



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

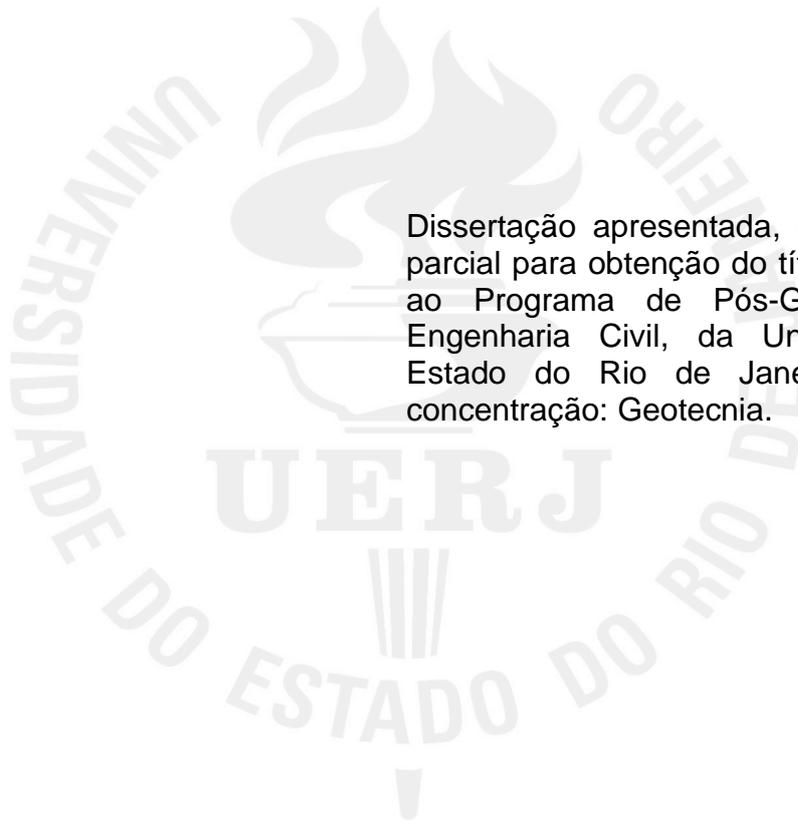
Lennon de Souza Marcos da Silva

Análise tridimensional de taludes em solos moles

Rio de Janeiro
2021

Lennon de Souza Marcos da Silva

Análise tridimensional de taludes em solos moles



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

Orientador: Prof. Dr. Marcus Peigas Pacheco

Rio de Janeiro

2021

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

S586 Silva, Lennon de Souza Marcos da.
Análise tridimensional de taludes em solos moles / Lennon
de Souza Marcos da Silva. – 2021.
138f.

Orientador: Marcus Peigas Pacheco.
Dissertação (Mestrado) - Universidade do Estado do Rio de
Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia civil - Teses. 2. Solos argilosos - Teses. 3.
Taludes (Mecânica do solo) - Estabilidade - Teses. 4. Método
dos elementos finitos - Teses. I. Pacheco, Marcus Peigas. II.
Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de
Engenharia. III. Título.

CDU 624.131

Bibliotecário: Iremar Leal da Silva CRB7/5728

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

Assinatura

Data

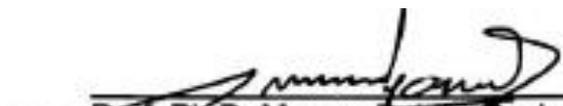
Lennon de Souza Marcos da Silva

Análise tridimensional de taludes em solos moles

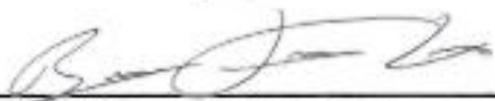
Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Aprovado em: 30 de março de 2021.

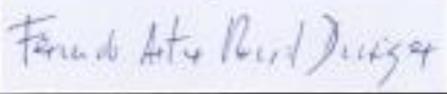
Banca Examinadora:



Prof. Ph.D. Marcus Felgas Pacheco (Orientador)
Faculdade de Engenharia – UERJ



Prof. D.Sc. Bruno Teixeira Lima
Faculdade de Engenharia – UERJ



Prof. D.Sc. Fernando Artur Brasil Danziger
COPPE - UFRJ

Rio de Janeiro

2021

DEDICATÓRIA

A Deus e a todas as formas de energia a quem eu acredito, por terem me ajudado a chegar até aqui. À minha família, que sempre acreditou em mim.

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador, Prof. Dr. Marcus Peigas Pacheco, por toda paciência e pela demonstração de boa vontade e força de vontade. Agradeço, principalmente, pela confiança em mim depositada e pela excelente orientação.

Aos professores do PGECIV pelos ensinamentos e por compartilharem suas experiências.

Ao Prof. D. Sc. Fernando Artur Brasil Danziger e ao Prof. D. Sc. Bruno Teixeira Lima, por participarem da banca examinadora.

Aos meus amigos de UERJ, em especial Rafaela Baldi Fernandes e Jhonatan de Brito Tabajara, pela paciência, pelo suporte emocional e pela relação fraternal.

Aos meus colegas de mestrado, pelo companheirismo e pelo inegável apoio quando necessário.

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

A minha família, pela confiança depositada e pelo incentivo a continuar minha vida acadêmica.

Se eu vi mais longe, foi por estar sobre ombros de gigantes.

Sir Isaac Newton

RESUMO

SILVA, Lennon de Souza Marcos da. *Análise tridimensional de taludes em solos moles*. 2021. 138f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2021.

Mesmo em solos moles de sensibilidade baixa a média, o efeito de amolecimento, com queda da resistência pós-pico (“strain softening”), é um fenômeno que deve ser considerado nas análises de estabilidade quando esses solos são identificados no campo. Análises que não contemplem esses efeitos podem ser consideradas irrealistas e significativamente contrárias à segurança, pois admitem que a resistência máxima do solo permanece constante após iniciada a plastificação e, dessa forma, fornecem fatores de segurança sempre maiores que nas análises com “strain softening”, onde nos elementos já plastificados a resistência máxima é reduzida a um valor residual. Nesta dissertação, estudou-se simultaneamente o efeito tridimensional, de sensibilidade e de ruptura de um depósito aluvionar às margens do Rio Amazonas, com sensibilidade baixa a média, aferida a partir de ensaios de piezocone e de palheta. Demonstra-se que as análises de estabilidade pelo método dos elementos finitos podem incorporar o efeito de queda de resistência pós-pico (“strain-softening”) pelo modelo constitutivo de Mohr-Coulomb estendido ao conceito de sensibilidade equivalente, como introduzido por Pereira Pinto (2017). Os fatores de segurança obtidos nas análises por elementos finitos com aplicação do conceito de sensibilidade equivalente permitem obter um fator de correção equivalente à correção de Bjerrum, representado nesta dissertação pela razão entre o fator de segurança obtido com queda de resistência pós-pico (“strain softening”) e com resistência constante (análises clássicas). A ruptura do depósito de solo investigado foi verificada por simulações tridimensionais utilizando o método de equilíbrio limite (programa Slide 3) e o método dos elementos finitos (programa RS3). As análises clássicas (sem “strain softening”) indicaram fatores de segurança sempre superiores à unidade, sem justificar, portanto, a ruptura ocorrida. Por outro lado, ao se incluir o efeito de “strain softening”, os fatores de segurança reduziram significativamente, com valores ligeiramente superiores à unidade sem qualquer sobrecarga externa, e a valores unitários pela ação de uma sobrecarga que avançou inadvertidamente por uma região de sedimento mole.

Palavras-chave: Solos moles. Sensibilidade. Estabilidade 3-D de Taludes. Elementos Finitos 3-D. Equilíbrio limite 3-D.

ABSTRACT

SILVA, Lennon de Souza Marcos da. *Three dimensional slopes analysis in soft soils*. 2021. 138f. Dissertation (Master Degree in Civil Engineering) – Faculty of Engineering, State University of Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brazil, 2021.

Even in soft soils of low to medium sensitivity, the softening effect, with a loss of post-peak strength ("strain softening"), is a phenomenon that should be considered in stability analyses when these soils are identified in the field. Analyses that do not contemplate these effects can be considered unrealistic and significantly contrary to safety, because they admit that the maximum strength of clay remains constant after the yielding begins, thus, they provide safety factors always greater than in strain softening analyses, where in the elements already yielded the maximum shear strength is reduced to a residual value. In this Dissertation, are studied simultaneously the three-dimensional effect, sensitivity and failure of an alluvial deposit on the banks of the Amazon River, with low to medium sensitivity, measured from cone penetration tests and vane tests. It is shown that stability analyses by finite element method can incorporate the effect of strain-softening by the Mohr-Coulomb's constitutive model extended to the concept of equivalent sensitivity, as introduced by Pereira Pinto (2017). The safety factors obtained in finite element analyses with application of the concept of equivalent sensitivity allow obtaining a correction factor equivalent to Bjerrum's factor, represented in this dissertation by the ratio between the safety factor obtained with a strain softening and constant shear strength (classical analyses). The failure of the investigated deposit was verified by three-dimensional simulations using the limit equilibrium method (Slide3 software) and the finite element method (RS3 software). The classical analyses (without "strain softening") indicated safety factors always superior to the unit, without justifying, therefore, the failure occurred. On the other hand, by including the strain softening effect, safety factors decreased significantly, with values slightly higher than the unit without any external overload, and unit values by the action of an overload that inadvertently advanced through a soft sediment region.

Keywords: Soft soils. Sensitivity. 3-D Stability of Slopes. 3-D Finite Elements. 3-D Limite Equilibrium.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Mudança das propriedades de uma argila quando sujeita à lixiviação por água potável – Bjerrum (1954) adaptado por Rankka <i>et al.</i> (2004).....	29
Figura 2 – Tensão cisalhante mobilizada e tensão resistente, em uma massa de solo (Gerscovich, 2016)	35
Figura 3 - Relação tensão-deformação para comportamento elasto-plástico perfeito e comportamento real idealizado – Adaptado (Cheng e Liu, 1990).....	38
Figura 4 – Discretização de um corpo contínuo retangular em elementos finitos (Potts e Zdravkovic, 1999).....	39
Figura 5 – Critério de ruptura de análise considerando a redução da resistência ao cisalhamento (Bradley e VandenBerge, 2015).....	42
Figura 6 – Superfície de ruptura obtida na análise por equilíbrio limite – Adaptado (Griffiths e Lane, 1999 apud Bradley e VandenBerge, 2015).....	43
Figura 7 – Contornos de tensões cisalhantes máximas obtidas na análise por elementos finitos. SRF = Fator de segurança de redução – Adaptado (Griffiths e Lane, 1999 apud Bradley e VandenBerge, 2015)	44
Figura 8 – Características geométricas do modelo tridimensional por equilíbrio limite (Abramson, 2014).....	45
Figura 9 – Coluna típica de solo considerada em análises tridimensionais por equilíbrio limite para uma coluna i, j (Kalatehjari e Ali, 2013).....	46
Figura 10 – Direção de escorregamento de um modelo tridimensional (Yang <i>et al.</i> , 2016)	47
Figura 11 – Localização do Porto de Santana (Pereira Pinto, 2017).....	51
Figura 12 – Deslizamento de terra ocorrido em 1993, lado Leste (Pacheco <i>et al.</i> , 2014)	53
Figura 13 – Cenário da margem do Rio entre 1993 e o sinistro de 2013, com 1) rótula oeste, 2) retomadora de caçambas, 3) correia transportadora e 4) rótula leste (Pacheco <i>et al.</i> , 2014)	53
Figura 14 – Margem de segurança apresentada nos projetos de modernização (UON, 2014)	54
Figura 15 – Gráfico: evolução dos embarques no terminal da Anglo entre 2008 e 2012 – Adaptado (UON, 2014).....	55

Figura 16 – Armazenamento e movimentação de minério às margens do rio, lado leste (UON, 2014).....	56
Figura 17 – Retomadora avariada ao fundo e pilhas de minério avançando próximas às margens do rio (UON, 2014)	56
Figura 18 – Sobreposição de imagens sobre foto aérea de 16/09/2012, com pilhas de minério em amarelo, pátio de estocagem em azul e caixas de decantação em vermelho, indicativas do limite entre o solo resistente e o solo fraco (Pacheco, 2017)	57
Figura 19- Foto aérea de 13/12/2012, com pilhas de minério em posições variadas (Pacheco, 2017)	58
Figura 20 – Foto área do Porto de Santana com sobreposição de todas as pilhas identificadas, em amarelo. As caixas de decantação em vermelho estão posicionadas no limite do terreno resistente (Pereira Pinto, 2017)	58
Figura 21 – Cenários antes e depois da ruptura, evidenciando os trechos Leste e Oeste, divididos pela correia transportadora (Pereira Pinto, 2017)	59
Figura 22 – Foto aérea do sinistro de 2013, com destaque para as caixas de decantação e a pilha de minério que teve parte do material escoado para o rio (UON, 2014)	60
Figura 23 – Cenário pós ruptura do trecho leste (UON, 2014).....	60
Figura 24 – Vista do cenário pós ruptura, trecho leste (UON, 2014).....	61
Figura 25 – Batimetria realizada em 2007, representativa da ruptura de 1993, com contorno da ruptura de 2013 e marcação dos pontos dos ensaios de 2007 e 2013 (Pacheco <i>et al.</i> , 2014)	63
Figura 26 – Perfil geotécnico – Seção Leste (Pereira Pinto, 2017)	63
Figura 27 – Perfil geotécnico – Seção Oeste (Pereira Pinto, 2017)	64
Figura 28 – Cenário pós ruptura, trechos Leste e Oeste. Destaque para parte da pilha remanescente (Pacheco <i>et al.</i> 2014).....	65
Figura 29 – Detalhe da pilha no trecho Leste, indicando que a ruptura ocorreu para uma altura de pilha de 6 m (Pacheco <i>et al.</i> , 2014).....	66
Figura 30 – Variação do fator de segurança para alturas crescentes de minério, considerando extensão da pilha de 40,0 m: (a) Seção Oeste e (b) Seção Leste (Pacheco <i>et al.</i> , 2014)	68

Figura 31 – Causas do deslizamento: i- ação da pilha de “sinter feed” sobre o solo mole; ii- perda de resistência passiva do talude pela cicatriz deixada pela ruptura de 1993 (Pacheco <i>et al.</i> (2014).	69
Figura 32 – Índices físicos dos solos do Porto de Santana: a) granulometria, b) teor de umidade e c) índice de vazios (Pacheco <i>et al.</i> , 2014, apud Pereira Pinto, 2017).....	69
Figura 33 – Índices de Atterberg e índice de liquidez dos solos do Porto de Santana (Pereira Pinto, 2017)	70
Figura 34 - Índice de classificação do material pela profundidade, Lado Leste, 2007 (Pacheco <i>et al.</i> , 2014, apud Pereira Pinto, 2017).....	70
Figura 35 - Índice de classificação do material pela profundidade, Lado Oeste, 2013 (Pacheco <i>et al.</i> , 2014, apud Pereira Pinto, 2017).....	71
Figura 36 - Sensibilidade obtida por correlação com ensaio de piezocone (Pacheco et al, 2014, apud Pereira Pinto, 2017).....	71
Figura 37 – Curva torque vs. rotação de argila do Porto de Santana (Pereira Pereira Pinto, 2017).....	72
Figura 38- Diagrama tensão vs. deformação adotado no modelo de Mohr-Coulomb, a) convencional e b) considerando queda de resistência pós pico e abrupta (Pereira Pinto, 2017)	73
Figura 39 – Equivalência entre a curva tensão vs. deformação do modelo de queda abrupta e a curva real (Pereira Pereira Pinto, 2017)	74
Figura 40 - Fator de segurança vs. sensibilidade equivalente St^* para Seção Leste e Seção Oeste do Porto de Santana, sem a influência das pilhas (Pereira Pinto, 2017)	75
Figura 41 - Posições consideradas para análise da influência da presença de pilhas de minério depositadas na Seção Oeste (Pereira Pereira Pinto, 2017)	75
Figura 42 – Volume externo do modelo tridimensional do Porto de Santana.....	79
Figura 43 – Atribuição gráfica dos materiais	79
Figura 44 – Modelo tridimensional do Porto de Santana – vista isométrica.....	80
Figura 45 – Modelo tridimensional com nível d’água – vista isométrica.....	81
Figura 46 – Modelo tridimensional considerando a carga hidráulica aplicada – vista isométrica.....	82
Figura 47 – Malha do modelo tridimensional – vista geral	83
Figura 48 – Posição dos carregamentos na superfície, a) raio de 7,5 m, b) raio de 17,5 m e c) raio de 25,0 m	85

Figura 49 – Contornos de deslocamentos totais para a condição inicial ($St^* = 1,0$)..	87
Figura 50 – Deslocamentos totais para o fator de segurança de redução crítico ($St^* = 1,0$; FSR = 1,71)	88
Figura 51 – Deslocamentos totais para a condição inicial ($St^* = 1,4$).....	88
Figura 52 – Deslocamentos totais para o fator de segurança de redução crítico ($St^* = 1,4$; FSR = 1,26)	89
Figura 53 - Deslocamentos totais para a condição inicial ($St^* = 1,5$).....	89
Figura 54 - Deslocamentos totais para o fator de segurança de redução crítico ($St^* = 1,5$; FSR = 1,17)	90
Figura 55 - Deslocamentos totais para a condição inicial ($St^* = 1,6$).....	90
Figura 56 - Deslocamentos totais para o fator de segurança de redução crítico ($St^* = 1,6$; FSR = 1,12)	91
Figura 57 - Deslocamentos totais para a condição inicial ($St^* = 1,7$).....	91
Figura 58 – Deslocamentos totais para o fator de segurança de redução crítico ($St^* = 1,7$; FSR = 1,06)	92
Figura 59 - Deslocamentos totais na ruptura ($St^* = 1,8$; FSR = 1,0)	92
Figura 60 – Deformações cisalhantes máximas para $St^* = 1,0$, a) condição inicial e b) condição de ruptura.....	93
Figura 61 – Deformações cisalhantes máximas para $St^* = 1,4$, a) condição inicial e b) condição de ruptura.....	94
Figura 62 – Deformações cisalhantes máximas para $St^* = 1,5$, a) condição inicial e b) condição de ruptura.....	94
Figura 63 – Deformações cisalhantes máximas para $St^* = 1,6$, a) condição inicial e b) condição de ruptura.....	95
Figura 64 – Deformações cisalhantes máximas para $St^* = 1,7$, a) condição inicial e b) condição de ruptura.....	95
Figura 65 – Deformações cisalhantes máximas para $St^* = 1,8$, que ocasiona a ruptura	96
Figura 66 – Contornos de deslocamentos totais para a condição inicial ($St^* = 1,0$)..	98
Figura 67 – Contorno de deslocamentos totais para a condição de ruptura ($St^* = 1,0$; FSR = 1,54)	98
Figura 68 - Contornos de deslocamentos totais para a condição inicial ($St^* = 1,4$)...	99

Figura 69 – Contorno de deslocamentos totais para a condição de ruptura ($St^* = 1,4$; FSR = 1,13).....	99
Figura 70 - Contornos de deslocamentos totais para a condição inicial ($St^* = 1,5$).	100
Figura 71 – Contornos de deslocamentos totais para a condição de ruptura ($St^* = 1,5$; FSR = 1,08).....	100
Figura 72 – Contornos de deslocamentos totais para a condição de ruptura ($St^* = 1,6$	101
Figura 73 – Vista em planta dos cenários considerando os fatores de segurança de redução críticos, a) $St^* = 1,0$; b) $St^* = 1,4$; c) $St^* = 1,5$ e d) $St^* = 1,6$	102
Figura 74 – Deformações cisalhantes máximas considerando $St^* = 1,0$ e carregamento, a) condição inicial; b) pilha de raio igual a 7,5 m; c) pilha de raio igual a 17,5 m; d) pilha de raio igual a 25,0 m sem redução de resistência; e) pilha de raio igual a 25,0 m com redução de resistência (FSR crítico = 1,54).....	103
Figura 75 – Deformações cisalhantes máximas considerando $St^* = 1,4$ e carregamento, a) condição inicial; b) pilha de raio igual a 7,5 m; c) pilha de raio igual a 17,5 m; d) pilha de raio igual a 25,0 m sem redução de resistência; e) pilha de raio igual a 25,0 m com redução de resistência (FSR crítico = 1,13).....	104
Figura 76 – Deformações cisalhantes máximas considerando $St^* = 1,5$ e carregamento, a) condição inicial; b) pilha de raio igual a 7,5 m; c) pilha de raio igual a 17,5 m; d) pilha de raio igual a 25,0 m sem redução de resistência; e) pilha de raio igual a 25,0 m com redução de resistência (FSR crítico = 1,08).....	105
Figura 77 – Deformações cisalhantes máximas considerando $St^* = 1,6$ e carregamento, a) condição inicial; b) pilha de raio igual a 7,5 m; c) pilha de raio igual a 17,5 m; d) pilha de raio igual a 25,0 m sem redução de resistência; e) pilha de raio igual a 25,0 m com redução de resistência (FSR crítico = 1,0).....	106
Figura 78 – Deformações cisalhantes máximas na ruptura - modelo tridimensional	107
Figura 79 – Contornos de elementos plastificados considerando $St^* = 1,6$ para (a) condição inicial, (b) pilha de raio igual a 7,5 m, (c) pilha de raio igual a 17,5 m e (d) pilha de raio igual a 25,0 m, deflagradora da ruptura	108
Figura 80 – Contorno de elementos plastificados da análise experimental, para condição inicial ($St^* = 1,6$)	109

Figura 81 – Contornos de elementos plastificados da análise experimental considerando raio igual a 25,0 m e carga igual a 50 kPa ($St^*= 1,6$)	109
Figura 82 - Contornos de elementos plastificados da análise experimental considerando raio igual a 25,0 m e carga igual a 75 kPa ($St^*= 1,6$)	110
Figura 83 - Contornos de elementos plastificados da análise experimental considerando raio igual a 25,0 m e carga igual a 100 kPa ($St^*= 1,6$)	110
Figura 84 - Contornos de elementos plastificados da análise experimental considerando raio igual a 25,0 m e carga igual a 150 kPa ($St^*= 1,6$)	110
Figura 85 - Contornos de elementos plastificados fornecidos pelo RS2, considerando $St^* = 1,6$ para (a) condição inicial, (b) pilha de raio igual a 7,5 m, (c) pilha de raio igual a 17,5 m e (d) pilha de raio igual a 25,0 m, deflagradora da ruptura	112
Figura 86 – Superfície de ruptura da análise com parâmetros de resistência sem correção pelo fator de Bjerrum e sem carregamento, $FS = 1,69$, a) vista isométrica e b) vista superior	117
Figura 87 – Superfície de ruptura da análise com parâmetros de resistência sem correção pelo fator de Bjerrum e com carregamento, $FS = 1,52$, a) vista isométrica e b) vista superior	118
Figura 88 – Superfície de ruptura da análise com parâmetros corrigidos por um fator de Bjerrum igual a 0,75 e sem carregamento, $FS = 1,26$, a) vista isométrica e b) vista superior	119
Figura 89 – Superfície de ruptura da análise com parâmetros corrigidos por um fator de Bjerrum igual a 0,75 e com carregamento, $FS = 1,13$, a) vista isométrica e b) vista superior	120
Figura 90 – Superfície de ruptura da análise com parâmetros corrigidos por um fator de Bjerrum igual a 0,70 e sem carregamento, $FS = 1,17$, a) vista isométrica e b) vista superior	121
Figura 91 – Superfície de ruptura da análise com parâmetros corrigidos por um fator de Bjerrum igual a 0,70 e com carregamento, $FS = 1,06$, a) vista isométrica e b) vista superior	122
Figura 92 – Superfície de ruptura da análise com parâmetros corrigidos por um fator de Bjerrum igual a 0,65 e sem carregamento, $FS = 1,13$, a) vista isométrica e b) vista superior	123

Figura 93 – Superfície de ruptura da análise com parâmetros corrigidos por um fator de Bjerrum igual a 0,65 e com carregamento, FS = 1,04, a) vista isométrica e b) vista superior	124
Figura 94 – Superfície de ruptura da análise com parâmetros corrigidos por um fator de Bjerrum igual a 0,60 e sem carregamento, FS = 1,03, a) vista isométrica e b) vista superior	125
Figura 95 – Superfície de ruptura da análise com parâmetros corrigidos por um fator de Bjerrum igual a 0,60 e com carregamento, FS = 0,98, a) vista isométrica e b) vista superior	126
Figura 96 – Corte perpendicular no volume, nas coordenadas da seção auxiliar, a) vista lateral e b) superfície de ruptura em destaque ($\mu = 0,60$ e sem carregamento)	129
Figura 97 – Corte perpendicular no volume, nas coordenadas da seção auxiliar, ($\mu = 0,60$ e com carregamento).....	129
Figura 98 – Corte no volume, paralelo à margem do rio, cenário sem carregamento ($\mu = 0,60$ e sem carregamento).....	130
Figura 99 – Corte no volume, paralelo à margem do rio, cenário com carregamento ($\mu = 0,60$ e com carregamento).....	130

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores típicos de sensibilidade – Adaptado (Skempton e Northey, 1952)	25
Tabela 2 – Valores típicos de sensibilidade – Adaptado (Holtz e Kovacs, 1981).....	25
Tabela 3 – Sensibilidade de solos moles do litoral brasileiro – Adaptado (Schnaid e Odebrecht, 2012)	26
Tabela 4 – Equações x Incógnitas – Adaptado (Cheng e Lau, 2014)	36
Tabela 5 – Parâmetros geotécnicos dos materiais com comportamento drenado, para análises de estabilidade – Adaptado (Pereira Pinto, 2017).....	64
Tabela 6 – Parâmetros geotécnicos dos solos moles, para análises de estabilidade, considerando $\phi_u = 0$ – Adaptado (Pereira Pinto, 2017).....	64
Tabela 7 – Fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade –	66
Tabela 8 – Sobrecarga necessária para causar instabilidade - Adaptado (FS \approx 1; Pacheco <i>et al.</i> , 2014)	67
Tabela 9 – Espessuras dos solos do modelo tridimensional, em metros	80
Tabela 10 – Fatores de segurança de redução críticos para análises sob influência da sensibilidade equivalente	96
Tabela 11 – Fatores de segurança de redução críticos para análises sob influência da sensibilidade equivalente e dos carregamentos.....	113
Tabela 12 – Fatores de segurança de redução obtidos em todos os cenários de análises	113
Tabela 13 – Fatores de segurança das análises de estabilidade por equilíbrio limite	127

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

CDSA	Companhia das Docas de Santana
FS	Fator de Segurança
FSR	Fator de Segurança de Redução
ICOMI	Indústria e Comércio de Minérios S.A
MEF	Método do Elementos Finitos
MEL	Método do Equilíbrio Limite
MMX	Mineração e Metálicos S.A
TUP	Terminal de Uso Privado

LISTA DE SÍMBOLOS

c	coesão do solo
c'	coesão efetiva do solo
c'_r	coesão efetiva reduzida do solo
E	módulo de elasticidade do solo
$E_{xi,j}$	força normal entre colunas, na direção x
$E_{yi,j}$	força normal entre colunas, na direção y
FS	fator de segurança
f_s	atrito lateral
FSR	fator de segurança de redução
FSR_n	fator de segurança de redução das análises com parâmetros de resistência residual não reduzidos
FSR_{rup}	fator de segurança de redução na ruptura
$F_{evi,j}$	força vertical induzida por carregamento sísmico
$F_{ehxi,j}$	força horizontal induzida por carregamento sísmico na direção x
$F_{ehyi,j}$	força horizontal induzida por carregamento sísmico na direção y
$H_{xi,j}$	força horizontal de cisalhamento entre colunas, na direção x
$H_{yi,j}$	força horizontal de cisalhamento entre colunas, na direção y
I_c	índice de classificação do material
IL	índice de liquidez
IP	índice de plasticidade
LL	limite de liquidez
LP	limite de plasticidade
$L_{zi,j}$	carga vertical externa
$L_{xi,j}$	carga horizontal externa na direção x
$L_{yi,j}$	carga horizontal externa na direção y
N_{kt}	fator de capacidade de carga
$N_{i,j}$	força normal total na base da coluna
q_c	resistência de ponta
q_t	resistência de ponta corrigida
RL	perda de resistência por amolgamento do solo

r_u	razão de poropressão
$S_{i,j}$	força de cisalhamento na base da coluna
S_u	resistência não drenada da argila, indeformada
$S_{u,p}$	resistência não drenada de pico dos ensaios de palheta
$S_{u,r}$	resistência não drenada da argila, amolgada
S_{ur}^*	resistência não drenada residual equivalente
S_t	sensibilidade das argilas
S_t^*	sensibilidade equivalente das argilas
$U_{i,j}$	força devido a poropressão na base da coluna
$W_{i,j}$	peso do solo
$X_{xi,j}$	força vertical de cisalhamento entre colunas, na direção x
$X_{yi,j}$	força vertical de cisalhamento entre colunas, na direção y
γ	peso específico do solo
μ	fator de correção de resistência não drenada de Bjerrum
μ_r	fator de correção de segurança equivalente ao de Bjerrum
ν	coeficiente de Poisson
σ_{vo}	tensão vertical efetiva
τ_f	resistência ao cisalhamento do solo
τ_{mob}	tensão cisalhante mobilizada
ϕ	ângulo de atrito interno do solo
ϕ'	ângulo de atrito interno efetivo do solo
ϕ'_r	ângulo de atrito interno efetivo reduzido do solo
ϕ_u	ângulo de atrito interno do solo para a condição não drenada

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	20
1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	24
1.1 Sensibilidade das argilas	24
1.1.1 Mineralogia e tamanho das partículas	27
1.1.2 Lixiviação	28
1.1.3 Cimentação	29
1.2 Análise por tensões totais	30
1.3 Obtenção dos parâmetros de resistência não drenada	31
2 MÉTODOS DE ANÁLISE DE ESTABILIDADE	34
2.1 Método do equilíbrio limite	34
2.2 Método dos elementos finitos	38
2.3 Comparativo entre os métodos de equilíbrio limite e elementos finitos	41
2.4 Análises de estabilidade tridimensionais	44
3 ESTUDO DE CASO	51
3.1 Histórico do Porto de Santana	51
3.2 A ruptura de 2013	59
3.3 Estudos anteriores da ruptura do Porto de Santana	61
3.3.1 Modelagem numérica bidimensional	72
4 ANÁLISE TRIDIMENSIONAL DE ESTABILIDADE PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	77
4.1 Criação do modelo físico	77
4.2 Análises numéricas	83
4.2.1 Análises numéricas considerando a influência da sensibilidade equivalente ...	86
4.2.2 Análises numéricas considerando a influência conjunta da sensibilidade equivalente e das pilhas de minério	97
5 ANÁLISE TRIDIMENSIONAL DE ESTABILIDADE PELO MÉTODO DO EQUILÍBRIO LIMITE	114
6 CONCLUSÃO	131
6.1 Trabalhos futuros	133
REFERÊNCIAS	134

INTRODUÇÃO

Solos finos mobilizam a sua resistência não drenada quando um carregamento é aplicado a uma taxa maior que a capacidade do solo de permitir a dissipação do excesso de poropressão. Essa capacidade de dissipação é associada à baixa permeabilidade das argilas e siltes.

As análises de estabilidade por tensões efetivas, sejam não drenadas ou parcialmente drenadas, dependem do conhecimento das poropressões geradas durante o carregamento, o que é geralmente difícil estimar. Nos programas mais modernos, estão disponíveis recursos para análises não drenadas ou parcialmente drenadas por tensões efetivas, onde a poropressão gerada é estimada pelo produto da deformação volumétrica elástica pelo módulo volumétrico da água. Observa-se, entretanto, que essa estimativa de poropressão pode não representar resultados realistas para carregamentos próximos à ruptura. Ademais, nos casos reais parcialmente drenados, é ainda mais difícil prever a mobilização de poropressões próximo à ruptura, principalmente nos carregamentos de longa duração, onde a aceleração dos deslocamentos que antecedem a ruptura mobiliza poropressões, o que torna a hipótese de estabilidade de longo prazo totalmente drenada inverossímil em muitos casos práticos, resultando em fatores de segurança geralmente bem mais elevados que os reais.

Além da dificuldade de se prever corretamente as poropressões, as análises de estabilidade clássicas, mesmo que de sensibilidade baixa a média, onde se despreza a queda de resistência pós-pico (“strain softening”), resulta igualmente em resultados contrários à segurança, com fatores de segurança bem mais elevados que os reais.

Para contornar as dificuldades com previsões de poropressão, adotam-se usualmente as análises por tensões totais (não drenadas, $\phi_u = 0$, sendo ϕ_u o ângulo de atrito para a condição não drenada), onde se admite que a poropressão gerada no campo já esteja representada nos resultados dos ensaios de campo ou de laboratório, sob condições não drenadas. Dessa forma, na presente dissertação, recorre-se às análises não drenadas, onde a resistência não drenada (S_u) é determinada por extensa campanha de ensaios CPTu e ensaios de palheta (vane test). Os procedimentos de ensaios não são discutidos na presente dissertação. Adicionalmente, como um dos focos principais desta dissertação, incorpora-se nas análises tridimensionais o efeito de “strain softening”, através do conceito de sensibilidade equivalente proposto por Pereira Pinto (2017), que enseja a percepção adequada do mecanismo de ruptura plástica.

As análises de estabilidade são geralmente processadas por duas modalidades: i- análises de equilíbrio limite e ii- análises tensão-deformação (geralmente pelo método dos

elementos finitos). Embora essas modalidades sejam distintas em suas formulações e considerações, objetiva-se também, nesta dissertação, comparar os resultados por essas duas vias para uma melhor compreensão do comportamento do solo e dos mecanismos que levam um talude à ruptura.

As análises por equilíbrio limite são geralmente bem mais simples, daí a sua preferência na grande maioria dos problemas profissionais. Entretanto, as análises por elementos finitos são mais completas, não apenas por ensejar previsões de deformações, mas também, como no caso desta dissertação, permitir a utilização de recursos mais avançados, como a consideração de “strain-softening” na formulação constitutiva, o que não é permitido nas análises mais simples por equilíbrio limite.

Em alguns softwares mais modernos é possível exportar os arquivos de uma análise 2D (por deformações planas) ou 3D por equilíbrio limite para um software correspondente de elementos finitos e vice-versa, o que garante grande versatilidade na interpretação e eliminação de possíveis erros nos parâmetros de entrada dos respectivos programas. No caso de cálculo de fator de segurança em análises por tensões totais, em solos com resistência constante após o início da plastificação (análises clássicas usuais), os valores de FS obtidos por equilíbrio limite com formulações de equilíbrio rigorosas (por exemplo, métodos de Morgenstern-Price e de Sarma) tendem a convergir com os valores obtidos por elementos sob a hipótese de resistência plastificada constante. Por outro lado, ao se incorporar o efeito de “strain-softening” (elementos finitos), obtêm-se fatores de segurança sensivelmente menores que nas análises por equilíbrio limite, já que os elementos plastificados terão a sua resistência máxima reduzida à respectiva tensão residual, enquanto os elementos não plastificados ainda terão uma reserva de resistência antes de plastificarem. Portanto, nas análises sem consideração de “strain-softening”, as análises por equilíbrio limite fornecerão resultados contrários à segurança, muitas vezes irrealistas. Da mesma forma, as análises por elementos finitos que não incorporem o efeito de amolecimento também tenderão a convergir com as análises de equilíbrio limite, mas fornecerão, também irrealisticamente, fatores de segurança maiores.

Análises realizadas pelo método do equilíbrio limite consideram uma cunha de solo, delimitada por uma superfície de ruptura, admitida como um corpo rígido, sob condições de equilíbrio estático. O solo é considerado como um material elasto-plástico perfeito e o efeito de amolecimento não é considerado. Uma compensação à desconsideração do efeito do amolecimento pode ser realizada aplicando-se um fator de correção à resistência não drenada S_u , como proposto por Bjerrum (1973), que reduz a resistência não drenada dos solos argilosos em função da velocidade de aplicação do carregamento, a qual depende do índice de plasticidade.

Nos softwares de elementos finitos, não se impõem cunhas de ruptura, e a instabilidade é automaticamente identificada em função das deformações cisalhantes máximas ou dos contornos de deformações totais. O cálculo do fator de segurança é usualmente obtido pela técnica de SSR (denominação dada, nos programas da Rocscience, para “shear strength reduction”), onde os parâmetros de resistência c e ϕ (coesão e ângulo de atrito, respectivamente) são reduzidos progressivamente até se atingir a ruptura numérica. Nesse processo, os elementos sofrem grandes deformações, capazes de mobilizar toda a resistência disponível nos elementos plastificados, o que garante a convergência dos valores de FS com o método de equilíbrio limite nas análises sem “strain-softening”.

A presente dissertação avalia a estabilidade de um depósito sedimentar de argila mole através de um modelo tridimensional cuja geometria é obtida a partir de vinte e quatro seções transversais. A mesma geometria em 3D, incluindo as camadas de solo subjacentes, é utilizada nos programas Slide 3 (equilíbrio limite 3D) e RS3 (elementos finitos 3D). O efeito de amolecimento do solo é considerado nas análises por elementos finitos. O conceito de correção da resistência não drenada (similar à correção de Bjerrum) é aplicado às análises pelo método do equilíbrio limite.

A motivação deste trabalho foi a ruptura que ocorreu em 2013 às margens do Rio Amazonas, nas instalações do Porto de Santana, região com expressivo volume de solos argilosos moles. Após o evento, buscou-se entender qual ou quais mecanismos deflagraram a ruptura do talude.

Esta dissertação tem como objetivo simular o comportamento dos solos argilosos do Porto de Santana, que possuem sensibilidade classificada como baixa a média, em um modelo tridimensional que leva em conta a influência da queda de resistência pós-pico do solo e de carregamentos aplicados à superfície, estabelecendo-se como o efeito de “strain-softening” influenciou significativamente a estabilidade do solo por ruptura plástica.

Estrutura da dissertação

A presente dissertação foi dividida em seis capítulos, de forma a apresentar seus resultados objetivamente. Os dois primeiros capítulos apresentam a revisão bibliográfica pertinente ao tema. O terceiro capítulo apresenta o estudo de caso com maiores detalhes, seguido dos capítulos que apresentam as análises de estabilidade com seus respectivos resultados.

O Capítulo 1 aborda a temática da sensibilidade das argilas e seus fatores de relevância que podem ser aplicados à realidade das argilas brasileiras, bem como discute as análises de estabilidade em termos de tensões totais e as formas de obtenção dos parâmetros de resistência.

O Capítulo 2 apresenta os dois métodos de análise utilizados na presente dissertação, equilíbrio limite e elementos finitos, bem como um comparativo entre eles e as considerações das análises de estabilidade tridimensionais.

No Capítulo 3 é apresentado o histórico do Porto de Santana, desde sua construção e início de operação, até o evento de ruptura que ocorreu em 2013. Também são apresentados os estudos de estabilidade e conclusões que são de especial interesse para o desenvolvimento desta dissertação.

As análises de estabilidade pelo método dos elementos finitos são apresentadas no Capítulo 4, com explanação dos resultados e comentários sobre os dados fornecidos pelo software.

No Capítulo 5, são apresentadas as análises processadas pelo método do equilíbrio limite, com apresentação das superfícies de ruptura e demais constatações feitas a partir da expressão dos resultados.

O Capítulo 6 apresenta as conclusões verificadas no desenvolvimento da dissertação e as sugestões para estudos e trabalhos futuros. Após este Capítulo, são apresentadas as referências bibliográficas consultadas.

