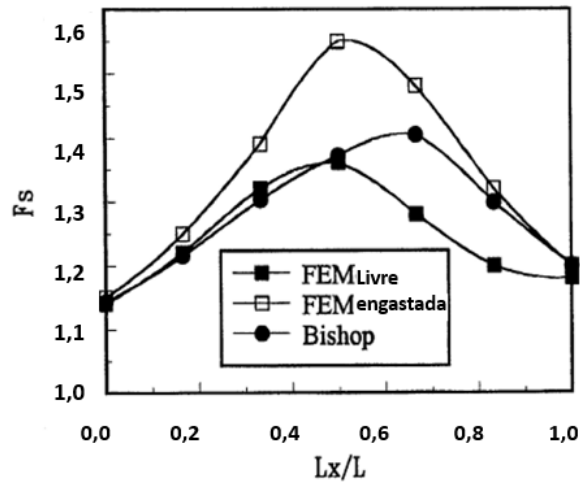
$$k_h \cong \frac{E}{B} \quad (47)$$

## 2.5 TALUDES REFORÇADOS COM ESTACAS

Cai e Ugai (1986) analisaram taludes reforçados com estacas pelo método tridimensional elasto-plástico *Shear Strength Reduction* em elementos finitos e compararam com resultados obtidos pelo Método de Bishop simplificado.

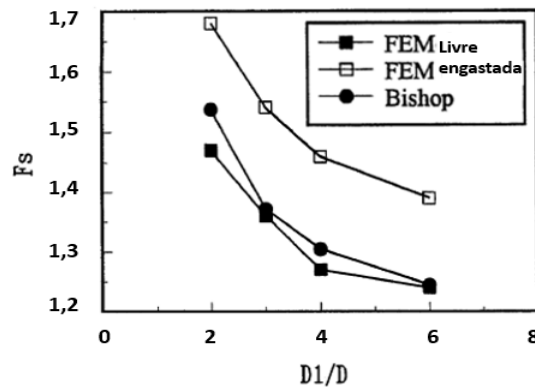
Os autores concluíram que, pelo método *Shear Strength Reduction*, a posição das estacas na qual o efeito de reforço é maior é no meio do talude, enquanto pelo método de Bishop simplificado, esta posição ótima é próxima à crista do talude (Figura 22). Ambos os métodos indicam que quanto maior o espaçamento entre estacas, menor a eficiência do reforço (Figura 22). Em complemento a esta conclusão, Fan e Long (2005) estudaram a resposta do solo arenoso para estacas submetidas a esforços horizontais através da análise pelo Método dos Elementos Finitos para diferentes geometrias de estacas e tipos de solo. Neste estudo, os autores concluíram que a relação entre o aumento da estabilidade do talude e a diminuição do espaçamento entre estacas não é linear.

Figura 22- Efeito da posição das estacas no reforço de taludes.



Fonte: Cai e Ugai (1986).

Figura 23- Efeito do espaçamento entre estacas no reforço de taludes.

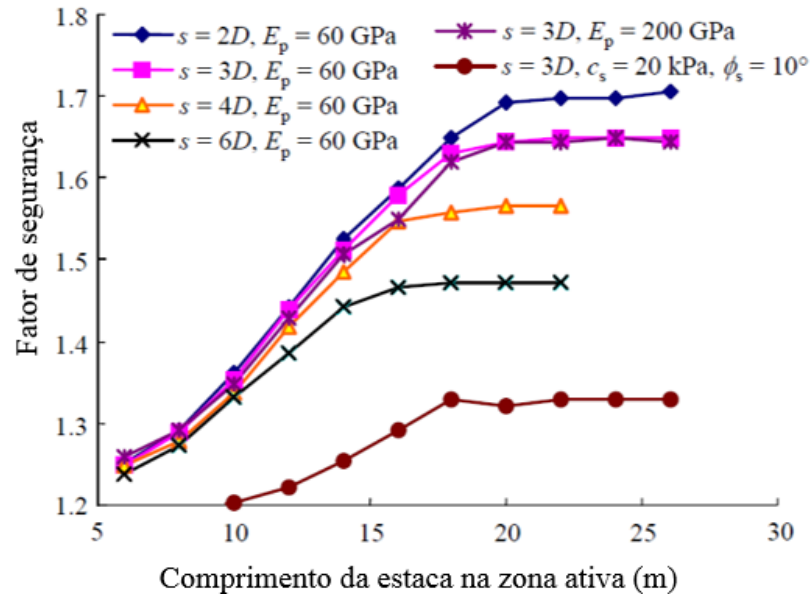


Fonte: Cai e Ugai (1986).

Hassiotis et al. (1997), Ausilio et al. (2001) e Ito e Matsui (1979) estudaram taludes reforçados com estacas e também concluíram que a posição ótima da estaca é próxima à crista do talude.

Yang et al. (2011) analisaram o efeito da alteração do comprimento das estacas em taludes reforçados por meio do método *Shear Strength Reduction* em uma análise elastoplástica 3D. Além disso, foram analisados o espaçamento entre estacas, a esbeltez da estaca e a condição dos topos da estaca. Os resultados mostraram que o espaçamento entre estacas e as condições dos topos das estacas influencia no comprimento ótimo. O fator de segurança aumenta com o aumento do comprimento da estaca e o comprimento ótimo da estaca diminui com o aumento do espaçamento entre estacas (Figura 24). Quando o comprimento ótimo é atingido, o aumento do comprimento da estaca passa a surtir pouco efeito no aumento da estabilidade do talude.

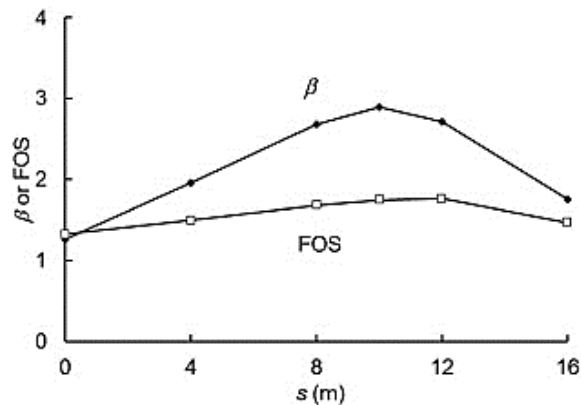
Figura 24- Efeito do comprimento de estacas no reforço de taludes.



Fonte: Yang et al. (2011).

Zhang, Wang, Huang e Chenet (2017) analisaram a estabilidade de taludes reforçados com estacas através de adaptações de métodos utilizados para análises de taludes sem reforço. Os autores chegaram à conclusão que a superfície crítica de ruptura varia com a implementação do reforço e também com a alteração do espaçamento entre estacas e posicionamento do reforço no talude. Foi concluído também, assim como Cai e Ugai, que quanto menor o espaçamento entre estacas, maior a estabilidade do talude e que a posição ótima para a estaca é próxima à crista do talude (Figura 25), na qual os fatores de segurança (FOS) são mais elevados para  $s = 10$  e  $s = 12$ , sendo que a crista do talude é representada por  $s = 16\text{m}$ .

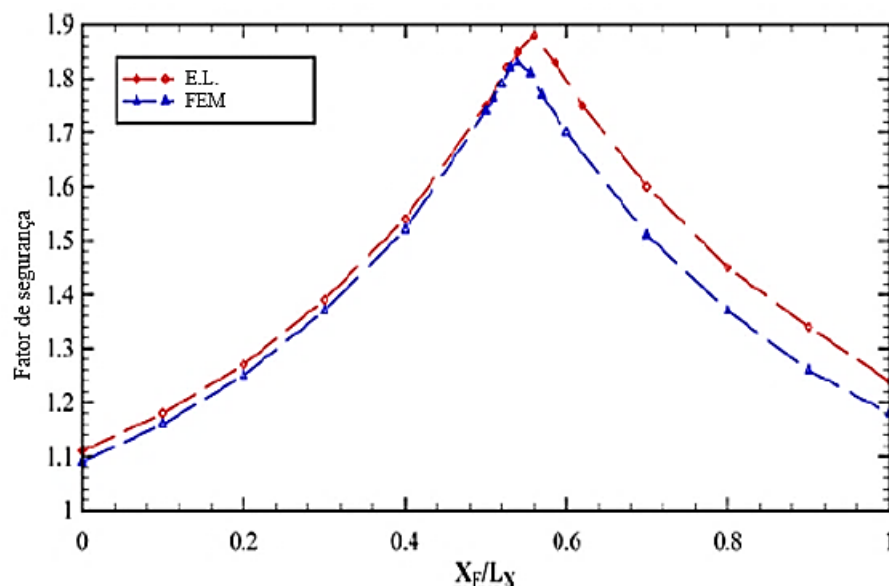
Figura 25- Efeito do posicionamento das estacas no reforço de taludes.



Fonte: Zhang (2017).

Hajiazizi e Heydari (2019) estudaram a melhor posição do reforço em estacas em taludes por métodos numéricos e analíticos e concluíram que tanto os resultados pelo Equilíbrio Limite quanto as análises numéricas indicaram que o local da estaca que resulta em um melhor fator de segurança no caso de solos não coesivos é no meio do talude (Figura 26) e para solos coesivos é próximo à crista do talude, diferentemente do que foi concluído por Cai e Ugai. Na Figura 26,  $X_p/L_x$  correspondente a proporção entre a distância da estaca ao pé do talude e a distância horizontal entre o pé e a crista do talude, ou seja,  $X_p/L_x = 0$  indica o pé do talude e  $X_p/L_x = 1$  indica a crista do talude.

Figura 26- Efeito do posicionamento das estacas no reforço de taludes em solos não coesivos.



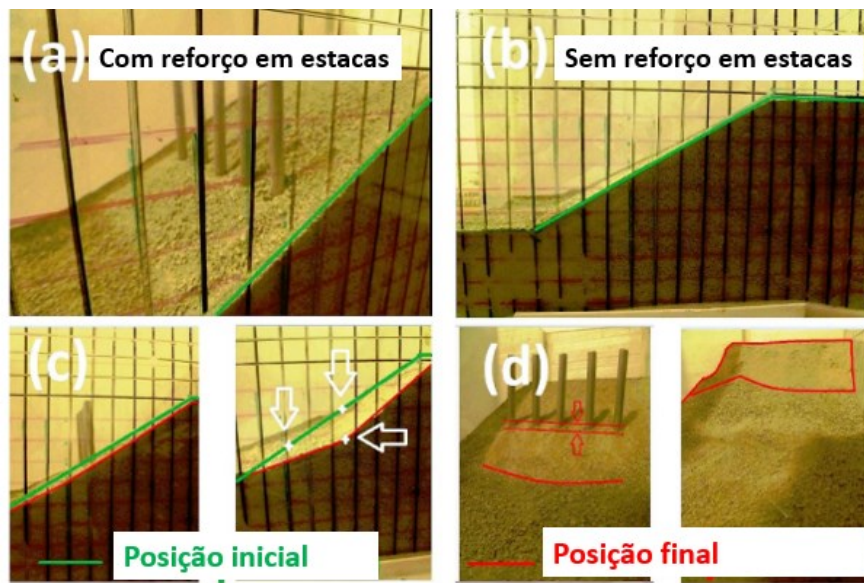
Fonte: Hajiazizi e Heydari (2019).

Gong et al. (2019) fizeram uma análise probabilística considerando as variadas possibilidades para estratigrafia do maciço em taludes reforçados com estacas. Os autores concluíram que, quando a estaca está localizada em uma posição no talude na qual a sua força é pouco mobilizada, o aumento do diâmetro das estacas não influí significativamente no aumento da estabilidade de taludes, por outro lado, quando a cadeia de estacas está localizada em uma posição favorável no talude, o aumento do diâmetro contribui para o aumento do fator de segurança. Foi observado também que a posição ótima para estacas curtas é próxima à crista do talude e para estacas longas é próximo ao pé do talude.



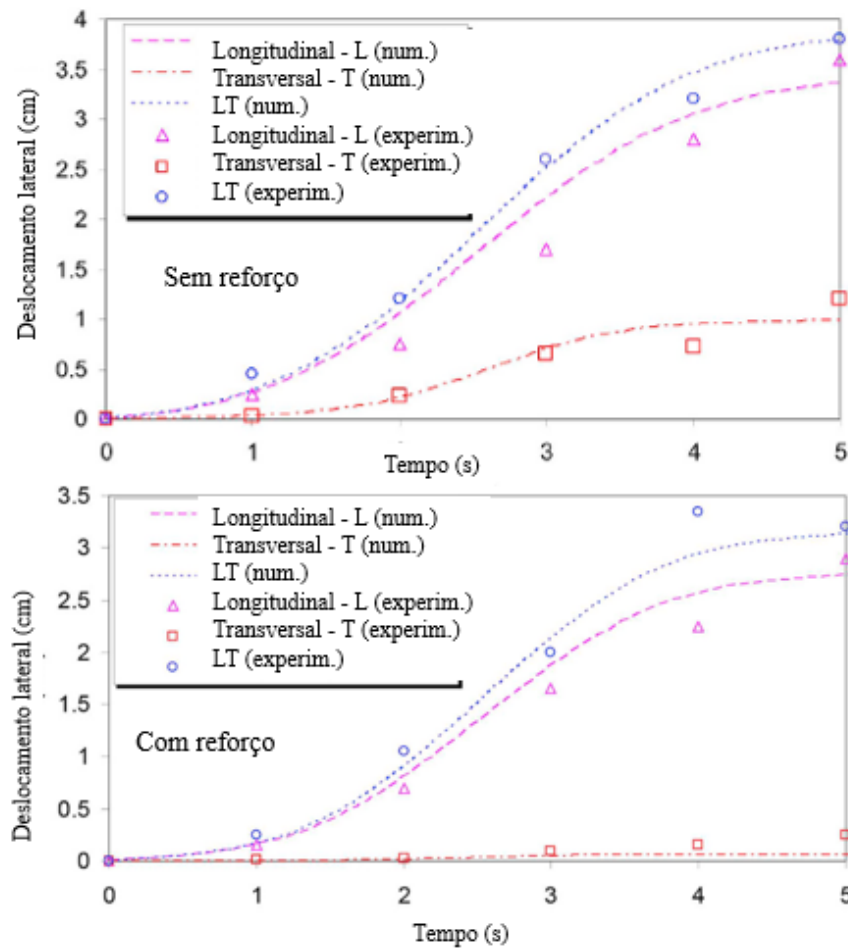
Sharafi e Maleki (2019), avaliaram o comportamento sísmico de taludes de solo arenoso reforçados com estacas através de modelos experimentais reduzidos e numéricos. Foi realizado um modelo reduzido em laboratório sobre uma mesa vibratória (para simular os efeitos sísmicos) com solo arenoso e estacas de alumínio com espaçamento igual a 3,5 vezes os seus diâmetros (Figura 27). Os autores concluíram que o reforço com estacas no talude reduz os deslocamentos no maciço (Figura 28).

Figura 27- Modelo experimental reduzido de talude reforçado com estacas.



Fonte: Sharafi e Shams Maleki (2019).

Figura 28- Deslocamento no talude com e sem reforço.



Fonte: Sharafi e Shams Maleki (2019).

## 2.6 ANÁLISE PROBABILÍSTICA

A análise probabilística da estabilidade do talude tem como objetivo determinar o efeito da incerteza da variabilidade dos parâmetros do solo no resultado do comportamento do maciço que, no caso desta dissertação, corresponde ao fator de segurança ao deslizamento. De acordo com Zevgolis et al. (2010), o desafio para encontrar um método baseado em confiabilidade para a análise geotécnica é identificar e quantificar a incerteza na escolha dos parâmetros do solo. Além disso, para casos de taludes para os quais o deslizamento tem elevado potencial de perda de vidas e danos ambientais a norma NBR 11682:2009 preconiza que cabe ao engenheiro civil geotécnico responsável decidir se deve ser feita uma análise probabilística complementar e definida uma probabilidade de ruptura máxima aceitável.

Para representar esta variabilidade, os parâmetros são analisados dentro de uma faixa de variação através de métodos probabilísticos como o Método de Monte Carlo e o Método do Hipercubo Latino, que usa variáveis randômicas como amostras de dados de entrada para a distribuição da probabilidade e, por este motivo, é amplamente utilizado para a análise probabilística com variação dos parâmetros do solo na engenharia geotécnica.

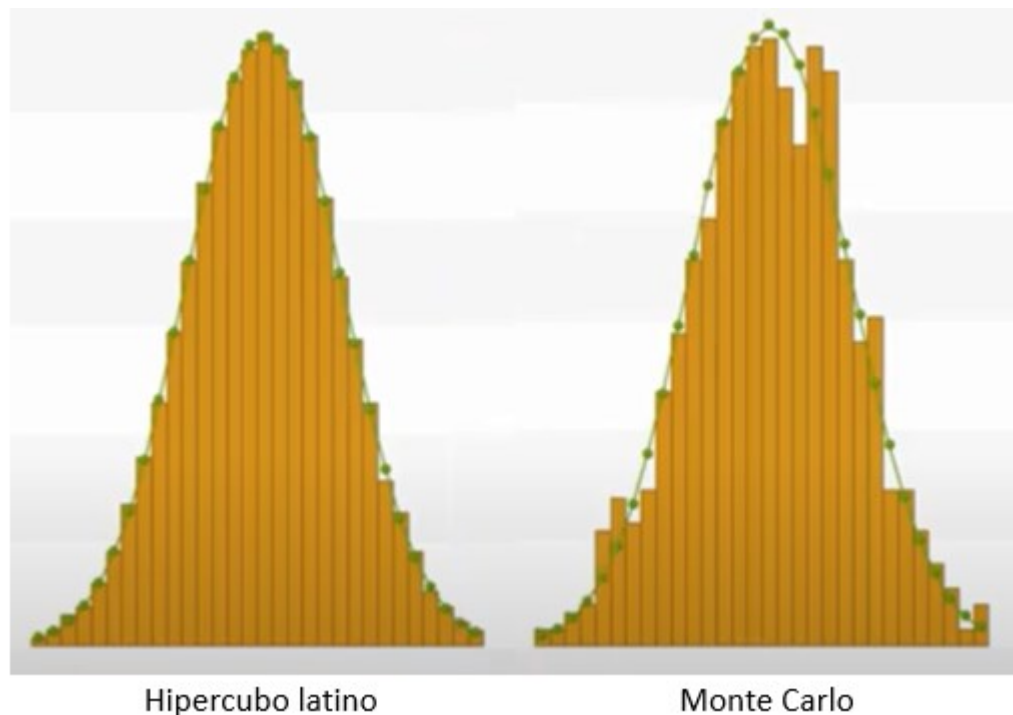
### *2.6.1 Métodos de amostragem*

Para que seja possível gerar um número de variáveis aleatórias e de resultados suficientemente grande a partir de uma faixa de parâmetros previamente definida, faz-se necessário o uso de métodos de amostragem. Os métodos utilizados para este fim na engenharia geotécnica são o Método de Monte Carlo e o Método Hipercubo Latino.

Segundo Ang e Tang (1975), o Método de Monte Carlo é um processo que gera soluções determinísticas para variáveis randômicas que permite um número ilimitado de amostras. O processo envolve repetidas simulações, nas quais para cada uma é utilizada uma faixa de valor de variáveis randômicas e resulta em uma amostra de soluções. Neste sentido, uma amostra de resultados de simulações de Monte Carlo se assemelha a uma amostra de observações experimentais e, geralmente, são apresentadas em forma de histograma.

O método do Hipercubo Latino funciona da mesma maneira que o Método de Monte Carlo, porém apresenta histograma de frequência de realizações da variável aleatória com um melhor ajuste (Figura 29). Segundo Santos (2014), isto acontece pois no Método de Monte Carlo com amostragem Simples, os pontos são gerados aleatoriamente em todo o domínio, o que poderia gerar concentração de pontos em algumas regiões e deixar outras regiões com poucos pontos. No Método Hipercubo Latino, a amostragem é realizada pela divisão do domínio em faixas e realização de amostragens em cada faixa do domínio. O Método do Hipercubo Latino apresenta também uma limitação de número de amostras, ao contrário do Método de Monte Carlo, onde pode ser especificado qualquer número de amostras.

Figura 29- Histograma de frequência de realizações de cada variável aleatória aplicando o Método de Monte Carlo e o Método Hipercubo Latino.



Fonte: Rocscience (2020).

### 2.6.2 Função densidade probabilidade

De acordo com Fenton e Griffiths (2008), vários fenômenos naturais contínuos podem ser bem modelados com um número relativamente pequeno de distribuições. As seguintes funções densidade probabilidade contínuas são as mais comuns para aplicações na engenharia:

- 1) Exponencial;
- 2) Gamma;
- 3) Uniforme;
- 4) Weibull;
- 5) Reileigh;
- 6) Normal
- 7) Lognormal.

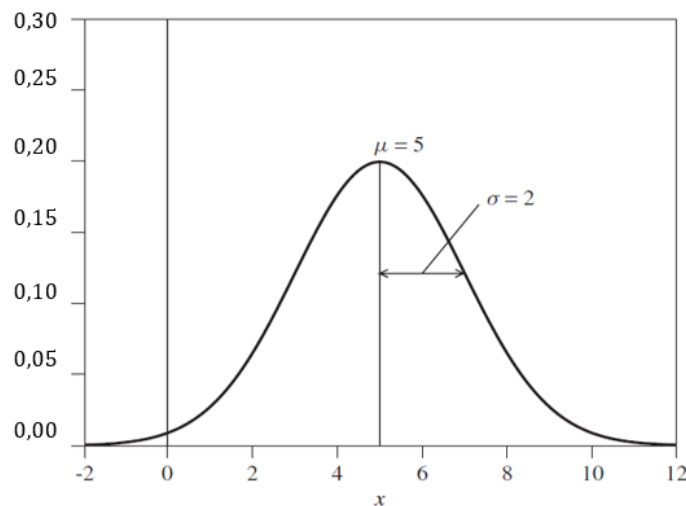
Segundo Fenton e Griffiths (2008), as funções mais utilizadas na engenharia geotécnica são a função normal e lognormal.

A distribuição exponencial é usada para descrever problemas que envolvem o tempo para a falha e a distribuição Gamma é derivada de uma sequência de Bernoulli, uma a cada instante

do tempo. A distribuição uniforme é a mais simples de todas as distribuições contínuas e é utilizada para representar variáveis randômicas que têm limites superiores e inferiores definidos e com probabilidade igual de ocorrer em qualquer ponto entre estes dois limites.

A distribuição de Weibull é utilizada para descrever problemas que envolvem as propriedades de resistência dos materiais e seus tempos de utilização. A distribuição de Rayleigh é uma função não negativa aplicada à simulação de processos randômicos normalmente distribuídos. A distribuição normal (Figura 30) é amplamente utilizada na engenharia pois vários fenômenos tendem a ter uma distribuição como esta. Sua função densidade de probabilidade está indicada na equação (48).

Figura 30- Exemplo de distribuição normal com média 5 e desvio padrão igual a dois.



Fonte: Fenton; Griffiths (2008).

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right] \quad (48)$$

Em que:

$\sigma$  - desvio padrão;

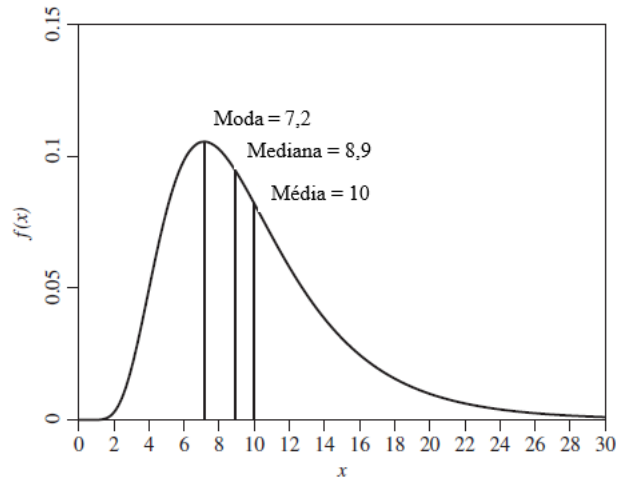
$x$  - variável;

$\mu$  - média.

A distribuição lognormal (Figura 31), diferentemente da normal, não permite valores negativos dos parâmetros. Esta distribuição surgiu por uma transformação não linear da normal e apresenta função densidade de probabilidade conforme indicado na equação (49).

$$f(x) = \frac{1}{x\sigma \ln x \sqrt{2\pi}} \exp \left[ -\frac{1}{2} \left( \frac{\ln x - \mu \ln x}{\sigma \ln x} \right)^2 \right], 0 \leq x < \infty \quad (49)$$

Figura 31- Exemplo de distribuição lognormal com média 10 e desvio padrão 5.



Fonte: Adaptado de Fenton e Griffiths (2008).

### 2.6.3 Desvio padrão

O cálculo do desvio padrão, pode ser realizado de 3 formas distintas, conforme indicado nas equações (50), (52) e (51), sendo que a Equação (50) exige uma grande quantidade de dados, de forma que, na maioria dos casos de problemas geotécnicos, não é possível utilizá-la devido à quantidade e insuficiente de informações coletadas em campo para calcular o desvio padrão desta forma.

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum [(x_i - \bar{x})^2]}{N - 1}} \quad (50)$$

Em que:

$\sigma$  - desvio padrão;

$x_i$  - enésimo valor do parâmetro  $x$ ;

$\bar{x}$  - valor medio do parâmetro;

$N$  - número de amostras.

Outra forma de calcular o desvio padrão é através da Equação (51).

$$\sigma = \frac{HCV - LCV}{6} \quad (51)$$

Em que:

HCV - Maior valor atribuído ao parâmetro;

LCV - Menor valor atribuído ao parâmetro.

Uma terceira forma de calcular o desvio padrão é através da Equação (52).

$$\sigma = V \cdot \bar{x} \quad (52)$$

Em que V é o coeficiente de variação proposto por autores que realizaram ensaios in Situ e os apresentaram na Tabela 2.

Tabela 2. Valores do coeficiente de variação (V) conforme ensaios in situ.

Propriedade	Coeficiente de variação (V)	Fonte
Peso específico	3–7%	Harr (1984), Kulhawy (1992)
Peso específico submerso	0–10%	Lacasse e Nadim (1997), Duncan (2000)
N <sub>SPT</sub>	15–45%	Harr (1987), Kulhawy (1992)
Ângulo de atrito efetivo	2–13%	Harr (1984), Kulhawy (1992)
Coesão não drenada	13–40%	Harr (1984), Kulhawy (1992), Lacasse e Nadim (1997), Duncan (2000)
Coeficiente de atrito não drenado	5–15%	Lacasse e Nadim (1997), Duncan (2000)
Pressão de pré-adensamento	10–35%	Harr (1984), Lacasse e Nadim (1997), Duncan (2000)
Coeficiente de permeabilidade para argila saturada	68–90%	Harr (1984), Duncan (2000)
Coeficiente de permeabilidade para argila parcialmente saturada	130–240%	Harr (1984), Benson et al. (1999)
Coeficiente de adensamento	33–68%	Duncan (2000)

Fonte: adaptado de Duncan (2000).

#### 2.6.4 Probabilidade de falha

A probabilidade de falha ( $P_f$ ) é definida pela equação (53) e indica a porcentagem de fatores de segurança menores que 1 obtidos durante a análise probabilística em relação ao número total de amostras válidas.

$$P_f = \frac{\text{nº de amostras que resultaram em ruptura}}{\text{nº total de amostras válidas}} \cdot 100\% \quad (53)$$

#### 2.6.5 Confiabilidade

A confiabilidade ( $\beta$ , pode também ser indicada por RI) indica o número de desvios padrões que separa o fator de segurança médio do fator de segurança crítico e é definido pela equação (54) quando a distribuição dos fatores de segurança após a análise probabilística é assumida como normal e pela equação (55) quando esta distribuição é lognormal. O valor da confiabilidade mínima recomendada é 3 para que se possa considerar que a estabilidade do talude está assegurada.

$$\beta_{normal} = \frac{\mu_{FS} - 1}{\sigma_{FS}} \quad (54)$$

$$\beta_{log normal} = \frac{\ln \left[ \frac{\mu_{FS}}{\sqrt{1 + V^2}} \right]}{\sqrt{\ln(1 + V^2)}} \quad (55)$$

Em que:

$\beta$  - confiabilidade;

$\mu_{FS}$  - valor médio do fator de segurança;

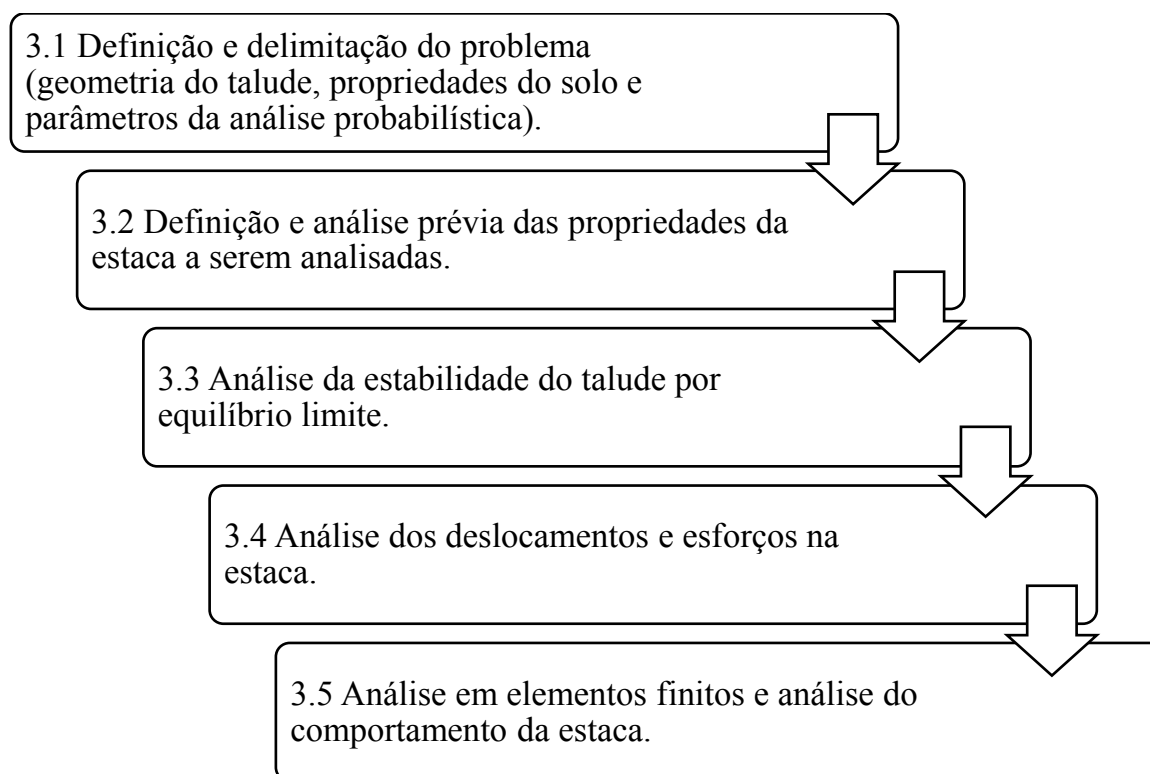
$\sigma_{FS}$  - desvio padrão do fator de segurança.



### 3 MATERIAL E MÉTODOS

Para a análise da influência das propriedades geométricas da estaca no fator de segurança, primeiramente, a estabilidade do talude sem reforço foi analisada por meio dos programas computacionais *Slide* e *RS2* da plataforma *Rocscience*. Em seguida, foram simuladas situações com variação das características do reforço (posição da estaca no talude, comprimento, diâmetro e espaçamento entre eixos) a partir dos programas computacionais *RS Pile*, *RS2* e *Slide*. A partir dos resultados, foram analisados o comportamento e a variação do fator de segurança com a implementação do reforço em diferentes situações (Figura 32).

Figura 32 – Organização da seção material e métodos.



Fonte: A autora.

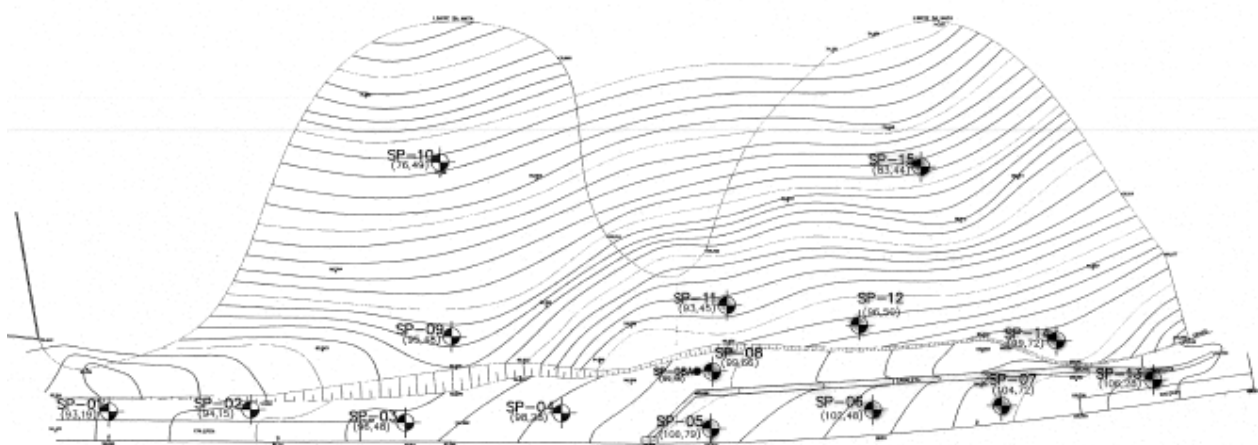
#### 3.1 DEFINIÇÃO E DELIMITAÇÃO DO PROBLEMA

Inicialmente, foram definidas as condições do problema tais como a geometria do talude (a), as propriedades do solo e suas faixas de variação de parâmetros (b) e o método probabilístico a ser utilizado (c).

### a) Geometria do talude

A seção geométrica crítica do talude foi escolhida a partir do local que apresentou maior inclinação do talude, conforme planta e perfil topográfico (Figura 33) de terreno existente na cidade de Santana do Parnaíba em situação de estabilidade precária, para a qual é necessário realizar o reforço. Para tanto, foi realizado ensaio SPT no local com o objetivo de investigar as características resistentes do solo e identificar a profundidade do nível d'água, que não foi encontrado.

Figura 33- Planta planialtimétrica do terreno e locação das sondagens



Fonte: Paschoalin (2014)

As condições de vizinhança consideradas foram a existência de uma avenida a montante do talude, uma mata fechada a jusante (Figura 34) e prédios residenciais e comerciais próximos ao entorno. A existência da mata fechada abaixo e uma avenida acima dificultam a entrada de máquinas para execução de retaludamento, enquanto a existência de uma avenida acima inviabiliza soluções que podem danificar ou interditar a mesma, como terra armada, por exemplo. Devido a estas dificuldades, foi proposta nesta dissertação uma análise do reforço de talude com estacas como uma das alternativas para solução do problema.

A geometria do talude consiste em um talude mais abatido próximo ao pé e mais íngreme próximo à crista, onde chega a apresentar inclinação de 1:2 (h:v), com 9 m de altura (Figura 36). O solo do local consiste em um horizonte de 10 m de espessura de aterro de solo silte argiloso sobre um solo silte argiloso pouco arenoso de alteração de rocha. As sondagens executadas atingiram 22 m de profundidade e não encontraram rocha e nem o nível d'água (Figura 35).

Os limites de fronteira do maciço inseridos nos programas computacionais foram definidos conforme dados disponíveis no levantamento topográfico e, em seguida, foram feitas verificações para analisar se estes limites estão adequados às análises.

SP 03

SP 09

SP 10

Aterro NSPT m=4

Aterro NSPT m=6

SAR NSPT m=7

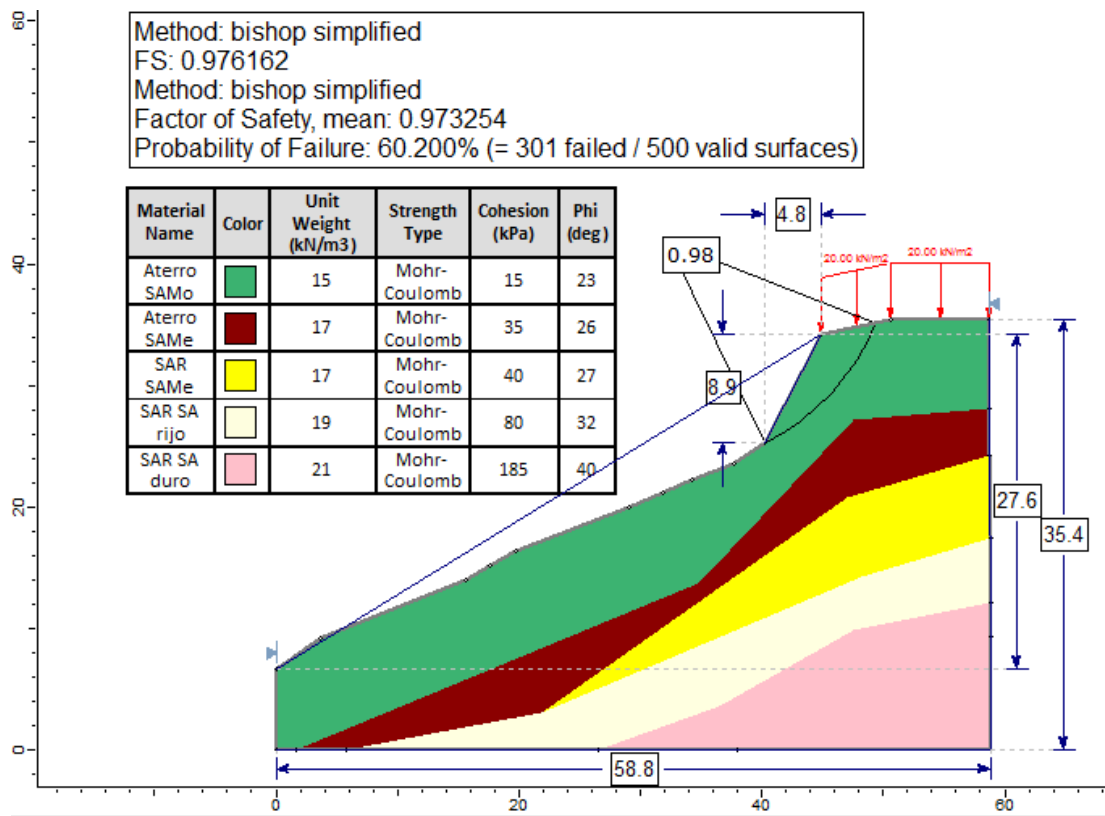
SAR NSPT m=14

SAR NSPT m=32

63

Para a análise por equilíbrio limite, a delimitação do maciço deve ocorrer de forma que as possíveis superfícies de ruptura típicas (apresentadas na Figura 2 da revisão bibliográfica) estejam contidas no maciço modelado. Observa-se que esta condição foi atendida (Figura 36). A avaliação dos limites de fronteira do maciço para a análise em elementos finitos também foi realizada e está descrita na seção 3.4.

Figura 36- Geometria inicial do talude.



Fonte: A autora.

**b) Propriedades do solo e faixas de variação de parâmetros:**

O solo do local consiste em silte argiloso pouco arenoso e argila siltosa com presença de pedregulhos, dividido em uma camada de aterro, uma camada de solo residual e outra de solo de alteração de rocha. Visto que não foram realizados ensaios de laboratório como ensaios triaxiais e de cisalhamento direto, as propriedades do solo foram estimadas a partir de correlações e a escolha do qual equação empírica utilizar foi feita a partir daquela que melhor se adequou ao tipo de solo e aos resultados de caracterização do solo na região do talude, apresentados no Anexo A.

A coesão não drenada foi calculada pela correlação de Stroud (1989), equação (57). O atrito foi calculado a partir da correlação de Teixeira (1996), equação (56).

$$\phi = 15^\circ + \sqrt{20 \cdot N_{SPT}} \quad (56)$$

$$c_u = f_1 \cdot N_{60} \quad (57)$$

Em que:

$c_u$  – coesão não drenada;

$f_1$  – coeficiente de Stroud para estimativa de coesão não drenada a partir do  $N_{SPT}$ , aproximadamente igual a 5;

$N_{60}$  – número de golpes do ensaio SPT em relação a uma energia de queda do martelo de 60%. Segundo Hachich et al. (2009), como o ensaio de SPT brasileiro apresenta energia de queda de 72%, o  $N_{60}$  é obtido ao multiplicar-se o  $N_{SPT}$  por 1,2 ( $72/60 = 1,2$ ).

O peso específico do solo foi obtido a partir da tabela de Godoy (1972) (Tabela 3).

Tabela 3. Peso específico dos solos argilosos.

Consistência	$N_{SPT}$	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
Muito mole	< 2	13
Mole	2 – 5	15
Média	6 – 10	17
Rija	11 – 19	19
Dura	> 19	21

Fonte: Adaptado de Albuquerque e Garcia (2020).

O módulo de elasticidade foi calculado a partir da correlação de Begemann (1974), indicada pela equação (58) conforme Ameratunga et al. (2016).

$$\begin{cases} E = 4000 + 100 \cdot C(N_{60} - 6) & \text{se } N_{60} > 15 \\ E = 100 \cdot C(N_{60} + 6) & \text{se } N_{60} \leq 15 \end{cases} \quad (58)$$

Em que C é um coeficiente indicado por Begemann igual a 3 para siltes argilosos e arenosos.

O coeficiente de empuxo ativo no plano foi calculado pela teoria de Coulomb. Segundo Barros (2010), esta teoria considera o atrito entre o reforço e o solo, conforme equação (59).

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin^2(\alpha) \cdot \sin(\alpha - \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]} \quad (59)$$

Em que:

$K_a$  = coeficiente de empuxo ativo do solo;

$\phi$  = ângulo de atrito do solo;

$\delta$  = ângulo de atrito entre o solo e o elemento estrutural, com valor estimado entre  $\phi/2$  e  $2\phi/3$ ;

$\beta$  = ângulo de inclinação do terreno acima do reforço em relação à horizontal.

Para o eixo perpendicular ao plano (na seção longitudinal do talude), foi desconsiderado o movimento do solo entre as estacas, de forma que foi considerado coeficiente de empuxo no repouso nesta direção, calculado conforme equações apresentadas na Tabela 4. Foi feita uma análise dos resultados e uma comparação com resultados de tabelas existentes e optou-se por utilizar os coeficientes obtidos pela fórmula de Jacky (1944).

Tabela 4. Coeficiente de empuxo no repouso.

<b>Equação</b>	<b>Utilização</b>	<b>Teoria</b>
$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu}$	Areias;	Teoria da elasticidade
$K_0 = 1 - \sin\phi$	Argila normalmente adensadas	Jacky simplificada (1944)
$K_0 = (1 - \sin\phi) \cdot (OCR)^{\sin\phi}$	Argilas pré-adensadas	Extensão da fórmula de Jacky
$K_0 = (1 - \sin\phi) \cdot (OCR)^{1/2}$		Meyerhof (1976)
$K_0 = 0,95 - \sin\phi$	Argilas normalmente adensadas	Brooker Ireland (1965)

Fonte: Adaptado de Marangon (2018).

Em que:

$K_0$  = coeficiente de empuxo ativo do solo;

$\phi$  = ângulo de atrito do solo;

OCR = razão de sobreadensamento, que foi estimada pela correlação de Mayne e Kemper, descrita por Ameratunga et al. (2016);

$\nu$  = coeficiente de Poisson, igual a 0,4 para o solo estudado.

Em seguida, foram calculados o desvio padrão e os mínimos e máximos relativos para definir a faixa de variação dos parâmetros do solo e inserir os dados no programa computacional

(Tabela 5). O valor do desvio padrão foi calculado conforme sugerido por Duncan (2000) pela Equação (51) e os valores de máximo e mínimo relativo foram calculados como o triplo do desvio padrão pois, em uma distribuição normal 99,73% de todos os valores estão compreendidos dentro de três desvios padrões da média conforme citado por Duncan (2000).

Tabela 5. Propriedades do solo - variáveis aleatórias.

Propriedade	Unidade	Média	Coef. de variação (CV)	Desvio padrão	LCV	HCV
<b>Solo 1 - Aterro SAM (Aterro em silte argiloso pouco arenoso - até 4 golpes, argila mole) NSPTm = 3</b>						
<b>Coesão</b>	kPa	15	26,5%	3,98	3	27
<b>Atrito</b>	Graus	23	7,5%	1,73	20	28
<b>Peso específico</b>	kN/m <sup>3</sup>	15	5,0%	0,75	13	17
<b>Módulo de elasticidade</b>	kPa	2700				
<b>Coefficiente de empuxo ativo</b>		0,48				
<b>Coefficiente de empuxo no repouso</b>		0,62				
<b>Solo 2 - Aterro (Aterro de silte argiloso pouco arenoso a partir de 5 golpes - argila média) NSPTm = 6</b>						
<b>Coesão</b>	kPa	35	26,5%	9,28	7	62
<b>Atrito</b>	Graus	26	7,5%	1,95	20	31
<b>Peso específico</b>	kN/m <sup>3</sup>	17	5,0%	0,85	14	20
<b>Módulo de elasticidade</b>	kPa	3900				
<b>Coefficiente de empuxo ativo</b>		0,42				
<b>Coefficiente de empuxo no repouso</b>		0,68				
<b>Solo 3 - Solo de alteração de rocha de silte argiloso pouco arenoso 5 a 8 golpes – médio NSPTm = 7</b>						
<b>Coesão</b>	kPa	40	26,5%	10,60	8	71
<b>Atrito</b>	Graus	27	7,5%	2,03	21	33
<b>Peso específico</b>	kN/m <sup>3</sup>	17	5,0%	0,85	14	20
<b>Módulo de elasticidade</b>	kPa	4200				
<b>Coefficiente de empuxo ativo</b>		0,40				
<b>Coefficiente de empuxo no repouso</b>		0,67				
<b>Solo 4 - Solo de alteração de rocha de silte argilo arenoso 9 a 18 golpes NSPTm = 14</b>						
<b>Coesão</b>	kPa	80	26,5%	21,20	16	143
<b>Atrito</b>	Graus	32	7,5%	2,40	25	39
<b>Peso específico</b>	kN/m <sup>3</sup>	19	5,0%	0,95	16	22

<b>Módulo de elasticidade</b>	kPa	7000				
<b>Coefficiente de empuxo ativo</b>		0,32				
<b>Coefficiente de empuxo no repouso</b>		0,66				
<b>Solo 5 - Solo de alteração de rocha silte argilo-arenoso com fragmentos de rocha mais de 19 golpes NSPTm = 32</b>						
<b>Coesão</b>	kPa	185,00	26,5%	49,03	38	332
<b>Atrito</b>	Graus	40,00	7,5%	3,00	31	49
<b>Peso específico</b>	kN/m <sup>3</sup>	21,00	5,0%	1,05	18	24
<b>Módulo de elasticidade</b>	kPa	13300,00				
<b>Coefficiente de empuxo ativo</b>		0,23				
<b>Coefficiente de empuxo no repouso</b>		0,58				

### c) Escolha do método para análise probabilística

A análise probabilística foi realizada como complemento da análise do fator de segurança obtido de maneira determinística. O programa computacional permite optar entre dois métodos estatísticos: o Hipercubo Latino ou o Método de Monte Carlo. Segundo Santos (2014), ambos os métodos são adequados para análises geotécnicas, porém o método do Hipercubo Latino apresenta uma distribuição com um melhor ajuste das variáveis. Foi feita uma análise de convergência e os resultados obtidos foram apresentados na Tabela 6. Com base nos resultados da tabela e dos histogramas gerados (Figura 37 e Figura 38), notou-se que o método Hipercubo Latino apresentou convergência antes do Método de Monte Carlo (o Método do Hipercubo Latino apresentou convergência com 600 amostras, enquanto o de Monte Carlo apresentou o mesmo resultado a partir de 5000 amostras), além de apresentar um histograma mais minucioso comparado ao de Monte Carlo. Por este motivo, optou-se por utilizar o método Hipercubo Latino. Os dados indicados na Tabela 6 mostram que 500 amostras são o suficiente para que o método apresente convergência, portanto, este tamanho de amostragem foi definido para que se possa ter dados consistentes com o menor tempo de processamento e ocupação de memória possível. O tipo de análise de superfície de ruptura escolhido foi o *Global Minimum*, que, primeiramente, determina a superfície de ruptura do talude pelo método determinístico e, em seguida, utiliza esta mesma superfície para o restante do espaço amostral. Este tipo de análise



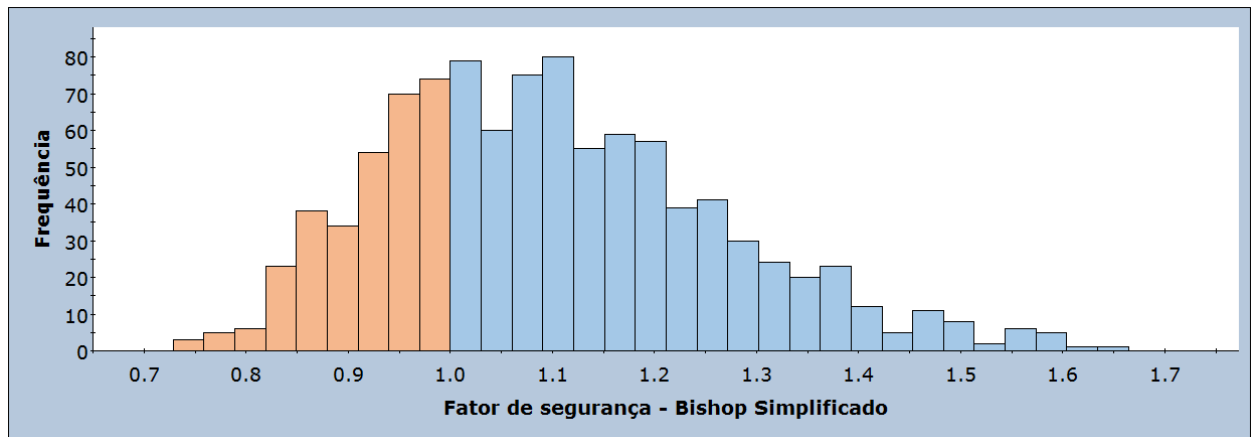
foi escolhido pois apresenta resultados satisfatórios e demanda um menor tempo de processamento em relação à análise realizada através do método *Overall Slope*.

O teste de convergência foi realizado com as funções densidade de probabilidade normal e lognormal pois, segundo Fenton e Griffiths (2008), os parâmetros do solo tendem a ter uma distribuição normal ou lognormal. Como ambas as funções apresentaram histogramas coerentes e resultados convergentes, optou-se pela distribuição lognormal devido ao fato de ela não permitir valores negativos para os parâmetros.

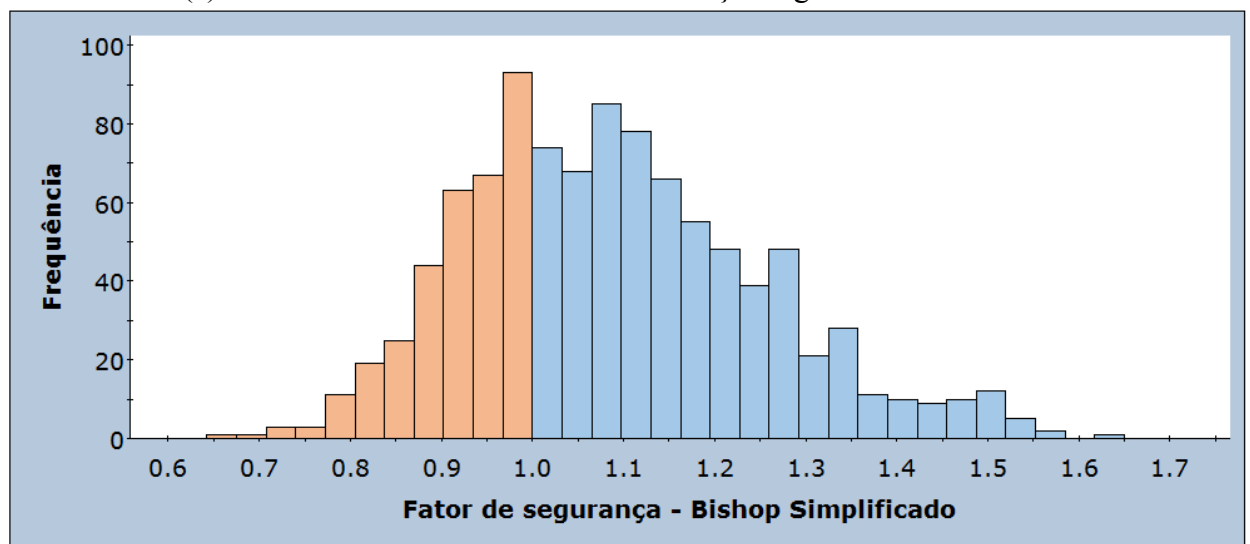
Tabela 6. Teste de convergência de técnicas de amostragem.

<b>Método de Monte Carlo com distribuição lognormal</b>		<b>Método Hipercubo Latino com distribuição lognormal</b>	
Nº de amostras	F.S.	Nº de amostras	F.S.
200 amostras	1,097	200 amostras	1,088
500 amostras	1,096	400 amostras	1,090
1000 amostras	1,098	500 amostras	1,089
5000 amostras	1,090	600 amostras	1,090
10000 amostras	1,090	800 amostras	1,090
		1000 amostras	1,090
		10000 amostras	1,090
<b>Método de Monte Carlo com distribuição normal</b>		<b>Método Hipercubo Latino com distribuição normal</b>	
Nº de amostras	F.S.	Nº de amostras	F.S.
200 amostras	1,113	200 amostras	1,094
500 amostras	1,097	400 amostras	1,096
1000 amostras	1,100	500 amostras	1,095
5000 amostras	1,100	600 amostras	1,096
10000 amostras	1,098	800 amostras	1,096
20000 amostras	1,097	1000 amostras	1,095
		10000 amostras	1,095

Figura 37 - Histogramas para distribuição lognormal com 1000 amostras. (a) Método de Monte Carlo (b) Método do Hipercubo Latino.

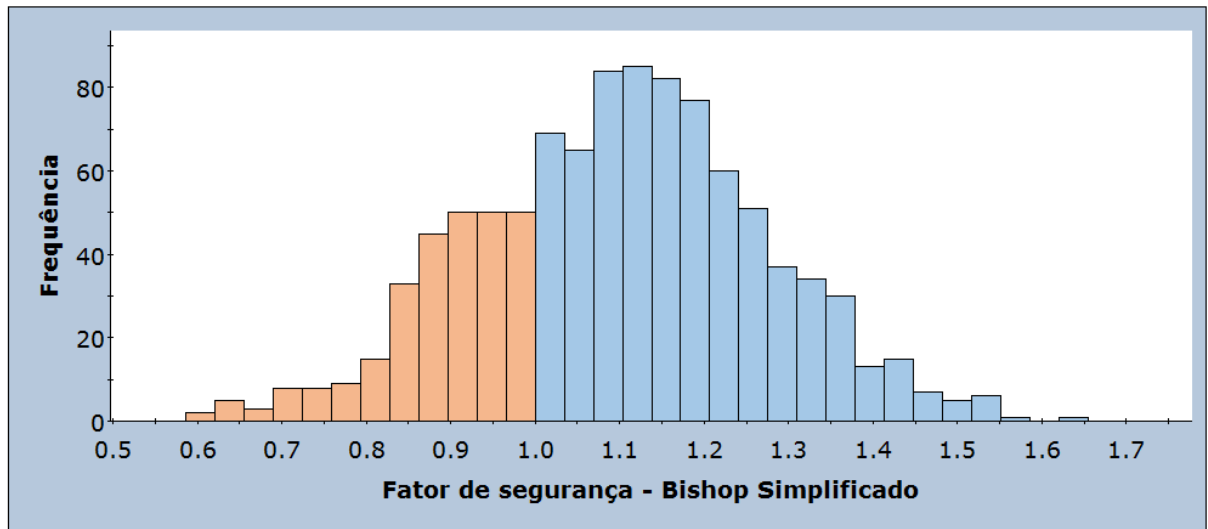


(a) Método de Monte Carlo com distribuição lognormal – 1000 amostras

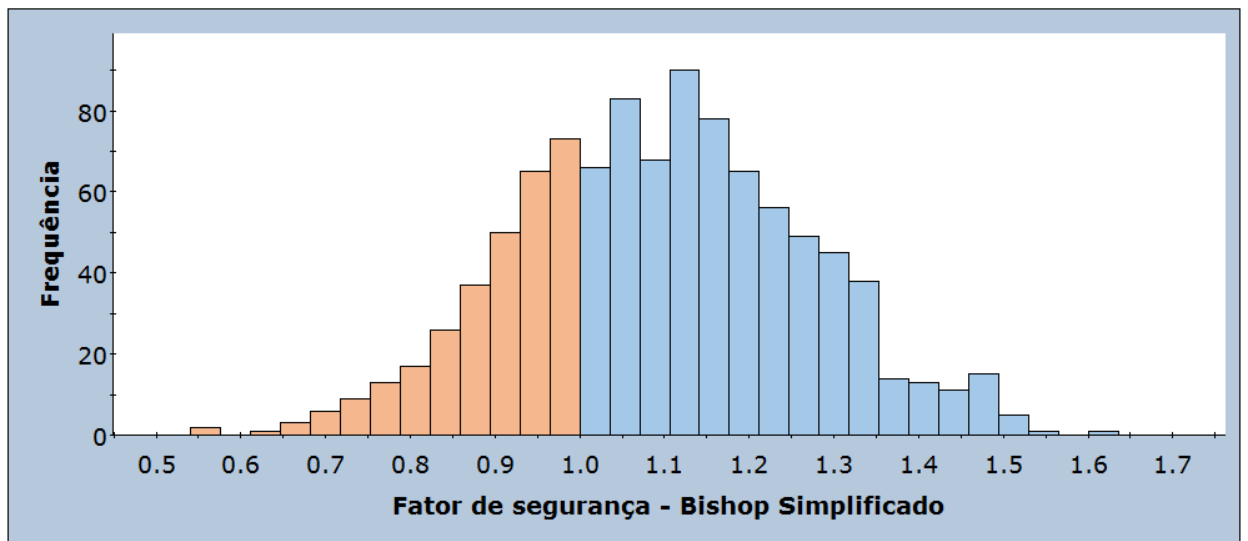


(b) Método Hipercubo Latino com distribuição lognormal – 1000 amostras  
Fonte: A autora.

Figura 38 - Histogramas para distribuição normal do FS com 1000 amostras. (a) Método de Monte Carlo (b) Método do Hipercubo Latino.



(a) Método de Monte Carlo com distribuição normal – 1000 amostras

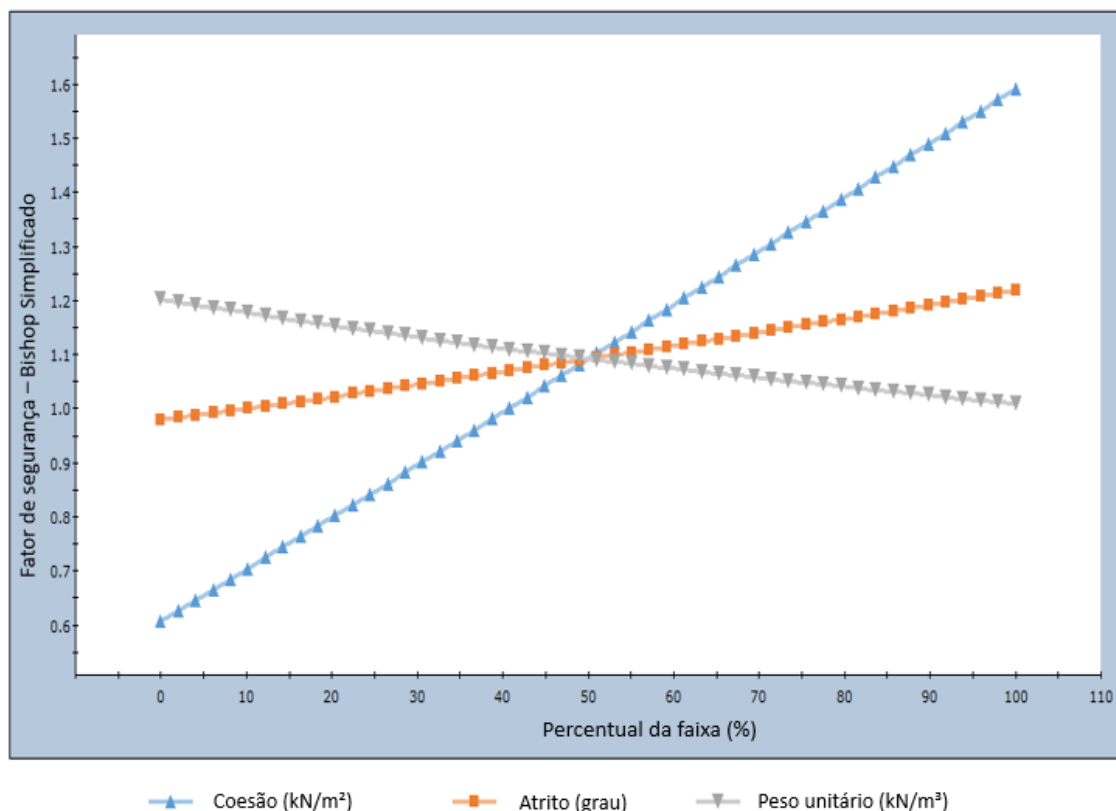


(b) Método Hipercubo Latino com distribuição normal – 1000 amostras

Fonte: A autora.

Foi realizado também um teste de sensibilidade do fator de segurança em função da coesão, ângulo de atrito e peso específico para analisar a influência da variação dos parâmetros do solo na estabilidade do talude (Figura 39). Neste teste, uma reta mais inclinada indica uma maior sensibilidade do fator de segurança em relação a determinado parâmetro, desta forma, nota-se que, para a análise realizada, a variação do parâmetro do solo que mais afeta o fator de segurança é a coesão.

Figura 39 – Teste de sensibilidade do fator de segurança em função dos parâmetros do solo.



Fonte: A autora.

### 3.2 PARÂMETROS DAS ESTACAS

Foram consideradas estacas escavadas, pois são estacas que não geram grandes vibrações e deslocamentos no solo (como é o caso de estacas cravadas), visto que o talude adotado já está próximo da instabilidade e poderia deslizar em função das solicitações sofridas durante a execução do reforço.

Hachich et al. (2009) sugerem que, na ausência de dados precisos, o módulo de elasticidade seja considerado entre 25 e 30 GPa. Foi realizado cálculo do módulo de elasticidade equivalente conforme equação (60) e, para tanto, foram consideradas estacas de concreto com  $f_{ck}$  de 20 MPa e taxa de aço de 0,75%, que atende à taxa mínima de 0,4% estabelecida pela ABNT NBR 6122:2019 (Tabela 7). O módulo de elasticidade equivalente foi fixado como 26 GPa, de forma a considerar que, com a variação do diâmetro da estaca, a taxa de armadura permanece constante.

$$E_e = \frac{E_c \cdot A_c + E_a \cdot A_a}{A_c + A_a} = E_c \cdot (1 - \rho) + E_a \cdot \rho \quad (60)$$

Em que:

$E_e$  - módulo de elasticidade equivalente;

$E_c$  - módulo de elasticidade do concreto;

$E_a$  - módulo de elasticidade do aço;

$A_c$  - área de concreto na seção da estaca;

$A_a$  - área de aço na seção da estaca;

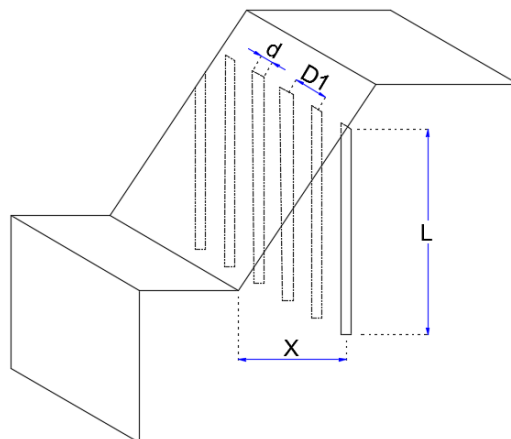
$\rho$  - taxa de armadura.

Tabela 7. Propriedades para cálculo do módulo de elasticidade equivalente.

Propriedade	Unidade	Valor
Módulo de elasticidade concreto fck 20	GPa	25
Módulo de elasticidade aço CA 50	GPa	210
Taxa de armadura	%	0,75%
Módulo de elasticidade equivalente	GPa	26

Os parâmetros da estaca variados foram o comprimento (L) e esbeltez (L/d), o diâmetro (d), o espaçamento entre eixos de estacas (D1) e o posicionamento da fileira de estacas em relação ao pé do talude (X/B), que corresponde à distância do pé do talude até a fileira de estacas dividida pelo comprimento da base do talude, ou seja, no pé do talude tem-se  $X = 0$  e na crista do talude  $X = 1$ , (Figura 40), sendo que o comprimento da base do talude (B) é de 4,77 para o talude estudado.

Figura 40- Parâmetros variáveis para o reforço em estacas.



Fonte: A autora.

É importante observar que, para os casos em que a estaca não seja executada na crista do talude ( $X/B = 1$ ), faz-se necessário a execução de uma berma (Figura 41) ou estrutura metálica em plataforma (Figura 42) para possibilitar o acesso do equipamento de execução da estaca ou microestaca. Ressalta-se que é importante analisar a estabilidade de todas as etapas construtivas para escolha da alternativa a ser utilizada. Observa-se ainda que, para a análise realizada nesta dissertação, foi considerada sobrecarga de 20 kN/m<sup>2</sup> sem nenhum espaçamento da crista do talude, condição esta que pode ser adotada de forma diferente na análise do fator de segurança durante a execução da obra, visto que os equipamentos utilizados resultam em sobrecarga menor do que esta. Em um estudo de alternativa, ao fazer o comparativo de custos entre o reforço de estacas em diferentes posições do talude, é necessário considerar também as estruturas de apoio utilizadas para execução do reforço.

Figura 41- Berma para execução de estaca em talude.



Fonte: Drendel (2021).

Figura 42- Plataforma em andaime para execução de estaca em talude.



Fonte: Solotrat (2021)

Foram realizadas análises prévias de sensibilidade com um talude simplificado para perceber como o fator de segurança ao deslizamento é afetado pelos parâmetros da estaca e, desta forma, foram escolhidos quais diâmetros, espaçamentos, comprimentos e posições seriam utilizados nas diferentes simulações. A análise prévia está detalhada no Apêndice 1 e os parâmetros escolhidos a partir dela estão indicados abaixo:

- ✓ Comprimento da estaca (L): foram adotados comprimento de estaca de 3, 5, 10, 15 e 20 m. Uma estaca com menos de 3 m ficaria completamente inserida na zona ativa e não exerceria o efeito de reforço. Uma estaca com mais de 20 m não representaria um aumento significativo no fator de segurança pois aos 20 m aproximadamente ela já tem praticamente toda a sua força mobilizada.
- ✓ Diâmetro da estaca (d): foram adotados diâmetros de 10 cm, 15 cm, 20 cm, 25 cm, 30 cm e 40 cm pois são os diâmetros usuais de estacas que estão próximos do desempenho ótimo do reforço conforme simulações realizadas inicialmente. Um diâmetro acima de 40 cm não resultaria em ganhos relevantes para a situação estudada;
- ✓ Espaçamento entre eixos de estacas (D1): foram adotados espaçamentos entre estacas de 2, 3, 4 e 5 vezes os seus diâmetros pois são os espaçamentos usuais. Para um

espaçamento menor que duas vezes o diâmetro, os reforços se comportariam praticamente como contínuos. Para um espaçamento maior do que 5 vezes o diâmetro, os reforços passam a exercer uma força pouco significativa.

- ✓ Posicionamento das estacas (X/B): foram adotadas estacas posicionadas nas posições 0,25, 0,5, 0,7, 0,8, 0,9 e 1 em relação ao pé do talude, de forma a incluir opções próximas e distantes do pé do talude.

Visto que o talude está próximo da instabilidade, é necessário adotar um tipo de estaca que perturbe o mínimo possível o maciço. Por este motivo, é desaconselhável que sejam utilizadas estacas cravadas que originam deslocamento de solo e grandes vibrações como estacas Franki, pré-moldadas de concreto e metálicas. Por este motivo, é indicado que sejam utilizadas estacas escavadas como estacas raiz, micro estacas, tubulões, hélice contínua ou hélice contínua monitorada. Optou-se neste caso por não utilizar estacas raiz para evitar que o solo fique saturado durante o processo de escavação.

No caso estudado não foi considerado o uso de tubulão pois este tipo de reforço é mais indicado para taludes com alturas maiores, onde a mobilização de maior massa de solo exige que sejam utilizadas alternativas de maiores diâmetros e comprimentos. Para o estudo em questão, sugere-se que, caso a introdução de estacas de menores diâmetros e comprimentos resultem no fator de segurança adequado, sejam utilizadas micro estacas. Caso sejam necessárias estacas de maiores diâmetros e comprimentos, sugere-se a utilização de estacas hélice contínua. Estas estacas devem ser armadas para resistir aos esforços cisalhantes causados pela solicitação horizontal do empuxo de solo. O uso de grupos de micro estacas não é abordado nesta análise comparativa, mas também é uma alternativa possível para a resolução do problema.

O reforço considerado nesta dissertação é composto por estacas com o topo livre pois não serão executados blocos no topo das estacas. Estas estacas se comportam como flexíveis devido ao elevado comprimento em relação ao módulo de elasticidade. Isto significa que, em casos de solicitações acima das consideradas para o dimensionamento, as estacas iriam sofrer flexão até o rompimento, diferentemente de estacas rígidas com o topo livre, que rompem em um movimento de rotação em torno de um ponto localizado em seu eixo.



### 3.3 ANÁLISE DA ESTABILIDADE DO TALUDE POR EQUILÍBRIO LIMITE

Primeiramente, foi analisada a estabilidade global do talude através do programa de análise por equilíbrio limite, que permite o cálculo determinístico do fator de segurança do talude reforçado. É possível considerar o efeito da estaca através de alguns métodos diferentes entre si, dentre eles, as fórmulas de Ito e Matsui (Equação 4) ou considerando as forças atuantes no talude devido à introdução da estaca calculadas pelo método das Curvas p-y conforme indicado na seção 2.3.7. Neste trabalho, optou-se por esta última opção. Foi considerado ainda o método A como método de aplicação da força conforme recomendado por Duncan et al. (2014), ou seja, a força aplicada pela estaca considerada corresponde à tensão última da estaca.