1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

1.1 Sensibilidade das argilas

Solos moles, após excederem sua resistência máxima (de pico), reduzem sua resistência a um valor residual. A razão entre a resistência máxima intacta não drenada do solo e a resistência não drenada totalmente amolgada é chamada de sensibilidade, e foi definida por Terzaghi (1944) através da relação apresentada na Equação 1.

$$S_t = \frac{S_u}{S_{u,r}} \quad (1)$$

Onde:

S_t = Sensibilidade;

S_u = Resistência não drenada, indeformada;

$S_{u,r}$ = Resistência não drenada, amolgada.

Segundo Northey (1950), essa propriedade da argila também pode ser expressa pelo conceito de perda por amolgamento, que varia geralmente entre 0 e 0,97 (Equação 2). Esta medida é proporcional à sensibilidade das argilas. Conforme a sensibilidade aumenta, maior é a perda de resistência por amolgamento do solo.

$$RL = \frac{S_u - S_{u,r}}{S_u} \quad (2)$$

Onde RL representa a perda de resistência por amolgamento do solo.

A classificação das argilas quanto à sua sensibilidade, segundo Skempton e Northey (1952), é apresentada na Tabela 1.

Tabela 1 – Valores típicos de sensibilidade – Adaptado (Skempton e Northey, 1952)

Sensibilidade	Classificação
1	Argila insensível
1 – 2	Argila de baixa sensibilidade
2 – 4	Argila de média sensibilidade
4 – 8	Argila sensível
> 8	Argila altamente sensível
> 16	Argila ultrasensível(“quick-clay”)

Holtz e Kovacs (1981) apresentam uma classificação alternativa, conforme Tabela 2. Para os autores, argilas altamente sensíveis são raras nos Estados Unidos, mas existem em outras partes do mundo, especialmente no Leste do Canadá e nos países escandinavos.

Tabela 2 – Valores típicos de sensibilidade – Adaptado (Holtz e Kovacs, 1981)

Classificação	Variação de S_t	
	EUA	Suécia
Baixa sensibilidade	2 – 4	< 10
Média sensibilidade	4 – 8	10 – 30
Alta sensibilidade	8 – 16	> 30
“Quick-clay”	16	> 60
“Extra quick-clay”		> 100

Schnaid e Odebrecht (2012) atualizaram dados de sensibilidade de solos moles do litoral brasileiro (Tabela 3) fornecidos por Ortigão (1995). Considerando a classificação apresentada por Skempton e Northey (1952), os solos moles brasileiros são de baixa a média sensibilidade. De acordo com os valores apresentados na Tabela 2, a maioria dos solos moles brasileiros também possui sensibilidade variando de média a baixa pela classificação norte americana, e baixa sensibilidade pela classificação sueca.

Tabela 3 – Sensibilidade de solos moles do litoral brasileiro – Adaptado (Schnaid e Odebrecht, 2012)

Local	Valor Médio	Variação
Santa Cruz, RJ (zona litorânea)	3,4	-
Santa Cruz, RJ (offshore)	3,0	1 – 5
Rio de Janeiro, RJ	4,4	2 – 8
Sepetiba, RJ	4,0	-
Cubatão, SP	-	4 – 8
Florianópolis, SC	3,0	1 – 7
Aracaju, SE	5,0	2 – 8
Porto Alegre, RS	4,5	2 – 8
Recife, PE (1ª camada)	-	4,5 – 11,8
Recife, PE (2ª camada)	-	7,8 – 15,8
Juturnaíba, RJ (aterro experimental)	10	1,0 – 19,0
Juturnaíba, RJ (barragem)	-	4,0 – 8,0
Sarapuí, RJ	4,4	2,0 – 8,0
Barra da Tijuca, RJ	5,0	-
Santos, SP	-	4,0 – 5,0
Cubatão, SP	-	4,0 – 8,0
Rio Grande, RS	2,5	-
Barra da Tijuca, RJ	10	4,7 – 17,8

Mitchell e Soga (2005) apontam que o trabalho de Terzaghi (1944) foi realizado com ensaios de compressão em corpos de prova não confinados. Brand e Brenner (1981) apontam que os valores de sensibilidade para os solos moles dos países escandinavos foram obtidos a partir de ensaios de cone de queda livre (“fall-cone test”), o que pode ser a provável explicação para valores tão diferentes de sensibilidade. Ainda para Brand e Brenner (1981), valores obtidos pelo ensaio de palheta passaram a ser bem aceitos como representativos da resistência não drenada depois da publicação dos trabalhos de Skempton (1948) e Brinch Hansen (1950), os quais apresentaram valores maiores de resistência não drenada com a profundidade,

o que não era percebido em ensaios de compressão não confinada e ensaios de cone de queda livre.

Quanto à aceitação de obtenção dos valores de sensibilidade obtidos *in situ*, Cadling e Odenstad (1950) apresentaram o conceito de resistência amolgada do solo, aferida em campo, através do ensaio de palheta, o que permitiu avaliar a sensibilidade das argilas em situações mais realistas, visto que os processos de amolgamento e remoldagem das amostras de laboratório não refletem as mesmas condições de campo.

Skempton e Northey (1952) apontam quatro diferentes fatores que contribuem para a sensibilidade dos solos moles: mineralogia, tamanho das partículas, tixotropia e estabilidade da estrutura de formação do solo. Mitchell e Soga (2005) consideram, entretanto, seis os fatores contribuintes para a sensibilidade: estrutura metaestável, cimentação, intemperismo, tixotropia, lixiviação e atuação de agentes dispersantes. Os itens de maior relevância para esta dissertação são apresentados a seguir. A estrutura metaestável das argilas é uma consequência do processo de lixiviação, que afeta as argilas ultrasensíveis. Conforme será visto adiante, os solos moles da região do Porto de Santana são de baixa a média sensibilidade, e por este motivo este tópico não será abordado no presente trabalho.

1.1.1 Mineralogia e tamanho das partículas

De acordo com Skempton e Northey (1952), a formação mineralógica e o tamanho das partículas não possuem grande significância no problema de sensibilidade, devido a este fenômeno ser restrito a solos argilosos ou siltosos. Rosenvist (1946) apud Skempton e Northey (1952) cita que não há diferença mineralógica significativa entre os solos moles de média sensibilidade e ultrasensíveis da Noruega, e que o mesmo vale para a distribuição das partículas.

1.1.2 Lixiviação

Brand e Brenner (1981) definem lixiviação como o processo de remoção de materiais que estão em solução (por exemplo, sais) em um certo perfil de solo. Tal processo pode ocorrer com o surgimento de um gradiente hidráulico ou por difusão. Para que ocorra a lixiviação, é necessária a disponibilidade de água doce, seja por infiltração da chuva ou movimentação lenta de água no subsolo.

Rankka *et al.* (2004) apontam três diferentes tipos de processos de lixiviação: águas de chuvas ou provenientes do derretimento de neve que percolam pelo depósito argiloso, percolação de água no sentido ascendente por pressão artesianas e difusão de sais em zonas de baixa concentração de íons.

De acordo com Mitchell e Soga (2005), o processo de lixiviação pouco altera a estrutura dos solos moles, mas as forças de interação entre as partículas são alteradas, resultando em um acréscimo nas forças de repulsão. O aumento dessas forças repulsivas torna-se então responsável pela dispersão das partículas ao sofrerem perturbações.

Bjerrum e Rosenqvist (1956), apud Mitchell e Soga (2005), realizaram ensaios em argilas sedimentadas artificialmente. Argilas sedimentadas em água salgada, e então lixiviadas, apresentaram um acréscimo no valor de sensibilidade, indo de um valor inicial de aproximadamente 5,0 para uma sensibilidade final igual a 110. As argilas que foram sedimentadas em água fresca e potável tiveram seus valores de sensibilidade entre 5,0 e 6,0.

Bjerrum (1954) aponta que o efeito da lixiviação não reduz a resistência não drenada das argilas em seu estado natural, e sua maior atuação é reduzindo a resistência não drenada do material amolgado, o que tem relação direta com a sensibilidade do material. Tal efeito é refletido numericamente na redução do limite de liquidez do solo, para um mesmo teor de umidade (Figura 1).

Depreende-se que o processo de formação das argilas ultrassensíveis é relacionado aos efeitos da lixiviação, que resulta no aumento significativo da sensibilidade. Pelo fato das águas do Rio Amazonas serem de baixa salinidade, a análise do efeito de lixiviação e da formação da estrutura metaestável não será abordada no presente trabalho. Subsidiando esta assertiva, o trabalho de Rankka *et al.* (2014) aponta que argilas ultrassensíveis são comuns em países com condições

geológicas e climáticas similares às da Suécia, tendo como exemplo Canadá e Noruega.

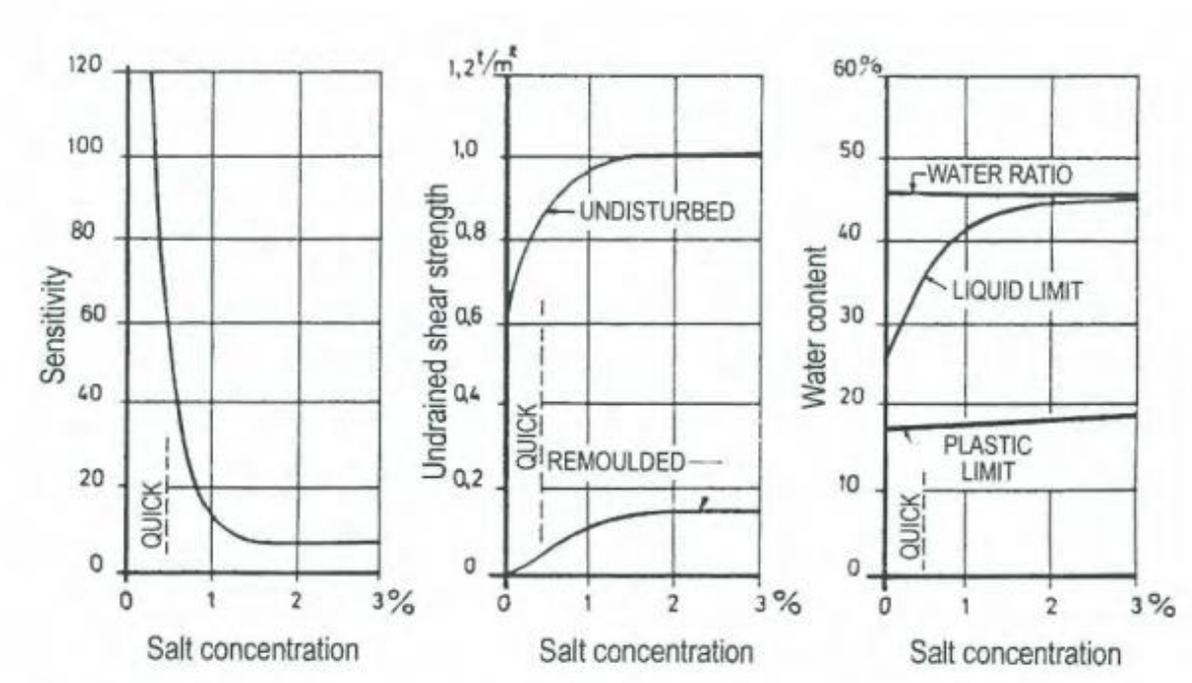


Figura 1 – Mudança das propriedades de uma argila quando sujeita à lixiviação por água potável – Bjerrum (1954) adaptado por Rankka *et al.* (2004)

1.1.3 Cimentação

Cimentação é um processo que altera o sedimento após sua deposição inicial. Este processo depende do material presente no momento da sedimentação (BRAND e BRENNER, 1981).

Mitchell e Soga (2005) apontam que muitos solos contêm carbonatos, óxido de ferro, alumina e matéria orgânica, e que estes materiais, ao depositarem-se nos contatos entre as partículas, acabam atuando como agentes cimentantes. Quando uma argila com propriedades de cimentação sofre perturbações, estas ligações são desfeitas, resultando na queda de resistência do material.

Quanto à influência da cimentação na sensibilidade, Brand e Brenner (1981) apontam que a cimentação aumenta a resistência do solo no estado indeformado, e

que, quando presente material amorfo no solo, este material pode resultar no acréscimo da resistência no estado amolgado, atuando como um espessante, devido à sua atividade química e elevada superfície específica.

1.2 Análise por tensões totais

Análises por tensões totais ($\phi_u=0$) implicam em que a resistência ao cisalhamento do solo, ao longo da superfície de ruptura, seja independente das tensões normais atuando naquela superfície. Análises por tensões efetivas, por outro lado, implicam em que a resistência ao cisalhamento dependa da tensão efetiva normal à superfície de ruptura (BOYCE, 1978). A análise por tensões efetivas não é objeto de estudo deste trabalho, pois trata-se de uma dissertação que estuda solos moles, mas análises por tensões efetivas devem ser realizadas para os demais solos.

Nas análises de estabilidade de taludes pelo método do equilíbrio limite, uma condição de ruptura incipiente é postulada ao longo de uma superfície de ruptura contínua, seja esta superfície de um formato conhecido ou assumido. Na maioria dos casos, admite-se a hipótese de deformação plana (2D). Análises considerando a estabilidade em três dimensões tendem a apresentar resultados mais conservadores (BOYCE, 1978).

Segundo Duncan e Wright (2005), situações no campo que mobilizam a resistência ao cisalhamento não drenada são aquelas em que o solo não é capaz de realizar a drenagem de forma rápida em relação a velocidade de carregamento. Logo, a análise por tensões totais é aplicável somente em condições não drenadas de carregamento.

Ainda de acordo com Duncan e Wright (2005), a poropressão é controlada pelo comportamento do solo em resposta às mudanças externas de carregamento. Portanto, para solos de baixa permeabilidade, como nas argilas moles, em que a drenagem ocorre de forma muito lenta quando comparada com a velocidade de carregamento, qualquer aplicação de sobrecarga irá resultar em um acréscimo de poropressão. Aqueles autores apontam que, se estas situações prevalecem em

campo, é apropriada uma análise de estabilidade não drenada, onde são utilizados o peso específico saturado do solo e os parâmetros de resistência não drenada.

Para análise por tensões totais, é utilizado somente o valor da resistência não drenada das argilas, S_u , considerando que o ângulo de atrito interno do material é igual a zero (SKEMPTON e HUTCHINSON, 1969).

Diversos autores (BOYCE 1978; ABRAMSON *et al.*, 2002; DUNCAN e WRIGHT, 2005. CHOWDHURY *et al.*, 2010;) apontam que as análises de estabilidade por tensões totais devem ser realizadas, prioritariamente, em análises de curto prazo, ou seja, logo em seguida à mudança no estado de tensões, seja por aplicação de um carregamento externo ou devido a uma escavação. Nestes casos, o solo encontra-se na condição não drenada. Para cenários de longo prazo, deve em princípio ser considerada a condição drenada que ocorre em campo com a dissipação do excesso de poropressão.

1.3 Obtenção dos parâmetros de resistência não drenada

Lambe e Whitman (1969) apontam que a resistência não drenada é mobilizada em situações práticas onde a velocidade do carregamento aplicado muda a uma velocidade mais elevada em relação à capacidade de dissipação do excesso de poropressão. Logo, o conceito de resistência não drenada é de extrema importância prática para os estudos dos solos saturados, que são materiais de baixa permeabilidade e por este motivo desenvolvem a resistência não drenada em casos de carregamentos com velocidade elevada. A resistência não drenada também pode ser mobilizada em carregamentos de longo prazo, onde por ação de um gatilho externo qualquer pode acelerar os deslocamentos e, em decorrência, gerar acréscimos de poropressão durante a ruptura. Este é o caso da ruptura do Porto de Santana, estudado no Capítulo 3.

Diversos métodos podem ser empregados para obtenção dos parâmetros de resistência não drenada dos solos, sejam eles diretos ou indiretos, utilizados em campo ou em laboratório. Hunt (2005) aponta que a resistência não drenada em

campo pode ser obtida diretamente por ensaios de palheta e pressiométricos, e estimada indiretamente a partir de ensaios CPTu. Almeida e Marques (2012) apontam que, além destes, a resistência não drenada do solo pode ser também ser obtida em campo através de ensaios T-bar e dilatométricos.

O ensaio de piezocone, conhecido pela sigla CPTu, consiste na cravação, no terreno, de uma ponteira cônica a uma velocidade constante. As grandezas medidas são resistência de ponta (q_c), o atrito lateral (f_s), além da possibilidade de verificar a dissipação da poropressão. A resistência não drenada das argilas pode ser obtida indiretamente, através da Equação 3 (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012):

$$S_u = \frac{(q_t - \sigma_{vo})}{N_{kt}} \quad (3)$$

Onde:

S_u = resistência não drenada das argilas;

q_t = resistência de ponta do ensaio, corrigida;

σ_{vo} = tensão vertical in situ;

N_{kt} = fator de capacidade de carga

O fator N_{kt} é um fator que relaciona, no caso mais simples, a resistência de ponta do ensaio de piezocone com a resistência não drenada das argilas medida no ensaio de palheta. Schnaid e Odebrecht (2012) apontam que concordância entre valores previstos e valores medidos aumenta a confiabilidade de aplicação dessa metodologia na estimativa da resistência não drenada.

Quanto ao ensaio de palheta, segundo Almeida e Marques (2012), trata-se da ferramenta mais utilizada para medir a resistência não drenada das argilas. Consiste na cravação de uma palheta cruciforme que, quando cravada em argilas saturadas de consistência mole a rijas, é submetida a um torque necessário para cisalhar o solo por rotação em condição não drenada (SCHNAID e ODEBRECHT; 2012).

Conforme já apresentado anteriormente, também é possível verificar a sensibilidade das argilas com utilização deste ensaio, em campo, utilizando-se o valor do torque correspondente à condição amolgada.

Para Bjerrum (1973), a combinação dos fatores que influenciam os resultados dos ensaios pode sugerir a necessidade de correção da resistência medida para o cálculo da estabilidade de taludes, como por exemplo o efeito de velocidade do ensaio e a anisotropia.

Bjerrum (1973) realizou 14 retroanálises de ruptura de aterros sobre solos argilosos de baixa consistência, bem documentados. As análises foram realizadas por tensões totais, com a resistência obtida através de ensaios de palheta. A partir das retroanálises, foi proposta a utilização de um fator de correção para alinhar a resistência medida em campo com a resistência ao cisalhamento verdadeira que é desenvolvida em campo na ruptura. O fator de correção (μ) de resistência, estimado por correlação com o índice de plasticidade (IP), é apresentado na equação abaixo:

$$S_{u(\text{corrigido})} = \mu S_{u(\text{palheta})} \quad (4)$$

Schnaid e Odebrecht (2012) citam que a experiência brasileira, com base em diversos casos de aplicação dessas correções, recomenda o uso de um fator de correção médio de 0,65. Conforme será visto adiante, um dos objetivos das análises paramétricas é verificar a aplicabilidade do fator de correção de Bjerrum, considerando o valor médio típico dos solos brasileiros, também para solos sedimentares de origem fluvial, como é o caso do talude que é objeto de estudo.

2 MÉTODOS DE ANÁLISE DE ESTABILIDADE

Uma vez que as propriedades de resistência ao cisalhamento, as condições de poropressão, a geometria do talude e as propriedades físicas do solo estejam definidas, pode ser processado o cálculo das análises de estabilidade do talude, de forma a avaliar os múltiplos cenários possíveis (DUNCAN e WRIGHT, 2005).

Para avaliação da condição de segurança de um talude, existem diversos métodos de análise. Segundo Cheng e Lau (2014), um dos métodos mais familiares é o método do equilíbrio limite (MEL), seguido do método dos elementos finitos (MEF). Cada um dos métodos possui formulações e princípios que os diferencia.

2.1 Método do equilíbrio limite

Segundo Cheng e Lau (2014), a análise clássica de estabilidade considera o estado limite último do solo, e não fornece quaisquer informações sobre as deformações que ocorrem.

Chowdhury *et al.* (2010) comentam que o objetivo dos estudos por equilíbrio limite é analisar a estabilidade de qualquer massa de solo ou rocha, assumindo então uma ruptura incipiente ao longo de uma potencial superfície de deslizamento

Em geral, uma superfície de ruptura é assumida e o material acima desta superfície é considerado como um corpo livre. As forças instabilizantes e as forças resistentes são estimadas, permitindo a formação de equações relativas ao equilíbrio de forças ou equilíbrio de momentos (ou ambos) da provável massa ativa e deslizante. A solução dessas equações fornece informações quantitativas, que concernem à estabilidade do talude, assumindo que todos os pontos naquela superfície de ruptura possuem o mesmo fator de segurança. Entretanto, essas informações são relevantes apenas para aquela superfície de ruptura escolhida, sendo necessário repetir os cálculos até que haja uma concordância sobre a superfície mais crítica, ou seja,

aquela que apresenta o menor valor do fator de segurança (CHOWDHURY *et al.*, 2010).

Neste método, é considerado que a resistência mobilizada ao longo da superfície de ruptura depende da tensão normal efetiva atuando naquela superfície. A tensão mobilizada (τ_{mob}), que representa a tensão na porção de solo que se contrapõe a resistência ao cisalhamento do solo (Figura 2), é dada pela relação abaixo.

$$\tau_{mob} = \frac{\tau_f}{FS} \quad (5)$$

Onde FS corresponde ao fator de segurança e τ_f ao valor de resistência ao cisalhamento do solo.

Avaliando a equação (5), percebe-se que o fator de segurança é o valor pelo qual a resistência deve ser diminuída até que o talude atinja o limite da estabilidade, quando a tensão mobilizada se iguala à resistência ao cisalhamento do solo e o fator de segurança alcança um valor unitário

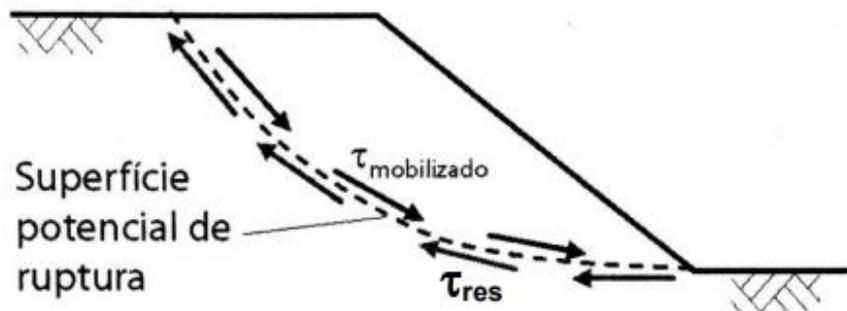


Figura 2 – Tensão cisalhante mobilizada e tensão resistente, em uma massa de solo (Gerscovich, 2016)

Whitman e Bailey (1967) apud Cheng e Lau (2014) apresentaram duas metodologias clássicas para resolução de problemas através das análises de equilíbrio limite. A primeira metodologia consiste em dividir o solo em diversas cunhas, considerando o mesmo como uma massa inteira de solo. Neste caso, o solo pode assumir formato de cunhas com faces inclinadas, e as equações de equilíbrio para

resolução dos problemas são determinadas. Para a segunda metodologia, a massa de solo é dividida em uma série de fatias verticais, e a superfície de ruptura pode ser circular ou poligonal.

Conforme já mencionado, o método do equilíbrio limite consiste em um problema estaticamente indeterminado, e algumas suposições devem ser feitas, principalmente quando a massa de solo é dividida em fatias. Essas suposições são relacionadas às forças entre uma fatia e outra. A Tabela 4 apresenta as equações e as variáveis desconhecidas baseadas no equilíbrio estático do problema.

Tabela 4 – Equações x Incógnitas – Adaptado (Cheng e Lau, 2014)

EQUAÇÕES	CONDIÇÃO
n	Equilíbrio de momentos para cada fatia
$2n$	Equilíbrio de forças nas direções X e Y para cada fatia
n	Critério de ruptura de Mohr-Coulomb
$4n$	TOTAL DE EQUAÇÕES
INCÓGNITAS	DESCRIÇÃO
1	Fator de segurança
n	Força normal na base da fatia
n	Localização da força normal na base da fatia
n	Força tangencial na base da fatia
$n - 1$	Força horizontal entre fatias
$n - 1$	Força tangencial entre fatias
$n - 1$	Localização da força entre uma fatia e outra
$6n - 2$	TOTAL DE INCÓGNITAS

Como pode ser observado na Tabela 4, o problema de estabilidade de um talude é indeterminado, em uma ordem de $6n - 2 - 4n = 2n - 2$. Em outras palavras, é necessário “introduzir $2n - 2$ ” suposições para tornar o problema estaticamente determinado (CHENG e LAU, 2014).

Como o número de equações de equilíbrio é menor que o número de variáveis desconhecidas, e para que o problema seja estaticamente resolvido, todos os métodos de análise empregam algumas suposições de forma a resolver o problema

de equilíbrio. É natural, então, que diferentes suposições forneçam diferentes valores de fator de segurança. No entanto, Duncan (1996) aponta que métodos que satisfazem todas as condições de equilíbrio não apresentam valores de fator de segurança muito diferentes dos métodos que satisfazem parcialmente as condições.

Chowdhury *et al.*(2014) mencionam que, conceitualmente, uma deficiência de análise através do método de equilíbrio limite é assumir uma ruptura incipiente associada a um fator de segurança unitário. O método não é utilizado apenas para verificação da condição de ruptura, mas também para verificar condições gerais do talude para valores de fator de segurança maiores que um. Os autores apontam sobre a possibilidade de ocorrência de fator de segurança diferente de 1,0 para casos de rupturas, uma vez que os reais valores são fortemente influenciados pelas condições geológicas, parâmetros do solo, poropressão e características tensão-deformação do solo, além de tensões iniciais no maciço, distribuição de tensões e deformações, descontinuidades, nível de tensões e ruptura progressiva.

Nessas condições, o valor do fator de segurança obtido fornece um índice útil da situação de estabilidade do talude. Os valores do fator de segurança são tão confiáveis quanto os dados obtidos, uma vez que é baseado em simplificações e hipóteses, sendo difícil contemplar a influência de todas as variáveis descritas acima. Valores mínimos de fator de segurança, considerando as diversas condições do solo, devem ser utilizados com base em experiências anteriores, considerando as prováveis incertezas envolvidas na definição das condições analisadas, e as possíveis consequências da ruptura (CHOWDHURY *et al.*, 2014; DUNCAN, 1996).

Duncan (1996) menciona que há uma suposição implícita na análise de equilíbrio limite, de que o solo possui um comportamento tensão-deformação dúctil, ou seja, a resistência ao cisalhamento não alcança um valor de pico, para depois diminuir. Segundo Chen e Liu (1990), para aplicação da teoria de equilíbrio limite, o material deve exibir comportamento rígido-plástico perfeito (Figura 3), e não é considerado o efeito do amolecimento ou endurecimento do solo na análise do equilíbrio limite.

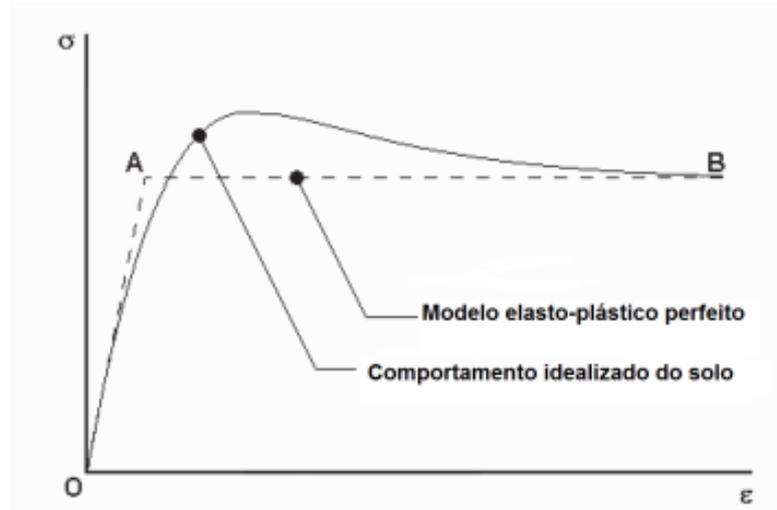


Figura 3 - Relação tensão-deformação para comportamento elasto-plástico perfeito e comportamento real idealizado – Adaptado (Cheng e Liu, 1990)

2.2 Método dos elementos finitos

O método dos elementos finitos foi introduzido na engenharia geotécnica no final da década de 60. Sua proposta original consistia na verificação das deformações existentes no solo, também sendo possível avaliar as condições de fluxo e percolação. Em meados da década de 70, foi inserida nas análises a possibilidade de obtenção do fator de segurança através da redução dos parâmetros de resistência, o que tem como resultado um valor que também é chamado de fator de segurança, embora seu conceito precípuo seja diferente do fator de segurança obtido pelo método do equilíbrio limite (GRIFFITHS e LANE, 1999; CHENG *et al.*, 2007).

O método consiste na discretização de um elemento físico e contínuo, dividindo sua geometria em elementos de pequenos volumes, onde se pode assumir que as propriedades sejam uniformes. Esses volumes discretizados são chamados de “elementos”, ou “elementos finitos”. Os elementos de um corpo contínuo são separados uns dos outros por linhas ou superfícies imaginárias, e conectados entre si por um número finito de nós, que estão sempre situados nos limites de um elemento (CHOWDHURY, 2010; BRADLEY e VANDENBERGE, 2015). A configuração de uma

discretização é apresentada na Figura 4. Tomando-se como exemplo o elemento 6, é possível verificar que ele está associado aos nós 7, 8, 11 e 12.

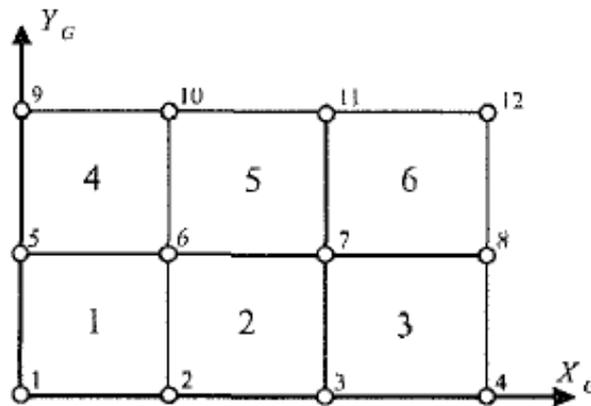


Figura 4 – Discretização de um corpo contínuo retangular em elementos finitos (Potts e Zdravkovic, 1999)

Após a discretização da malha, há a montagem de um sistema global de equações que deve ser resolvido para obter a solução do problema.

Em relação à aplicação desse método a análises geotécnicas, Griffiths e Lane (1999) apresentam, de forma sucinta, suas vantagens:

- i. Não é necessária nenhuma suposição sobre a forma ou localização da superfície de ruptura. A ruptura ocorre “naturalmente” nas regiões do maciço onde a resistência do solo não é capaz de suportar tensões que, por quaisquer motivos, sejam aplicadas;
- ii. Uma vez que não há a divisão do maciço em fatias, não é necessária nenhuma suposição em relação as forças entre fatias;
- iii. O método dos elementos finitos preserva o equilíbrio do solo, de uma forma geral, até que a ruptura seja alcançada;
- iv. O método é capaz de monitorar a ruptura progressiva do solo.

Além das vantagens mencionadas acima, o método também permite a simulação das diversas etapas de uma obra, como por exemplo as análises de deformações durante diversas fases de construção, mudanças na geometria devido a construções ou escavações, carregamentos em estruturas ancoradas, variação de poropressão e condições de fluxo e percolação (DUNCAN, 1996; ABRAMSON, 2014).

Quanto aos dados de entrada das análises, devem ser definidos, de forma a simular a situação mais próxima de campo, as condições iniciais de tensão no solo, comportamento tensão-deformação, propriedades físicas e de resistência, e as sequências de construção e de carregamento. O artigo de Duncan (1996) apresenta em detalhes as definições e recomendações para cada um destes itens.

Atualmente, uma vantagem adicional de realizar análises de estabilidade de taludes com auxílio do método dos elementos finitos é a obtenção do fator de segurança. Neste tipo de análise, o fator de segurança é definido como o número pelo qual os parâmetros de resistência do solo são divididos até que o talude chegue à ruptura, denominado neste trabalho como fator de segurança de redução (FSR). Os parâmetros de resistência modificados são apresentados abaixo. Apesar de ter definição semelhante ao fator de segurança obtido pelo método do equilíbrio limite, a diferença entre eles será vista adiante.

$$c'_r = \frac{c'}{FSR} \quad (6)$$

$$\phi'_r = \arctan\left(\frac{\tan \phi'}{FSR}\right) \quad (7)$$

Onde c' e ϕ' são os mesmos parâmetros de resistência efetivos utilizados na análise por equilíbrio limite, FSR é o fator de segurança de redução e c'_r e ϕ'_r são os parâmetros de resistência efetivos e reduzidos.

Na presente dissertação, o termo “fator de segurança” é utilizado para os valores fornecidos pelo método do equilíbrio limite, e o termo “fator de segurança de redução” é utilizado para indicar o valor processado nas análises realizadas pelo método dos elementos finitos.

O método de análise de estabilidade de talude utilizando o conceito de redução de resistência descrito acima possui duas características que o distingue em relação aos outros tipos de análise por elementos finitos. A primeira delas é que o método de redução da resistência requer o uso de um modelo constitutivo do solo que considera a plasticidade. Isto significa dizer que o solo é assumido como elástico-linear até que seja alcançada a resistência ao cisalhamento em um elemento qualquer. Neste elemento, a resistência ao cisalhamento não pode ser excedida, e as tensões adicionais são distribuídas para os elementos circundantes. Caso não ocorra este processo de distribuição de tensão, ocorrerão no solo altas deformações. A segunda característica é que este tipo de análise é um processo iterativo, e as análises são repetidas até que se obtenha o fator de segurança redução (BRADLEY e VANDENBERGE, 2015).

2.3 Comparativo entre os métodos de equilíbrio limite e elementos finitos

O MEL considera o equilíbrio de forças e momentos em uma massa de solo delimitada por uma superfície de ruptura. A ruptura é definida quando a tensão cisalhante mobilizada naquela porção se iguala a resistência ao cisalhamento do solo. Por este motivo, o fator de segurança é assumido como igual ao longo de toda esta superfície. Não é possível realizar análise das deformações que ocorrem no talude.

O MEF considera um corpo físico e o divide em elementos de pequenos volumes. Esta divisão é denominada discretização. Cada elemento possui uma forma e um determinado número de nós, para os quais é elaborado um sistema global de equações. Na maioria dos softwares de elementos finitos as incógnitas do sistema representam os deslocamentos nodais e da solução do sistema de equações é obtida a variável que será computada na análise. Desta forma, este método considera as variações das incógnitas em cada nó, e o resultado é expresso quando o sistema de equações é solucionado. Neste caso, diz-se que ocorreu a convergência do algoritmo.

Quanto aos fatores de segurança obtidos pelos dois métodos, o valor fornecido pelo método do equilíbrio limite representa a relação entre a resistência do solo e a

tensão cisalhante mobilizada, entendendo-se que, quando as tensões se igualam, ocorre a ruptura. Tratando-se da análise pelo método dos elementos finitos, este conceito muda, pois o fator de segurança de redução representa o valor pelo qual os parâmetros de resistência são reduzidos até que as deformações alcancem valores que levem o algoritmo a convergir, ou seja, não é possível obter o fator de segurança de redução sem automaticamente avaliar as deformações. Trata-se de uma análise iterativa, até que seja definido o valor pelo qual a solução não converge mais. Desta forma, é natural que as análises de estabilidade realizadas por elementos finitos apresentem grandes deformações para o fator de segurança de redução obtido, quando comparados com a análise de tensões para a condição inicial do talude. As grandes deformações obtidas fazem com que toda a resistência do solo seja mobilizada, tal como se admite nas análises por equilíbrio limite, daí porque os dois métodos tendem a fornecer praticamente os mesmos fatores de segurança.

Bradley e VandenBerge (2015) apresentam uma maneira simples de definir a ruptura do talude considerando a redução de resistência no método dos elementos finitos. Para os autores, o fator de segurança de redução é definido como o ponto em que a solução não converge mais. Neste ponto, os elementos de análise deformam-se sem limites, e o algoritmo não converge, conforme Figura 5.

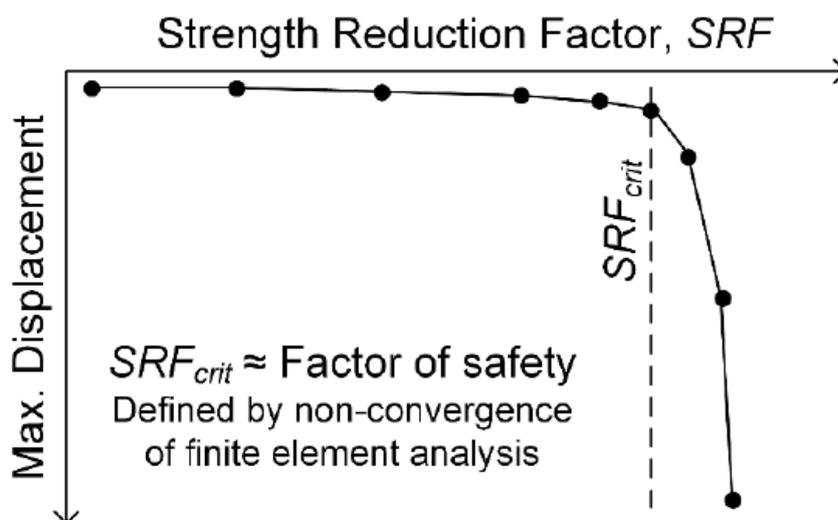


Figura 5 – Critério de ruptura de análise considerando a redução da resistência ao cisalhamento (Bradley e VandenBerge, 2015)

Os parâmetros do solo para aplicação dos dois métodos também diferem. Nas análises realizadas pelo MEL, são necessários parâmetros físicos e de resistência. Em relação ao MEF, é necessário fornecer os mesmos parâmetros físicos e de resistência, e adicionalmente os parâmetros de rigidez do solo. Entretanto, dependendo do modelo constitutivo escolhido, uma série de outros parâmetros também são necessários.

A validação da utilização do método dos elementos finitos, considerando a redução da resistência, pode ser feita ao comparar as deformações cisalhantes máximas com a superfície de ruptura fornecida pelas análises de equilíbrio limite. As Figuras 6 e 7 apresentam as análises realizadas por Griffiths e Lane (1999) e adaptadas por Bradley e VandenBerge (2015), onde os primeiros autores compararam a superfície de ruptura obtida pelo método de Spencer com os contornos de deformações cisalhantes máximas obtida pelo método de elementos finitos com redução de resistência. Os dois modelos propostos apresentaram grande concordância entre si, permitindo assim que um resultado de análise valide o outro.