Nesta fase, observou-se como a variação dos parâmetros da estaca influencia no fator de segurança do talude. Foi realizada a análise probabilística através da definição dos parâmetros variáveis do solo (coesão, ângulo de atrito e peso específico) e a sua faixa de variação (Tabela 5).

A sobrecarga considerada foi de 20 kPa conforme especificações da ABNT 11682:2009. O Método de Equilíbrio Limite selecionado foi o de Bishop Simplificado com 10 lamelas, visto que o aumento do número de lamelas acima de 10 não acarretaria mudanças significativas no fator de segurança. A escolha deste método se deu pelo fato de ele ser um método simples e facilmente verificável por planilhas de cálculo e que apresenta resultados próximos aos dos métodos mais complexos, como pode ser observado nos resultados indicados no manual da *Rocscience* (Tabela 8), além de ser um método adequado para taludes não homogêneos e com superfícies de ruptura consideradas como circulares. De toda forma, para a análise do talude sem reforço através do programa, foram usados quatro métodos de equilíbrio limite com o objetivo de validar a escolha do método (Tabela 9). Observou-se que o fator de segurança obtido pelo Método de Bishop Simplificado e aquele calculado por Morgenstern-Price, que é um método mais rigoroso, apresentaram divergência apenas na 3ª casa decimal, que não é relevante para esta análise.

Tabela 8. Fatores de segurança conforme Rocscience.

<b>Método</b>	<b>Fator de Segurança determinístico</b>
Bishop Simplificado	1,543
Jambu Corrigido	1,564
Jambu Simplificado	1,516
Morgenstern-Price	1,542

Fonte: Adaptado de Rocscience (2018).

Tabela 9. Fatores de segurança conforme simulação.

<b>Método</b>	<b>Fator de Segurança determinístico</b>
Fellenius	1,068
Bishop Simplificado	1,079
Jambu simplificado	1,070
Morgenstern-Price	1,081

Fonte: A autora (2020).

### 3.4 ANÁLISE BIDIMENSIONAL EM ELEMENTOS FINITOS

O comportamento do sistema foi analisado a partir do Método dos Elementos Finitos (MEF), que forneceu os deslocamentos e as tensões no maciço antes e depois da inserção do reforço e também na estaca. Para isto, o método Probabilístico utilizado e as propriedades do solo com seus respectivos desvios padrões foram os mesmos descritos na seção 3.1.

A malha inicial de elementos finitos escolhida é graduada e composta por elementos triangulares de 6 nós visto que elementos triangulares têm melhor adaptação à geometria irregular do talude e elementos de 6 nós (2ª ordem), são mais precisos do que elementos de 1ª ordem. Para escolha do número inicial de elementos, foi realizado teste de convergência do refinamento da malha de forma a analisar os deslocamentos na superfície do talude (Figura 44), os deslocamentos ao longo da estaca (Figura 45) e a variação no fator de redução de resistência (SRF), apresentado na Tabela 10. Observou-se pelos resultados apresentados que houve estabilização no fator de segurança a partir de uma malha de 3422 elementos, portanto, o

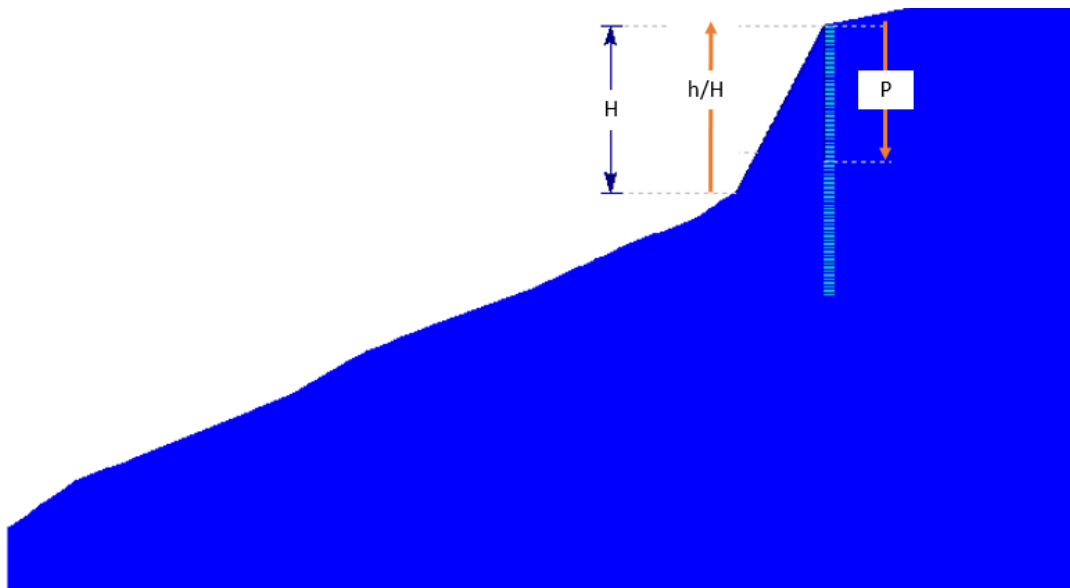
refinamento adequado levando em consideração o SRF corresponde a uma malha com esta densidade.

Tabela 10. Teste de convergência – variação do SRF.

Nº de elementos	269	713	1047	2136	3422	6973
SRF	1,12	1,11	1,08	1,04	1,02	1,02

Para o teste de convergência em termos de deslocamentos, foram analisados os deslocamentos totais ao longo do talude que variaram de  $h/H = 0$ , que corresponde ao pé do talude até  $h/H = 1$ , que corresponde à crista do talude. Os deslocamentos ao longo da estaca foram variados de profundidade ( $P$ ) = 0, que corresponde ao topo da estaca à  $P = 15$ , que corresponde à ponta da estaca (Figura 43).

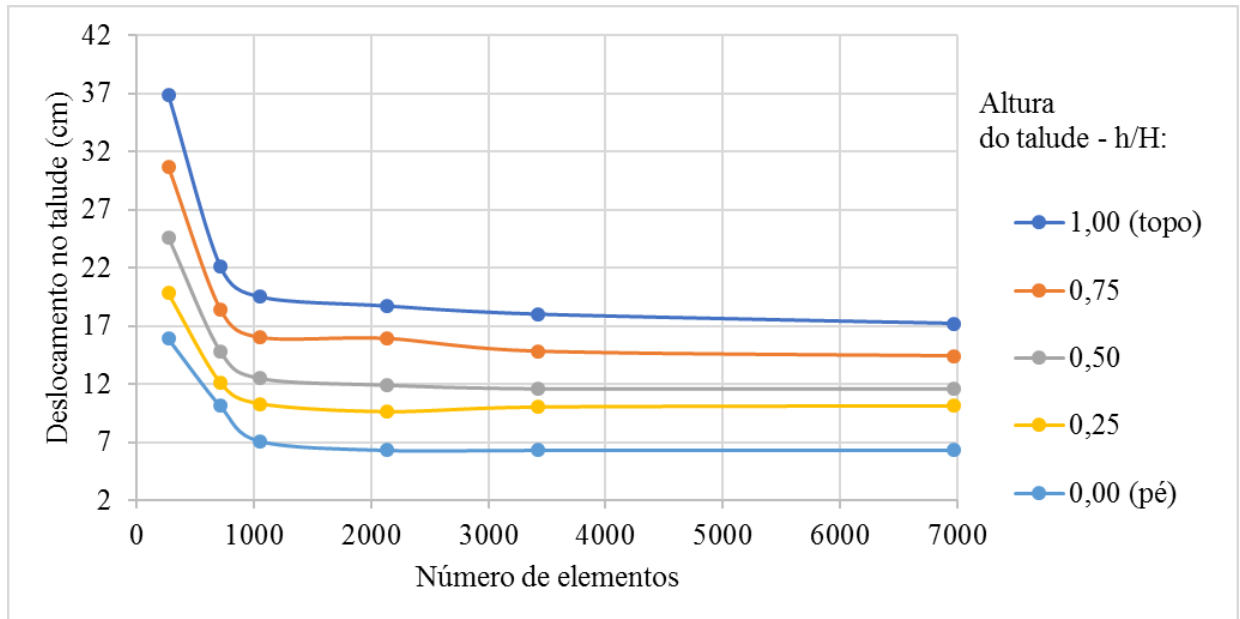
Figura 43- Análise de deslocamentos no talude e na estaca.



Fonte: A autora (2020).

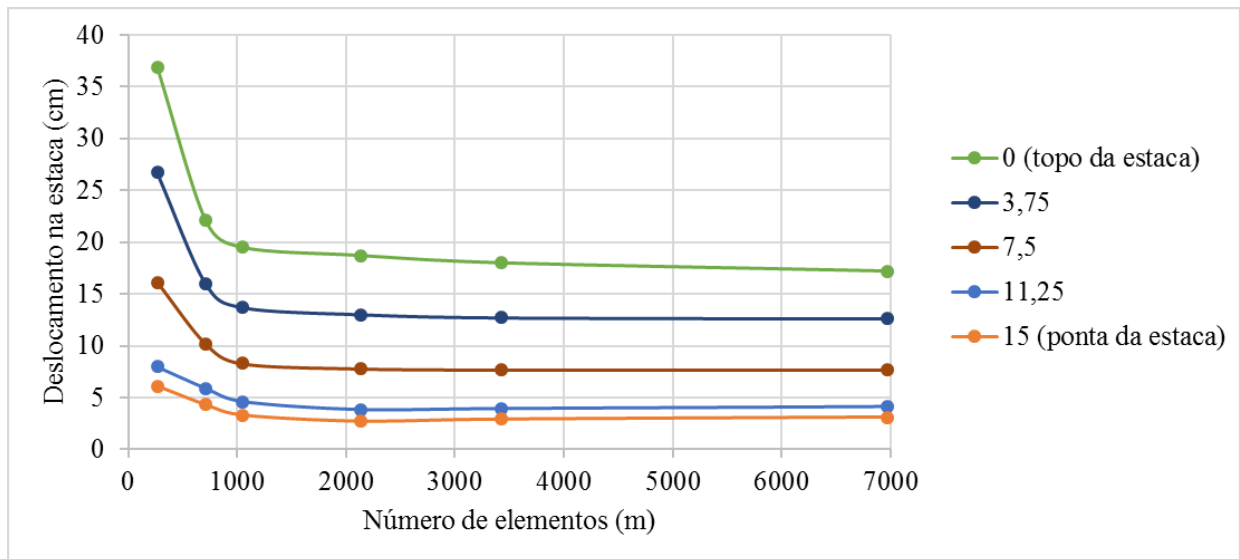
A quantidade de elementos a partir da qual obteve-se convergência nos valores dos deslocamentos e fatores de redução foi 3422, como pode ser observado na Figura 44 e Figura 45. Como essa quantidade de elementos atendeu-se aos critérios de convergência para SRF e de deslocamentos, optou-se por utilizá-la nas modelagens numéricas dos casos estudados.

Figura 44- Teste de convergência da malha para deslocamentos na superfície do talude.



Fonte: A autora.

Figura 45- Teste de convergência da malha para deslocamentos ao longo da estaca.



Fonte: A autora.

A estaca para a análise em elementos finitos foi modelada como um *liner* de estrutura em concreto (*standard beam*) de peso específico de 25 kN/m<sup>3</sup> e espessura igual ao diâmetro da estaca. O coeficiente de Poisson considerado para o concreto foi 0,2 e o Módulo de elasticidade para este material foi 32 GPa. Este módulo de elasticidade do material calculado anteriormente na Tabela 7 foi dividido pelo espaçamento entre eixos de estacas para simular a descontinuidade

da estrutura de reforço. A escolha de modelar a estaca como um *liner* ocorreu pois esta é a opção que considera o atrito na interação estaca-solo, diferentemente da opção de modelagem como uma *structural interface*, que considera deslizamento entre a estaca e o maciço. Para a escolha do tipo de estaca, foi feita uma análise de sensibilidade no talude hipotético apresentado na seção 3.2.1 e notou-se, conforme resultados indicados na Tabela 11, que a *structural beam* apresentou mais sensibilidade à simulação do espaçamento entre eixos de estacas no modelo bidimensional e, por este motivo, optou-se por utilizar este tipo de estaca e incluir o efeito da presença da armadura através do módulo de elasticidade composto. Para uma análise ainda mais precisa em termos de espaçamento entre eixos de estacas, é recomendada a análise em programas computacionais tridimensionais, visto que o resultado obtido pela análise bidimensional é um resultado aproximado em relação ao espaçamento entre estacas.

Tabela 11 - Teste de sensibilidade para a estaca no RS2.

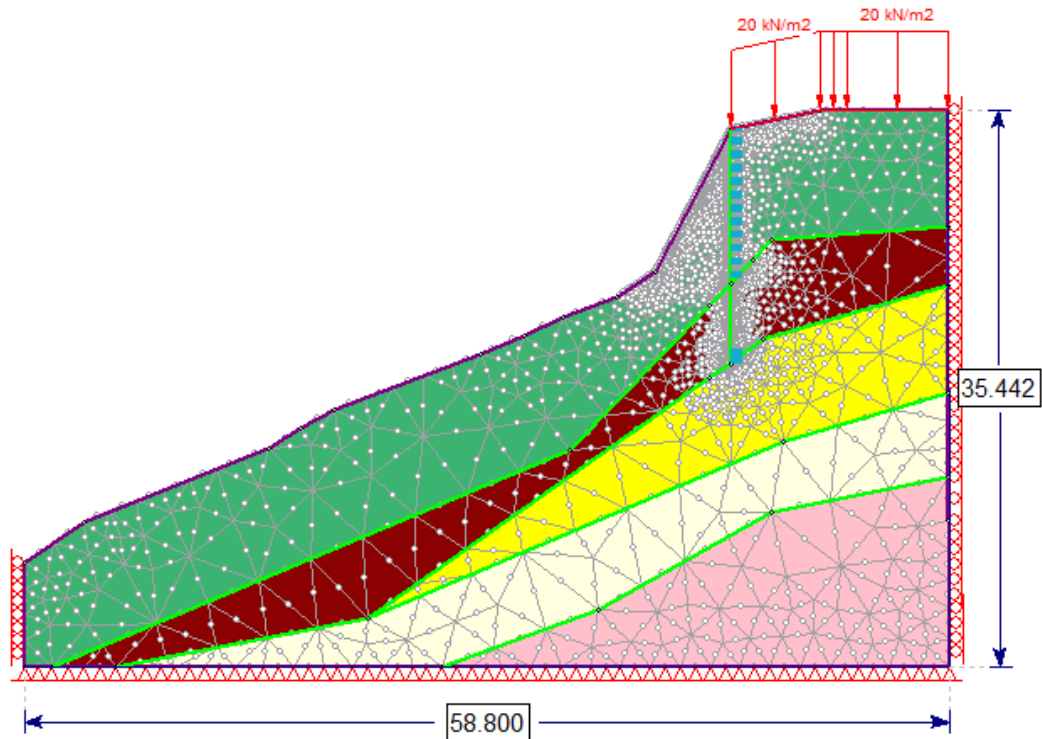
	Descrição da Situação	Propriedades inseridas				Resultados	
		Concreto					
		Módulo de Elasticidade (kPa)	Compressive strength (kPa)	Tensile Strength (kPa)	SFR	Máx. Shear Strain	Deslocam. Hor. Máx. (cm)
Teste l	Sem reforço	-	-	-	1,09	$2,27 \times 10^{-2}$	6,68
Teste b	LR com propriedades default d=0,25	30000000	40000	3000	1,46	$1,44 \times 10^{-1}$	34,3
Teste c	LR com propriedades divididas por 2 d=0,25	15000000	20000	1500	1,45	$3,76 \times 10^{-1}$	89
Teste d	LR com propriedades divididas por 3 d=0,25	10000000	13333	1000	1,40	$2,89 \times 10^{-1}$	68
Teste e	LR com propriedades default d=0,35	30000000	40000	3000	1,45	$6,51 \times 10^{-2}$	15,6
Teste f	LR com propriedades divididas por 2 d=0,35	15000000	20000	1500	1,45	$2,09 \times 10^{-1}$	51
Teste g	LR com propriedades divididas por 3 d=0,35	10000000	13333	1000	1,45	$1,68 \times 10^{-1}$	39,8
Teste h	LR com propriedades default d=0,50	30000000	40000	3000	1,46	$2,69 \times 10^{-2}$	6,42
Teste i	LR com propriedades divididas por 2 d=0,50	15000000	20000	1500	1,45	$1,41 \times 10^{-1}$	35,5
Teste j	LR com propriedades divididas por 3 d=0,50	10000000	13333	1000	1,45	$6,49 \times 10^{-2}$	16,9
Teste k	LB com propriedades default d=0,25	30000000	40000	3000	1,31	$7,06 \times 10^{-3}$	1,45
Teste l	LB com propriedades divididas por 2 d=0,25	15000000	20000	1500	1,29	$3,02 \times 10^{-2}$	6,75

	Descrição da Situação	Propriedades inseridas				Resultados	
		Concreto					
		Módulo de Elasticidade (kPa)	Compressive strength (kPa)	Tensile Strength (kPa)	SFR	Máx. Shear Strain	Deslocam. Hor. Máx. (cm)
Teste m	LB com propriedades divididas por 3 d=0,25	10000000	13333	1000	1,28	$2,58 \times 10^{-2}$	6,31
Teste n	LB com propriedades default d=0,35	30000000	40000	3000	1,33	$7,84 \times 10^{-3}$	1,61
Teste o	LB com propriedades divididas por 2 d=0,35	15000000	20000	1500	1,31	$4,10 \times 10^{-2}$	9,57
Teste p	LB com propriedades divididas por 3 d=0,35	10000000	13333	1000	1,30	$1,23 \times 10^{-2}$	2,79
Teste q	LB com propriedades default d=0,50	30000000	40000	3000	1,36	$9,41 \times 10^{-3}$	1,85
Teste r	LB com propriedades divididas por 2 d=0,50	15000000	20000	1500	1,33	$4,96 \times 10^{-2}$	11,7
Teste s	LB com propriedades divididas por 3 d=0,50	10000000	13333	1000	1,32	$4,56 \times 10^{-2}$	10,8
LR - Liner Reinforced							
LB – Liner Beam							

As condições de movimento no contorno do modelo foram atribuídas de tal forma em que a superfície do terreno foi considerada livre, as laterais do terreno foram consideradas livres na vertical e impedidas na horizontal e a base do modelo foi considerada impedida na horizontal e na vertical (Figura 46).

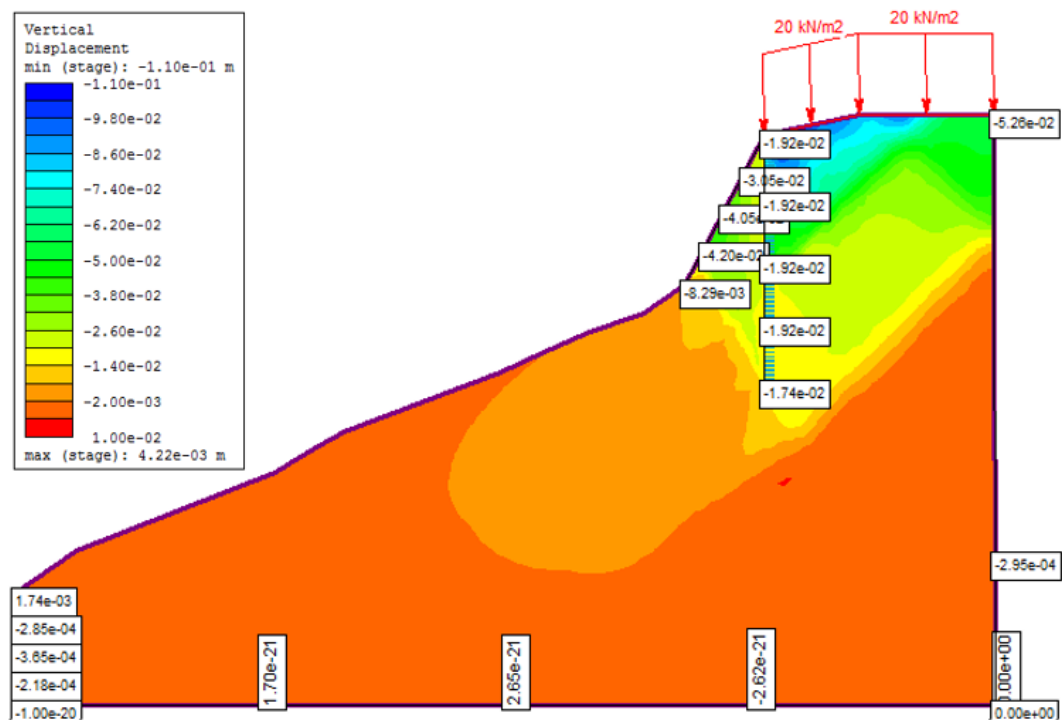
Os limites de fronteira foram adotados conforme dados de topografia disponíveis e de forma a garantir estas condições. Foi atribuída uma área de estudo de 58,80 x 35,44 m e verificou-se que o deslocamento no limite inferior foi nulo, assim como os deslocamentos horizontais nos limites laterais, sendo assim, optou-se por manter as condições de contorno (Figura 47). Além disso, nota-se pelo gráfico de temperatura que existe uma região indicada em laranja (Figura 47) considerável entre os limites do modelo e os locais onde houve maior deslocamento, o que evidencia que os limites de fronteira não estão influenciando na análise das tensões e deformações.

Figura 46- Malha e condições de contorno do modelo em elementos finitos.

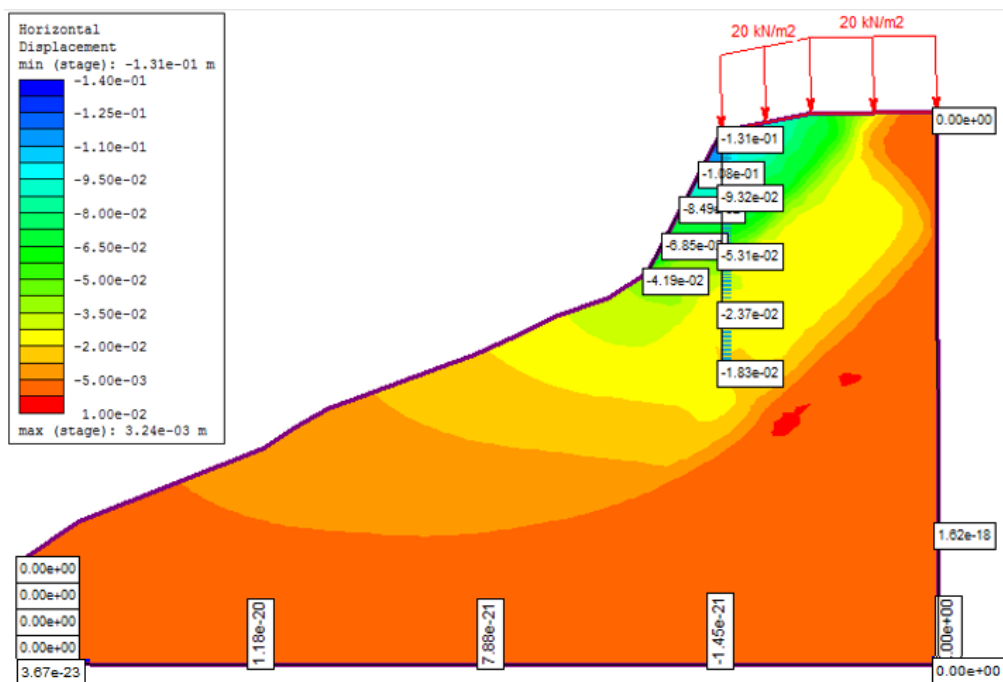


Fonte: A autora.

Figura 47- Deslocamento horizontal e vertical no talude sem reforço. (a) deslocamento vertical e (b) deslocamento horizontal



(a) Deslocamento vertical



(b) Deslocamento horizontal

Fonte: A autora.

Além das tensões e deformações do talude, foi calculado através do programa computacional, o *Strength Reduction Factor*, ou fator de redução, correspondente ao fator de segurança obtido através do método do equilíbrio limite. O fator de segurança do *Slide* é calculado por meio dos métodos de Equilíbrio Limite, conforme descrito na seção 2.2.1, que são métodos analíticos. No programa de análise em Elementos Finitos, o fator de redução é calculado pelo método de redução dos parâmetros do solo, ou *Shear Strength Reduction*, conforme descrito na seção 2.2, que é um método numérico.



## 4 ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

### 4.1 ANÁLISE PROBABILÍSTICA DA ESTABILIDADE DO TALUDE POR EQUILÍBRIO LIMITE

Nos gráficos apresentados nesta dissertação, foram considerados os menores valores de fatores de segurança obtidos, seja eles por ruptura global ou local. Inicialmente, foi analisado o talude inicial sem reforço e, em seguida, foram realizadas análises para situações de talude reforçado com estacas. Os resultados foram organizados da seguinte forma:

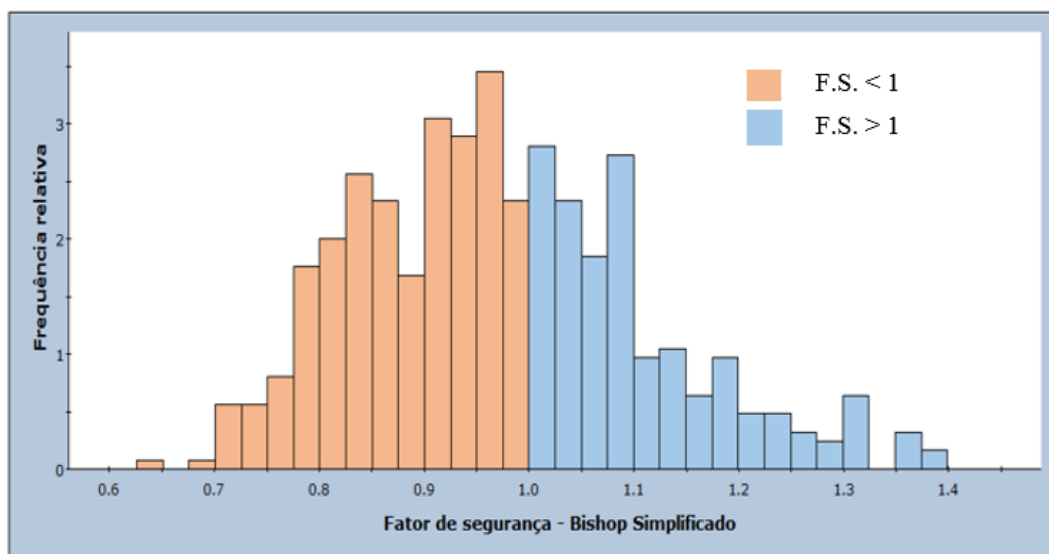
Tabela 12. Organização das análises e premissas de cálculo.

	<b>Esbeltez da estaca (L/d)</b>	<b>Diâmetro da estaca (d)</b>	<b>Espaçamento entre eixos de estaca (D1/d)</b>	<b>Posição da estaca no talude (X/B)</b>
<b>4.1.1 – Talude sem reforço</b>	-	-	-	-
<b>4.1.2 – Variação de L e d</b>	Variável	Variável	3	X/B = 1 (X = B = 4,77 m)
<b>4.1.3 – Variação de d e D1/d</b>	20 m	Variável	Variável	X/B = 1 (X = B = 4,77 m)
<b>4.1.4 – Variação de X e d</b>	15 m	Variável	3	Variável
<b>4.1.5 – Variação de X e L</b>	Variável	0,2 m	3	Variável
<b>4.1.6 – Variação de X e D1/d</b>	15 m	0,2 m	Variável	Variável
<b>4.1.7 – Variação de D1/D e L</b>	Variável	0,2 m	Variável	X/B = 1 (X = B = 4,77 m)

#### 4.1.1 Talude sem reforço

A análise de estabilidade do talude existente (Figura 49 e Figura 48) para a parte mais inclinada do talude (talude superior) apresentou fator de segurança determinístico local de 0,98, probabilidade de falha de 60,2% e fator de segurança médio de 0,97. Além disso, o talude como um todo apresentou fator de segurança determinístico global de 1,31. O histograma de fatores de segurança (Figura 48), apresenta qual foi a frequência em que ocorreu cada fator de segurança durante a análise probabilística.

Figura 48- Análise de estabilidade do talude existente – histograma do fator de segurança.

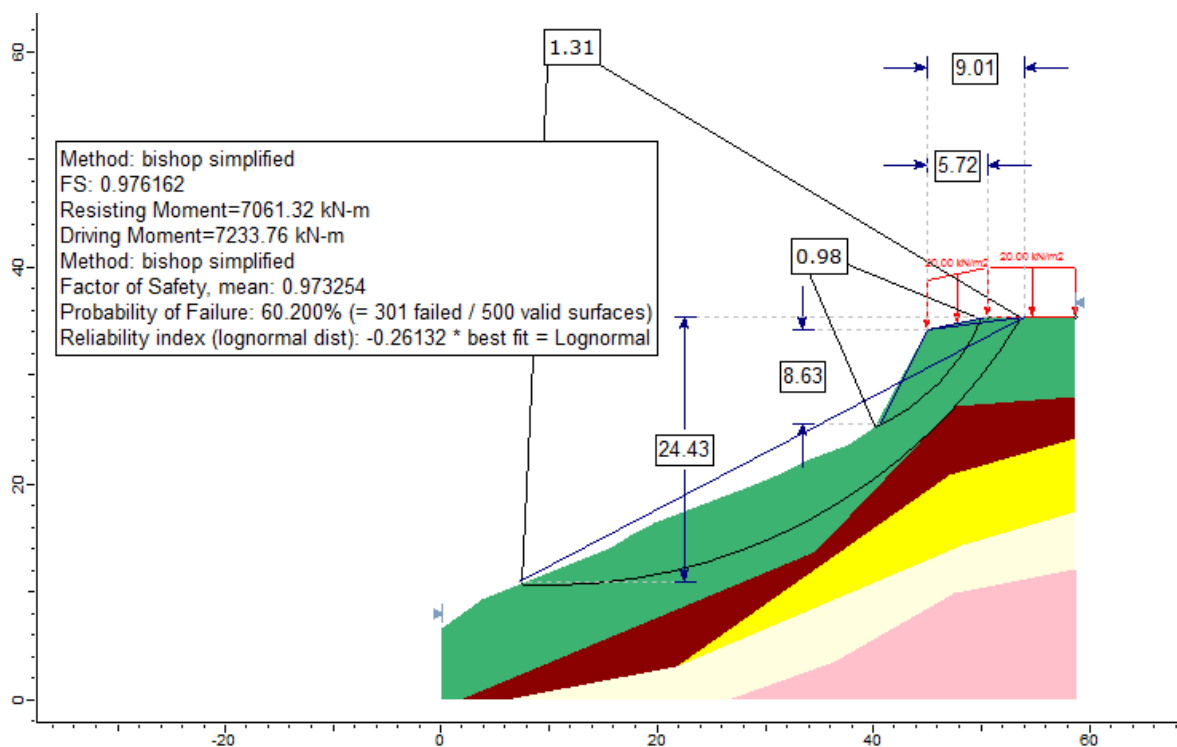


Fonte: A autora.

Considerou-se que este talude está localizado ao lado de uma via de grande movimentação e próximo a edifícios residenciais, portanto, todos os riscos apresentariam danos altos materiais e a vidas humanas devido ao fato de haver permanência de pessoas a montante do talude, desta forma, o fator de segurança buscado deve ser maior ou igual a 1,5 (Figura 1). Um fator de segurança igual a 1 como os obtidos nesta análises indicam que o talude está em condições de equilíbrio limite, porém não atende à norma brasileira, além disso, um talude com fator de segurança com este valor indica condições de estabilidade precária, que pode ser abalada caso haja pequenas alterações nas tensões existentes e aumento do nível d'água ou da sobrecarga, ressalta-se, porém, que já foi incluída nesta análise uma sobrecarga de 20 kN/m<sup>2</sup> conforme NBR:ABNT 6122. Esta condição foi também evidenciada em campo onde notou-se a presença de trincas no pavimento imediatamente a montante do talude. Nota-se que, além do fator de segurança de 0,98 na parte mais inclinada do talude, o fator de segurança global também está

abaixo de 1,5, portanto a ou as soluções devem solucionar o problema como um todo. Isto acontece devido à geometria do talude com inclinação de 1:2 (h:v), que é excessiva para um talude em solo e agravado pela existência de um solo de baixa competência indicado por 5 m consecutivos de  $N_{SPT} \leq 4$  nas investigações de campo.

Figura 49- Análise de estabilidade do talude existente.



Fonte: A autora.

As capturas de tela com as principais análises de estabilidade e indicação da superfície crítica de ruptura realizadas nesta seção estão apresentadas no Apêndice 2.

#### 4.1.2 Talude reforçado – análise da variação do comprimento e diâmetro da estaca.

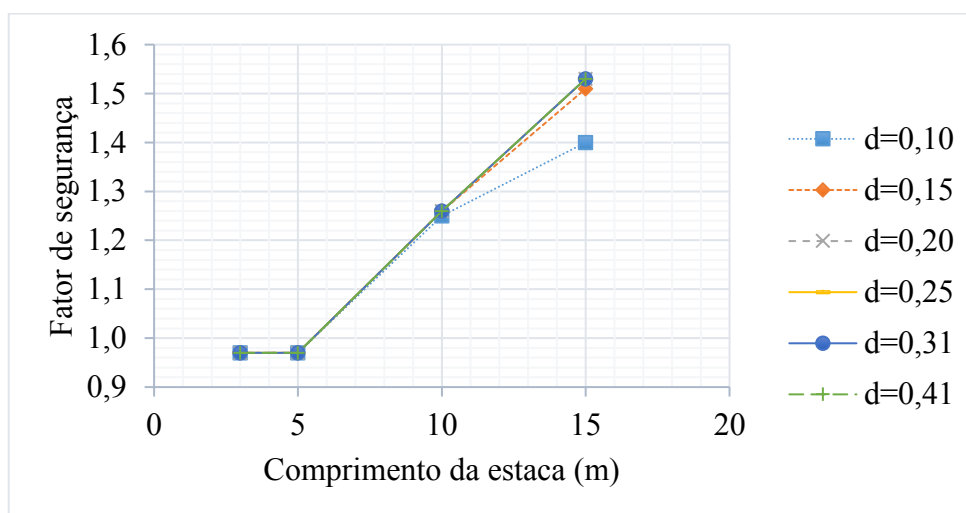
Para análise da variação do comprimento (L) e diâmetro (d) da estaca, fixou-se um espaçamento entre eixos de estacas de 3 vezes o diâmetro ( $D1/d = 3$ ) pois foi verificado que este espaçamento apresenta bom aproveitamento da força gerada pelo reforço, conforme estudado na seção 3.2. A estaca foi fixada na crista do talude (posição indicada por  $X/B=1$ ) visto que este é o local no qual a execução da estaca seria mais prática devido ao fácil acesso de equipamentos.

Os resultados (Figura 50) mostram que, conforme esperado, quanto maior o comprimento, maior o fator de segurança, sendo que o comprimento de 15 m apresentou fator de segurança maior do que 1,5, que é o fator de segurança adequado para a situação analisada. Observou-se

ainda que, para comprimentos de 15 m, a probabilidade de falha foi nula. As estacas de 3 e 5 m de comprimento se mostraram ineficientes. Isto acontece pois elas estão completamente inseridas na zona ativa do maciço, conforme explicado na seção 3.2.

Os fatores de segurança não apresentaram grande variação com a alteração do diâmetro. Isto ocorreu pois fixou-se o espaçamento entre eixos de estacas como 3 vezes o diâmetro, ou seja, para diâmetros maiores, foram considerados espaçamentos entre eixos maiores. Desta forma, foi feita uma nova análise para fins comparativos, porém com espaçamento entre eixos de estacas fixado em 0,75 m para analisar a influência do diâmetro das estacas sem a interferência dos resultados relativos ao espaçamento. Optou-se pelo espaçamento de 0,75 m pois ele corresponde a 3 vezes o diâmetro da estaca de 0,25 cm, que é um diâmetro médio entre as estacas analisadas.

Figura 50- Análise da variação do comprimento e diâmetro da estaca: espaçamento = 3d.

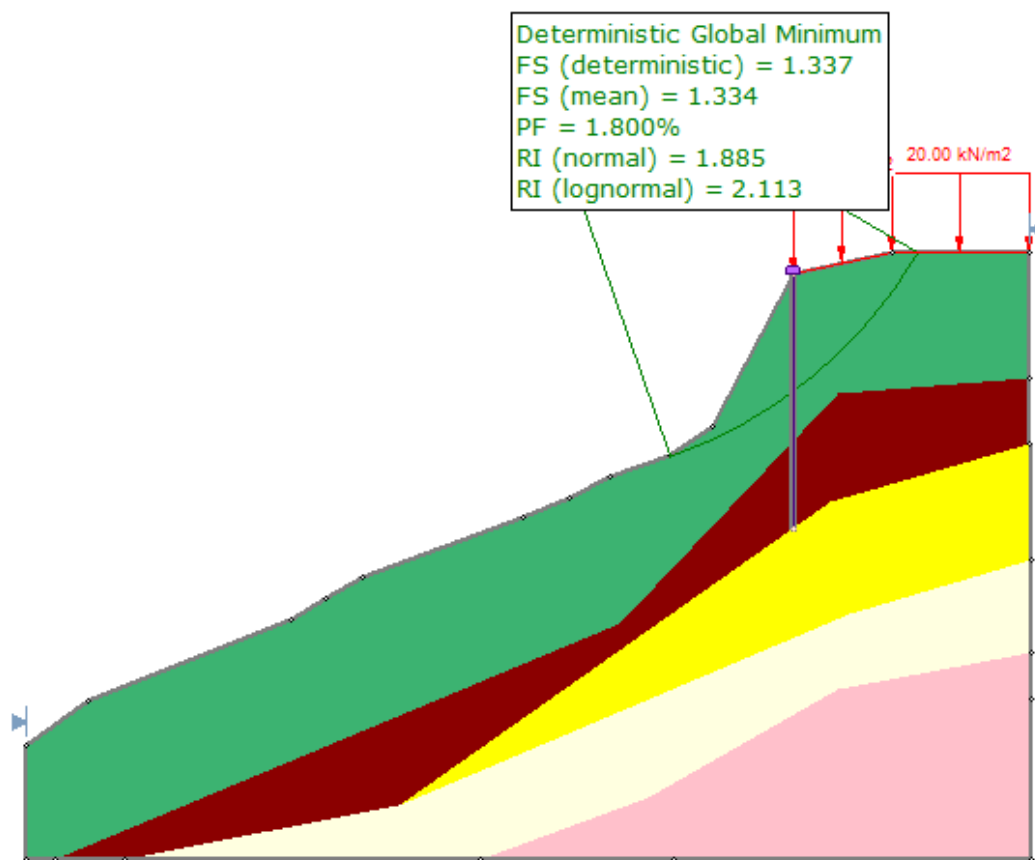


Fonte: A autora.

A partir da análise da variação do diâmetro e comprimento da estaca com espaçamento fixado em 0,75 m (Figura 53), observa-se que quanto maior o diâmetro, maior o fator de segurança e que estacas com diâmetros a partir de 0,20 m atendem ao fator de segurança mínimo de 1,5 para comprimentos a partir de 15 m. este resultado já era esperado conforme indicado por Ito e Matsui (1975) na Equação (5), que indica que quanto maior o fator  $(D1 - D2)$ , que corresponde ao diâmetro, maior a força que a estaca exerce sobre o talude. Observa-se também que quanto maior o diâmetro da estaca, maior a influência do comprimento da estaca no fator de segurança, visto que a inclinação da reta no gráfico resultante é maior para diâmetros maiores de estacas.

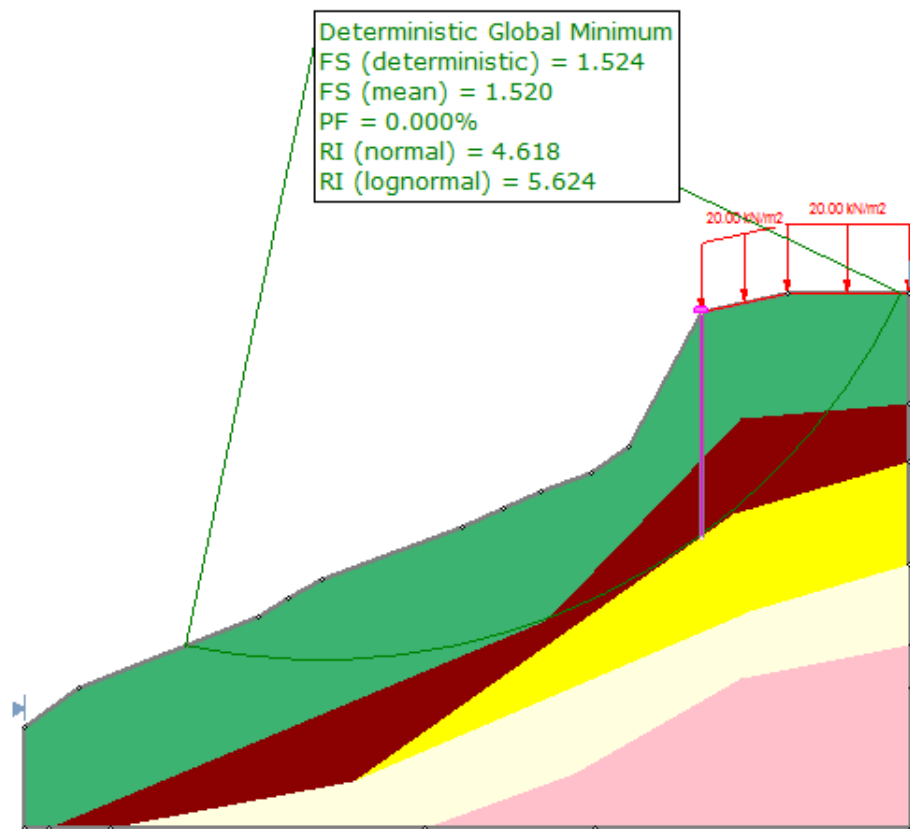
Isto ocorre pois, para estacas de pequeno diâmetro, ocorre ruptura do solo e da estaca, ou seja, a superfície de ruptura intercepta o eixo da estaca (Figura 51) enquanto para estacas de maiores diâmetros ocorre ruptura do maciço de forma que a superfície de ruptura passa por baixo da ponta da estaca (Figura 52). Para estacas de menores diâmetros, o ponto a partir do qual o aumento do comprimento da estaca não resulta em grande aumento de estabilidade acontece à comprimentos menores do que para estacas de maiores diâmetros.

Figura 51 – Superfície de ruptura para estacas de 15 m de comprimento, diâmetro de 15 cm e espaçamento de 45 cm.



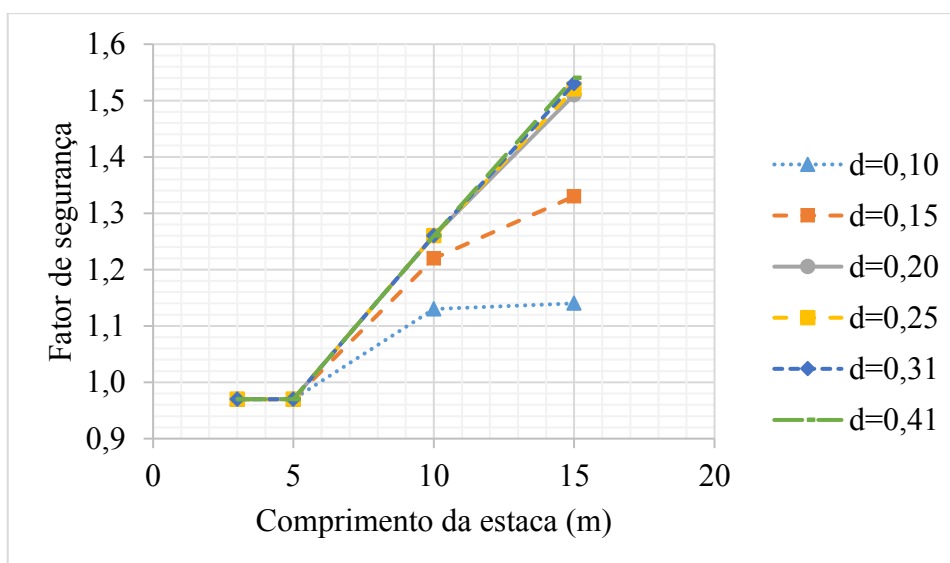
Fonte: A autora.

Figura 52 – Superfície de ruptura para estacas de 15 m de comprimento, diâmetro de 25 cm e espaçamento de 75 cm.



Fonte: A autora.

Figura 53- Análise da variação do comprimento e diâmetro da estaca: espaçamento = 0,75 m.



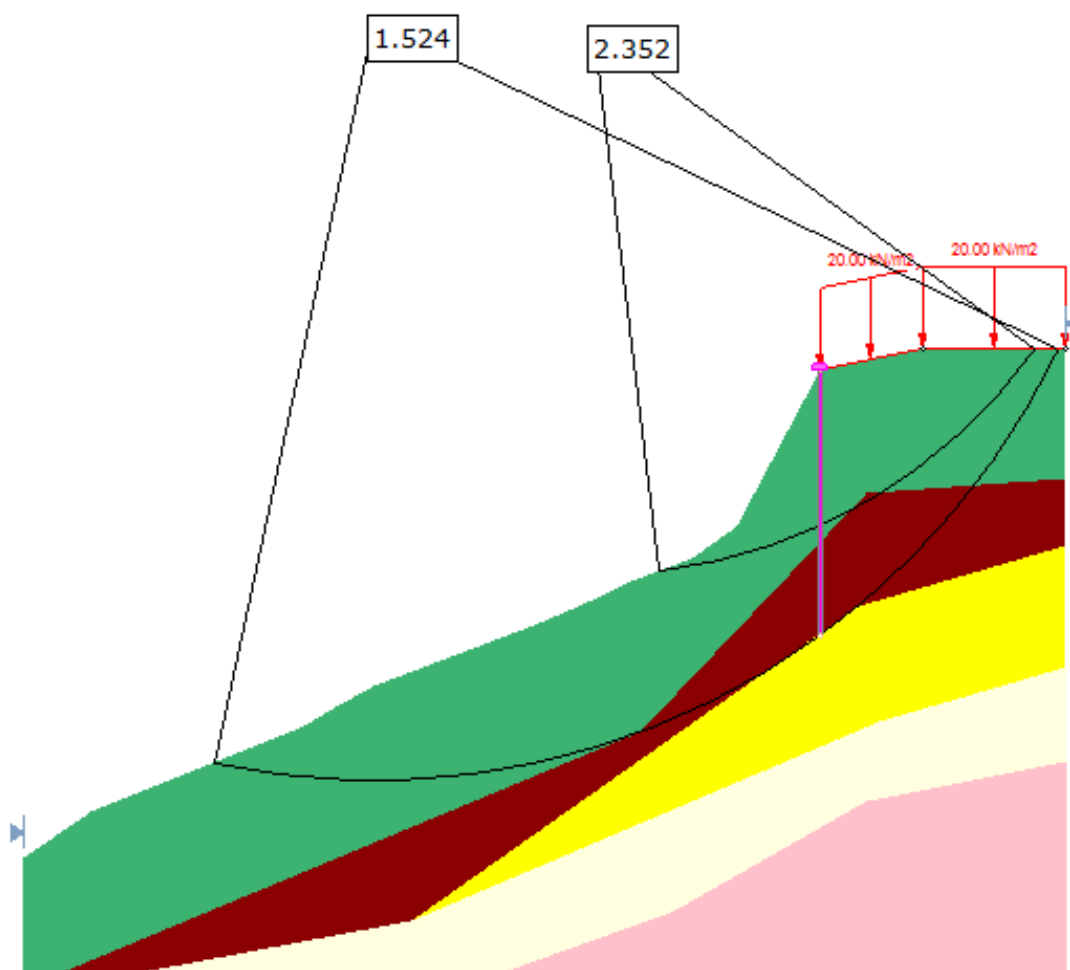
Fonte: A autora.

#### 4.1.3 Talude reforçado – análise da variação do espaçamento e diâmetro da estaca.

Para análise da variação do espaçamento ( $D/d$ ) e diâmetro ( $d$ ) da estaca, foi escolhido fixar um posicionamento da estaca fixado na crista do talude ( $X/B=1$ ), visto que este é o local no qual a execução da estaca seria mais prática devido ao fácil acesso de máquinas. Inicialmente foram fixadas estacas com comprimento de 15 m, pois este foi o comprimento para o qual a maioria das estacas apresentou fator de segurança próximo a 1,5 (Figura 54).

Nesta análise inicial, vários dos fatores de segurança críticos foram aqueles correspondentes às superfícies de rupturas que passaram abaixo da ponta da estaca sem interceptá-la (Figura 54), ou seja, as estacas de maiores diâmetros estudadas apresentaram resistência suficiente para não romperem. Desta forma, não foi possível organizar os resultados de maneira que permitisse a visualização da influência do diâmetro e espaçamento entre eixos das estacas.

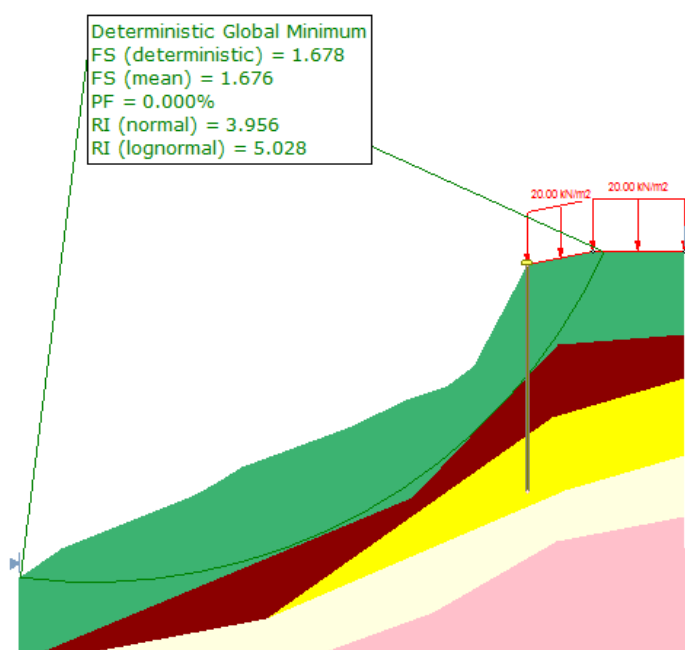
Figura 54- Superfície de ruptura crítica para estaca de 15 m de comprimento.



Fonte: A autora.

Para que fosse possível visualizar e entender a influência do espaçamento entre eixos e do diâmetro das estacas na estabilidade do talude, optou-se então por fixar um comprimento de estaca de 20 m (Figura 55), de forma que a superfície de ruptura intercepte a estaca.

Figura 55- Superfície de ruptura para estaca de 20 m de comprimento, diâmetro de 20 cm e espaçamento de 40 cm.



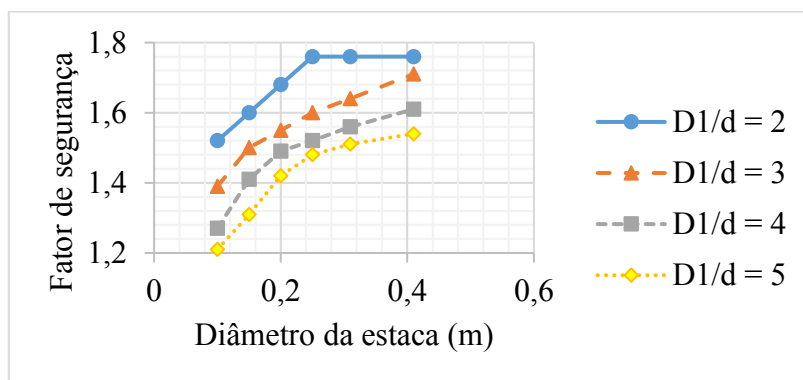
Fonte: A autora.

A partir da análise destes cenários (Figura 56), observa-se que quanto maior o diâmetro, maior o fator de segurança e que quanto maior o espaçamento, menor o fator de segurança. Isto pode ser compreendido por meio da equação (5), em que a distância entre eixos de estacas ( $D_2$ ) aparece como denominador da função que define a força exercida pelo solo na estaca ( $p$ ). Como esta força contribui para aumentar os momentos resistentes, era esperado que o fator de segurança diminuísse com o aumento do espaçamento entre estacas. Observa-se também que existe um diâmetro a partir do qual o seu incremento não gera aumentos significativos no fator de segurança crítico, pois a superfície de ruptura crítica passa a não mais interceptar o eixo da estaca. Nota-se também que, quanto maior o espaçamento entre estacas, maior é este diâmetro ótimo.



Observa-se ainda que, para o diâmetro de 0,3 m, todos os espaçamentos atendem ao fator de segurança de 1,5 e, para os espaçamentos entre eixos de estaca igual a duas vezes o diâmetro, todas as seções de estacas resultam em fatores de segurança acima de 1,5. Para todas as situações citadas acima, a probabilidade de falha é nula. A maior probabilidade de falha obtida entre todas as situações estudadas foi de 8,8% para a estaca de 0,1 m de diâmetro com espaçamento de 5 vezes o diâmetro (Figura 56).

Figura 56- Análise da variação do espaçamento e diâmetro da estaca.



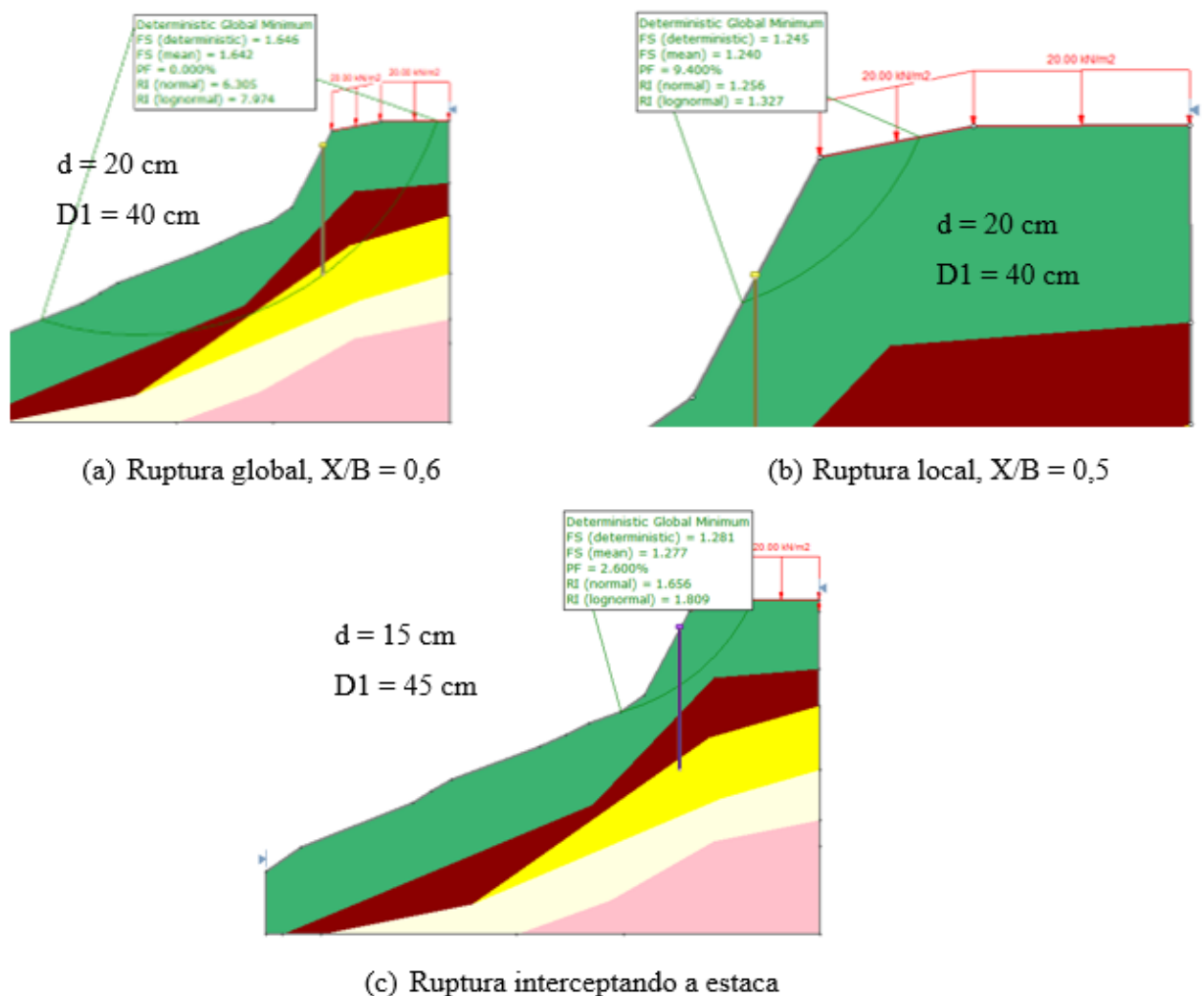
Fonte: A autora.

#### 4.1.4 Talude reforçado – análise da variação do posicionamento e diâmetro da estaca.

Para análise da variação do posicionamento (X) e diâmetro (d) da estaca, foi escolhido fixar um espaçamento entre eixos de estacas de 0,75, conforme escolhido em 4.1.2. Foram fixadas estacas com comprimento de 15 m, pois este foi o comprimento para o qual a maioria das estacas apresentou fator de segurança próximo a 1,5. Observa-se que, para este tipo de solo e para o espaçamento de 0,75 m, a posição ótima da estaca para o diâmetro de 0,40 é entre o meio e a crista do talude, em  $X=0,7$ , para os diâmetros de 0,30 e 0,25 a posição ótima é próxima à crista do talude, em  $X=0,8$  e para os diâmetros de 0,10 a 0,20 m, esta posição é a crista do talude. Isto pode ocorrer devido ao fato de estacas com diâmetros maiores terem capacidade para resistir a maiores esforços causados pelo solo. Como mais próximo ao meio do talude tem-se esforços horizontais maiores, as únicas estacas que tem resistência para resistir a eles são as estacas de maiores diâmetros, que fazem com que a superfície crítica de ruptura passe abaixo de suas pontas, ao contrário de estacas de diâmetros menores, que seriam rompidas junto com o movimento de solo do talude. Nota-se, que a posição ótima está localizada entre o meio e a crista do talude e, quanto menor o diâmetro da estaca, mais próxima da crista é a posição mais adequada (Figura 58). Este comportamento ocorre pois, estacas localizadas mais próximas ao

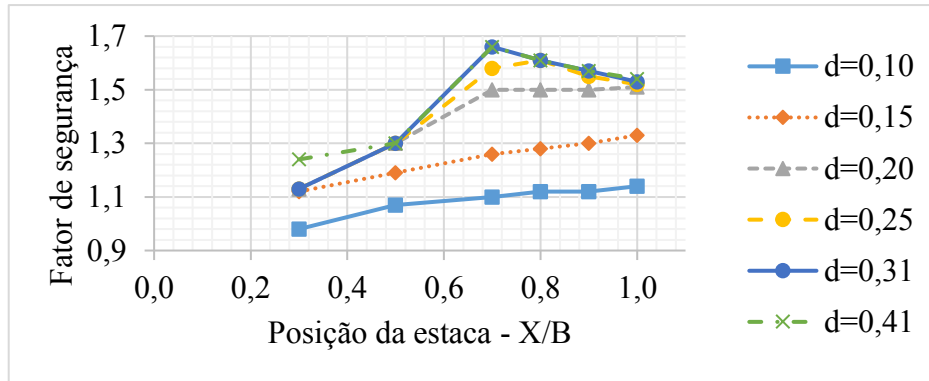
pé do talude fazem com que a surja uma superfície crítica de ruptura local acima da estaca (Figura 57 (b)). Quando a estaca é locada mais próxima ao topo, a superfície crítica passa ser aquela que passa por baixo da ponta da estaca, ou seja, o talude deslizaria e levaria a estaca inteira junto em um movimento de solo global (Figura 57 (a)). Neste caso, quanto mais próxima do meio do talude, maior, mais profunda estará a cota da ponta da estaca e, por consequência, a ruptura envolverá um maior movimento de massa de solo e o fator de segurança será maior. Em resumo, podem ocorrer 3 tipos de ruptura: global passando abaixo da ponta da estaca (Figura 57 (a)); na região do talude acima da estaca (Figura 57 (b)) e ruptura que atravessa o eixo da estaca com rompimento da estaca e do talude (Figura 57 (b));

Figura 57- Análise da estaca de diâmetro de 20 cm, espaçamento de 40 cm e comprimento de 15 m.



Fonte: A autora.

Figura 58- Análise da variação da posição e diâmetro da estaca.



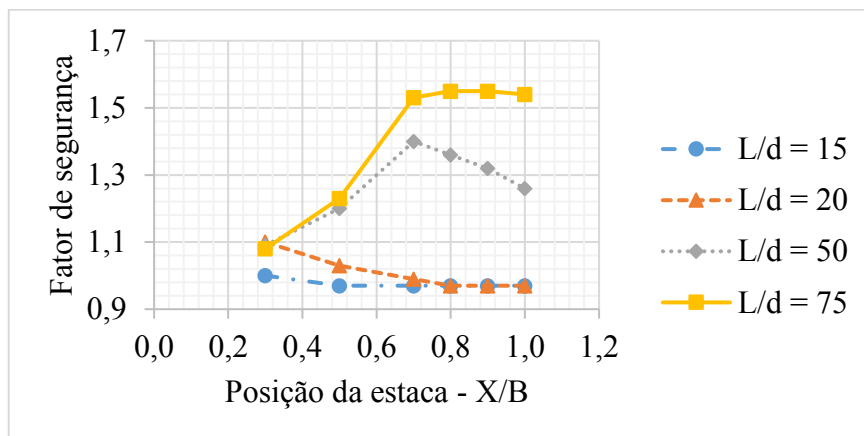
Fonte: A autora.

#### 4.1.5 Talude reforçado – análise da variação do posicionamento e esbeltez da estaca.

Para análise da variação da esbeltez ( $L/d$ ) e posicionamento ( $X/B$ ) da estaca, foi escolhido fixar um espaçamento entre eixos de estacas de 3 vezes o diâmetro ( $D1/d = 3$ ) pois foi verificado que este espaçamento é eficiente, conforme estudado na seção 3.2. O diâmetro da estaca fixado foi 0,2 m, visto que esta situação apresentou bons resultados nas análises descritas nas seções 4.1.2, 4.1.3 e 4.1.4.

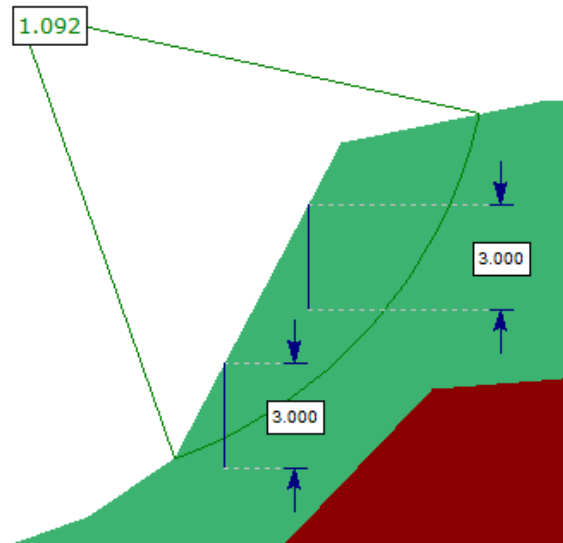
Observa-se que, para a estaca com esbeltez de 75 (comprimento de estaca de 15 m), a posição ótima é próxima à crista do talude e para a estaca com esbeltez de 50 (comprimento de 10 m), esta posição está entre o meio e a crista do talude (Figura 59). Para os comprimentos menores (3 e 5 m), a estaca funciona como reforço apenas quando localizada próxima ao pé do talude, isto acontece pois esta é a única localização em que a superfície de ruptura intercepta a estaca (Figura 60).

Figura 59- Análise da variação da posição e esbeltez da estaca.



Fonte: A autora.

Figura 60- Intercepção da estaca de 3 m de comprimento com a superfície de ruptura.

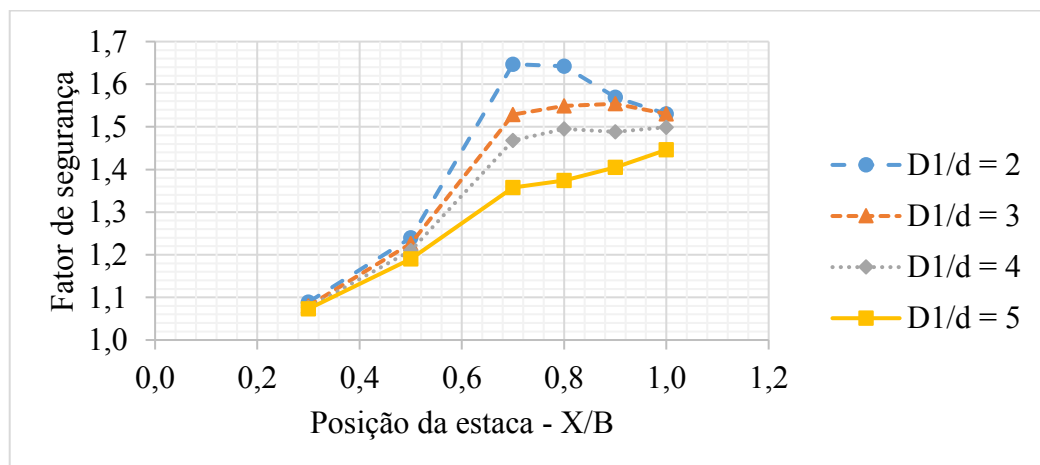


Fonte: A autora.

#### 4.1.6 Talude reforçado – análise da variação do posicionamento e espaçamento entre eixos.

Para análise da variação do espaçamento entre eixos de estacas ( $D1$ ) e posicionamento ( $X/B$ ) da estaca, foi escolhido fixar um diâmetro de 0,2 m e comprimento de 15 m para a estaca, visto que estas situações apresentaram bons resultados nas análises descritas nas seções 4.1.2, 4.1.3 e 4.1.4. Observa-se que para todos os espaçamentos analisados, a posição em que a força da estaca é melhor mobilizada encontra-se entre o meio e a crista do talude. Nota-se que quanto maior o espaçamento entre eixos de estaca, mais próximo da crista do talude é a posição ótima para a fileira de estacas (Figura 61).

Figura 61- Análise da variação da posição e espaçamento entre eixos de estacas.



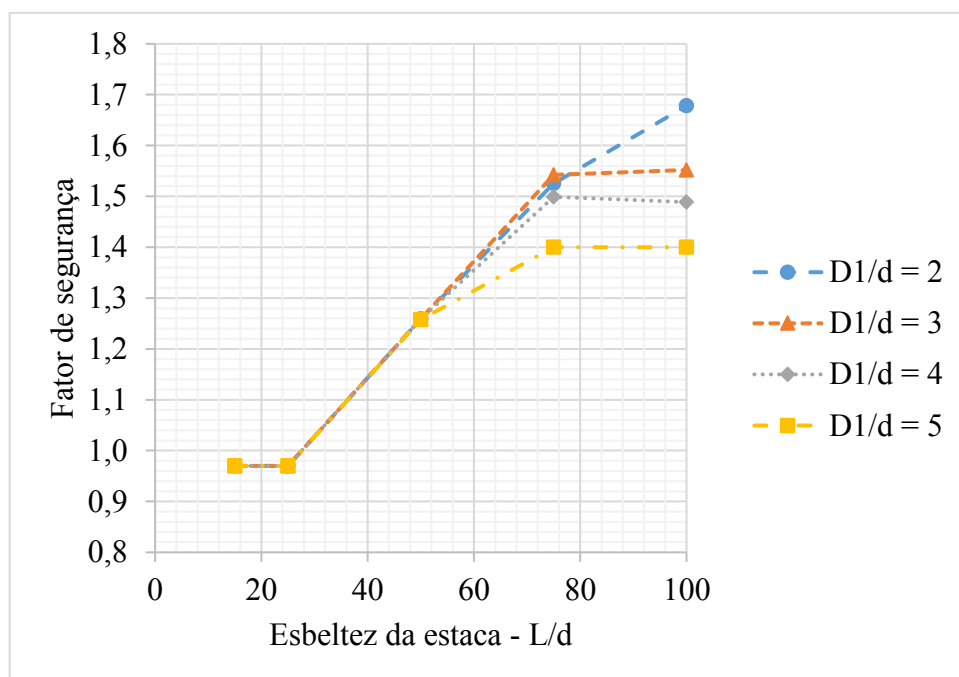
Fonte: A autora.

#### 4.1.7 Talude reforçado – análise da variação da esbeltez e espaçamento entre eixos.

Para análise da variação da esbeltez ( $L/d$ ) e espaçamento entre eixos ( $D1/d$ ) da estaca, foi escolhido fixar um posicionamento da estaca na crista do talude ( $X/B=1$ ), visto que este é o local no qual a execução da estaca seria mais prática devido ao fácil acesso de máquinas. O diâmetro da estaca fixado foi 0,2 m, visto que esta situação apresentou bons resultados nas análises descritas nas seções 4.1.2, 4.1.3 e 4.1.4.

Observa-se que para os espaçamentos de 3 a 5 vezes o diâmetro, o aumento do comprimento de 15 para 20 metros (aumento da esbeltez de 80 para 100) resulta em um aumento desprezível na eficiência do reforço e que para o espaçamento entre eixos de 2 vezes o diâmetro, o aumento do comprimento para 20 metros (esbeltez de 100) resulta em um grande aumento na estabilidade. Portanto, o comprimento a partir do qual não há aumento significativo no fator de segurança varia com o espaçamento entre eixos de estacas (Figura 62).

Figura 62- Análise da variação da esbeltez e espaçamento entre eixos de estacas.



Fonte: A autora.

## 4.2 ANÁLISE NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DO SOLO E DA ESTACA

Foi realizada uma análise numérica complementar do talude pelo MEF para a situação sem reforço e para as situações com reforço em estaca de comprimento igual a 15 m, diâmetro de 0,2 m, espaçamento variável e localização na crista do talude, pois esta foi a situação que apresentou o resultado mais eficiente.

### 4.2.1 *Análise numérica do talude sem reforço*

O talude sem reforço apresenta um fator de redução crítico médio de 0,95, o que significa que ele está instável (se considerada a sobrecarga prevista em norma). A probabilidade de falha foi de 63,87%, ou seja, 3,67% maior do que a probabilidade obtida pelo método de Bishop. Desta forma, observa-se que os resultados da análise por equilíbrio limite (na qual obteve-se F.S. de 0,97) e pelo método da redução dos parâmetros do solo estão compatíveis.

Para o SRF crítico, o deslocamento máximo ocorre na face do talude e é de 32 cm (Figura 63 (b)). Para um SRF igual a 1, os deslocamentos são excessivamente grandes, na ordem de 2 metros, ou seja, nestas condições, o talude está rompido.

A tensão máxima para  $\text{SRF} = 1,00$  é de 29 kPa e ocorre na fronteira inferior do modelo, visto que, quanto maior a profundidade, maior o peso da camada de solo acima do ponto estudado (Figura 64). Na região analisada em foco, a maior tensão é de 28 kPa e ocorre no pé do talude. A deformação máxima para o  $\text{SRF} = 1,00$  é de 0,38 m/m. Nota-se com clareza ao observar o gráfico de temperatura de tensões para  $\text{SRF} = 1,0$  que as deformações máximas ocorrem na superfície de ruptura (Figura 65).

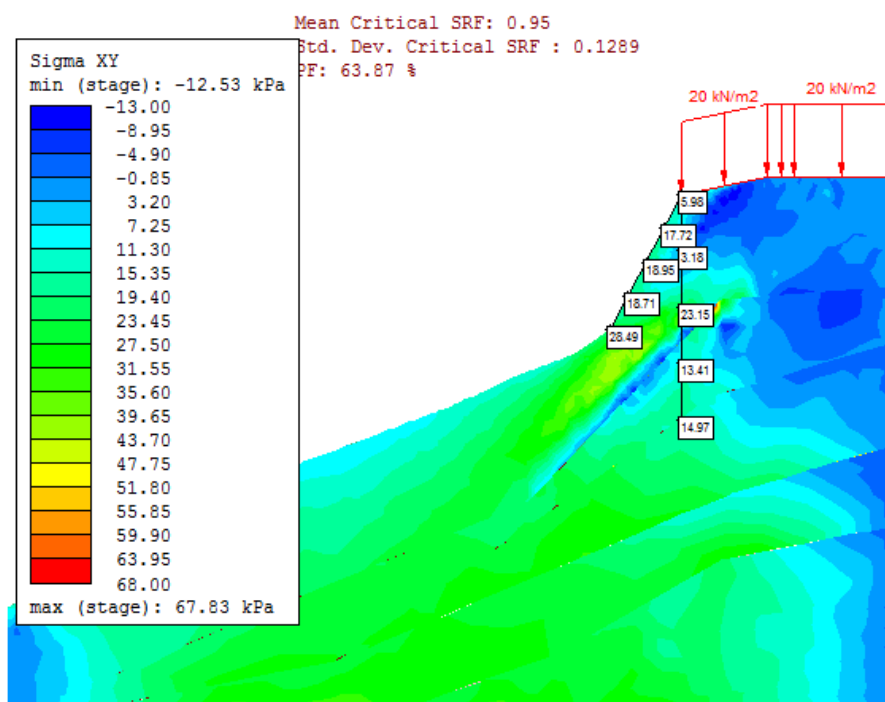
O relatório detalhado da modelagem do talude sem reforço encontra-se no Apêndice B.

99

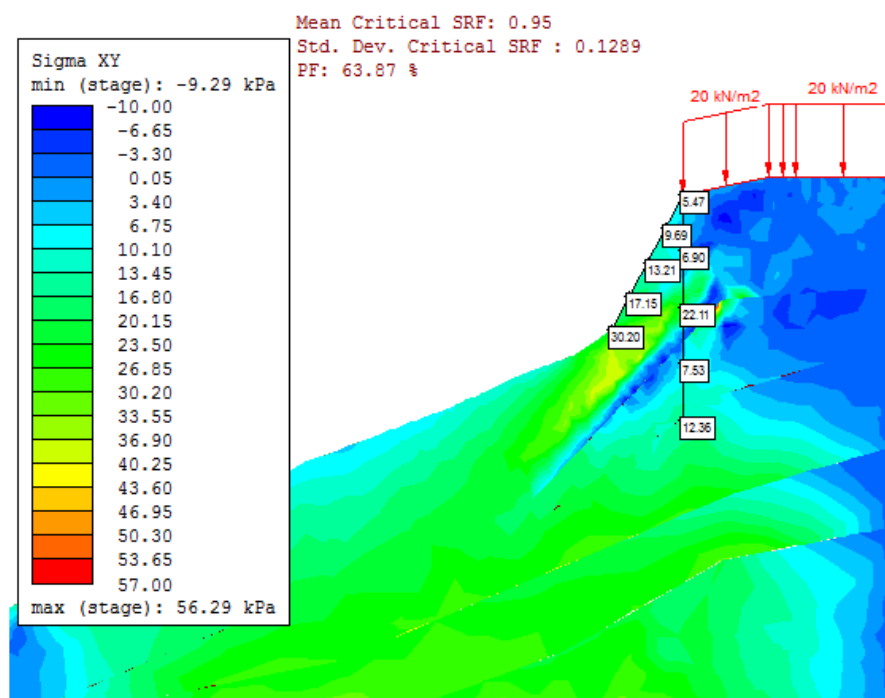


Fonte: A autora.

Figura 64 – Tensões no plano XY – talude sem reforço: (a) SRF = 1,00, (b) SRF = 0,95.



(a)

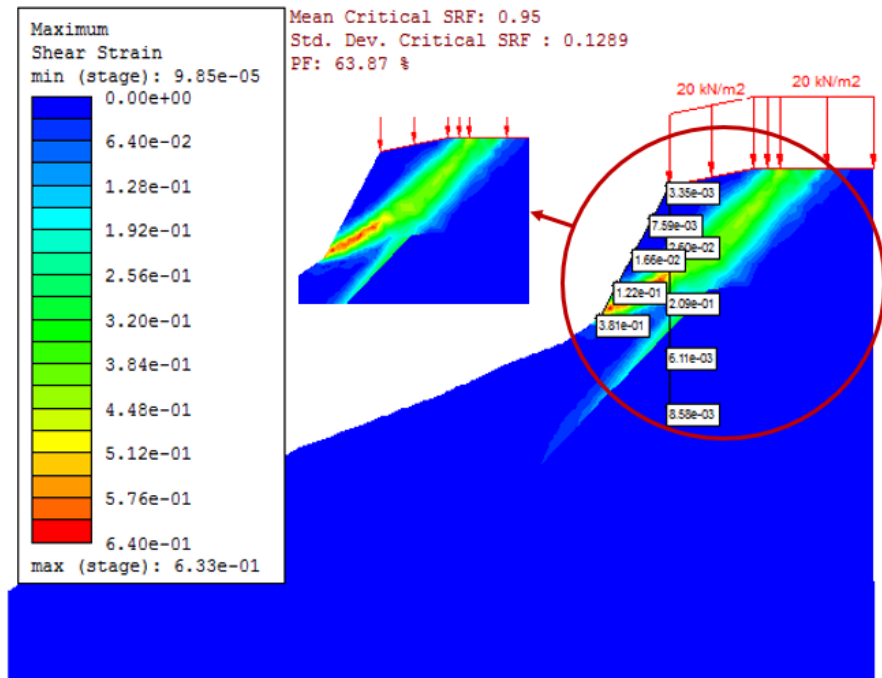


(b)

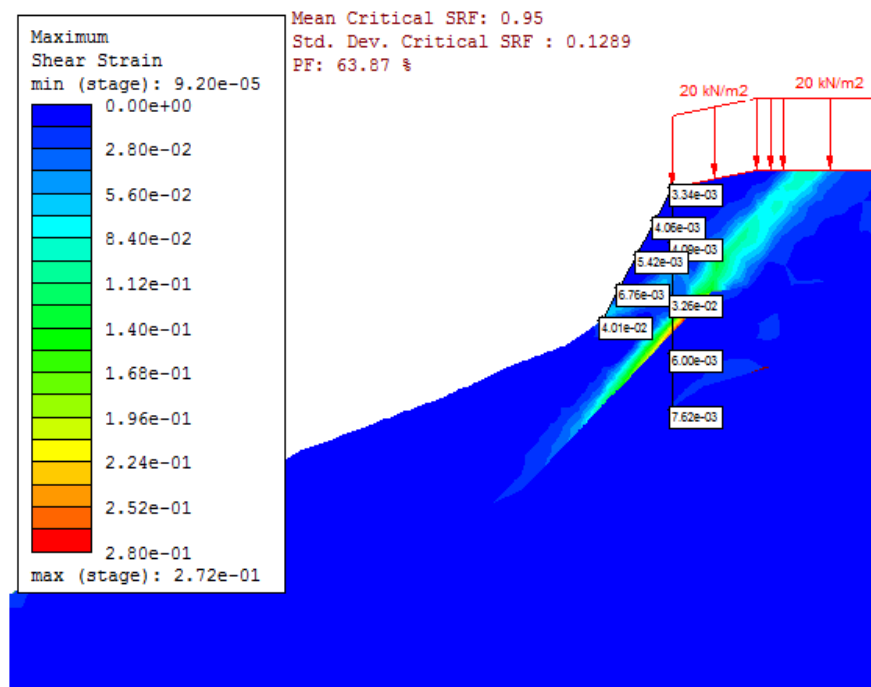
Fonte: A autora.



Figura 65 – Deformações máximas – talude sem reforço: (a) SRF = 1,00, (b) SRF = 0,95.



(a)



(b)

Fonte: A autora.

#### 4.2.2 *Análise numérica do talude com reforço*

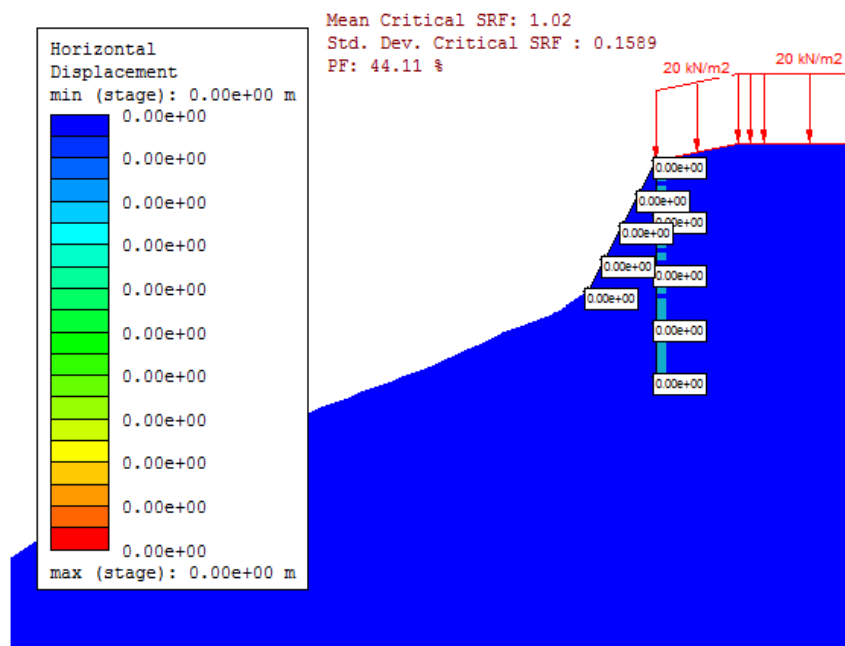
**a) Análise da estaca de 15 m de comprimento, localizada no topo do talude, com diâmetro de 20 cm e espaçamento entre eixos de 1 m.**

O primeiro talude reforçado analisado foi aquele no qual a estaca tem 15 metros de comprimento, 0,2 m de diâmetro, está localizada na crista e o espaçamento entre eixos de estacas é de 1 m. Como a análise foi feita no programa computacional bidimensional disponível, o espaçamento entre eixos de estacas foi aproximado a partir de ajustes no módulo de elasticidade da estaca. Este cenário apresenta um fator de redução crítico médio de 1,02 (6,86% maior do que o talude sem reforço) e uma probabilidade de falha de 44,11% (19,49% a menos do que o talude sem reforço, porém continua sendo uma probabilidade alta).

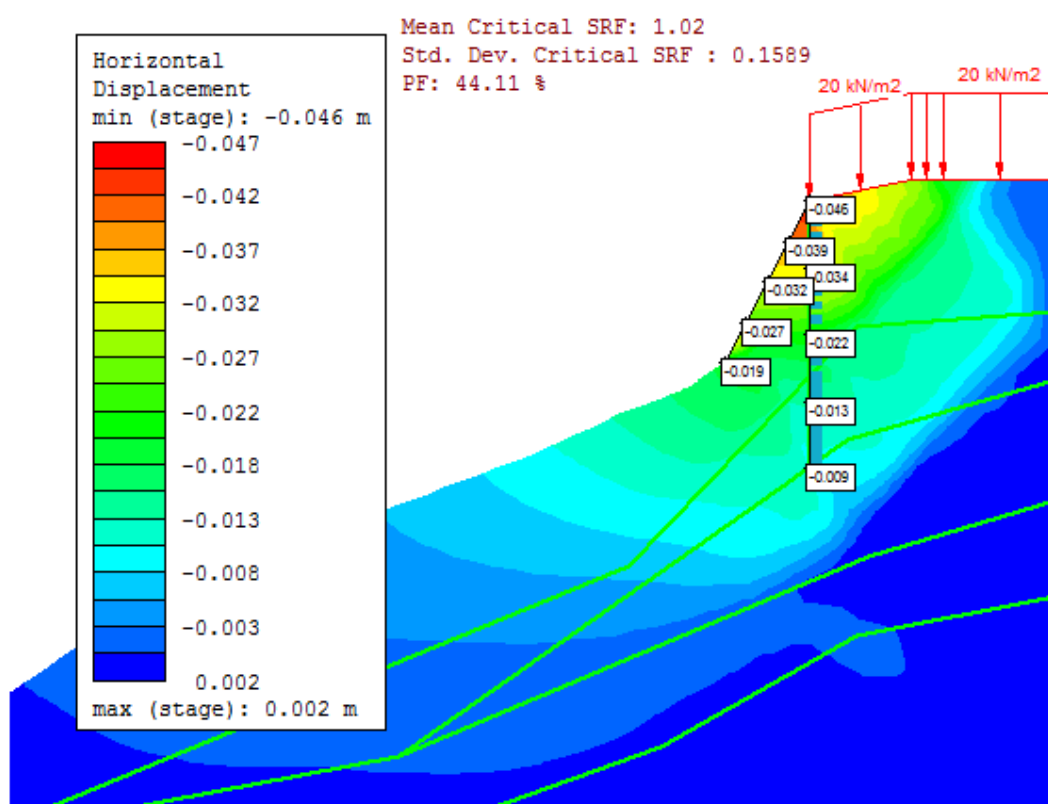
Para o SRF crítico, o deslocamento máximo ocorre no topo da estaca e é de 4,6 cm (Figura 66). Nota-se que os maiores deslocamentos ocorrem na cunha da superfície de ruptura. Para um SRF igual a 1, não há deslocamentos no talude. O deslocamento considerado aceitável de acordo com Shirato et al. (2009) é de 5 a 6% do diâmetro da estaca, o que corresponde de 1 a 1,2 cm. Apesar de o deslocamento obtido ter sido maior do que o admissível, este deslocamento só ocorre quando os parâmetros de resistência do solo são divididos por 1,02, ou seja, quando passa a ocorrer deslocamento de massa no maciço. O deslocamento horizontal de uma estrutura de reforço ou contenção, contudo, deve ser analisado conforme seu efeito nas construções a montante e, para a Avenida existente, o deslocamento de 4,6 cm não causaria danos significativos.

A tensão máxima para  $\text{SRF} = 1,00$  é de 25 kPa e ocorre no pé do talude (Figura 63 (a)). A deformação máxima para o  $\text{SRF} = 1,00$  é de 2,12 m/m. Nota-se ao observar o gráfico de temperatura de tensões para  $\text{SRF} = 1,10$  que as deformações máximas ocorrem no trecho da superfície de ruptura localizado à montante da estaca. Esta por sua vez, interrompe o fluxo de tensões e diminui as deformações a sua jusante (Figura 68 b)).

Figura 66 – Deslocamento horizontal do talude com estacas com espaçamento entre eixos de 1 m: (a) SRF = 1,00, (b) SRF = 1,02.



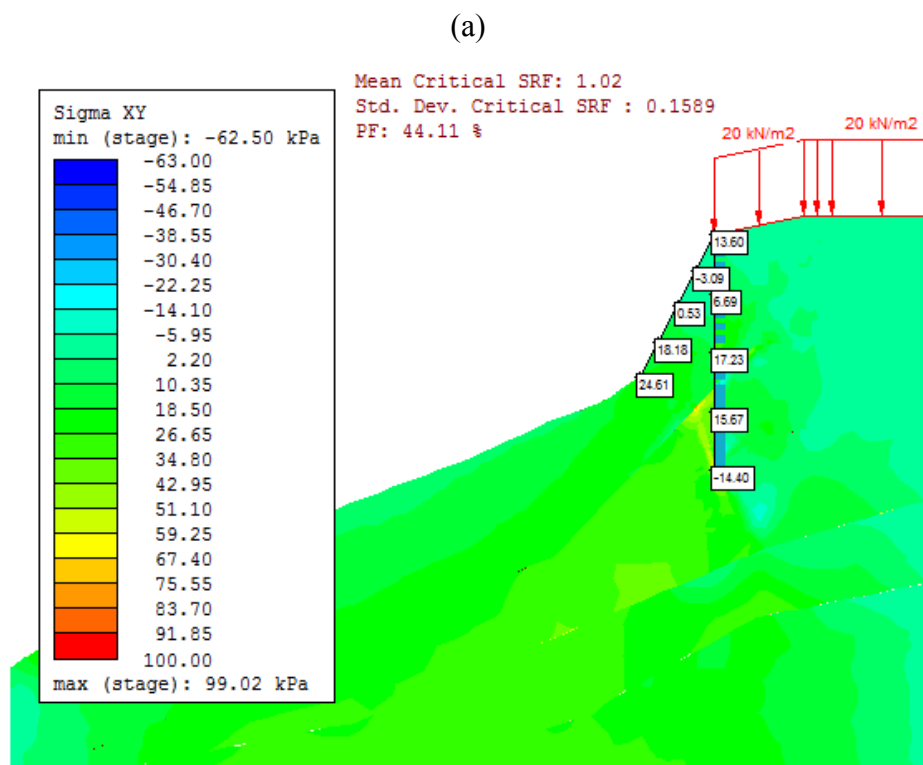
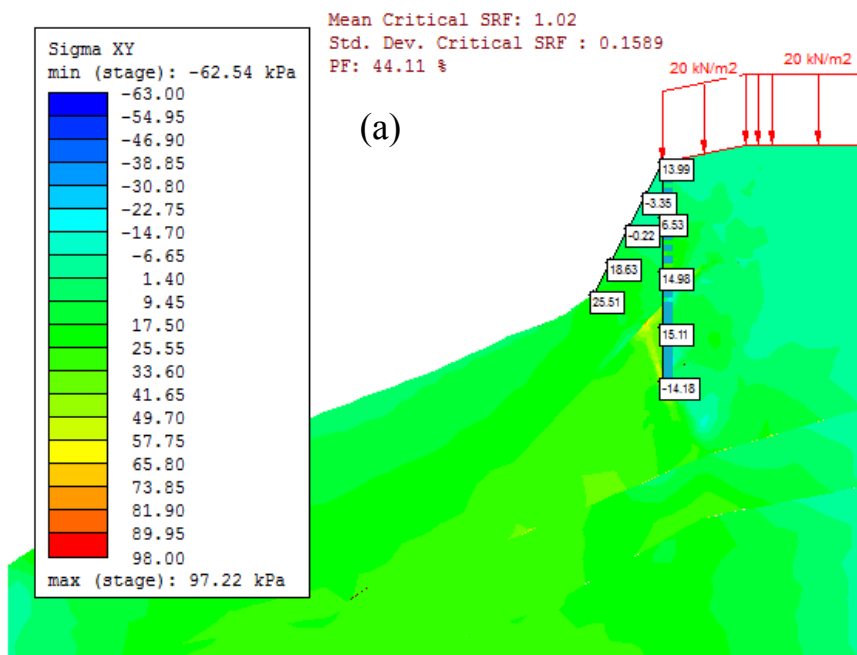
(a)



(b)

Fonte: A autora.

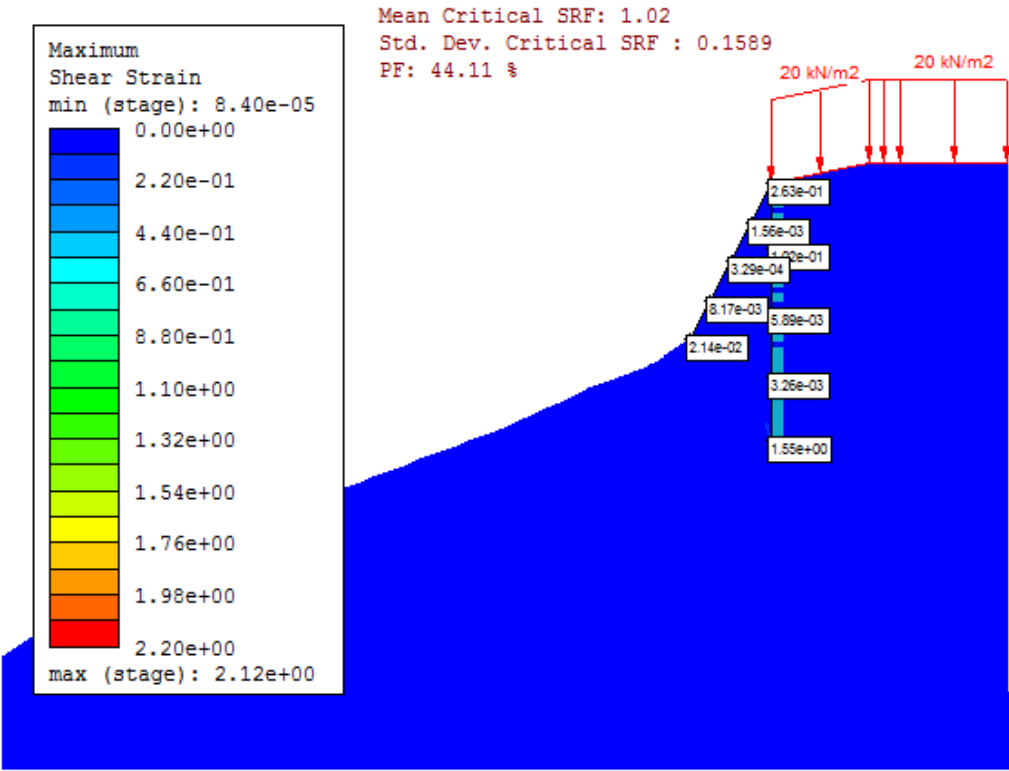
Figura 67 – Tensões no plano XY – talude com estacas com espaçamento entre eixos de 1 m:  
(a) SRF = 1,00, (b) SRF = 1,02.



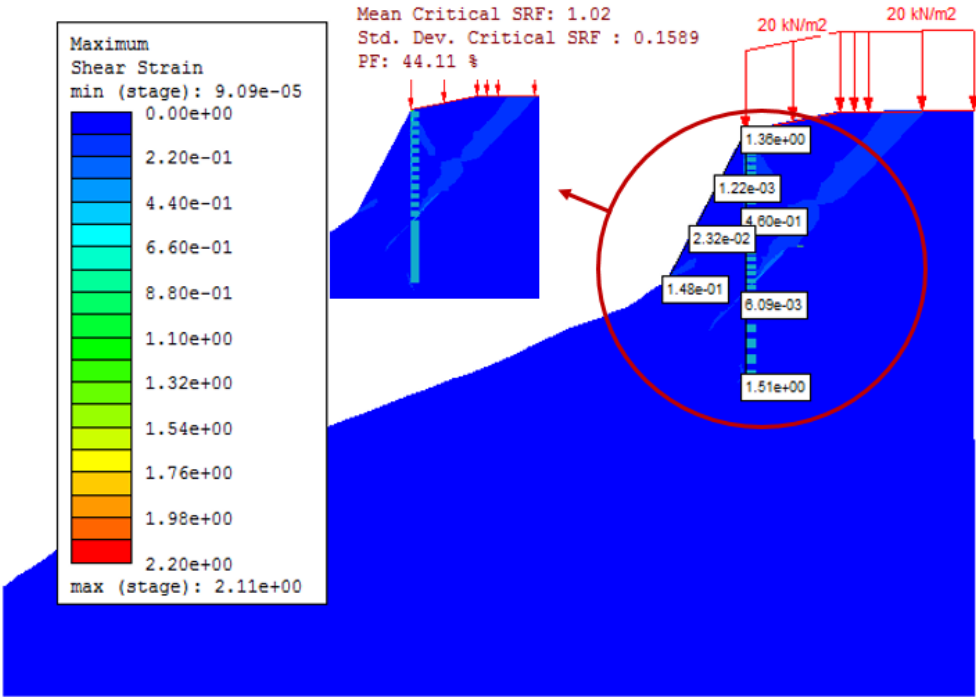
(b)

Fonte: A autora.

Figura 68 – Deformações máximas – talude com estacas com espaçamento entre eixos de 1 m:  
(a) SRF = 1,00, (b) SRF = 1,10.



(a)

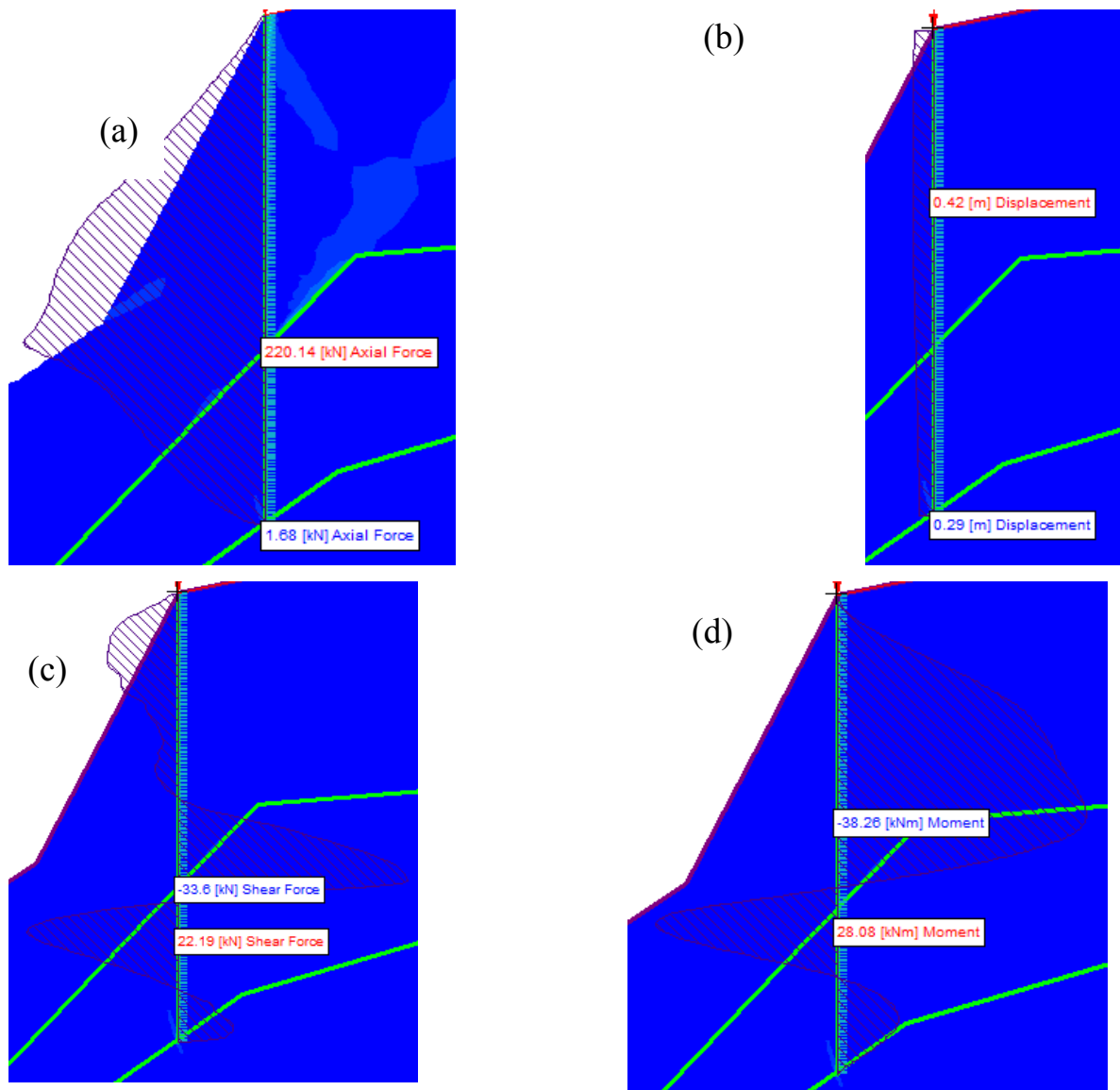


(b)

Fonte: A autora.

Foi realizada a análise de esforços e deslocamento ao longo do elemento de reforço e, como resultado, observou-se que a força axial máxima é 220 kN, o deslocamento máximo horizontal é 42 cm, o cortante máximo é 34 kN e ocorre a 9,48 m de profundidade o momento fletor máximo é 38 kNm (Figura 69). Observa-se que os maiores deslocamentos ocorrem no topo da estaca, conforme esperado, visto que a estaca tem seu topo livre. A existência de momento fletor e esforço cortante indica que, como esperado para estacas submetidas à esforços horizontais, a estaca deve ser armada para resistir ao esforço cisalhante. O dimensionamento desta armadura deverá ser feito a partir dos resultados de esforços indicados nos diagramas.

Figura 69 – Esforços no reforço – talude com estacas com espaçamento entre eixos de 40 cm:  
(a) Força axial, (b) deslocamento horizontal, (c) Força cortante, (d) Momento fletor.



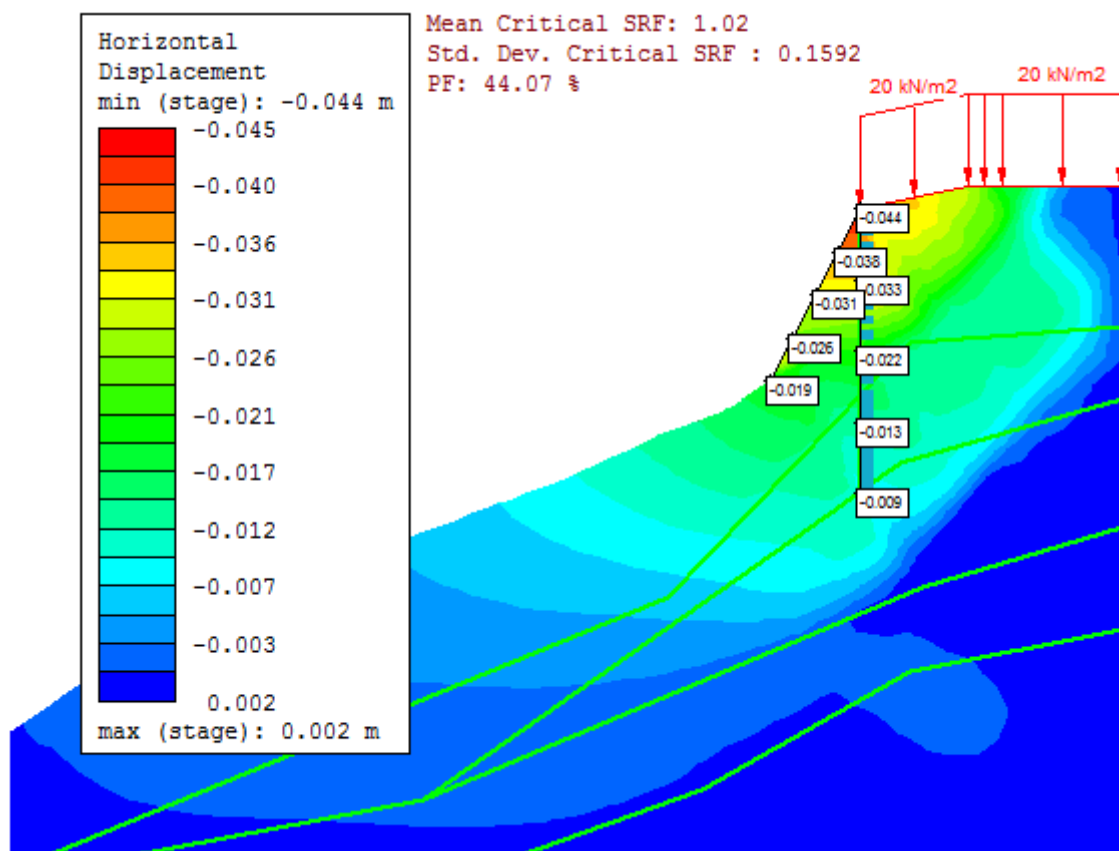
Fonte: a autora

**b) Análise da estaca de 15 m de comprimento, localizada no topo do talude, com diâmetro de 20 cm e espaçamento entre eixos de 80 cm**

Em seguida, foi analisado o talude no qual a estaca tem 15 metros de comprimento, 0,2 m de diâmetro, está localizada na crista e o espaçamento entre eixos de estacas é de 80 cm. Como a análise foi feita no programa computacional bidimensional disponível, o espaçamento entre eixos de estacas foi aproximado a partir de ajustes no módulo de elasticidade da estaca.

Este cenário apresenta um fator de redução crítico médio de 1,02 (6,86% maior do que o talude sem reforço) e uma probabilidade de falha de 44,07% (19% a menos do que o talude sem reforço, porém continua sendo uma probabilidade alta). Para o SRF crítico, o deslocamento máximo ocorre no topo da estaca e é de 4,42 cm (Figura 70). Nota-se que os maiores deslocamentos ocorrem na cunha da superfície de ruptura.

Figura 70 – Deslocamento horizontal do talude com estacas com espaçamento entre eixos de 80 cm: SRF = 1,02.

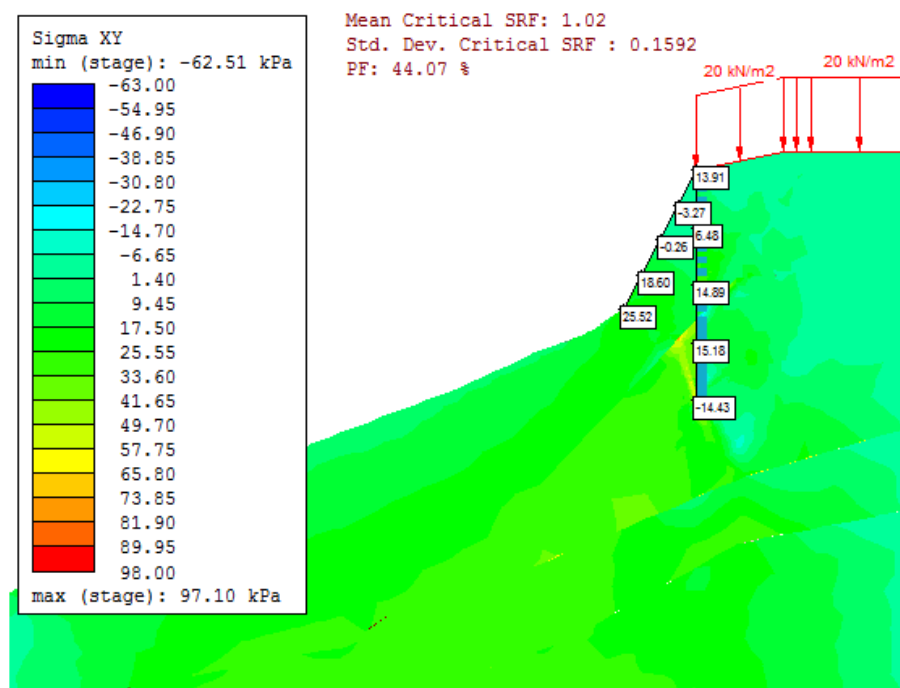


Fonte: A autora.

A tensão máxima para  $\text{SRF} = 1,00$  é de 25 kPa e ocorre no pé do talude (Figura 71(a)).

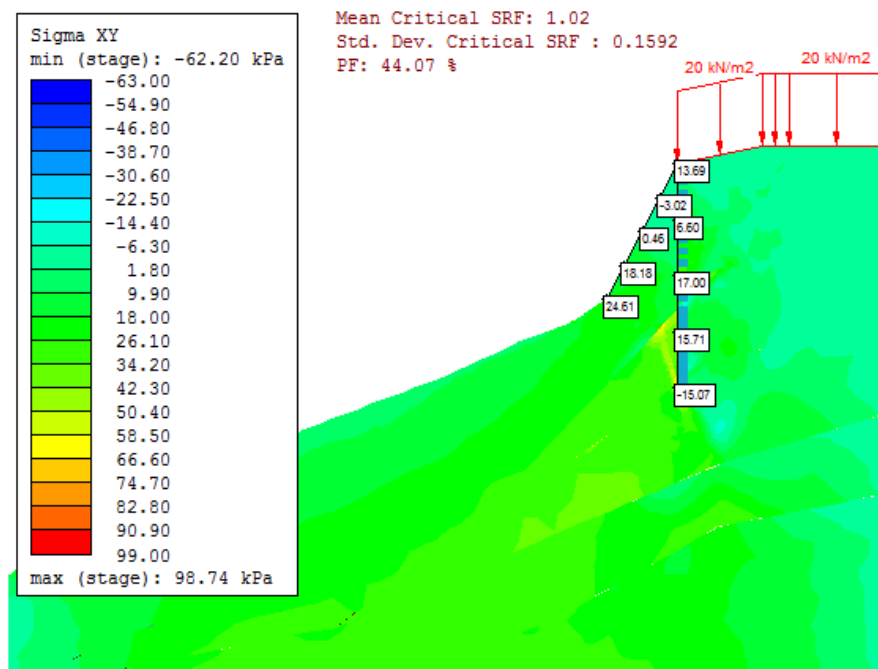
A deformação máxima para o  $\text{SRF} = 1,00$  é de 1,56 m/m e ocorre próxima à ponta da estaca. Nota-se ao observar o gráfico de temperatura de tensões para  $\text{SRF} = 1,10$  que as deformações máximas ocorrem no trecho da superfície de ruptura localizado à montante da estaca. Esta por sua vez, interrompe o fluxo de tensões e diminui as deformações a sua jusante (Figura 72 (b)).

Figura 71 – Tensões no plano XY – talude com estacas com espaçamento entre eixos de 40 cm: (a)  $\text{SRF} = 1,00$ , (b)  $\text{SRF} = 1,02$ .



(a)

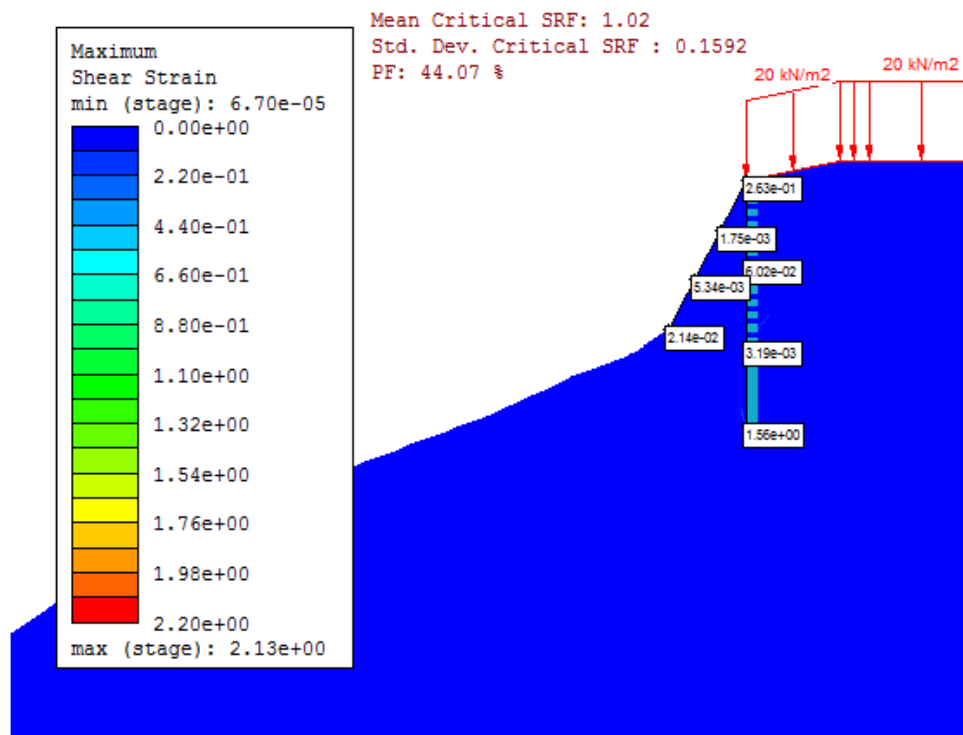




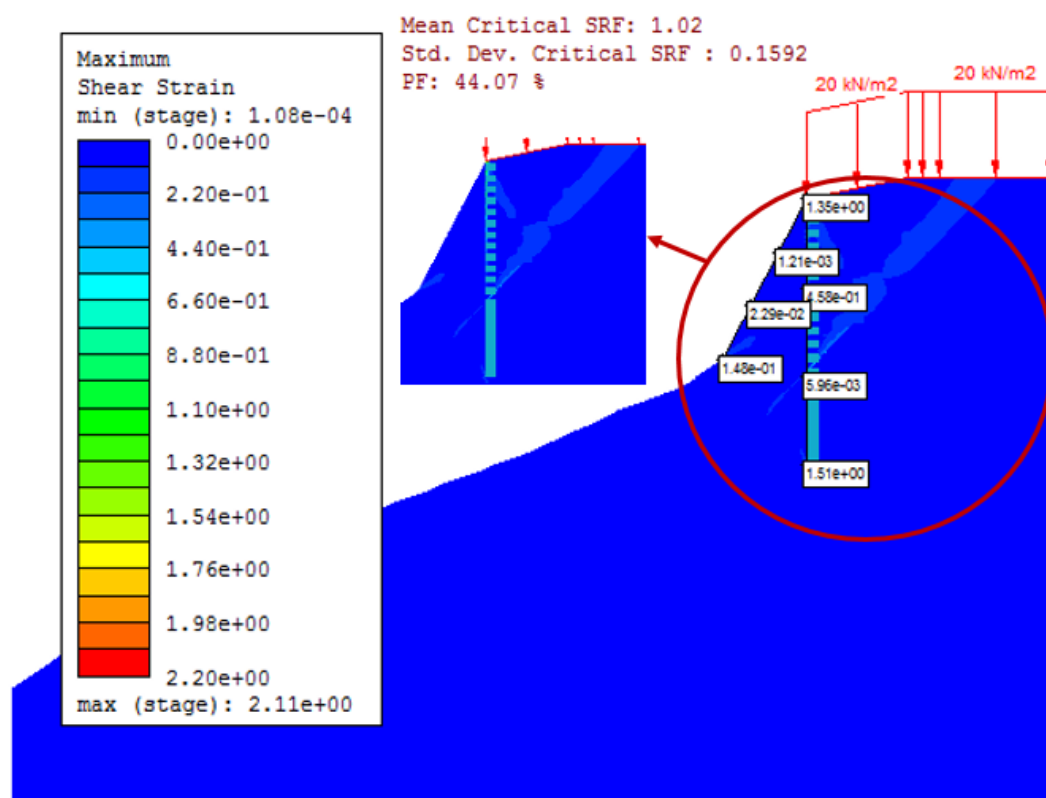
(b)

Fonte: A autora.

Figura 72 – Deformações máximas – talude com estacas com espaçamento entre eixos de 40 cm: (a) SRF = 1,00, (b) SRF = 1,10.



(a)



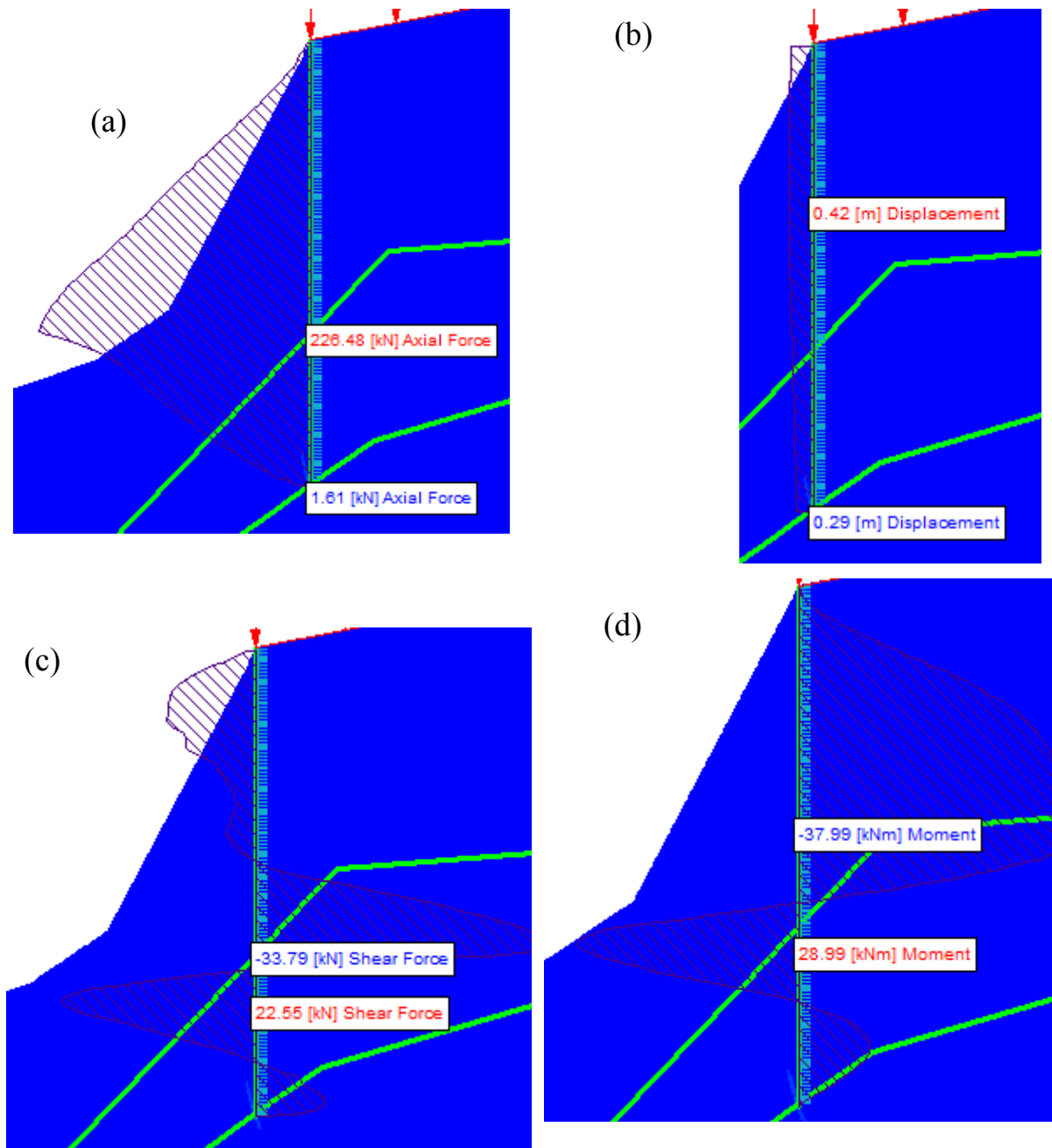
(b)

Fonte: A autora.

Foi realizada a análise de esforços e deslocamento ao longo do elemento de reforço e é válido ressaltar que os resultados obtidos são as forças por metro linear da estrutura. Como resultado, observou-se que a força axial máxima é 226 kN, o deslocamento máximo horizontal é 0,42 m, o cortante máximo é 33 kN e ocorre a 7,91 m de profundidade o momento fletor máximo é 38 kNm (Figura 73).

Figura 73 – Esforços no reforço – talude com estacas com espaçamento entre eixos de 40 cm:

(a) Força axial, (b) deslocamento horizontal, (c) Força cortante, (d) Momento fletor.



Fonte: A autora.

### c) Análise da estaca de 15 m de comprimento, localizada no topo do talude, com diâmetro de 20 cm e espaçamento entre eixos de 60 cm

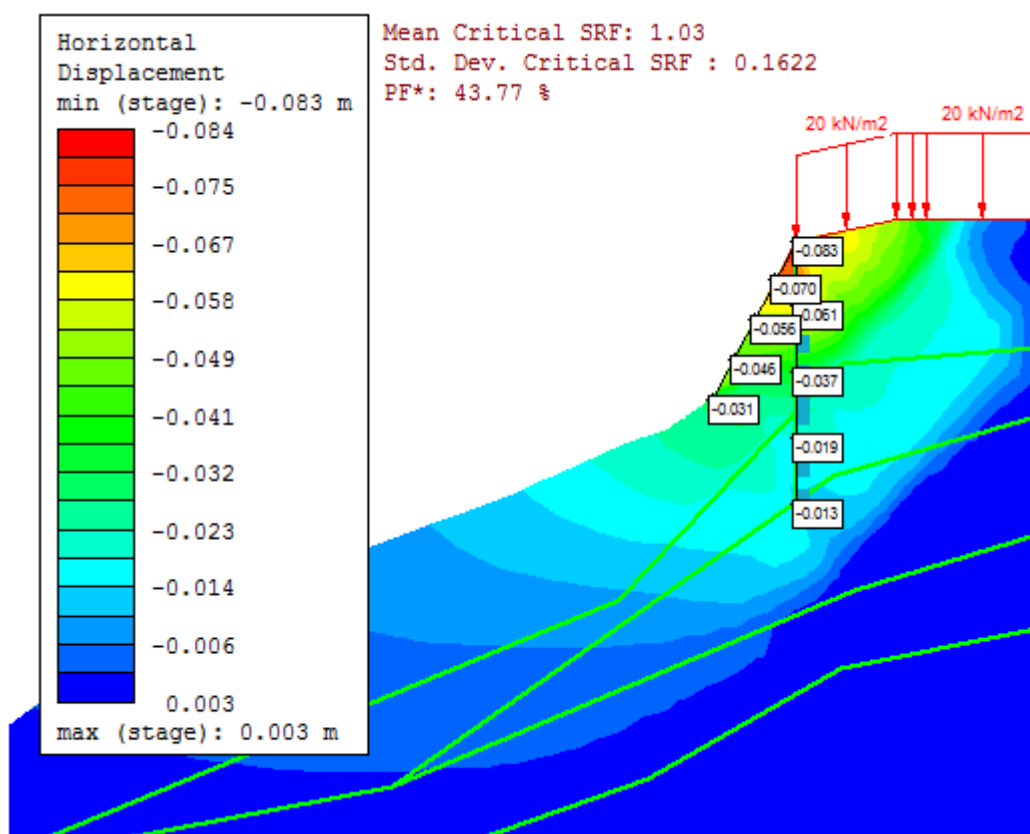
Foi analisado também o talude no qual a estaca tem 15 metros de comprimento, 0,2 m de diâmetro, está localizada na crista e o espaçamento entre eixos de estacas é de 60 cm. Como a

análise foi feita no programa computacional bidimensional disponível, o espaçamento entre eixos de estacas foi aproximado a partir de ajustes no módulo de elasticidade da estaca.

Este cenário apresenta um fator de redução crítico médio de 1,03 (7% maior do que o talude sem reforço) e uma probabilidade de falha de 43,77% (19% a menos do que o talude sem reforço, porém continua sendo uma probabilidade alta).

Para o SRF crítico, o deslocamento máximo ocorre no topo da estaca e é de 8,32 cm (Figura 74). Nota-se que os maiores deslocamentos ocorrem na cunha da superfície de ruptura.

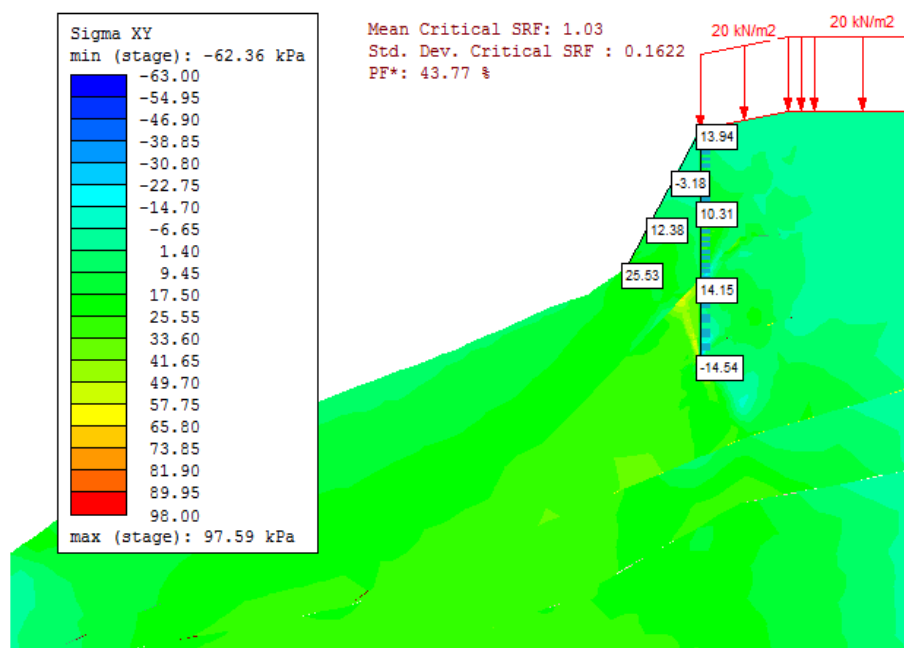
Figura 74 – Deslocamento horizontal do talude com estacas com espaçamento entre eixos de 60 cm: SRF = 1,03.



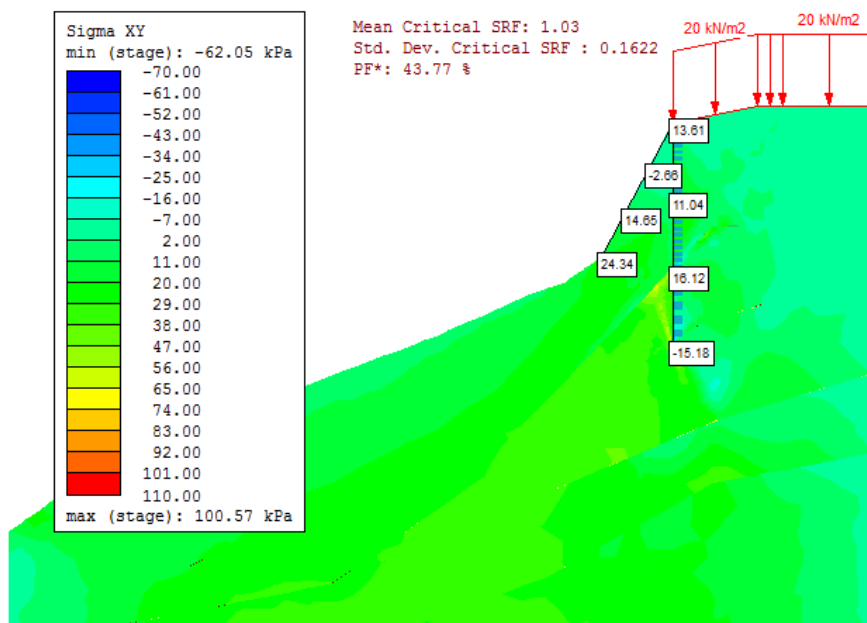
Fonte: A autora.

A tensão máxima para SRF = 1,00 é de 26 kPa e ocorre no pé do talude (Figura 75 (a)).

Figura 75 – Tensões no plano XY – talude com estacas com espaçamento entre eixos de 40 cm: (a) SRF = 1,00, (b) SRF = 1,02.



(a)



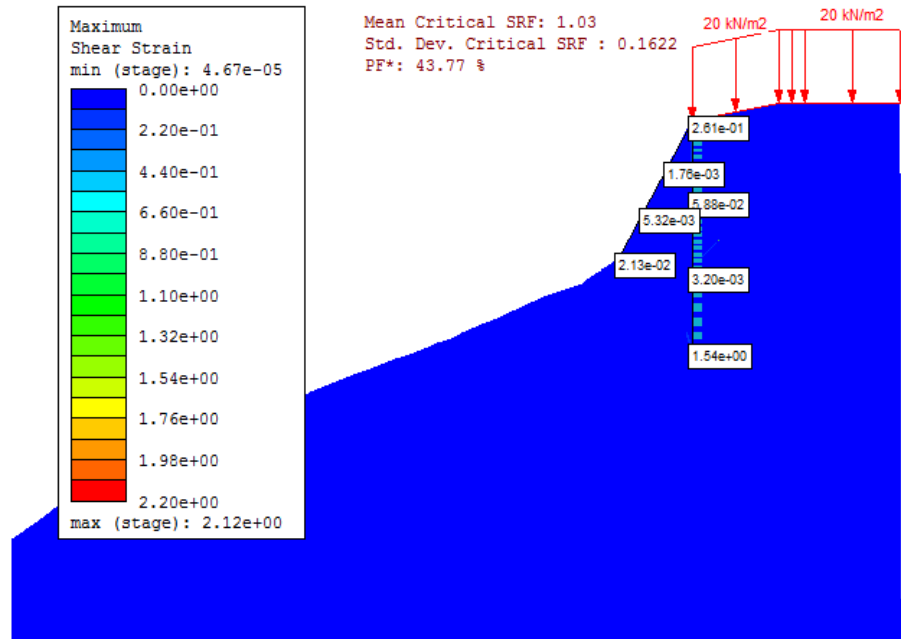
(b)

Fonte: A autora.

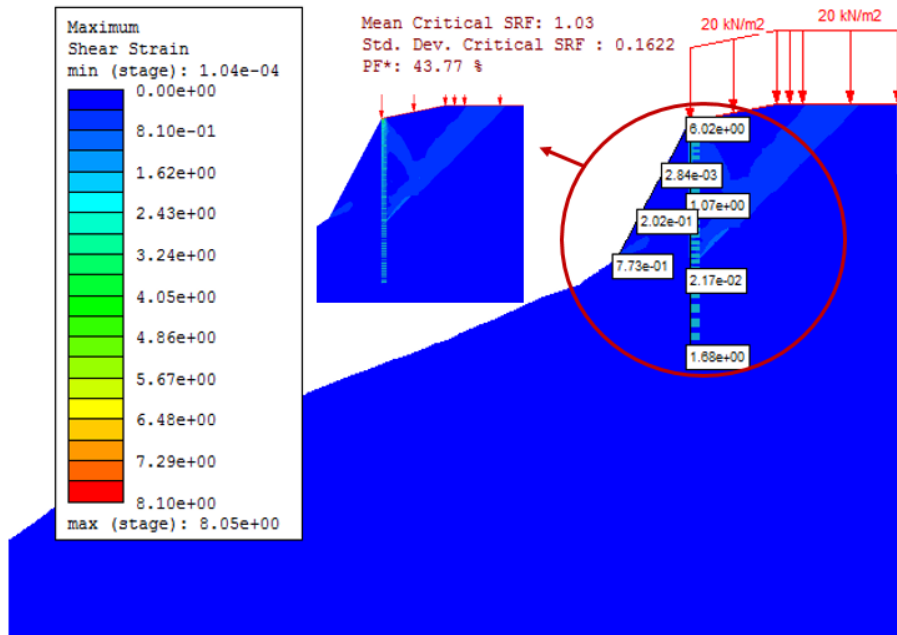
A deformação máxima para o SRF = 1,00 é de 1,54 m/m e ocorre próxima à ponta da estaca. Nota-se ao observar o gráfico de temperatura de tensões para SRF = 1,02 que as deformações

máximas ocorrem no trecho da superfície de ruptura localizado à montante da estaca. Esta por sua vez, interrompe o fluxo de tensões e diminui as deformações a sua jusante (Figura 76 (b)).

Figura 76 – Deformações máximas – talude com estacas com espaçamento entre eixos de 40 cm: (a) SRF = 1,00, (b) SRF = 1,10.



(a)



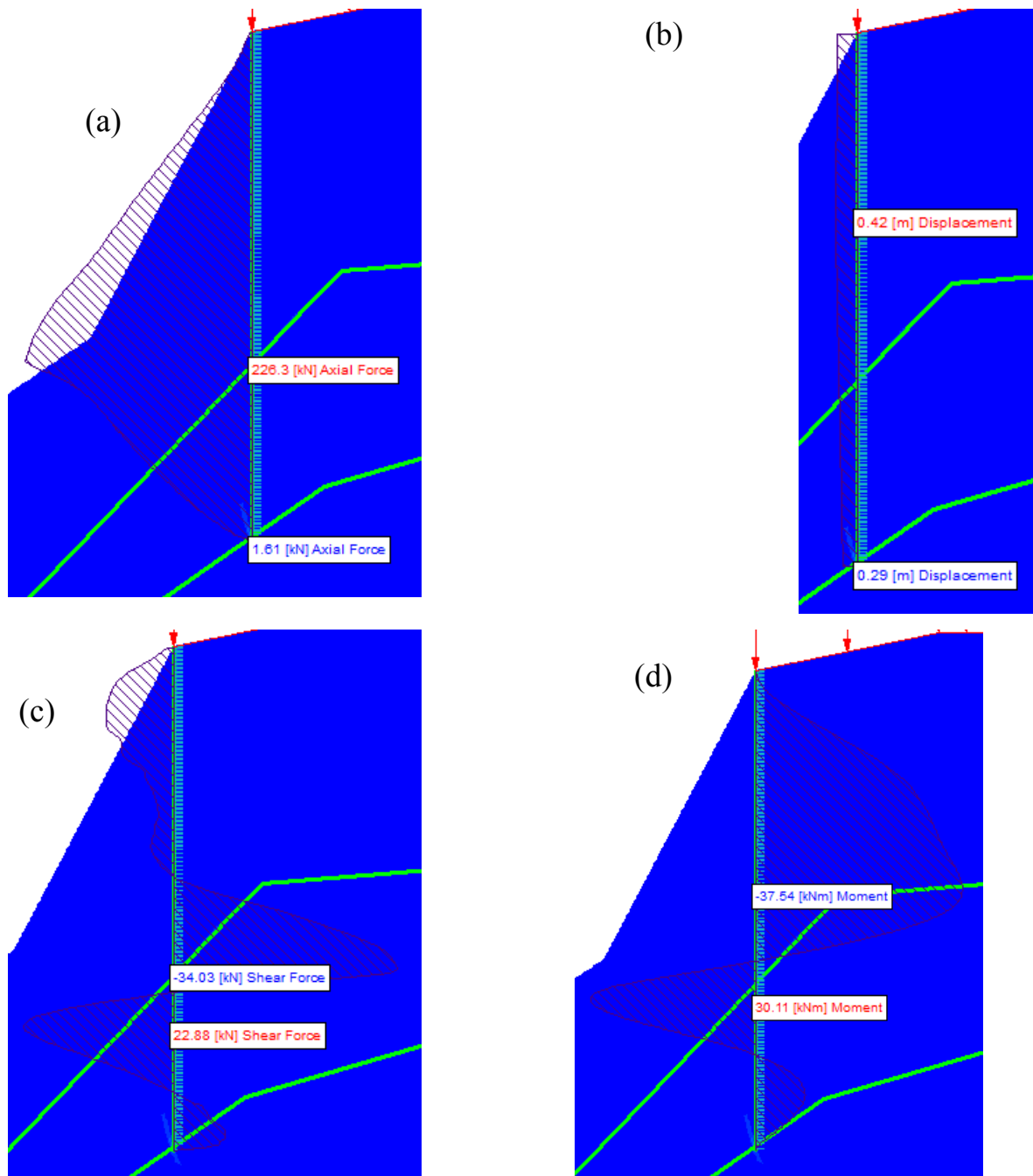
(b)

Fonte: A autora.

Foi realizada a análise de esforços e deslocamento ao longo do elemento de reforço e, como resultado, observou-se que a força axial máxima é 226 kN, o deslocamento máximo horizontal é 0,42 m, o cortante máximo é 34 kN, ocorre a 9,14 m de profundidade e o momento fletor máximo é 38 kNm (Figura 77).

Figura 77 – Esforços no reforço – talude com estacas com espaçamento entre eixos de 40 cm:

(a) Força axial, (b) deslocamento horizontal, (c) Força cortante, (d) Momento fletor.



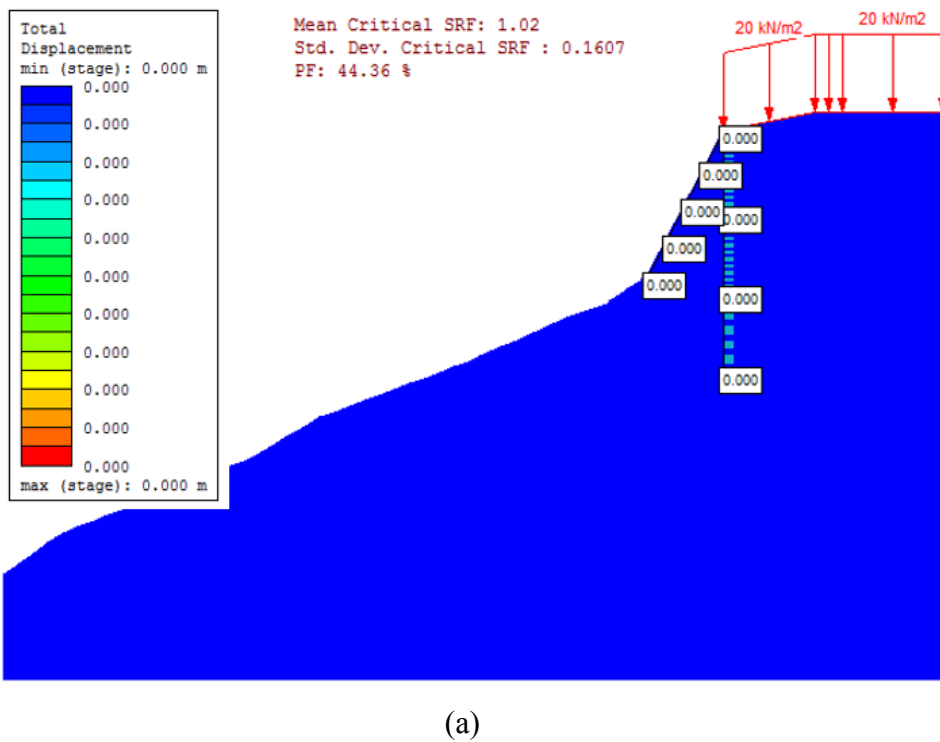
Fonte: A autora.

**d) Análise da estaca de 15 m de comprimento, localizada no topo do talude, com diâmetro de 20 cm e espaçamento entre eixos de 40 cm**

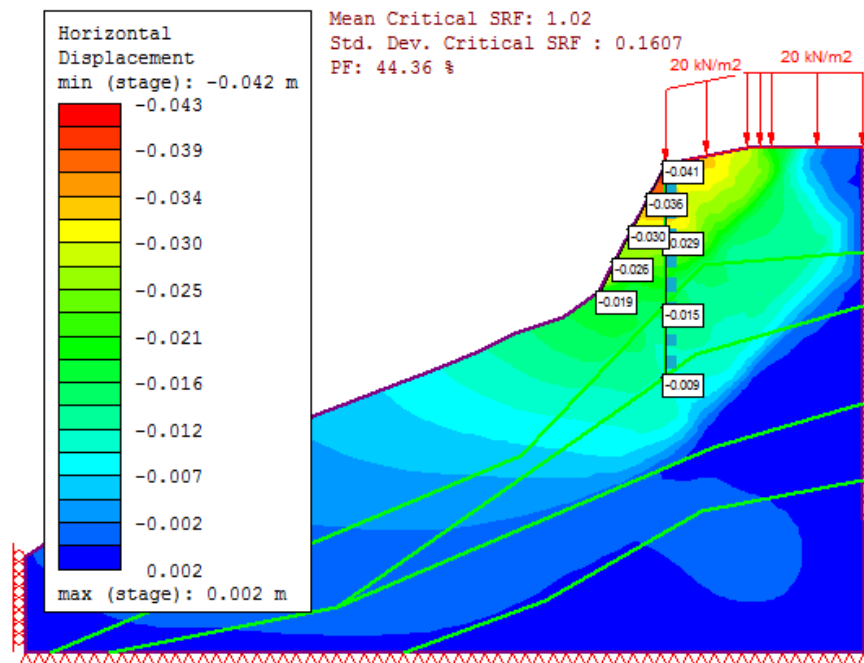
Finalmente, foi analisado o talude reforçado no qual a estaca tem 15 metros de comprimento, 0,2 m de diâmetro, está localizada na crista e o espaçamento entre eixos de estacas é de 40 cm. Este cenário apresenta um fator de redução crítico médio de 1,02 (6,86% maior do que o talude sem reforço) e uma probabilidade de falha de 44,36% (19,51% a menos do que o talude sem reforço, porém continua sendo uma probabilidade alta).

Para o SRF crítico, o deslocamento máximo ocorre no topo da estaca e é de 4,1 cm (Figura 78(b)). Para um SRF igual a 1, não há deslocamentos no talude.

Figura 78 – Deslocamento horizontal do talude com estacas com espaçamento entre eixos de 40 cm: (a) SRF = 1,00, (b) SRF = 1,02.