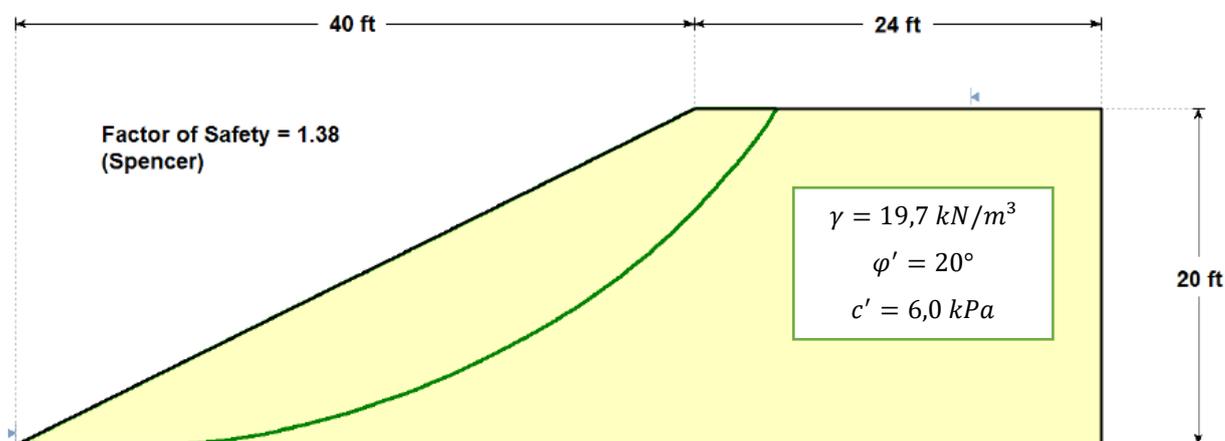


Figura 6 – Superfície de ruptura obtida na análise por equilíbrio limite – Adaptado (Griffiths e Lane, 1999 apud Bradley e VandenBerge, 2015)

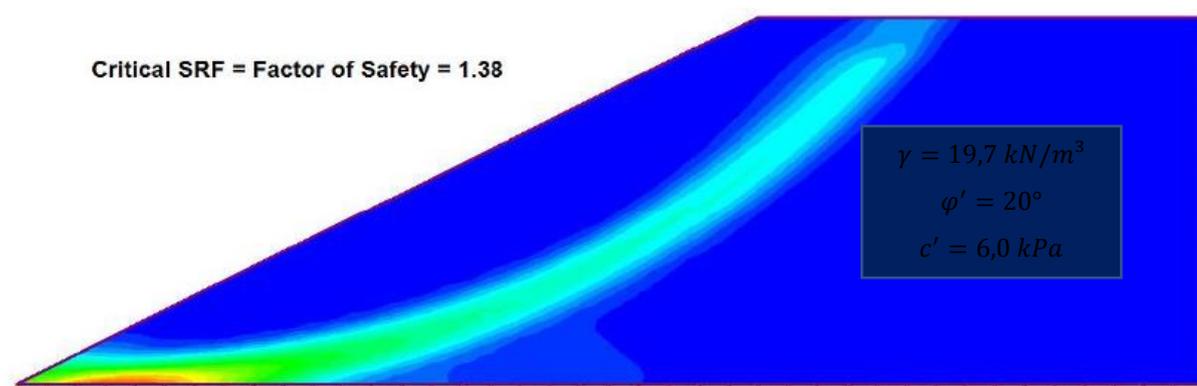


Figura 7 – Contornos de tensões cisalhantes máximas obtidas na análise por elementos finitos. SRF = Fator de segurança de redução – Adaptado (Griffiths e Lane, 1999 apud Bradley e VandenBerge, 2015)

2.4 Análises de estabilidade tridimensionais

Na natureza, todas as rupturas de taludes são tridimensionais, mas modelos de deformações são usualmente adotados devido seu caráter simplificador na hora de realizar análises de estabilidade (CHENG e LAU, 2014).

Chowdhury (2010) aponta que a idealização de problemas reais, nas três dimensões, como sendo bidimensionais, geralmente é válido, mas em alguns casos efeitos 3D podem ser significativos, e é justificável a realização de uma análise deste tipo.

Abramson (2014) aponta que os primeiros estudos de análises tridimensionais começaram na década de 70, e indica os trabalhos de Baligh e Azzouz (1975) e Hovland (1977) como os precursores do método. Entretanto, Kalatehjari e Ali (2013) e Chakraborty e Goswami (2016) apontam o estudo de Anagnosti (1969) como o primeiro, e que foi uma extensão do método Morgenstern-Price para a análises de estabilidade nas três dimensões. Ambas as propostas foram idealizadas considerando os conceitos de equilíbrio limite aplicado em análises bidimensionais.

Em geral, para converter os métodos de equilíbrio limite bidimensionais convencionais em análises 3D, as fatias são convertidas em colunas, inserindo-se

assim a terceira dimensão. Consequentemente, as condições estáticas de equilíbrio limite das colunas devem ser satisfeitas. De maneira geral, as hipóteses dos métodos 3D são geralmente derivadas das análises 2D. Algumas novas hipóteses estão disponíveis apenas nas análises 3D devido à terceira dimensão, como por exemplo a forma tridimensional da superfície de ruptura, a forma assimétrica do talude, a direção do escorregamento e as forças interativas entre as colunas. Cada método 3D deve considerar, simplificar ou ignorar algumas das suposições extras para avaliação da estabilidade (KALATEHJARI e ALI, 2013). A Figura 8 apresenta as características geométricas de um modelo tridimensional por equilíbrio limite, e a Figura 9 apresenta uma coluna típica de solo derivada de uma fatia do método 2D.

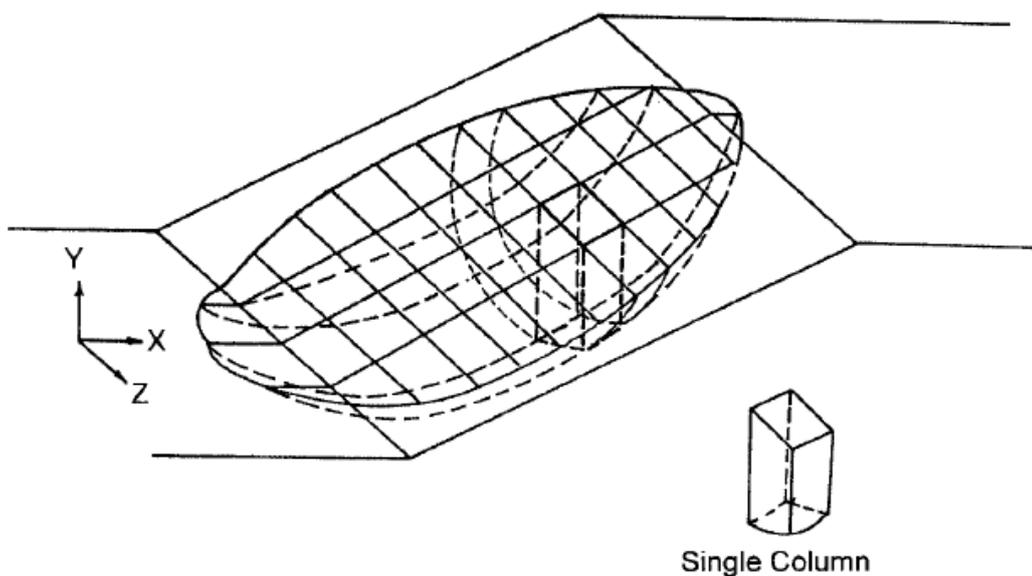


Figura 8 – Característica geométrica do modelo tridimensional por equilíbrio limite
(Abramson, 2014)

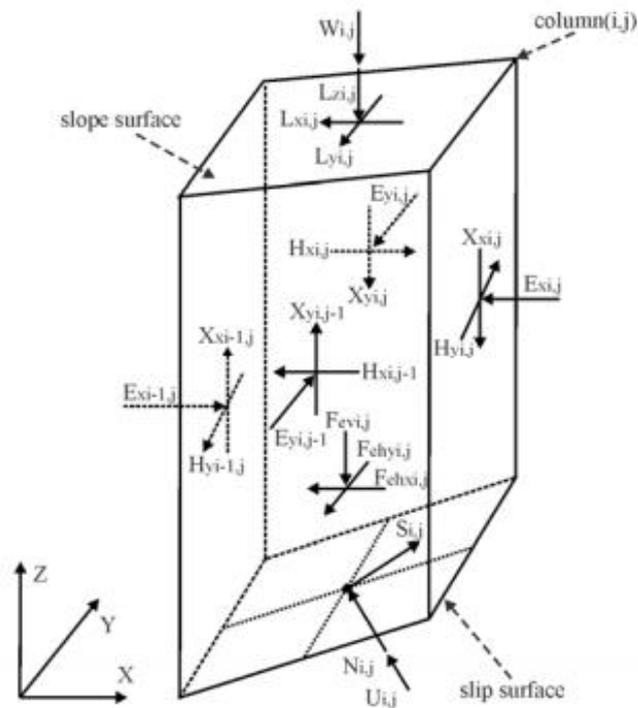


Figura 9 – Coluna típica de solo considerada em análises tridimensionais por equilíbrio limite para uma coluna i, j (Kalatehjari e Ali, 2013)

Onde:

$W_{i,j}$ = peso do solo;

$L_{zi,j}$ = carga vertical externa;

$L_{xi,j}$ e $L_{yi,j}$ = cargas horizontais externas nas direções x e y, respectivamente;

$F_{evi,j}$ = força vertical induzida por carregamento sísmico;

$F_{ehxi,j}$ e $F_{ehyi,j}$ = forças horizontais induzidas por carregamento sísmico nas direções x e y, respectivamente;

$E_{xi-1,j}$ e $E_{xi,j}$ = forças normais entre colunas, na direção x;

$E_{yi-1,j}$ e $E_{yi,j}$ = forças normais entre colunas, na direção y;

$X_{xi-1,j}$ e $X_{xi,j}$ = forças verticais de cisalhamento entre colunas, na direção x;

$X_{yi-1,j}$ e $X_{yi,j}$ = forças verticais de cisalhamento entre colunas, na direção y;

$H_{xi-1,j}$ e $H_{xi,j}$ = forças horizontais de cisalhamento entre colunas, na direção x;

$H_{yi-1,j}$ e $H_{yi,j}$ = forças horizontais de cisalhamento entre colunas, na direção y;

$S_{i,j}$ = força de cisalhamento na base da coluna;

$N_{i,j}$ e $U_{i,j}$ = força normal total e força devido a poropressão na base da coluna, respectivamente

De uma forma geral, o princípio de análise dos métodos tridimensionais é satisfazer a condição de equilíbrio de uma massa de solo através da resolução das equações da estática, assim como nas análises bidimensionais. As hipóteses e variações de cada método não fazem parte do objeto de estudo da presente dissertação, mas são apresentadas de forma sucinta e elucidativa no trabalho de Kalatehjari e Ali (2013), que contempla um estudo de vinte e oito métodos diferentes.

Os métodos tridimensionais foram elaborados a partir de taludes com geometrias simples, considerando na maioria das vezes superfícies de rupturas esféricas ou elípticas, e a direção do escorregamento ocorrendo paralelamente ao plano vertical, conforme Figura 10.

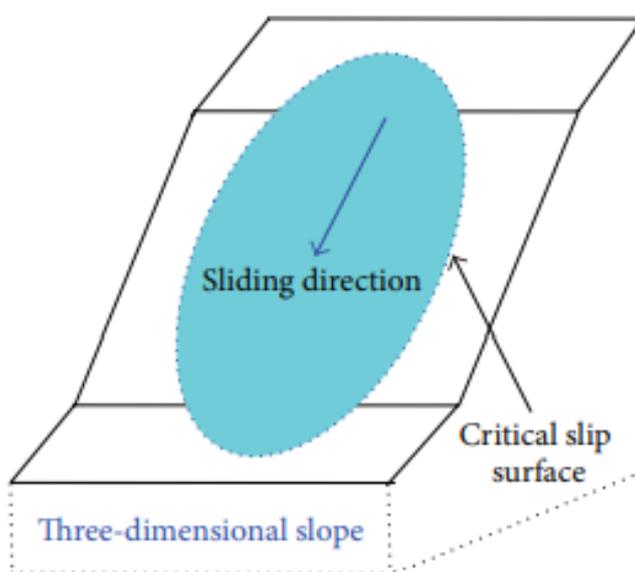


Figura 10 – Direção de escorregamento de um modelo tridimensional (Yang *et al.*, 2016)

Quanto ao fator de segurança, análises tridimensionais pelo método do equilíbrio limite apresentam valores maiores em relação as análises bidimensionais (CHEN e LAU, 2014; CHOWDHURY, 2010; ABRAMSON, 2014). Cornforth (2005) aponta que análises bidimensionais podem ser consideradas como mais conservativas, pois geralmente são escolhidas as seções mais críticas e acentuadas para representar a situação do talude.

Chakraborty e Goswami (2016) apontam que a análise tridimensional marca sua importância quando a natureza do talude é de alta complexidade e, por este motivo, torna-se difícil selecionar um modelo de deformação plana bidimensional. A importância de uma análise tridimensional pode ser encontrada quando a geometria do talude e a superfície de ruptura diferem significativamente na direção lateral, os materiais possuem propriedades heterogêneas e anisotrópicas, o talude encontra-se com sobrecarga pontual, e, por fim, quando há a necessidade de verificar a resistência ao cisalhamento do talude através de retroanálise.

Neste contexto, e conforme já foi visto anteriormente, para taludes sob condições de geometrias complexas e solos de propriedades não homogêneas, é preferível a análise de estabilidade através do método dos elementos finitos. Análises de estabilidade tridimensionais pelo método dos elementos finitos seguem o mesmo princípio das análises bidimensionais, uma vez que não são necessárias suposições e simplificações do método. Chakraborty e Goswami (2016) apontam que o método de redução de resistência é o mais utilizado para avaliar a estabilidade de taludes.

Segundo Griffiths e Marquez (2007), os benefícios da abordagem do método dos elementos finitos para análises de estabilidade bidimensionais são bem documentados. As vantagens em relação aos métodos de equilíbrio limite são mais importantes e significativas quando são utilizados modelos tridimensionais devido à facilidade com que geometrias complexas, condições de contorno e variações de propriedades dos materiais podem ser introduzidos. Os autores apontam ainda que as análises tridimensionais pelo método dos elementos finitos são mais realistas, e levam não apenas a uma maior precisão, mas também a uma melhor compreensão da natureza dos mecanismos de ruptura em taludes.

Wei *et al.* (2009) comentam que, na natureza, especialmente em taludes naturais ou com cargas concentradas ou sísmicas, as superfícies de ruptura são tridimensionais. Em taludes assimétricos apresentando heterogeneidade nas características do solo, fica mais saliente este caráter tridimensional da ruptura. Desta forma, apontam que nestes casos as análises tridimensionais por elementos finitos utilizando o método de redução de resistência são adequadas para obtenção de uma superfície de ruptura mais próxima da realidade de campo.

Wei *et al.* (2009) realizaram uma série de análises tridimensionais por equilíbrio limite e por elementos finitos, com o objetivo de verificar a concordância entre os resultados. As análises por elementos finitos mostraram que os valores dos fatores de

segurança são sensíveis ao critério de convergência, as condições de restrição de movimentos do modelo (condições de contorno) e a malha de elementos finitos gerada. Como as análises executadas utilizaram modelos teóricos, e não foram comparadas com um modelo de ruptura real, Wei *et al.* (2009) ressaltam a importância de uma avaliação crítica dos resultados, verificando não apenas os fatores de segurança, mas também as superfícies de ruptura fornecidas pelo modelo.

Quanto aos critérios de convergência, Wei *et al.* (2009) comentam que deve ser seguido o critério dos deslocamentos apresentado por Griffiths e Lane (1999), no qual a ruptura do talude é deflagrada por uma mudança repentina nos deslocamentos verificados no software. A outra forma de verificar a ruptura do solo é alterando os valores de tolerância das análises de tensões, o que não é recomendável.

As condições de restrição de movimentação (ou condições de contorno) influenciam os resultados diretamente na forma de apresentação das superfícies de ruptura, pois as condições de contorno determinam em quais direções os deslocamentos são permitidos. Condições de contorno inadequadas podem fornecer resultados que desconsideram o efeito tridimensional, os quais os dados de saída da superfície de ruptura podem assemelhar-se a superfícies de ruptura bidimensionais estendidas (WEI *et al.*, 2009; ZHANG *et al.*, 2011).

Cheng *et al.* (2007) e Wei *et al.* (2009) apontam que o fator de segurança é sensível ao tamanho dos elementos da malha. O método de redução de resistência indica a ruptura de um talude quando o sistema de equações do algoritmo é solucionado, ou seja, é alcançada a convergência do algoritmo. Em casos de geometrias complexas e/ou irregulares, a malha de elementos finitos deve ser avaliada cautelosamente. Wei *et al.* (2009) recomenda que, antes da realização das análises tridimensionais por elementos finitos, deve-se realizar análises por equilíbrio limite e, após a verificação dos resultados, gerar a malha de elementos finitos. Esta consideração implica em uma sequência de modelagens por tentativa e erro até que se obtenha fatores de segurança aceitáveis em concordância uns com os outros, tanto para análises por equilíbrio limite quanto por elementos finitos.

Análises tridimensionais por elementos finitos utilizando o método de redução da resistência possuem três principais vantagens, segundo Wei *et al.* (2009): i- a superfície de ruptura crítica é obtida automaticamente ao reduzir-se a resistência do solo; ii- não requer a adoção de relações entre colunas de solo para resolução do

problema e iii- é aplicável à diversas situações de taludes, fornecendo resultados de tensões, deformações e poropressão.

Quanto mais complexas forem as condições do talude, mais cuidados devem ser tomados, e os resultados devem ser avaliados criticamente. Nestes casos, é recomendável que todas as análises tridimensionais por elementos finitos sejam acompanhadas de análises por equilíbrio limite, sendo estas últimas as responsáveis pela calibração das primeiras quanto aos elementos da malha, os critérios de convergência e as condições de contorno, até que os fatores de segurança estejam aproximadamente com a mesma ordem de grandeza. Adicionalmente, deve-se também verificar a influência dos carregamentos (quando existentes) e o efeito geométrico do modelo físico, ou seja, a relação entre as dimensões do modelo físico e das condições reais de campo (WEI *et al.*, 2009; ZHAND *et al.*, 2013; SAZZAD *et al.*, 2015).

Wei *et al.* (2009) também apontam que é importante distinguir superfícies de ruptura tridimensionais das superfícies de ruptura bidimensionais. Rupturas bidimensionais são aquelas que se assemelham a resultados fornecidos por análises 2D e estendidos para um modelo 3D. Rupturas tridimensionais são aquelas que não apresentam qualquer semelhança à uma ruptura bidimensional contornos de deformações mais próximos da realidade, daí surgindo a importância em diferenciá-las. Ainda segundo aqueles Wei *et al.* (2009), as superfícies de ruptura são influenciadas pelas condições de contorno, carregamento e pelo efeito geométrico do talude.

3 ESTUDO DE CASO

3.1 Histórico do Porto de Santana

O Porto de Santana está localizado no município de Santana, no Sul do Estado do Amapá. Faz limites com os municípios de Macapá, Mazagão e Porto Grande. Está inserido na bacia hidrográfica do Rio Amazonas, onde predomina o clima tropical chuvoso, com temperatura média de 23° C. A Figura 11 apresenta a localização do Porto de Santana.



Figura 11 – Localização do Porto de Santana (Pereira Pinto, 2017)

A bacia hidrográfica do Rio Amazonas é considerada a maior do mundo, descarregando aproximadamente $180.000 \text{ m}^3/\text{s}$ de água doce no oceano atlântico, contribuindo então com cerca de 18% do total de água doce continental que deságua nos oceanos (SILVA *et al.*, 2009).

As atividades do Porto foram iniciadas na década de 50, quando a Indústria e Comércio de Minérios S.A (ICOMI) era a administradora, sendo a mesma instituição responsável pela construção das estruturas. A proposta inicial das atividades do Porto

era a exploração de manganês, após a confirmação da existência de 10 milhões de toneladas de minério (UON, 2014).

Segundo Pacheco *et al.* (2014), o projeto foi elaborado por uma empresa de consultoria americana e sua concepção baseia-se em cais metálicos flutuantes, conectados ao continente por estruturas metálicas, através de blocos com estacas metálicas.

Ainda segundo aqueles autores, o programa de investigação do subsolo consistiu em apenas sondagens à percussão, onde foi identificada a faixa de terreno aluvionar de solo mole às margens do rio, bem como a área sedimentar terciária mais resistente a montante. A faixa de solo mais resistente foi a prevista para suportar as pilhas de minério, de forma que fosse mantida uma distância de segurança entre a margem do rio e a área de estocagem. Para evitar inundações, o projeto previu um recobrimento com aterro e revestimento superficial de material empedrado, de aproximadamente 2,50 m de espessura, para que toda a superfície do terreno ficasse situada acima do nível de maré máxima.

Até o início da década de 80, o Porto de Santana era conhecido como Porto de Macapá. A mudança de nomenclatura ocorreu neste período, e a inauguração oficial das instalações ocorreu em 1982 após a finalização das obras (CDSA, 2014).

Em outubro de 1993, ocorreu um deslizamento nas proximidades da rótula Leste do Porto, na porção submersa do talude, com uma ruptura superficial que deslocou aproximadamente 30.000 m³ em direção ao leito do Rio Amazonas. Como consequências da ruptura, alguns equipamentos sofreram avarias e as operações portuárias foram suspensas. Em resposta ao deslizamento, a ICOMI contratou uma empresa para avaliação do caso, tendo sido apresentadas três soluções em seu relatório: correção do talude submerso (mudança de geometria, de forma a garantir estabilidade), aplicação de uma manta geotêxtil para evitar fuga de materiais finos na região de variação do nível de água e execução de cortina de estacas-prancha no entorno das fundações da estrutura metálica dos transportadores e do bloco da rótula leste. A Figura 12 apresenta a configuração do deslizamento de terra ocorrido em 1993, e a Figura 13 apresenta o cenário que permaneceu após este evento, com indicação das estruturas de operação do porto.

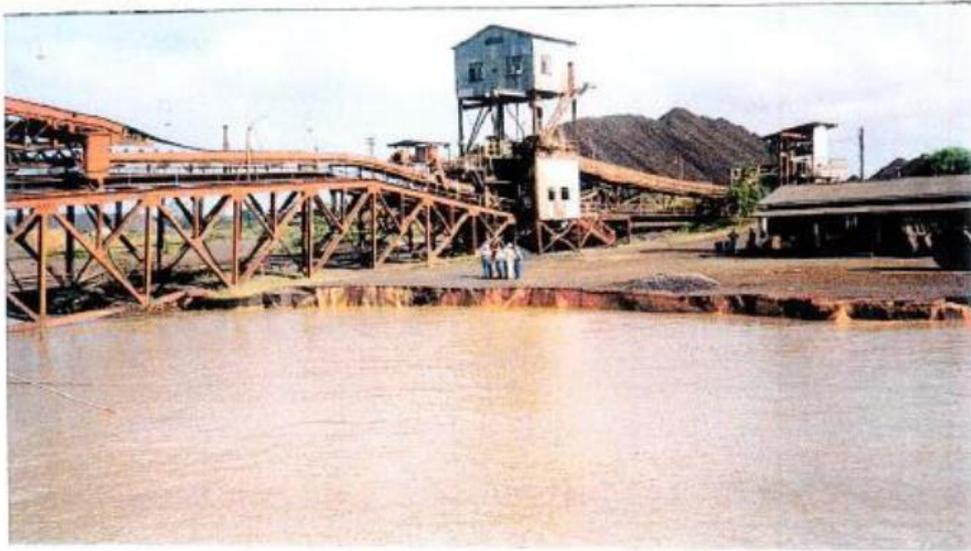


Figura 12 – Deslizamento de terra ocorrido em 1993, lado Leste (Pacheco *et al.*, 2014)



Figura 13 – Cenário da margem do Rio entre 1993 e o sinistro de 2013, com 1) rótula oeste, 2) retomadora de caçambas, 3) correia transportadora e 4) rótula leste (Pacheco *et al.*, 2014)

As atividades da ICOMI encerraram-se em 1998 devido à exaustão do minério de manganês. Em 2002, o Porto de Santana passou a ser administrado pela Companhia das Docas de Santana (CDSA), empresa pública com personalidade jurídica de direito privado e vinculada à Prefeitura de Santana. A estrutura de organização do Porto passou a ser composta de dois cais (Cais A e B) e dois Terminais de Uso Privado (TUP). Em 2003, cessou o prazo de concessão da ICOMI para exploração das jazidas (CDSA, 2014).

Em 2006, a empresa Mineração e Metálicos S.A (MMX) assumiu a administração do Porto, com objetivo de explorar minério de ferro. No período entre 2007 e 2008, o terminal passou por obras de modernização, as quais foram finalizadas no início de 2008. As intervenções estruturais realizadas neste período consistiram na recuperação das instalações existentes, ampliação da capacidade de estocagem de minério e aumento da capacidade de carga de minério dos navios, e nenhuma delas contemplou obras de cunho geotécnico. Na segunda quinzena do mês de setembro de 2008, as condições geotécnicas verificadas a partir de estudos realizados pela MMX confirmaram a situação levantada pela ICOMI na década de 50, mantendo as mesmas restrições de uso para a faixa de solo mole. Essa distância, a partir do ponto de atracação, era de 140 m, apresentada na Figura 14. Na figura, destacadas pelo círculo verde, estão indicadas três caixas de decantação de drenagem pluvial, posicionadas no limite entre o terreno terciário resistente e o solo fraco (UON, 2014).

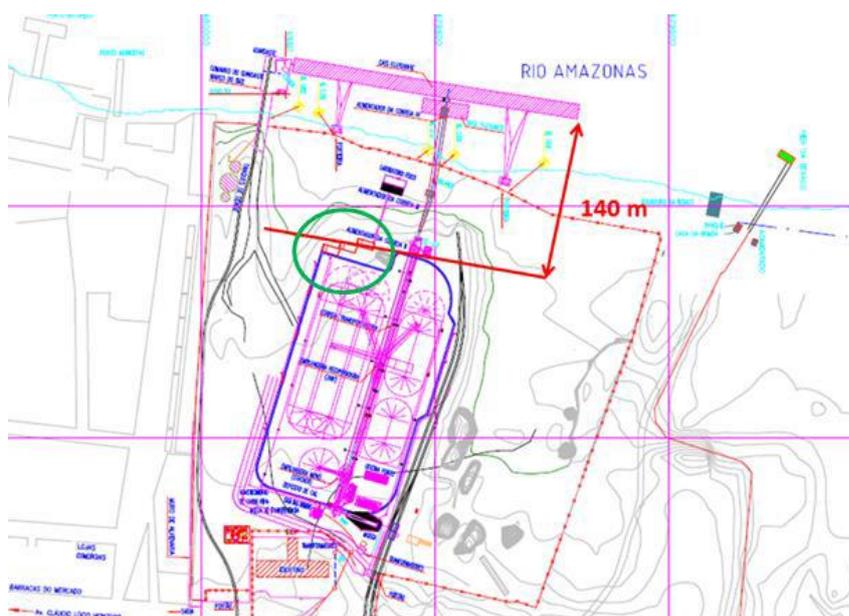


Figura 14 – Margem de segurança apresentada nos projetos de modernização (UON, 2014)

Em 2008, a administração do Porto passou para a empresa Anglo Ferrous Amapá Ltda. A partir deste período, as atividades de embarque de minério de ferro aumentaram substancialmente, conforme apresentado na Figura 15.

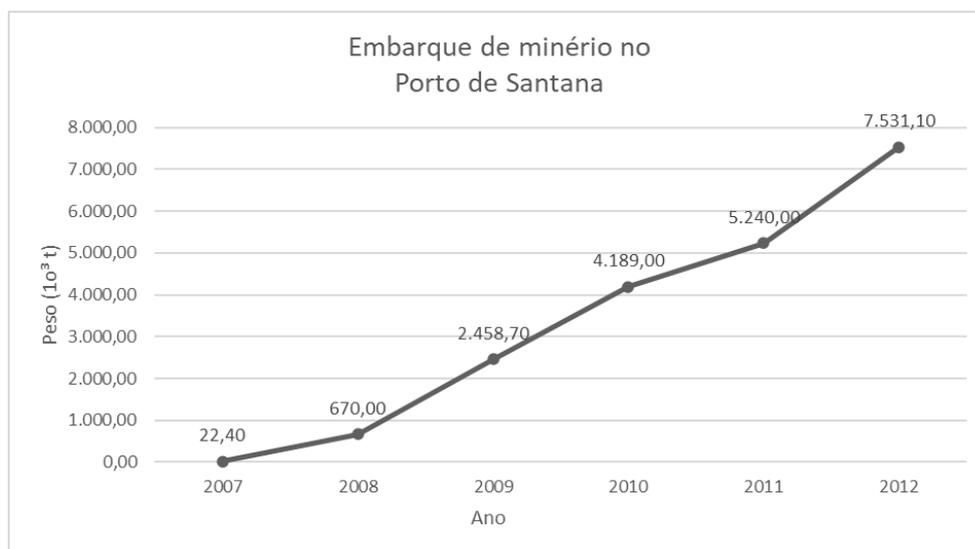


Figura 15 – Gráfico: evolução dos embarques no terminal da Anglo entre 2008 e 2012 – Adaptado (UON, 2014)

Em janeiro de 2013, a retomadora de caçambas sofreu uma avaria. Como pode ser observado na Figura 13, a retomadora estava na faixa de segurança de estocagem de minério, e este era o principal equipamento que alimentava a correia transportadora para que esta última levasse o minério até os porões do navio através de caçambas. A partir desta data, devido à avaria da retomadora, o minério passou a ser transportado para os porões do navio com auxílio de caminhões e pás carregadeiras. As Figuras 16 e 17 apresentam a situação do Porto após a avaria do equipamento.



Figura 16 – Armazenamento e movimentação de minério às margens do rio, lado leste (UON, 2014)



Figura 17 – Retomadora avariada ao fundo e pilhas de minério avançando próximas às margens do rio (UON, 2014)

Fato relevante foi apresentado por Pacheco (2017), conforme Figuras 18 e 19, que evidenciam fotos aéreas de 2012 indicando estocagem de pilhas de minério sobre solo mole e em período anterior à avaria da retomadora de caçambas. Durante o período compreendido entre 20 de janeiro e 28 de março de 2013, a posição de

estocagem das pilhas variou, avançando, novamente e por vezes, a faixa de segurança de 140 m, estabelecida como a região do solo que possuía baixa capacidade de suporte para suportar tal sobrecarga. Cabe ressaltar que, nas Figuras 18 e 20, as marcações grifadas em vermelho representam as caixas de decantação das águas pluviais, que foram posicionadas no limite entre o solo resistente e o solo fraco.



Figura 18 – Sobreposição de imagens sobre foto aérea de 16/09/2012, com pilhas de minério em amarelo, pátio de estocagem em azul e caixas de decantação em vermelho, indicativas do limite entre o solo resistente e o solo fraco (Pacheco, 2017)



Figura 19- Foto aérea de 13/12/2012, com pilhas de minério em posições variadas (Pacheco, 2017)



Figura 20 – Foto área do Porto de Santana com sobreposição de todas as pilhas identificadas, em amarelo. As caixas de decantação em vermelho estão posicionadas no limite do terreno resistente (Pereira Pinto, 2017)

3.2 A ruptura de 2013

Nos primeiros minutos do dia 28 de março de 2013 ocorreu a ruptura das margens do Porto de Santana. O evento deu-se de forma abrupta e rápida, com uma movimentação de massa que gerou uma onda com altura estimada entre 5,0 e 6,0 metros, o que resultou em perdas humanas e na movimentação vertical de um navio e a destruição de equipamentos e instalações de apoio no local. A área de colapso foi de aproximadamente 16.000 m² (PACHECO *et al.*, 2014; UON, 2014). Pereira Pinto (2017) aponta que o volume de solo que rompeu foi de aproximadamente 750.000 m³, acompanhados de 20.000 toneladas de minério (“sinter feed”). Este novo deslizamento ocorreu na mesma direção do deslizamento pretérito de 1993, com uma massa de solo significativamente maior. A Figura 21 apresenta um comparativo entre os cenários de antes e depois da ruptura. As Figuras 22 à 24 apresentam em detalhes o cenário pós ruptura.



Figura 21 – Cenários antes e depois da ruptura, evidenciando os trechos Leste e Oeste, divididos pela correia transportadora (Pereira Pinto, 2017)



Figura 22 – Foto aérea do sinistro de 2013, com destaque para as caixas de decantação e a pilha de minério que teve parte do material escoado para o rio (UON, 2014)



Figura 23 – Cenário pós ruptura do trecho leste (UON, 2014)



Figura 24 – Vista do cenário pós ruptura, trecho leste (UON, 2014)

Como pode ser verificado nas imagens acima, no momento da ruptura havia uma pilha de minério de expressivo tamanho no trecho leste, que avançou sobre a faixa de segurança de 140 m. Parte desta pilha rompeu e movimentou-se para o rio junto com o solo mole, o que permitiu estabelecer que esta sobrecarga no depósito de argila mole foi decisiva para a deflagração da ruptura do Porto de Santana, como se demonstra adiante.

3.3 Estudos anteriores da ruptura do Porto de Santana

Na presente dissertação, são considerados como ponto de partida os estudos de estabilidade 2D de Pacheco *et al.* (2014) e Pereira Pinto (2017). Nos estudos de Pacheco *et al.* (2014) a resistência não drenada da argila foi corrigida pelo fator de correção de Bjerrum. Por outro lado, Pereira Pinto (2017) considerou a redução de resistência da argila pelo efeito de “strain-softening”. Os critérios e premissas utilizados nessas duas análises bidimensionais são agora estendidos às análises

tridimensionais, levando-se em conta o efeito de “strain softening” e comparando-se essa redução de resistência ao fator de correção de Bjerrum. Cabe pontuar que o objetivo do presente trabalho não é reavaliar os parâmetros de materiais obtidos, já que uma análise completa dessas considerações pode ser obtida naqueles dois trabalhos.

Para formulação do problema, Pacheco *et al.* (2014) consideraram dados da batimetria realizada em 2007 e representativa do deslizamento de 1993 (Figura 25), para obtenção das seções transversais do talude nos dois trechos. Cumpre salientar que outros levantamentos batimétricos mais recentes estão disponíveis, mas foram desconsiderados por terem sido afetados pela ruptura de 2013, levando, portanto, a uma conformação do solo bastante diferente do cenário anterior ao acidente.

Em todas as referências consultadas as duas seções mais relevantes foram denominadas seções Leste e Oeste, em referência às rótulas Leste e Oeste das treliças metálicas que serviam de ancoragem ao cais flutuante do porto, como se visualiza nas Figuras 18 a 21. Além dessas duas seções, com base na batimetria da Figura 25, foram reproduzidas nesta dissertação 24 seções auxiliares que permitiram restituir a superfície topográfica e a estratigrafia da área de interesse em 3D. O levantamento batimétrico de 2007 é de alta relevância, pois trata-se de um documento técnico que refletiu as condições geométricas do talude após o primeiro deslizamento, admitindo-se que tal situação permaneceu até o sinistro ocorrido em 2013. Conforme visto anteriormente, as ações de modernização do Porto entre 2007 e 2008 não contemplaram obras de cunho geotécnico. Tal assertiva é confirmada no relatório emitido pela empresa UON (2014).

Quanto aos dados do subsolo, Pacheco *et al.* (2014) utilizaram resultados de sondagens de simples reconhecimento com SPT e ensaios de penetração CPTu de 2007, além de sondagens e ensaios de penetração CPTu e ensaios de palheta executados em 2013, após o acidente. Pereira Pinto (2017) também avaliou ensaios de CPTu e ensaios de caracterização mais recentes.

Os perfis estratigráficos utilizados por Pereira Pinto (2017), que muito pouco diferem daqueles utilizados por Pacheco *et al.* (2014), são apresentados na Figura 26 e na Figura 27. Cabe ressaltar que os resultados das análises de estabilidade dos dois autores foram bastante semelhantes.

Os parâmetros geotécnicos dos materiais utilizados como dados de entrada para as análises de estabilidade são apresentados nas Tabelas 5 e 6.



Figura 25 – Batimetria realizada em 2007, representativa da ruptura de 1993, com contorno da ruptura de 2013 e marcação dos pontos dos ensaios de 2007 e 2013 (Pacheco *et al.*, 2014)

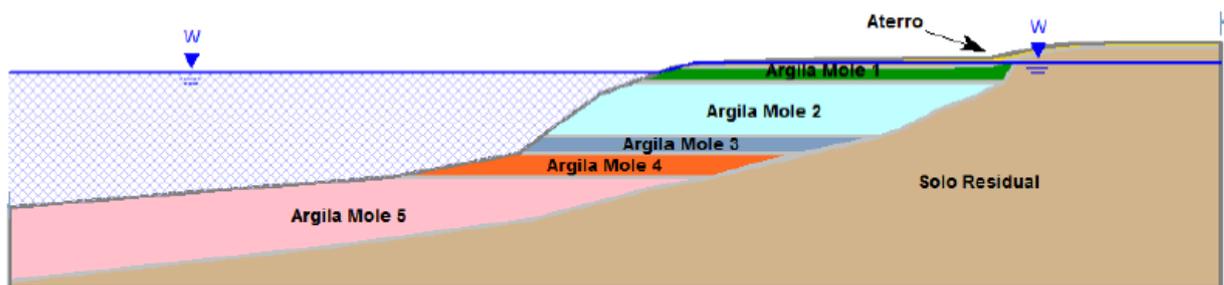


Figura 26 – Perfil geotécnico – Seção Leste (Pereira Pinto, 2017)

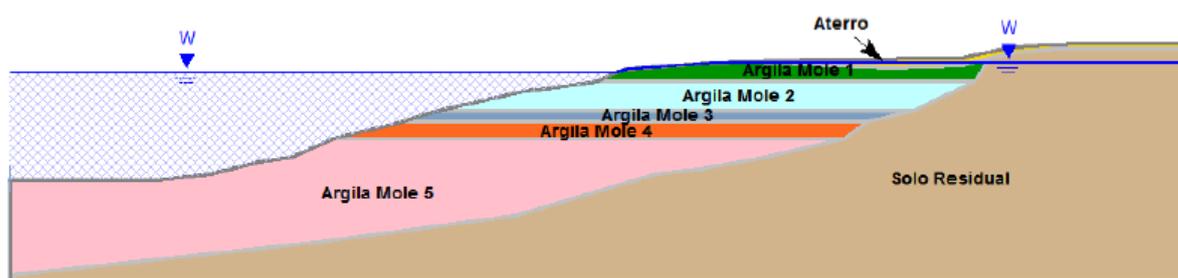


Figura 27 – Perfil geotécnico – Seção Oeste (Pereira Pinto, 2017)

Tabela 5 – Parâmetros geotécnicos dos materiais com comportamento drenado, para análises de estabilidade – Adaptado (Pereira Pinto, 2017)

Solo	$\gamma \left(\frac{kN}{m^3} \right)$	$c' (kPa)$	$\phi' (^\circ)$	$E (kPa)$	ν
Aterro	19	10	35	18.900	0.3
Solo resistente	17	10	35	45.500	0.49

Tabela 6 – Parâmetros geotécnicos dos solos moles, para análises de estabilidade, considerando $\phi_u = 0$ – Adaptado (Pereira Pinto, 2017)

Solo	$\gamma \left(\frac{kN}{m^3} \right)$	$S_u (kPa)$	$E (kPa)$	ν
Solo mole 1 (Soft 1)	16	46	1.200	0.49
Solo mole 2 (Soft 2)	16	36	1.000	0.49
Solo mole 3 (Soft 3)	16	46	1.200	0.49
Solo mole 4 (Soft 4)	16	56	1.200	0.49
Solo mole 5 (Soft 5)	16	64	1.500	0.49

Nas análises de estabilidade, Pacheco *et al.* (2014) e Pereira Pinto (2017) consideraram a influência da pilha de minério que estava posicionada fora da faixa de segurança no momento da ruptura. As considerações deste material foram baseadas

nas imagens apresentadas na Figura 28 e na Figura 29, para uma altura média de pilha de 6,0 m e um peso específico do minério de ferro de aproximadamente 24 kN/m³. Na presente dissertação, foi adotado como peso do minério de ferro (“sinter feed”) o valor de 25 kN/m³.

Quanto aos métodos de análises, Pacheco *et al.* (2014) apresentaram resultados pelo método do equilíbrio limite, enquanto Pereira Pinto (2017) realizou análises pelo método dos elementos finitos.

Pacheco *et al.* (2014) realizaram as análises para vários cenários, onde foi verificado o valor do fator de segurança para parâmetros médios (sem correção) e corrigidos, e situações com e sem sobrecarga causada pela presença da pilha que adentrou pela região de solo fraco. Os autores também apontam, conforme já visto anteriormente neste trabalho, que não se sabe ao certo a posição correta e nem a dimensão da pilha no momento da ruptura, visto que parte dela submergiu. Foi então estimada, com base nas fotografias aéreas disponíveis, uma extensão de 40,0 m de pilha no momento do acidente, com 10,0 m permanecendo na faixa de solo resistente após a ruptura, como indica a Figura 28. A Tabela 7 e a Tabela 8 apresentam os resultados obtidos por Pacheco *et al.* (2014).