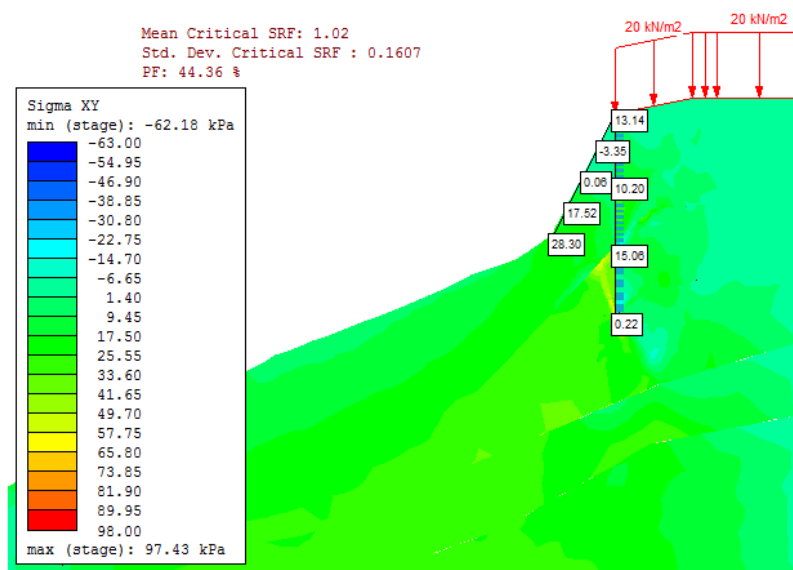


(b)

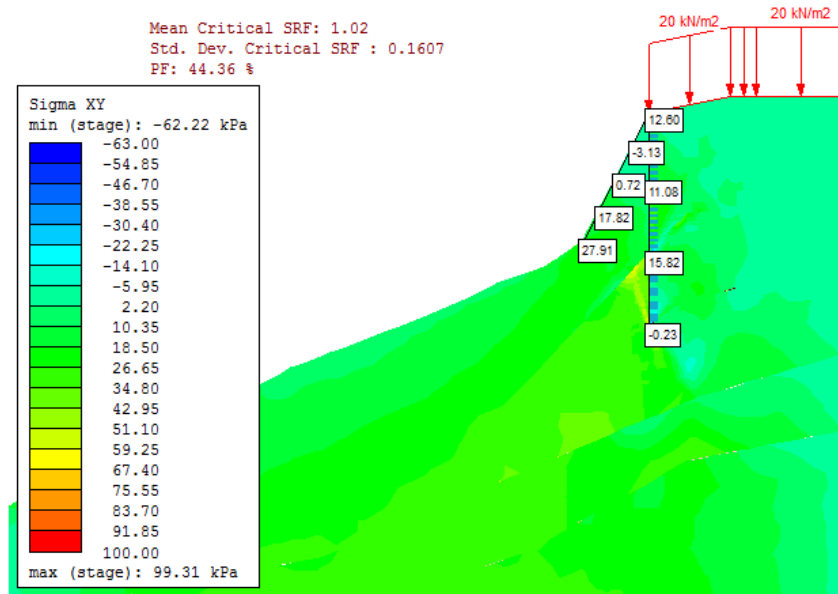
Fonte: A autora.

A tensão máxima para  $\text{SRF} = 1,00$  é de 28 kPa e ocorre próxima à ponta da estaca (Figura 79(a)).

Figura 79 – Tensões no plano XY – talude com estacas com espaçamento entre eixos de 40 cm: (a)  $\text{SRF} = 1,00$ , (b)  $\text{SRF} = 1,02$ .



(a)

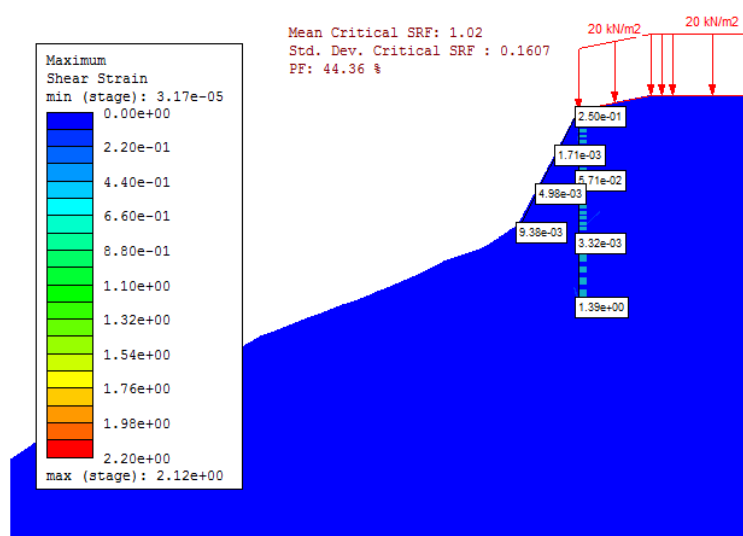


(b)

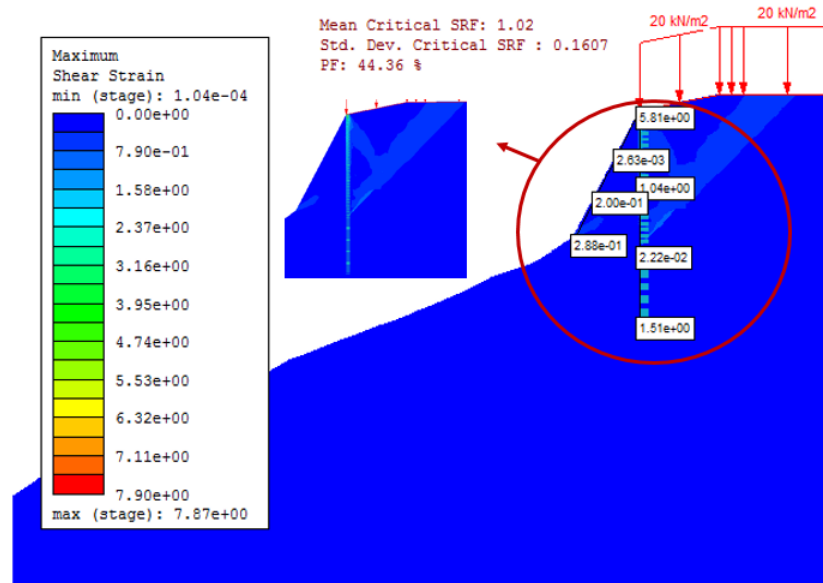
Fonte: A autora.

A deformação máxima para o SRF = 1,00 é de 2,12 m/m e ocorre próxima à ponta da estaca. Nota-se ao observar o gráfico de temperatura de tensões para SRF = 1,02 que as deformações máximas ocorrem no trecho da superfície de ruptura localizado à montante da estaca. Esta por sua vez, interrompe o fluxo de tensões e diminui as deformações a sua jusante (Figura 80(b)).

Figura 80 – Deformações máximas – talude com estacas com espaçamento entre eixos de 40 cm: (a) SRF = 1,00, (b) SRF = 1,20.



(a)



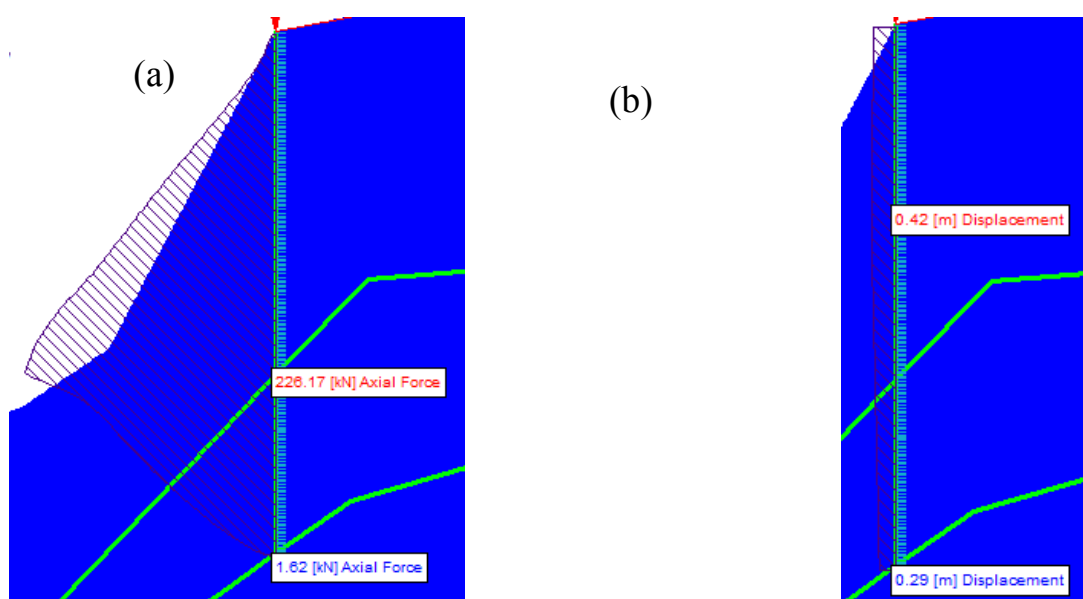
(b)

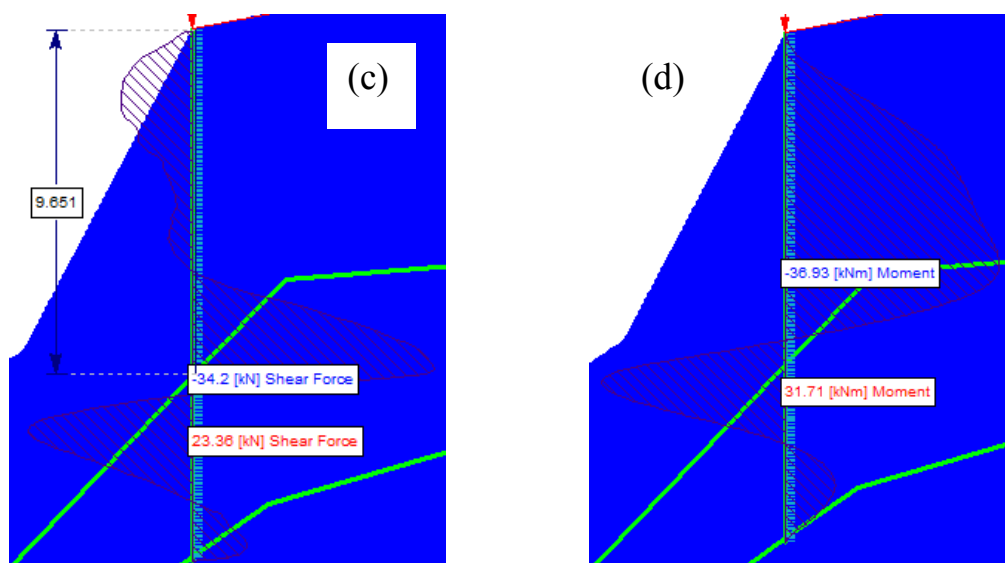
Fonte: A autora.

Foi realizada a análise de esforços e deslocamento ao longo do elemento de reforço e, como resultado, observou-se que a força axial máxima é 226 kN, o deslocamento máximo horizontal é 42 cm, o cortante máximo é 34 kN e ocorre a 9,65 m de profundidade o momento fletor máximo é 37 kNm (Figura 81).

Figura 81 – Esforços no reforço – talude com estacas com espaçamento entre eixos de 40 cm:

(a) Força axial, (b) deslocamento horizontal, (c) Força cortante, (d) Momento fletor.





Fonte: A autora.

Finalmente, foi realizada uma comparação entre os resultados obtidos para cada situação (Tabela 13). Nota-se que a inserção da estaca no talude fez com que o fator de segurança que era menor que 1 para o talude sem reforço passasse a ser maior do que 1 e que a probabilidade de falha passou de 64% para 44%. Os deslocamentos diminuíram 40 vezes, pois, para a situação sem reforço, o talude estava rompido. Para obter-se as forças e momentos máximos em cada estaca, os resultados obtidos foram multiplicados pelo espaçamento entre estacas. A variação do espaçamento entre eixos não resultou em grandes variações pois a aproximação desta propriedade para estas situações não apresentou sensibilidade. Os resultados desta análise de esforços e deslocamentos foram analisados e comparados com aqueles obtidos pelo método das curvas p-y na seção 4.3. Uma análise mais precisa pode ser feita através da utilização de programas computacionais tridimensionais.

Tabela 13. Resultados da análise em elementos finitos.

Situação	SRF	Pf	Deslocamento máx. talude (cm)	Tensão máxima (kPa)	Deformação máxima (m/m)	Força axial máxima (kN)	Deslocamento máximo na estaca (cm)	Cortante máxima (kN)	Momento máximo (kNm)
D1=1,00	1,02	44%	4,60	25,21	1,55	220,14	4,20	33,60	38,26
D1=0,80	1,02	44%	4,42	24,61	1,56	181,18	4,20	27,03	30,39
D1=0,60	1,03	44%	8,32	25,53	1,54	135,78	4,20	20,42	22,52
D1=0,40	1,02	44%	5,40	28,30	2,12	90,47	4,20	13,68	14,77
Sem reforço	0,95	63,87%	202	29,19	0,38				

### 4.3 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DA ESTACA E DO SOLO ATRAVÉS DAS CURVAS P-Y

A análise do comportamento da estaca, assim como a análise numérica, foi realizada com estacas de 15 m de comprimento, 20 cm de diâmetro e localizadas na crista do talude. O espaçamento entre eixos de estacas foi variado de duas a cinco vezes o diâmetro. Esta análise foi feita a partir da elaboração e observação dos diagramas de força axial, força cortante, deslocamentos horizontais e esforços no solo por meio de curvas p-y para solos argilosos.

#### 4.3.1 *Análise do comportamento da estaca para espaçamento de cinco vezes o diâmetro*

Para a análise do comportamento da estaca de 15 m de comprimento, 20 cm de diâmetro, 1 m de espaçamento entre eixos e posicionada na crista do talude, inicialmente foi calculada a força gerada pela estaca no talude. Esta força é representada na intersecção da estaca com a superfície de ruptura e tem direção tangente à cunha de ruptura. Conforme calculado pelas curvas p-y, esta força foi de 217 kN, ocorreu com uma inclinação de 22° com a horizontal e a uma profundidade de 9,27 m (Figura 82).

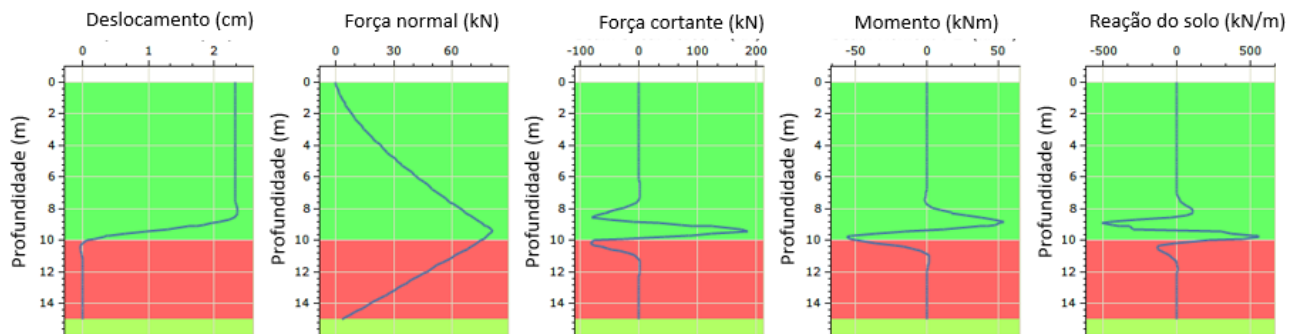
Figura 82 – Força mobilizada pela estaca no talude.



Fonte: A autora.

Esta força mobilizada pela estaca foi inserida no software *RSPile* e foram gerados os diagramas de esforços e deslocamento a partir do método das curvas p-y. Observou-se um deslocamento horizontal máximo na estaca de 23,6 mm (equivale a 0,118 vezes o diâmetro da estaca) a uma profundidade de 8,24 m. Os esforços axiais e cortante máximos foram de 81 kN e 186 kN, respectivamente e ocorreram a uma profundidade de 9,41 m, próximo à profundidade onde a estaca intercepta a superfície de ruptura. O momento máximo foi de 54 kNm e ocorreu a uma profundidade de 8,85 m. O empuxo máximo do solo foi 561 kPa e ocorreu a uma profundidade de 9,65 m (Figura 83).

Figura 83 – Esforços e deslocamento na estaca para espaçamento entre eixos de 5 vezes o diâmetro.



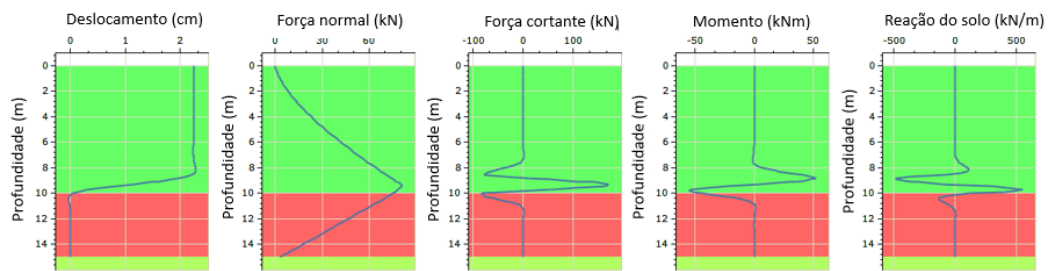
Fonte: A autora.

#### 4.3.2 *Análise do comportamento da estaca para espaçamento de quatro vezes o diâmetro*

Para a análise do comportamento da estaca de 15 m de comprimento, 20 cm de diâmetro, 80 cm de espaçamento entre eixos e posicionada na crista do talude, a força gerada pela estaca no talude foi de 270,9 kN, ocorreu com uma inclinação de 26° com a horizontal e a uma profundidade de 9,266 m.

Observou-se um deslocamento horizontal máximo na estaca de 22,9 mm (equivale a 0,115 vezes o diâmetro da estaca) a uma profundidade de 8,09 m. Os esforços axiais e cortante máximos foram de 81 kN e 172 kN, respectivamente e ocorreram a uma profundidade de 9,26 m, na profundidade onde a estaca intercepta a superfície de ruptura. O momento máximo foi de 52 kNm e ocorreu a uma profundidade de 8,80 m. O empuxo máximo do solo foi 533 kPa e ocorreu a uma profundidade de 9,73 m (Figura 84).

Figura 84 – Esforços e deslocamento na estaca para espaçamento entre eixos de 4 vezes o diâmetro.



Fonte: A autora.

#### 4.3.3 *Análise do comportamento da estaca para espaçamento de três vezes o diâmetro*

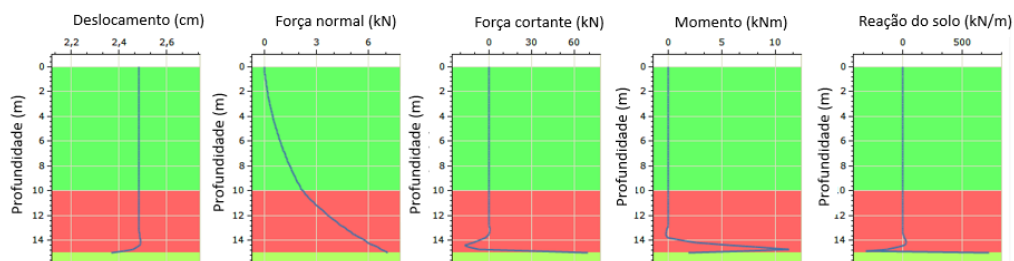
Para a análise do comportamento da estaca de 15 m de comprimento, 20 cm de diâmetro, 60 cm de espaçamento entre eixos e posicionada na crista do talude, a força gerada pela estaca no talude foi de 66 kN, ocorreu com uma inclinação de 6° com a horizontal e a uma profundidade de 14,89 m, na ponta da estaca. Observou-se um deslocamento horizontal máximo na estaca de 24,9 mm (equivale a 0,125 vezes o diâmetro da estaca) a uma profundidade de 14,69 m.

Os esforços axiais e cortante máximos foram de 7 kN e 69 kN, respectivamente e ocorreram a uma profundidade de 14,89 m, na profundidade onde a estaca intercepta a superfície de ruptura.

O momento máximo foi de 11 kNm e ocorreu na profundidade de 14,7 m. O empuxo máximo do solo foi 732 kPa e ocorreu a uma profundidade de 15 m, na ponta da estaca (Figura 85).

O formato dos diagramas para esta situação foi diferente daqueles obtidos na análise numérica. Isto ocorre pois, para o espaçamento entre eixos de 60 cm, a superfície de ruptura passa próxima da ponta da estaca, o que resulta neste formato de diagrama atípico obtido pela análise através das curvas p-y.

Figura 85 – Esforços e deslocamento na estaca para espaçamento entre eixos de 3 vezes o diâmetro.



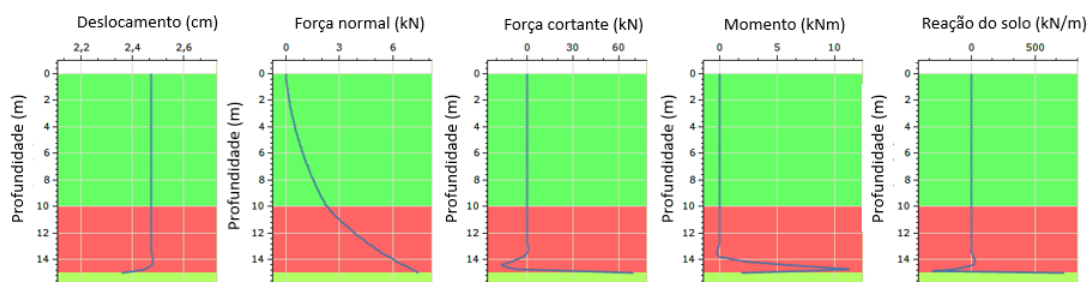
Fonte: A autora.

#### 4.3.4 Análise do comportamento da estaca para espaçamento de duas vezes o diâmetro

Para a análise do comportamento da estaca de 15 m de comprimento, 20 cm de diâmetro, 40 cm de espaçamento entre eixos e posicionada na crista do talude, a força gerada pela estaca no talude foi de 62 kN, ocorreu com uma inclinação de 6° com a horizontal e a uma profundidade de 14,95 m, na ponta da estaca. Observou-se um deslocamento horizontal máximo na estaca de 24,8 mm (equivale a 0,124 vezes o diâmetro da estaca) a uma profundidade de 14,06 m. Os esforços axiais e cortante máximos foram de 7 kN e 69 kN, respectivamente e ocorreram a uma profundidade de 14,95 m, na profundidade onde a estaca intercepta a superfície de ruptura. O momento máximo foi de 11 kNm e ocorreu a uma profundidade de 14,7 m. O empuxo máximo do solo foi 732 kPa e ocorreu a uma profundidade de 15 m, na ponta da estaca (Figura 86). Nota-se que os esforços de cada estaca foram próximos aqueles do reforço com estacas espaçadas a 60 cm, visto que a força exercida pela estaca na interseção com a superfície de ruptura foi próxima para as duas situações.

Assim como para a estaca com espaçamento entre eixos de 40 cm, o formato dos diagramas para esta situação foi diferente daqueles obtidos na análise numérica.

Figura 86 – Esforços e deslocamento na estaca para espaçamento entre eixos de 2 vezes o diâmetro.



Fonte: A autora.

Ao comparar os resultados dos esforços obtidos entre as quatro situações de reforço (Tabela 14), notou-se que o comportamento da estaca foi semelhante para as estacas em que a interseção da estrutura com a superfície de ruptura crítica ocorreu próxima a uma profundidade de 9,70 (espaçamentos entre eixos de 1,00 m e 0,80 m), para as quais a força axial resultou em 80 kN, a cortante em 180 kN aproximadamente e o momento máximo em 53 kNm. Para a situação em que a superfície de ruptura interceptou a estaca próximo à ponta (espaçamentos entre eixos de 0,60 m e 0,40 m), os resultados de esforços foram 90% inferiores àqueles nos quais a superfície



de ruptura intercepta a estaca longe da ponta. Quanto ao deslocamento máximo na estaca, todos resultaram em deslocamentos próximos aos admitidos pela literatura que, para uma estaca de 20 cm, corresponde a 1,2 cm e não resultariam em danos significativos para as estruturas a montante.

Tabela 14. Resultados da análise do comportamento da estaca no *RSPile*.

Situação	Força axial máxima (kN)	Deslocamento máximo na estaca (cm)	Cortante máxima (kN)	Momento máximo (kNm)
<b>d1=1,00</b>	80,9	2,36	185,5	53,7
<b>d1=0,80</b>	80,9	2,29	171,5	52,3
<b>d1=0,60</b>	7,1	2,49	69,3	11,3
<b>d1=0,40</b>	7,4	2,48	69,3	11,3

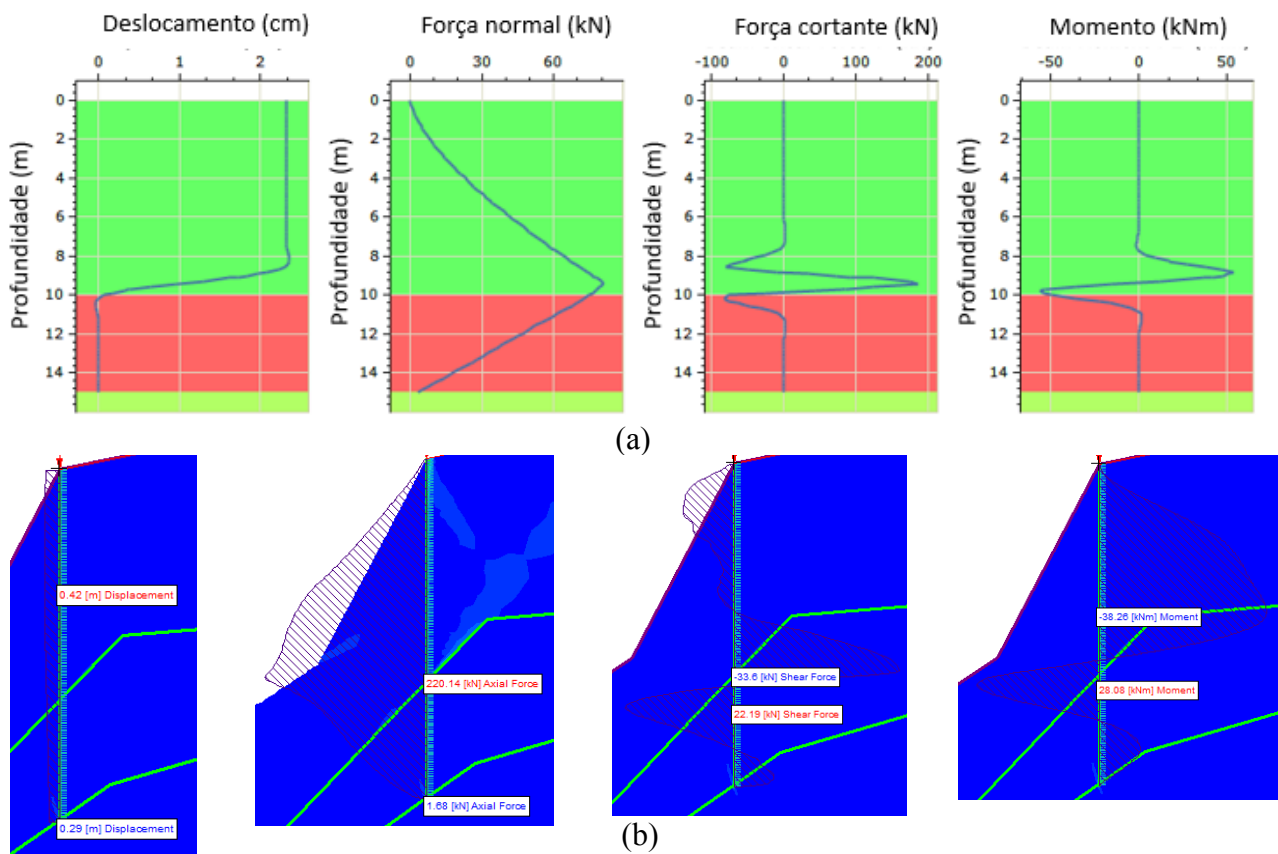
Apesar de os resultados obtidos pelo programa computacional de análise tensão deformação do sistema em elementos finitos e pelo programa computacional de análise de estacas em conjunto com o programa de análise de estabilidade terem apresentado diferenças significativas devido à aproximação feita para modelagem em elementos finitos, nota-se uma tendência de que os esforços em cada estaca reduzam com a diminuição do espaçamento entre eixos (Tabela 15). A existência de momento fletor e esforço cortante indica que, como esperado para estacas submetidas à esforços horizontais, a estaca deve ser armada para resistir ao esforço cisalhante. O dimensionamento desta armadura deverá ser feito a partir dos resultados de esforços indicados nos diagramas.

Tabela 15. Resultados da análise do comportamento da estaca – comparativo.

Situação	Força axial máxima (kN)		Deslocamento máximo na estaca (cm)		Cortante máxima (kN)		Momento máximo (kNm)	
	RSPile	RS2	RSPile	RS2	RSPile	RS2	RSPile	RS2
<b>d1=1,00</b>	80,9	220,1	2,36	4,20	185,5	33,6	53,7	38,3
<b>d1=0,80</b>	80,9	181,2	2,29	4,20	171,5	27,0	52,3	30,4
<b>d1=0,60</b>	7,1	135,8	2,49	4,20	69,3	20,4	11,3	22,5
<b>d1=0,40</b>	7,4	90,5	2,48	4,20	69,3	13,7	11,3	14,8

Nota-se ainda, que o comportamento dos esforços na estaca obtidos pelos dois softwares foi semelhante, com a força axial apresentando um ponto de máximo e o momento e a força cortante apresentando 3 pontos de máximo. Ao analisar o comportamento quanto ao deslocamento, verifica-se que em ambas as análises, o local de maior deslocamento ocorreu no topo da estaca, porém, enquanto os resultados obtidos por tensão deformação mostram um aumento linear dos deslocamentos à medida que se aproxima do topo da estaca, o programa de análise de estacas indicou uma diminuição brusca dos deslocamentos na parte da estaca que se encontra na zona passiva do maciço (Figura 87).

Figura 87 – Esforços e deslocamento na estaca para espaçamento entre eixos de 2 vezes o diâmetro. (a) Resultados obtidos pelo *RSPile*, (b) Resultados obtidos pelo RS2.



Fonte: A autora.

## 5 CONCLUSÃO

A partir da análise dos resultados realizadas ao longo desta pesquisa, algumas conclusões podem ser apresentadas:

- ✓ O uso de estacas como elemento de reforço em taludes iminentemente instáveis representa uma opção viável para melhoria do fator de segurança. No caso estudado, o reforço poderia ser executado em conjunto com uma opção de retaludamento. Desta forma, o retaludamento seria uma solução local que, aliado com o reforço em estacas, resultaria em uma solução global eficaz.
- ✓ A inclusão de estacas no talude possibilitou que o fator de segurança passasse de 1 para fatores maiores do que 1,5 e que a probabilidade de falha passasse de 60% para uma probabilidade de falha nula. Estes fatores que possibilitam afirmar que o talude ficará estável dentro do fator de segurança adotado como desejável com a inclusão do reforço.
- ✓ No momento do dimensionamento deverá ser levado em consideração se o diâmetro e armação da estaca são suficientes para garantir que a estaca não rompa pelo esforço cisalhante devido ao peso da massa de solo;
- ✓ As soluções que apresentaram fatores de segurança foram aquelas em que a estaca está locada próxima ou na crista do talude, tem diâmetro de 20 a 40 cm, comprimento de 15 m e espaçamento de duas a quatro vezes o diâmetro. Como as estacas indicadas são estacas de maiores dimensões, indica-se a utilização de estacas hélice-contínua em detrimento da possibilidade de uso de micro estacas como considerado no início do estudo;
- ✓ Quanto maior o comprimento da estaca, melhor será a sua eficiência na melhoria da estabilidade, porém quando a estaca é curta (com comprimento menor ou igual a 5 m nos casos analisados), ela trabalha como reforço apenas quando localizada próxima ao pé do talude, isto acontece pois esta é a única localização em que a superfície de ruptura intercepta a estaca. Além disso, a partir de um comprimento ótimo (maior ou igual a 15 m para o caso estudado), o aumento da profundidade da estaca passa a não gerar aumentos significativos no fator de segurança ao deslizamento;
- ✓ A posição mais favorável para o reforço é próxima à crista do talude ( $X/B=1$ ), porém, quando localizado exatamente na crista, o reforço é menos eficiente no melhoramento da estabilidade do talude;

- ✓ Quanto maior o diâmetro das estacas componentes do reforço, melhor será a sua eficiência na melhoria da estabilidade, porém, a partir de um diâmetro ótimo (maior ou igual a 0,5 m), não foi observada melhoria significativa no fator de segurança quanto a estabilidade;
- ✓ Quanto maior o espaçamento entre estacas, menor a eficiência do reforço na estabilidade do talude, sendo recomendado para um melhor aproveitamento do reforço espaçamento menor que 3 vezes o diâmetro para estacas de até 21 cm de diâmetro e até 5 vezes o diâmetro para estacas de maiores dimensões;
- ✓ Os maiores esforços cortantes na estaca estão localizados na intercessão entre a estaca e a superfície de ruptura, pois este é o ponto de aplicação do reforço da estaca no solo, é o ponto a partir do qual a estaca passa a exercer um efeito ativo;
- ✓ Os deslocamentos horizontais nas estacas no cenário em que os parâmetros do solo são divididos pelo fator de redução são maiores do que aqueles considerados aceitáveis pela literatura, mas não representam grandes prejuízos para a avenida a montante;
- ✓ Os diagramas de esforços ao longo do reforço obtidos pela análise em MEF e pelas curvas p-y apresentam um formato semelhante, porém os dois métodos de cálculo resultaram em valores de esforços diferentes devido à aproximação do problema tridimensional para um problema bidimensional.
- ✓ As análises por equilíbrio limite aliadas à análise dos esforços na estaca possibilitaram o entendimento da eficiência do reforço do talude e o comportamento da estaca e indicaram os esforços máximos na estrutura, que são informações necessárias para o dimensionamento interno do elemento de reforço;
- ✓ Apesar das análises tensão deformação terem sido aproximadas, estas foram adequadas para melhorar o entendimento do comportamento do maciço e estaca e da distribuição de tensões e deformações no mesmo e, assim como a análise dos esforços aliada à análise por equilíbrio limite, indicaram os esforços máximos na estrutura, que são informações necessárias para o dimensionamento do elemento de reforço;

## 5.1 SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS

A partir da análise dos resultados obtidos com esta dissertação, são sugeridas as seguintes análises complementares:

- ✓ Realizar a análise de reforço com duas ou mais fileiras de estacas, variando também o espaçamento entre fileiras de estacas;
- ✓ Realizar a análise de outros tipos de reforço (como solo grampeado, contenção atirantada, entre outros) para o talude em questão e fazer um comparativo técnico e econômico com a alternativa aqui apresentada;
- ✓ Realizar a análise completa através de ferramenta computacional tridimensional.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALBUQUERQUE, P. J. R. DE; GARCIA, J. R. **Engenharia de fundações**. Rio de Janeiro: LTC, 2020.
- AMERATUNGA, J.; SIVAKUGAN, N.; DAS, B. M. **Correlations of Soil and Rock Properties in Geotechnical Engineering**. Nova Delhi: Springer, 2016.
- ANG, A.H.-S. AND TANG, W. . Probability Concepts in Engineering Planning and Design. **Basic Principles, John Wiley, New York**, v. 1, 1975.
- ARAÚJO, A. G. D. DE. **Provas de Carga Estática com Carregamento Lateral em Estacas Escavadas Hélice Contínua e Cravadas Metálicas em Areia**, 2013. Universidade Federal do Rio Grande do Norte.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 11682 2009 Estabilidade de encostas. , 2009.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122: Projeto e execução de fundações. **Associação Brasileira de Normas Técnicas**, 2010.
- AUSILIO, E.; CONTE, E.; DENTE, G. Stability Analysis of Slopes Reinforced With Piles. **Computers and Geotechnics**, v. 28, n. 8, p. 591–611, 2001.
- BARROS, P. L. DE A. Obras de Contenção - Manual Técnico. , p. 220, 2010.
- DER BEER, E. E. ; WALLAYS, M. Stabilization of a Slope in Schists by Means of Bored Piles Reinforced with Steel Beams. 2nd Congress Rock Mechanics. **Anais...** . p.361–369, 1970.
- BROMS, B. Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, v. 90, n. 3, p. 123–158, 1964.
- BUDHU, M. **Soil Mechanics and Foundations**. 3º ed. John Wiley & Sons, Inc., 2011.
- CAI, F.; UGAI, K. Numerical Analysis of the Stability of a Slope Reinforced With Piles. **Soils and Foundations**, v. 34, n. 1, p. 430–433, 1986.
- CAI, F.; UGAI, K. Numerical analysis of the stability of a slope reinforced with piles. **Soils and Foundations**. , 2000.
- CINTRA, J. C. A. **Uma Análise de Provas de Carga Lateral em Estacas e Comparação com os Métodos da Teoria de Reação Horizontal do Solo**, 1981.
- DRENDEL, R. Slope stabilization using piles. Disponível em: <[https://www.youtube.com/watch?v=vVKJk\\_q\\_dXg](https://www.youtube.com/watch?v=vVKJk_q_dXg)>. .
- DUNCAN, J. M.; WRIGHT, S. G.; BRANDON, T. L. **Soil Strength and Slope Stability**. 2º

ed. Nova Jersey: Wiley, 2014.

DUNCAN, J. M. Factors of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering. **Geotechnical & Geoenvironmental Engineering**, 2000.

FENTON, G. A.; GRIFFITHS, D. V. **Risk Assessment in Geotechnical Engineering**. 2008.

FUKUOKA, M. The Effects of Horizontal Loads on Piles due to Landslides. 9a Conference on SMFE. **Anais...** . p.27–42, 1977. Tóquio.

FUTAI, M. M.; CECÍLIO, M. O.; ABRAMENTO, M. Resistência ao Cisalhamento e Deformabilidade de Solos Residuais da Região Metropolitana de São Paulo. Twin Cities – Solos das Regiões Metropolitanas de São Paulo e Curitiba. , 2012.

GONG, W.; TANG, H.; WANG, H.; WANG, X.; JUANG, H. Probabilistic analysis and design of stabilizing piles in slope considering stratigraphic uncertainty. **Engineering Geology**, p. 105162, 2019. Elsevier B.V. Disponível em: <<https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2019.105162>>.

HACHICH, W.; FALCONI, F.; SAES, J. L.; FROTA, R.; CAEVALHO, C. **FUNDAÇÕES - Teoria e prática**. 2º ed. São Paulo: PINI, 2009.

HAJIAZIZI, M.; HEYDARI, F. Where is the Optimal Pile Location on Earth Slopes ? **KSCE Journal of Civil Engineering**, v. 23, p. 1087–1094, 2019.

HANSEN, B. J. The Ultimate Resistance of Rigid Piles Against Transversal Forces. T. **he Danish Geotechnical Institute. Copenhagen, Bulletin, nº12, p.5-9.**, 1961.

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

HETÉNYI, M. A General Solution for the Bending of Beams on an Elastic Foundation of Arbitrary Continuity. **Journal of Applied Physics**, v. 21, n. 1, p. 55–58, 1950.

INSTITUTE, A. P. **API (1993). “Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms – Working stress design.”** Estados Unidos, 1993.

Instituto geológico de São Paulo. Disponível em: <<https://www.infraestruturameioambiente.sp.gov.br/institutogeologico/>>.

ITO T, MATSUI T, H. Design method for the stability analysis of the slope with landing pier. **Soils and Foundations**, 1979.

ITO T, M. T. Methods to estimate lateral force acting on stabilizing piles. **Soils and Foundations**, 1975.

JOPPERT, I. **Fundações e contenções de edifícios**. São Paulo: Editora PINI Ltda., 2009.

M.A. STROUD. The Standard Penetration Test - Its Application and Interpretation. , 1989.

MARANGON, M. Notas de aula de Mecânica dos Solos II. Capítulo 6 - Empuxos de terra. , 2018. Faculdade de Engenharia UFJF.

MATLOCK, H.; REESE, L. C. Non-Dimensional Solutions for Laterally Loaded Piles With Soil Modulus Assumed Proportional to Depth Proceedings. Conference on SMFE. **Anais...** , 1956.

MENEZES, S. M.; CARVALHO, D. DE; ALBUQUERQUE, P. J. R. DE. Provas de carga horizontais em estacas pré-moldadas de concreto. **Ciência & Engenharia (Science & Engineering Journal)**, v. 15, n. 2, p. 77–82, 2005.

MICHE, R. J. Investigation of Piles Subject to Horizontal Forces. **The Journal of the School of Engineering**, n4, Giza, Egypt., 1930.

PASCHOALIN, J. A. F. **Relatório técnico**. São Paulo, 2014.

DEL PINO JÚNIOR, A. **Análise do Comportamento de Estacas do Tipo Broca Escavada com Trado Mecânico, Solicitadas por Esforços Transversais** Aleph, 2003. Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. **Pile Foundation Analysis and Design.pdf**. Sidney, 1980.

REESE, L.; VAN IMPE, W.; HOLTZ, R. **Single Piles and Pile Groups Under Lateral Loading**. 2002.

REESE, L.C., W. R. C. & F. D. K. Field testing and analysis of laterally loaded piles in sand. **Proceedings of the VI Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 2(OTC 2080)**, p. 473–485, 1974.

ROCSCIENCE. Laterally Loaded Piles. , 2018.

ROCSCIENCE. Shear Strength Reduction Overview. , 2019. Disponível em: <[https://www.rocscience.com/help/phase2/webhelp9/phase2\\_model/Shear\\_Strength\\_Reduction\\_Overview.htm](https://www.rocscience.com/help/phase2/webhelp9/phase2_model/Shear_Strength_Reduction_Overview.htm)>. .

ROCSCIENCE. **Slide3 Webinar Series Part III - Probabilistic Analysis for 3D Slope Stability**. Canada, 2020.

SANTOS, K. R. M. DOS. **Técnicas de amostragem inteligente em simulação de Monte Carlo**, 2014. Universidade de São Paulo.

SHIRATO, M.; NAKATANI, S.; MATSUI, K.; NAKAURA, T. Geotechnical Criterion for Serviceability Limit State of Horizontally-Loaded Deep Foundations. , 2009.

SOLOTRAT. Solo Grampeado e Estacas Raiz em Cotia - Solotrat 2020. Disponível em: <<https://www.youtube.com/watch?v=Uzm4qM1qB2A>>. .

TERZAGHI, K. Evaluation of coefficients of subgrade reaction. **Geotechnique**, v. 5, 1955.



VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações**. 1º ed. Rio de Janeiro: COPPE - UFRJ, 2002.

WELCH, R.; REESE, L. Lateral Load Behavior of Drilled Shafts. **Research Report Number 89-10 - The Texas Highway Department**, , n. 89, p. 1–231, 1972. Disponível em: <<https://library.ctr.utexas.edu/digitized/texasarchive/phase1/89-10-chr.pdf>>. .

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

ZEVGOLIS, I. E.; BOURDEAU, P. L.; CARLO, M. Probabilistic analysis of retaining walls. **Computers and Geotechnics**, v. 37, n. 3, p. 359–373, 2010. Elsevier Ltd. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1016/j.compgeo.2009.12.003>>. .

ZHANG, G.; WANG, L. Simplified Evaluation on the Stability Level of Pile-reinforced Slopes. **Soils and Foundations**, v. 57, n. 4, p. 575–586, 2017. The Japanese Geotechnical Society. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1016/j.sandf.2017.03.009>>. .

ZHANGAB, J.; WANGA, H.; HUANGA, H. W.; H.CHENC, L. System Reliability Analysis of Soil Slopes Stabilized with Piles. **Engineering Geology**, 2017.

## ANEXO A – TABELAS PARA PARÂMETROS MÉDIOS DO SOLO

Tabela nº 13 - Parâmetros médios do solo						
Tipo de solo	Faixa de STP	Módulo de elasticidade (t/m <sup>2</sup> )	Peso específico (g)		Ângulo atrito efetivo (f)	Coesão efetiva (tf/m <sup>2</sup> )
			Natural (t/m <sup>3</sup> )	Saturado (t/m <sup>3</sup> )		
Areia pouco siltosa / pouco argilosa	0 - 4	2000 - 5000	1,7	1,8	25°	–
	5 - 8	4000 - 8000	1,8	1,9	30°	–
	9 - 18	5000 - 10000	1,9	2,0	32°	–
	19 - 41	8000 - 15000	2,0	2,1	35°	–
	≥ 41	16000 - 20000	2,0	2,1	38°	–
Areia média e fina muito argilosa	0 - 4	2000	1,7	1,8	25°	0
	5 - 8	4000	1,8	1,9	28°	0,5
	9 - 18	5000	1,9	2,0	30°	0,75
	19 - 41	10000	2,0	2,1	32°	1,0
Argila porosa vermelha e amarela	0 - 2	200 - 500	1,5	1,7	20°	0,75
	3 - 5	500 - 1000	1,6	1,7	23°	1,5
	6 - 10	1000 - 2000	1,7	1,8	25°	3,0
	≥ 10	2000 - 3000	1,8	1,9	25°	3,0 a 7,0
Argila siltosa pouco arenosa (terciário)	0 - 2	100	1,7	1,8	20°	0,75
	3 - 5	100 - 250	1,8	1,9	23°	1,5
	6 - 10	250 - 500	1,9	1,9	24°	2,0
	11 - 19	500 - 1000	1,9	1,9	24°	3,0
	20 - 30	3000 - 10000	2,0	2,0	25°	4,0
	≥ 30	10000 - 15000	2,0	2,0	25°	5,0
Argila arenosa pouco siltosa	0 - 2	500	1,5	1,7	15°	1,0
	3 - 5	500 - 1500	1,7	1,8	15°	2,0
	6 - 10	1500 - 2000	1,8	1,9	18°	3,5
	11 - 19	2000 - 3500	1,9	1,9	20°	5,0
	≥ 20	3500 - 5000	2,0	2,0	25°	6,5
Turfa / argila orgânica (quaternário)	0 - 1	40 - 100	1,1	1,1	15°	0,5
	2 - 5	100 - 150	1,2	1,2	15°	1,0
Silte arenoso pouco argiloso (residual)	5 - 8	8000	1,8	1,9	25°	1,5
	9 - 18	1000	1,9	2,0	26°	2,0
	19 - 41	15000	2,0	2,0	27°	3,0
	≥ 41	20000	2,1	2,1	28°	5,0

Fonte: Joppert (2009).

Tabela 1. Resumo do banco de dados sobre solos residuais da Região Metropolitana de São Paulo. Valores médios e (desvios-padrão).

Identificação	Caracterização	Índices físicos	Permeabilidade	Compressibilidade	Resistência
Gnaiss Vila Anastácio (I) Vargas (1951)	Argila 40% Silte 38% Areia 22%	$\gamma_{nat}=16,7\text{ kN/m}^3$ $e=1,1$ $w_L=50\%$ $IP=16\%$		$C_c=0,39$ $C_r=0,02$ $C_c/(1+e_0)=0,19$ $\sigma'_{vm}=130\text{ kPa}$	$c'=34\text{ kPa}$ $\phi'=29,3^\circ$
Gnaiss ("Migmatito") CE-EPUSP (II) ABEF (1989)	Argila 8,7% (5,0) Silte 57,7% (6,9) Areia 31,4% (6,4)	$\gamma_{nat}=18,3\text{ kN/m}^3$ (1,2) $e=0,85$ (0,19) $w_L=44,4\%$ (5,1) $IP=17,1\%$ (3,9)	$2,7 \times 10^{-4}\text{ cm/s}$ a $6,3 \times 10^{-6}\text{ cm/s}$	$C_c=0,3$ (0,08) $C_r=0,04$ (0,012) $C_c/(1+e_0)=0,19$ (0,035) $\sigma'_{vm}=680\text{ kPa}$ (310)	$c'=53\text{ kPa}$ (28) $\phi'=26,8^\circ$ (3,2) $\phi_r'=20,4^\circ$ (2,4)
Gnaiss Real Parque (III) Pellogia (1997)	silte arenoso micáceo $w_L=47,6\%$ (13,7%) $IP=17,3\%$ (10,5%)	$\gamma_{nat}=17,4\text{ kN/m}^3$ (5,1 kN/m <sup>3</sup> ) $e=0,78$ (0,15)			$c'=1$ a $71\text{ kPa}$ $\phi'=23,9^\circ$ (5,9°)
Gnaiss Caxingui (IV) Abramento e Pinto (1998)	Argila 13,8% (5,5%) Silte 49,1% (8,7%) Areia 35,1% (3,1%) Maduro (até 20m)	$w_L=28,4\%$ (2,0%) $IP=9,4\%$ (1,0%)			$c'=0$ a $20\text{ kPa}$ $\phi'=26^\circ$ a $28^\circ$
Gnaiss Caxingui (IV) Abramento e Pinto (1998)	Argila 0% Silte 63,2% (6,5%) Areia 36,8% (6,5%) Jovem (20 a 30m)	Não Plástico			$c'=24\text{ kPa}$ $\phi'=28,5^\circ$
Gnaiss Morumbi (V) EPT (2004)		$\gamma_{nat}=19,0\text{ kN/m}^3$ (0,9 kN/m <sup>3</sup> ) $e=0,53$ (0,07)		$C_c=0,18$ (0,04) $C_c/(1+e_0)=0,11$ (0,019) $\sigma'_{vm}=570\text{ kPa}$ (115 kPa)	$c'=34\text{ kPa}$ (23 kPa) $\phi'=36,5^\circ$ (1°)
Gnaiss Pinheiros (VI) Futai e Gonçalves (2007)	Argila 5,3% (0,6) Silte 28,3% (12,0) Areia 50,3% (13,8)	$\gamma_{nat}=18,9\text{ kN/m}^3$ (1,2) $e=0,68$ (0,13) $w_L=35,3\%$ (0,4) $IP=5,4\%$ (0,8)			$c'=14\text{ kPa}$ (12) $\phi'=36,2^\circ$ (10,6°) $\phi_r'=29,5^\circ$ (8,4°)
Gnaiss Rodoanel-Sul (VII) EPT (2007)	Argila 18% (12,1%) Silte 34,2% (9,2%) Areia 47,6% (7,1%)	$\gamma_{nat}=17,0\text{ kN/m}^3$ (1,0 kN/m <sup>3</sup> ) $e=0,84$ (0,20) $w_L=49,5\%$ (9,7%) $IP=24,4\%$ (6,8%)			$c'=30\text{ kPa}$ (17,4 kPa) $\phi'=31,7^\circ$ (3,1°)
Gnaiss Caxingui (IV) Cecílio (2009)	Argila 10% Silte 42% Areia 40% Jovem (36m)	$\gamma_{nat}=20,4\text{ kN/m}^3$ $e=0,60$ $w_L=47,3\%$ (5,1) $IP=20,0\%$ (3,9)	$1,7 \times 10^{-6}\text{ cm/s}$	$C_c=0,21$ $C_r=0,06$ $C_c/(1+e_0)=0,13$ $\sigma'_{vm}=370\text{ kPa}$	$c'=37,3\text{ kPa}$ $\phi'=26,2^\circ$

(continua)

Tabela 1. Resumo do banco de dados sobre solos residuais da Região Metropolitana de São Paulo.  
Valores médios e (desvios-padrão).

(continuação)

Identificação	Caracterização	Índices físicos	Permeabilidade	Compressibilidade	Resistência
Gnaise Santo André (VIII) Lima (2009)	Argila 43% Silte 17% Areia 40%	$\gamma_{nat}=16,3, \text{kN/m}^3$ $e=1,2$ $w_L=52\%$ $IP=22\%$			$c'=39 \text{ kPa (20kPa)}$ $\phi'=30^\circ (4,4^\circ)$
Gnaise Osasco (IX) Lima (2009)	Argila 44% Silte 14% Areia 42%	$\gamma_{nat}=18,3, \text{kN/m}^3$ $e=0,83$ $w_L=55\%$ $IP=23\%$			$c'=23 \text{ kPa (10kPa)}$ $\phi'=34,4^\circ (5,2^\circ)$
Gnaise Jandira (X) Futai (2010)	Argila 15% Silte 53% Areia 32%	$\gamma_{nat}=15, \text{kN/m}^3$ $e=1,18$ $w_L=68\%$ $IP=26\%$			$c'=14-34 \text{ kPa}$ $\phi'=29^\circ$
Gnaise Av. Santo Amaro (XI) EPT (2010)		$\gamma_{nat}=18,6, \text{kN/m}^3$ $e=0,81$ $\gamma_{nat}=17,3, \text{kN/m}^3$ $e=0,78$			$c'=164 \text{ kPa}$ $\phi'=23,9^\circ$ $c'=45 \text{ kPa}$ $\phi'=31,1$
Gnaise granítico Interior de SP Pinto <i>et al.</i> (1993)	Argila 5 a 30% Silte 25 a 50% Areia 20 a 70%	$\gamma_{nat}=16,1 \text{ kN/m}^3 (0,3 \text{ kN/m}^3)$ $e=1,05 (0,16)$ $w_L=47,5\% (1,2\%)$ $IP=21,64\% (1,7\%)$		$C_c=0,46$ $C_r=0,03$ $\sigma'_{vm}=218$	$c'=0 \text{ a } 50 \text{ kPa}$ $\phi'=27,6^\circ \text{ a } 31,2^\circ$
Granito Mandaqui (XII) Vargas (1951)	Argila 40% Silte 38% Areia 22%	$\gamma_{nat}=16,7 \text{ kN/m}^3$ $e=1,1$ $w_L=68\%$ $IP=26\%$		$C_c=0,39$ $C_r=0,02$ $C_c/(1+e_0)=0,19$ $\sigma'_{vm}=130 \text{ kPa}$	$c'=34 \text{ kPa}$ $\phi'=29,3^\circ$
Granito Vila Albertina (XIII) Godóis (2011)	Argila 45% Silte 20% Areia 34%	$\gamma_{nat}=18,9 \text{ kN/m}^3$ $e=0,81$ $w_L=63\%$ $IP=40,6\%$		$C_c=0,27$ $C_r=0,07$ $C_c/(1+e_0)=0,15$ $\sigma'_{vm}=130 \text{ kPa}$	$c'=16,5 \text{ kPa}$ $\phi'=30,1^\circ$ $\phi_r'=29,7^\circ$
Granito Interior de SP Pinto <i>et al.</i> (1993)	Argila 10 a 55% Silte 20 a 30% Areia 25 a 60%	$\gamma_{nat}=15,5 \text{ kN/m}^3 (1,1 \text{ kN/m}^3)$ $e=1,18 (0,17)$ $w_L=54,2\% (7,4\%)$ $IP=20,2\% (6,0\%)$		$C_c=0,34$ $C_r=0,05$ $C_c/(1+e_0)=0,17$ $\sigma'_{vm}=170$	$c'=11,3 \text{ a } 15,9 \text{ kPa}$ $\phi'=27^\circ \text{ a } 33^\circ$
Filito Tremembé (XIV) Pellogia (1997)	silte areno argiloso $w_L=48\%$ $IP=16\%$	$\gamma_{nat}=17,4 \text{ kN/m}^3 (5,1 \text{ kN/m}^3)$ $e=0,78 (0,15)$		paralela xistosidade: perpendicular xistosidade:	$c'=15 \text{ kPa}$ $\phi'=29^\circ$ $c'=44 \text{ kPa}$ $\phi'=30^\circ$
Filito Interior de SP Pinto <i>et al.</i> (1993)	Argila 15% a 77% Silte 15% a 73% Areia 8 a 12%	$\gamma_{nat}=18,7 \text{ kN/m}^3 (0,4 \text{ kN/m}^3)$ $e=0,94 (0,1)$ $w_L=68,9\% (17,2\%)$ $IP=34,4\% (11,1\%)$		$C_c=0,20$ $C_r=0,02$ $C_c/(1+e_0)=0,12$ $\sigma'_{vm}=850 \text{ kPa}$	$c'=5 \text{ a } 60 \text{ kPa}$ $\phi'=24^\circ \text{ a } 32^\circ$
Quartzo-micaxisto São Mateus (XV) Franch (2008)	Argila 13% Silte 52% Areia 35% $w_L=40\%$ $IP=4\%$	$\gamma_{nat}=17,8 \text{ kN/m}^3$ $e=0,76$	$1,2 \times 10^{-4}$	$C_c=0,22$ $C_r=0,05$ $C_c/(1+e_0)=0,13$ $\sigma'_{vm}=100 \text{ kPa}$	$c'=32 \text{ kPa}$ $\phi'=35 \text{ kPa}$
Micaxisto Av. Água Espraiada Yoda (2000) (XVI)	Argila 6% Silte 24% Areia 70%	$\gamma_{nat}=19,6 \text{ kN/m}^3$ $e=0,97$ Não Plástico		$C_c=0,40$ $C_r=0,10$ $C_c/(1+e_0)=0,20$ $\sigma'_{vm}=100 \text{ kPa}$	$c'=15 \text{ kPa}$ $\phi'=30^\circ$
Micaxisto Interior de SP Pinto <i>et al.</i> (1993)	Argila 2% a 12% Silte 18% a 48% Areia 40% a 80%	$\gamma_{nat}=18,7 \text{ kN/m}^3 \text{ a } 22,5 \text{ kN/m}^3$ $e=0,55 \text{ a } 0,98$ $w_L=51,2\% (0,6\%)$ $IP=24,4\% (3,2\%)$		$C_c=0,53$ $C_r=0,02$ $C_c/(1+e_0)=0,5$ $\sigma'_{vm}=540 \text{ kPa}$	$c'=0 \text{ a } 40 \text{ kPa}$ $\phi'=30^\circ \text{ a } 31^\circ$

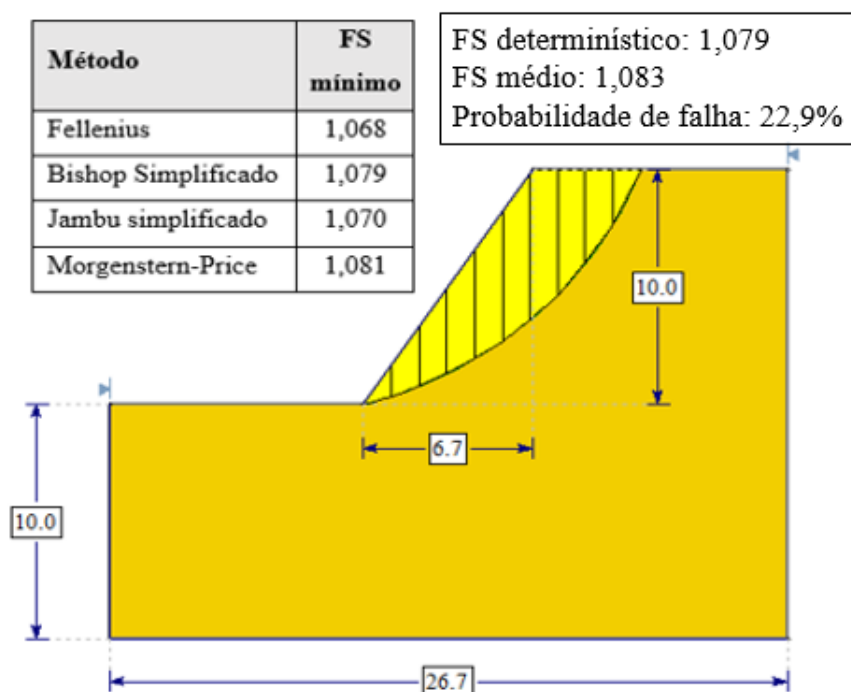
Fonte: Futai et al. (2012).

## APÊNDICE 1 – ANÁLISE PRÉVIA DE PARÂMETROS DAS ESTACAS

### a) Análise do talude simplificado sem reforço

Inicialmente foi realizada a análise probabilística da estabilidade do talude sem reforço (Figura 88). Pode-se notar que o fator de segurança médio é maior do que 1. Isto significa que, nestas condições, o talude está estável, porém a estabilidade é precária em razão das incertezas dos parâmetros do solo, do nível de água em período chuvoso e da possibilidade de aumento de sobrecarga devido à fatores externos.

Figura 88- Análise de estabilidade do talude sem reforços.



Fonte: A autora.

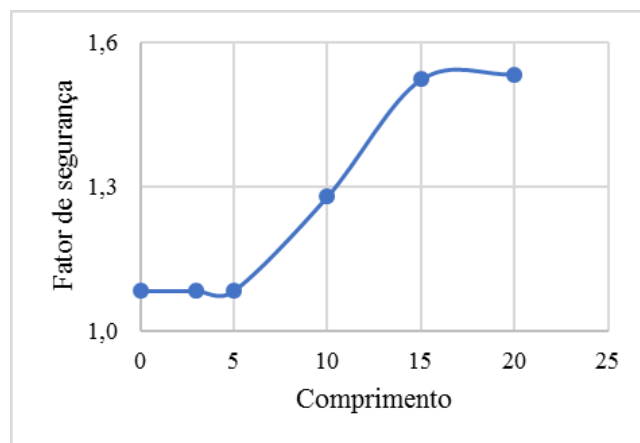
### b) Análise prévia do comprimento da estaca

Para a análise prévia do comprimento da estaca, foi fixado diâmetro igual a 0,5 m, posição da estaca a 6 m do pé do talude e espaçamento igual a 1,5 m. No trecho inicial do gráfico (comprimentos de 0 a 5 m), pode-se observar que a estaca considerada não influenciou no fator de segurança, ou seja, ela não trabalhou como um reforço. Isto ocorre pois a estaca com comprimento de até 5 m se encontra completamente dentro da zona ativa do talude, de forma que ela não exerce influência sobre a estabilidade (Figura 90). Quando a estaca atinge um

comprimento de 10 m, ela passa a trabalhar como reforço e a superfície de ruptura passa a interceptá-la (Figura 91).

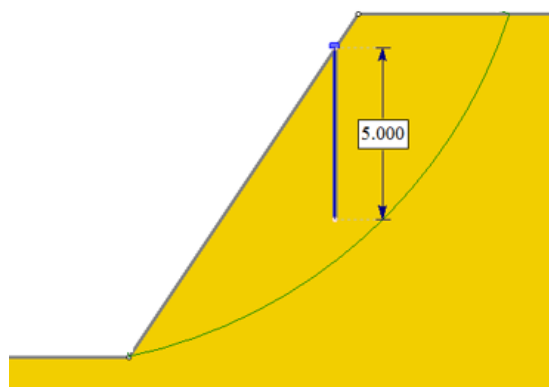
Acima dos 15 m para o caso estudado, o aumento do comprimento do reforço não contribui significativamente para a melhora na estabilidade, isto indica que existe, para cada situação (tipo de solo, geometria do talude, parâmetros do reforço), um comprimento ótimo que mobiliza todo o esforço da estaca a partir do qual o aumento de comprimento passa a não ser eficiente. Por este motivo, optou-se por variar os comprimentos da análise definitiva entre 3, 5, 10 e 15 metros. A estaca importada para o programa computacional de análise de estabilidade de talude foi modelada no *RSPile* como uma estaca circular de comportamento elástico e o módulo de elasticidade considerado foi o composto conforme indicado na Tabela 7 de 26 GPa, que leva em consideração a presença de armadura na estrutura. Os diâmetros foram variados dentro do programa computacional de modelagem de estacas e os espaçamentos foram variados dentro do programa computacional de análise de estabilidade.

Figura 89 – Fator de segurança em função do comprimento da estaca.



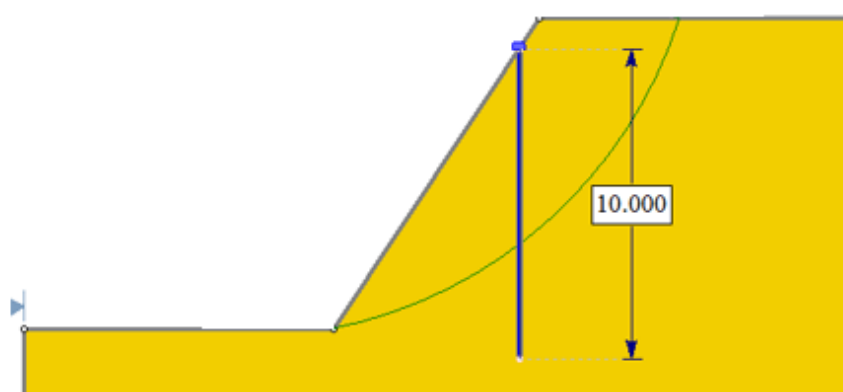
Fonte: A autora.

Figura 90- Análise do comprimento da estaca no talude – estaca de 5 m de comprimento.



Fonte: A autora.

Figura 91- Análise do comprimento da estaca no talude – estaca de 10 m de comprimento.

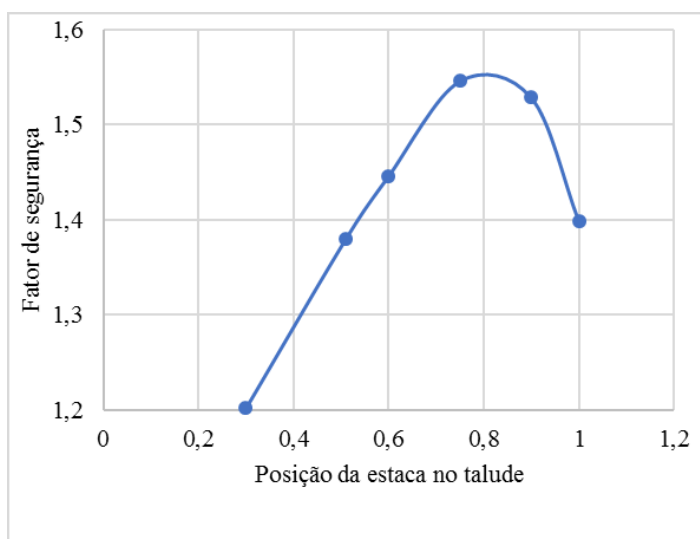


Fonte: A autora.

### c) Análise prévia da variação da posição da estaca no talude

Para a análise prévia da posição da estaca, foi fixado comprimento igual a 15 m, diâmetro de 0,5 m e espaçamento igual a 1,5 m. Observa-se que, no caso estudado, uma estaca próxima a crista do talude (distância do pé do talude = 5) resulta em melhor estabilidade, porém o fator de segurança sofre uma diminuição quando a estaca é posicionada exatamente na crista do talude ( $X = 6,67$ ) ou próxima a ela ( $X = 6$ ) (Figura 92). Essa constatação também foi anteriormente verificada por Cai e Ugai (2000), Zhang e Wang (2017), Hassiotis et al. (1997), Ausilio et al. (2001) e Ito T, Matsui T (1979). Desta forma, foi escolhido analisar posicionamentos das fileiras de estaca de 0,25, 0,5, 0,7, 0,8, 0,9 e 1, sendo que esta última corresponde ao local de maior facilidade para a execução de estacas devido ao fácil acesso para os equipamentos de execução de fundação.

Figura 92 – Fator de segurança em função da posição da estaca.

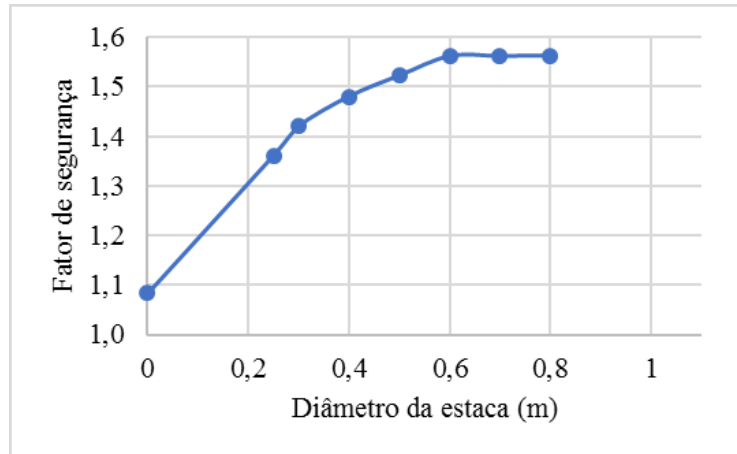


Fonte: A autora.

d) Análise prévia da variação do diâmetro da estaca

Para a análise prévia do diâmetro da estaca, foi fixado comprimento igual a 15 m, posição da estaca a 6 m do pé do talude e espaçamento igual a 1,5.

Figura 93 – Fator de segurança em função do diâmetro das estacas

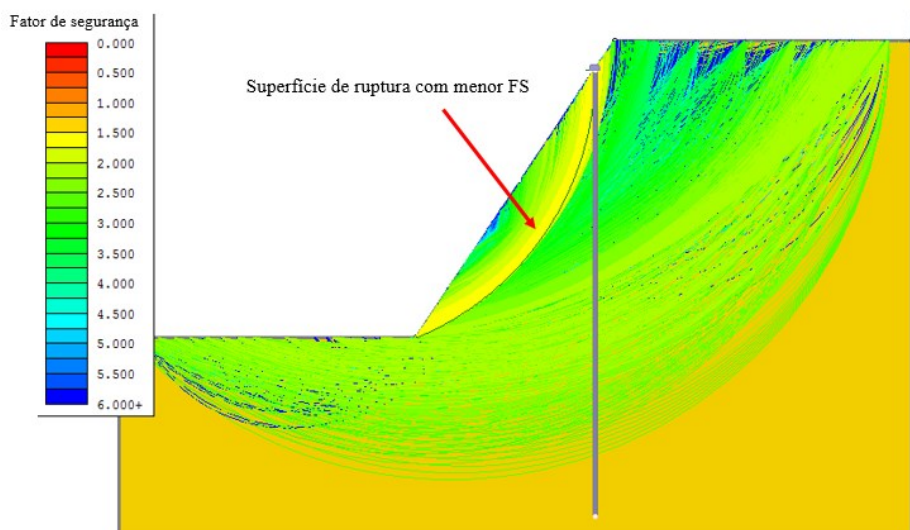


Fonte: A autora.

Pode-se observar que, a partir de 0,5 m, o diâmetro da estaca passa a não exercer influência significativa no fator de segurança que justifique a sua utilização no caso estudado. Isto acontece, pois, a partir deste diâmetro, a superfície crítica de ruptura passa a ficar compreendida entre a estaca e o pé do talude (Figura 94). Observa-se que as linhas de ruptura convencionais, que passam pela crista e pelo pé do talude também foram analisadas, porém todas apresentaram fator de segurança entre 2 e 4, de maneira que as linhas de ruptura apontadas pela seta na Figura 94 apresentam os fatores de segurança mais baixos para a situação analisada. Para diâmetros menores, observa-se que a superfície de ruptura passa pela crista e pelo pé do talude e intercepta a estaca (Figura 95). Por este motivo, optou-se por analisar diâmetros de micro estacas e estacas de 0,1, 0,15, 0,2, 0,25, 0,30 e 0,40.

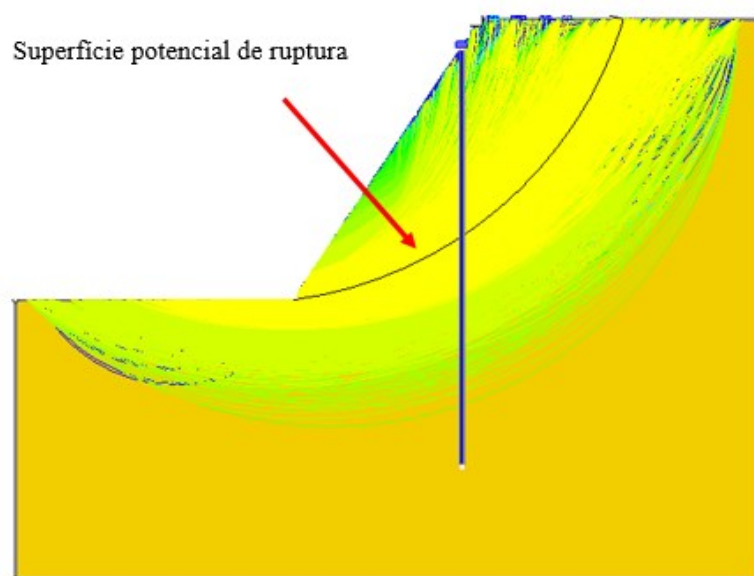


Figura 94- Superfície de ruptura para estaca de 80 cm de diâmetro.



Fonte: A autora.

Figura 95- Superfície de ruptura para estaca de 50 cm de diâmetro.

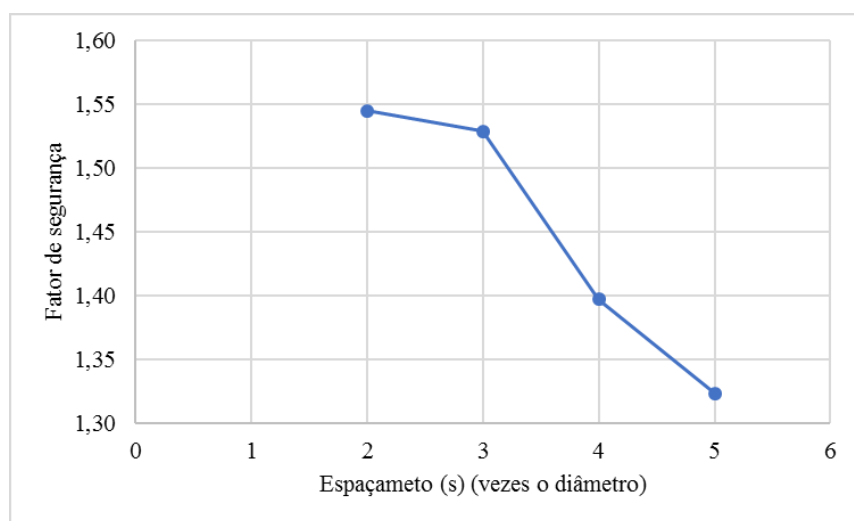


Fonte: A autora.

e) Análise prévia da variação do espaçamento entre eixos de estacas

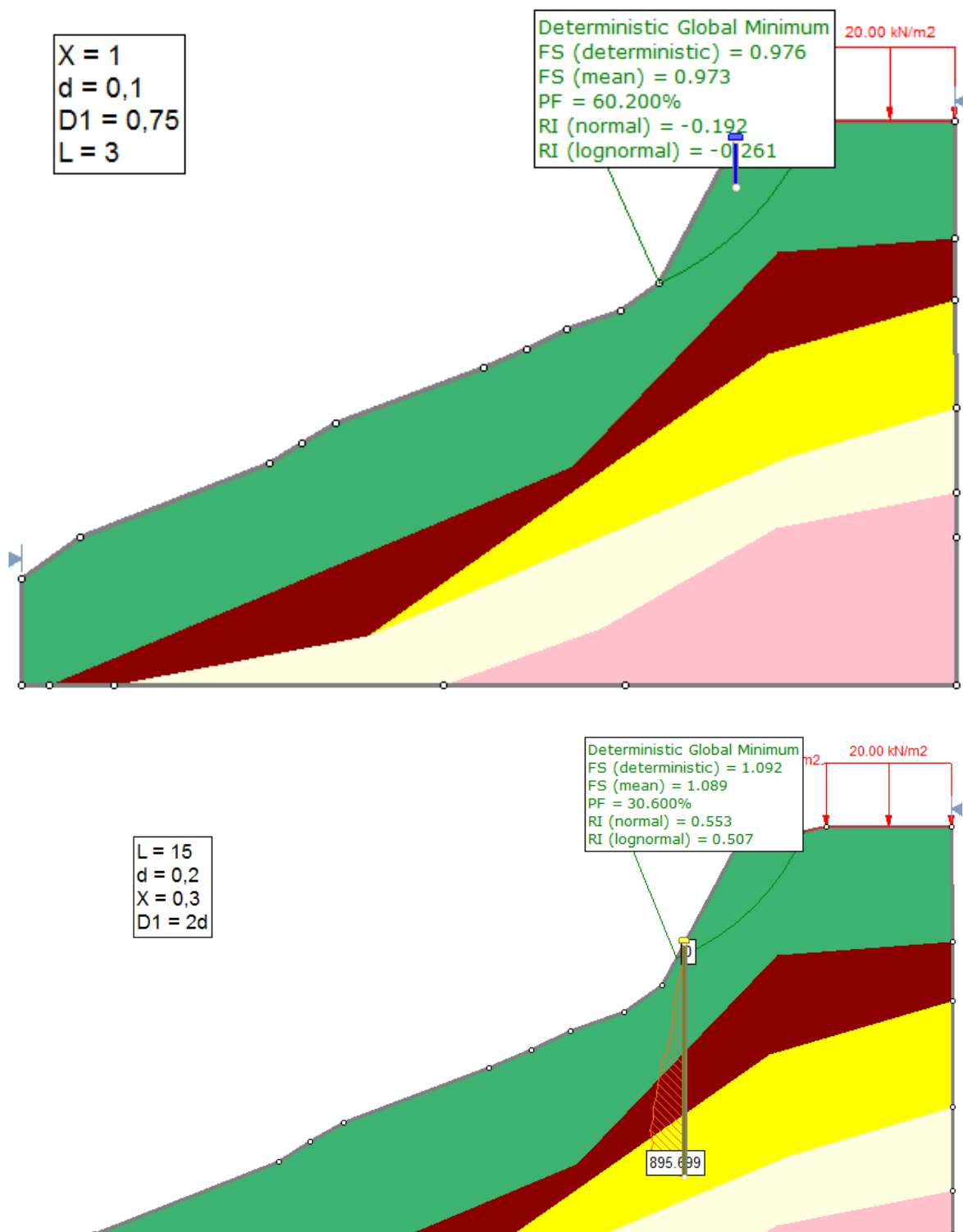
Para a análise prévia dos espaçamentos entre eixos de estacas, foi fixado comprimento igual a 15 m, posição da estaca a 6 m do pé do talude e diâmetro igual a 0,5. Como esta análise de sensibilidade mostrou que as distâncias analisadas estão dentro da zona de sensibilidade, optou-se por utilizar os mesmos valores para a análise do talude definitivo, que são 2, 3, 4 e 5 vezes o diâmetro da estaca.

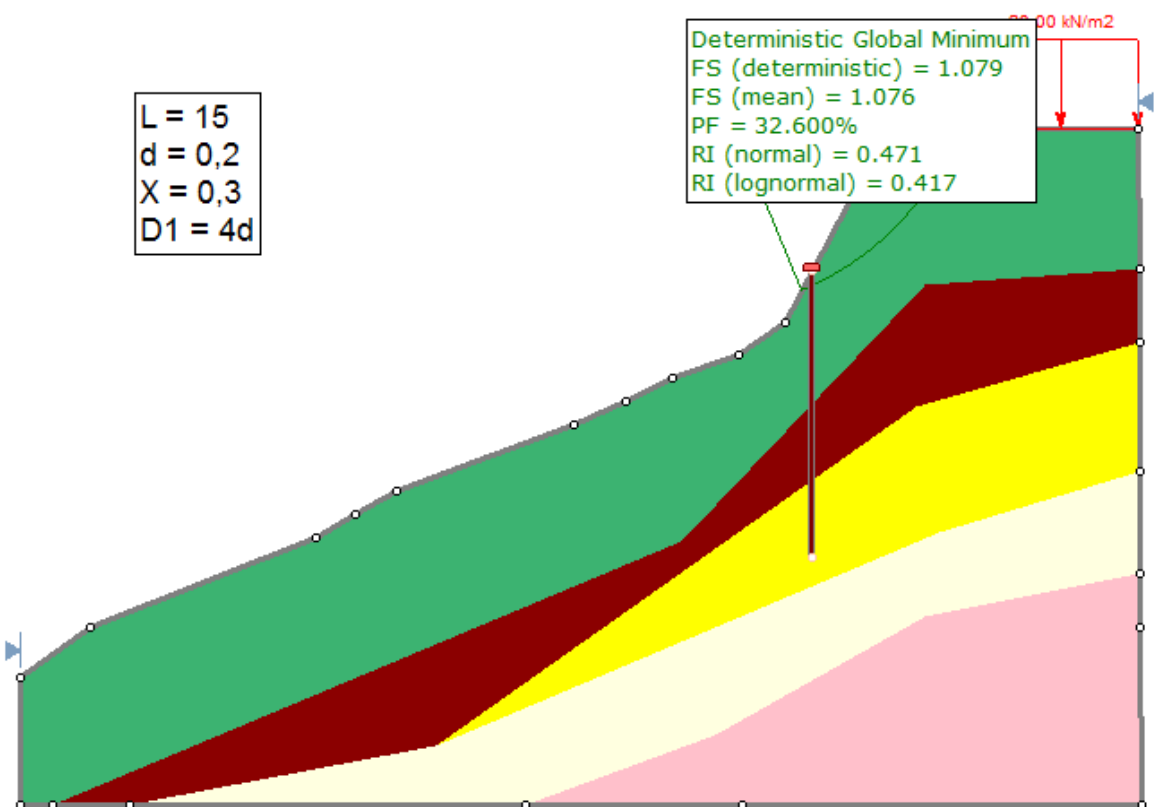
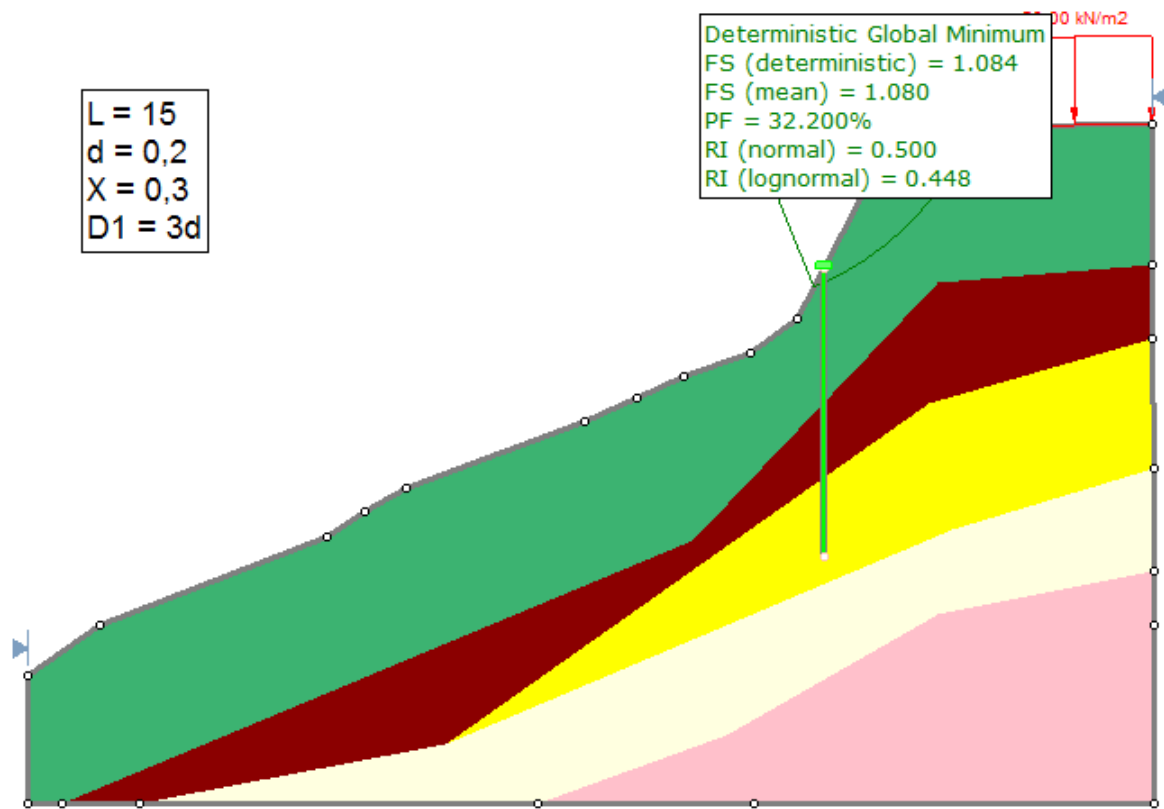
Figura 96 – Fator de segurança em função do espaçamento entre estacas.

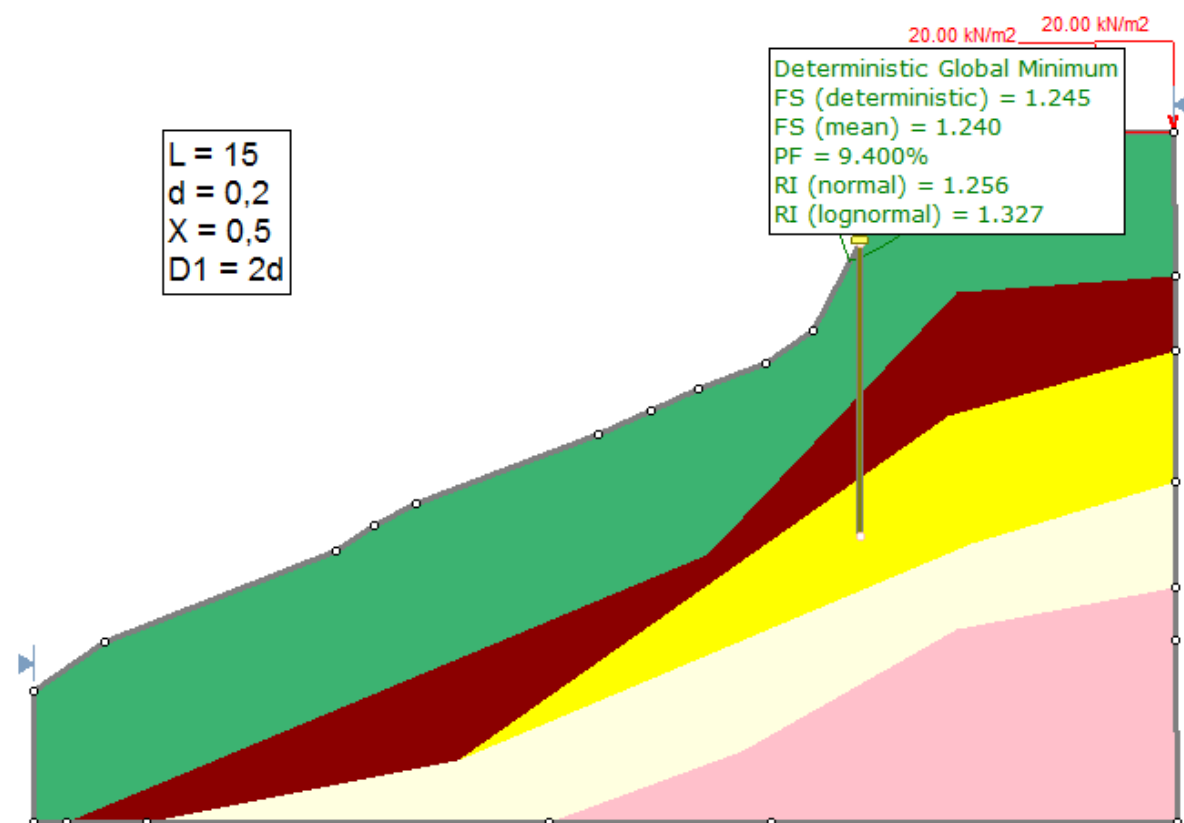
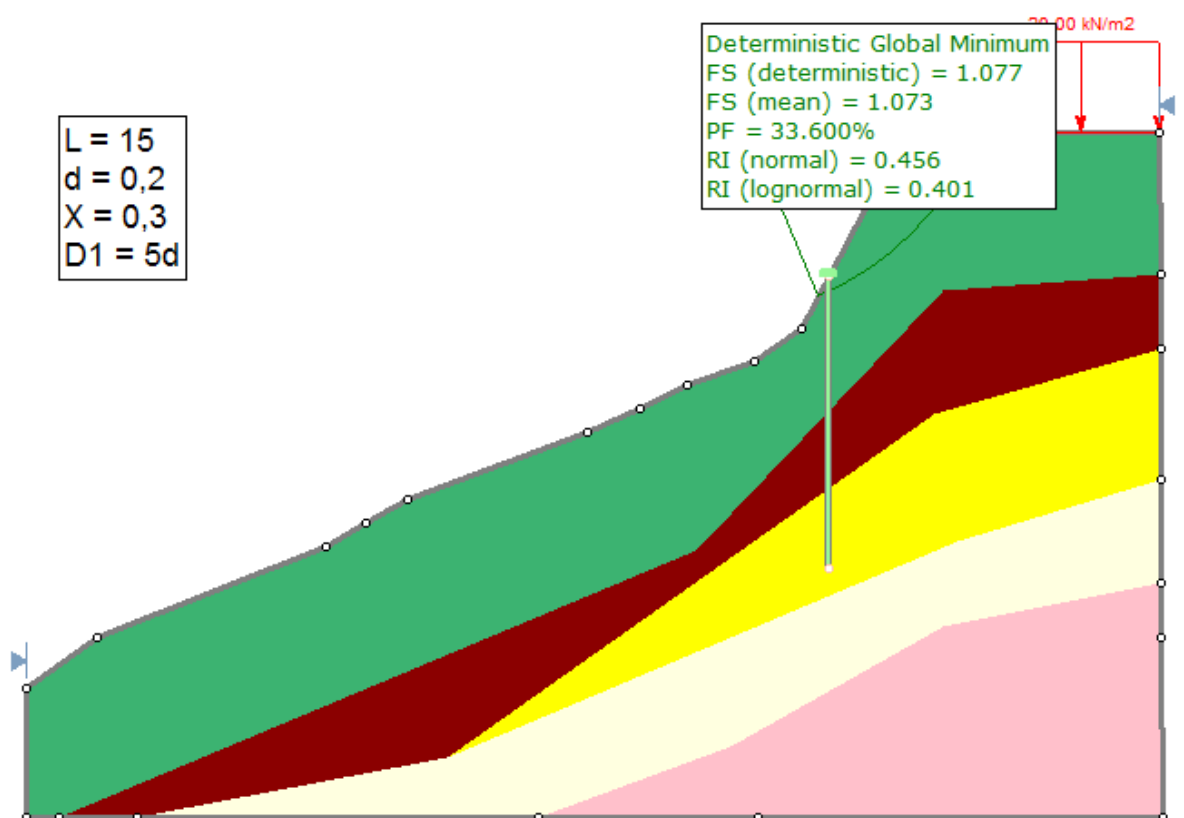


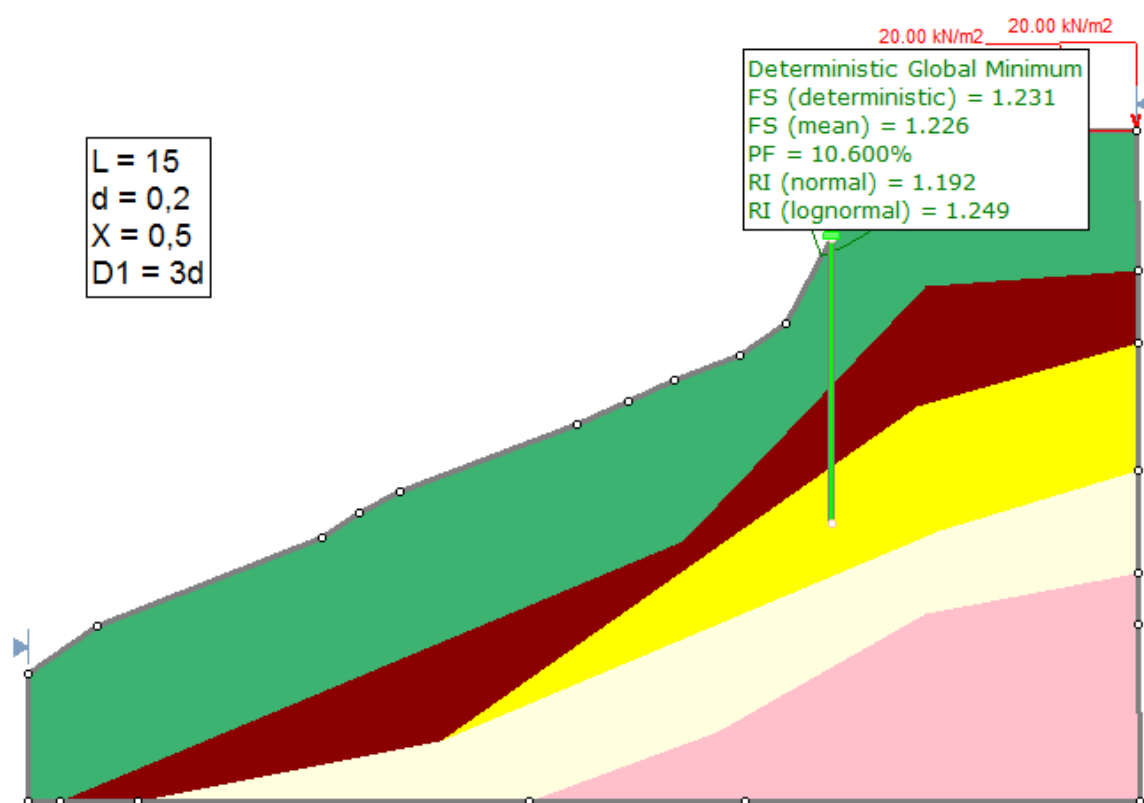
Fonte: A autora.

## APÊNDICE 2 – RESULTADOS DA ANÁLISE DE ESTABILIDADE

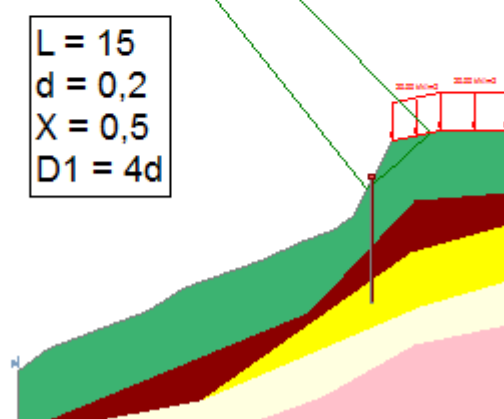


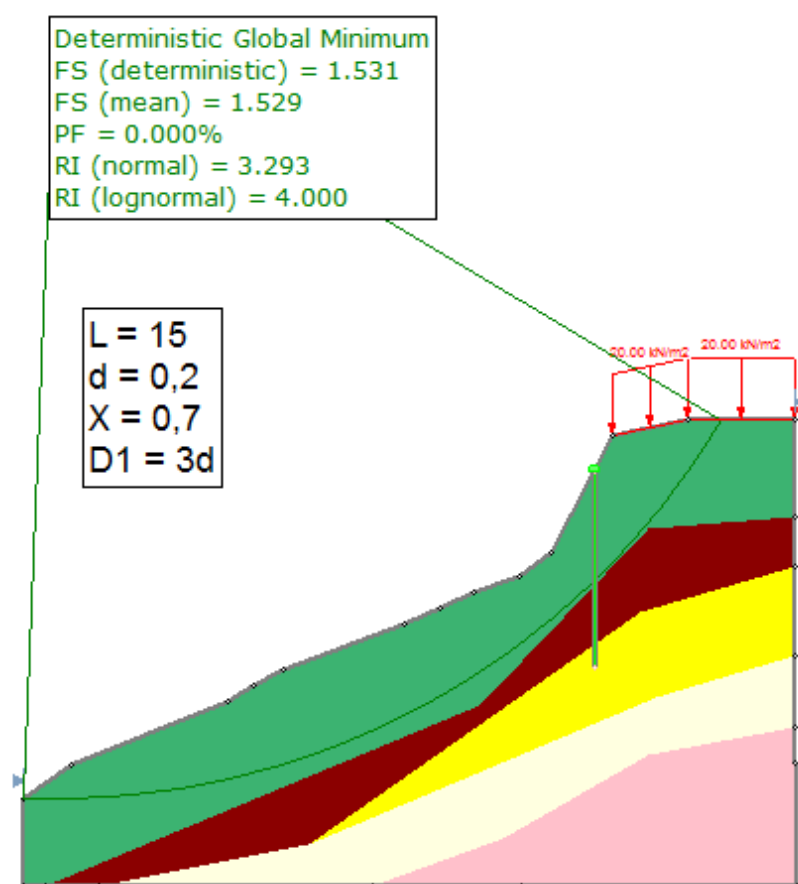
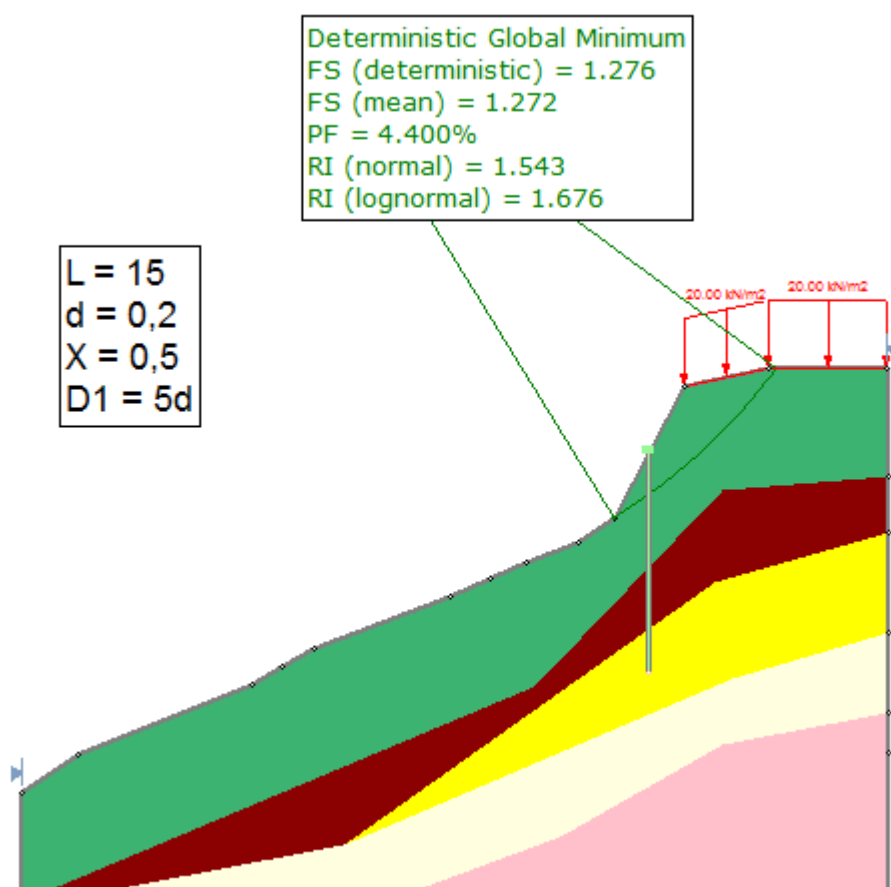






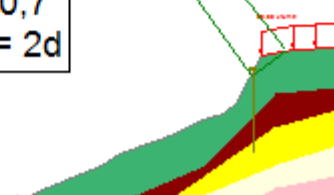
Deterministic Global Minimum  
 FS (deterministic) = 1.326  
 FS (mean) = 1.320  
 PF = 4.000%  
 RI (normal) = 1.484  
 RI (lognormal) = 1.629





Deterministic Global Minimum  
 FS (deterministic) = 1.654  
 FS (mean) = 1.647  
 PF = 0.200%  
 RI (normal) = 2.397  
 RI (lognormal) = 2.983

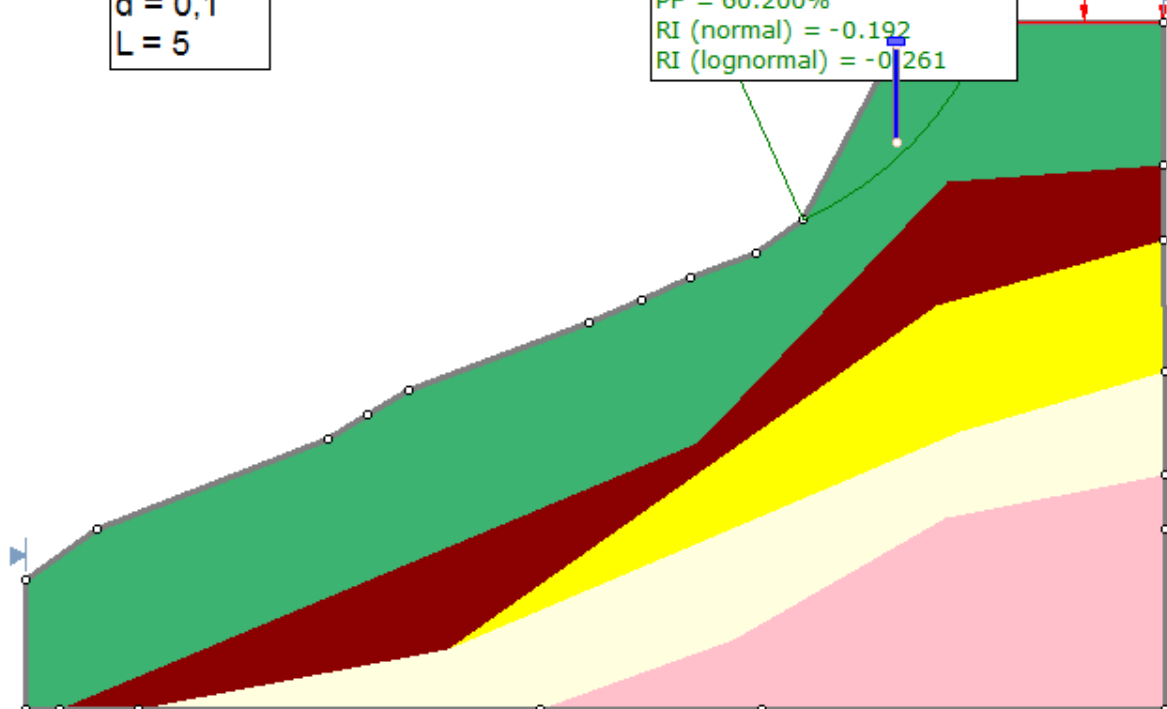
L = 15  
 d = 0,2  
 X = 0,7  
 D1 = 2d



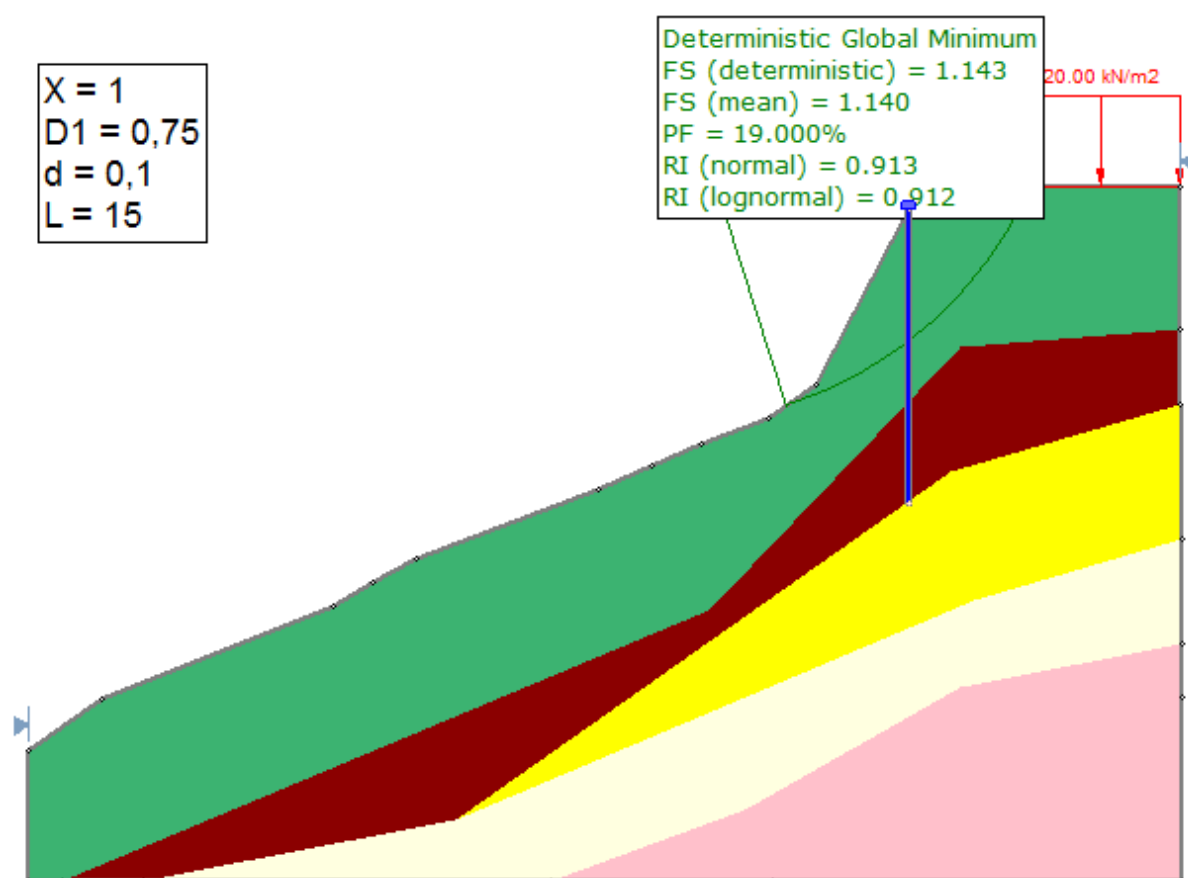
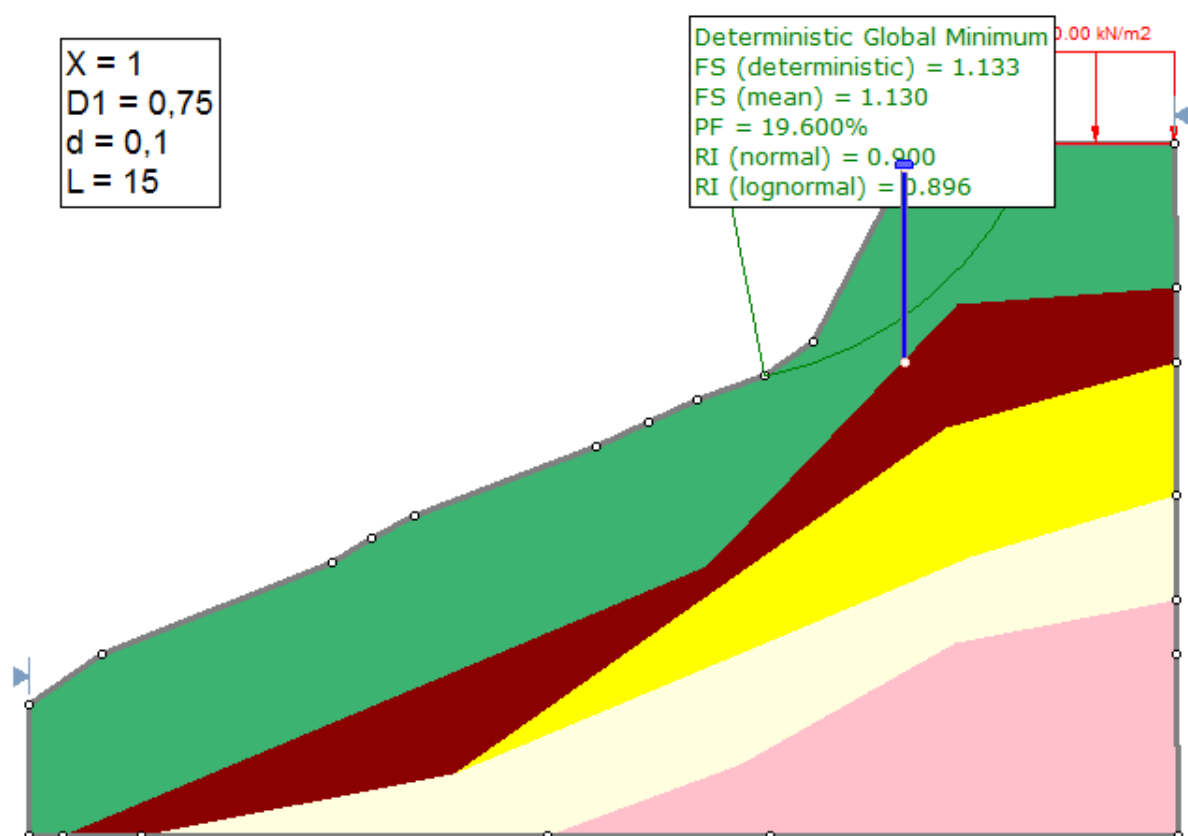
X = 1  
 D1 = 0,75  
 d = 0,1  
 L = 5

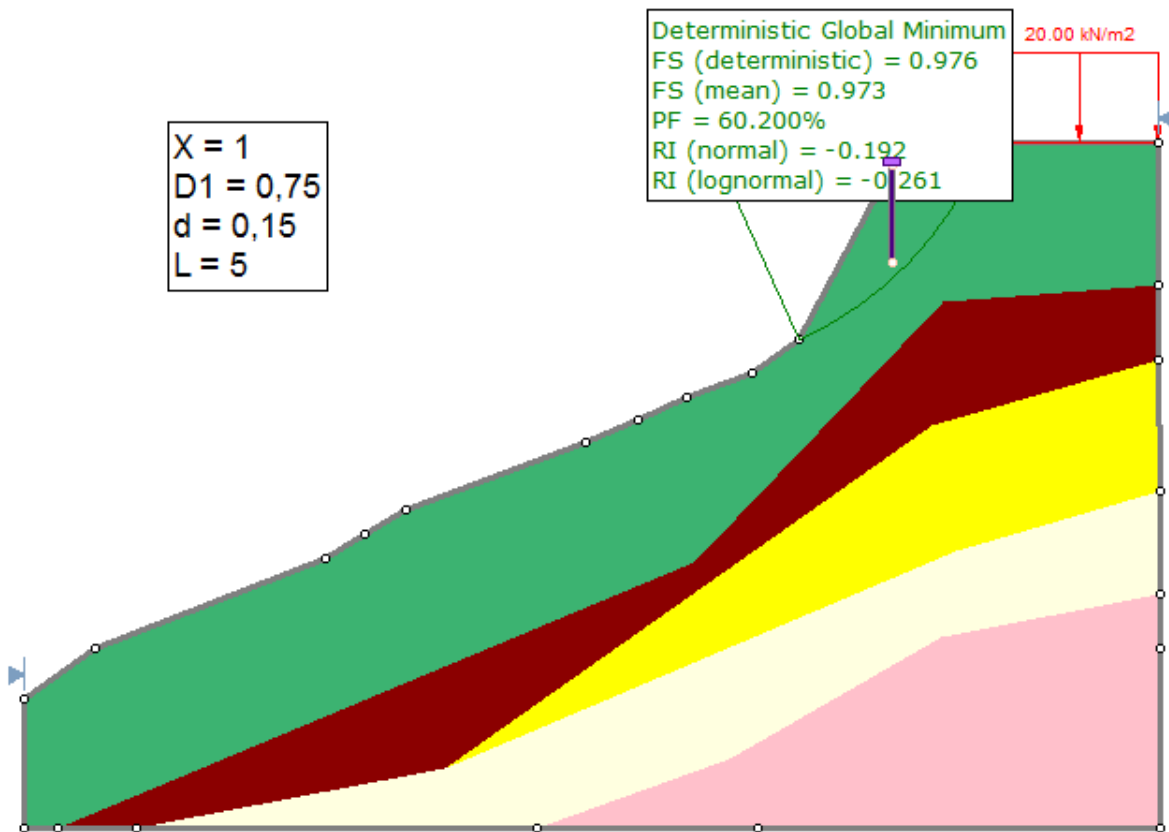
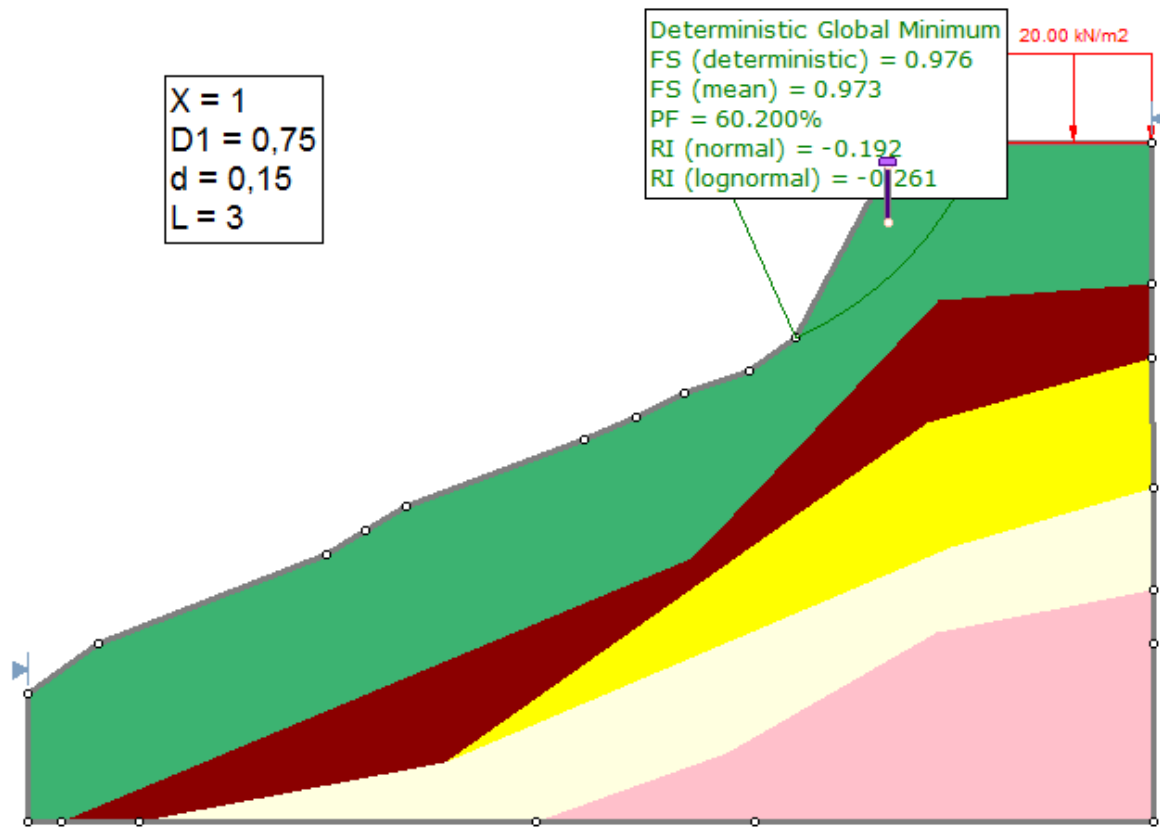
Deterministic Global Minimum  
 FS (deterministic) = 0.976  
 FS (mean) = 0.973  
 PF = 60.200%  
 RI (normal) = -0.192  
 RI (lognormal) = -0.261

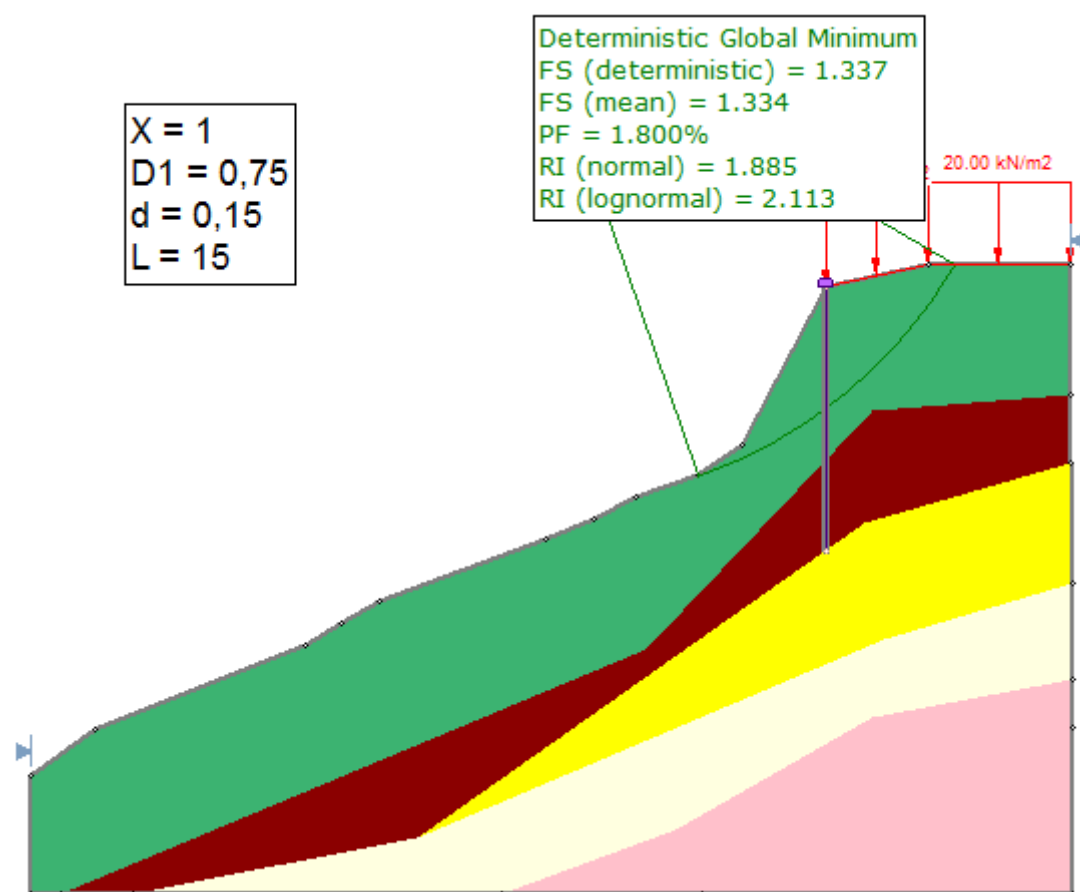
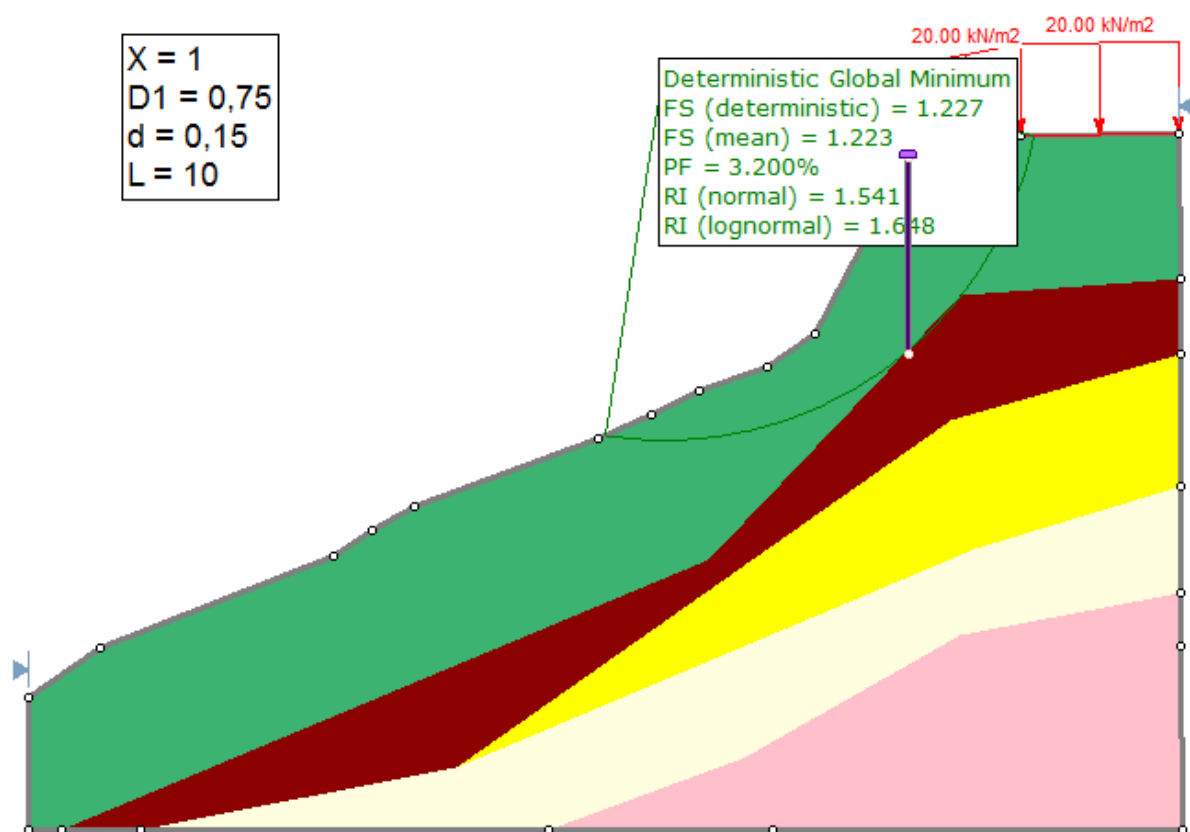
20.00 kN/m2

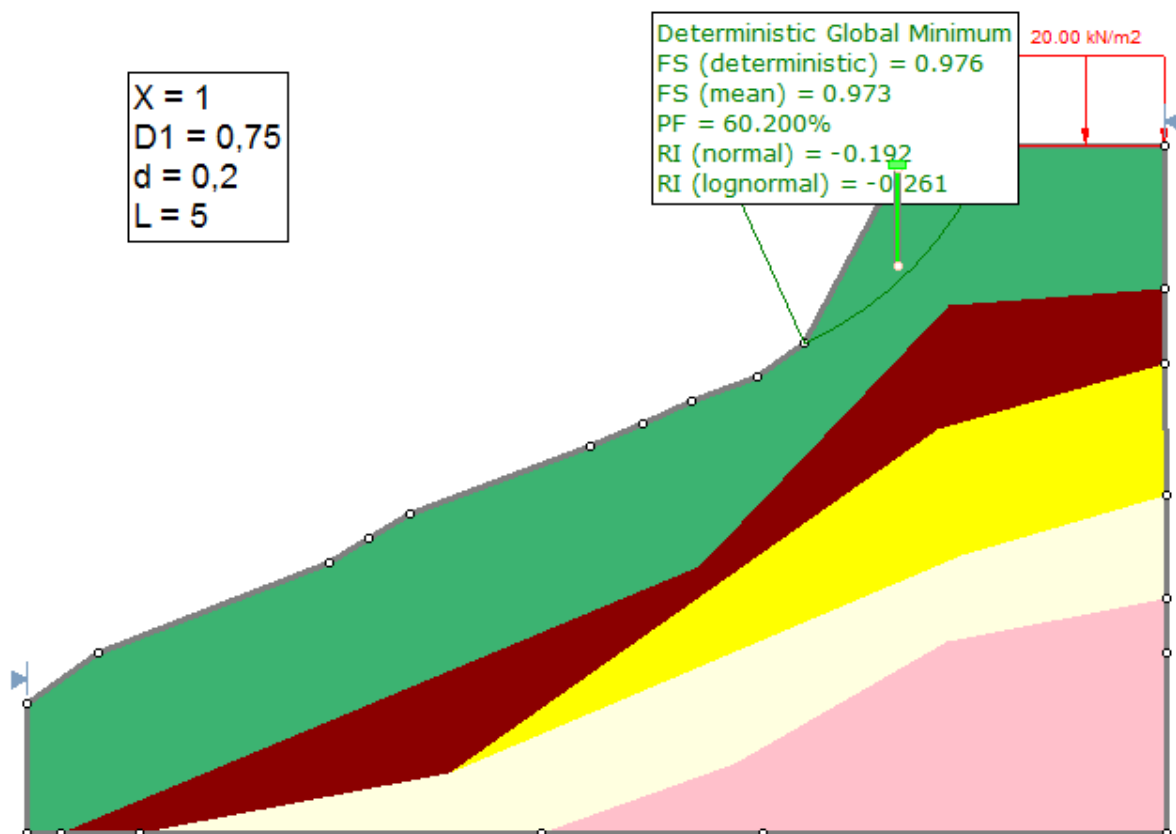
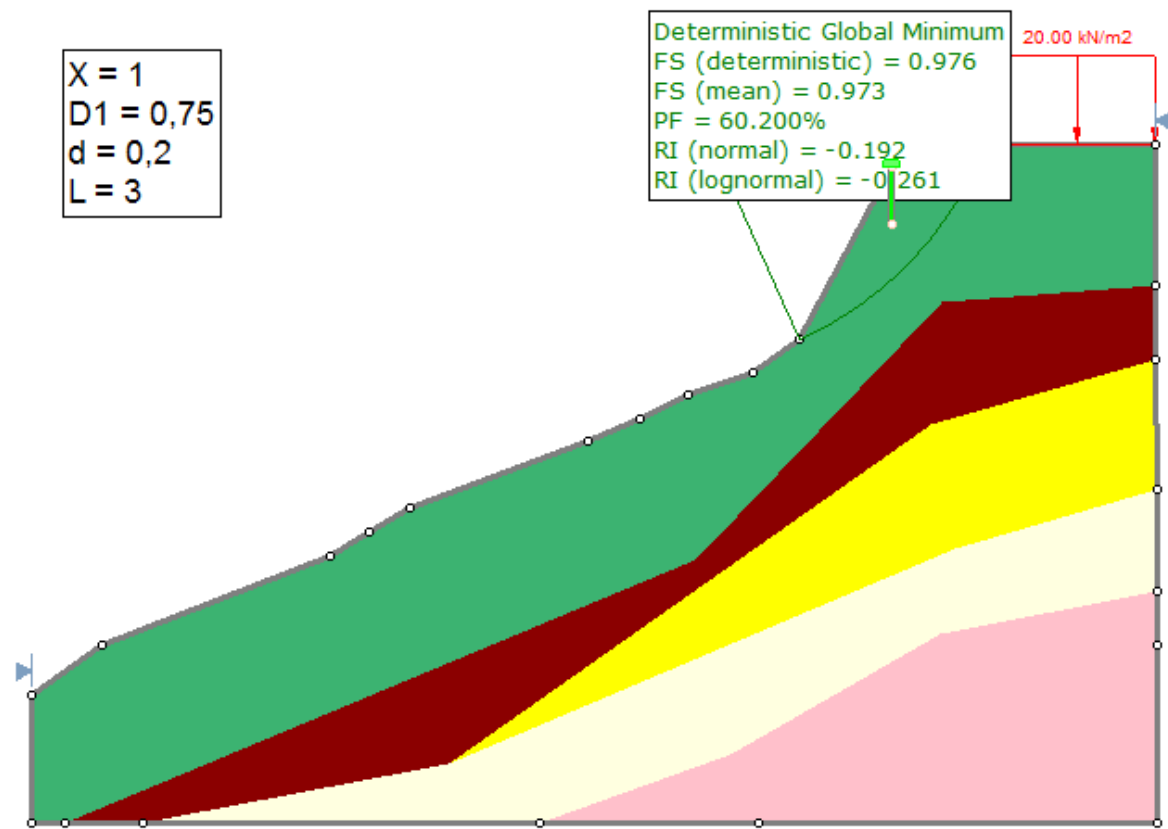


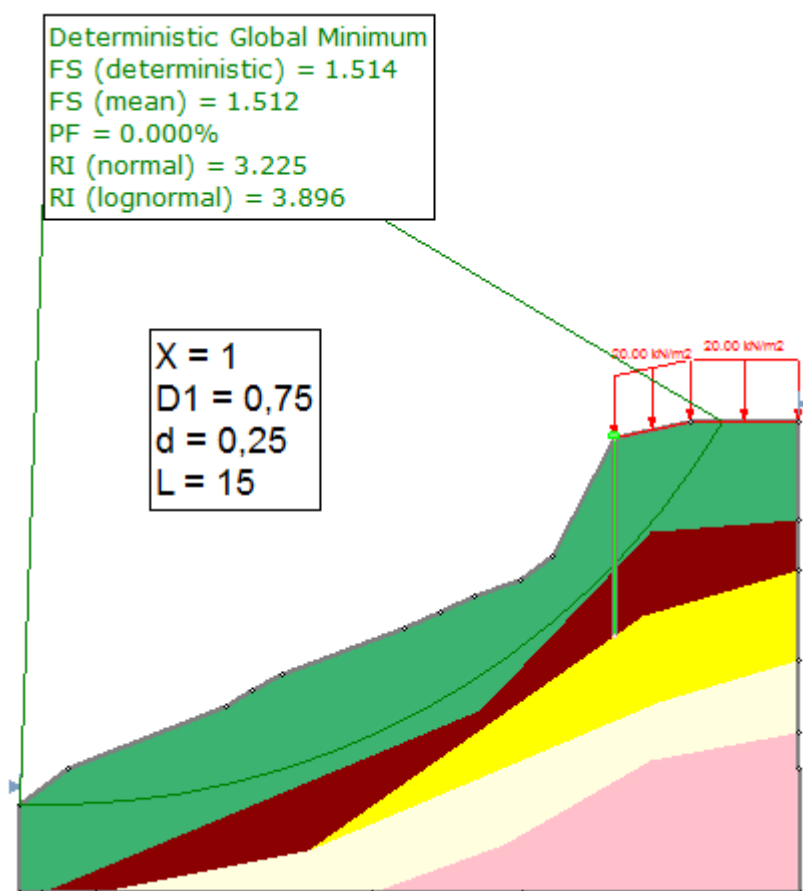
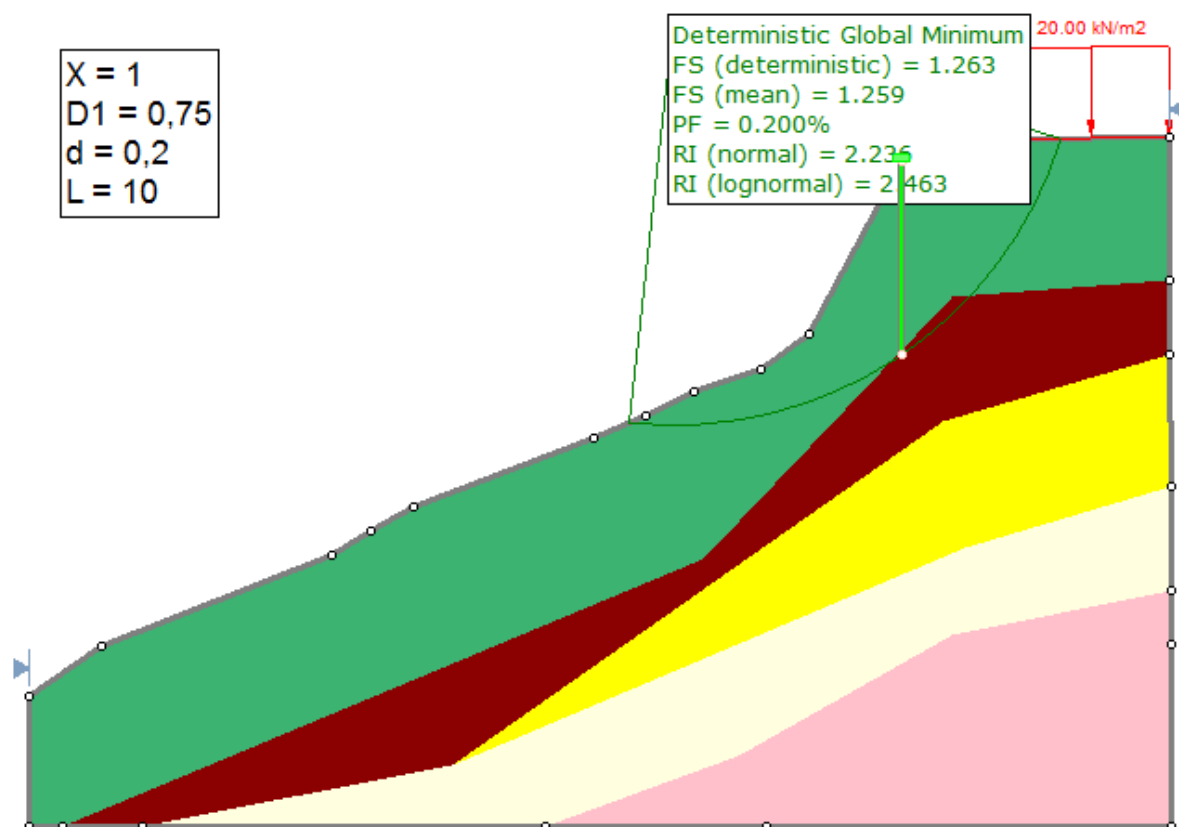


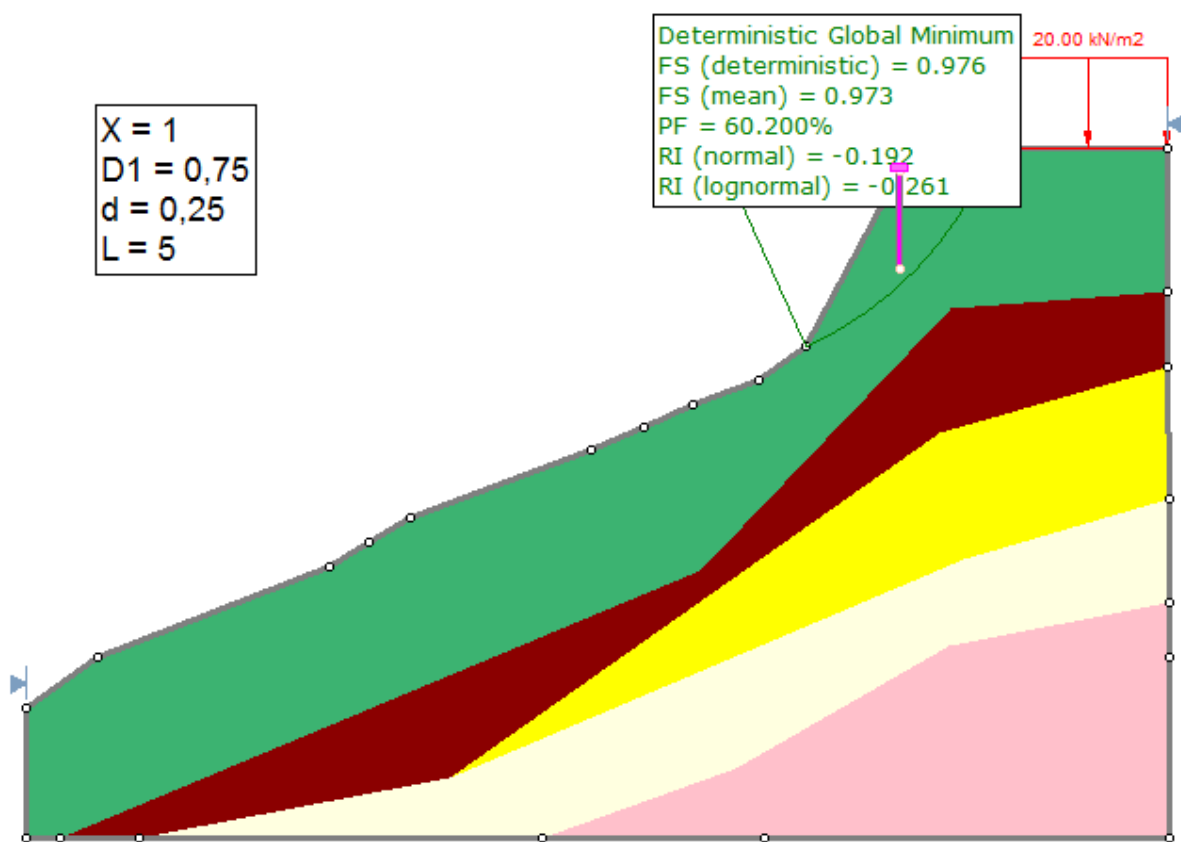
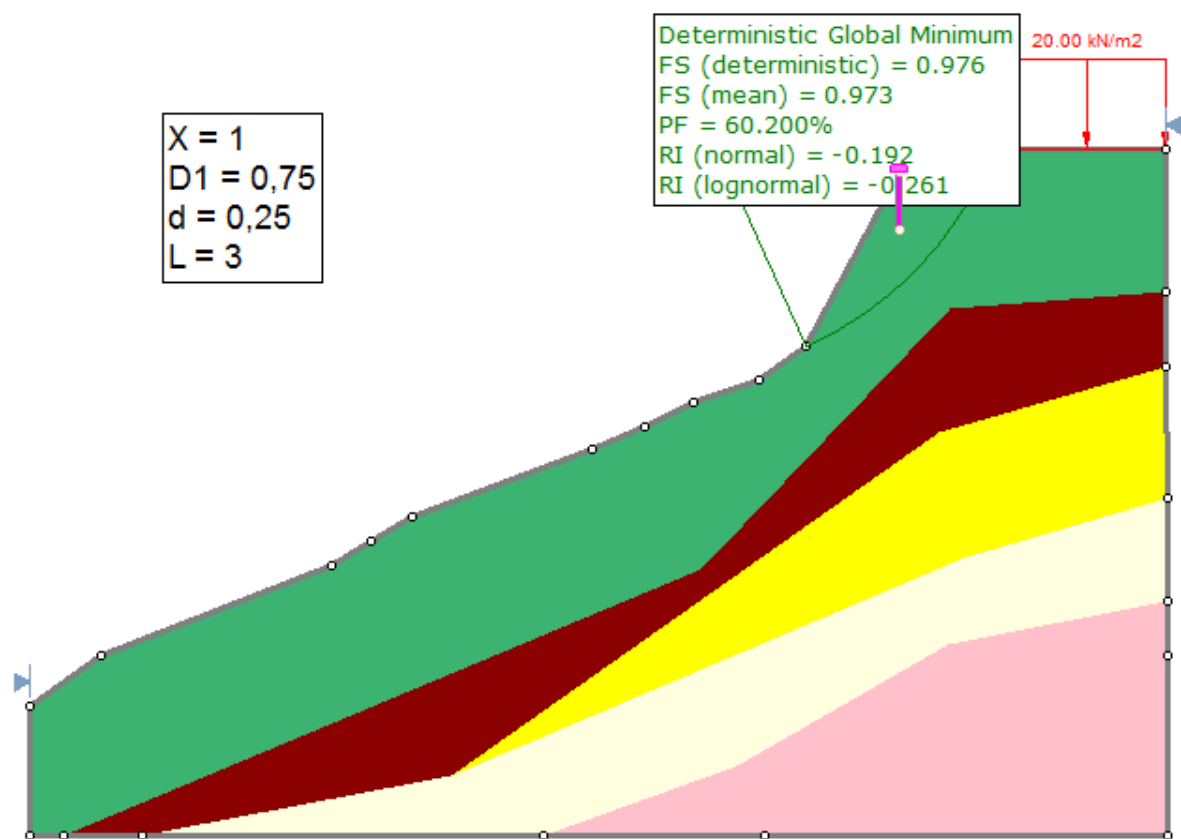