Figura 28 – Cenário pós ruptura, trechos Leste e Oeste. Destaque para parte da pilha remanescente (Pacheco et al. 2014)



Figura 29 – Detalhe da pilha no trecho Leste, indicando que a ruptura ocorreu para uma altura de pilha de 6 m (Pacheco *et al.*, 2014)

Tabela 7 – Fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade –
Adaptado (Pacheco *et al.*, 2014)

Seção	Parâmetros médios	Parâmetros corrigidos
Oeste	1,68	1,26
Leste	1,42	1,06

Pacheco *et al.* (2014) consideraram que o fator de segurança de 1,06 para a Seção Leste, considerando parâmetros corrigidos, levam a uma situação de instabilidade. Logo, a favor da segurança, consideraram este cenário como instável mesmo sem a aplicação da pilha de minério.

Tabela 8 – Sobrecarga necessária para causar instabilidade - Adaptado (FS \approx 1; Pacheco *et al.*, 2014)

Seção	Parâmetros médios	Parâmetros corrigidos
Oeste	$h_{rup} = 7,0$ m (168 kPa)	$h_{rup} = 5,0$ m (120 kPa)
Leste	$h_{rup} = 6,0$ m (144 kPa)	Instável sem sobrecarga

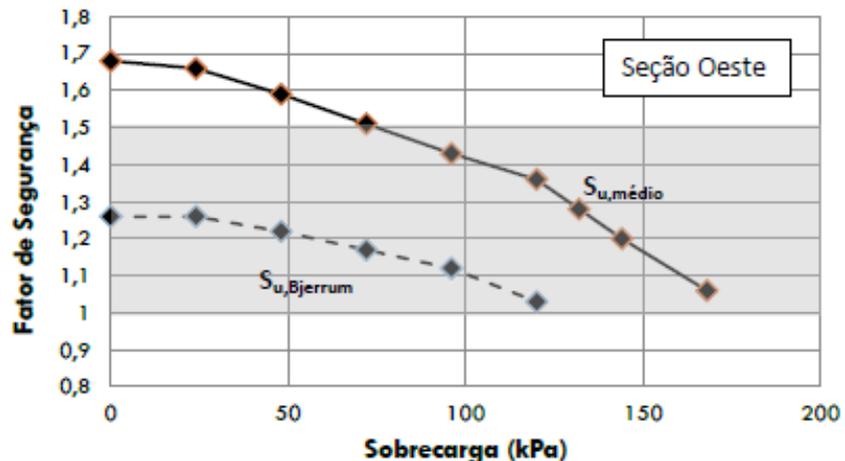
Aqueles autores ainda apresentam um resumo de todos os valores de fator de segurança para uma altura crescente de pilha, para uma mesma extensão igual a 40,0 m. Esta variação é apresentada na Figura 30.

Avaliando-se as Tabelas 7 e 8, e a Figura 30, pode-se perceber que a seção Leste apresenta uma situação instável e mais crítica que a seção Oeste. Os autores atribuem esta condição à inclinação do talude, visto ser mais acentuada que a inclinação da seção Oeste devido à cicatriz deixada pela ruptura de 1993. Adicionalmente, pode-se perceber também como o talude é sensível à ação da sobrecarga, sendo possível verificar o decréscimo gradual do fator de segurança observado nos gráficos da Figura 30.

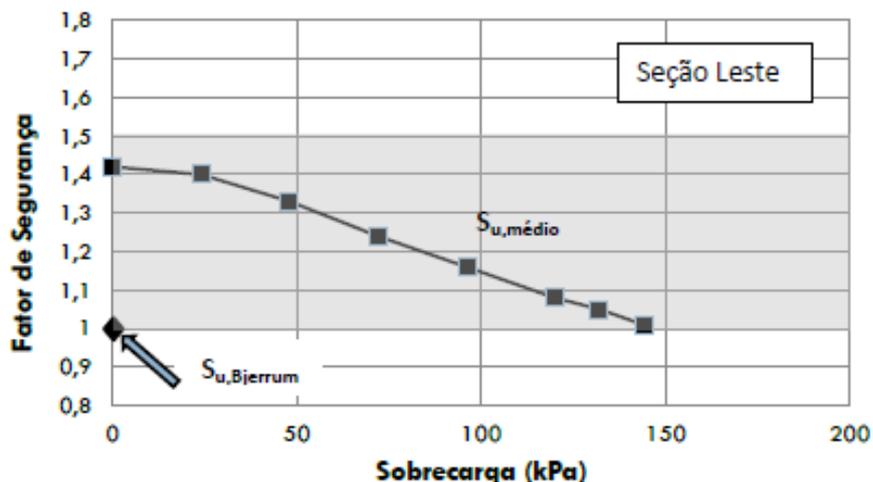
Pacheco *et al.* (2014) concluem que é irrelevante determinar de qual lado iniciou-se o deslizamento, e que tal fato ocorreu pela locação parcial da pilha de “sinter-feed” sobre o solo mole na seção Leste. O posicionamento inadequado das pilhas agravou a situação devido ao comportamento do tipo “strain-softening” das argilas, que será visto adiante. Pacheco *et al.* (2014) também recomendaram a realização de novas análises de estabilidade considerando este comportamento, com o auxílio de ferramentas numéricas. A Figura 31 apresenta a conclusão dos autores sobre a causa do deslizamento: i- sobrecarga da pilha de minério “sinter feed” no solo mole; ii- perda de resistência passiva do talude pela cicatriz deixada pelo deslizamento de 1993.

Pereira Pinto (2017), após avaliar resultados de ensaios de caracterização e piezocone, aponta que os solos do Porto de Santana possuem 55% de material siltoso e 25% de fração argilosa (Figura 32). Os índices de Atterberg classificam os solos do Porto de Santana como de baixa plasticidade, com valores de índice de liquidez superiores à unidade em algumas profundidades, mas geralmente com índices de plasticidade (IP) baixos (Figura 33). A resposta do solo como sendo não drenada,

considerando as análises de estabilidade, foi confirmada pelos valores do índice de classificação dos materiais obtidos através dos resultados do ensaio de piezocone (Figuras 34 e 35). Quanto à sensibilidade dos solos, Pereira Pinto (2017) apresenta valores variando entre 1,5 e 4, valor comumente encontrado em outros solos moles brasileiros (Figura 36). Pacheco *et al.* (2014) apresentam valor médio de sensibilidade igual a 3, o que demonstra adequação dos valores apresentados por Pereira Pinto (2017).



(a)



(b)

Figura 30 – Variação do fator de segurança para alturas crescentes de minério, considerando extensão da pilha de 40,0 m: (a) Seção Oeste e (b) Seção Leste (Pacheco et al., 2014)

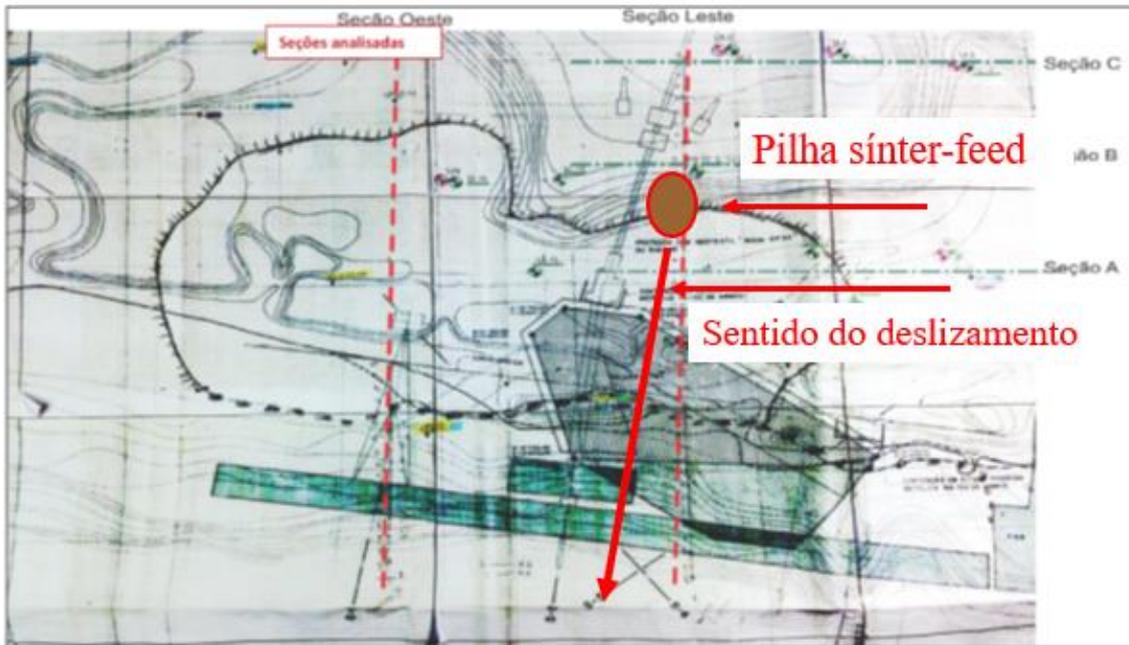


Figura 31 – Causas do deslizamento: i- ação da pilha de “sinter feed” sobre o solo mole; ii- perda de resistência passiva do talude pela cicatriz deixada pela ruptura de 1993 (Pacheco *et al.* (2014).

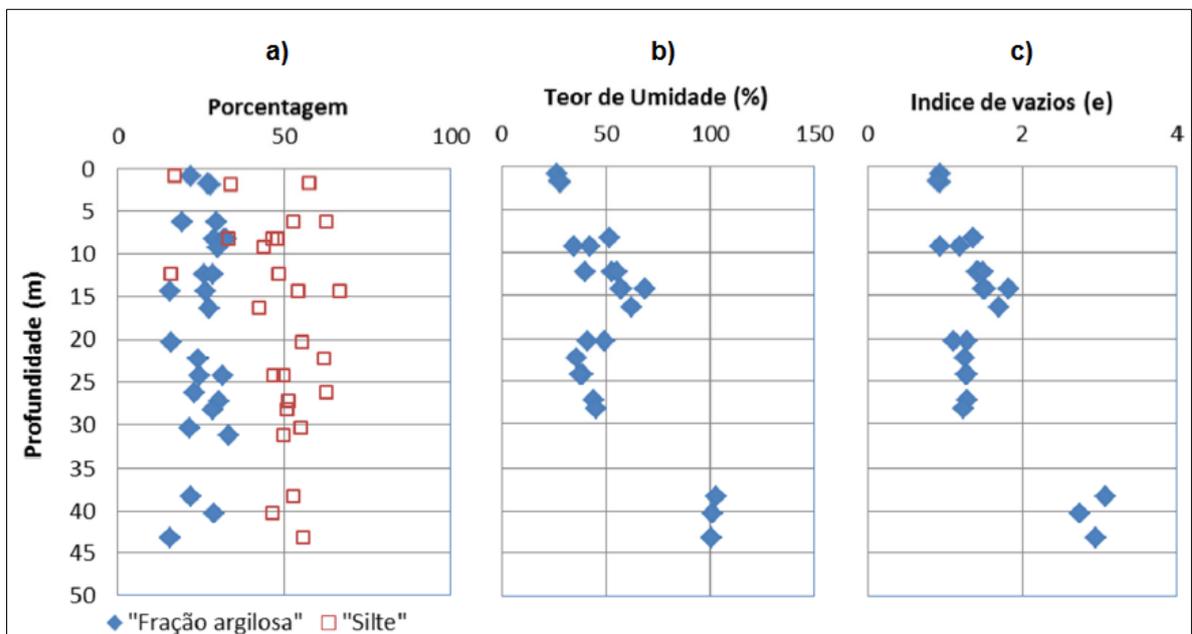


Figura 32 – Índices físicos dos solos do Porto de Santana: a) granulometria, b) teor de umidade e c) índice de vazios (Pacheco *et al.*, 2014, apud Pereira Pinto, 2017)

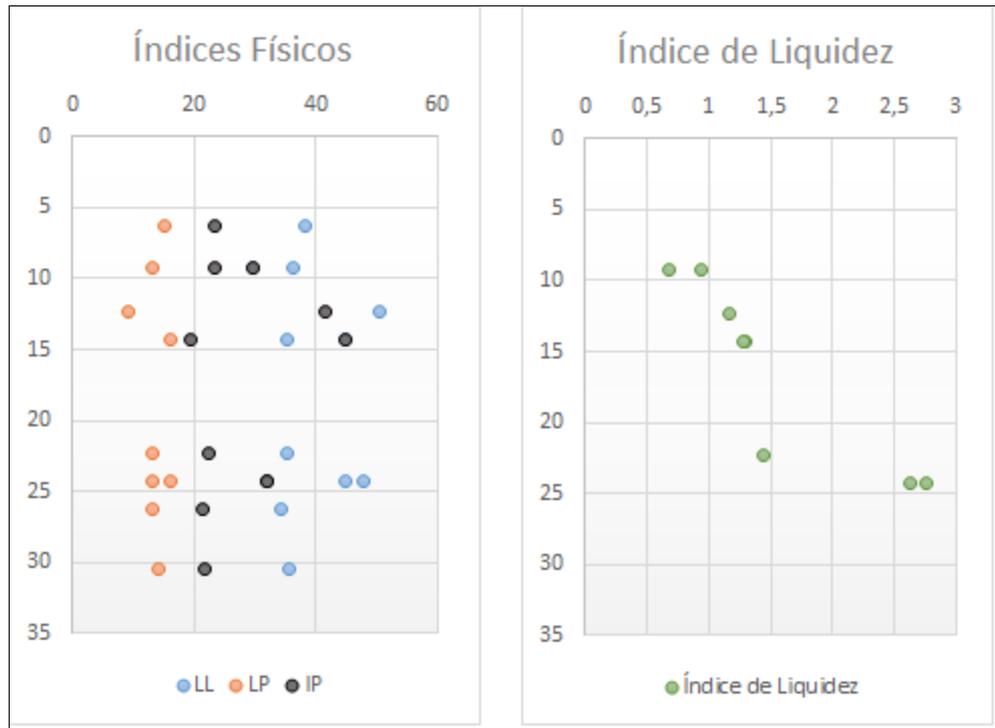


Figura 33 – Índices de Atterberg e índice de liquidez dos solos do Porto de Santana (Pereira Pinto, 2017)

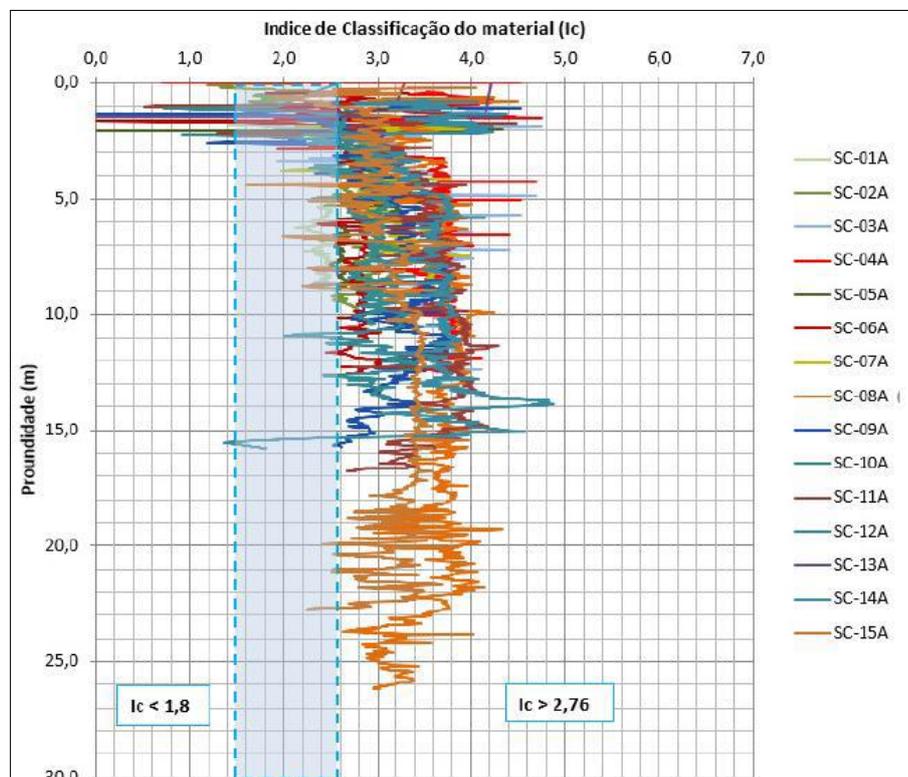


Figura 34 - Índice de classificação do material pela profundidade, Lado Leste, 2007 (Pacheco *et al.*, 2014, apud Pereira Pinto, 2017)

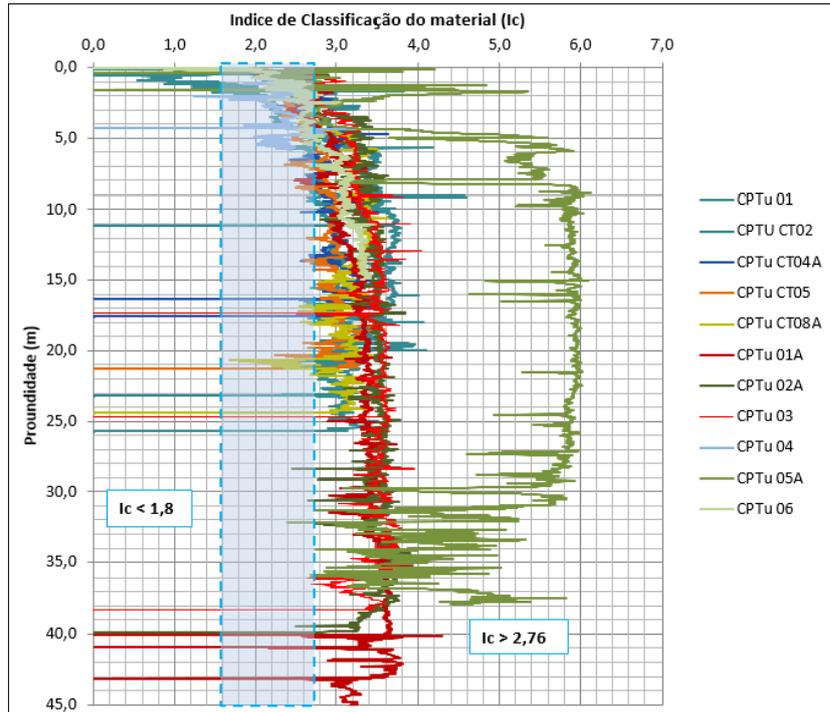


Figura 35 - Índice de classificação do material pela profundidade, Lado Oeste, 2013
(Pacheco *et al.*, 2014, apud Pereira Pinto, 2017)

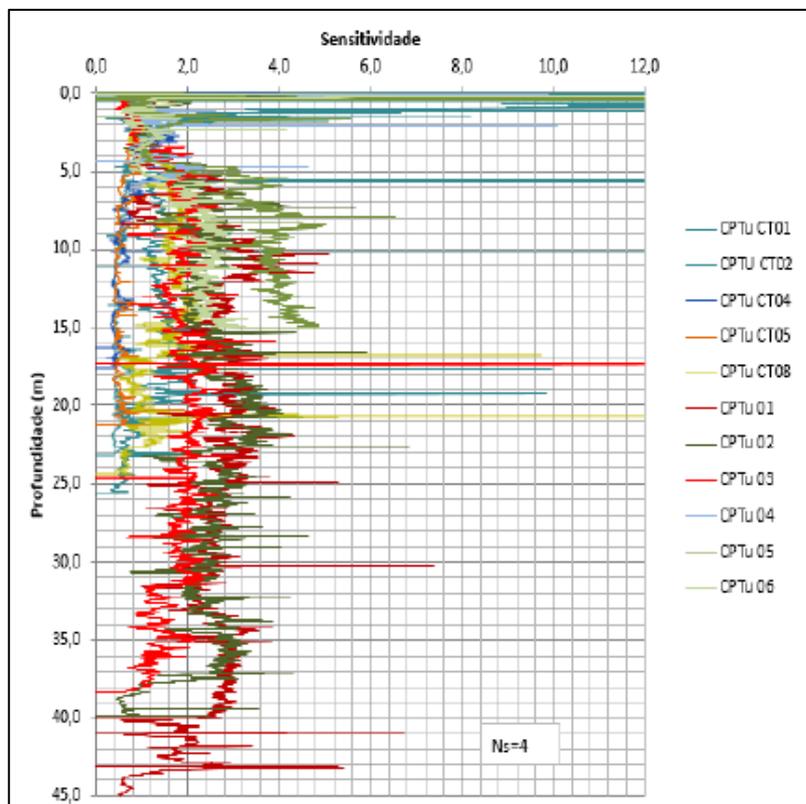


Figura 36 - Sensibilidade obtida por correlação com ensaio de piezocone (Pacheco *et al.*, 2014, apud Pereira Pinto, 2017)

3.3.1 Modelagem numérica bidimensional

Neste item, serão abordados os conceitos que Pereira Pinto (2017) levou em conta para idealização do modelo bidimensional das seções do Porto de Santana para processar as análises pelo MEF.

Pacheco *et al.* (2014), após realizarem análises de estabilidade com parâmetros médios e corrigidos, sugeriram novas análises considerando este comportamento. Tal ponderação foi considerada então por Pereira Pinto (2017). A curva torque vs. rotação é apresentada na Figura 37.

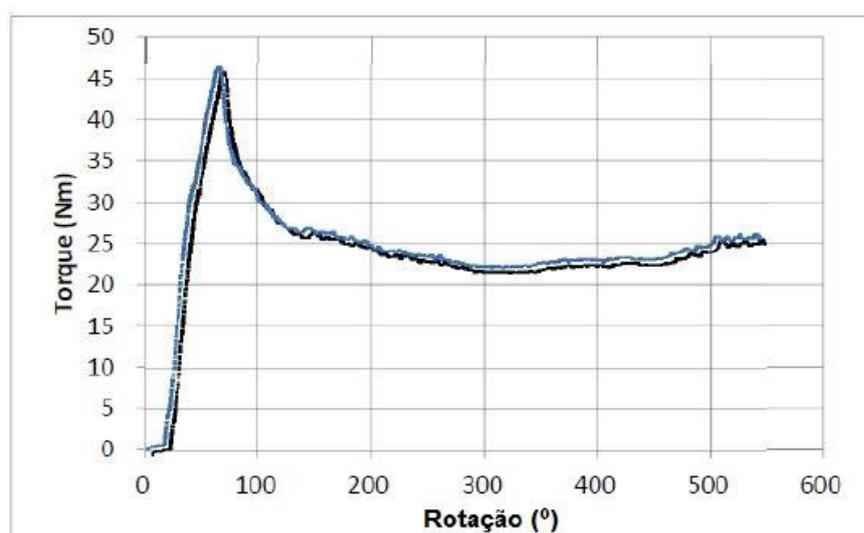


Figura 37 – Curva torque vs. rotação de argila do Porto de Santana (Pereira Pereira Pinto, 2017)

As análises de estabilidade 2D por elementos finitos foram realizadas com auxílio do software RS2, da Rocscience. Dentre os diversos modelos constitutivos de representação do comportamento solo, o que se julgou mais adequado para o caso do Porto de Santana foi o de Mohr-Coulomb com “strain-softening”, por considerar a queda de resistência pós pico, como se ilustra na Figura 38.

Pereira Pinto (2017) descartou a utilização do modelo Softening Soil devido à indisponibilidade de ensaios para quantificação dos parâmetros geotécnicos em modelos mais avançados, além do objetivo de avaliar a estabilidade em termos de tensões totais e com base nos dados dos ensaios de palheta. Dessa forma, foi

escolhido o modelo de resistência de Mohr-Coulomb com queda de resistência pós-pico, por meio do qual se introduz o conceito de sensibilidade equivalente (Pereira Pinto, 2017).

O software RS2 fornece a opção de considerar a queda de resistência pós-pico neste modelo. Porém, o comportamento do solo passa a ser considerado como elasto-plástico linear, e a queda de resistência considerada como abrupta após a plastificação (Figura 38). Para simular e adaptar o comportamento “strain-softening” dos solos moles do Porto de Santana à opção do modelo de Mohr-Coulomb fornecido pelo software, Pereira Pinto (2017) introduziu o conceito de sensibilidade equivalente.

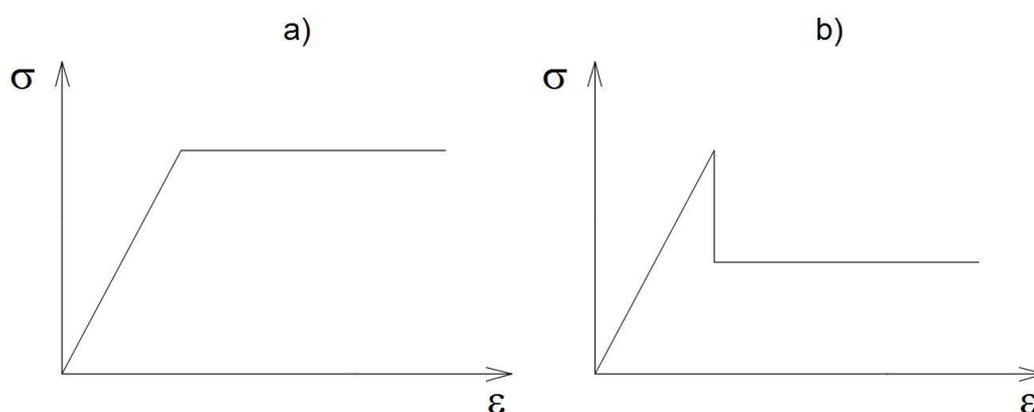


Figura 38- Diagrama tensão vs. deformação adotado no modelo de Mohr-Coulomb, a) convencional e b) considerando queda de resistência pós pico e abrupta (Pereira Pinto, 2017)

A sensibilidade dos solos moles foi apresentada pela Equação 1 como a relação entre a resistência não drenada no estado indeformado e a resistência não drenada no estado amolgado. No estudo de sensibilidade equivalente, Pereira Pinto (2017) realizou análises de estabilidade por equilíbrio limite e elementos finitos, comparando as superfícies de ruptura obtidas pelo primeiro, com as deformações cisalhantes máximas fornecidas pelo segundo. Em retroanálises onde variou a sensibilidade do modelo de queda brusca até obter fator de segurança unitário, observou que existe um valor de resistência pós-pico no modelo de queda brusca que fornece resultados de resistência não drenada equivalentes aos dos ensaios de palheta. O valor da resistência pós-pico é superior à resistência amolgada do ensaio

de palheta, representando um valor médio constante entre a resistência máxima (de pico) e o valor mínimo (amolgado) do ensaio de palheta, como ilustra a Figura 39.

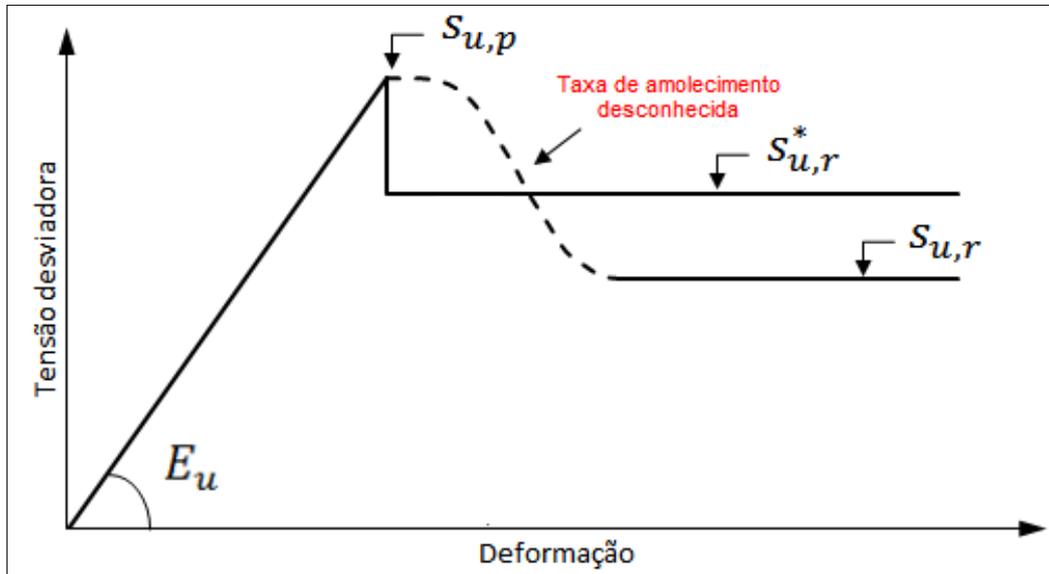


Figura 39 – Equivalência entre a curva tensão vs. deformação do modelo de queda abrupta e a curva real (Pereira Pereira Pinto, 2017)

Na figura acima, $S_{u,p}$ é a resistência não drenada de pico, obtida nos ensaios de palheta, $S_{u,r}^*$ é a resistência não drenada residual equivalente e $S_{u,r}$ é a resistência não drenada residual obtida nos ensaios de palheta. Desta forma, a sensibilidade equivalente, definida como S_{t^*} , é apresentada na Equação 8.

$$S_{t^*} = \frac{S_{u,p}}{S_{u,r}^*} \quad (8)$$

O objetivo das análises realizadas por Pereira Pinto (2017) foi avaliar se a sensibilidade do solo, por si só, seria capaz de provocar a ruptura do talude, de verificar a influência das pilhas de minério dentro da faixa de segurança, e, por fim, sugerir qual o cenário mais provável que desencadeou a ruptura.

Pereira Pinto (2017), então, realizou uma série de análises de estabilidade verificando os fatores de segurança ora somente com a aplicação da sensibilidade equivalente e ora com a aplicação da sensibilidade equivalente e a influência das pilhas. Os resultados das análises são apresentados na Figura 40. A Figura 41 apresenta a posição das pilhas consideradas na Seção Oeste. Não foram aplicadas pilhas na seção Leste, pois foi verificado por Pereira Pinto (2017) que a ruptura ocorria somente sob influência da sensibilidade.

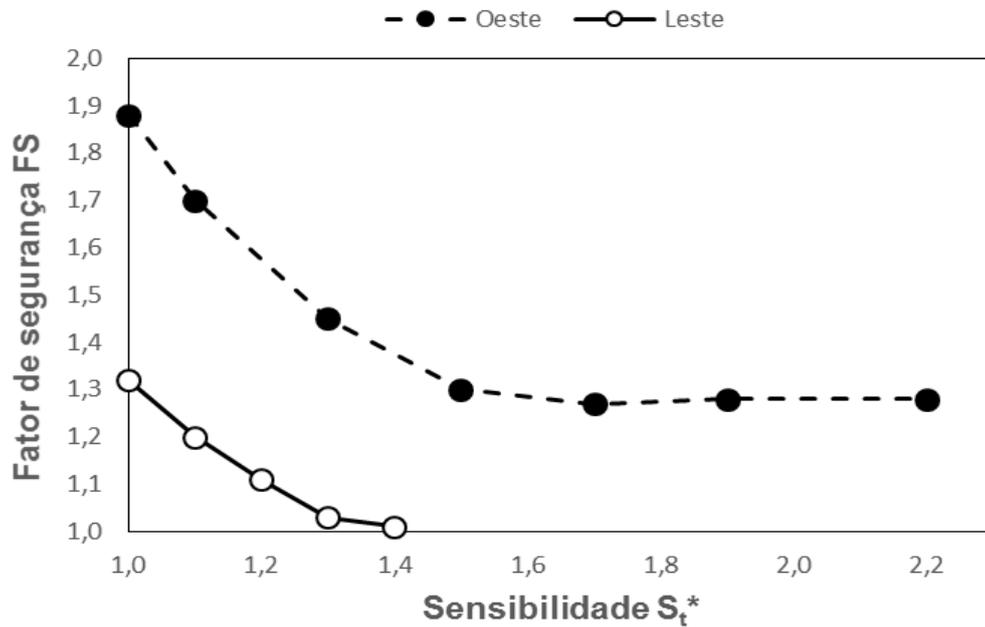


Figura 40 - Fator de segurança vs. sensibilidade equivalente S_t^* para Seção Leste e Seção Oeste do Porto de Santana, sem a influência das pilhas (Pereira Pinto, 2017)

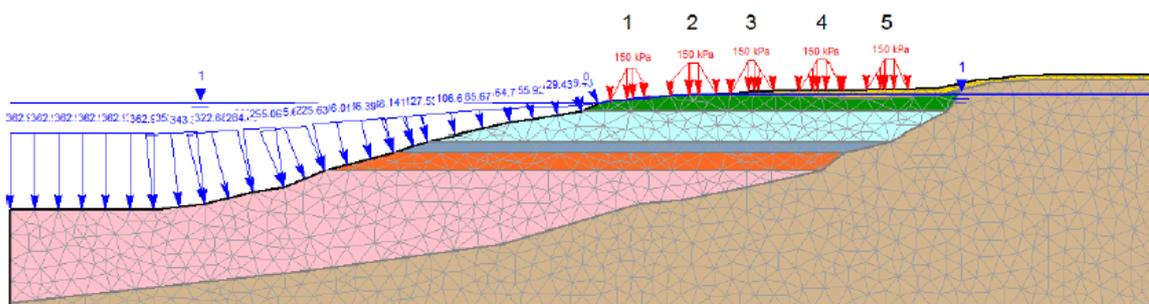


Figura 41 - Posições consideradas para análise da influência da presença de pilhas de minério depositadas na Seção Oeste (Pereira Pereira Pinto, 2017)

O método para obtenção do fator de segurança utilizado por Pereira Pinto (2017) foi o de redução dos parâmetros de resistência, apresentado no Capítulo 2. Nas análises considerando a pilha nas posições 1 e 2, separadas, o autor obteve fatores de segurança menores e próximos à unidade, entretanto com deformações cisalhantes máximas indicando rupturas rasas e localizadas, que não refletiram a ruptura que ocorreu em campo. A análise considerando a pilha na posição 3 apresentou deformações cisalhantes máximas que indicaram uma superfície de ruptura profunda, mas com fator de segurança maior que os anteriores, da ordem de 1,15. O autor também realizou uma análise a qual considerou a atuação conjunta de pilhas nas posições 3, 4 e 5, apresentou deformações cisalhantes máximas que indicaram uma superfície de ruptura semelhante à da análise anterior, e o fator de segurança diminuiu para 1,13. De forma a verificar o quão sensível era o solo em relação às pilhas, realizou uma última análise aumentando o carregamento das pilhas nas posições 4 e 5 de 150 para 200 kPa, tendo alcançado um fator de segurança de 1,06.

Pereira Pinto (2017) apontou então que não apenas a magnitude do carregamento era importante, mas também sua posição em relação à margem do rio: quanto mais distante, menor sua influência na estabilidade do maciço. Desta forma, concluiu que a seção Leste estava em situação mais crítica e que, para as alturas de pilha mais realistas (altura de aproximadamente 6,0 m, resultando em um carregamento da ordem de 150 kPa), a seção Oeste não romperia sob influência daquelas sobrecargas. Somente pilhas de minério maiores que 6,0 m de altura levariam à ruptura da seção Oeste, o que provavelmente não ocorreu em campo.

4 ANÁLISE TRIDIMENSIONAL DE ESTABILIDADE PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

4.1 Criação do modelo físico

As análises numéricas de estabilidade foram executadas com auxílio do software RS3, versão 4.007, da empresa Rocscience. O software RS3 é um programa de elementos finitos para modelagem de encostas, projeto de túneis e suporte, escavações subterrâneas e de superfície, projeto de fundações, aterros, consolidação e infiltração de água subterrânea (ROCSCIENCE, 2020).

A opção de redução de resistência ao cisalhamento, que considera o método de mesmo nome, de forma totalmente automatizada, permite a realização de análises de estabilidade avançadas para taludes de alta complexidade. Adido ao exposto, modelos com diversos estágios diferentes podem ser analisados com o software RS3 (ROCSCIENCE, 2020).

Após a finalização das análises, o programa oferece diversas opções de visualização dos resultados, tanto em 3D quanto em 2D. Os resultados podem ser fornecidos para os solos (deslocamentos, poropressão, tensões, deformações, vetores de fluxo), para elementos estruturais, tais como tirantes, grampos, vigas, blocos de fundações e estacas (deslocamento, forças axiais, forças cisalhantes, momentos, tensões) e para condições geológicas específicas (juntas e interfaces) (ROCSCIENCE, 2020).

O modelo utilizado na presente dissertação levou em consideração os estudos apresentados por Pacheco et al. (2014) e Pereira Pinto (2017), apresentados no Capítulo 3. Ambos os trabalhos, entretanto, consideraram apenas duas seções, Leste e Oeste, para realização das análises.

A primeira característica relevante do modelo tridimensional do Porto de Santana é a complexidade da geometria do talude submerso. Essa complexidade é atribuída ao evento de ruptura que ocorreu em 1993, que torna a superfície do terreno bastante irregular. A batimetria apresentada na Figura 25 evidencia uma geometria menos inclinada e mais heterogênea no trecho Oeste, tendo como limite a rótula

Oeste. Entre as rótulas Oeste e Leste, percebe-se as diferentes inclinações causadas pelo deslizamento de 1993.

A partir da batimetria disponível, foram caracterizadas vinte e duas novas seções transversais, paralelas entre si e perpendiculares ao leito do Rio Amazonas, que foram somadas às Seções Leste e Oeste, totalizando então vinte e quatro seções transversais. Após o traçado e a correta locação de todas as seções, foi criada a geometria da superfície do talude para importação ao software. Cabe ressaltar que nenhuma das vinte e quatro seções é igual. Por este motivo, a presente dissertação utiliza os termos “trecho Leste” e “trecho Oeste” no lugar do termo que referencia as seções transversais.

A geometria citada acima representa um elemento sólido que é inserido no software para representar uma determinada superfície. Na criação do modelo tridimensional da presente dissertação, foram consideradas duas geometrias. A geometria superior representa a superfície do talude, gerada a partir das vinte e quatro seções transversais, e a geometria inferior representa o perfil do solo resistente ao longo de toda a extensão considerada. Após a importação, foi criado um volume externo, a partir da geometria superficial. Tal volume representa a porção de solo a ser utilizada nas análises, ou seja, o contorno externo do modelo. O volume externo, com as duas geometrias inseridas, é apresentado na Figura 42, onde a linha preta contínua representa o contorno do solo resistente.

As Tabelas 5 e 6 apresentaram as propriedades dos materiais utilizados nas análises numéricas realizadas por Pereira Pinto (2017). Os mesmos materiais foram utilizados na presente dissertação. A Figura 43 apresenta as cores atribuídas a cada material utilizado.