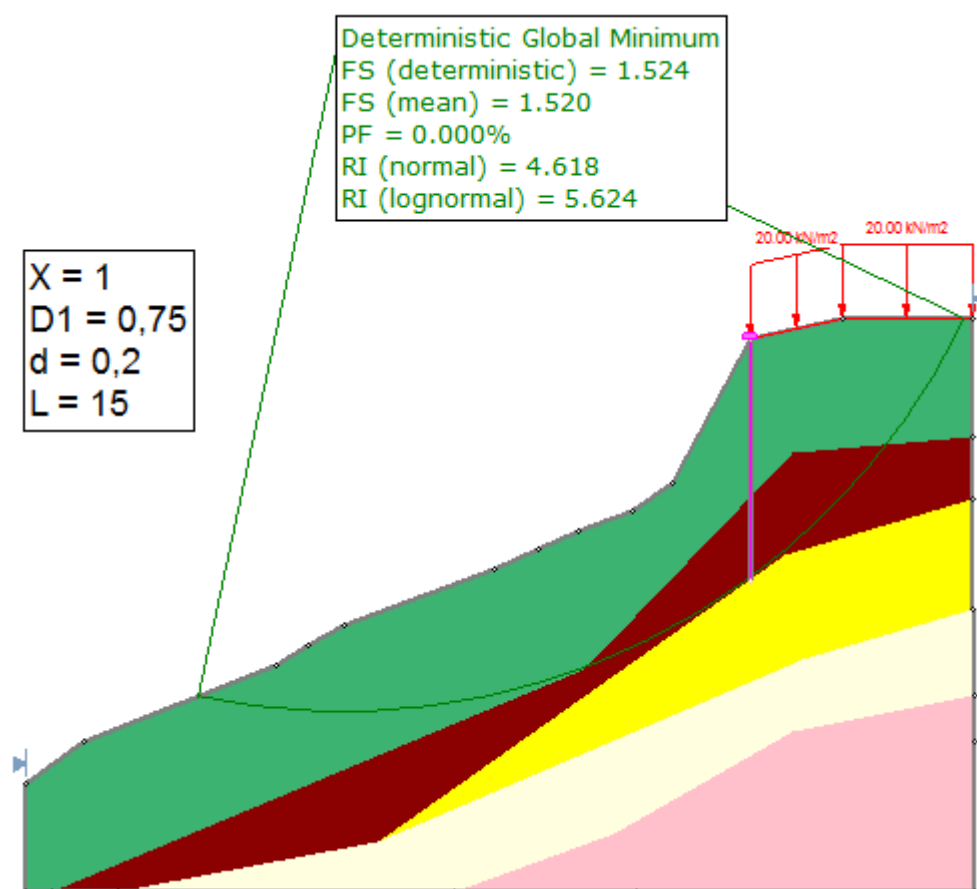
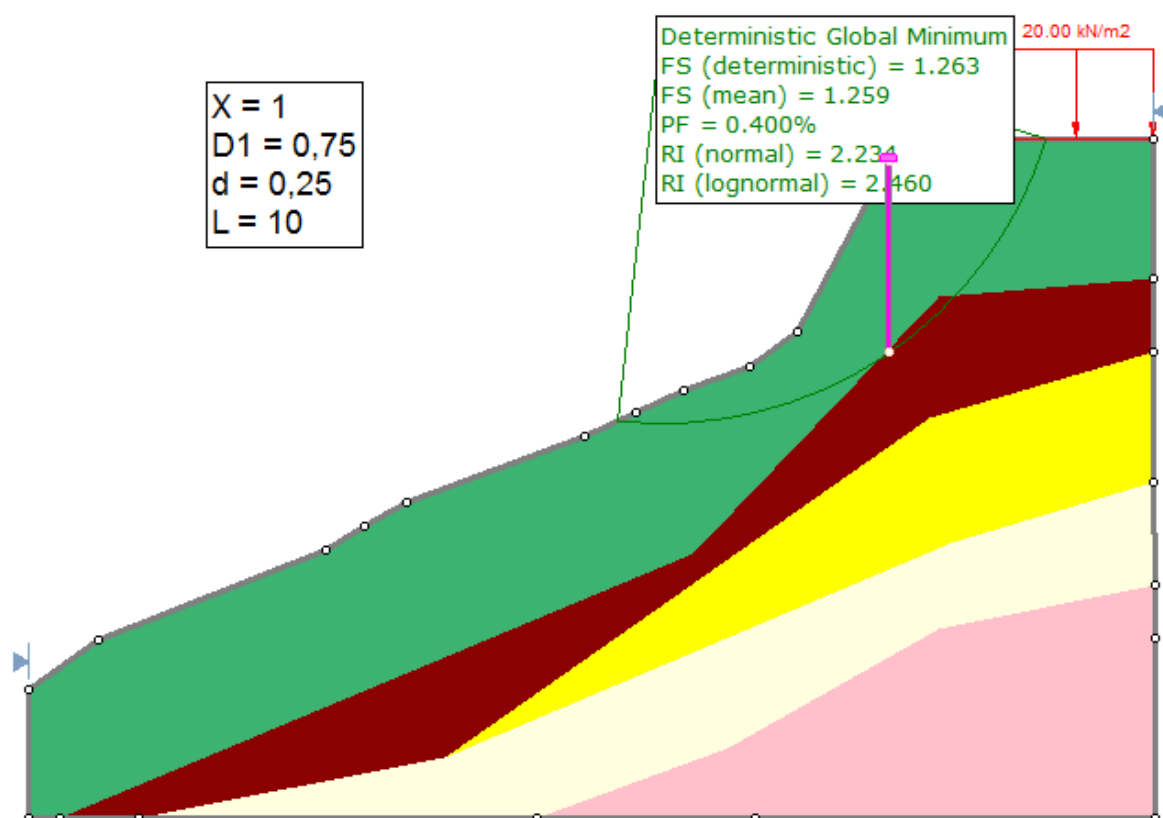


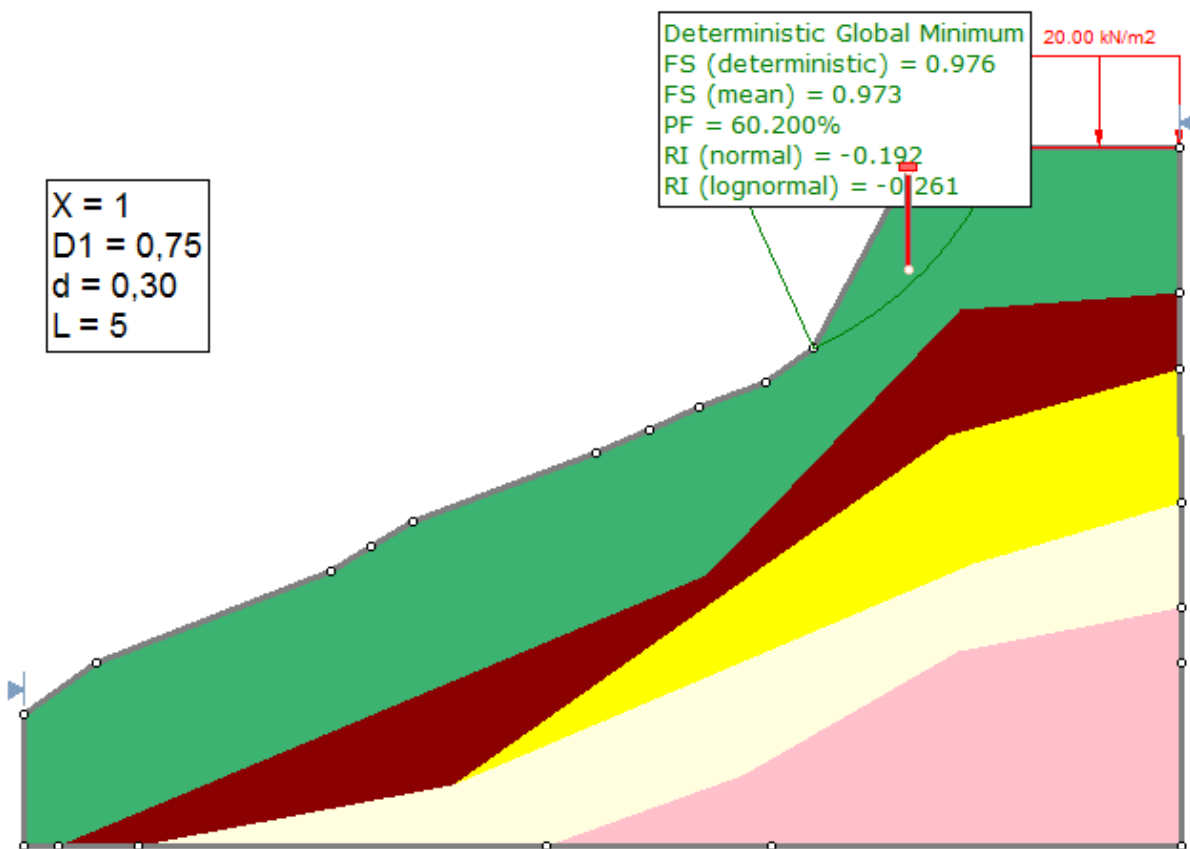
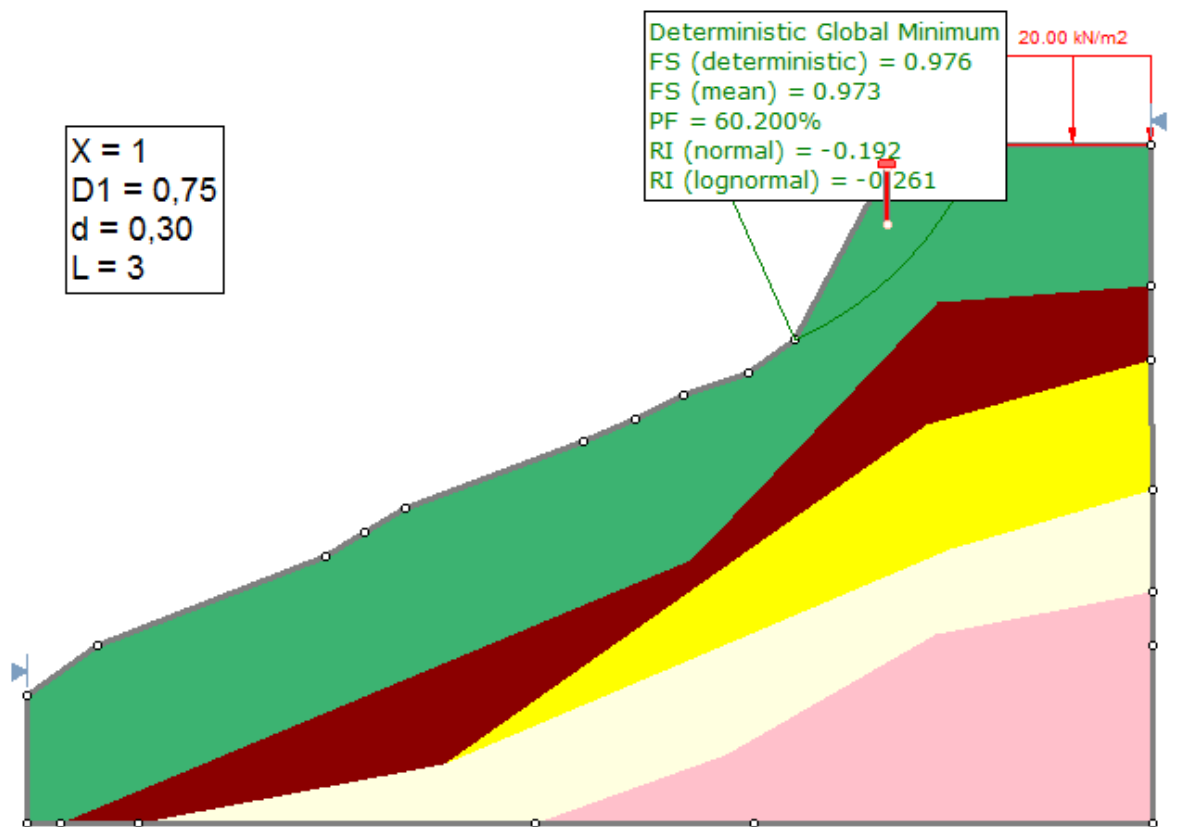




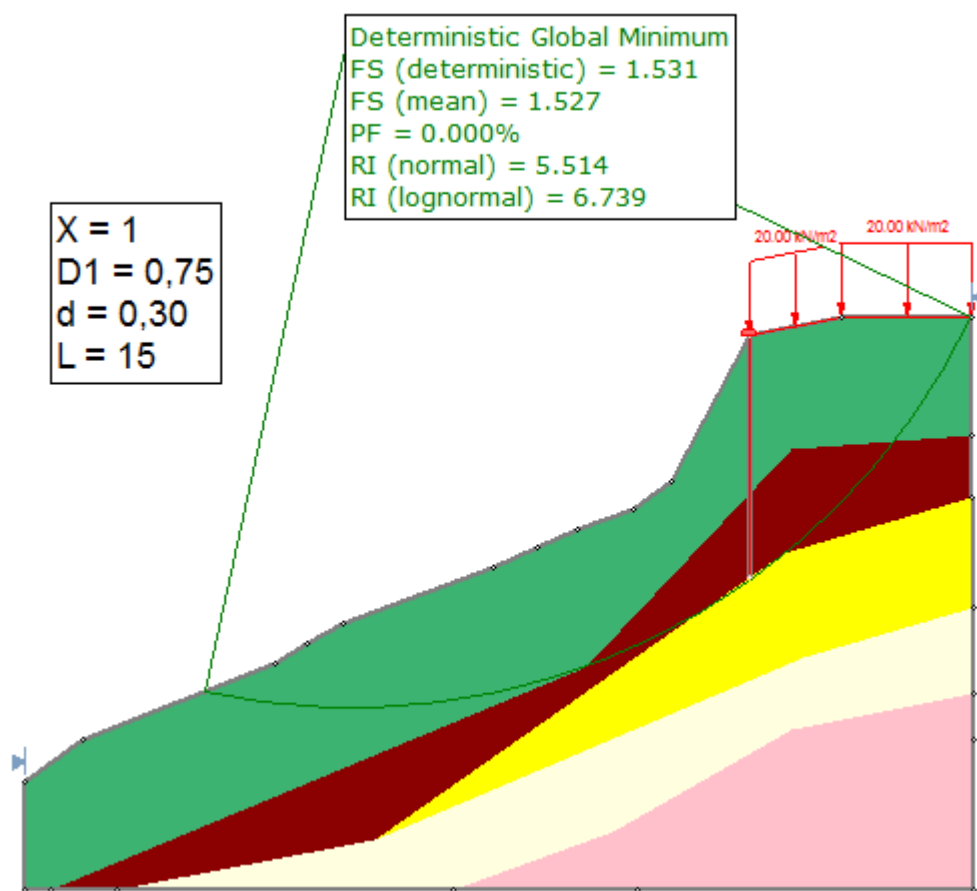
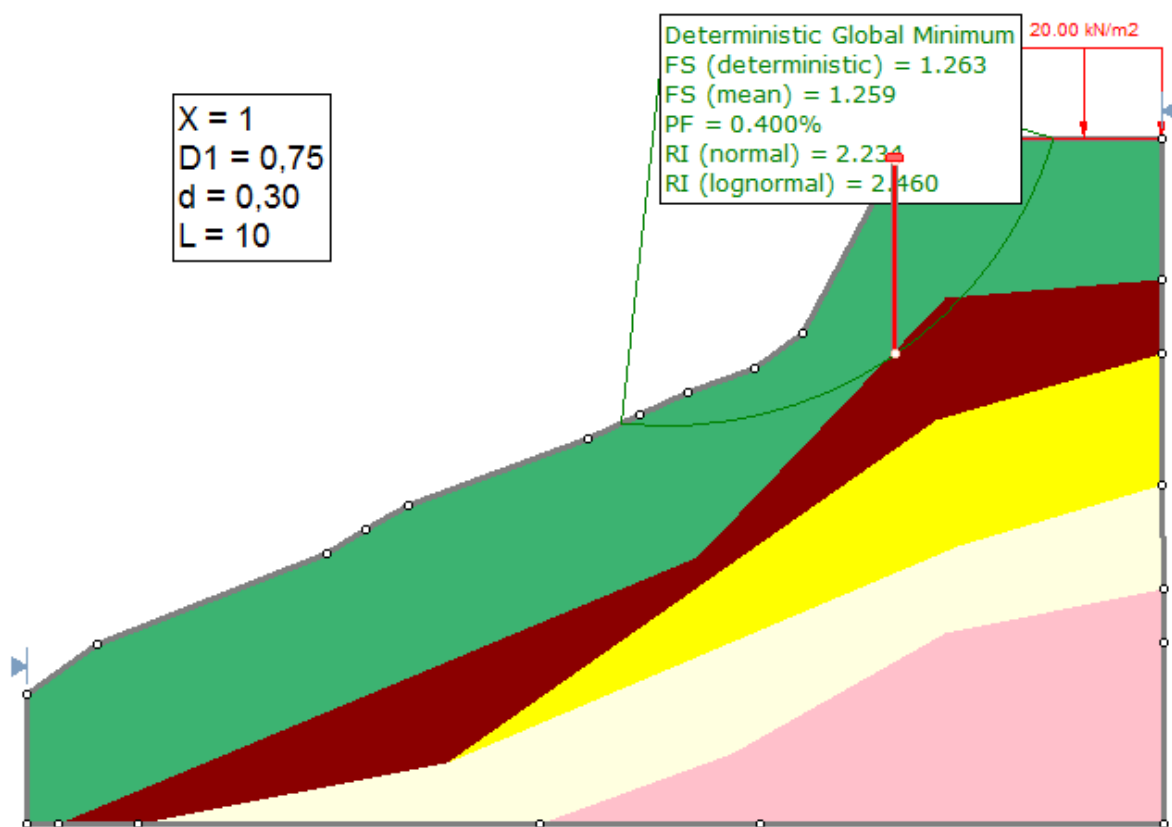


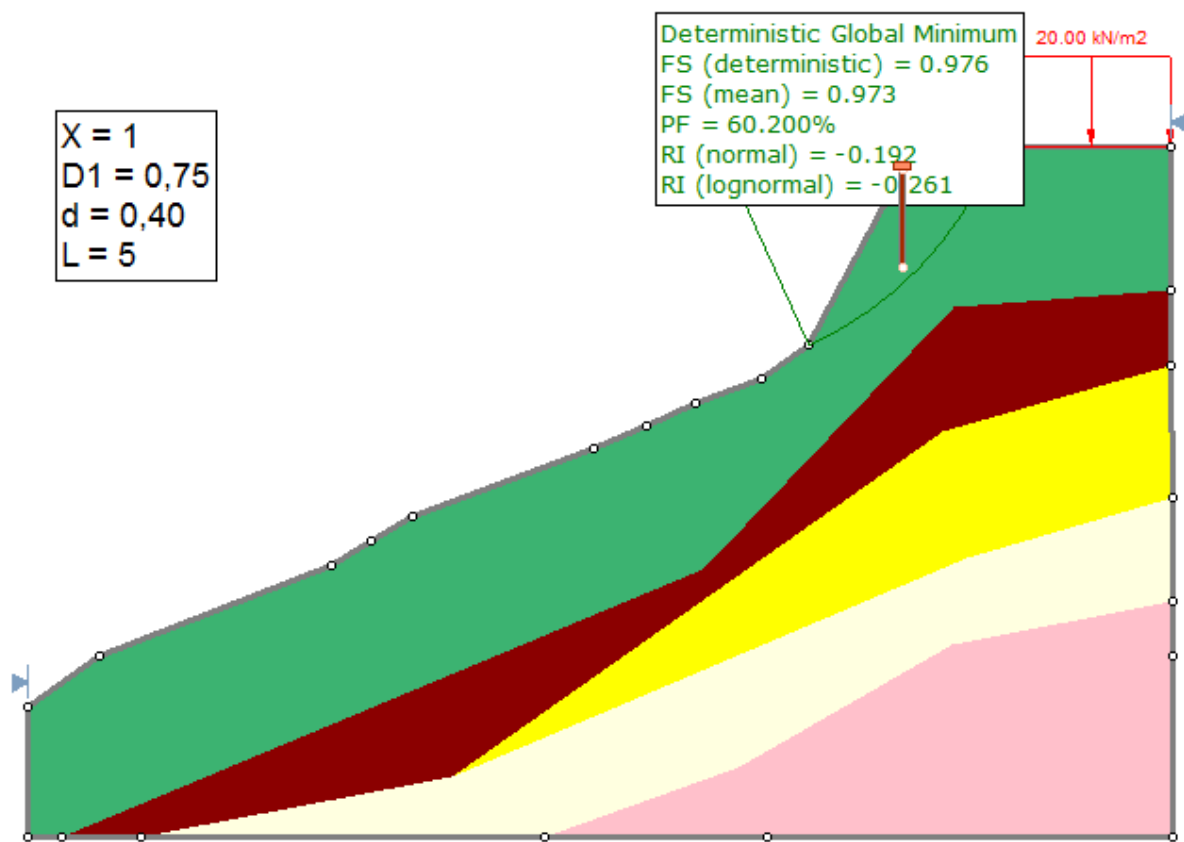
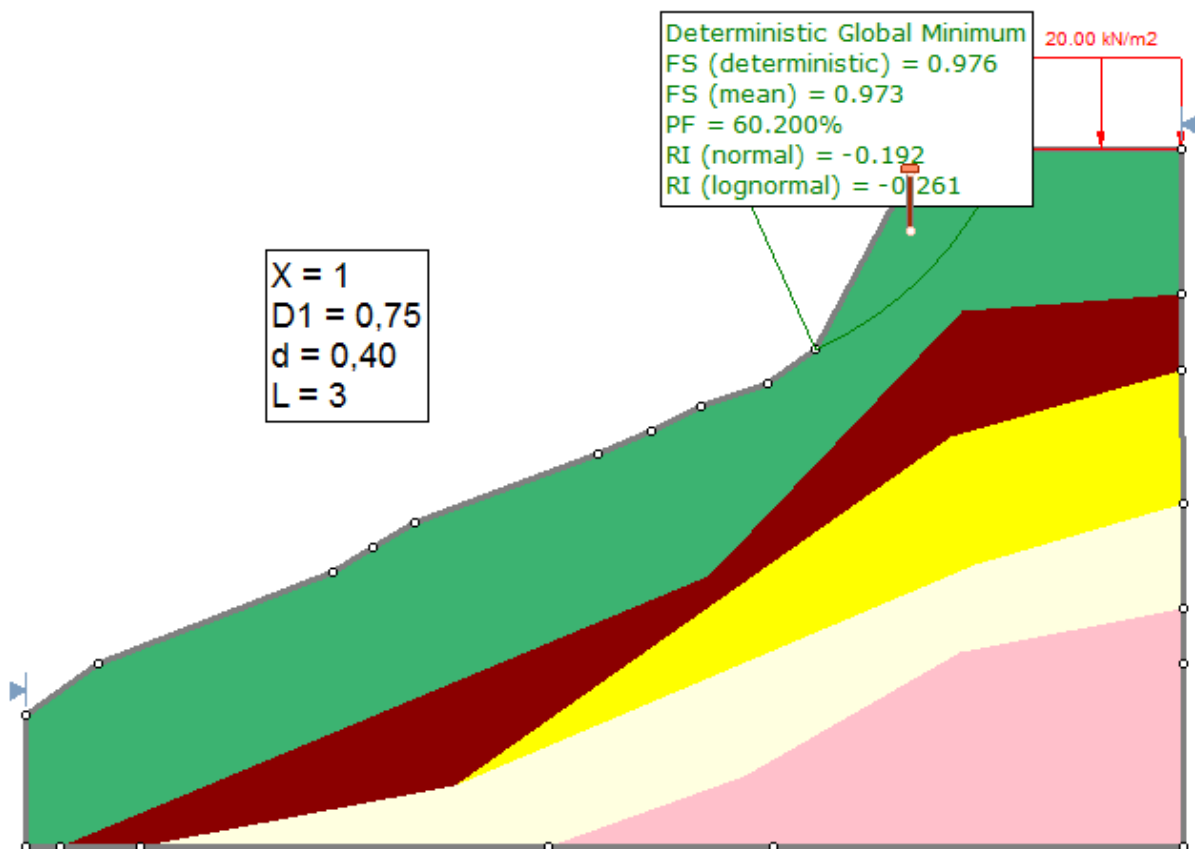


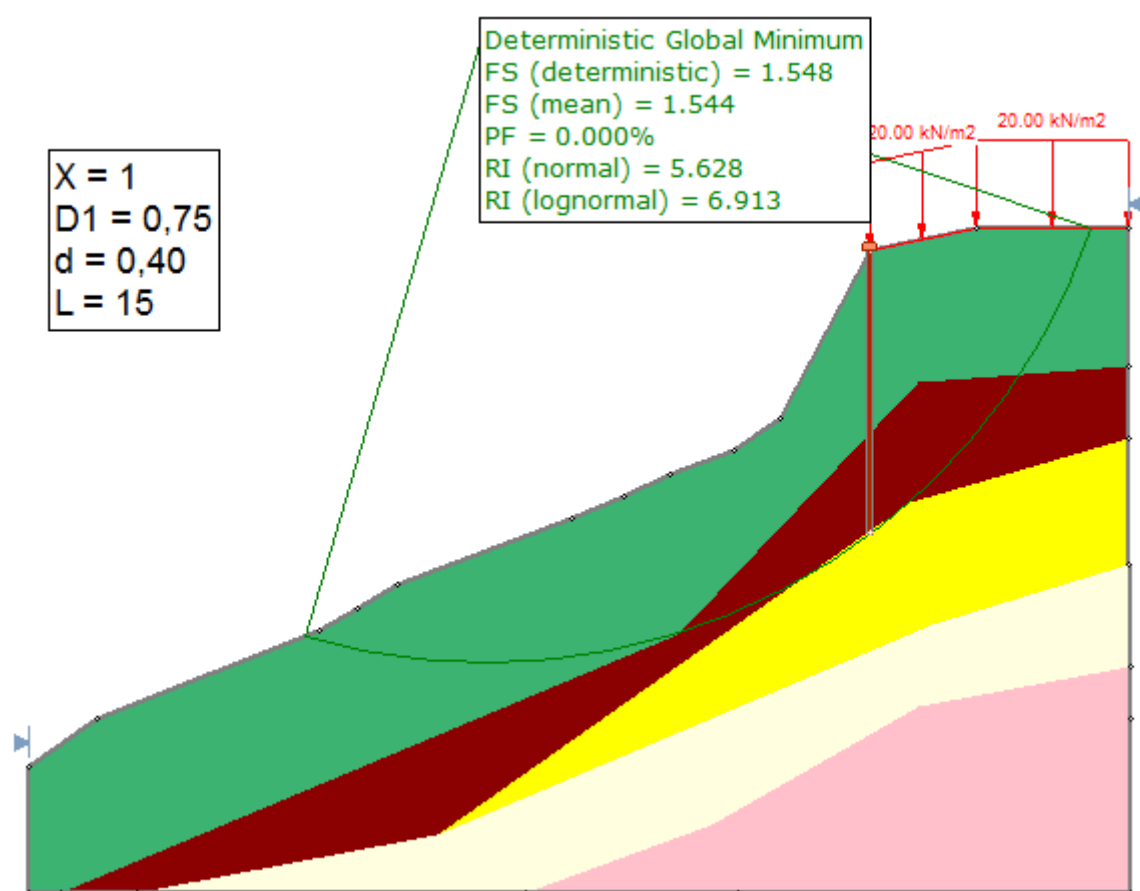
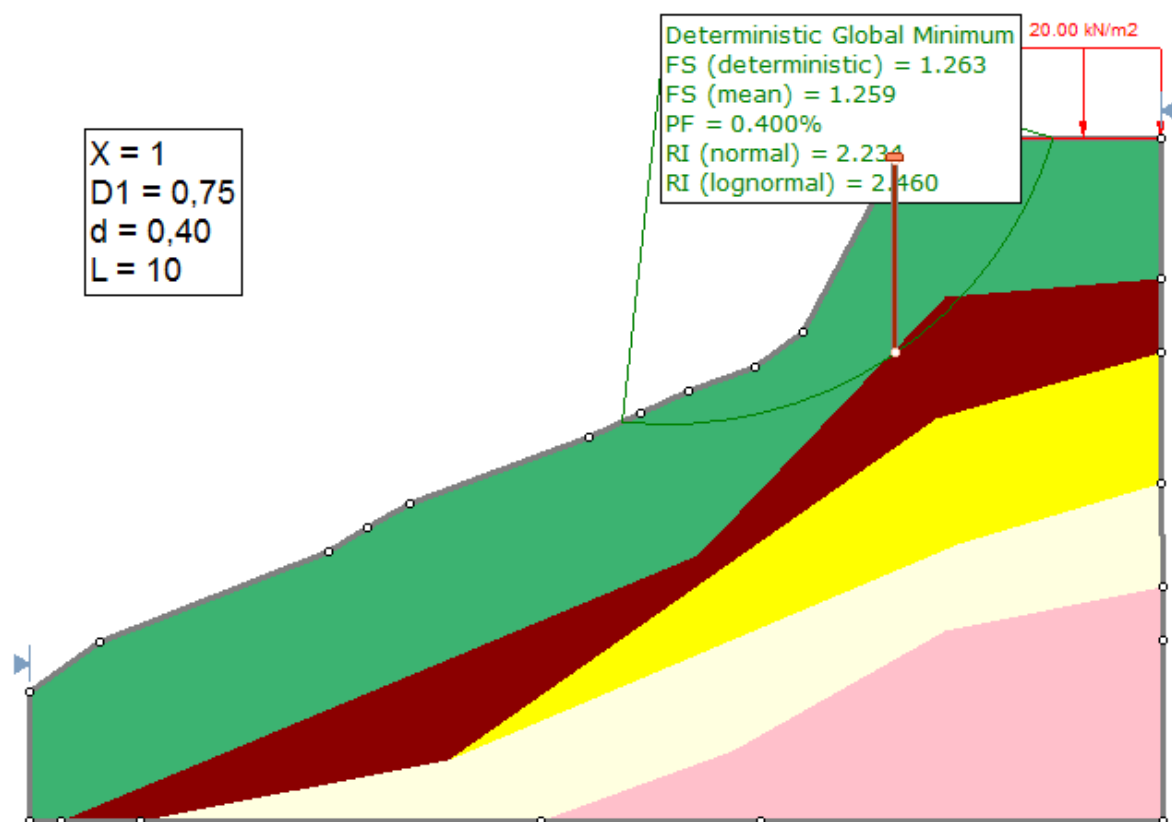


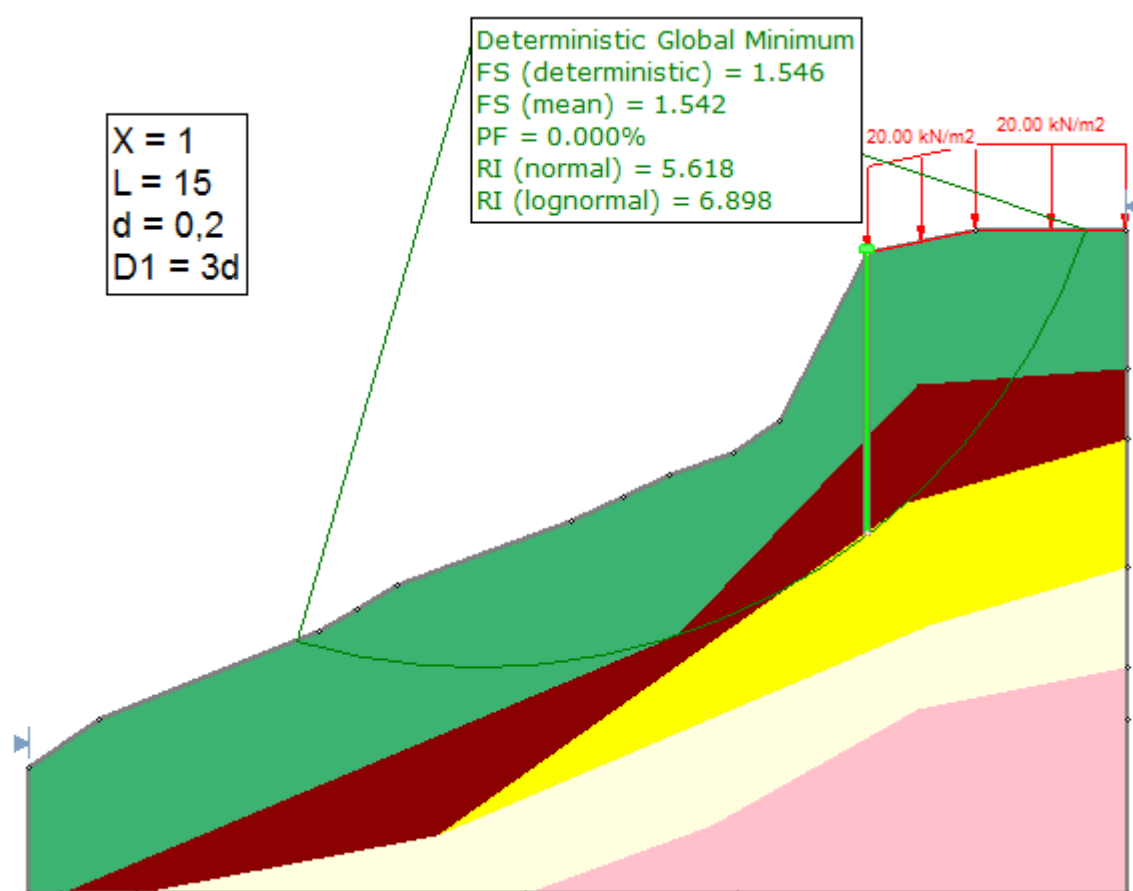
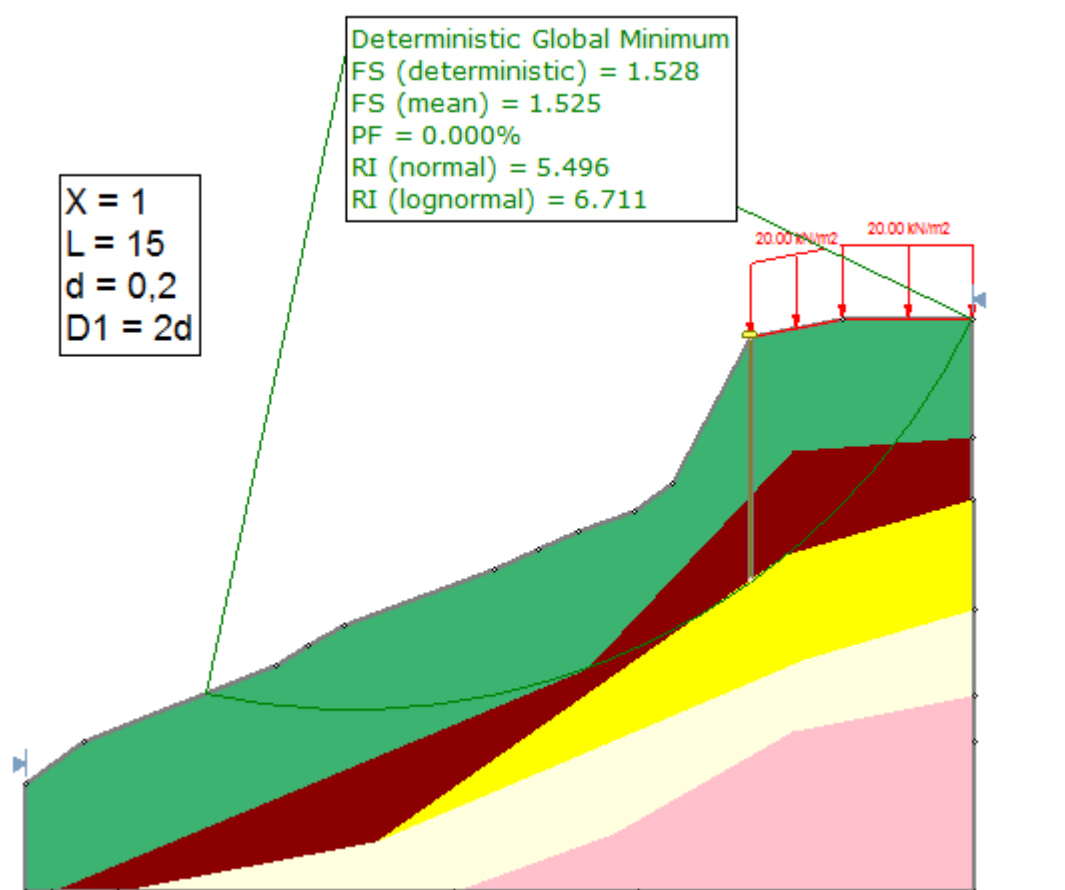






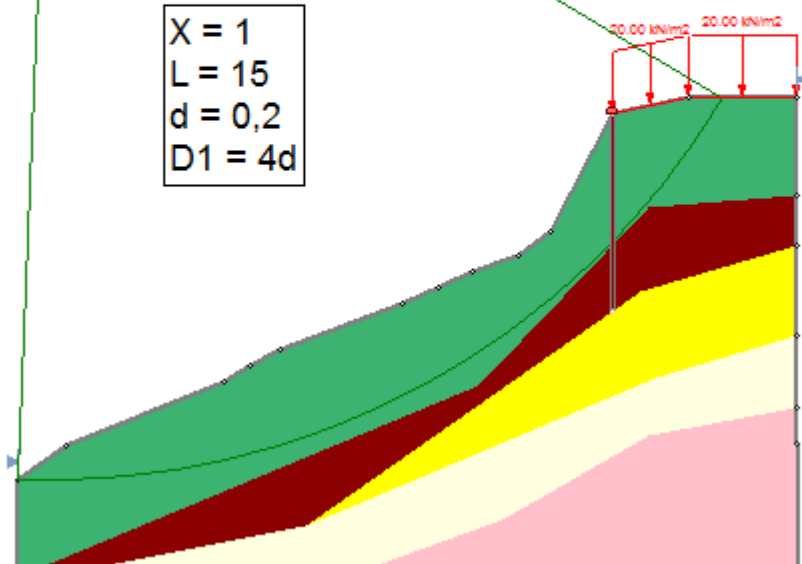






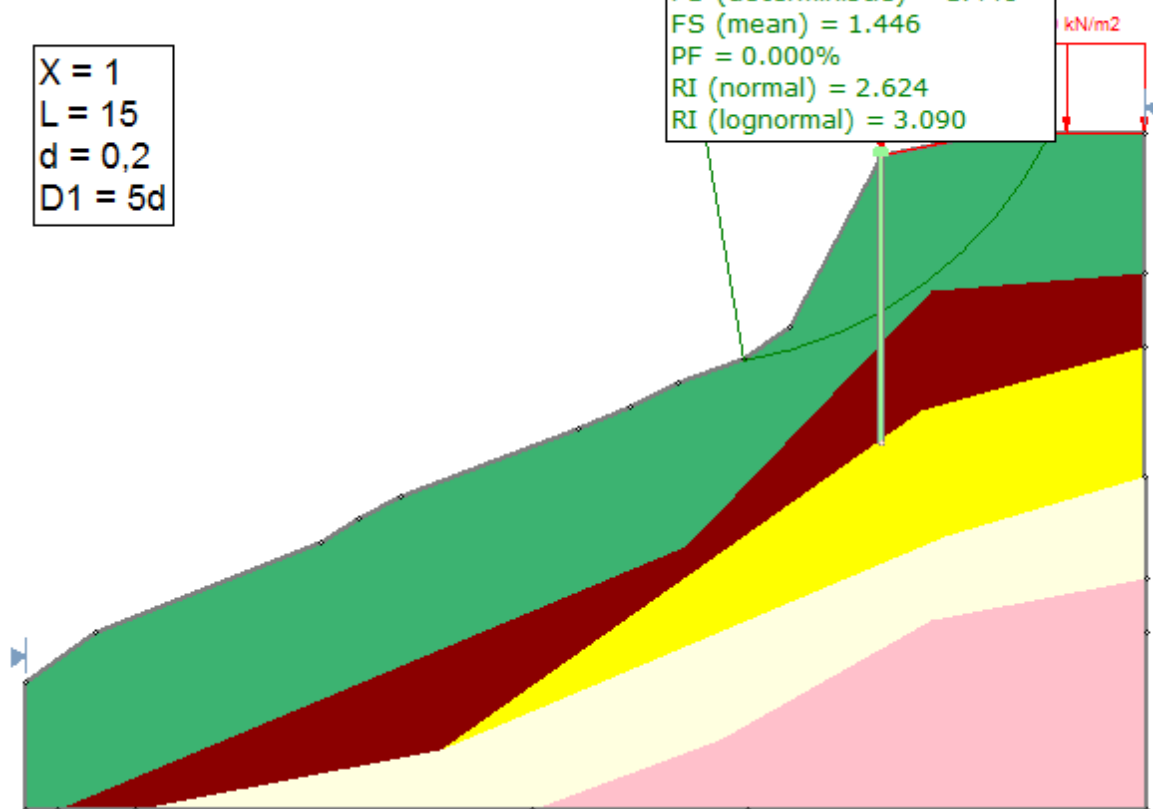
Deterministic Global Minimum  
 FS (deterministic) = 1.501  
 FS (mean) = 1.499  
 PF = 0.000%  
 RI (normal) = 3.172  
 RI (lognormal) = 3.815

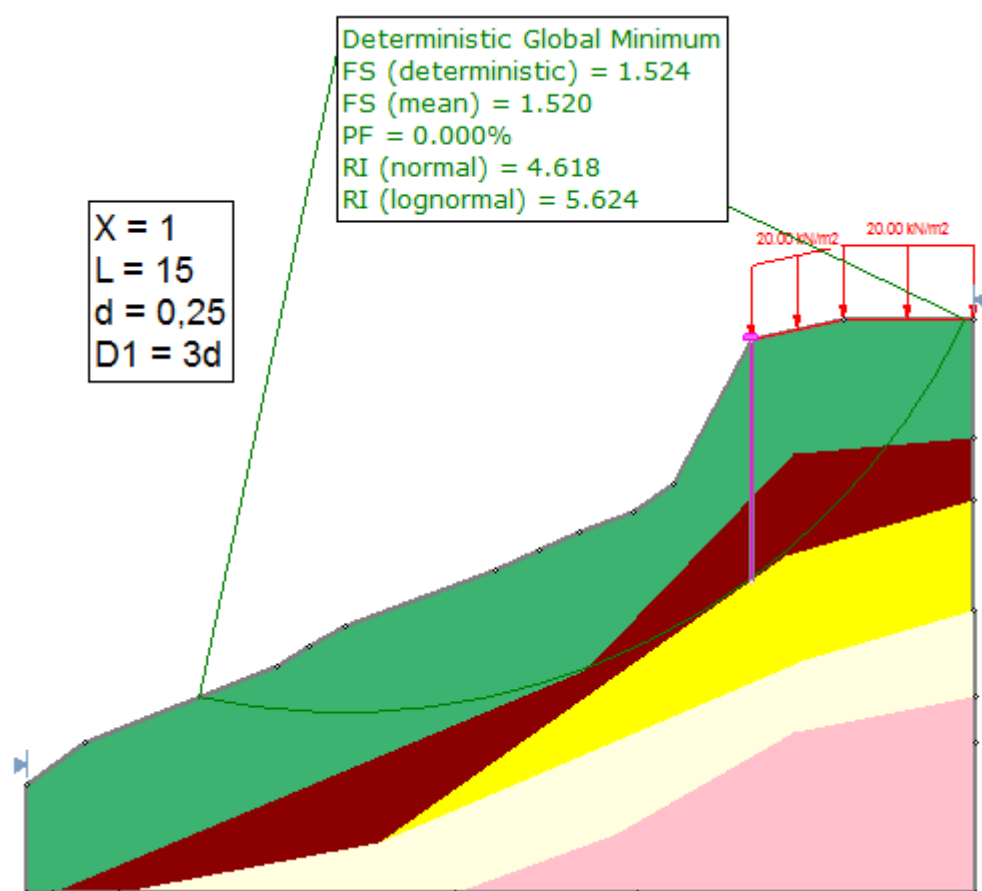
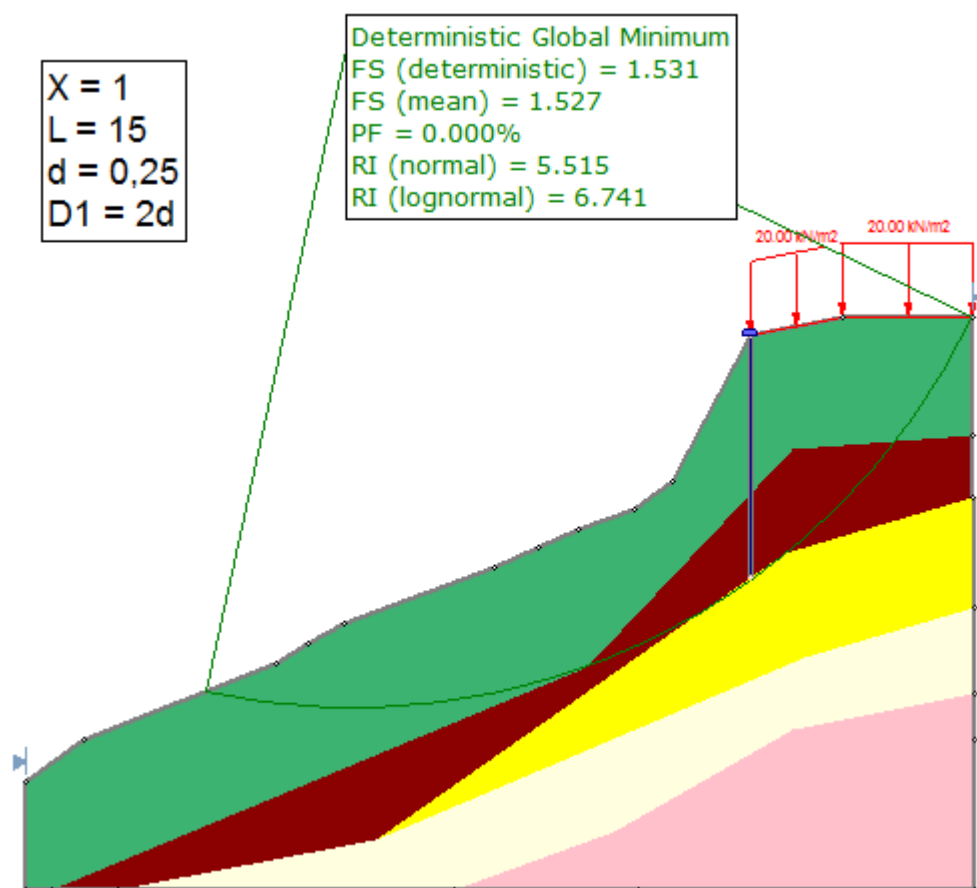
X = 1  
 L = 15  
 d = 0,2  
 D1 = 4d

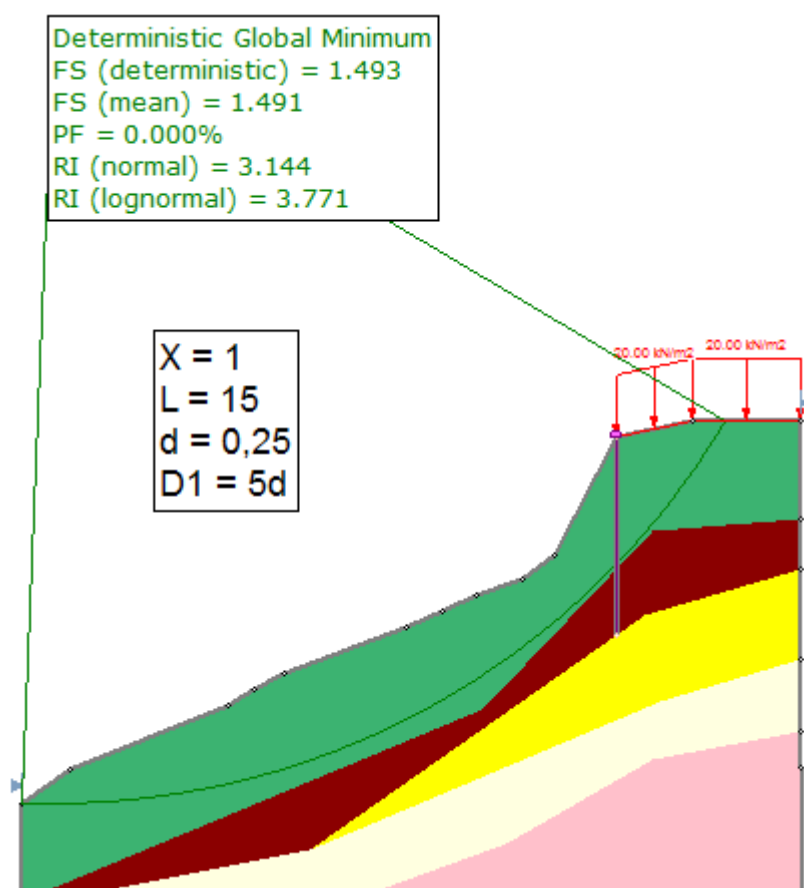
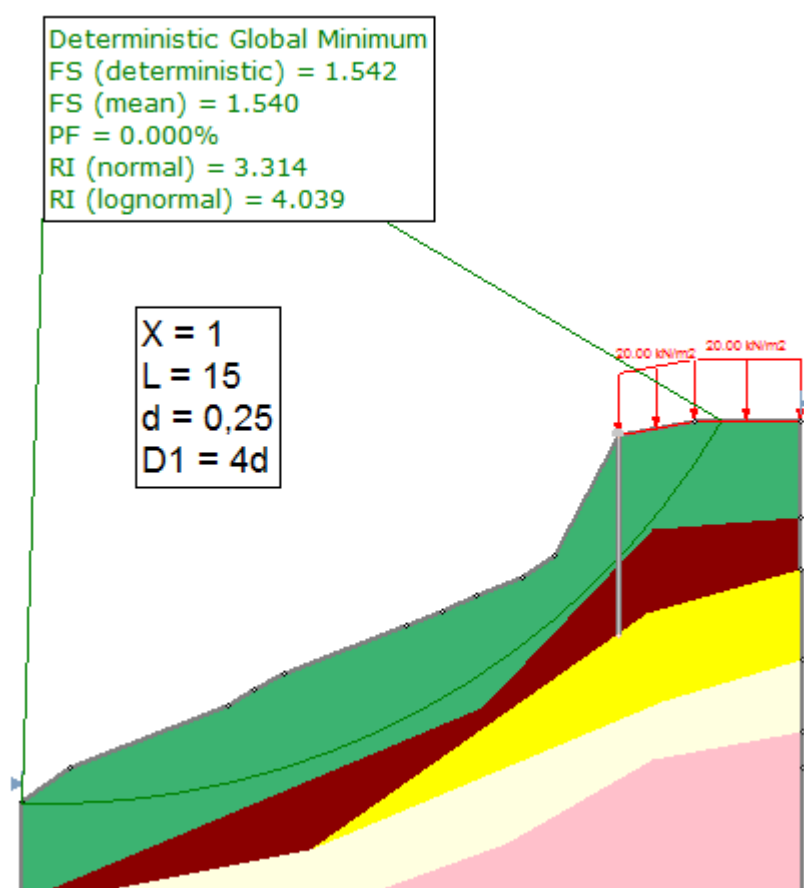


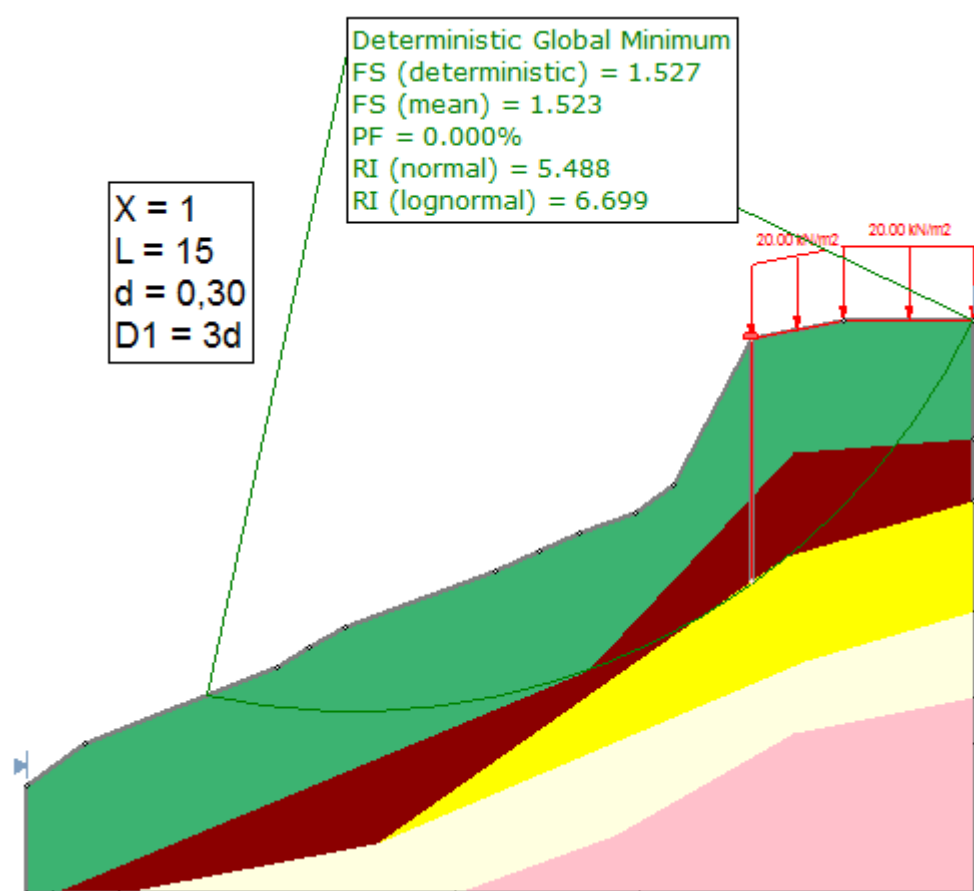
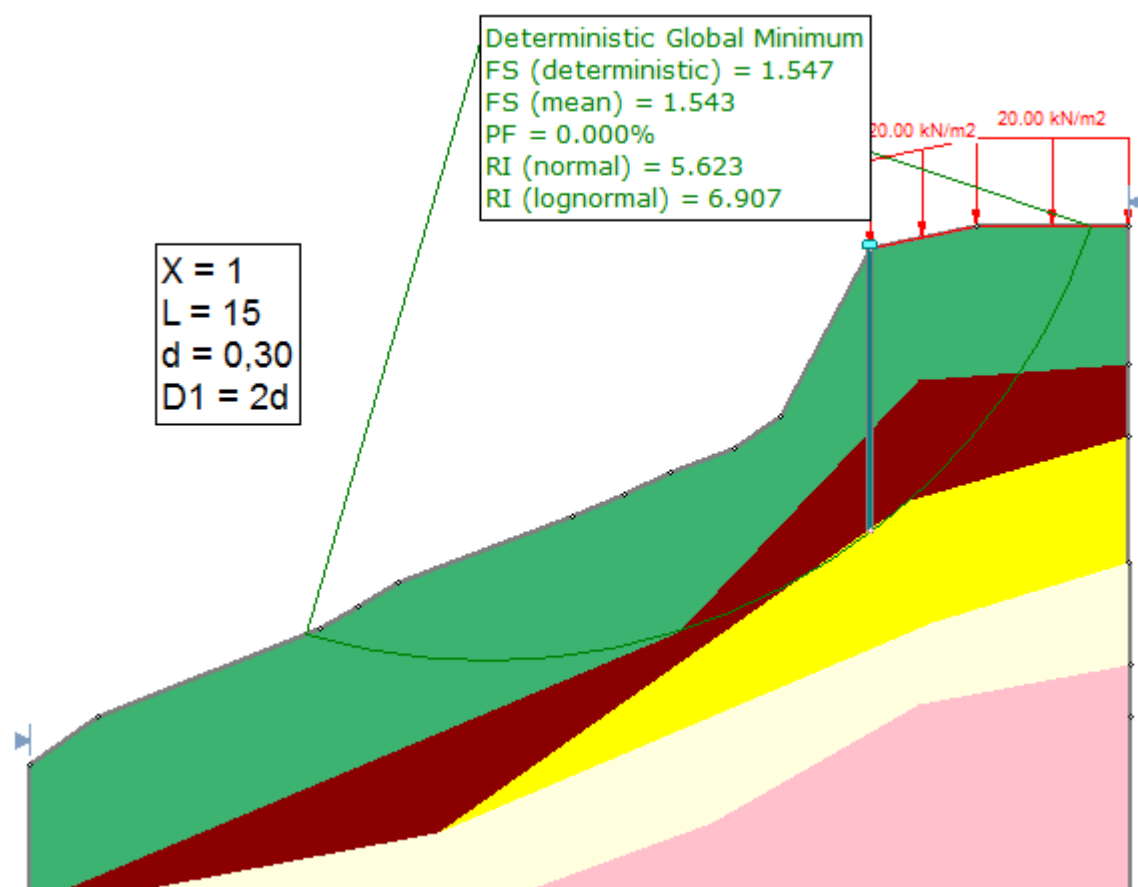
Deterministic Global Minimum  
 FS (deterministic) = 1.448  
 FS (mean) = 1.446  
 PF = 0.000%  
 RI (normal) = 2.624  
 RI (lognormal) = 3.090

X = 1  
 L = 15  
 d = 0,2  
 D1 = 5d



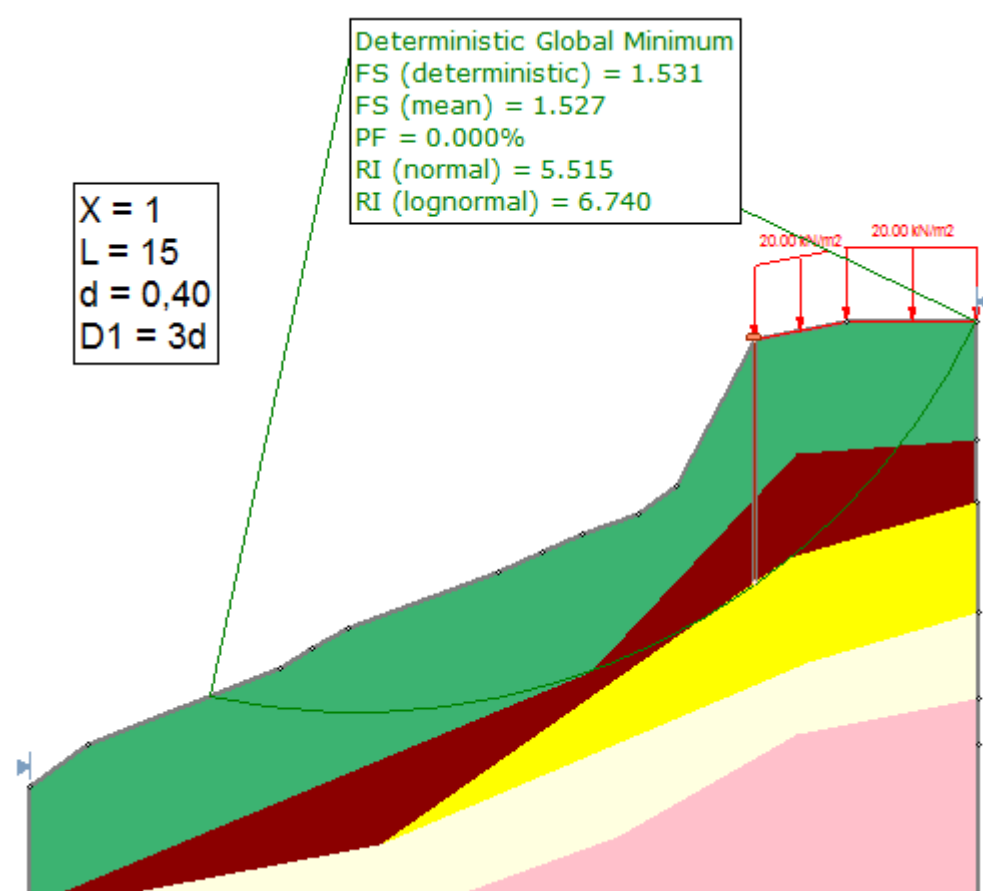
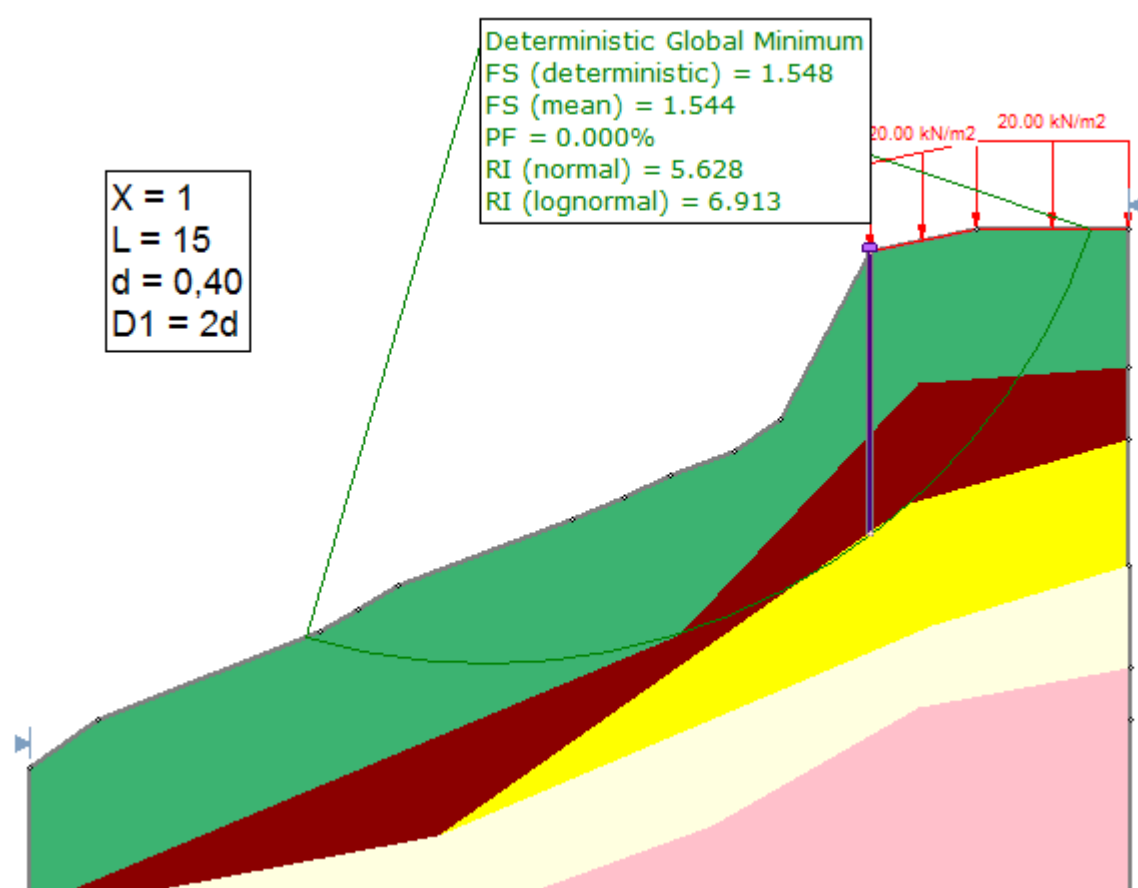


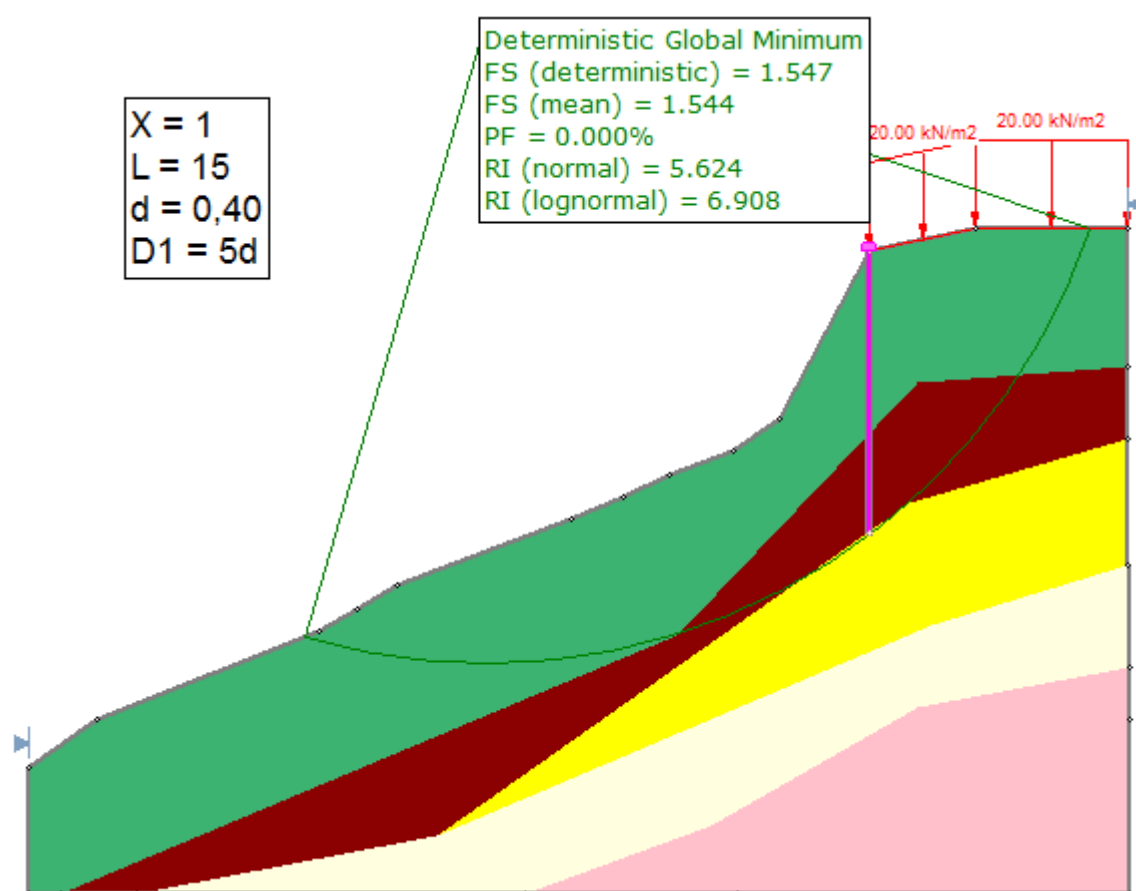
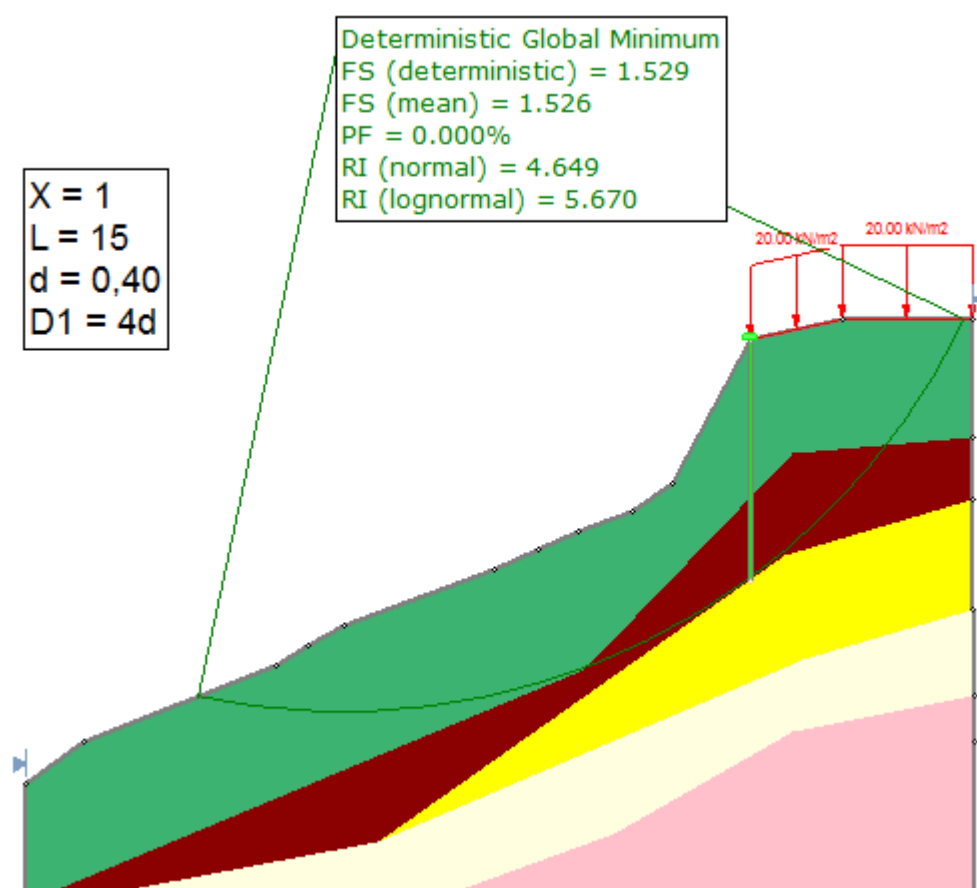