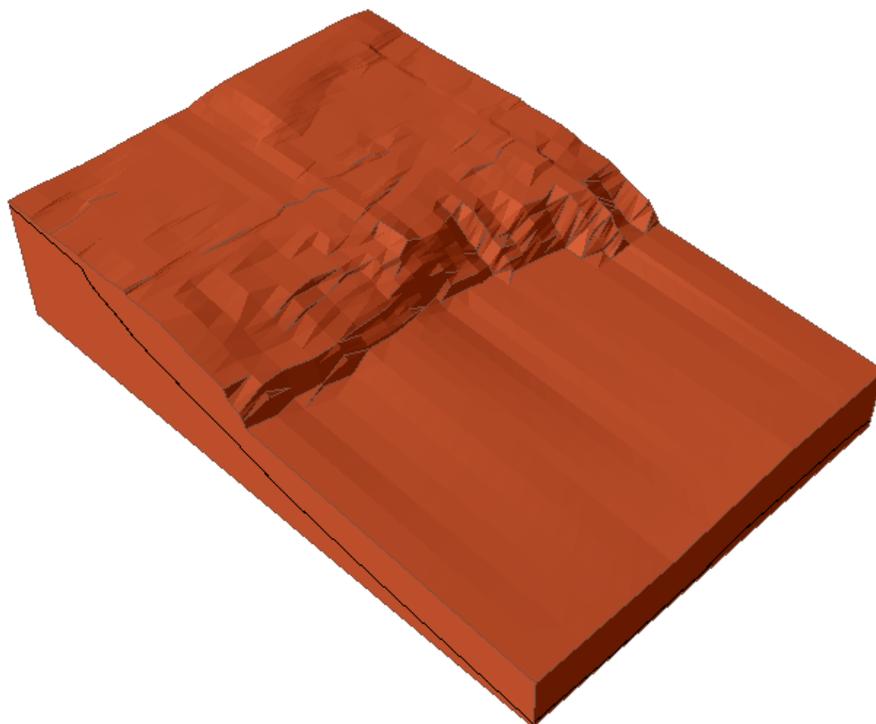


Figura 42 – Volume externo do modelo tridimensional do Porto de Santana



Figura 43 – Atribuição gráfica dos materiais

Após definidos os materiais, com suas respectivas propriedades e cores, a finalização do modelo consistiu na criação de seu perfil estratigráfico. Foi utilizada a ferramenta “borehole”, que insere o perfil do solo a partir de uma dada coordenada. Foram utilizados dois “boreholes”, locados nos trechos Leste e Oeste, correspondentes às seções de mesmo nome, considerando o perfil estratigráfico das duas seções, de forma a obter um perfil global de solo semelhante ao apresentado

nos estudos de Pacheco *et al.* (2014) e Pereira Pinto (2017). O modelo tridimensional considerando o perfil estratigráfico do solo é apresentado na Figura 44, assim como as dimensões do modelo físico. A Tabela 9 apresenta as espessuras das camadas de solo que serviram como dados de entrada dos dois “boreholes”.

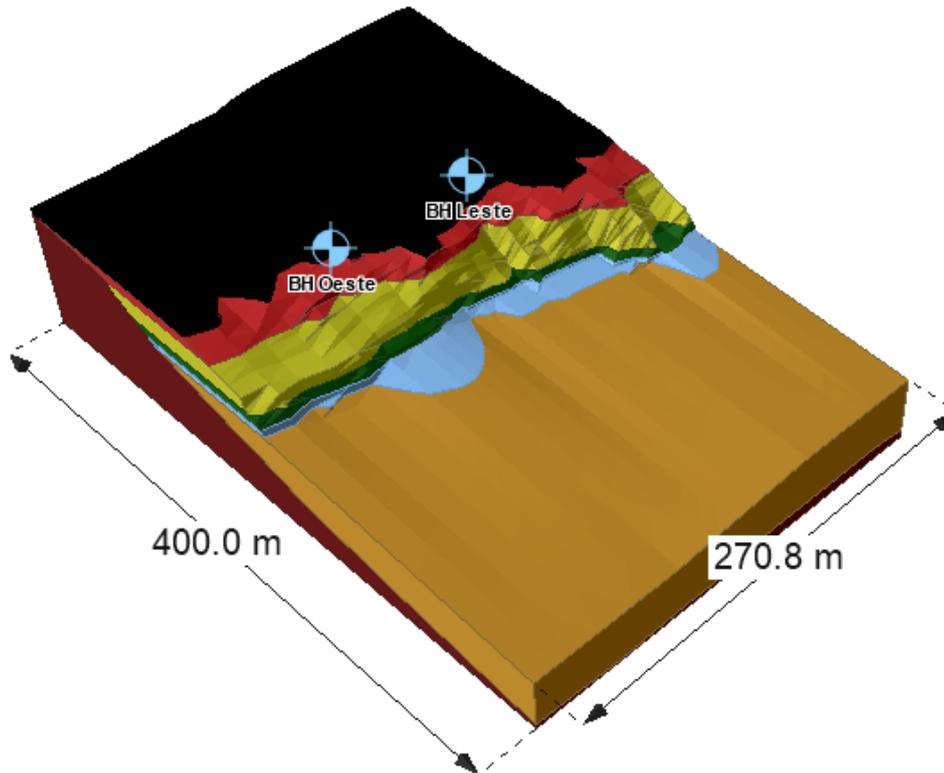


Figura 44 – Modelo tridimensional do Porto de Santana – vista isométrica

Tabela 9 – Espessuras dos solos do modelo tridimensional, em metros

Solo	Borehole Oeste	Borehole Leste
Aterro	2	2
Soft 1	6	5
Soft 2	14	18
Soft 3	6	4
Soft 4	4	2

Quanto ao nível d'água, foi utilizada a opção de superfície freática, dentre as três disponíveis no programa, tendo em vista o nível d'água constante. As outras duas opções de análise são para fluxos transientes e estacionários, que não se aplicam ao escopo da presente dissertação. A Figura 45 apresenta uma visão geral do talude após a inserção do nível d'água.

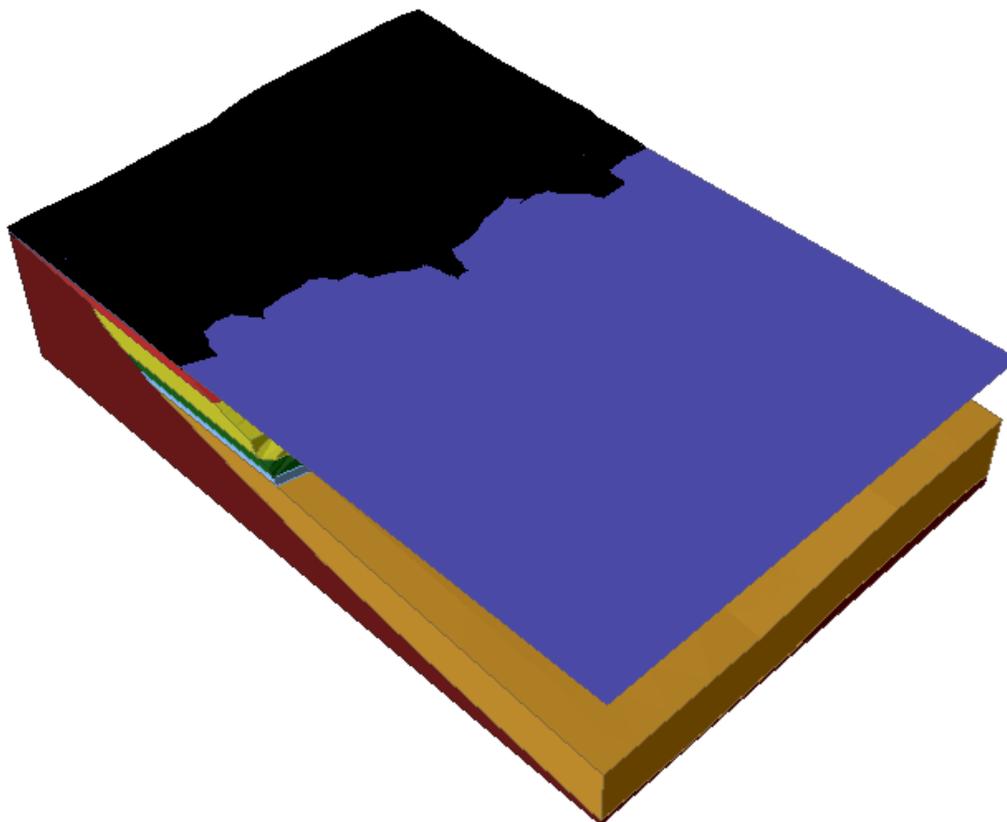


Figura 45 – Modelo tridimensional com nível d'água – vista isométrica

Nas análises realizadas pelo método dos elementos finitos, após a definição da superfície freática, é necessária a aplicação da carga hidráulica nas superfícies, referentes à coluna d'água localizada acima de determinado ponto. Esta carga é geralmente conhecida pelo seu termo em inglês, “ponded water load”. A Figura 46 apresenta o talude após a aplicação da carga hidráulica, tendo como referência a carga total o nível d'água anteriormente definido.

O software RS3 fornece a opção de definir a condição das tensões in-situ a serem consideradas nas análises. Foi utilizada, na presente análise, a condição gravitacional, onde a tensão de campo varia com a profundidade. Neste caso, a profundidade é medida a partir da superfície real do solo do modelo. A profundidade

e o peso específico do material sobreposto determinam a distribuição vertical das tensões em todo o modelo.

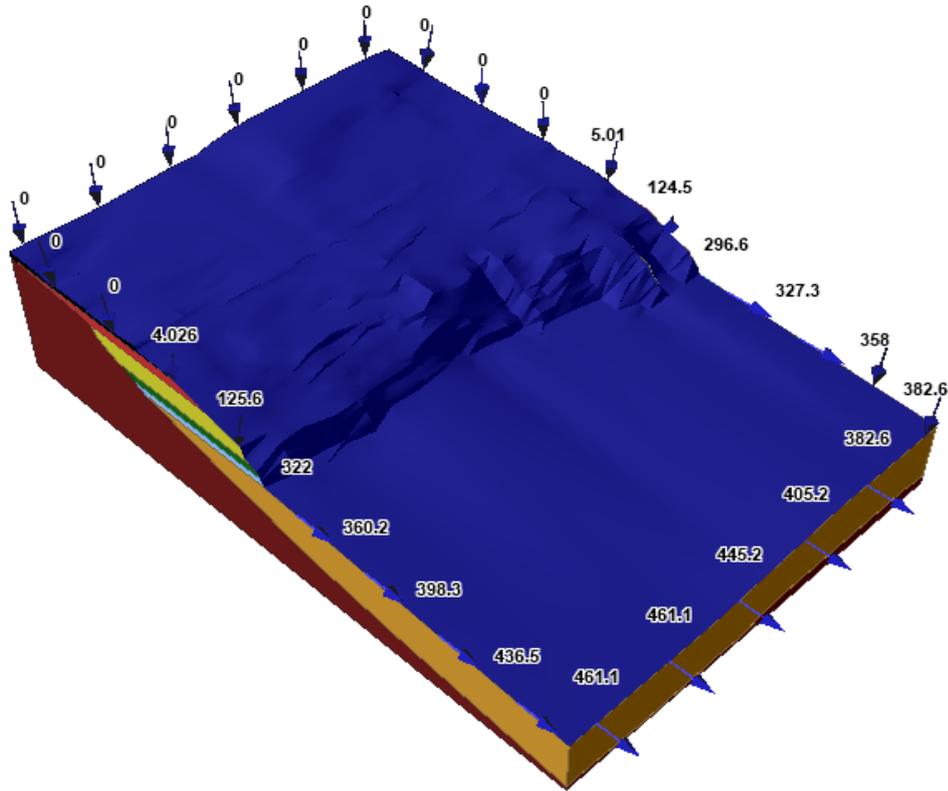


Figura 46 – Modelo tridimensional considerando a carga hidráulica aplicada – vista isométrica

As restrições de volume foram aplicadas de forma a restringir o limite externo do modelo, ou seja, a parte inferior e as laterais do limite externo são atribuídos às restrições nas três direções, e a superfície superior (superfície do terreno) permanece livre.

Para todas as análises, foi utilizada uma única configuração de malha graduada com elementos de 4 nós. O número de elementos das malhas variou para cada tipo de análise. Esta opção de gradação e número de nós apresentou-se mais viável devido a superfície complexa e irregular do talude. Adicionalmente, o software RS3 possui uma ferramenta que avalia a qualidade da malha, evidenciando os elementos que podem ser considerados de “má qualidade”. Para todas as análises realizadas, mesmo sob diferentes números de elementos gerados, as análises apresentaram um total de 0,09% de elementos de “má qualidade” presentes na malha, e tal valor pode ser considerado como insignificante no sentido de comprometer a obtenção dos

resultados e a convergência do algoritmo do problema. A Figura 47 apresenta a malha gerada.



Figura 47 – Malha do modelo tridimensional – vista geral

4.2 Análises numéricas

As análises pelo método dos elementos finitos só podem ser executadas após a definição das restrições (condições de restrição de deslocamentos no contorno da malha) e da discretização dos elementos (criação da malha).

Na presente Dissertação, as análises foram realizadas com os seguintes objetivos:

- I. Verificar a influência da sensibilidade dos solos na ruptura através da aplicação do conceito de sensibilidade equivalente;

- II. Verificar a hipótese de ruptura ocorrendo sob influência das pilhas de minério em conjunto com a influência da sensibilidade equivalente, considerando as mesmas posicionadas dentro da faixa de segurança;
- III. Verificar qual o cenário mais provável de ruptura previsto pelas análises tridimensionais.

Quanto à posição das pilhas de minério, conforme apresentado no Capítulo 3, não há dados para estabelecer com rigor a locação das mesmas com base nas fotografias aéreas disponíveis, já que as pilhas mudavam de posição, como indicam as Figuras 19 a 20. Foram então adotadas três posições de pilhas, consideradas circulares e inseridas no modelo tridimensional como carregamentos aplicados à superfície.

De acordo com a Figura 29, no momento da ruptura, a altura da pilha era de 6 m. Portanto, para um peso específico de 25 kN/m³, foi estimada uma tensão uniforme de 150 kPa. Os raios dos carregamentos foram definidos com base na posição das pilhas nas Figuras 18 a 20, considerando-se carregamentos com raios de 7,5 m, 17,5 m e 25,0 m. Os carregamentos foram posicionados de forma que parte da carga ficasse na faixa de solo resistente e parte na faixa de solo fraco, tomando-se como referência, nas Figuras 18 e 20, as caixas de concreto (na cor vermelha) indicativas do limite entre o solo resistente e o solo mole. A Figura 48 apresenta a posição e a magnitude dos carregamentos que simulam as pilhas no talude. A Figura 14 indica que o píer flutuante possui uma extensão de aproximadamente 250,0 m. Com base nessa referência, alterando-se a escala das Figuras 18 e 20 e ajustando-as para a escala real, é possível estimar que aproximadamente 30% do minério sinter feed estava na parte resistente e os outros 70% estavam na faixa de solo mole. Tal avaliação gráfica permitiu adotar os raios descritos acima para utilização nas análises.

Foram realizados dois tipos de análise, de forma a simular cenários mais realistas possíveis. O primeiro tipo de análise considerou apenas a influência da sensibilidade equivalente das argilas, e o segundo considerou a influência conjunta dos carregamentos das pilhas e da sensibilidade equivalente. Tais cenários foram os mesmos considerados por Pereira Pinto (2017).

Nas análises processadas apenas sob a influência da sensibilidade equivalente, nenhum carregamento foi aplicado. Inicialmente, o software analisa as condições iniciais de tensão no talude. Esta primeira etapa é comum a todas as

análises de estabilidade de taludes realizadas pelo método dos elementos finitos. Após a convergência do modelo para as condições de tensões iniciais, o software aplica o método de redução da resistência, discutido no Capítulo 2, até alcançar nova convergência do algoritmo, e desta forma fornece o fator de segurança de redução por um processo iterativo onde são avaliadas as deformações para cada iteração.

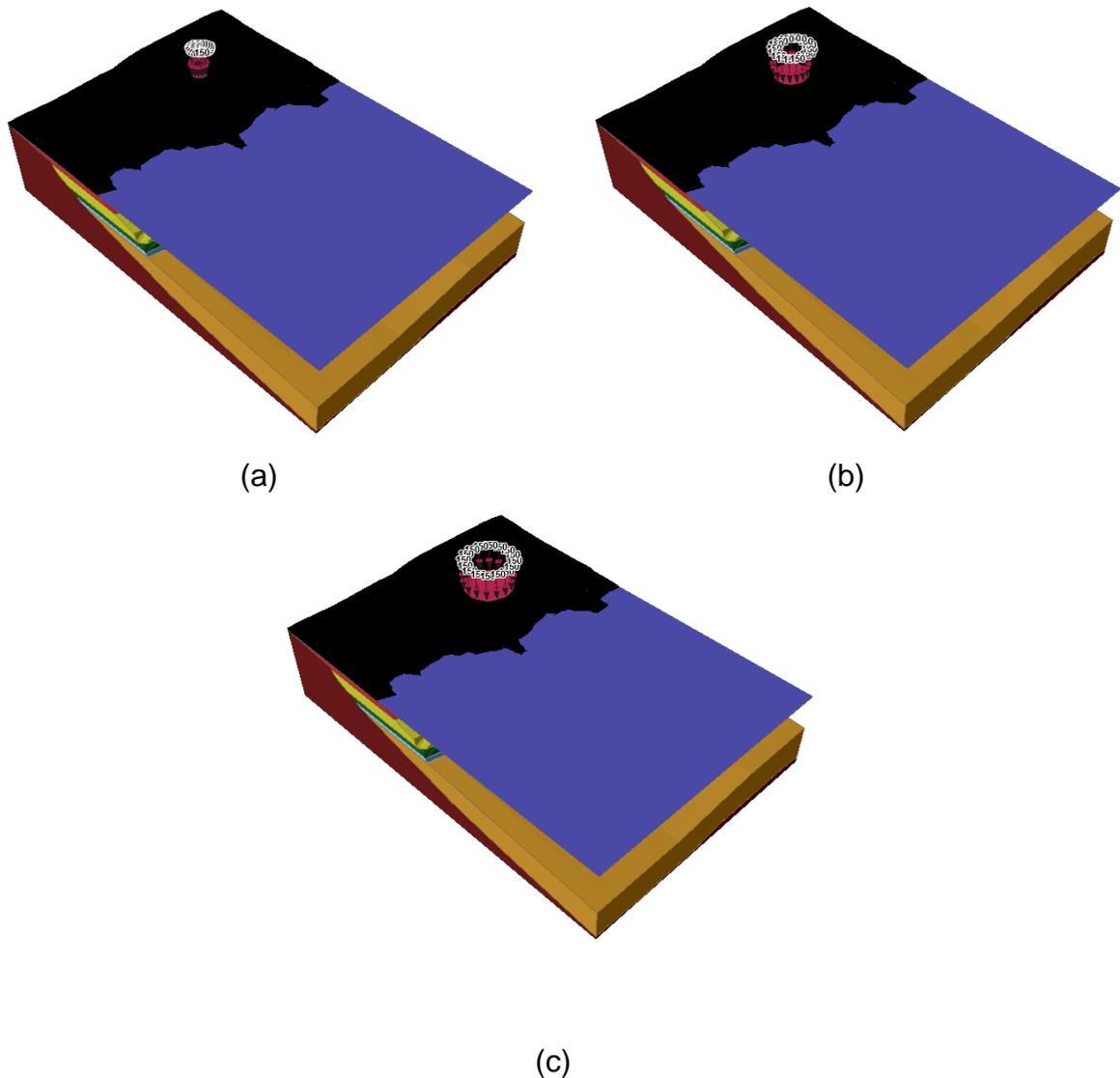


Figura 48 – Posição dos carregamentos na superfície, a) raio de 7,5 m, b) raio de 17,5 m e c) raio de 25,0 m

Nas análises considerando a influência conjunta dos carregamentos das pilhas e da sensibilidade equivalente, foram definidos quatro diferentes estágios. O primeiro

estágio não contempla nenhum dos carregamentos, o segundo estágio contempla o carregamento de raio igual a 7,5 m aplicado, o terceiro estágio o carregamento de raio de 17,5 m, e o último estágio o carregamento de raio igual a 25,0 m.

Neste tipo de análise, o software repete o processo de análise das condições de tensões iniciais, e segue aplicando os carregamentos de forma gradual. A cada novo carregamento, são verificadas apenas as condições de tensão no modelo para aquele estágio, até o último. Ao chegar no último estágio, a condição de tensão é novamente verificada, e então é aplicado, automaticamente, o método de redução de resistência para obtenção do fator de segurança crítico.

Na presente dissertação, o modelo tridimensional foi inicialmente ajustado até alcançar a condição de convergência inicial do algoritmo. A partir da convergência, foi dada sequência às análises descritas acima para obtenção do fator de segurança de redução crítico.

Devido à quantidade significativa de resultados de saídas do programa, os mesmos são apresentados de forma a ser possível visualizar os deslocamentos e as deformações cisalhantes máximas. Uma seção auxiliar que passa pelo centro dos carregamentos foi escolhida para apresentação dos resultados bidimensionais, e, quando for o caso, outras seções auxiliares serão também apresentadas. Nos resultados que mostram o cenário tridimensional, também são apresentados os “boreholes” posicionados nos dois trechos, Leste e Oeste, para melhor entendimento da posição das medidas apresentadas.

4.2.1 Análises numéricas considerando a influência da sensibilidade equivalente

Neste tipo de análise, foram aplicados valores de sensibilidade equivalente crescentes até que um fator de segurança de redução crítico igual a 1,0 fosse alcançado. O primeiro valor de sensibilidade equivalente foi igual a 1,0, ou seja, um valor para o qual não há queda de resistência pós-pico e os parâmetros residuais do solo são iguais aos parâmetros de pico. Dessa forma, foi possível avaliar a situação do talude sem qualquer influência da queda de resistência pós-pico do solo e das pilhas de minério

A análise de estabilidade com a aplicação de uma sensibilidade equivalente igual a 1,0 forneceu um FSR crítico de 1,71. O FSR crítico pode ser considerado o valor pelo qual os parâmetros de resistência, ao serem reduzidos, levam o talude à ruptura, conforme discutido no Capítulo 2. Os resultados dos deslocamentos são apresentados nas Figuras 49 e 50.

Após a avaliação inicial do fator de segurança do talude, a análise seguinte foi realizada considerando uma sensibilidade equivalente igual a 1,4, conforme sugerido por Pereira Pinto (2017), e em seguida este valor de sensibilidade equivalente foi acrescido até a obtenção de um valor que levasse o talude a alcançar um FSR crítico igual a 1,0 somente sob influência da sensibilidade. As Figuras 51 a 59 mostram os contornos dos deslocamentos totais, indicativos dos respectivos modos de ruptura, para cada cenário considerado.

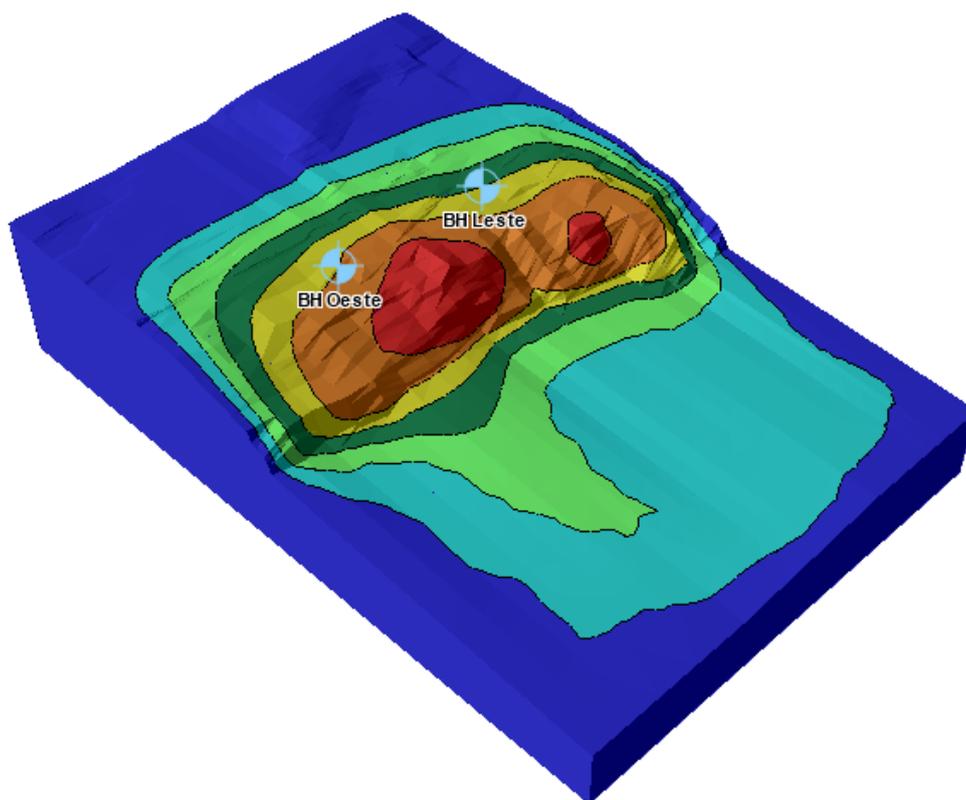


Figura 49 – Contornos de deslocamentos totais para a condição inicial ($S_{t^*} = 1,0$)

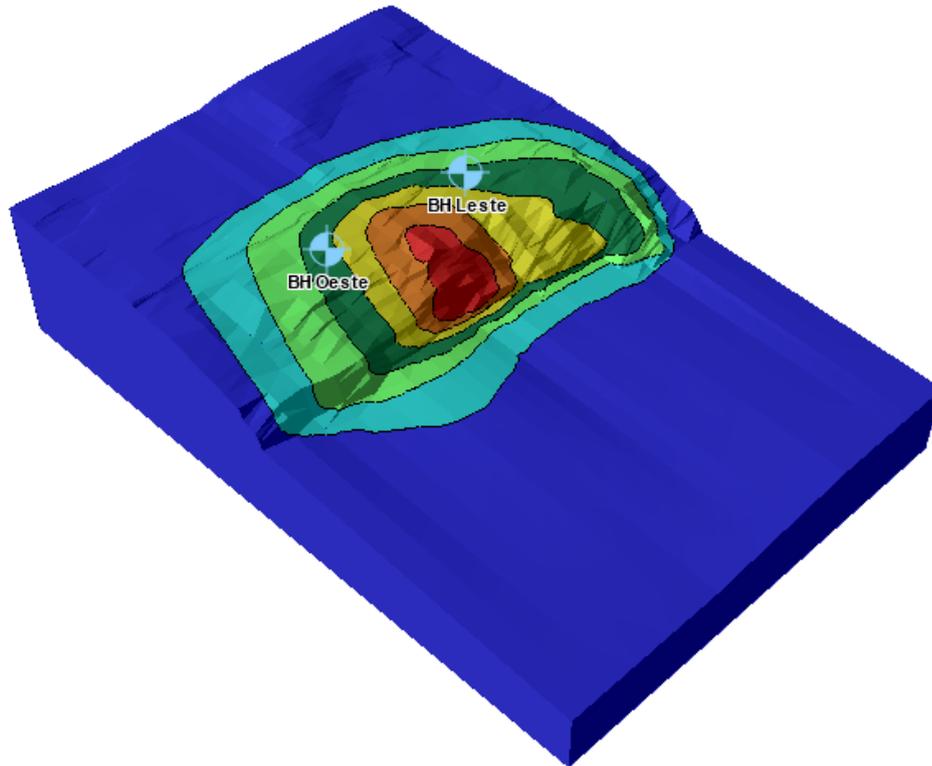


Figura 50 – Deslocamentos totais para o fator de segurança de redução crítico ($S_{t^*} = 1,0$; FSR = 1,71)

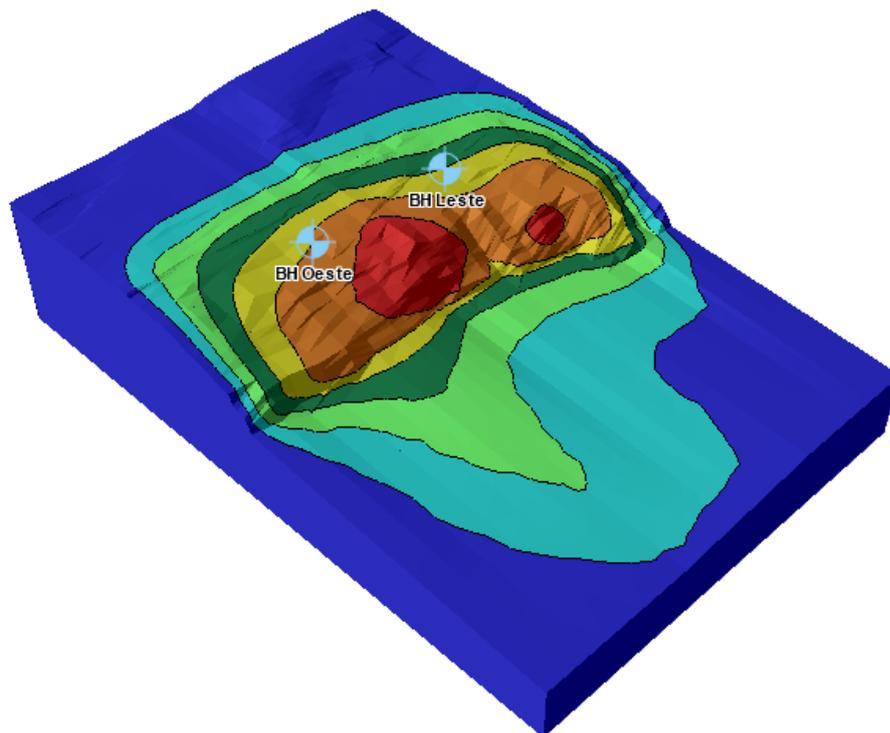


Figura 51 – Deslocamentos totais para a condição inicial ($S_{t^*} = 1,4$)

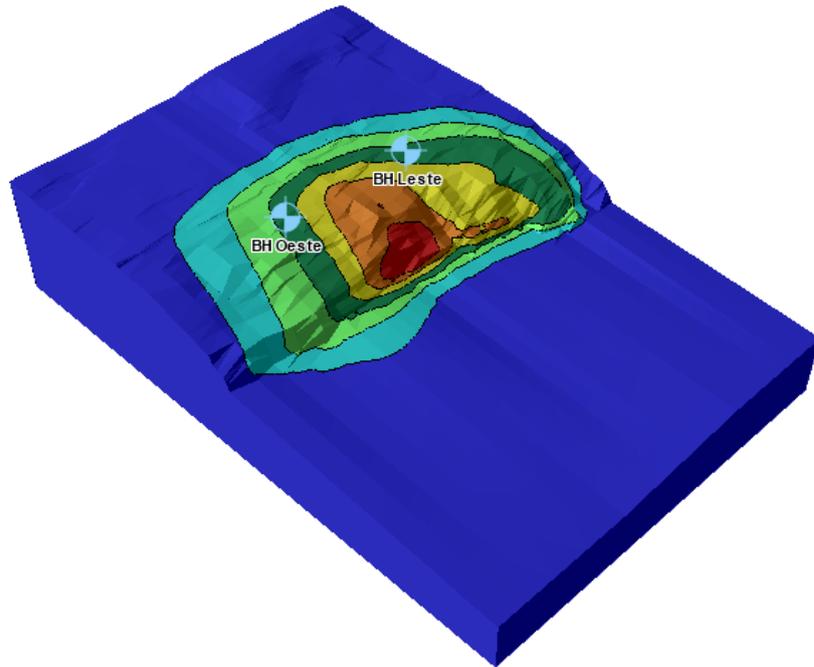


Figura 52 – Deslocamentos totais para o fator de segurança de redução crítico ($S_{t^*} = 1,4$; FSR = 1,26)

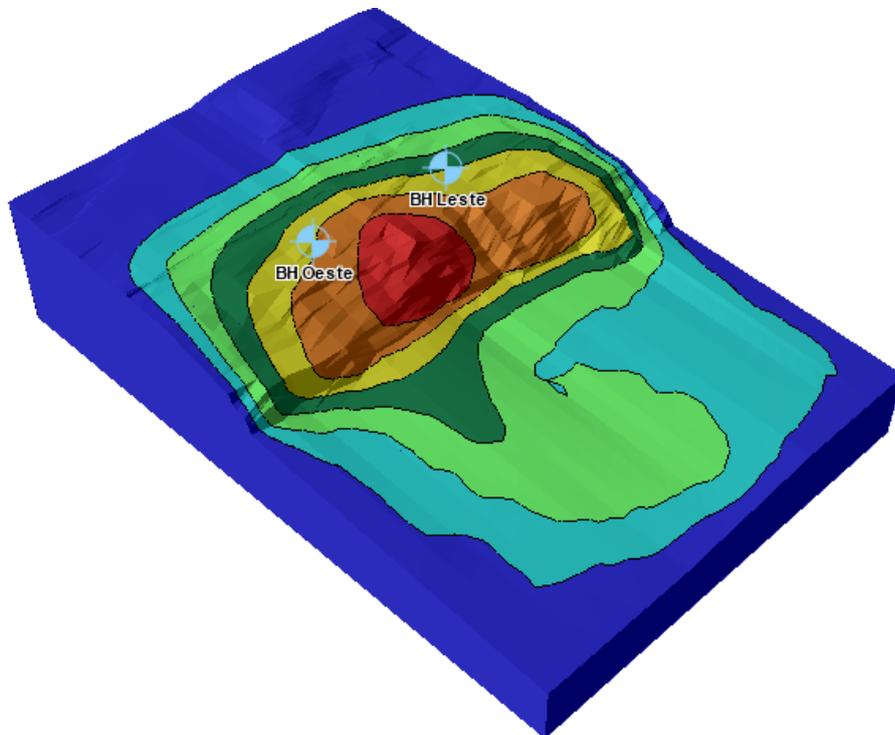


Figura 53 - Deslocamentos totais para a condição inicial ($S_{t^*} = 1,5$)

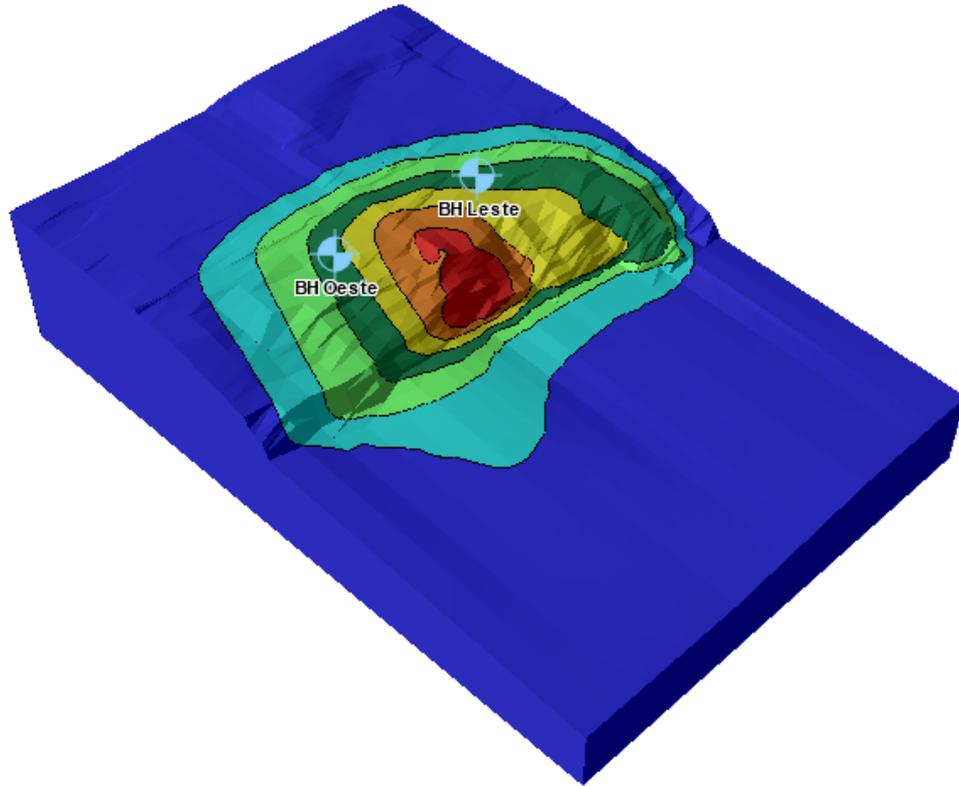


Figura 54 - Deslocamentos totais para o fator de segurança de redução crítico ($S_{t^*} = 1,5$; FSR = 1,17)

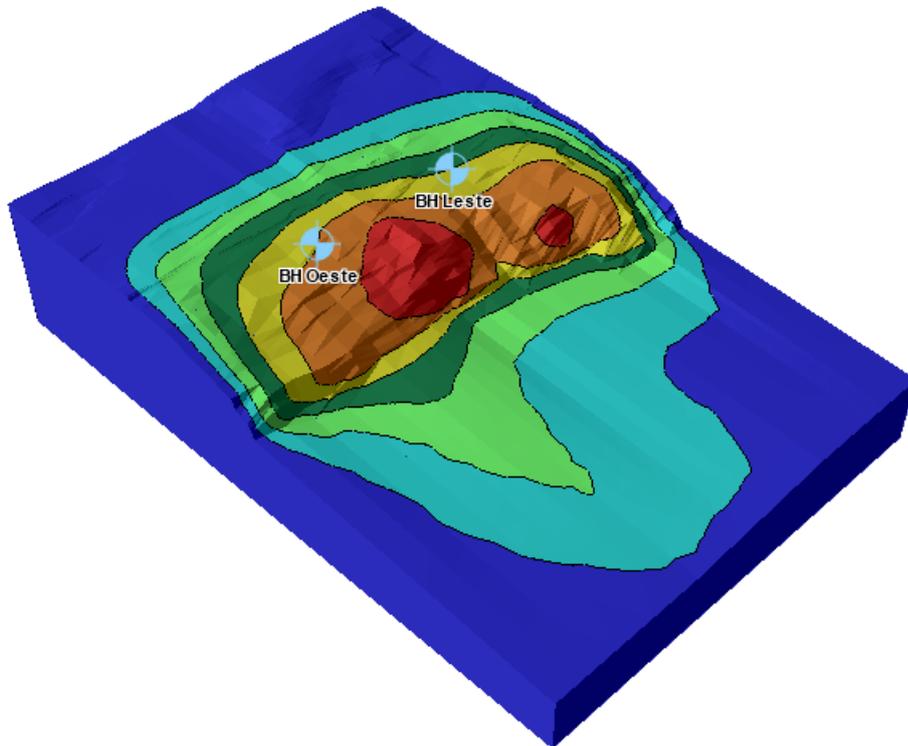


Figura 55 - Deslocamentos totais para a condição inicial ($S_{t^*} = 1,6$)

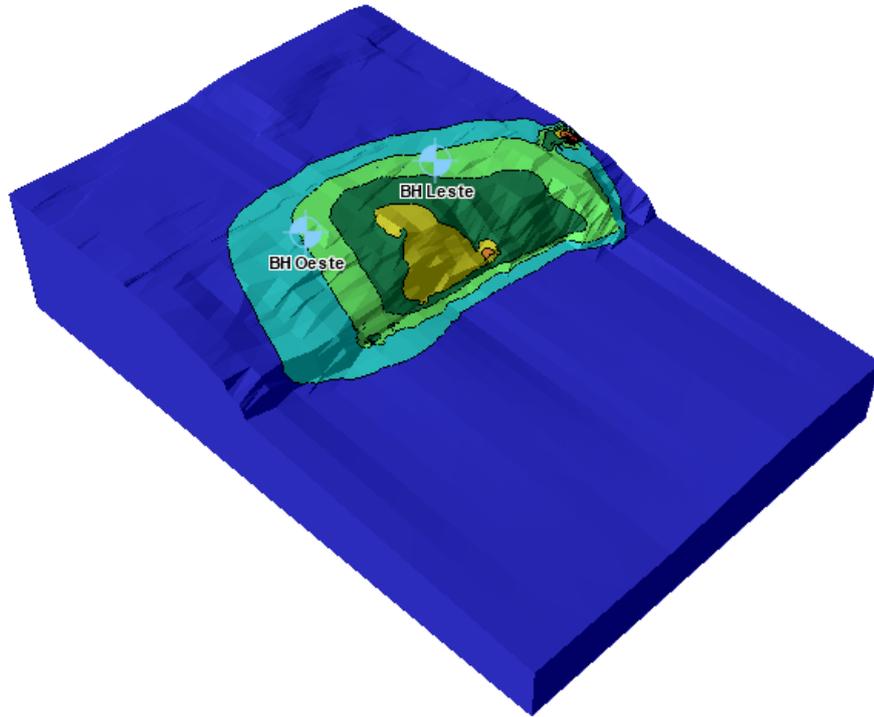


Figura 56 - Deslocamentos totais para o fator de segurança de redução crítico ($S_{t^*} = 1,6$;
FSR = 1,12)