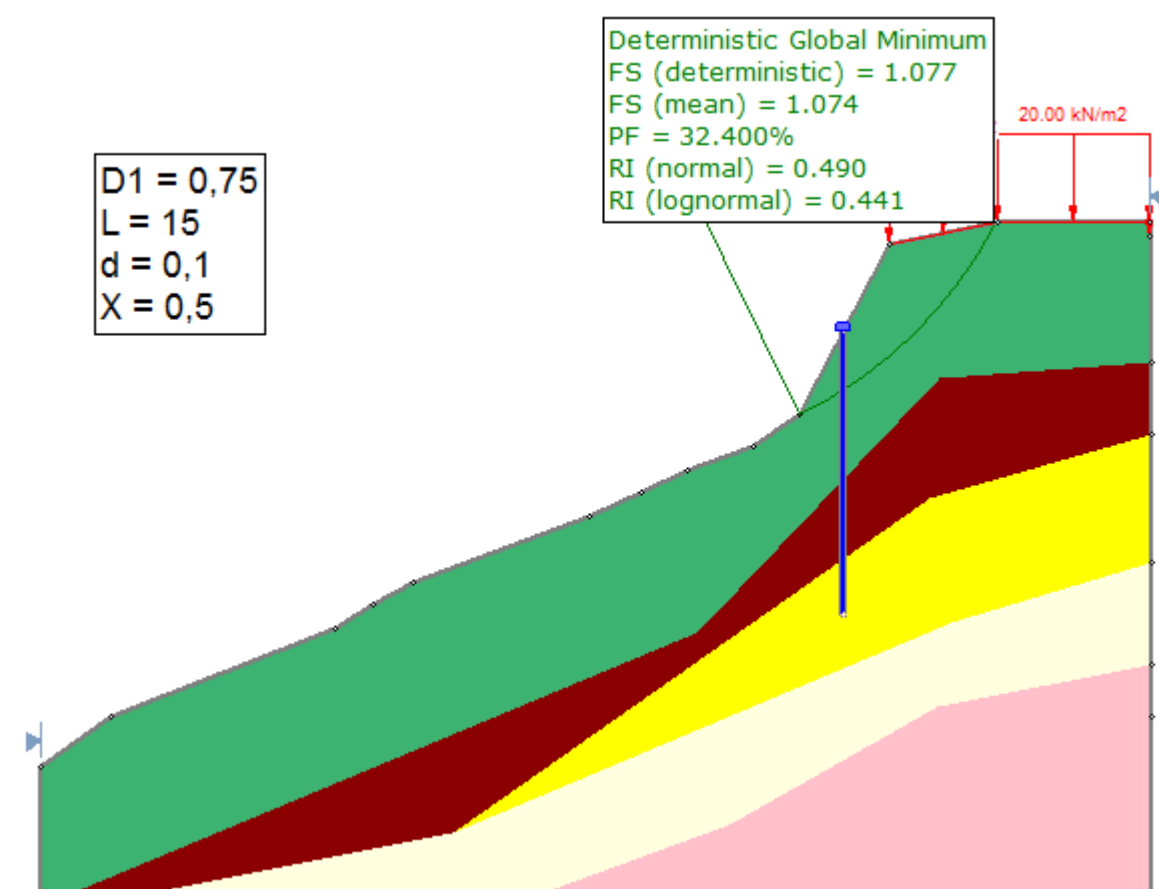
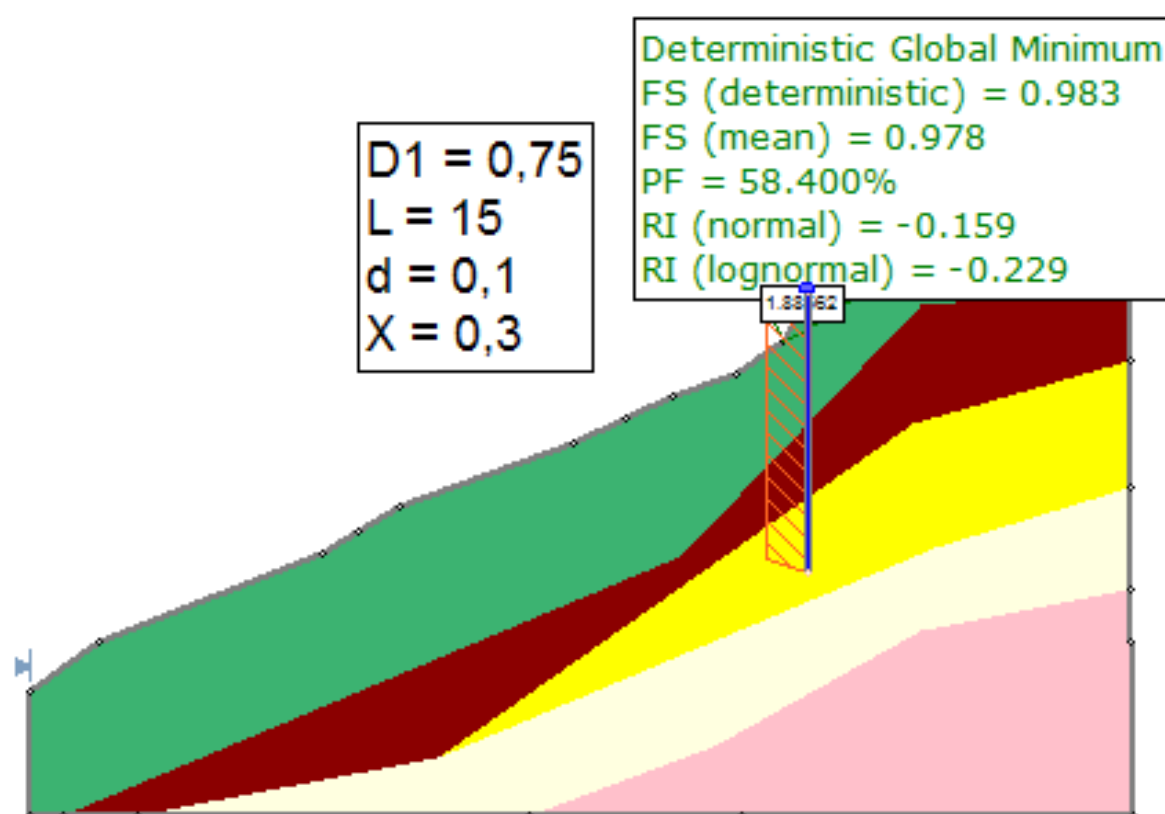


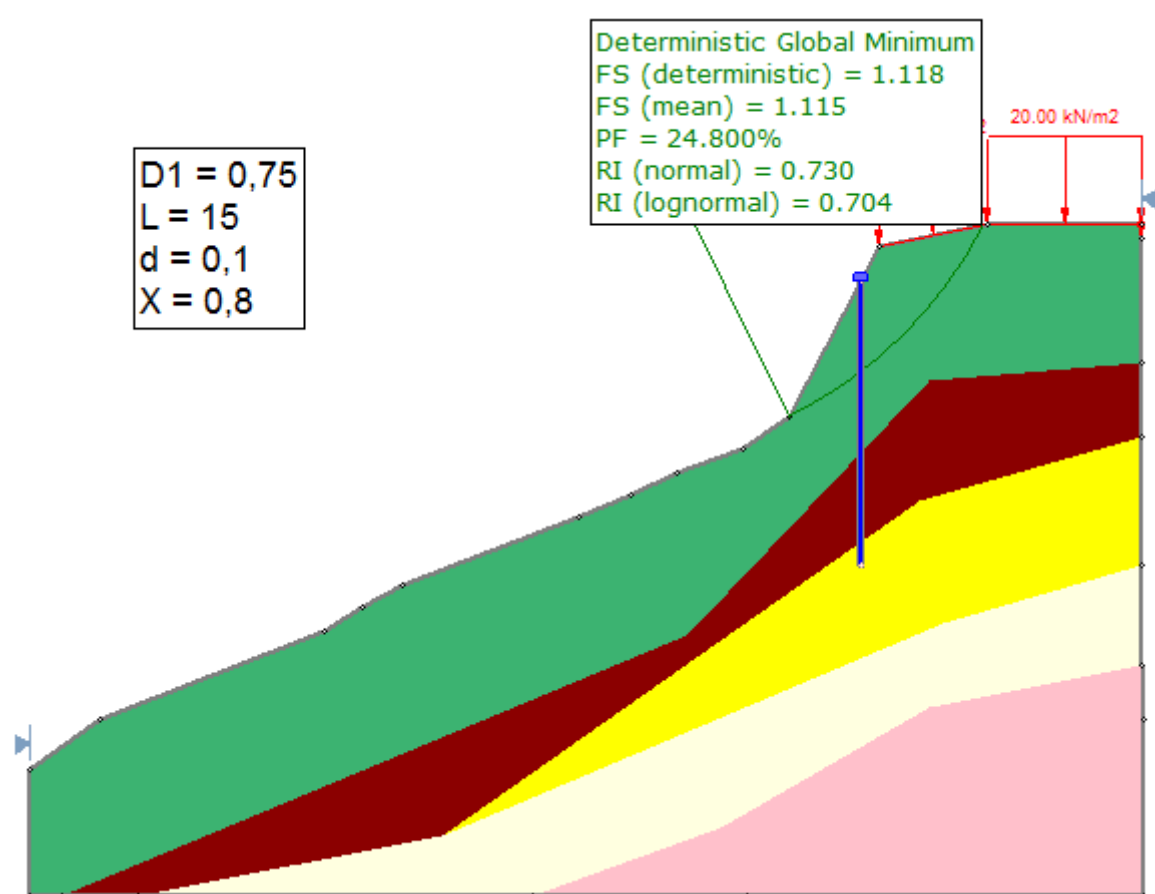
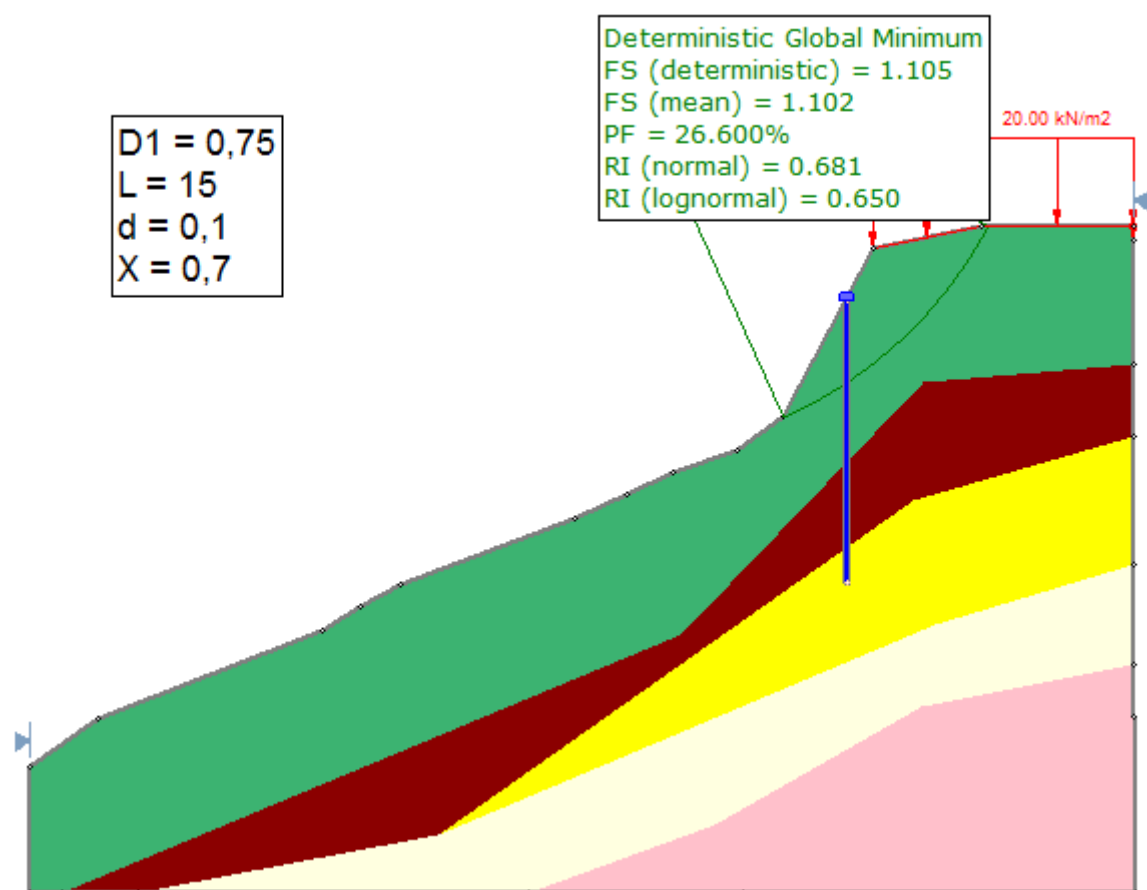


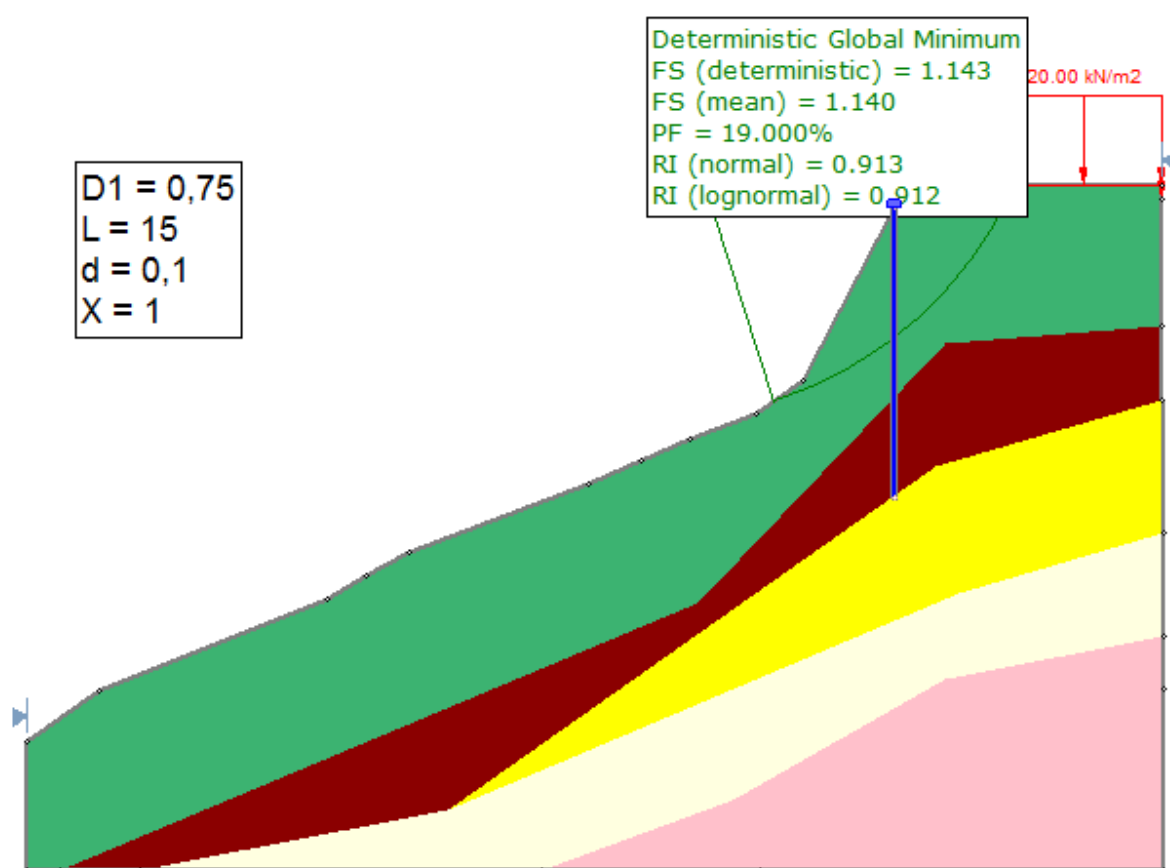
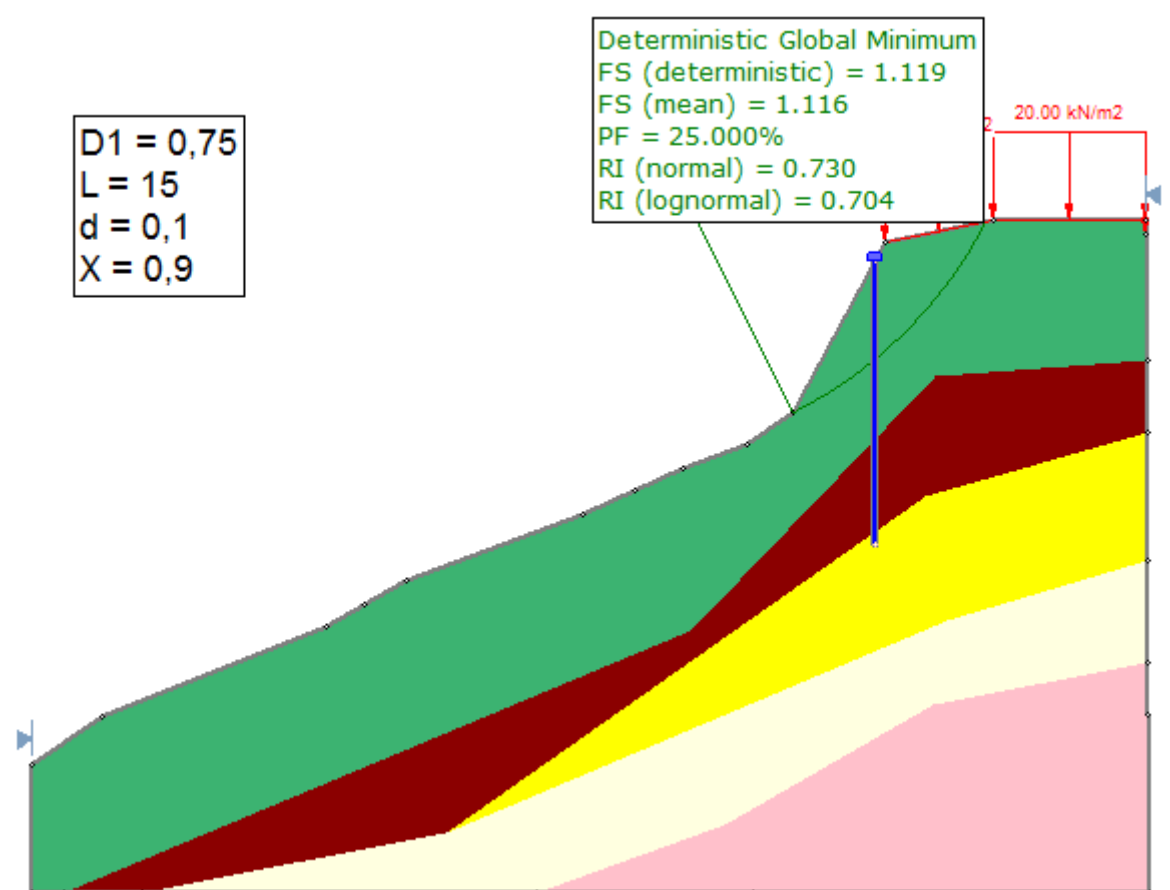


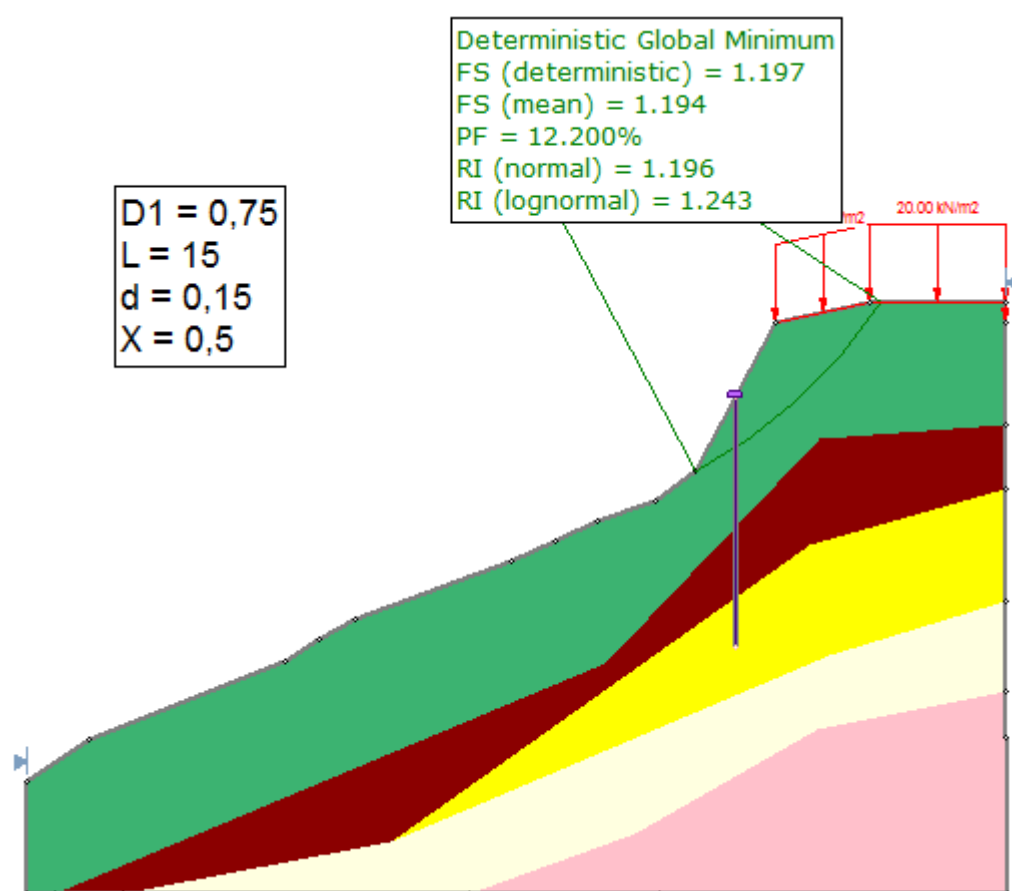
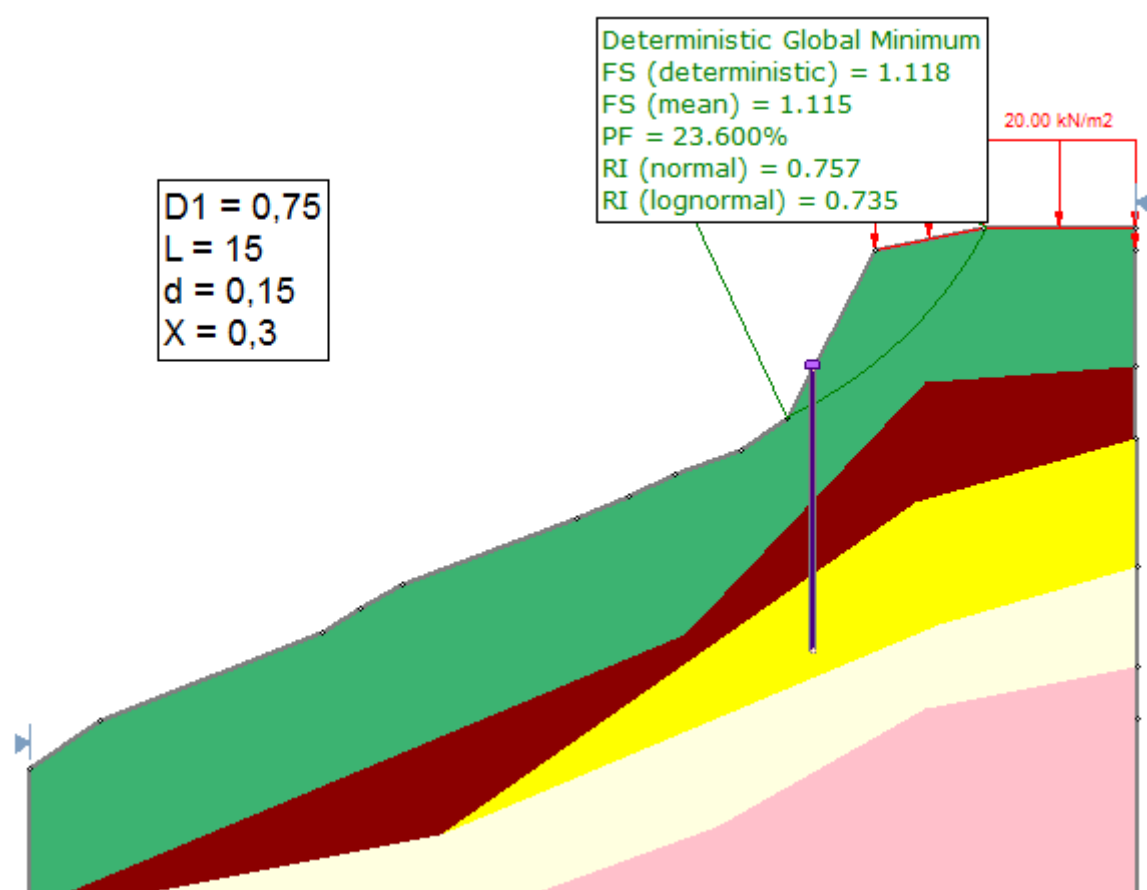


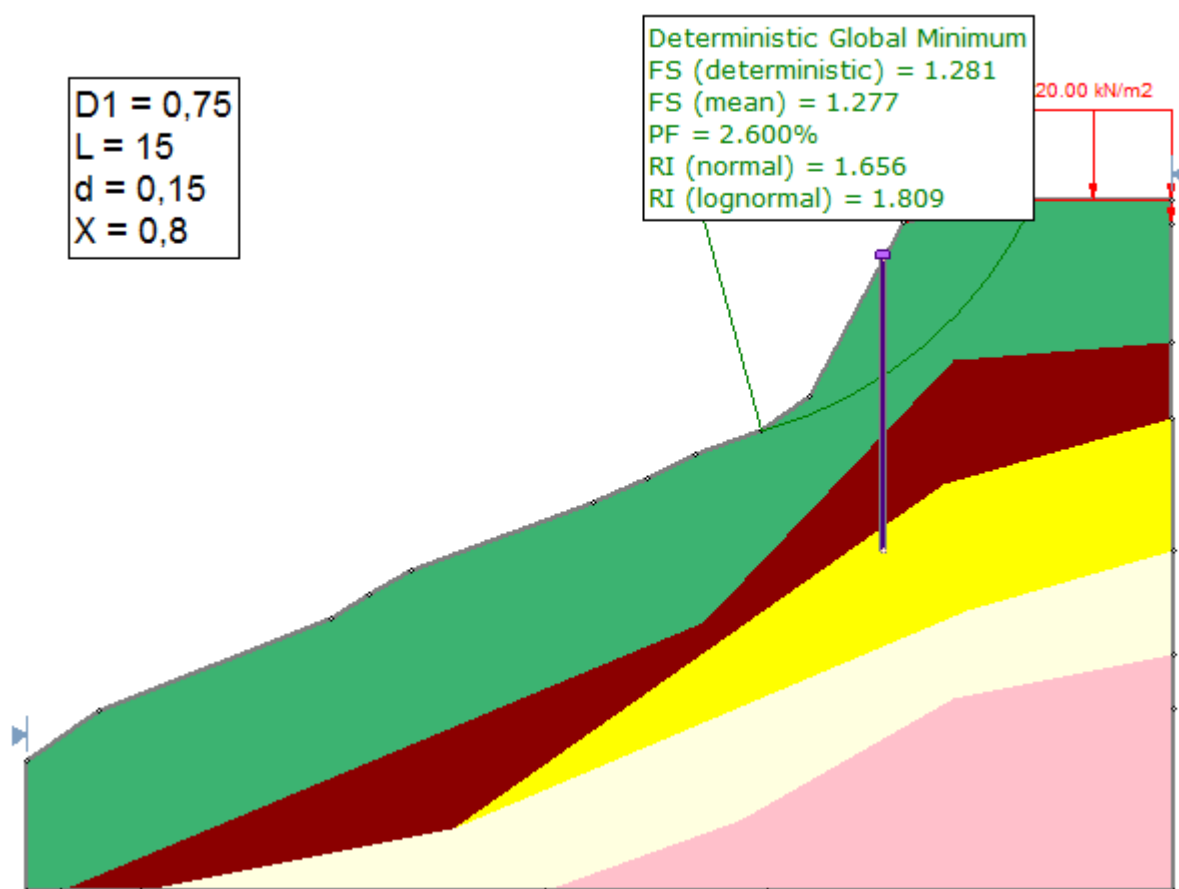
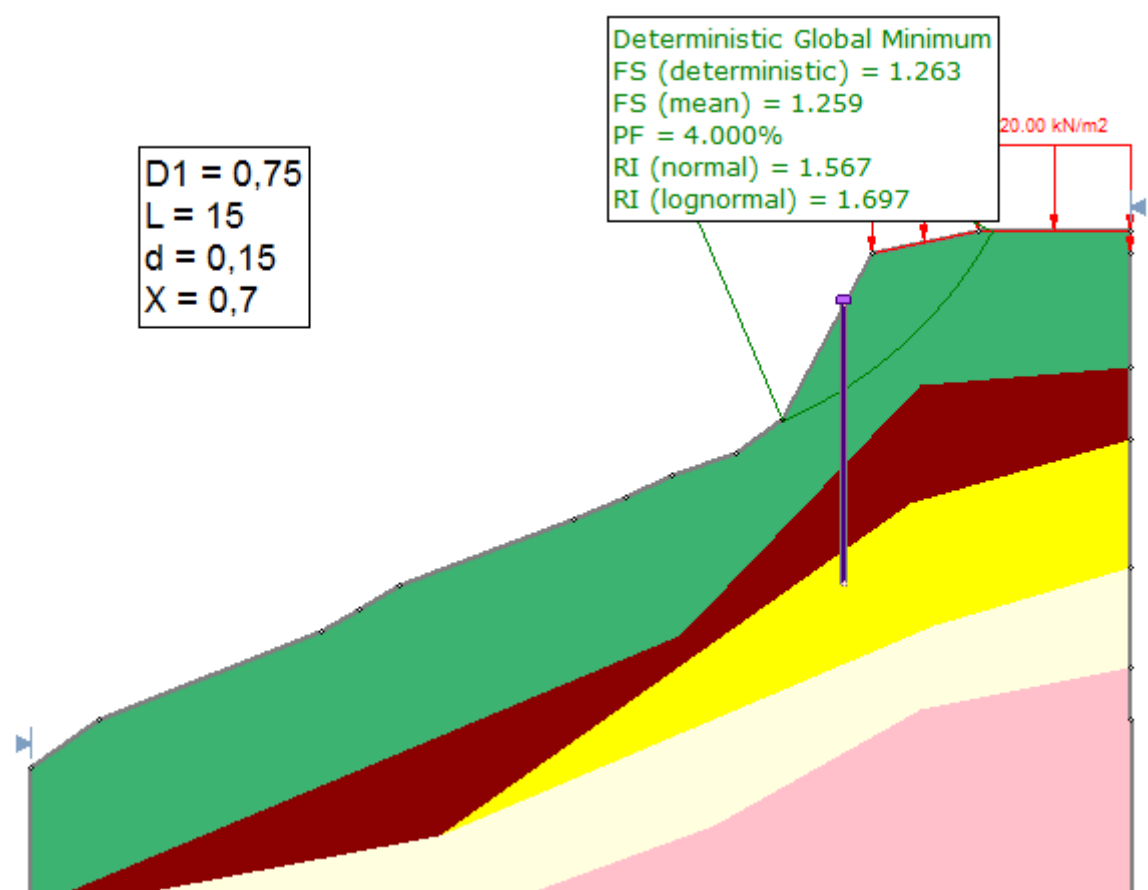




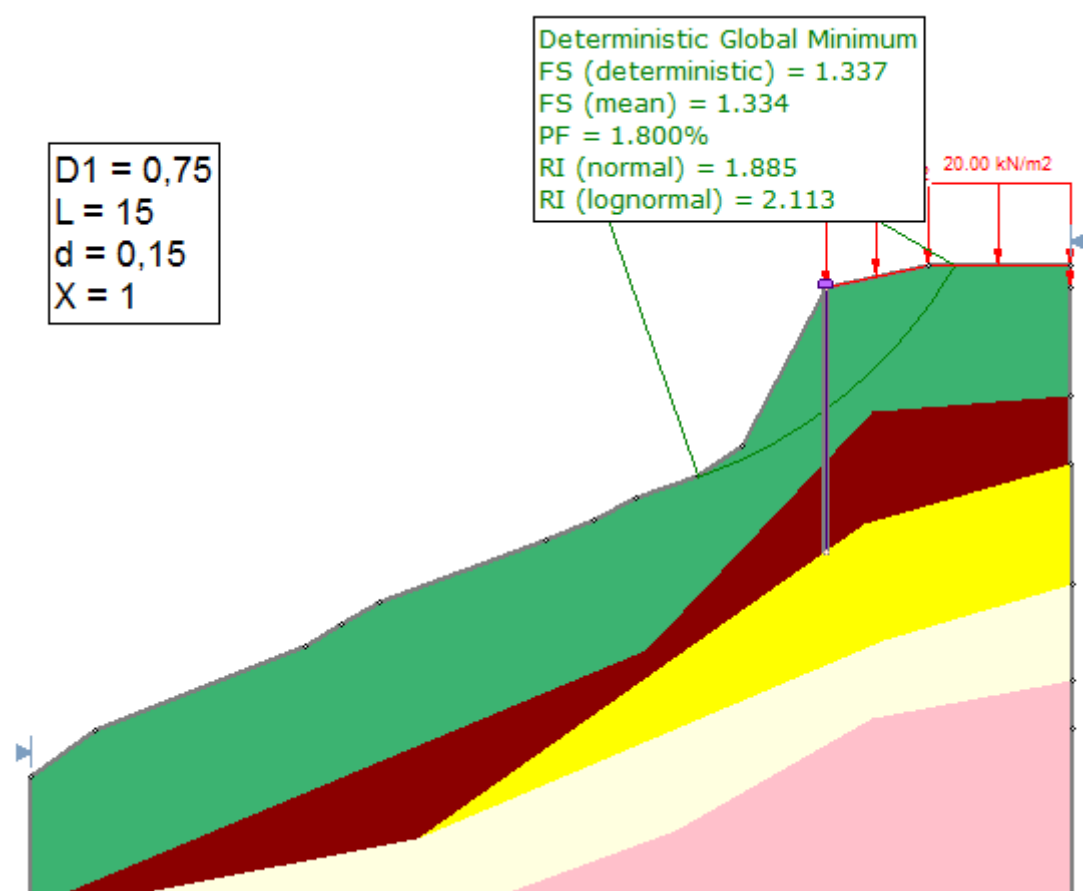
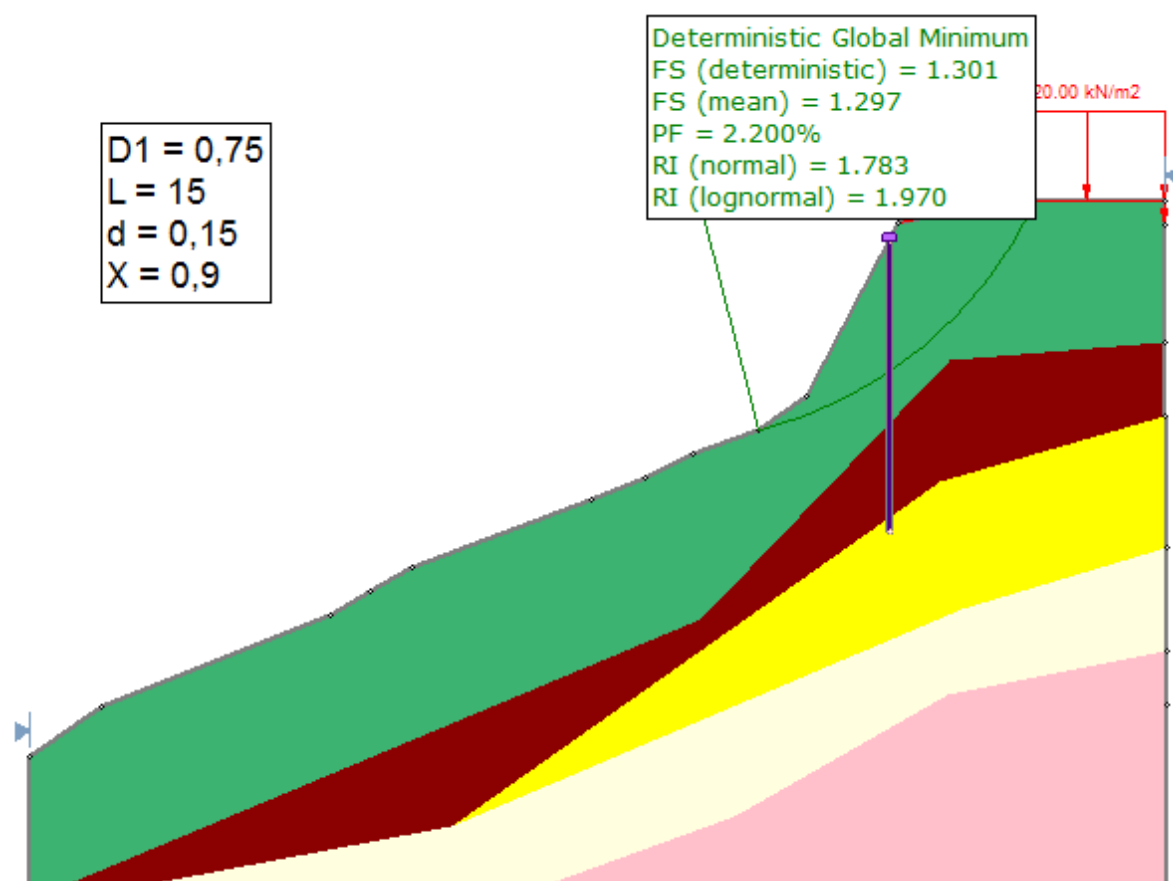


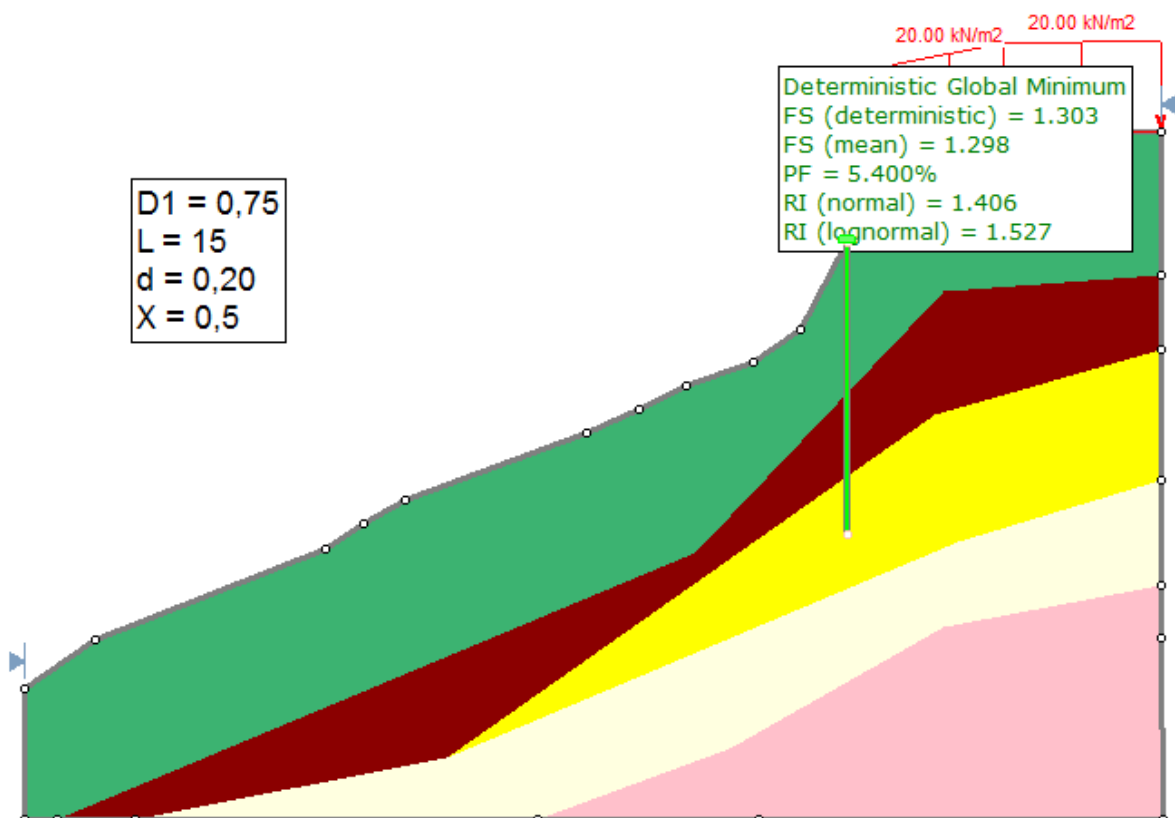
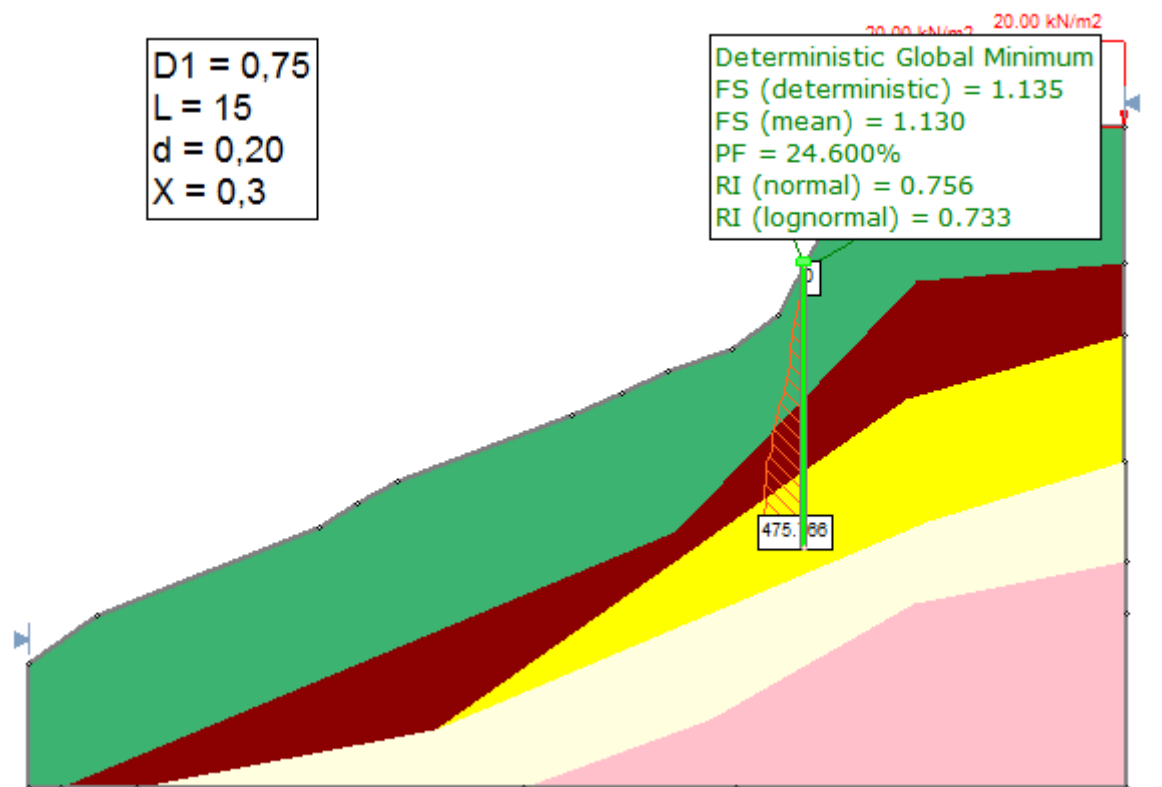


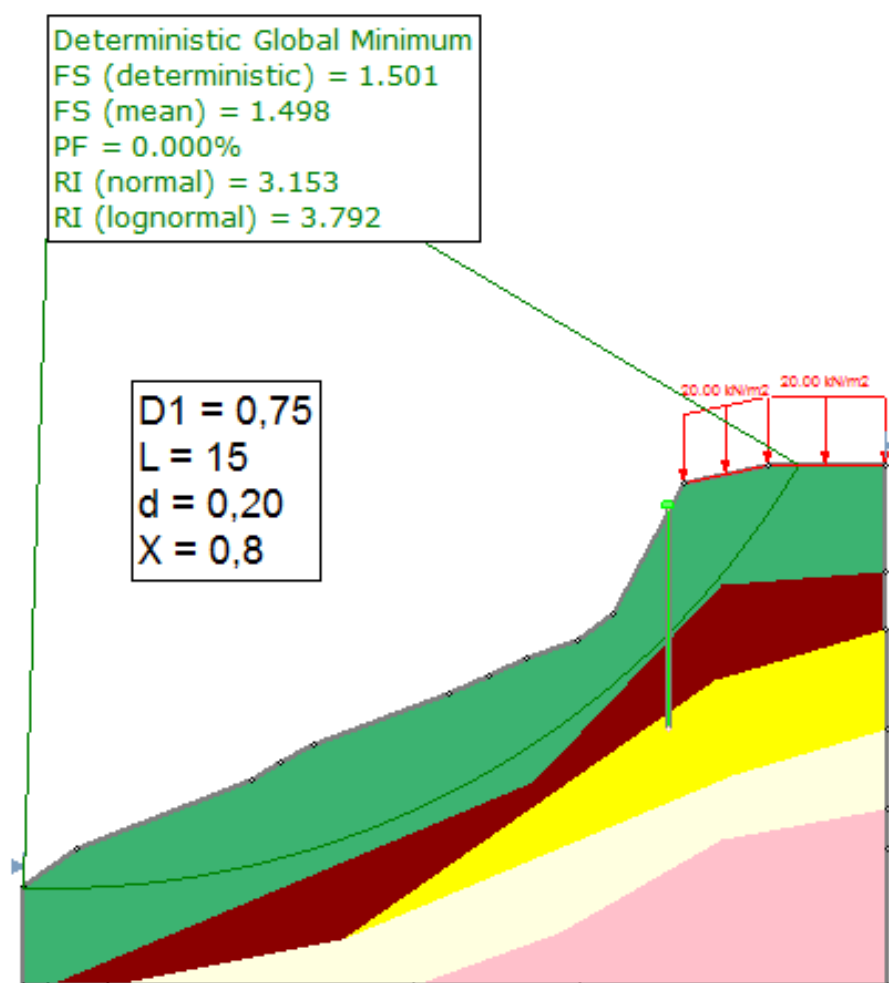
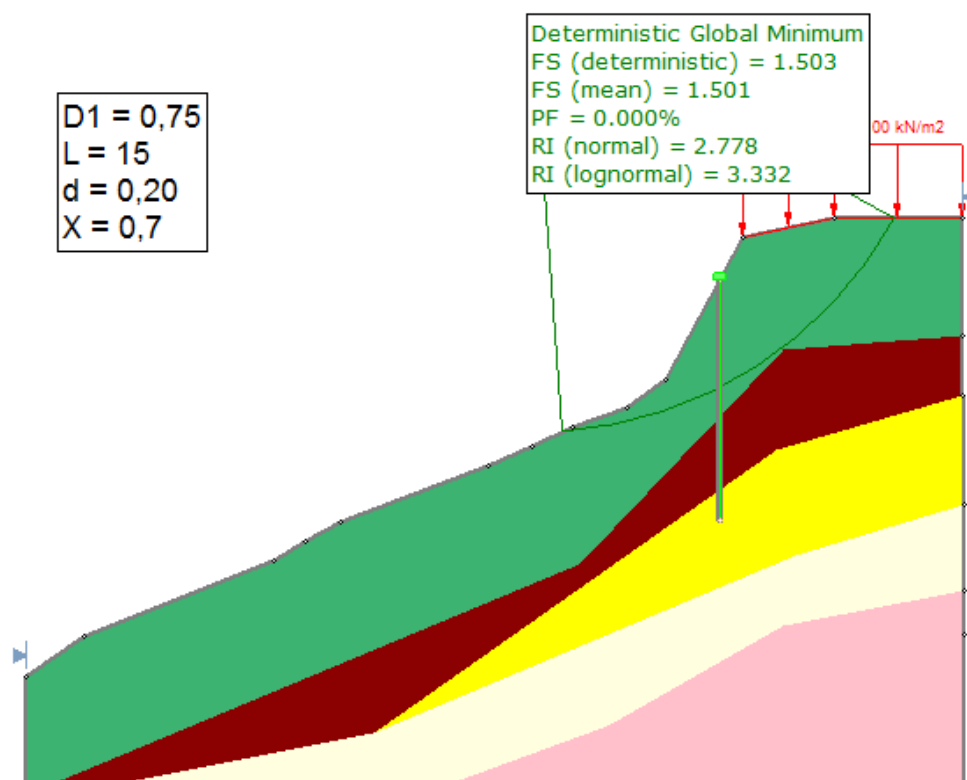


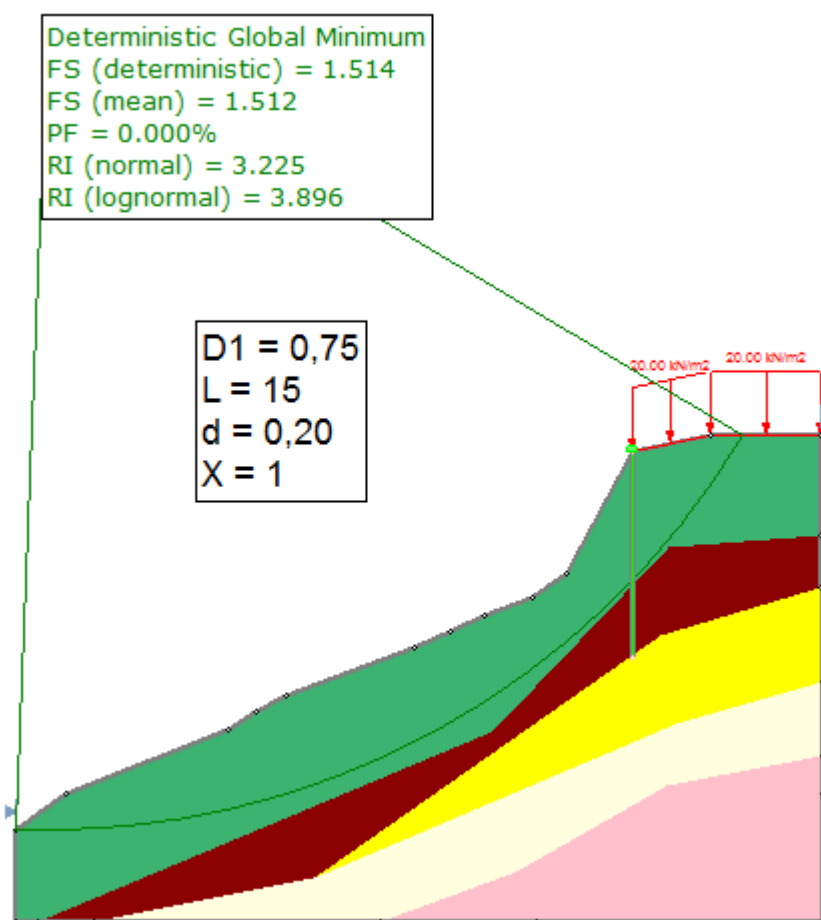
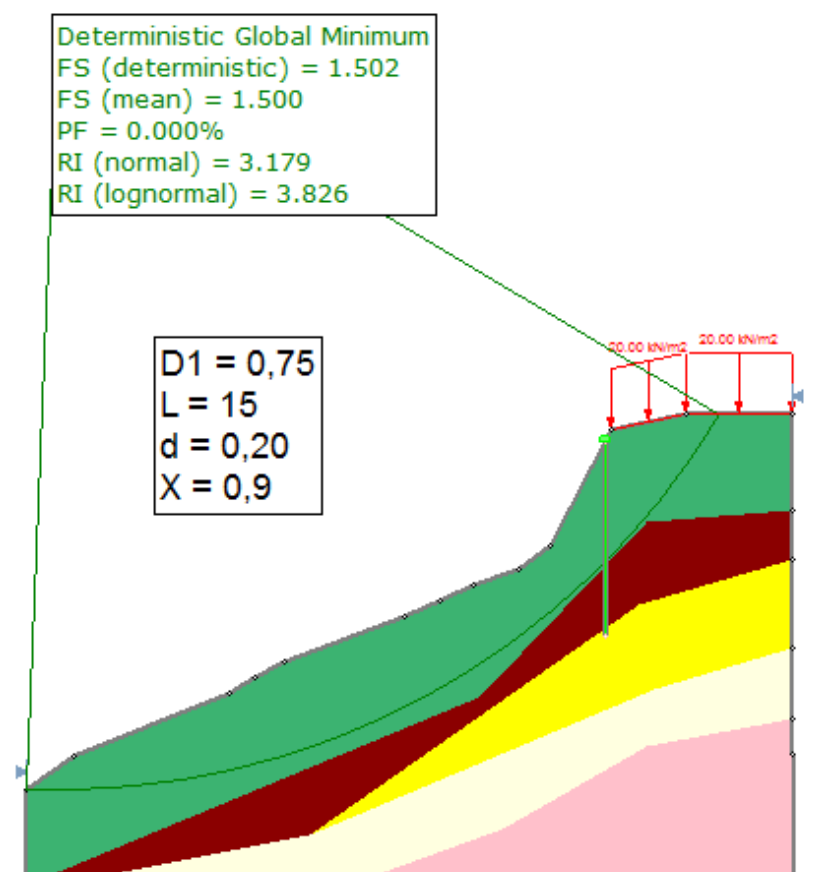


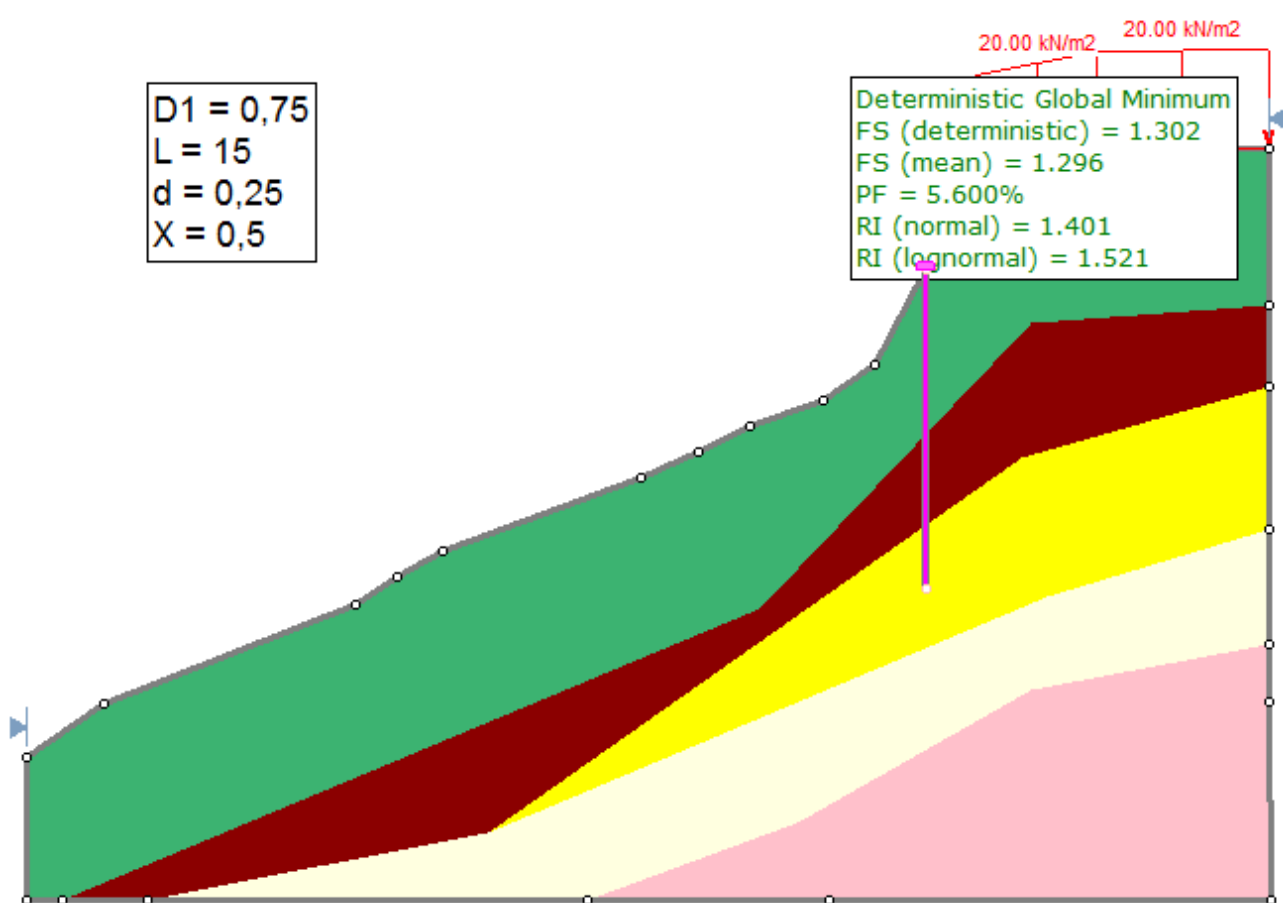
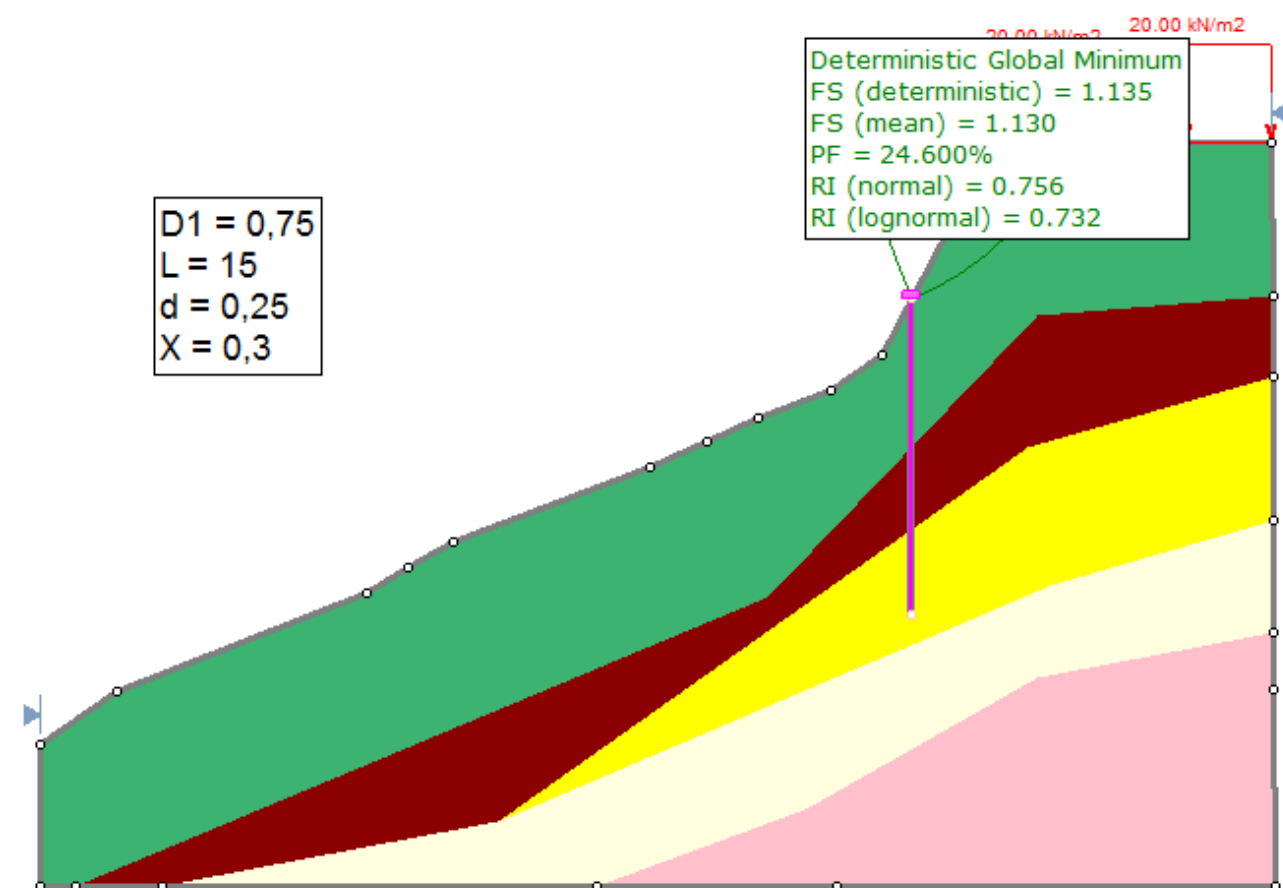






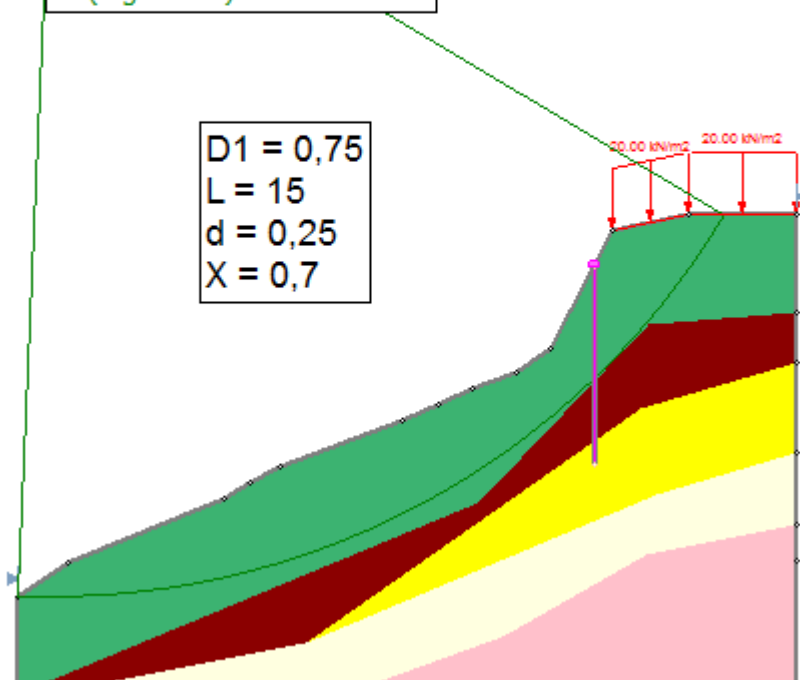






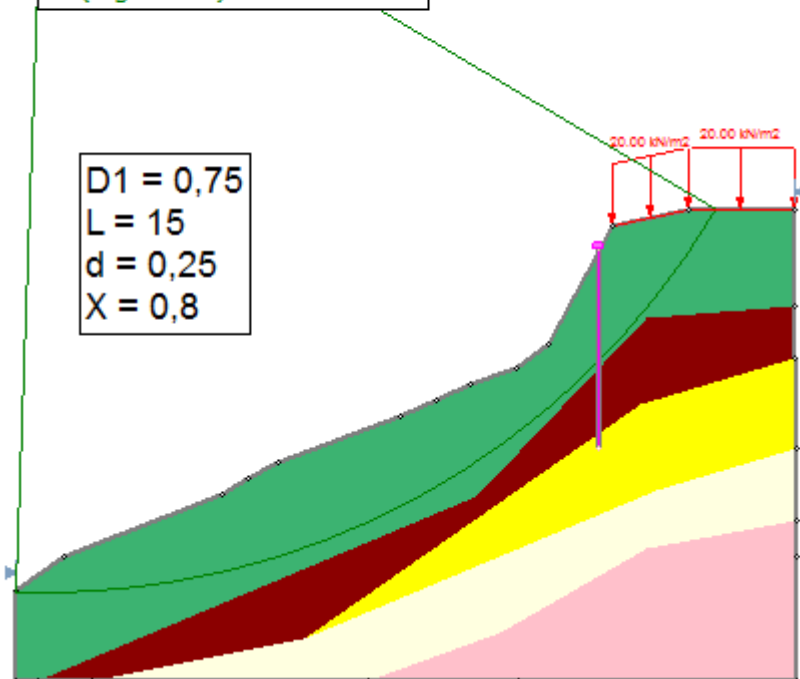
Deterministic Global Minimum  
 FS (deterministic) = 1.577  
 FS (mean) = 1.575  
 PF = 0.000%  
 RI (normal) = 3.488  
 RI (lognormal) = 4.299

D1 = 0,75  
 L = 15  
 d = 0,25  
 X = 0,7



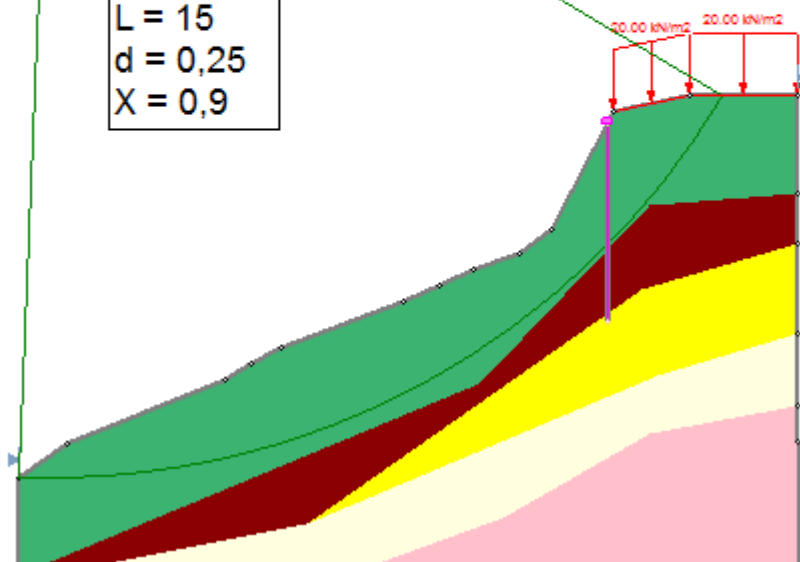
Deterministic Global Minimum  
 FS (deterministic) = 1.607  
 FS (mean) = 1.605  
 PF = 0.000%  
 RI (normal) = 3.554  
 RI (lognormal) = 4.420

D1 = 0,75  
 L = 15  
 d = 0,25  
 X = 0,8



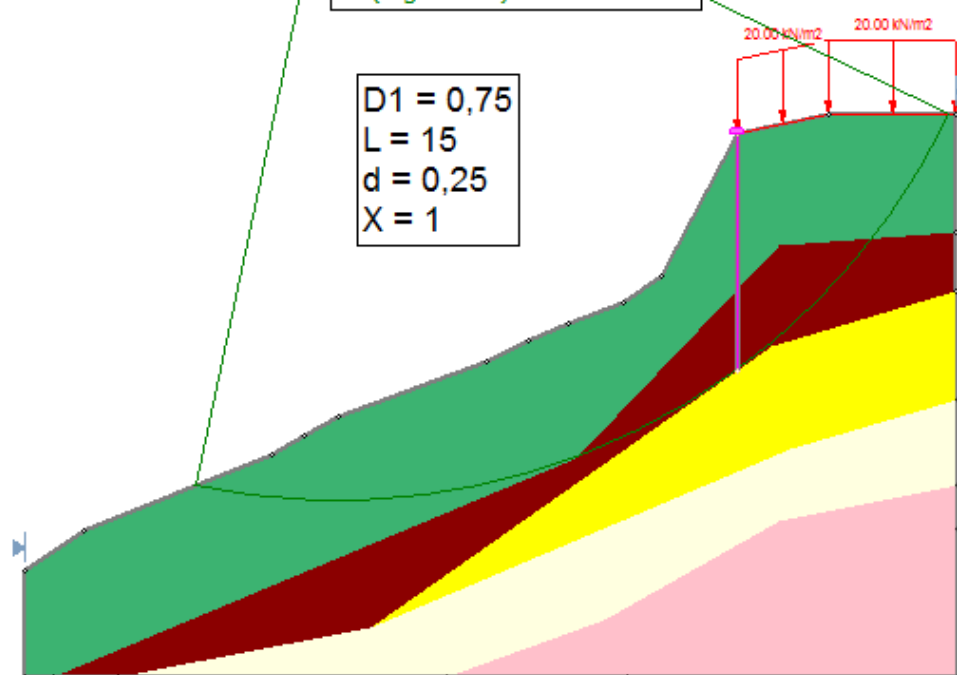
Deterministic Global Minimum  
 FS (deterministic) = 1.614  
 FS (mean) = 1.612  
 PF = 0.000%  
 RI (normal) = 3.600  
 RI (lognormal) = 4.487

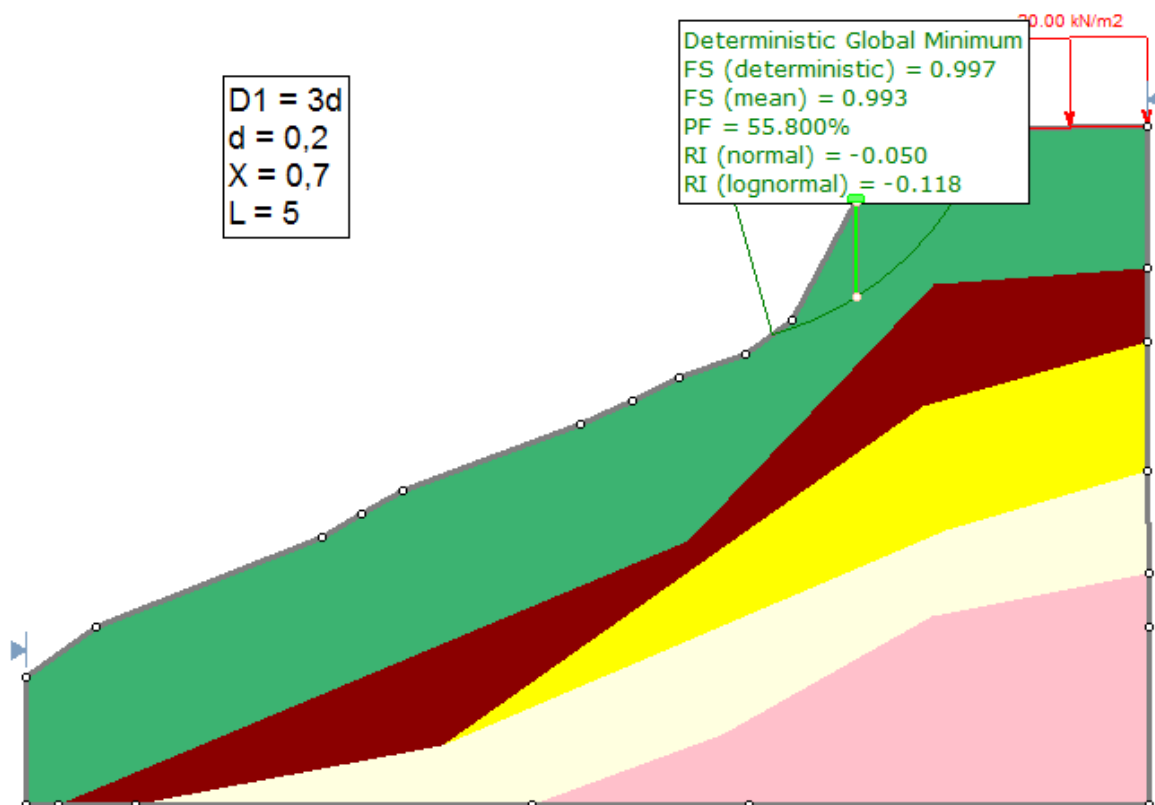
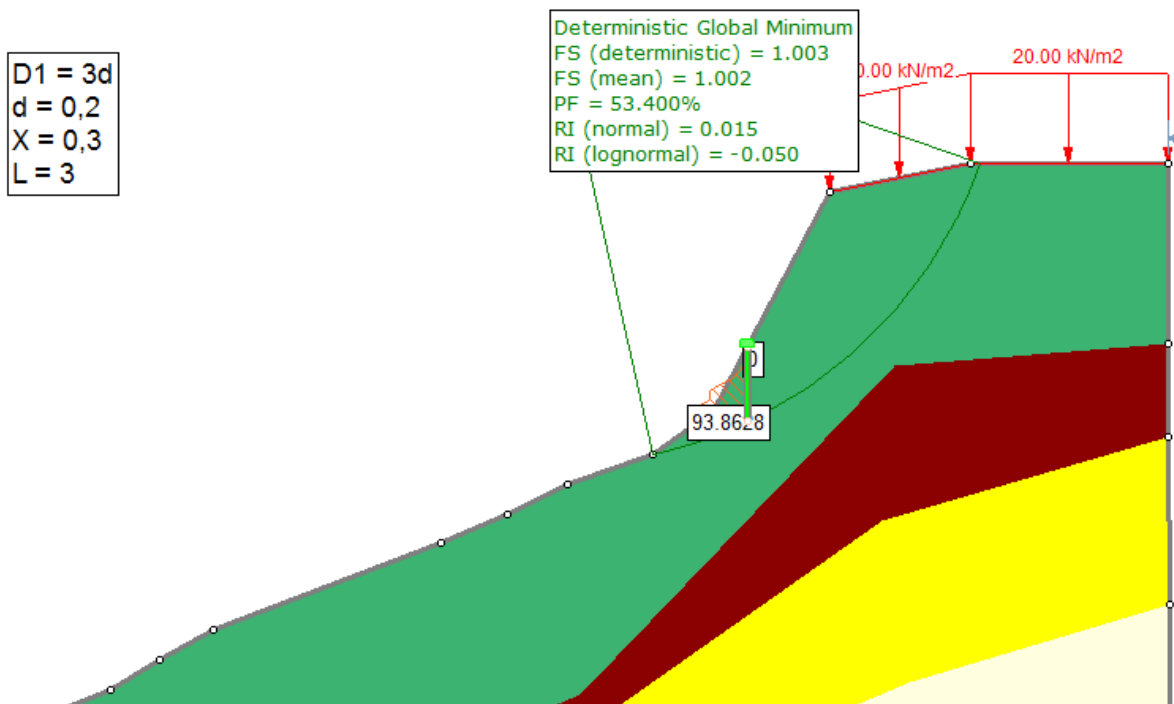
D1 = 0,75  
 L = 15  
 d = 0,25  
 X = 0,9