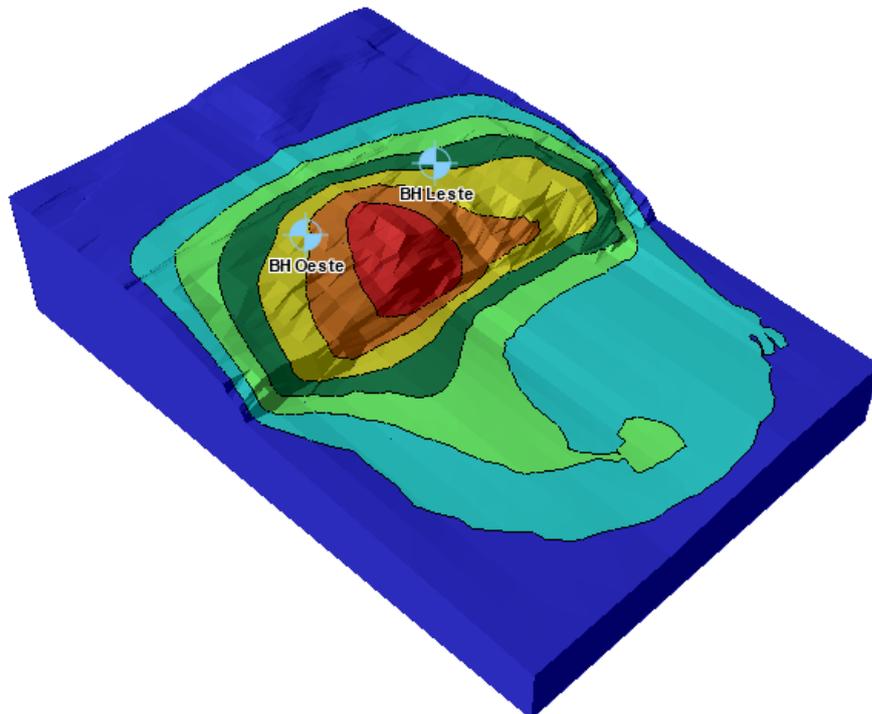


Figura 57 - Deslocamentos totais para a condição inicial ($S_{t^*} = 1,7$)

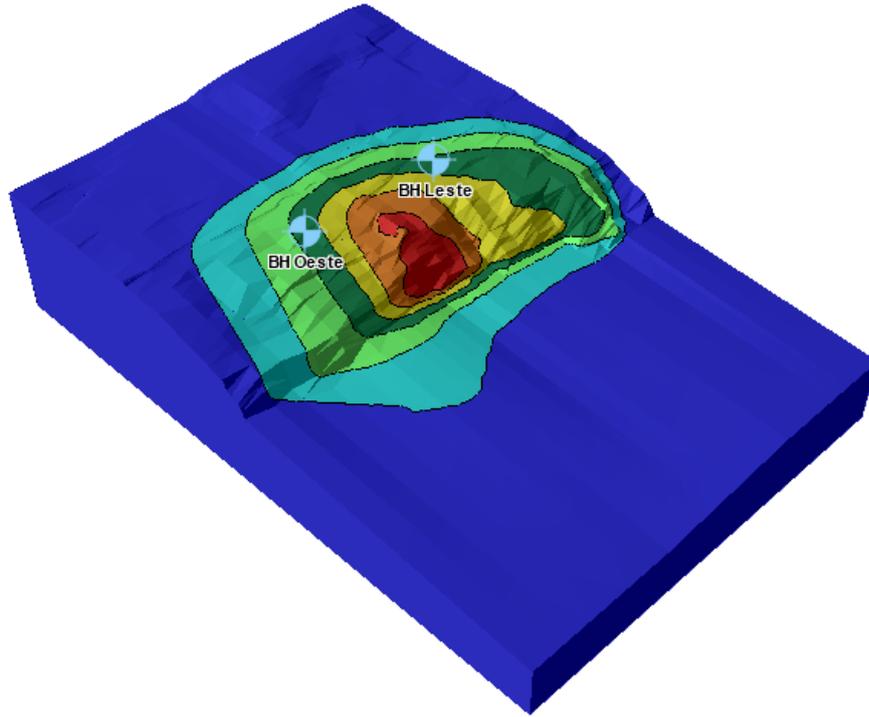


Figura 58 – Deslocamentos totais para o fator de segurança de redução crítico ($S_{t^*} = 1,7$; FSR = 1,06)

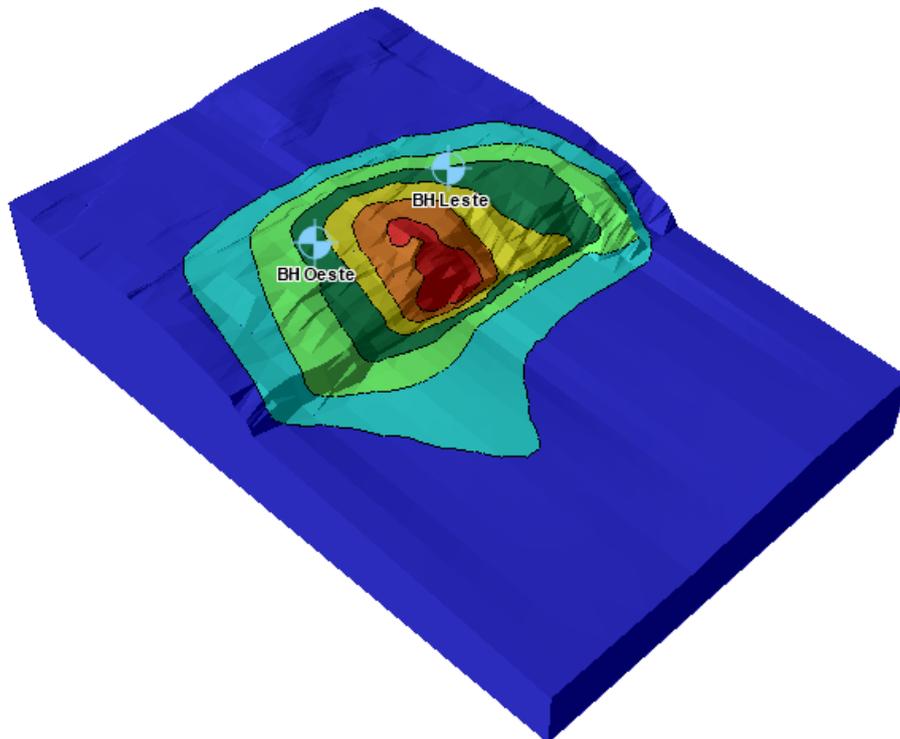
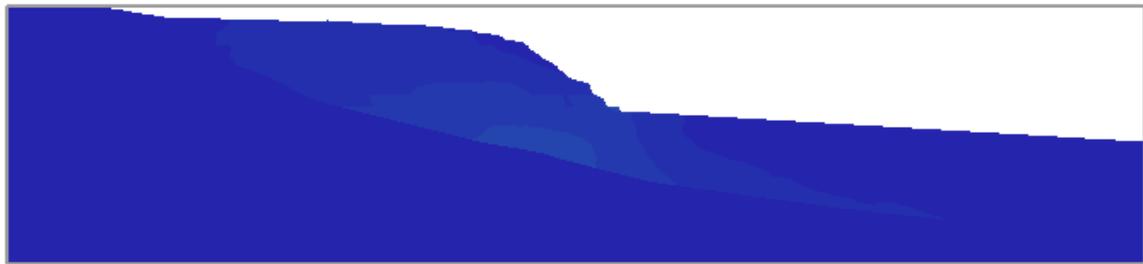


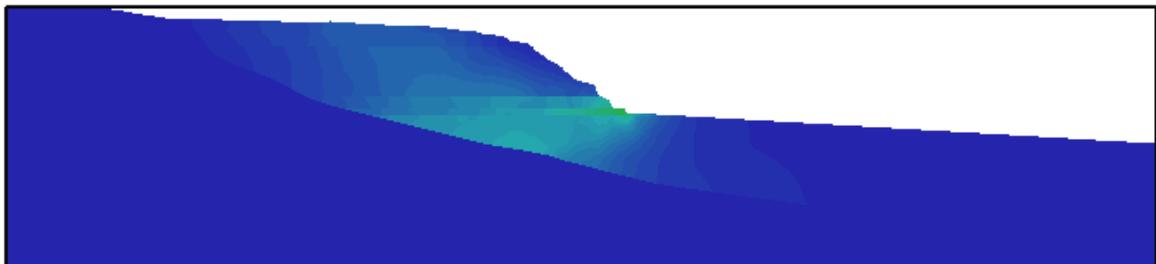
Figura 59 - Deslocamentos totais na ruptura ($S_{t^*} = 1,8$; FSR = 1,0)

As análises mostraram que a ruptura ocorre para uma sensibilidade equivalente igual a 1,8, valor para qual o solo atinge grandes deformações e o fator de segurança de redução crítico é igual a 1,0.

Uma outra forma eficaz de avaliar a ruptura demonstrada pelo método dos elementos finitos é a comparação entre as deformações cisalhantes máximas em cada caso. Para os valores de sensibilidade equivalente apresentados, é possível e factível comparar as deformações cisalhantes máximas da condição inicial (onde não é aplicado o método de redução da resistência) com a condição de ruptura, de forma a verificar a tendência ao deslizamento do talude. Entretanto, para um modelo tridimensional, é mais significativo avaliar as deformações cisalhantes em uma seção transversal qualquer, pois a visualização da superfície não permite verificar a condição dos solos em profundidade. Por este motivo, as deformações cisalhantes máximas são apresentadas em uma seção transversal auxiliar que passa no centro do carregamento que simula as pilhas de minério, conforme Figuras 60 a 65.

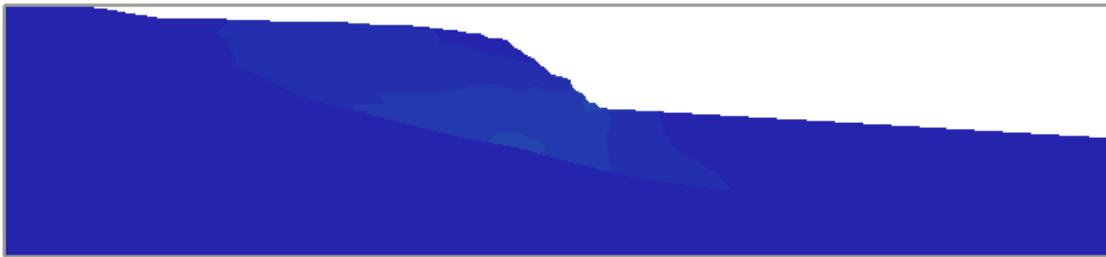


(a)

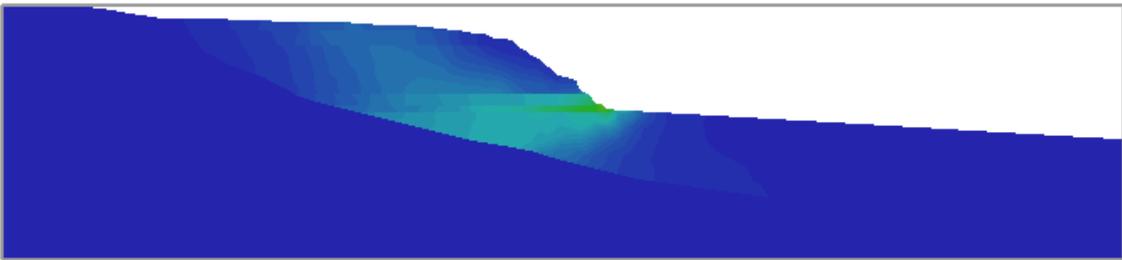


(b)

Figura 60 – Deformações cisalhantes máximas para $S_{t^*} = 1,0$, a) condição inicial e b) condição de ruptura

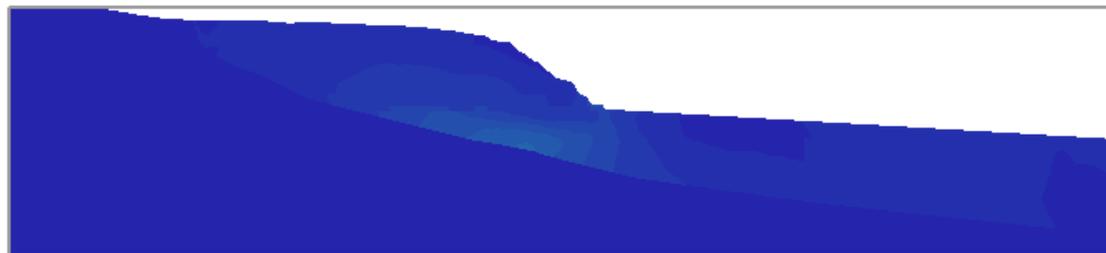


(a)

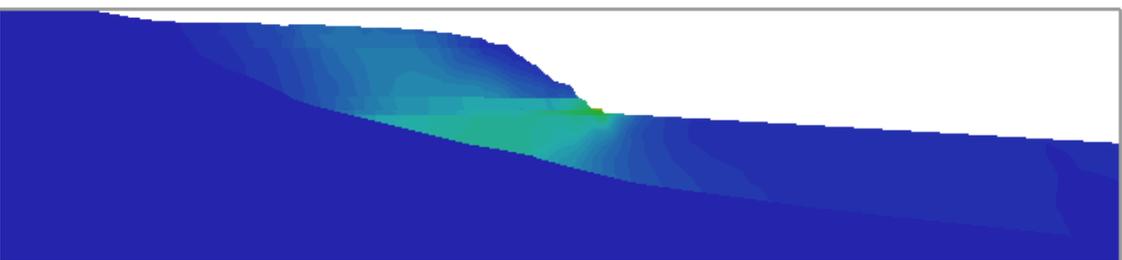


(b)

Figura 61 – Deformações cisalhantes máximas para $S_{t^*} = 1,4$, a) condição inicial e b) condição de ruptura

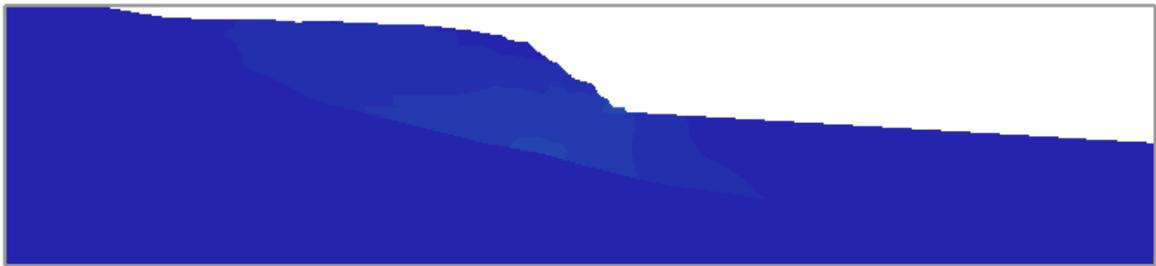


(a)

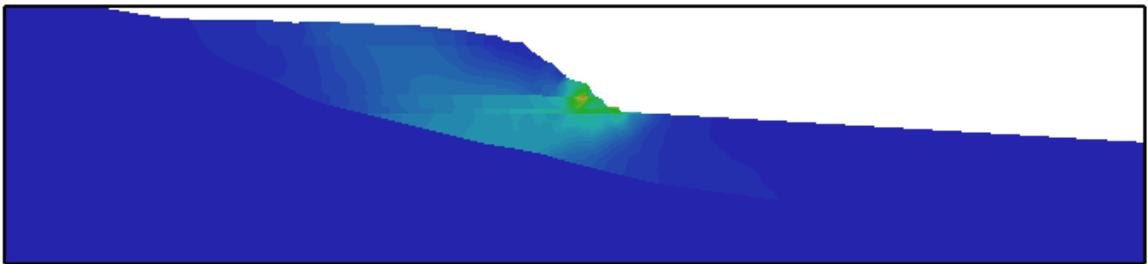


(b)

Figura 62 – Deformações cisalhantes máximas para $S_{t^*} = 1,5$, a) condição inicial e b) condição de ruptura

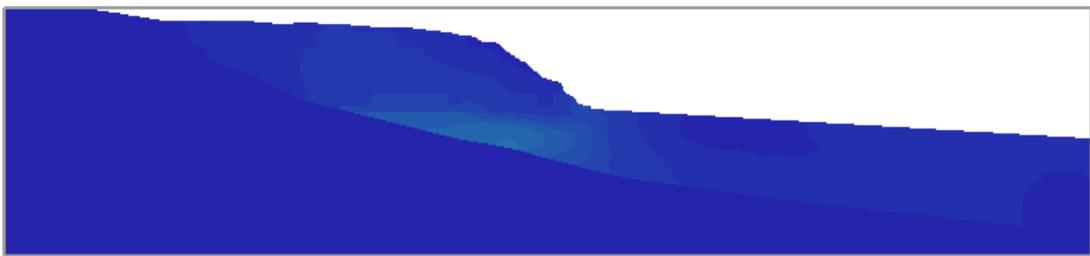


(a)

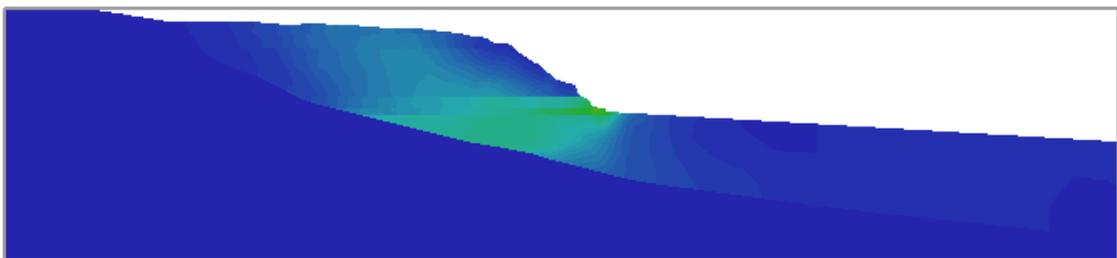


(b)

Figura 63 – Deformações cisalhantes máximas para $S_{t^*} = 1,6$, a) condição inicial e b) condição de ruptura



(a)



(b)

Figura 64 – Deformações cisalhantes máximas para $S_{t^*} = 1,7$, a) condição inicial e b) condição de ruptura

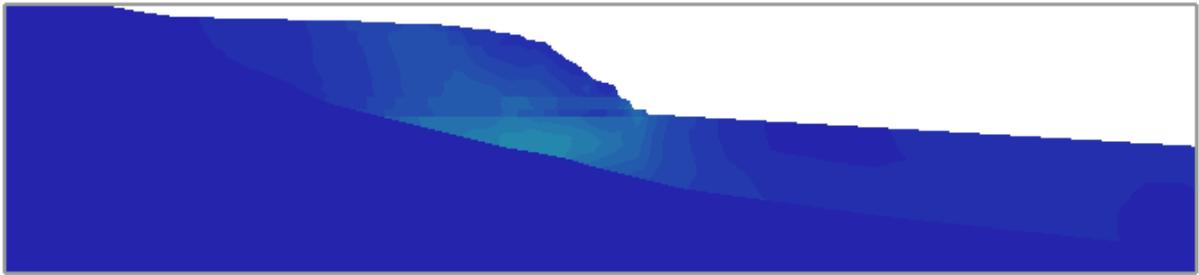


Figura 65 – Deformações cisalhantes máximas para $S_{t^*} = 1,8$, que ocasiona a ruptura

A Tabela 10 apresenta a compilação dos fatores de segurança de redução críticos obtidos para cada análise, aplicando diferentes valores de sensibilidade equivalente. É possível perceber que, conforme os parâmetros residuais de resistência vão diminuindo, ou seja, o valor de sensibilidade equivalente aumenta, também diminui o fator de segurança do talude, como era esperado.

Tabela 10 – Fatores de segurança de redução críticos para análises sob influência da sensibilidade equivalente

Sensibilidade equivalente - S_{t^*}	Fator de segurança de redução (FSR) crítico
1,0	1,71
1,4	1,25
1,5	1,17
1,6	1,12
1,7	1,06
1,8	1,0

Os resultados fornecidos pelas análises dos deslocamentos indicam que a porção de solo que apresenta as maiores magnitudes está localizada na parte submersa do talude, evidenciando uma tendência ao deslizamento no trecho central (entre os “boreholes” Leste e Oeste), que corresponde à cicatriz da ruptura de 1993.

Entretanto, somente a avaliação dos deslocamentos não fornece subsídios suficientes para determinar uma provável superfície de ruptura. Conforme já discutido anteriormente, a visualização dessa superfície no método dos elementos finitos se faz, de forma mais adequada, inspecionando-se os contornos de deformações cisalhantes máximas. Neste sentido, avaliando as deformações cisalhantes máximas apresentadas nas Figuras 60 a 65, percebe-se que, mesmo para uma situação de ruptura, ou seja, sensibilidade equivalente igual a 1,8 e fator de segurança de redução crítico igual a 1,0, as deformações no solo não correspondem à superfície de ruptura do evento ocorrido em 2013. Isto indica, para fins práticos, que somente sob influência da perda de resistência pós pico solo não se justifica a ruptura ocorrida em 2013.

4.2.2 Análises numéricas considerando a influência conjunta da sensibilidade equivalente e das pilhas de minério

Todas as análises deste tipo foram realizadas considerando quatro estágios de carregamento. O fator de segurança de redução crítico é apresentado pelo software sempre no último estágio, que, neste caso, é aquele que é considerada a pilha de maior raio, onde também é possível visualizar o campo dos deslocamentos, as deformações cisalhantes máximas e os elementos plastificados.

A análise inicial considerou sensibilidade equivalente igual a 1,0, e a análise seguinte, da mesma forma que as análises realizadas sem carregamento, considerou sensibilidade equivalente igual a 1,4, sendo este valor acrescido até que se alcançasse a ruptura.

Os contornos de deslocamentos totais resultantes, indicativos dos respectivos modos de ruptura, são apresentados nas Figuras 66 a 72. Cabe ressaltar que, para as análises deste tipo, os deslocamentos para a condição inicial e sem carregamento são iguais aos apresentados no item anterior para situação semelhante. Por este motivo, os resultados apresentados mostram o talude no seu estágio final, sob influência das pilhas, para evitar redundância na apresentação das imagens.

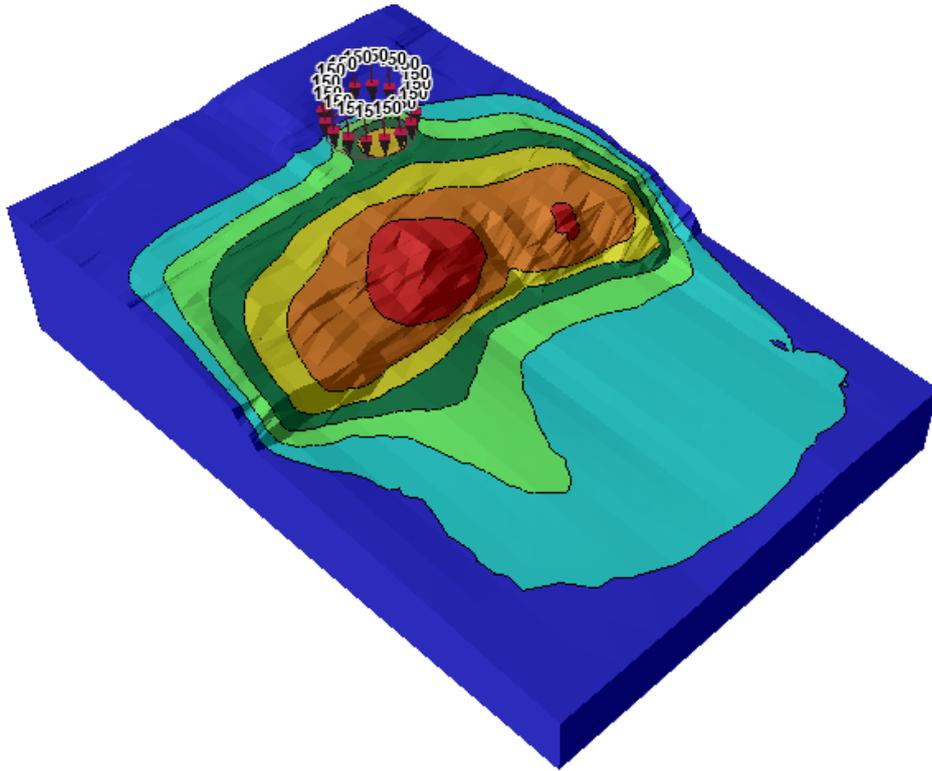


Figura 66 – Contornos de deslocamentos totais para a condição inicial ($S_{t^*} = 1,0$)

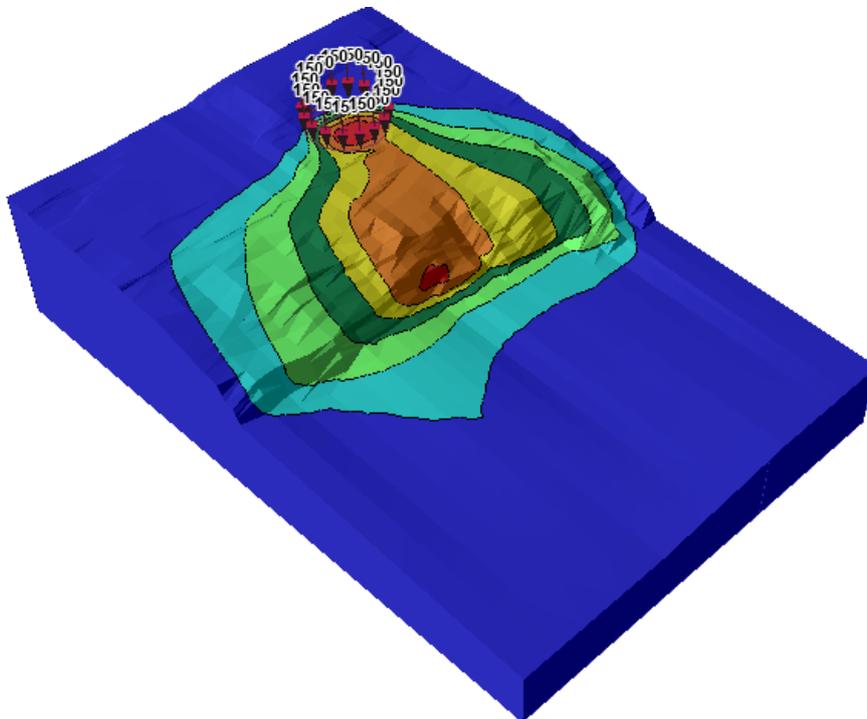


Figura 67 – Contorno de deslocamentos totais para a condição de ruptura ($S_{t^*} = 1,0$; FSR = 1,54)

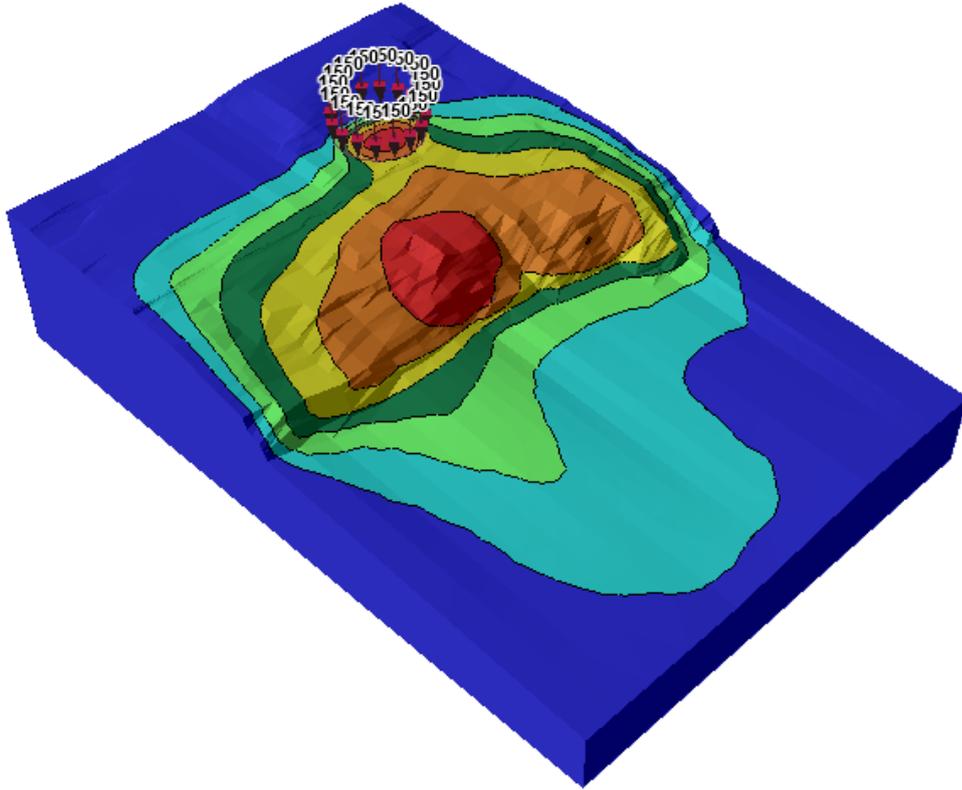


Figura 68 - Contornos de deslocamentos totais para a condição inicial ($S_{t^*} = 1,4$)

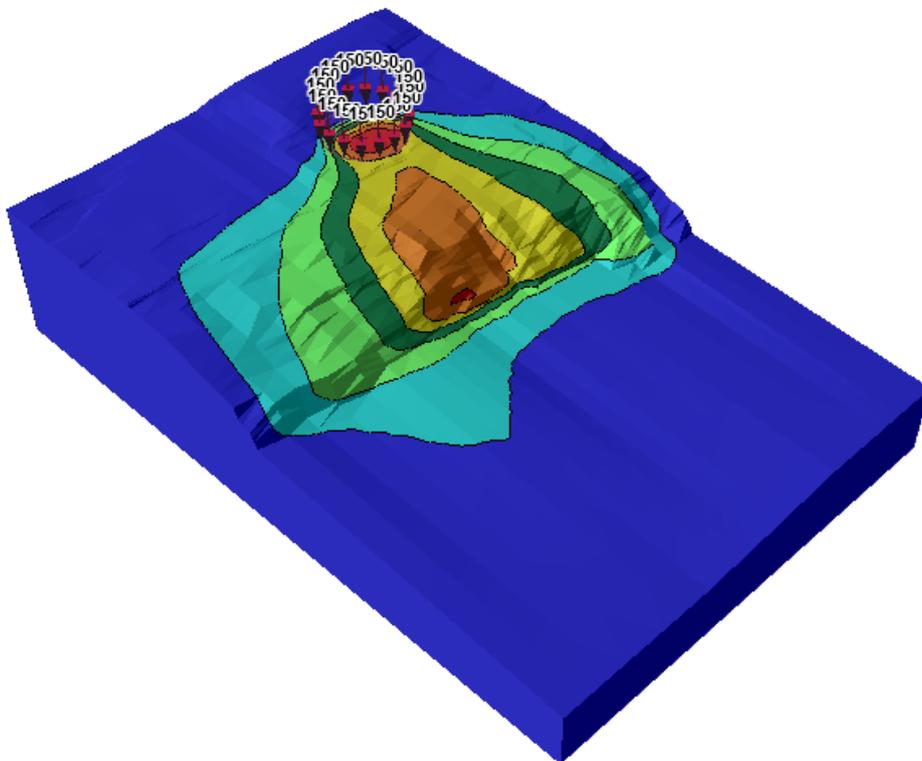


Figura 69 – Contorno de deslocamentos totais para a condição de ruptura ($S_{t^*} = 1,4$; FSR = 1,13)

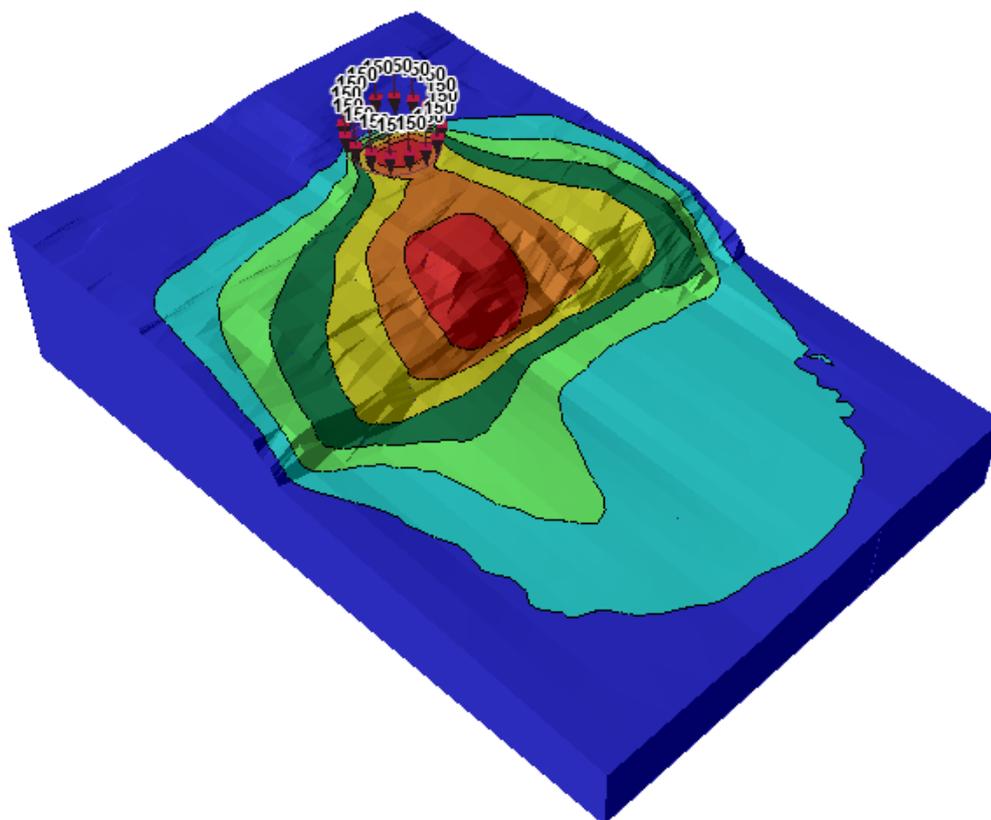


Figura 70 - Contornos de deslocamentos totais para a condição inicial ($S_{t^*} = 1,5$)

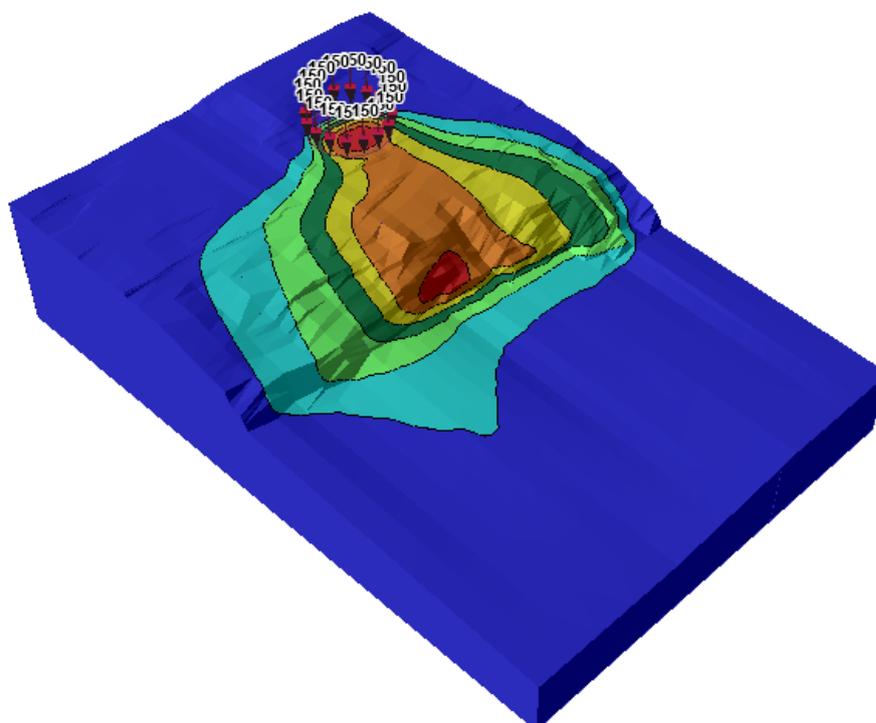


Figura 71 – Contornos de deslocamentos totais para a condição de ruptura ($S_{t^*} = 1,5$; FSR = 1,08)

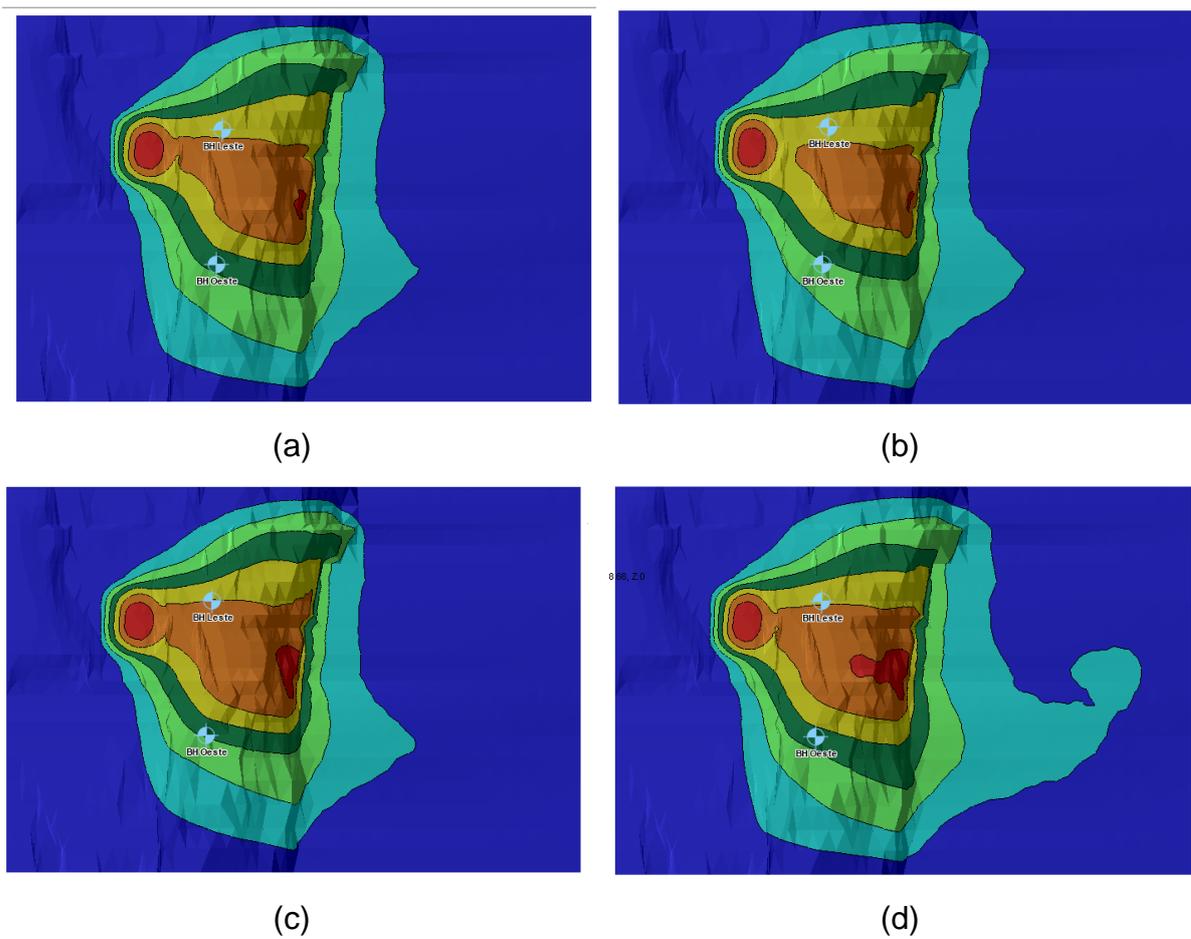


Figura 73 – Vista em planta dos cenários considerando os fatores de segurança de redução críticos, a) $S_t^* = 1,0$; b) $S_t^* = 1,4$; c) $S_t^* = 1,5$ e d) $S_t^* = 1,6$

A seguir são apresentadas as deformações cisalhantes máximas na seção transversal auxiliar escolhida, para verificar a influência dos carregamentos das pilhas de minério (Figuras 74 a 77).

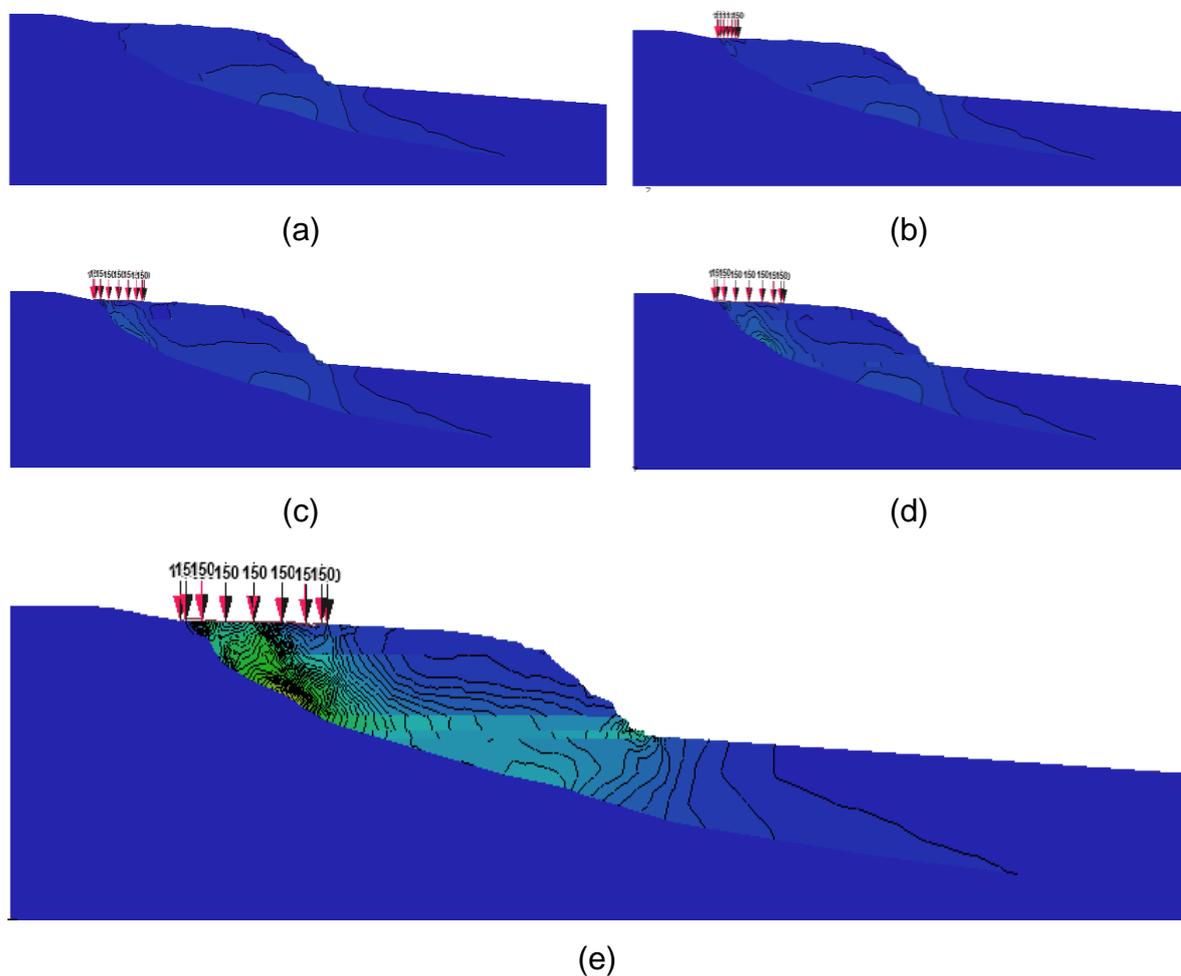


Figura 74 – Deformações cisalhantes máximas considerando $S_{t^*} = 1,0$ e carregamento, a) condição inicial; b) pilha de raio igual a 7,5 m; c) pilha de raio igual a 17,5 m; d) pilha de raio igual a 25,0 m sem redução de resistência; e) pilha de raio igual a 25,0 m com redução de resistência (FSR crítico = 1,54)

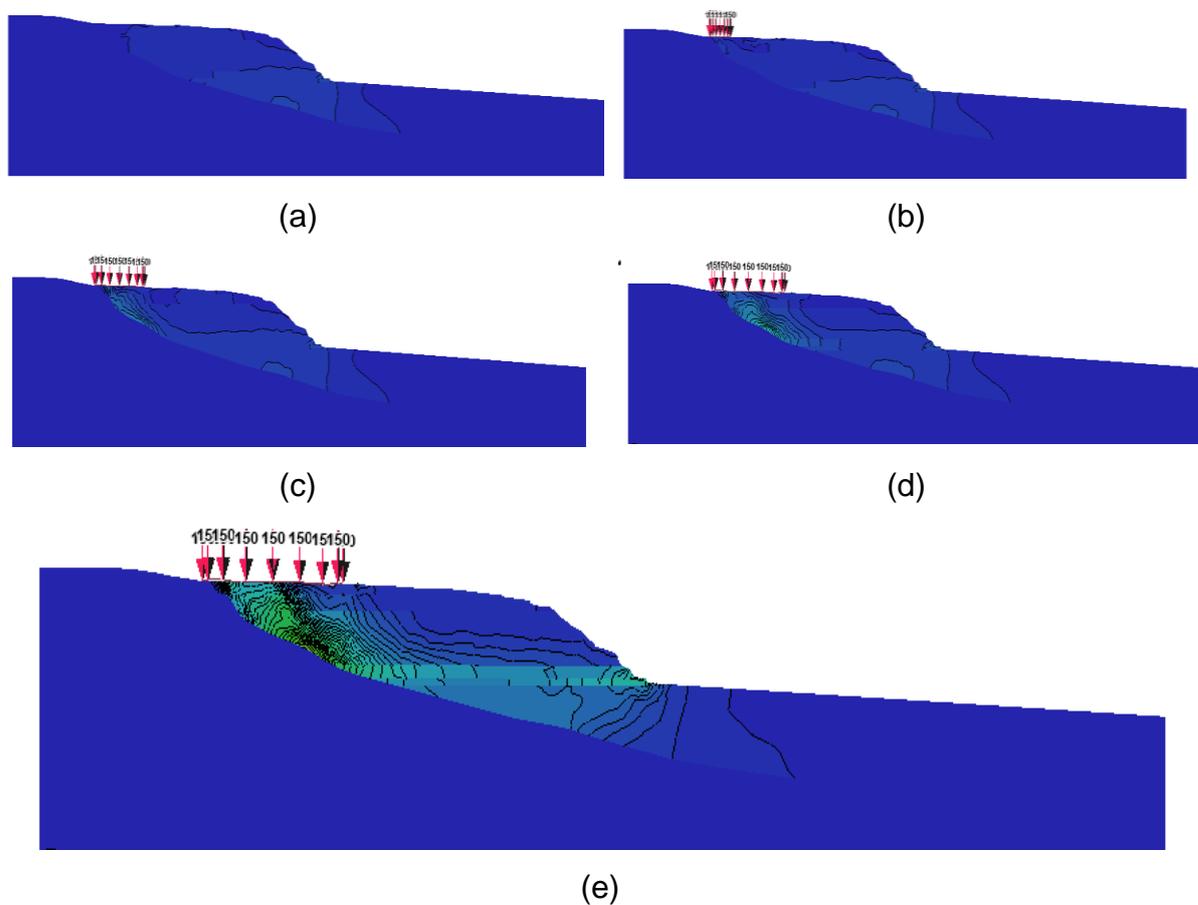


Figura 75 – Deformações cisalhantes máximas considerando $S_{t^*} = 1,4$ e carregamento, a) condição inicial; b) pilha de raio igual a 7,5 m; c) pilha de raio igual a 17,5 m; d) pilha de raio igual a 25,0 m sem redução de resistência; e) pilha de raio igual a 25,0 m com redução de resistência (FSR crítico = 1,13)

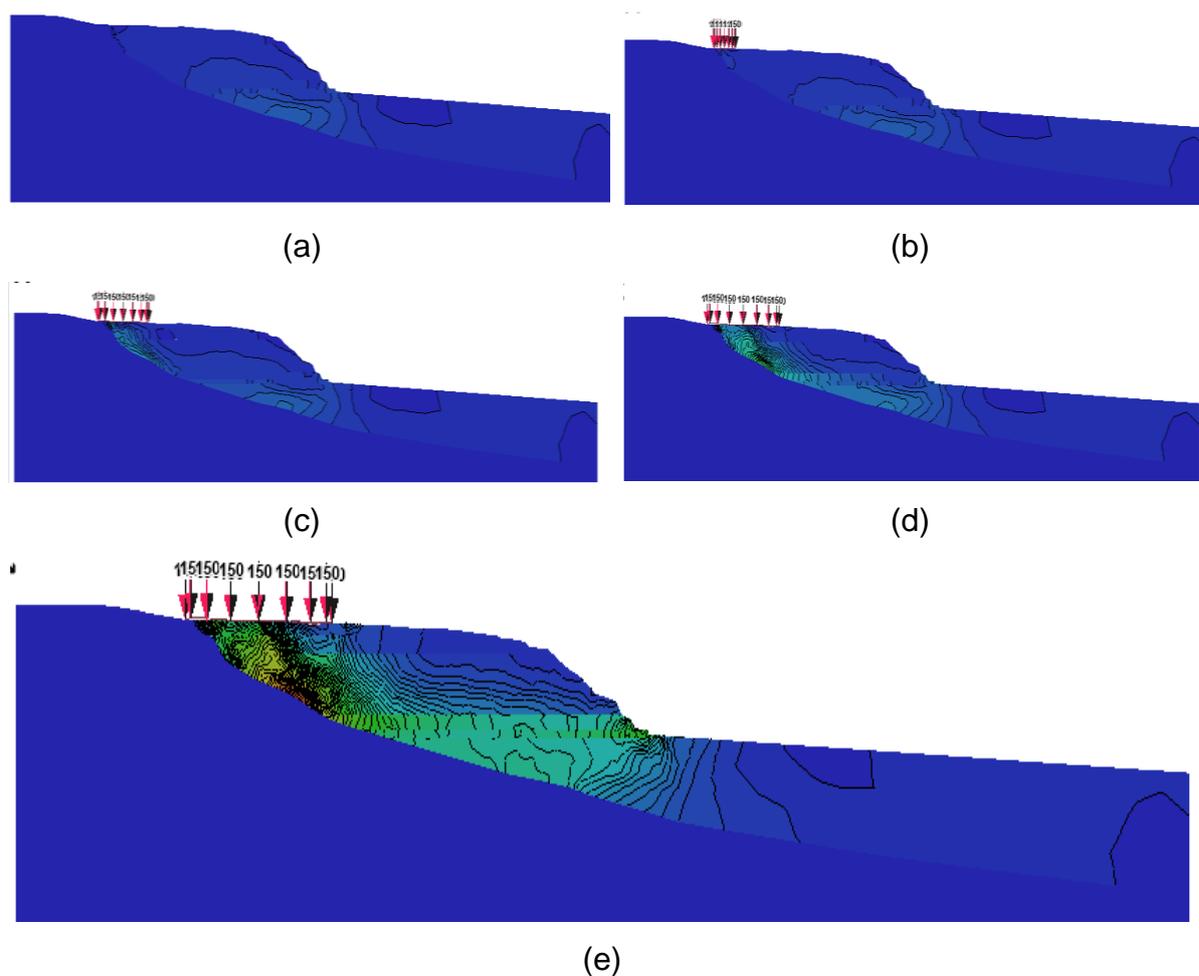


Figura 76 – Deformações cisalhantes máximas considerando $S_{c^*} = 1,5$ e carregamento, a) condição inicial; b) pilha de raio igual a 7,5 m; c) pilha de raio igual a 17,5 m; d) pilha de raio igual a 25,0 m sem redução de resistência; e) pilha de raio igual a 25,0 m com redução de resistência (FSR crítico = 1,08)

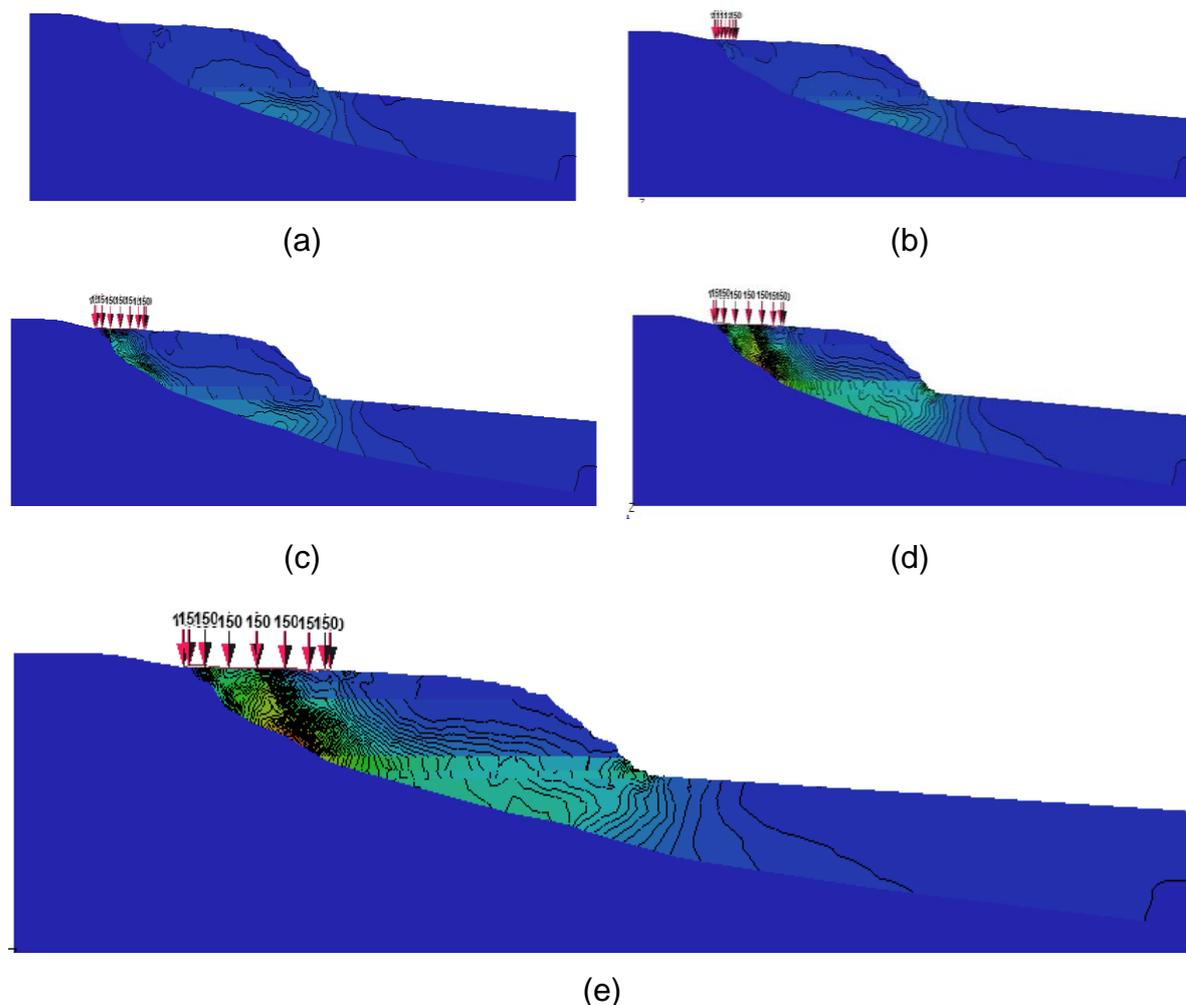


Figura 77 – Deformações cisalhantes máximas considerando $S_{t^*} = 1,6$ e carregamento, a) condição inicial; b) pilha de raio igual a 7,5 m; c) pilha de raio igual a 17,5 m; d) pilha de raio igual a 25,0 m sem redução de resistência; e) pilha de raio igual a 25,0 m com redução de resistência (FSR crítico = 1,0)

Sob a ação conjunta da sensibilidade equivalente igual a 1,6 e das pilhas de minério, o fator de segurança de redução crítica, que indica a ruptura do talude, foi alcançado. Analisando as Figuras, percebe-se que o efeito de “strain-softening” é determinante para explicar o mecanismo de ruptura no acidente do Porto de Santana. Mesmo para valores menores de sensibilidade, quando aplicado o carregamento, o contorno das deformações cisalhantes máximas indica uma tendência ao deslizamento iniciando-se na margem do rio e indo em direção ao limite do solo fraco com o solo resistente, como se mostra na Figura 77. Este cenário possui grande semelhança com o contorno da ruptura que ocorreu em 2013. A Figura 78 apresenta

as deformações cisalhantes máximas no modelo tridimensional para a condição de ruptura, ou seja, sensibilidade equivalente igual a 1,6 e talude sob ação das pilhas. Percebe-se que as deformações mais expressivas estão sob a pilha, estendendo-se internamente até a margem do rio. Logo, as análises indicam que a ação do carregamento deflagrou a instabilidade do Porto de Santana sob ação conjunta da perda de resistência pós-pico dos solos moles.

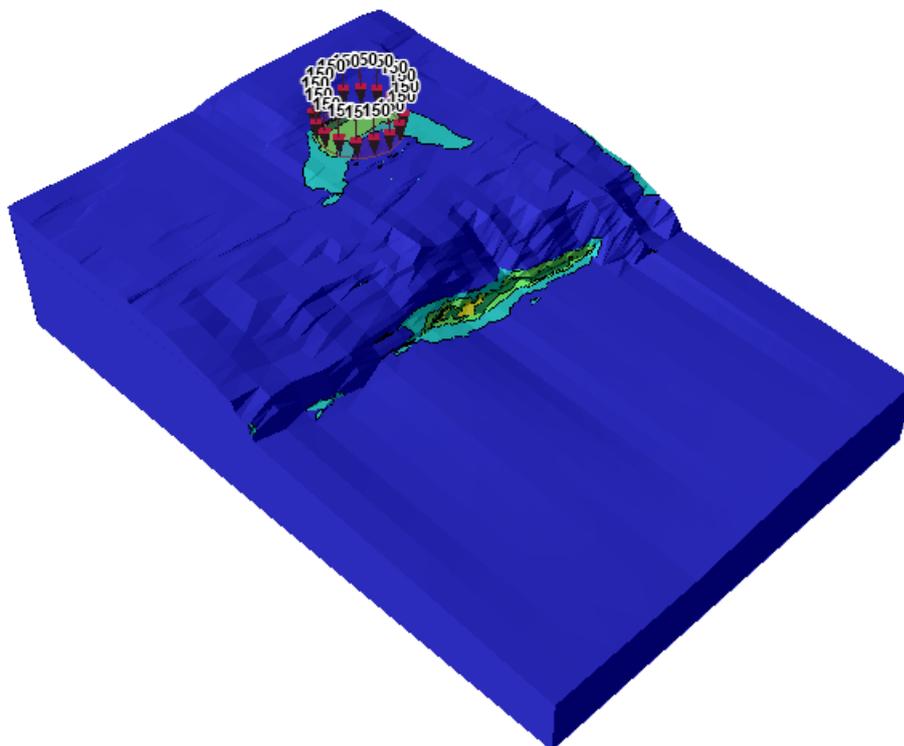
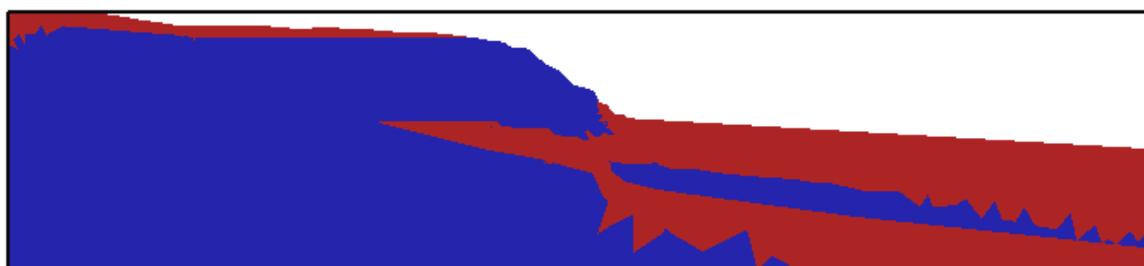
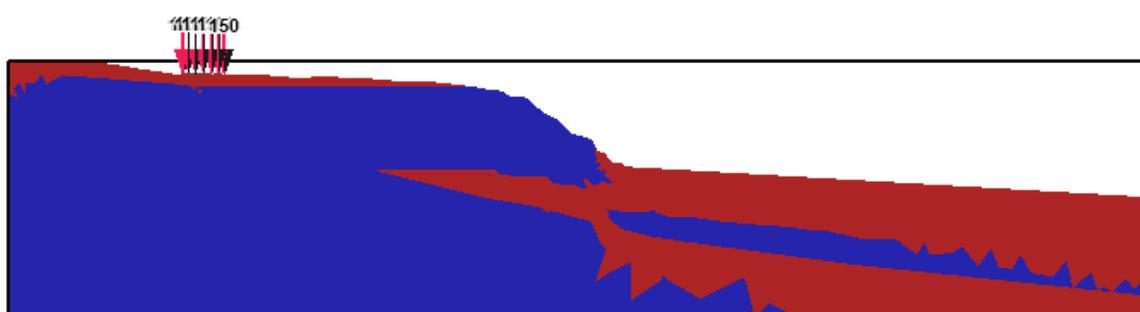


Figura 78 – Deformações cisalhantes máximas na ruptura - modelo tridimensional

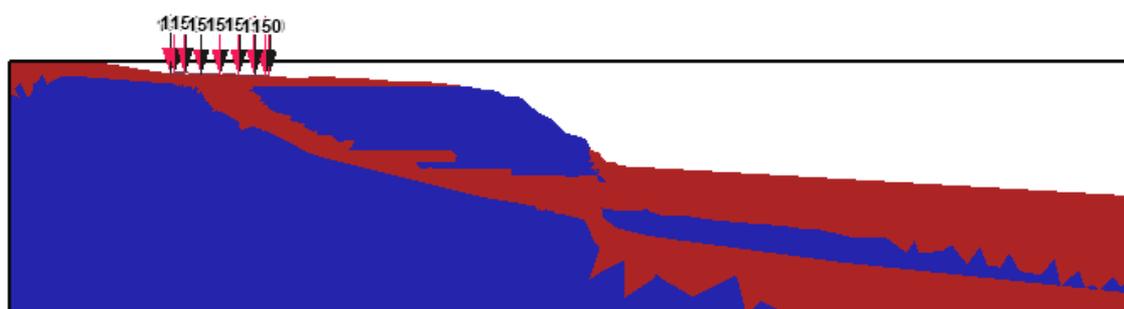
A Figura 79 apresentam os elementos plastificados do talude na seção transversal auxiliar escolhida, para a condição de ruptura.



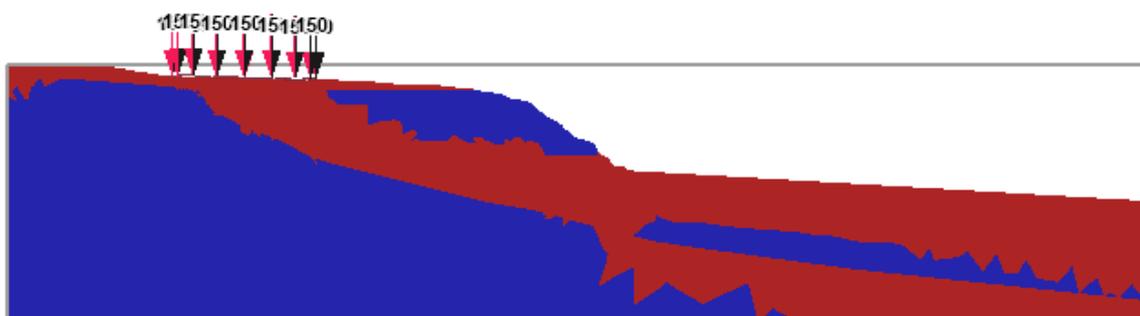
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 79 – Contornos de elementos plastificados considerando $S_{t^*} = 1,6$ para (a) condição inicial, (b) pilha de raio igual a 7,5 m, (c) pilha de raio igual a 17,5 m e (d) pilha de raio igual a 25,0 m, deflagradora da ruptura

De forma a melhor visualizar a influência das pilhas crescentes, foi realizada uma análise de estabilidade considerando um carregamento de raio igual a 25,0 m e carregamentos aumentando gradativamente (50, 75, 100 e 150kPa). Os resultados são apresentados nas Figuras 80 a 84. É possível observar que a frente de plastificação avança da margem do rio para a região sob o carregamento, conforme a carga aumenta, evidenciando a influência do carregamento para a deflagração da ruptura. Cumpre salientar que, neste caso, a ruptura também ocorreu para uma carga igual a 150 kPa e sob influência de uma sensibilidade equivalente igual a 1,6.

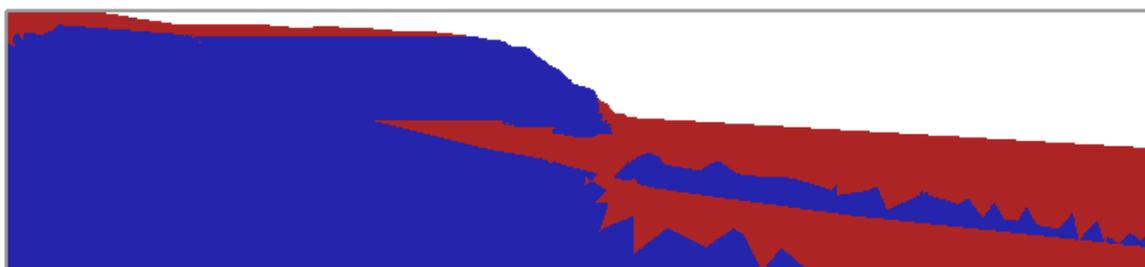


Figura 80 – Contorno de elementos plastificados da análise experimental, para condição inicial ($S_{t^*} = 1,6$)

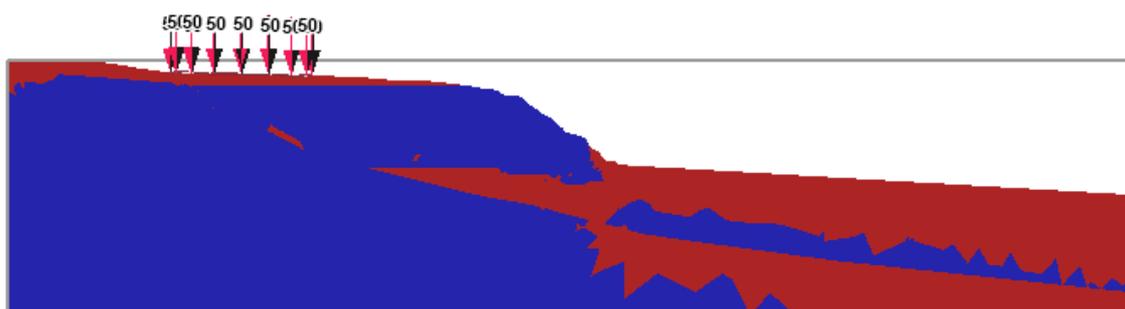


Figura 81 – Contornos de elementos plastificados da análise experimental considerando raio igual a 25,0 m e carga igual a 50 kPa ($S_{t^*} = 1,6$)

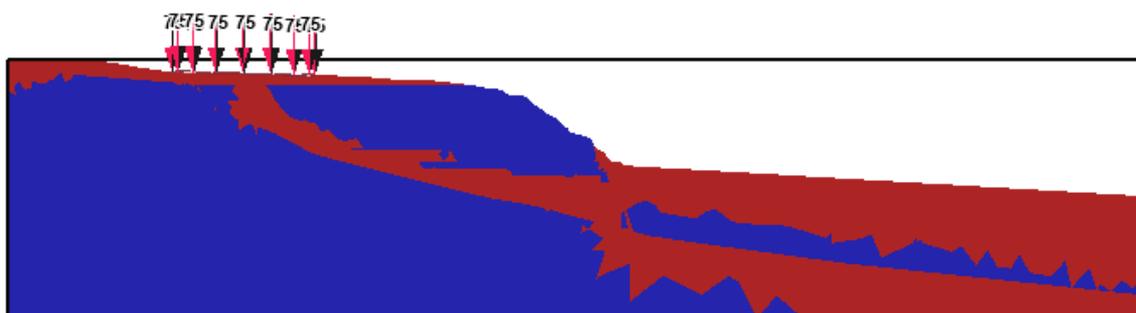


Figura 82 - Contornos de elementos plastificados da análise experimental considerando raio igual a 25,0 m e carga igual a 75 kPa ($S_{t^*} = 1,6$)

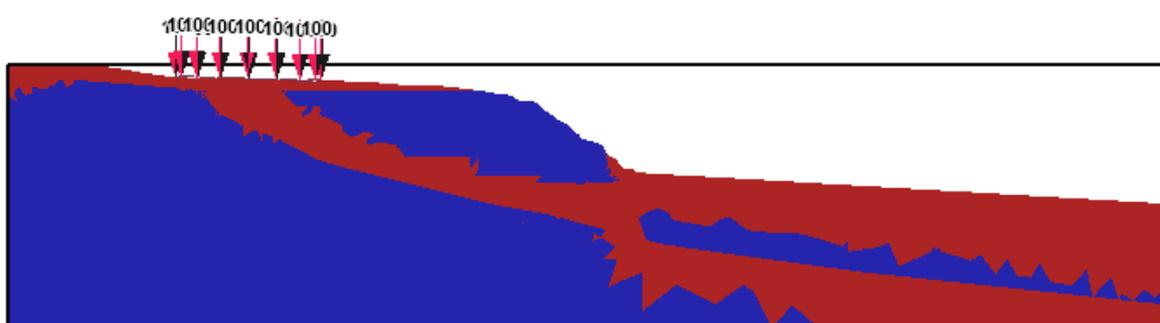


Figura 83 - Contornos de elementos plastificados da análise experimental considerando raio igual a 25,0 m e carga igual a 100 kPa ($S_{t^*} = 1,6$)

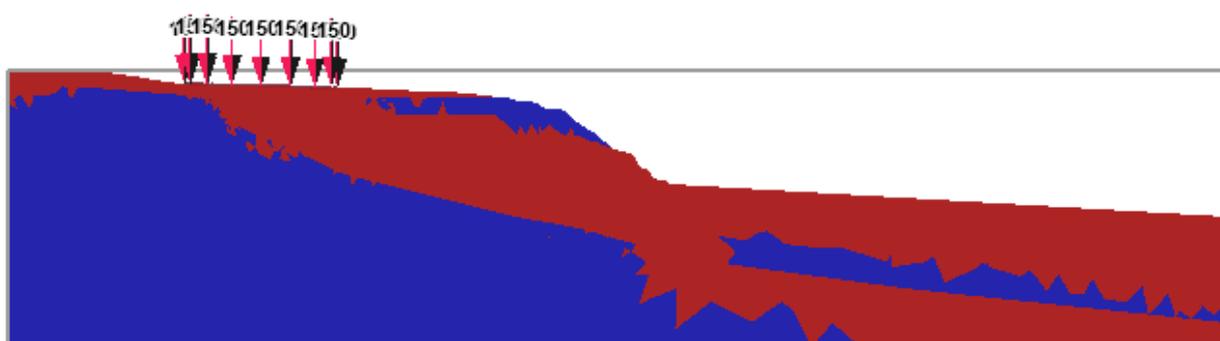
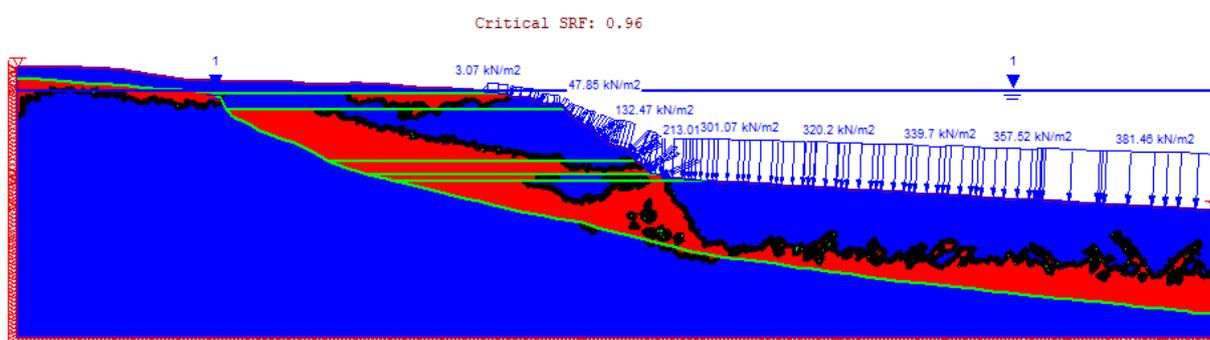
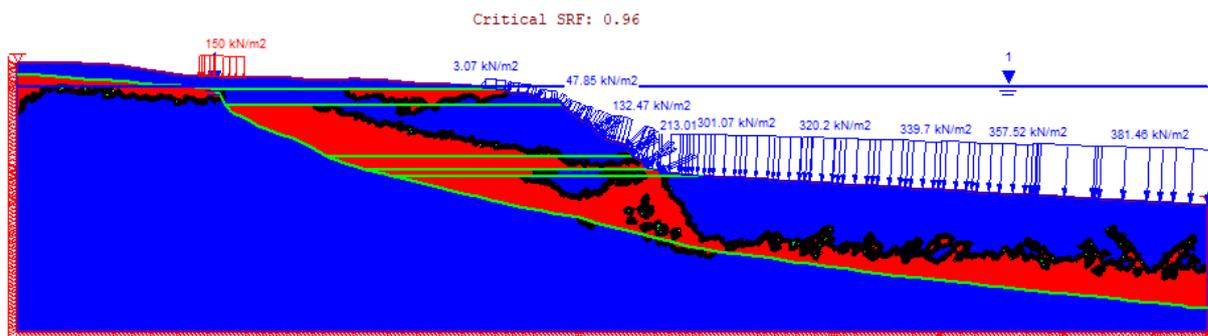


Figura 84 - Contornos de elementos plastificados da análise experimental considerando raio igual a 25,0 m e carga igual a 150 kPa ($S_{t^*} = 1,6$)

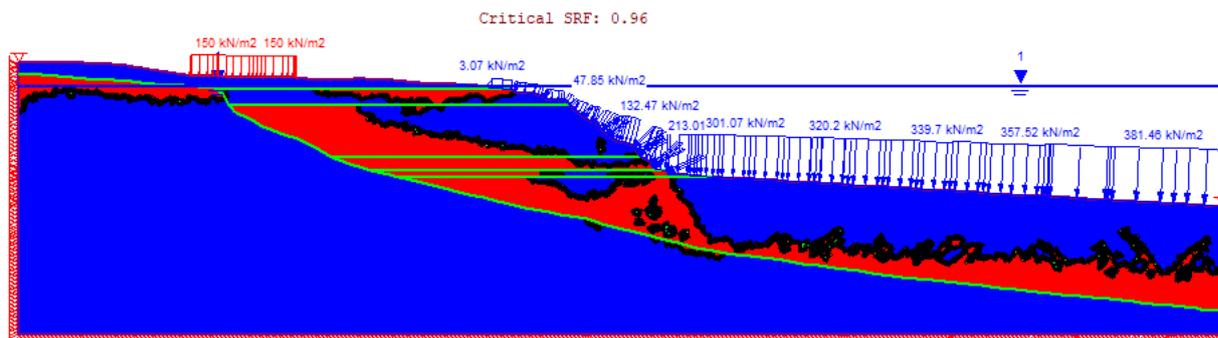
Adicionalmente, a seção transversal auxiliar foi exportada para o software RS2 com o objetivo de verificar (i) o fator de segurança crítico para aquela seção sob as mesmas condições que deflagraram a ruptura (ação do carregamento e sensibilidade equivalente igual a 1,6) e (ii) os elementos plastificados para a condição de ruptura. O fator de segurança de redução crítico fornecido pelo RS2 foi da ordem de 0,96, o que está de acordo com a condição de ruptura da análise tridimensional. A Figura 85 apresenta os resultados.



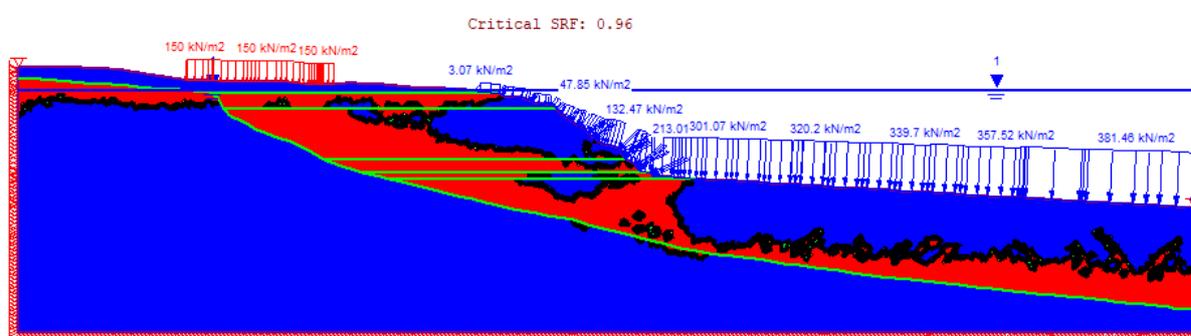
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 85 - Contornos de elementos plastificados fornecidos pelo RS2, considerando $S_{t^*} = 1,6$ para (a) condição inicial, (b) pilha de raio igual a 7,5 m, (c) pilha de raio igual a 17,5 m e (d) pilha de raio igual a 25,0 m, deflagradora da ruptura

Os contornos dos elementos plastificados verificados nas análises tridimensionais apresentadas nas Figuras 80 a 84 para a seção auxiliar mostram a ruptura plástica do solo iniciando próxima à margem do rio. Entretanto, fica claro que a ação dos carregamentos contribui para o desenvolvimento de uma ruptura plástica, retrogressiva, partindo da margem do rio até a região sob o carregamento aplicado, que coincide com o limite entre o solo fraco e o solo resistente.

Resultado semelhante é apresentado na Figura 85, com os elementos de saída do software RS2. Percebe-se também o avanço da plastificação sob a ação das pilhas.

Comparando os resultados fornecidos pelos dois softwares, constata-se que as análises 2D são mais conservativas que as análises 3D em relação ao fator de segurança de redução crítica, como esperado.

A Tabela 11 apresenta o resumo dos fatores de segurança de redução para cada sensibilidade equivalente aplicada. A Tabela 12 apresenta um resumo dos fatores de segurança de redução obtidos para todas as análises apresentadas neste capítulo, sob as diferentes considerações de influência.