Deterministic Global Minimum  
 FS (deterministic) = 1.524  
 FS (mean) = 1.520  
 PF = 0.000%  
 RI (normal) = 4.618  
 RI (lognormal) = 5.624

D1 = 0,75  
 L = 15  
 d = 0,25  
 X = 1

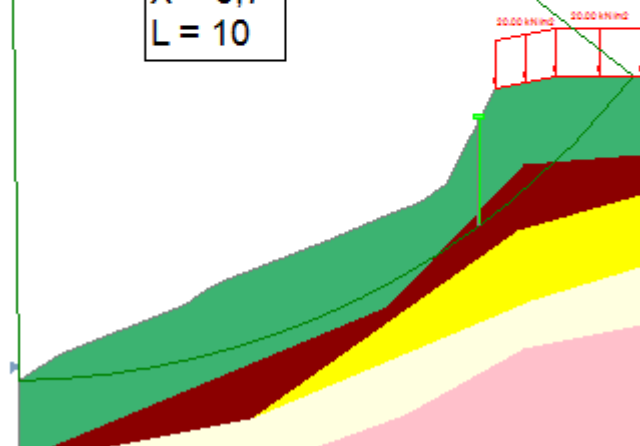






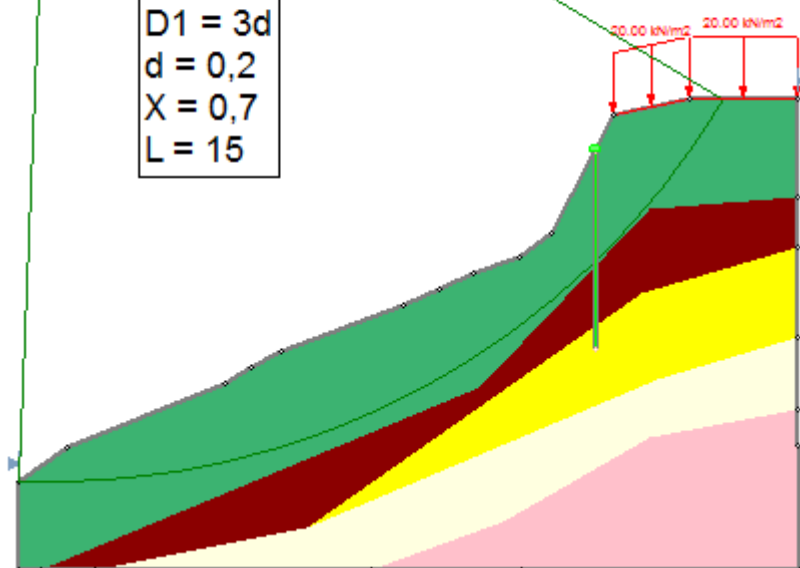
Deterministic Global Minimum  
 FS (deterministic) = 1.399  
 FS (mean) = 1.395  
 PF = 0.000%  
 RI (normal) = 3.536  
 RI (lognormal) = 4.124

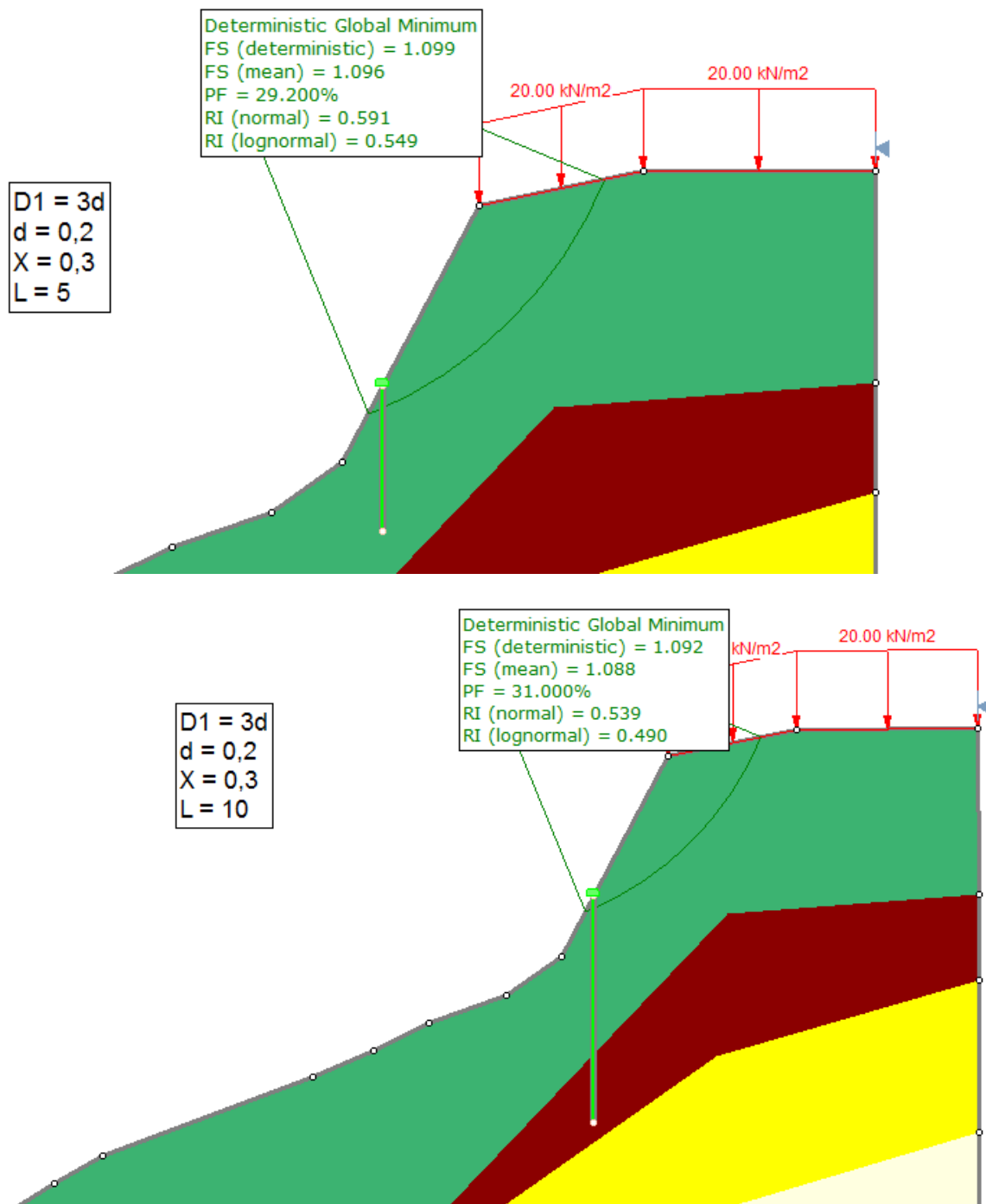
D1 = 3d  
 d = 0,2  
 X = 0,7  
 L = 10

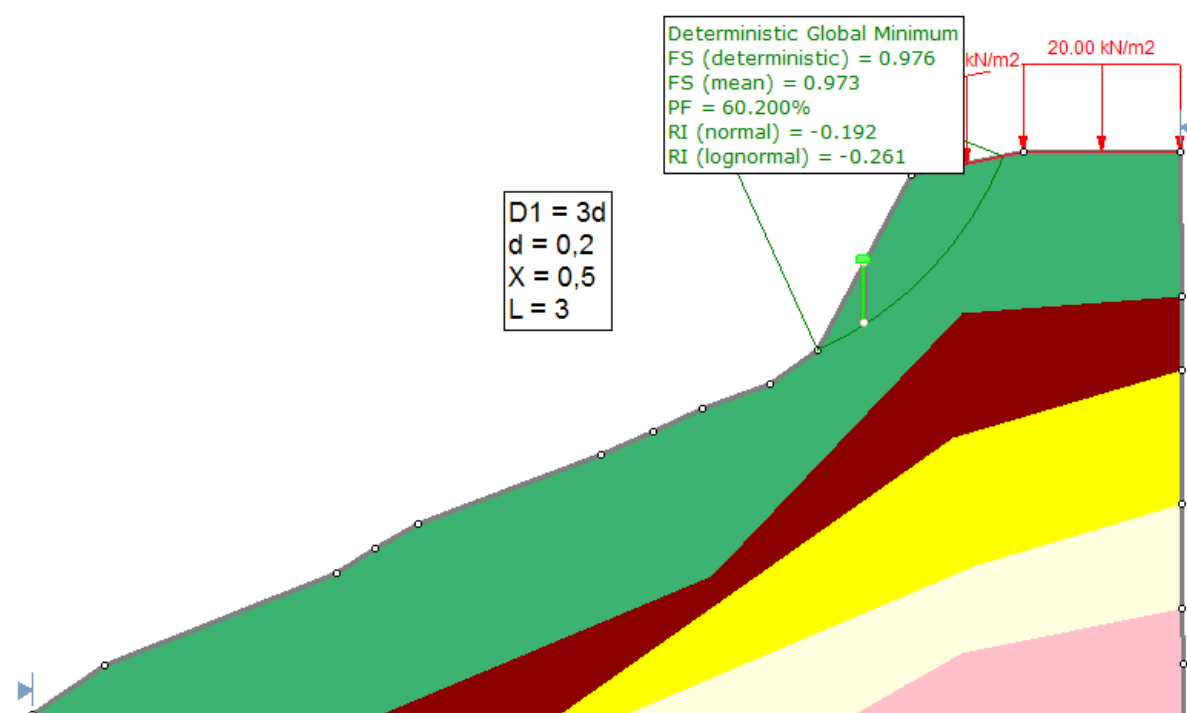
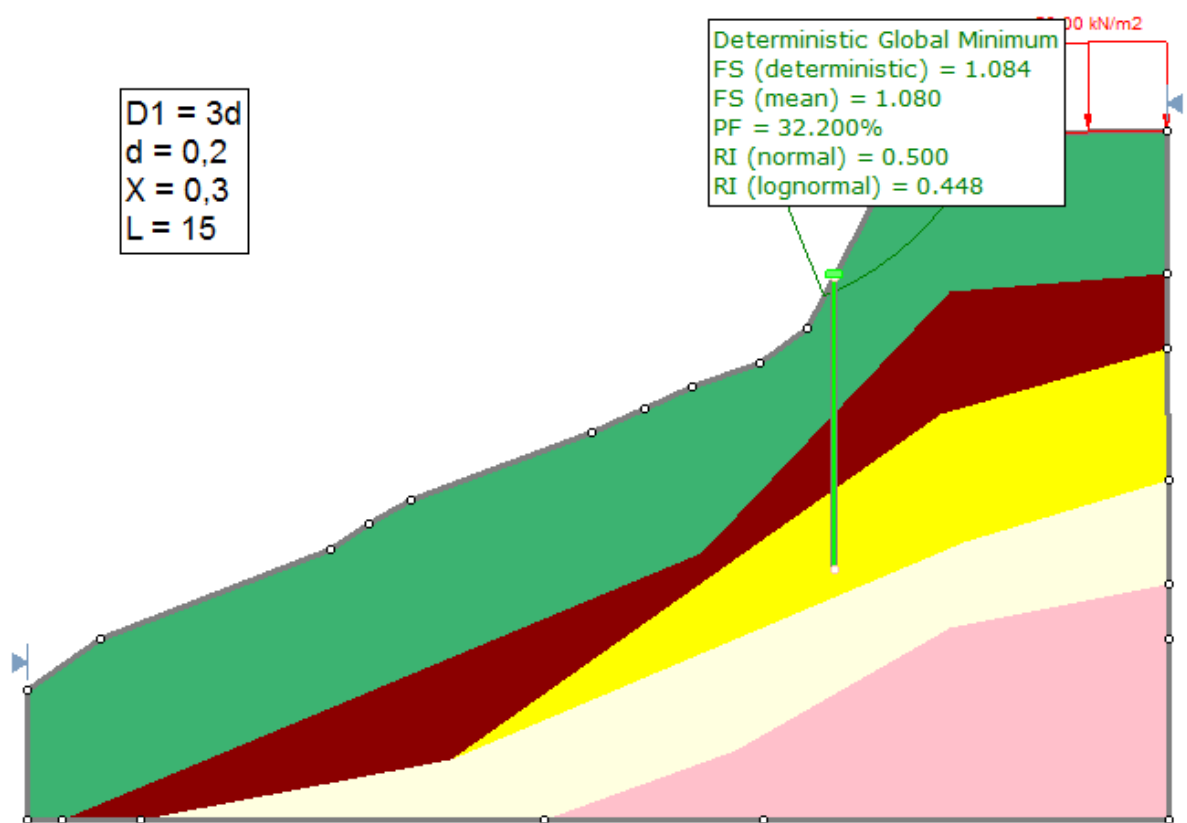


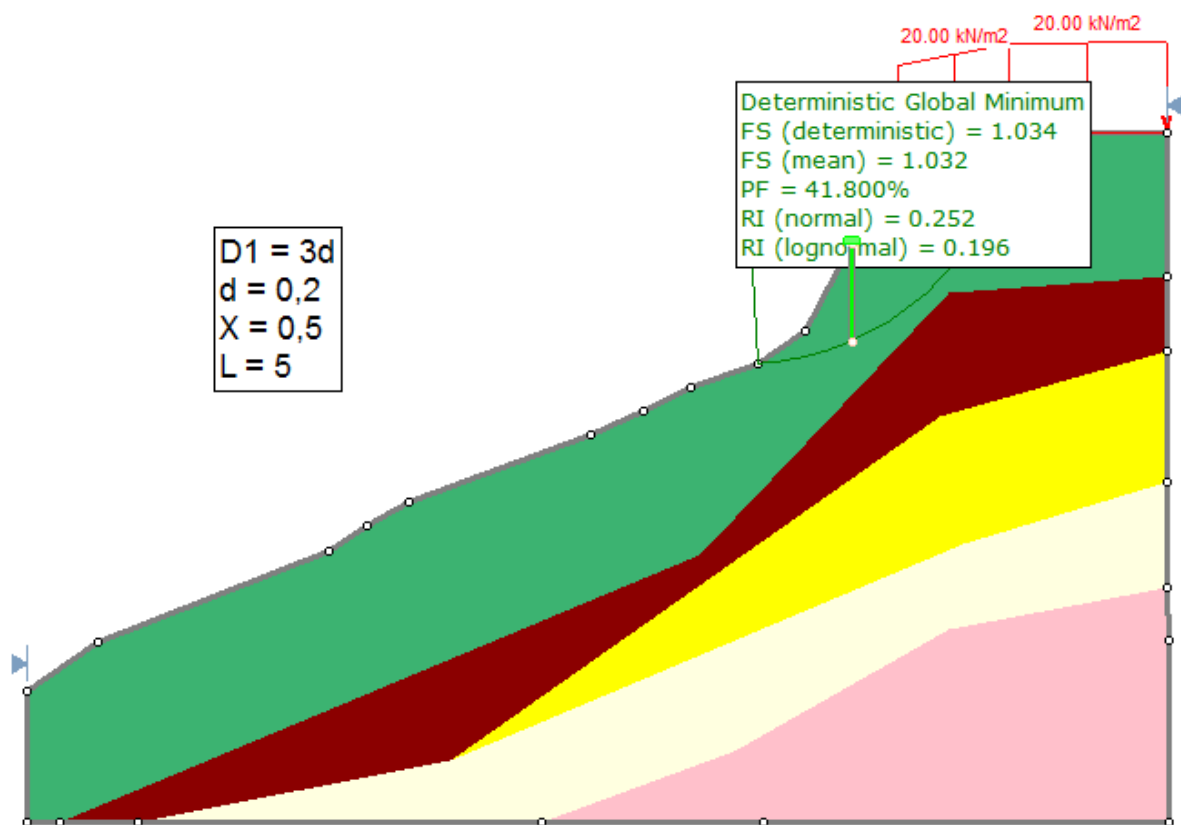
Deterministic Global Minimum  
 FS (deterministic) = 1.531  
 FS (mean) = 1.529  
 PF = 0.000%  
 RI (normal) = 3.293  
 RI (lognormal) = 4.000

D1 = 3d  
 d = 0,2  
 X = 0,7  
 L = 15

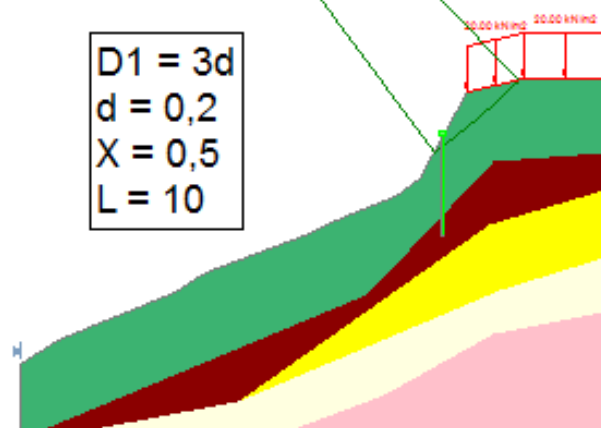


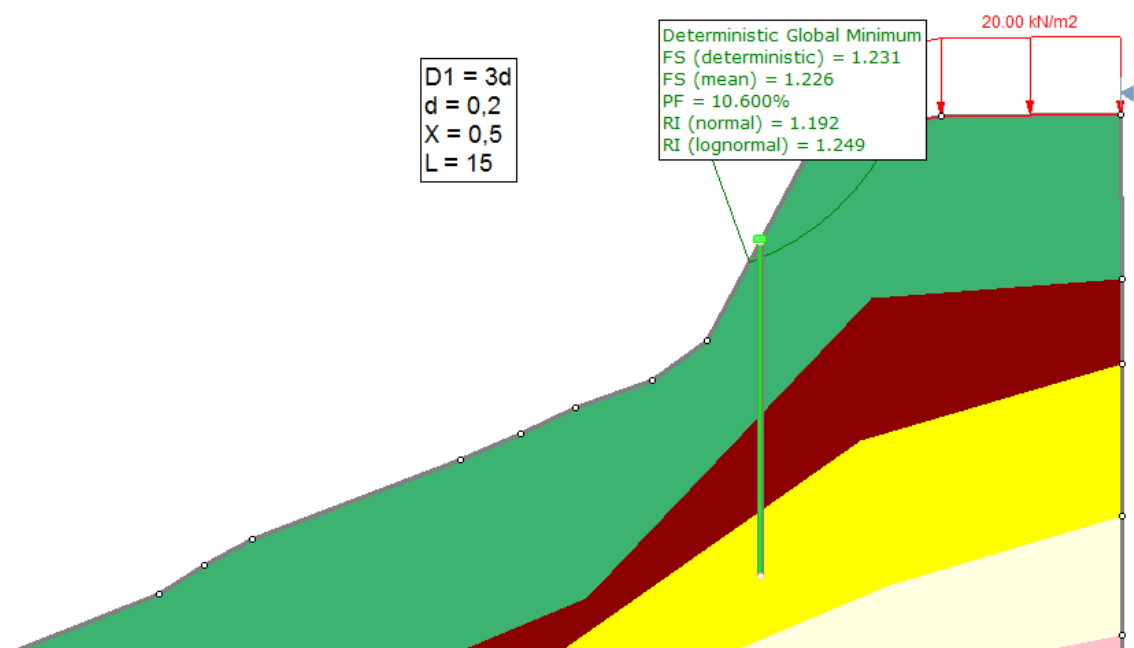




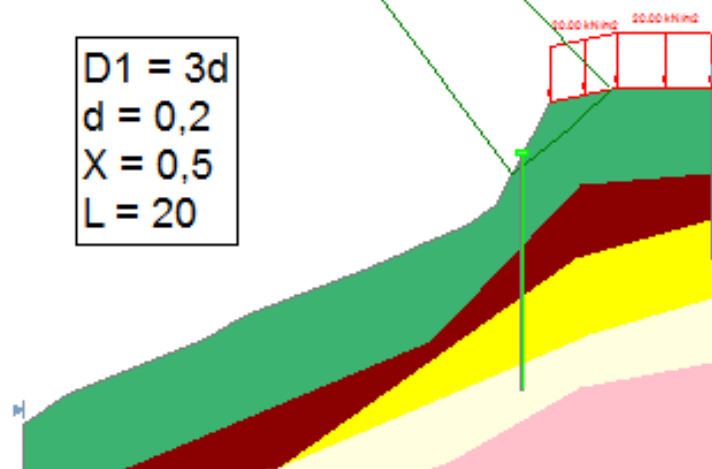


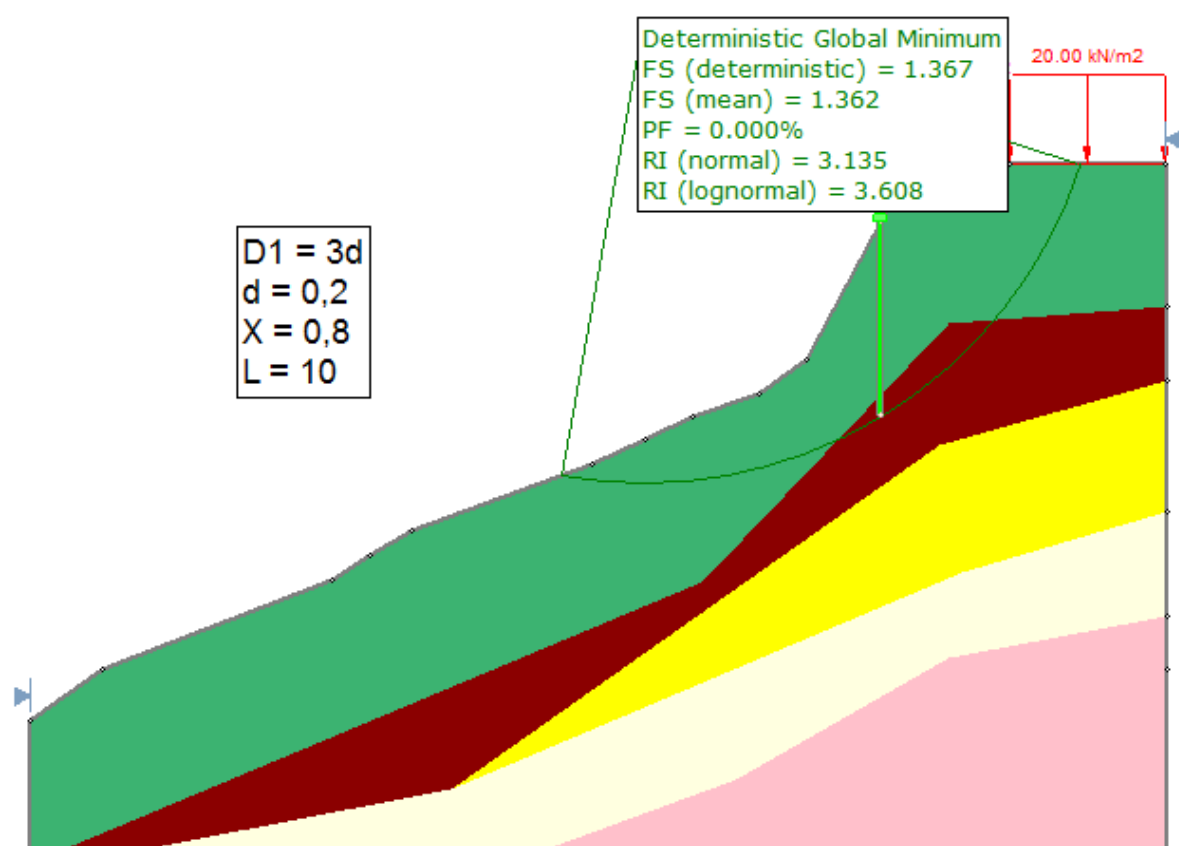
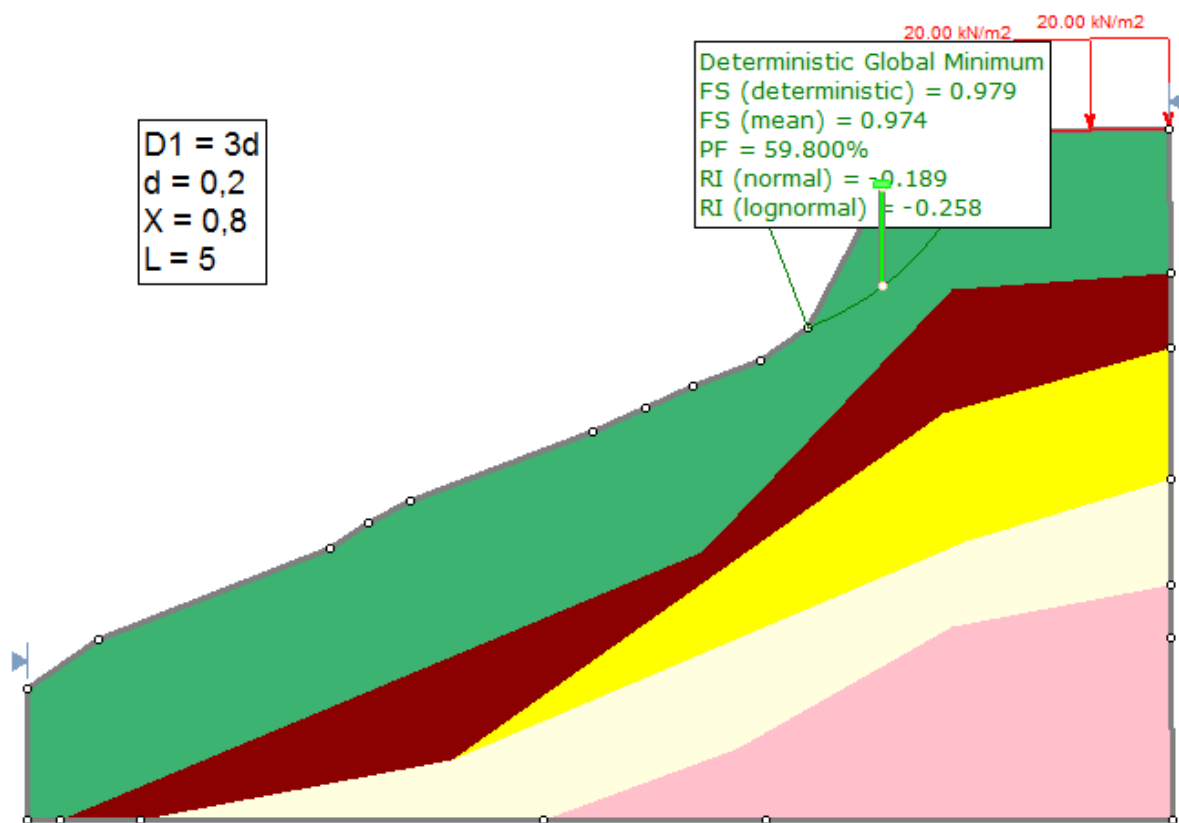
Deterministic Global Minimum  
 FS (deterministic) = 1.345  
 FS (mean) = 1.340  
 PF = 3.200%  
 RI (normal) = 1.622  
 RI (lognormal) = 1.805



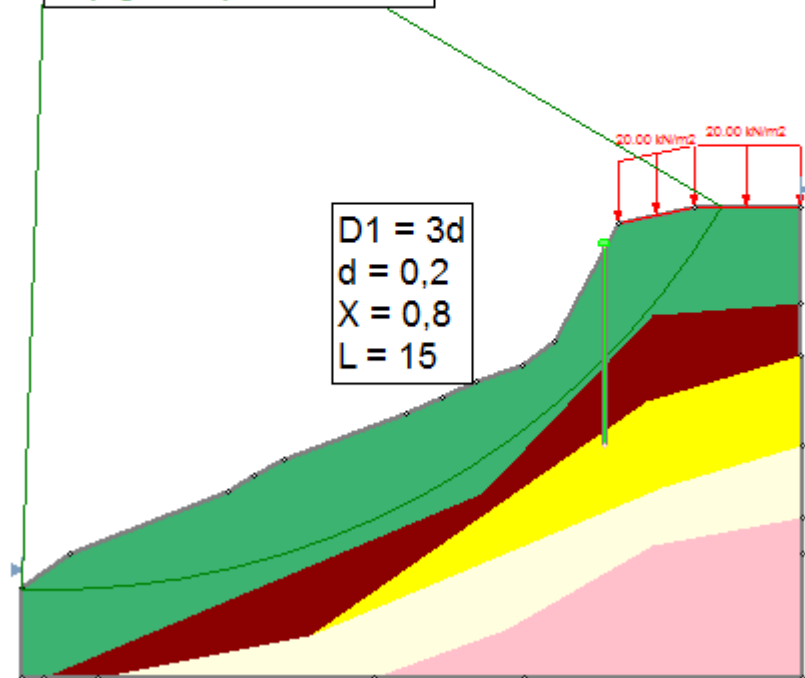


Deterministic Global Minimum  
 FS (deterministic) = 1.321  
 FS (mean) = 1.316  
 PF = 3.800%  
 RI (normal) = 1.530  
 RI (lognormal) = 1.682





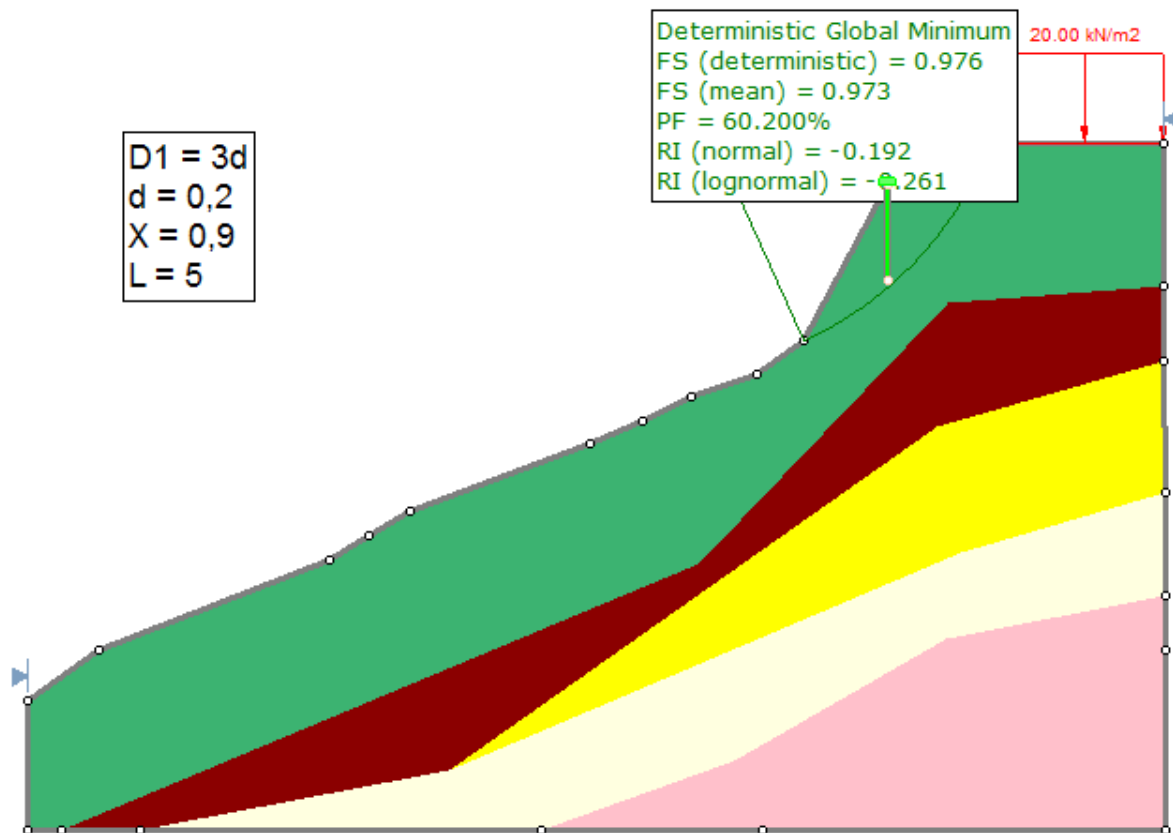
Deterministic Global Minimum  
 FS (deterministic) = 1.551  
 FS (mean) = 1.549  
 PF = 0.000%  
 RI (normal) = 3.348  
 RI (lognormal) = 4.092

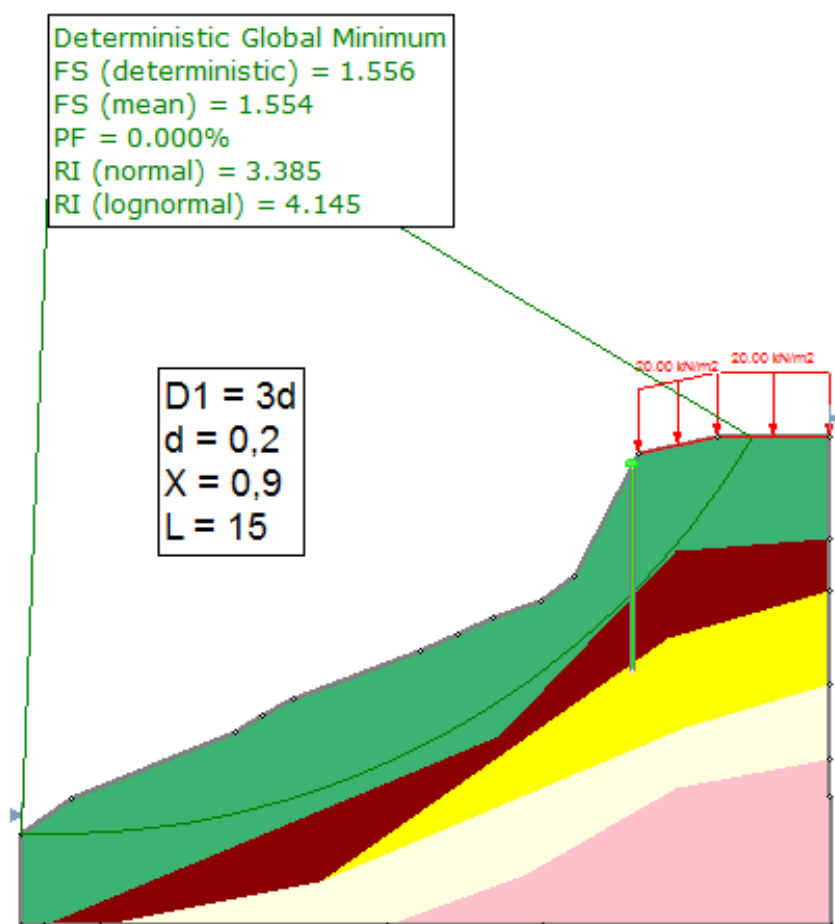
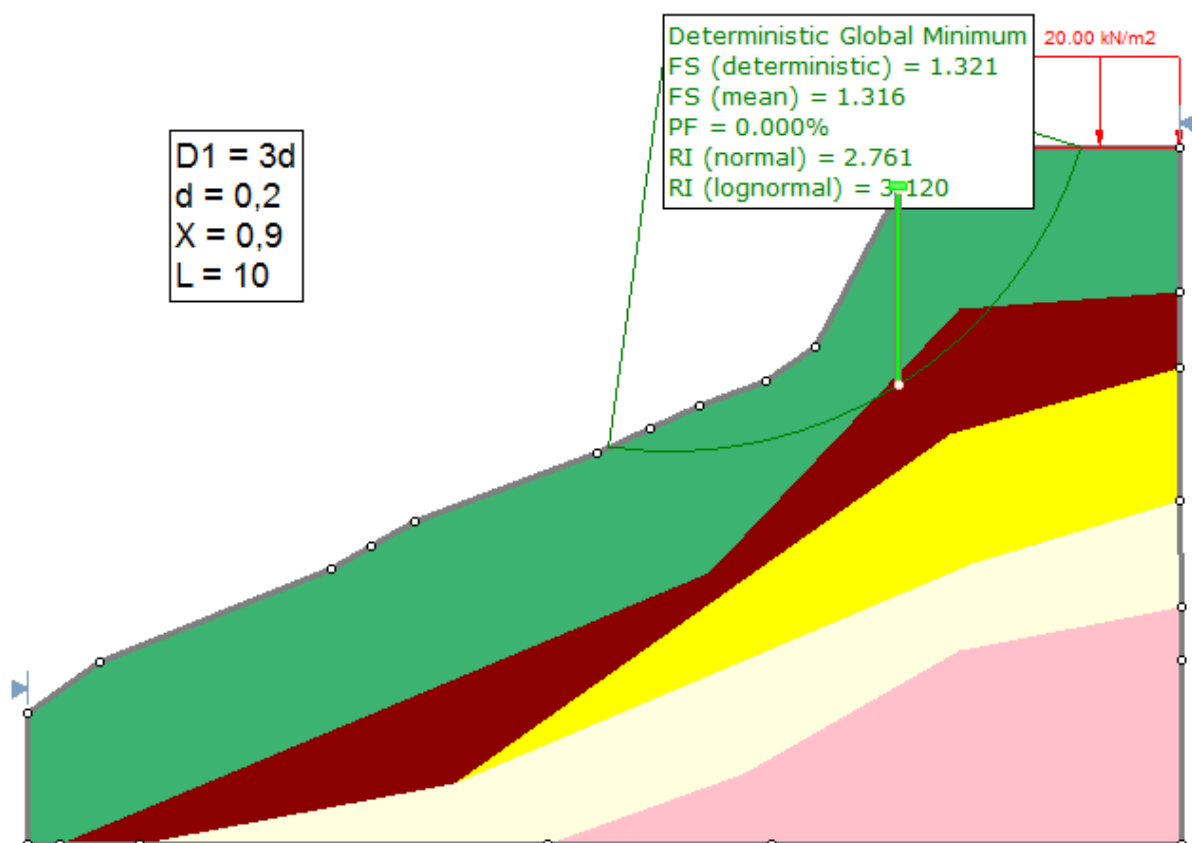


D1 = 3d  
 d = 0,2  
 X = 0,8  
 L = 15

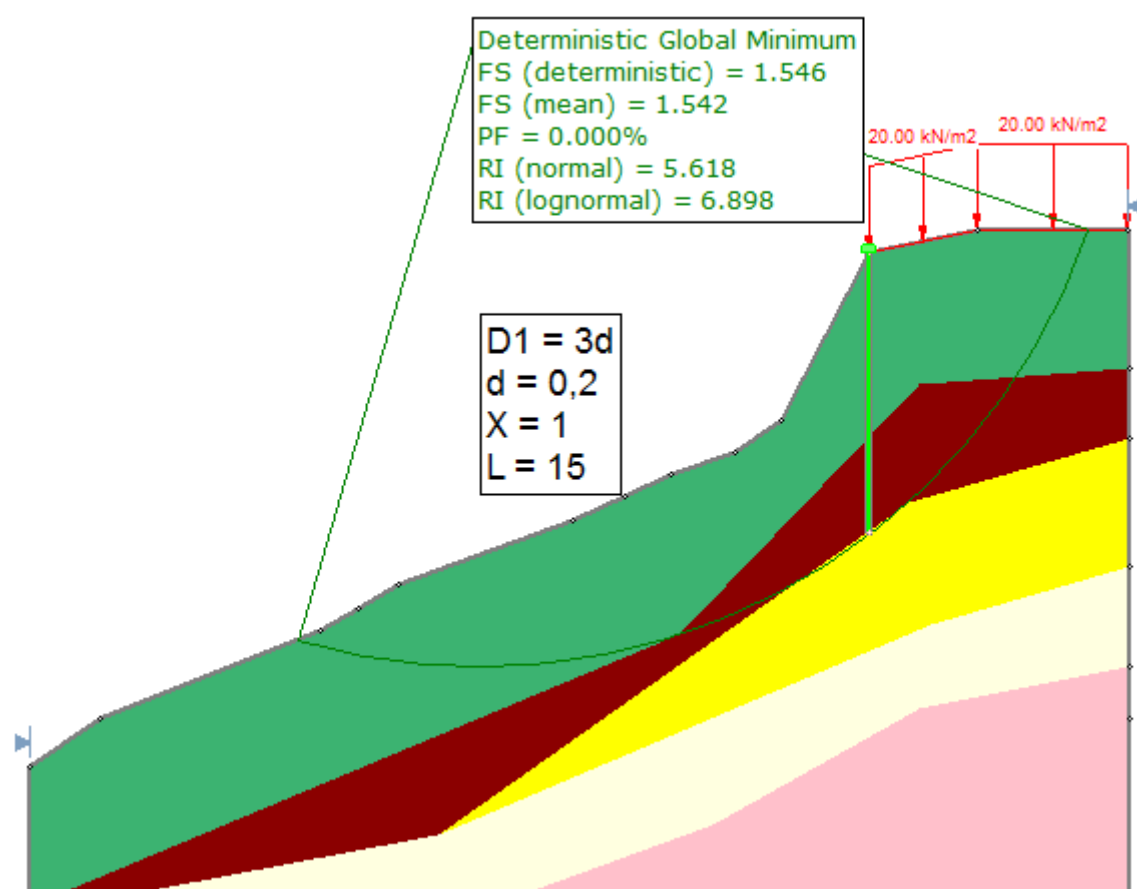
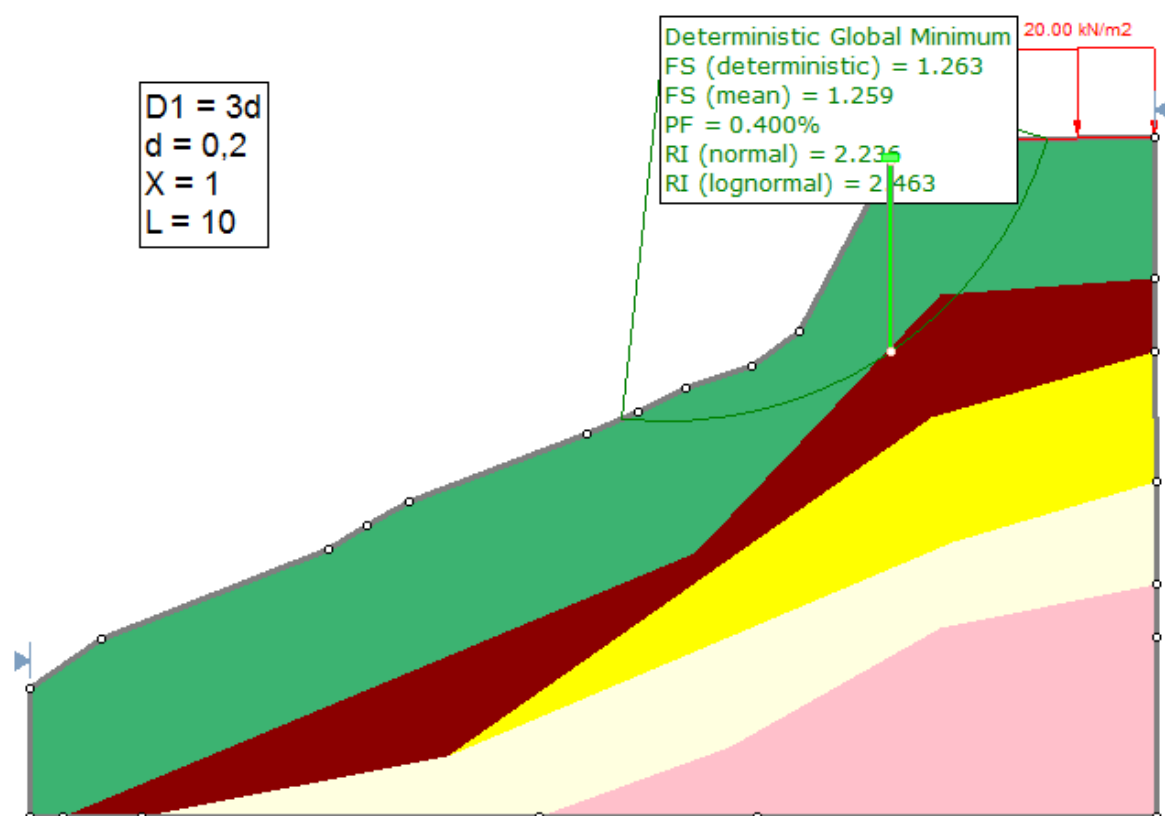
Deterministic Global Minimum  
 FS (deterministic) = 0.976  
 FS (mean) = 0.973  
 PF = 60.200%  
 RI (normal) = -0.192  
 RI (lognormal) = -0.261

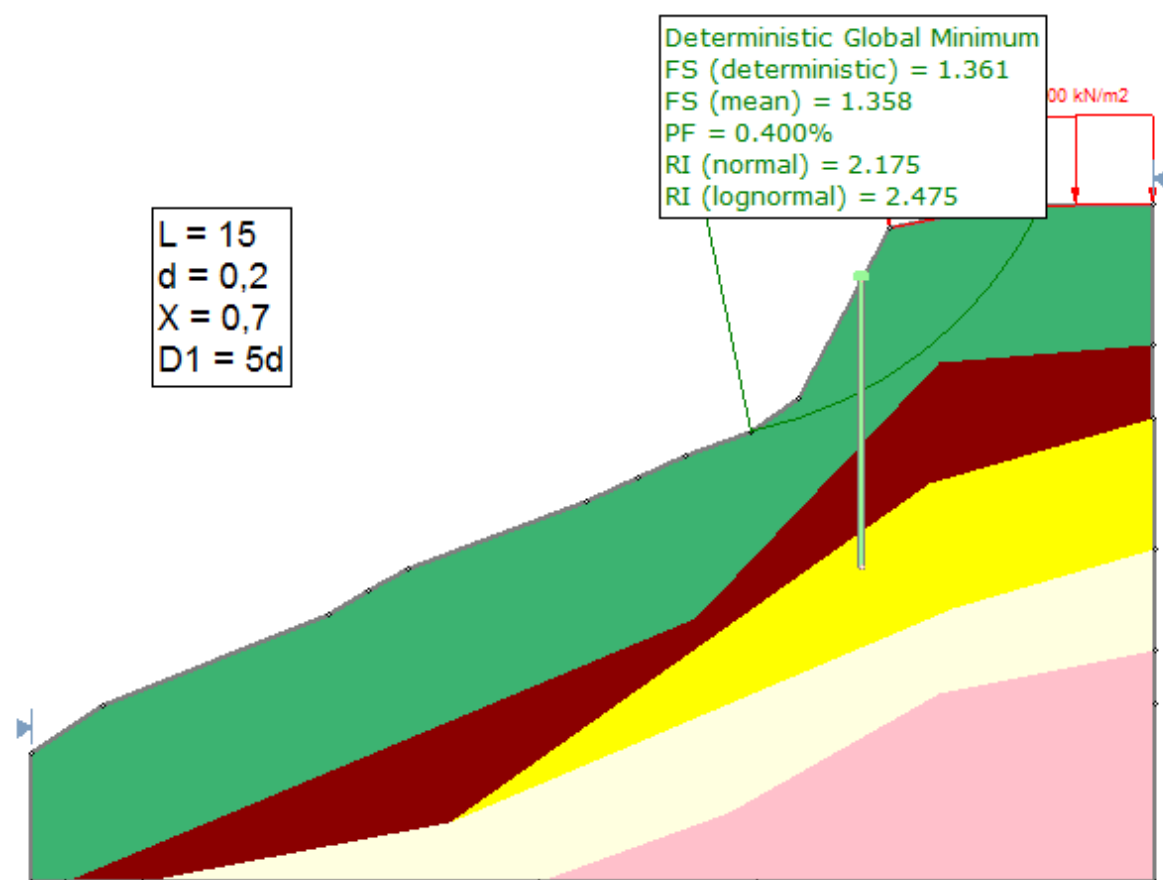
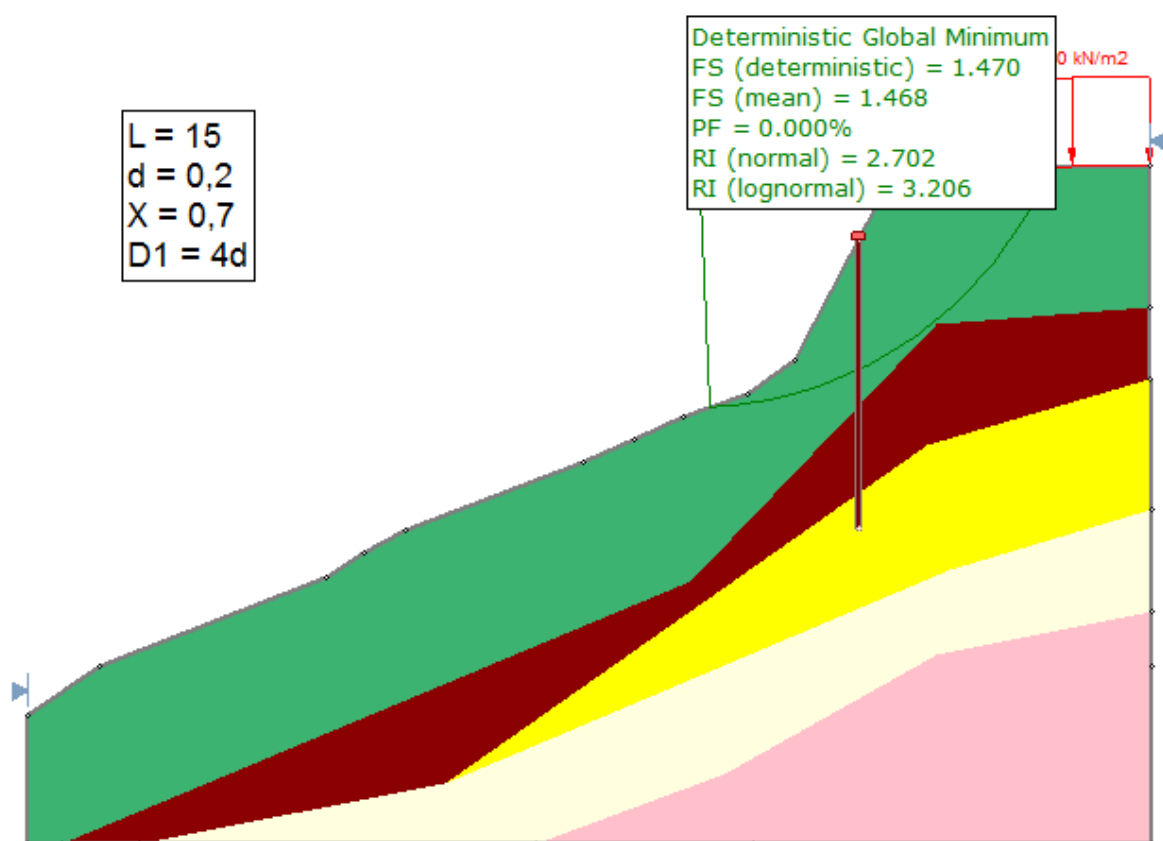
D1 = 3d  
 d = 0,2  
 X = 0,9  
 L = 5

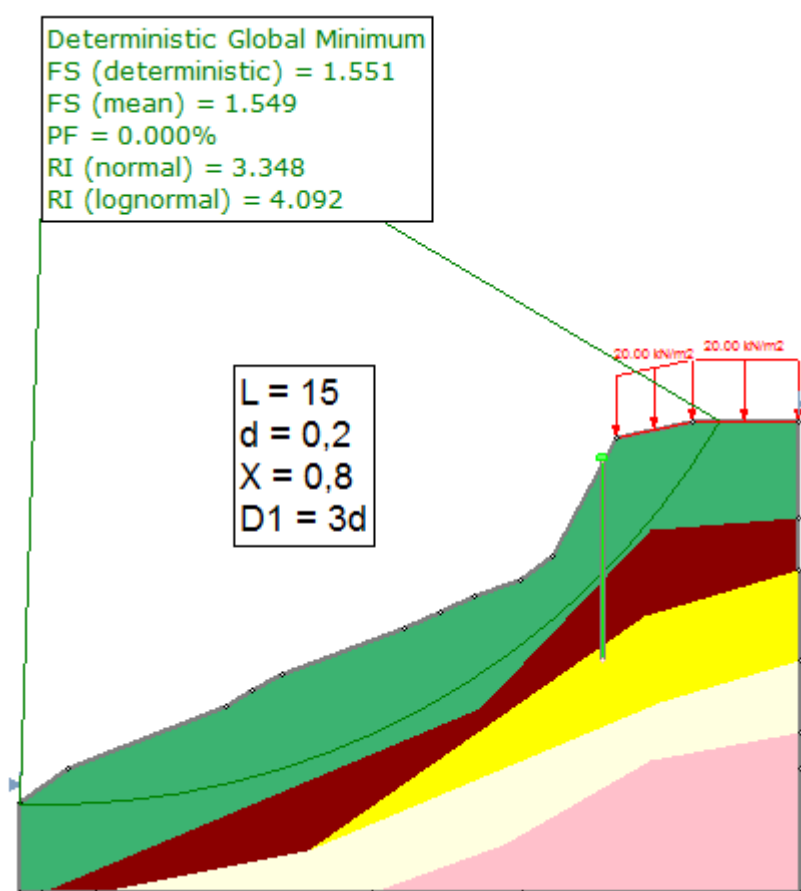
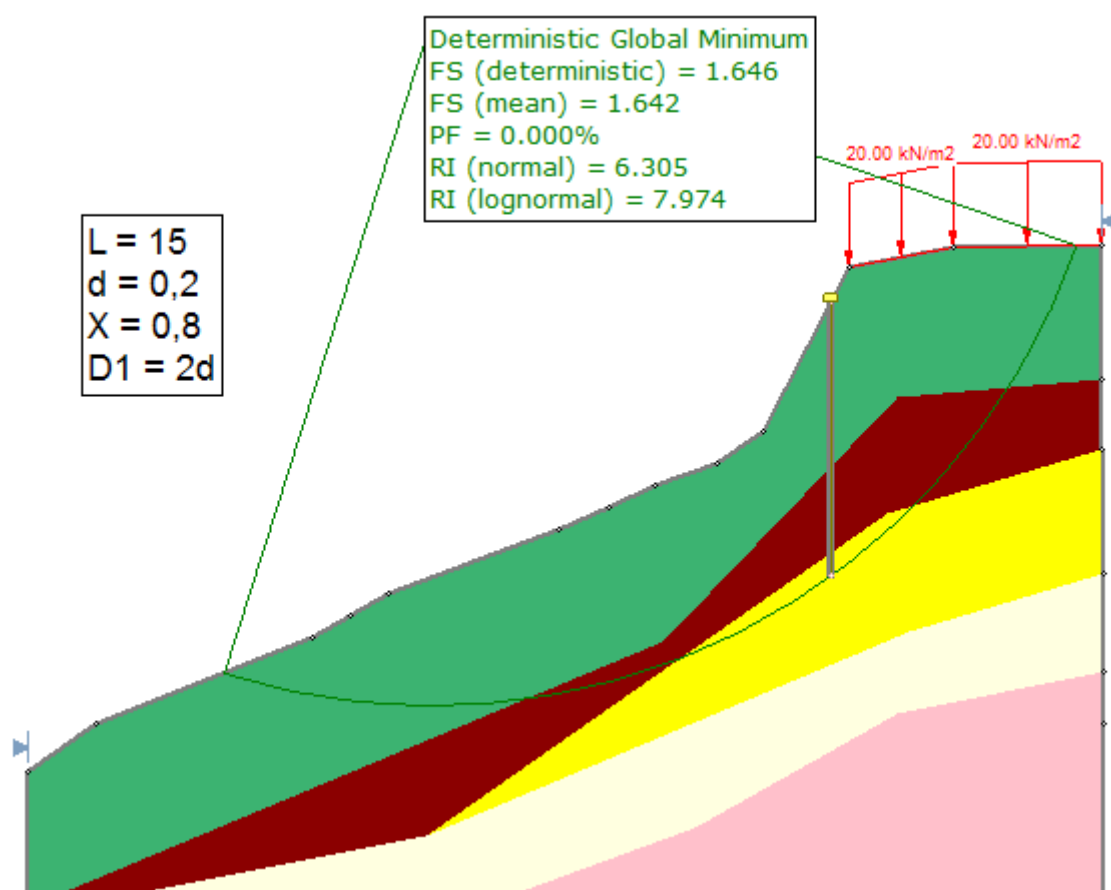


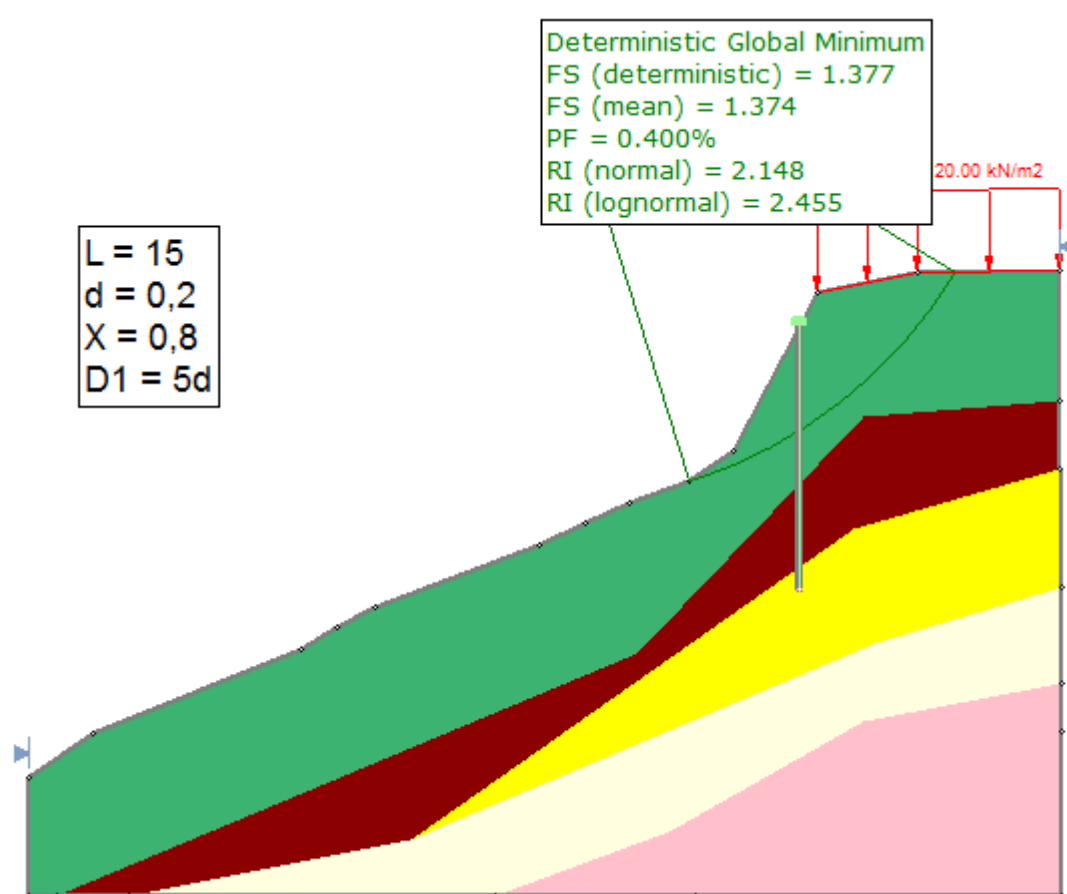
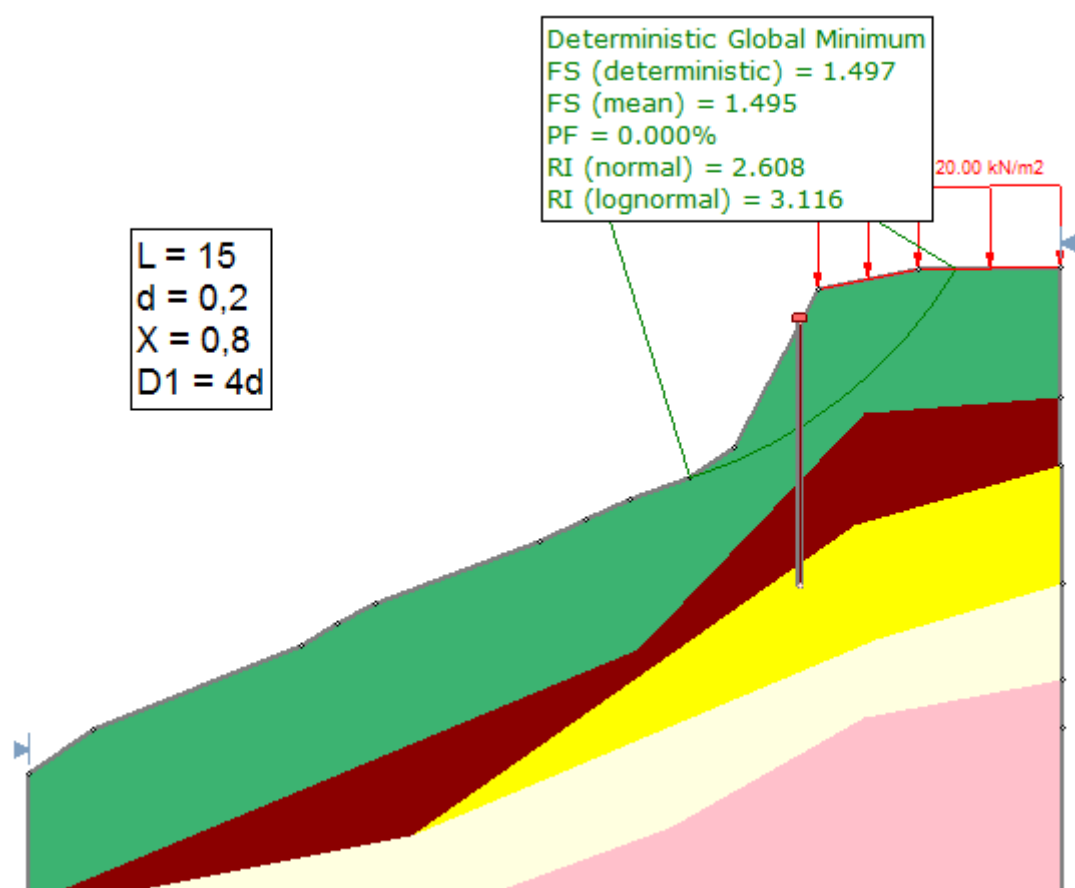


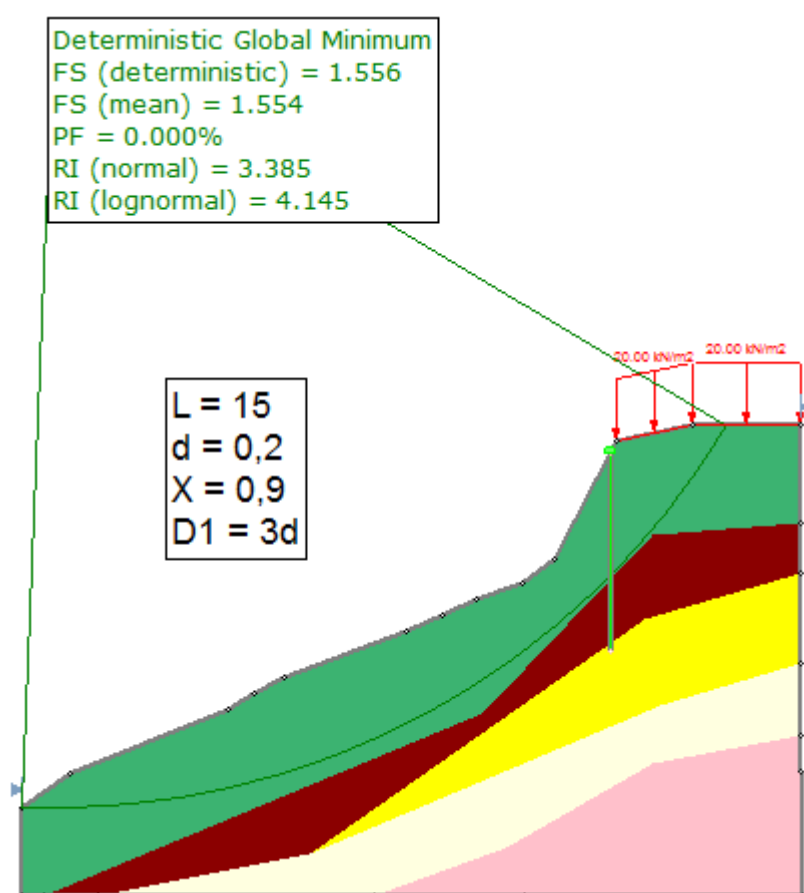
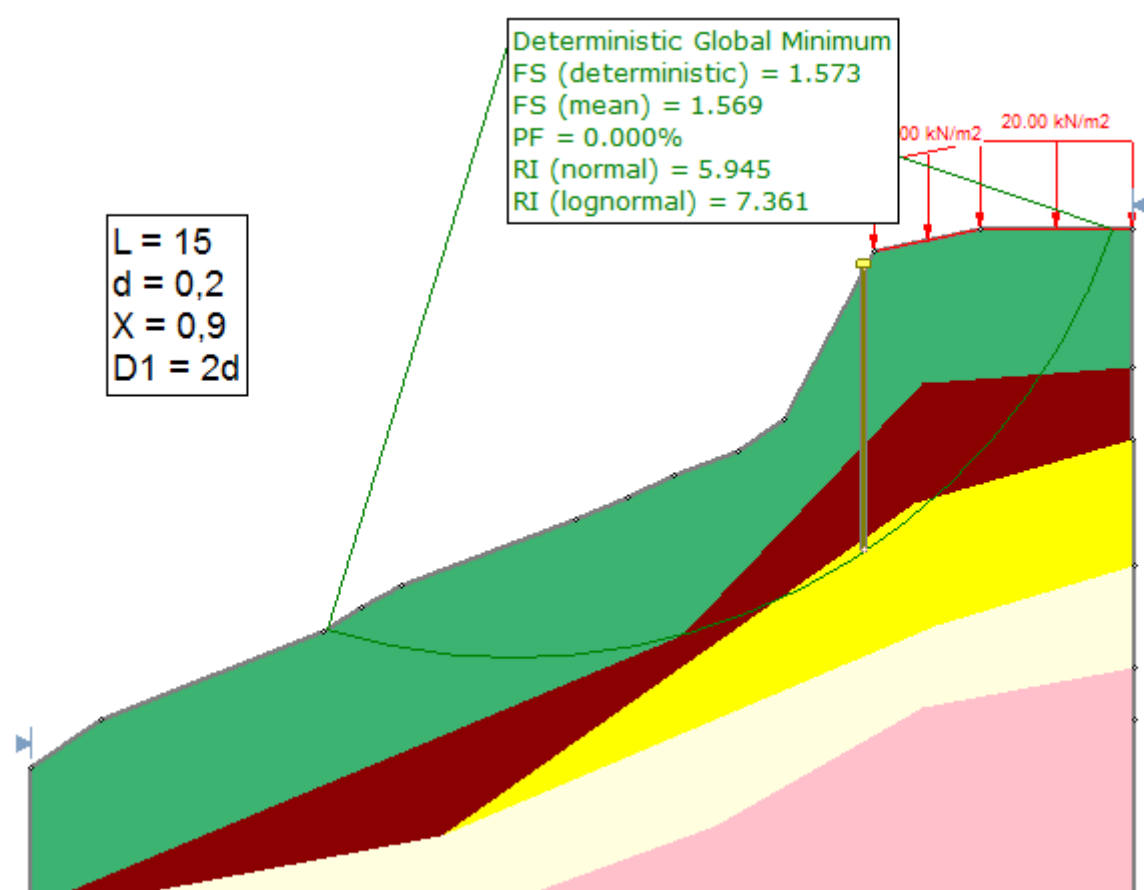






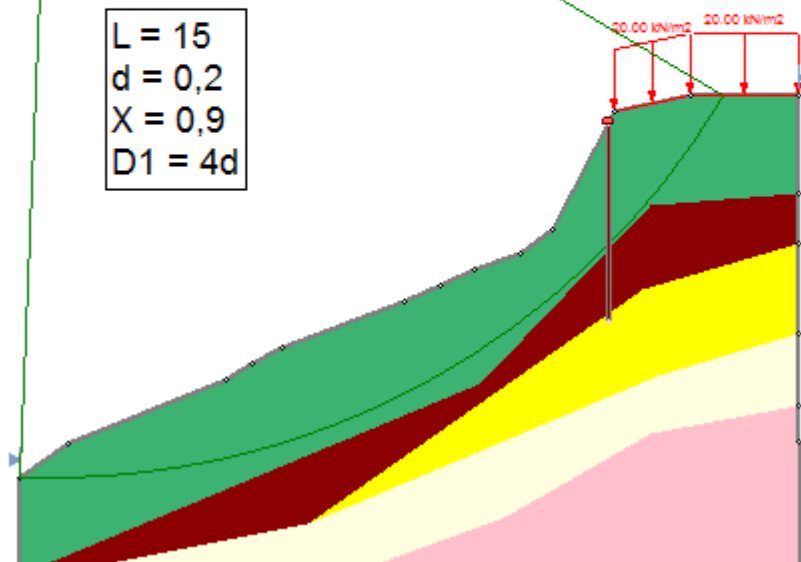






Deterministic Global Minimum  
 FS (deterministic) = 1.490  
 FS (mean) = 1.488  
 PF = 0.000%  
 RI (normal) = 3.127  
 RI (lognormal) = 3.747

L = 15  
 d = 0,2  
 X = 0,9  
 D1 = 4d



Deterministic Global Minimum  
 FS (deterministic) = 1.407  
 FS (mean) = 1.405  
 PF = 0.200%  
 RI (normal) = 2.316  
 RI (lognormal) = 2.680

L = 15  
 d = 0,2  
 X = 0,9  
 D1 = 5d