Tabela 11 – Fatores de segurança de redução críticos para análises sob influência da sensibilidade equivalente e dos carregamentos

Sensibilidade equivalente - S_t^*	Fator de segurança de redução crítico
1,0	1,54
1,4	1,13
1,5	1,08
1,6	1,0

Tabela 12 – Fatores de segurança de redução obtidos em todos os cenários de análises

Condição	Sensibilidade equivalente S_t^*					
	1,0	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8
Sem carregamento	1,71	1,25	1,17	1,12	1,06	1,0
Com carregamento	1,54	1,13	1,08	1,0	-	-

Avaliando a Tabela 12, é possível perceber que as pilhas de minério possuem significativa importância na estabilidade do talude, visto que contribuem consideravelmente para o decréscimo dos fatores de segurança, alterando também as condições de cisalhamento no interior do solo, e indicando uma tendência de deslizamento que se inicia na margem do rio e vai até o limite da faixa de segurança.

5 ANÁLISE TRIDIMENSIONAL DE ESTABILIDADE PELO MÉTODO DO EQUILÍBRIO LIMITE

As análises foram realizadas com auxílio do software Slide3, versão 3.009, da empresa Rocscience. O programa obtém fatores de segurança pelo método de equilíbrio limite, tendo em vista geometrias 3D que modelos bidimensionais não podem simular totalmente. A ruptura pode ser calculada em qualquer direção, sem a necessidade de definir anteriormente a direção, o que torna a análise mais eficiente (ROCSCIENCE, 2020).

O modelo tridimensional utilizado nas análises de equilíbrio limite foi elaborado da mesma forma que o modelo utilizado no Capítulo 5. As etapas de importação de superfícies e criação do volume externo, bem como a montagem do perfil estratigráfico do solo não são diferentes.

Para processamento dos resultados, as principais diferenças concentram-se nos métodos de análise, critério de ruptura, nos estágios de carregamento, na forma como o nível d'água é aplicado aos materiais e na definição das opções referentes à superfície de ruptura a serem fornecidas.

Quanto aos métodos de análise, estão disponíveis os métodos de Bishop simplificado, Morgenstern-Price, Janbu simplificado e Spencer. Na presente dissertação, foi escolhido o método de Morgenstern-Price por ser considerado o método mais geral de equilíbrio limite para uma superfície qualquer, onde o processo iterativo é repetido até que as condições nos contornos das fatias (neste caso, em 3D, nas colunas de solo) estejam satisfeitas (GERSCOVICH, 2016).

O critério de ruptura aplicado é o de Mohr-Coulomb, que leva em conta um comportamento de solo do tipo rígido plástico perfeito (Figura 38a), sem queda de resistência pós-pico. Este recurso ("strain-softening") não pode ser implementado em uma análise de equilíbrio limite por serem desconhecidas as deformações a partir das quais a resistência é reduzida a um valor residual. Esta consideração retorna ao entendimento de que, como a análise é realizada por tensões totais, deve-se aceder à proposta de Bjerrum (1973) e aplicar um fator de correção na resistência não drenada da argila.

Análises realizadas em modelos tridimensionais pelo método do equilíbrio limite não permitem a avaliação de mais de um cenário (ou estágio) conjuntamente. No caso

do software Slide3, para aplicação de estágios, devem ser realizadas análises individuais para cada cenário de interesse. Na presente dissertação, foram feitas simulações sem correção e com correção pelo fator de Bjerrum, além de simulações sem e com pilha de minério. A carga utilizada foi a que simulou a pilha de minério de raio constante igual a 25,0m, sem aplicação de estágios, ao contrário do que foi feito no Capítulo 5, pelo método dos elementos finitos.

O software Slide3 fornece as opções de pesquisa automática pela superfície de ruptura ou definição da superfície por parte do usuário. A superfície de ruptura foi definida automaticamente pelo software. Foi escolhida a superfície de ruptura do tipo elíptica, cujo formato permite a representação de superfícies alongadas longitudinalmente ou transversalmente em relação à face do talude (SOARES, 2010).

As análises pelo método do equilíbrio limite foram realizadas com os seguintes objetivos:

- I. Verificar qual o cenário mais provável de ruptura, considerando a terceira dimensão;
- II. Verificar a razoabilidade da aplicação do fator de correção de Bjerrum para os solos moles da margem do Rio Amazonas;
- III. Verificar se há ou não alguma semelhança entre análises considerando o modelo de queda de resistência pós-pico e as análises considerando os parâmetros corrigidos pelo fator de Bjerrum;
- IV. Verificar se o fator de correção recomendado para solos moles brasileiros é aplicável também para os solos moles da margem do Rio Amazonas, visto que as contribuições para esta recomendação partem de argilas marinhas brasileiras (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012).

O roteiro de análises seguiu então o mesmo raciocínio das análises processadas pelo MEF. Os parâmetros de resistência médios, sem qualquer correção, foram utilizados na primeira análise, e em seguida análises paramétricas foram processadas utilizando fatores variando entre 0,60 e 0,75, de acordo com as considerações de Schnaid e Odebrecht (2012), que recomendam o valor médio de 0,65 para as argilas brasileiras, e as de Pacheco *et al.* (2014), que utilizaram valores iguais a 0,70 e 0,75 no seu estudo.

Utilizando os fatores de segurança de redução obtidos nas análises processadas no software de elementos finitos RS3, para ruptura com “strain softening” ($S_{t^*}=1,6$) e para o modelo sem queda de resistência pós-pico ($S_{t^*}=1$), é possível propor uma forma alternativa equivalente ao fator de correção de Bjerrum para aplicação nas análises pelo MEL. A analogia pode ser feita através da relação entre o fator de segurança de redução na ruptura (com “strain softening”) e o fator de segurança de redução sem considerar a queda de resistência pós-pico. A relação é apresentada abaixo:

$$\mu_r = \frac{FSR_{rup}}{FSR_n} \quad (9)$$

Onde:

μ_r = Fator de correção equivalente ao de Bjerrum, obtido por retroanálise paramétrica;

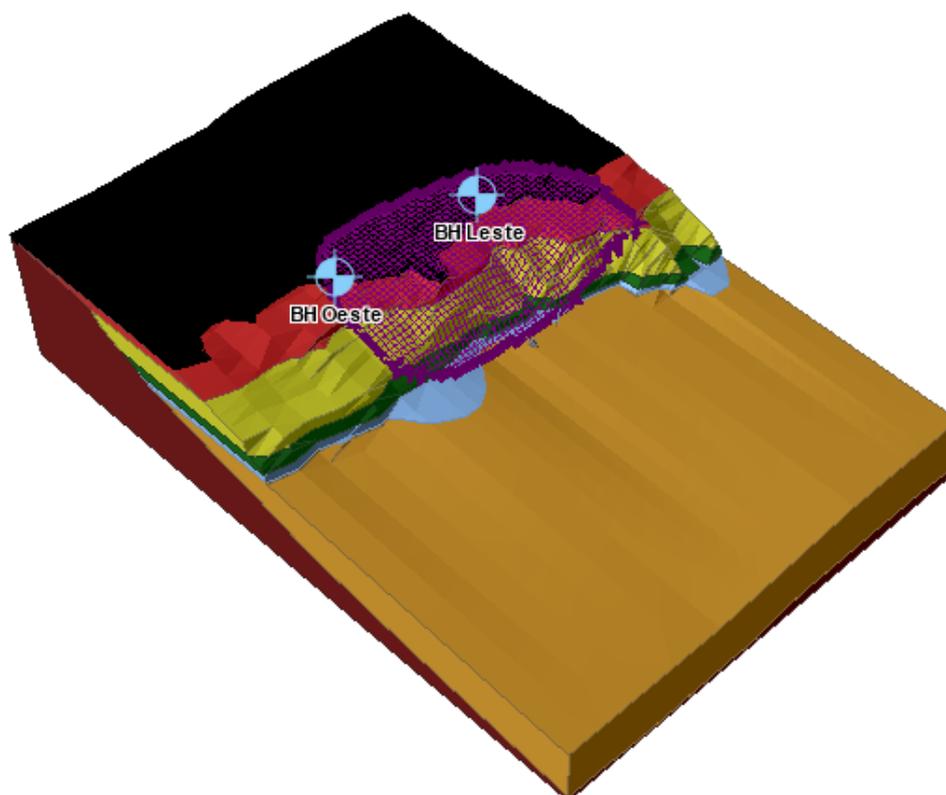
FSR_{rup} = Fator de segurança de redução na ruptura (com “strain-softening”);

FSR_n = Fator de segurança de redução das análises com parâmetros de resistência residual não reduzidos ($S_{t^*} = 1,0$)

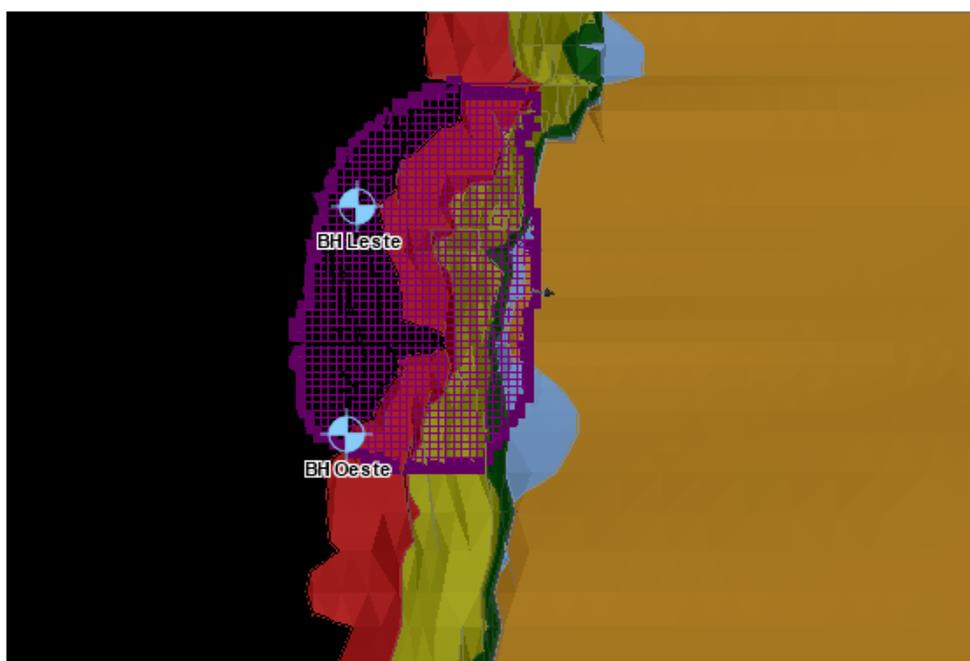
Seguindo a proposta apresentada na Equação 9, e utilizando os fatores de segurança de redução apresentados na Tabela 12, o fator de correção obtido por retroanálise é de aproximadamente 0,649 ($\mu_r = 1,0/1,54$), valor que está de acordo com o recomendado por Schnaid e Odebrecth (2012) para ser utilizado como fator de correção dos solos moles brasileiros. Logo, verifica-se preliminarmente uma concordância entre os valores recomendados por aqueles autores para argilas marinhas e também para os solos moles de origem fluvial.

Visto o exposto, além dos objetivos descritos acima, também é de especial interesse verificar qual o comportamento do talude quando o fator de correção de 0,6 é aplicado aos parâmetros de resistência, avaliando os cenários sem e com carregamento das pilhas.

As Figuras 86 a 95 apresentam os resultados das análises.

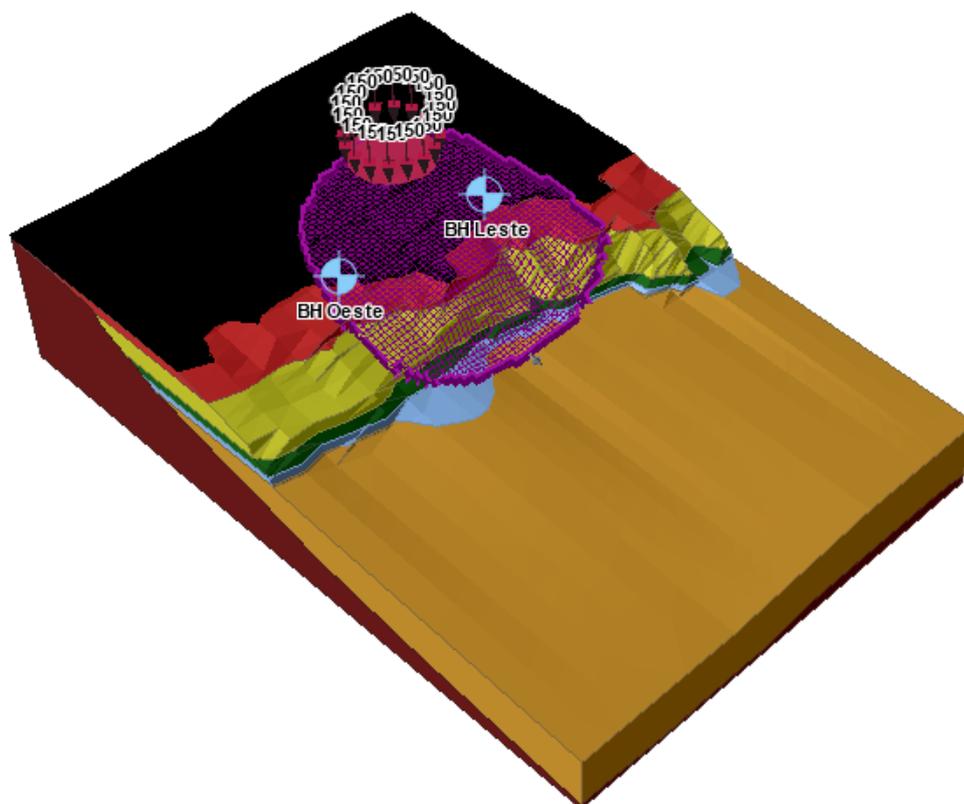


(a)



(b)

Figura 86 – Superfície de ruptura da análise com parâmetros de resistência sem correção pelo fator de Bjerrum e sem carregamento, $FS = 1,69$, a) vista isométrica e b) vista superior

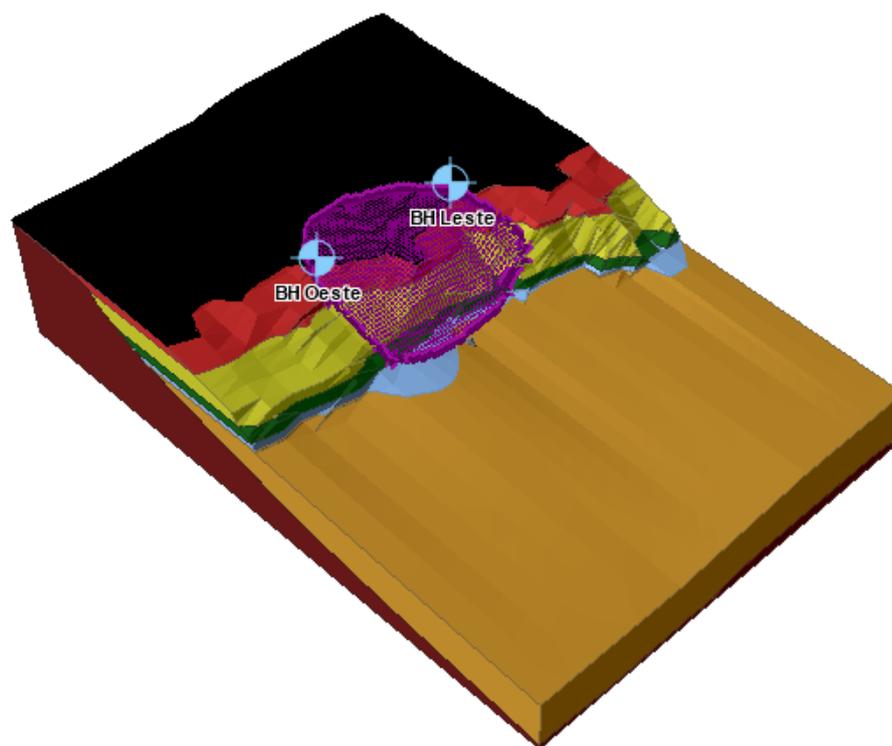


(a)



(b)

Figura 87 – Superfície de ruptura da análise com parâmetros de resistência sem correção pelo fator de Bjerrum e com carregamento, $FS = 1,52$, a) vista isométrica e b) vista superior

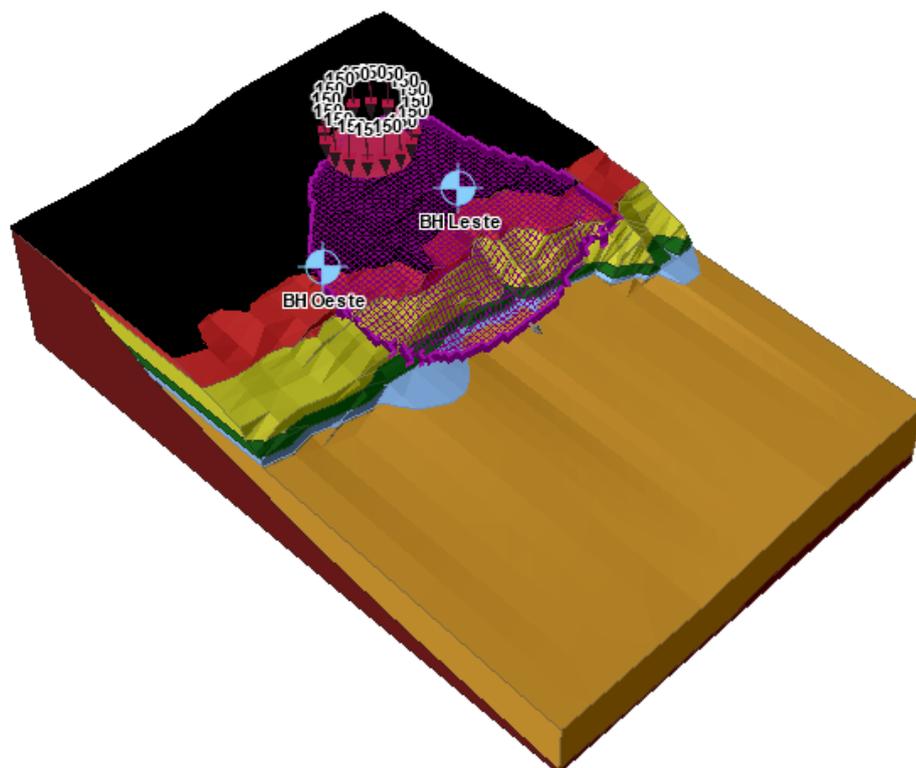


(a)

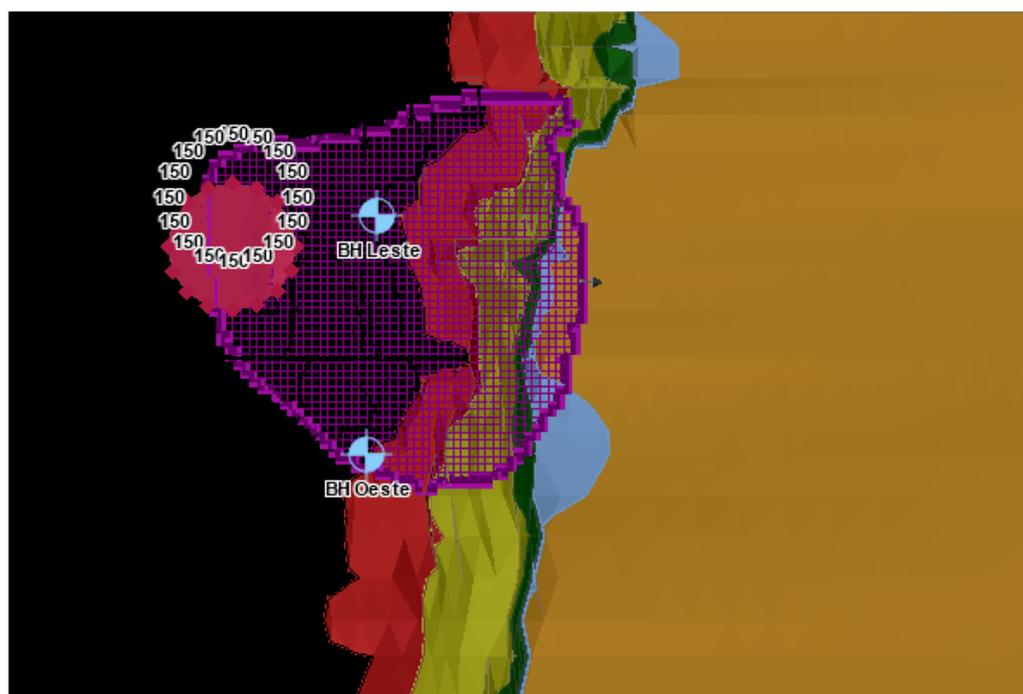


(b)

Figura 88 – Superfície de ruptura da análise com parâmetros corrigidos por um fator de Bjerrum igual a 0,75 e sem carregamento, FS = 1,26, a) vista isométrica e b) vista superior

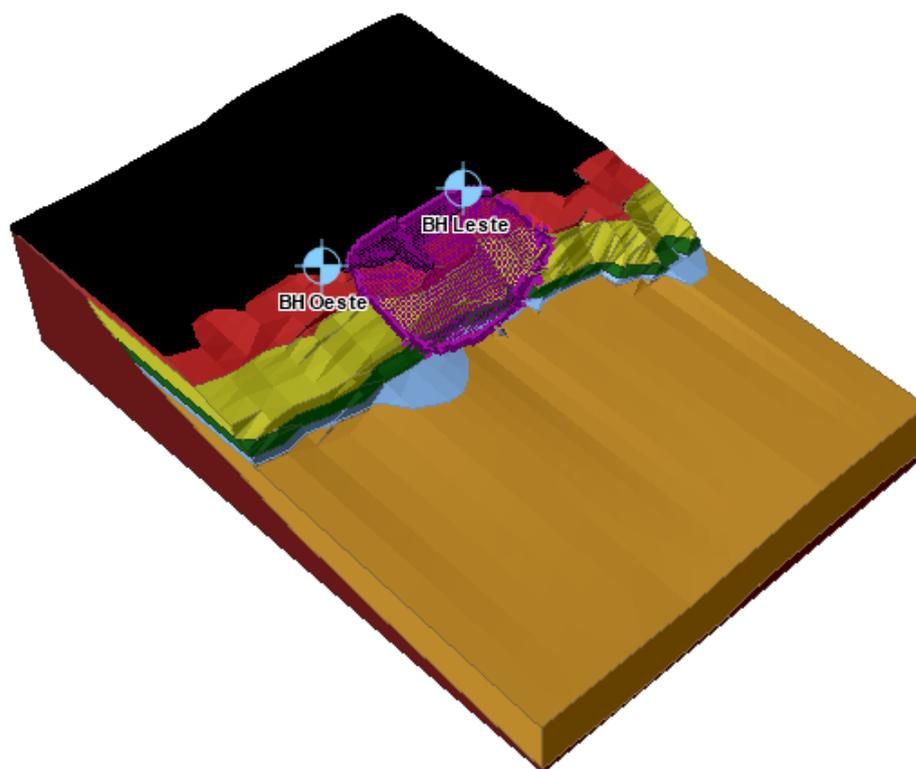


(a)



(b)

Figura 89 – Superfície de ruptura da análise com parâmetros corrigidos por um fator de Bjerrum igual a 0,75 e com carregamento, FS = 1,13, a) vista isométrica e b) vista superior

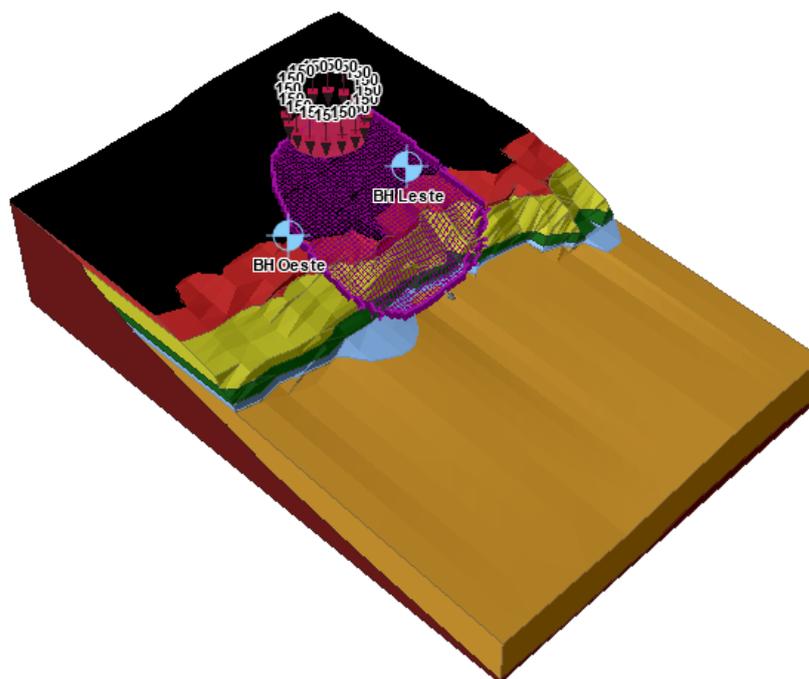


(a)

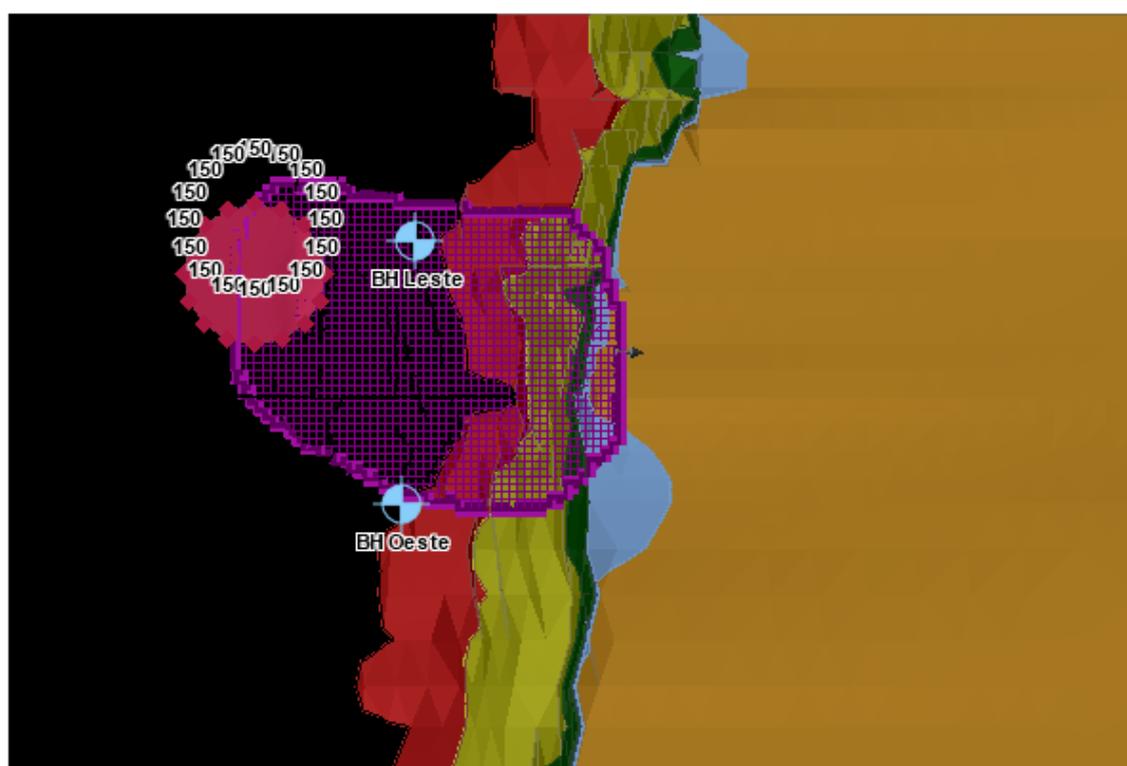


(b)

Figura 90 – Superfície de ruptura da análise com parâmetros corrigidos por um fator de Bjerrum igual a 0,70 e sem carregamento, FS = 1,17, a) vista isométrica e b) vista superior

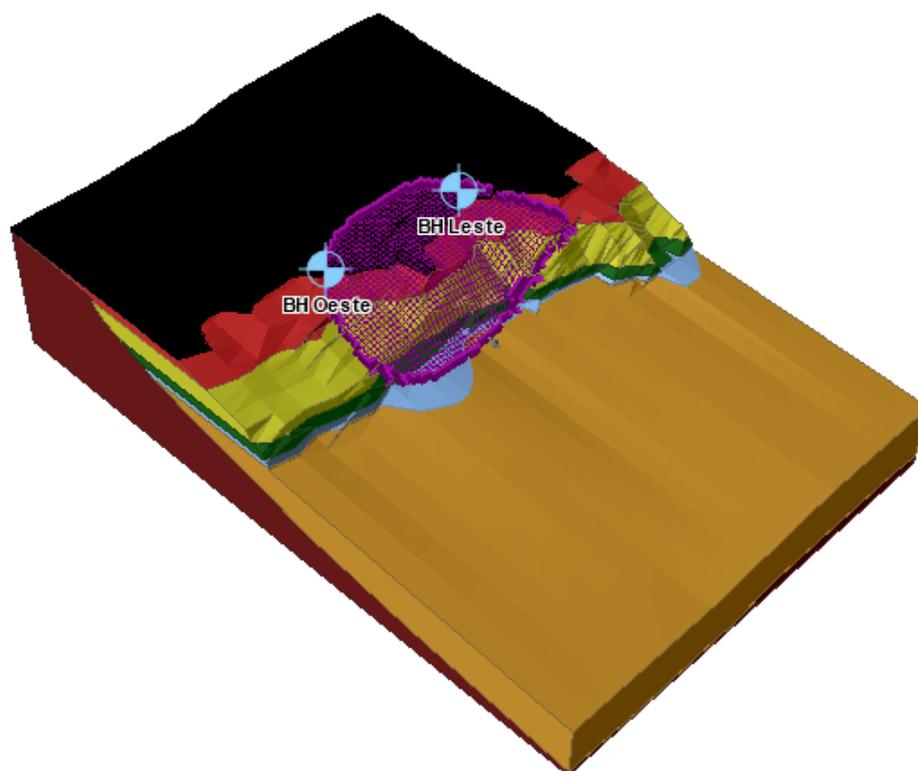


(a)

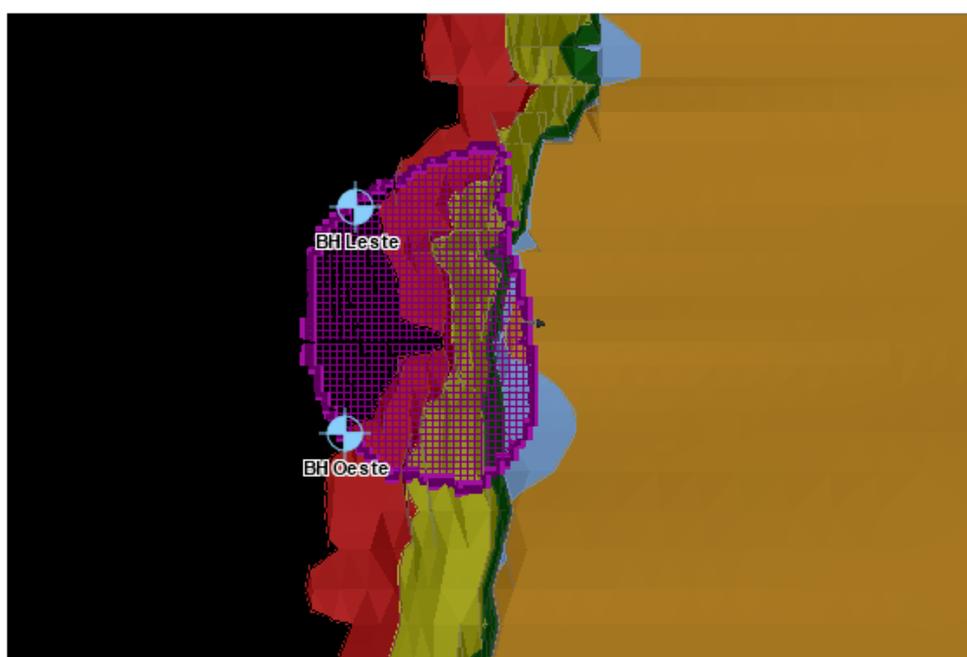


(b)

Figura 91 – Superfície de ruptura da análise com parâmetros corrigidos por um fator de Bjerrum igual a 0,70 e com carregamento, FS = 1,06, a) vista isométrica e b) vista superior

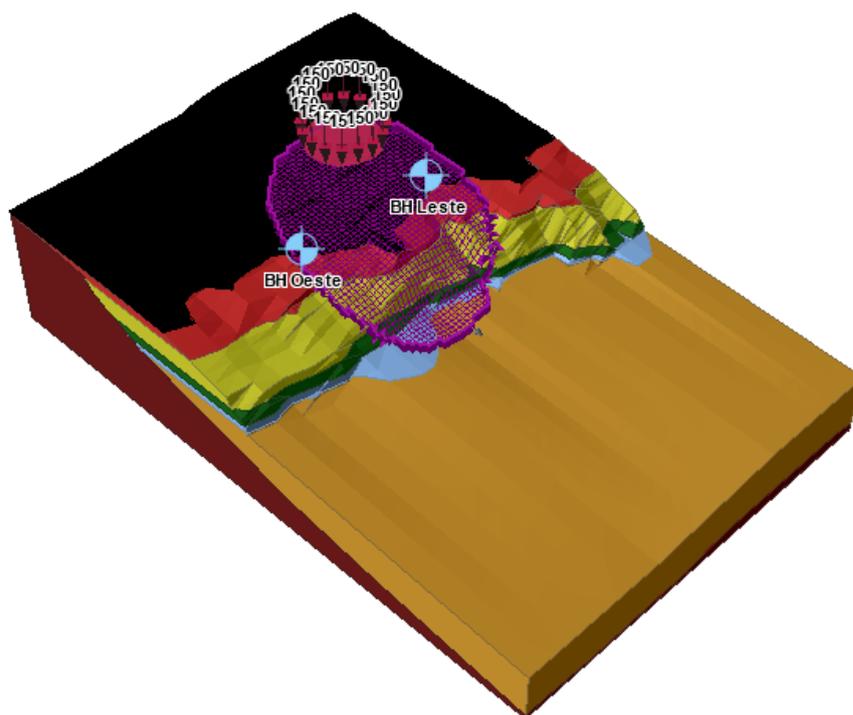


(a)

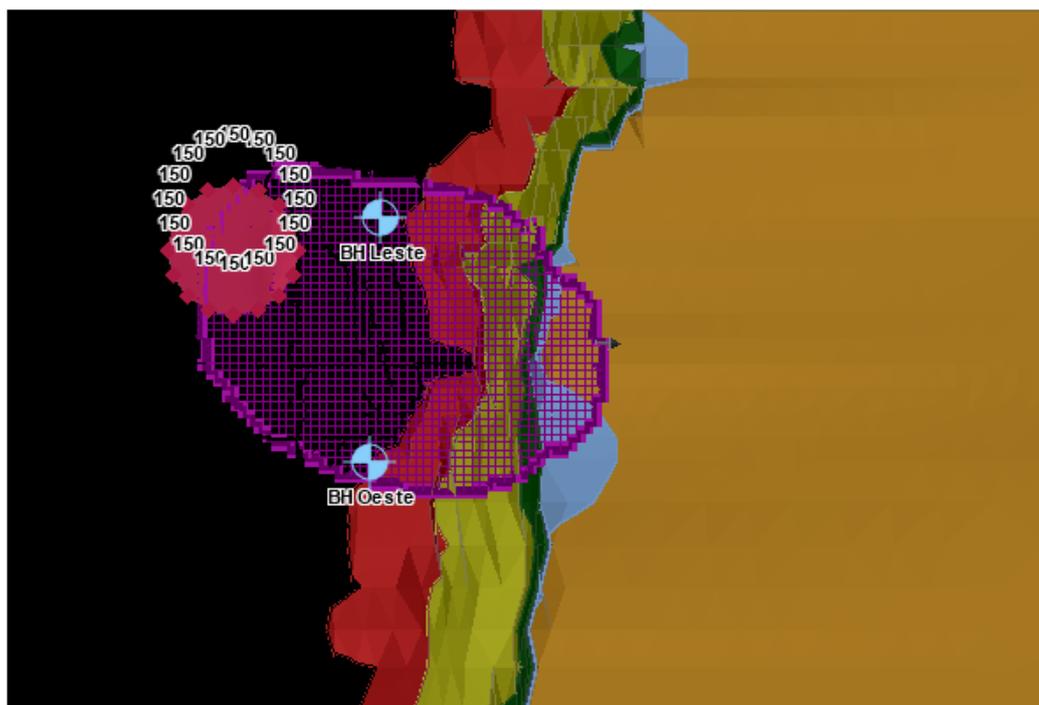


(b)

Figura 92 – Superfície de ruptura da análise com parâmetros corrigidos por um fator de Bjerrum igual a 0,65 e sem carregamento, FS = 1,13, a) vista isométrica e b) vista superior

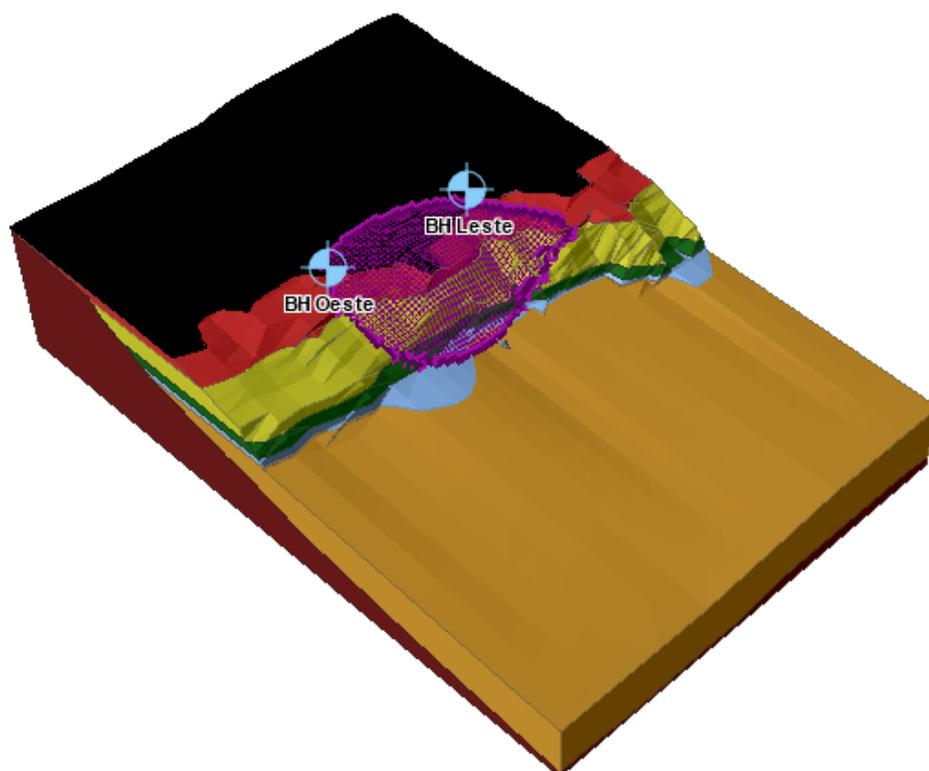


(a)



(b)

Figura 93 – Superfície de ruptura da análise com parâmetros corrigidos por um fator de Bjerrum igual a 0,65 e com carregamento, $FS = 1,04$, a) vista isométrica e b) vista superior

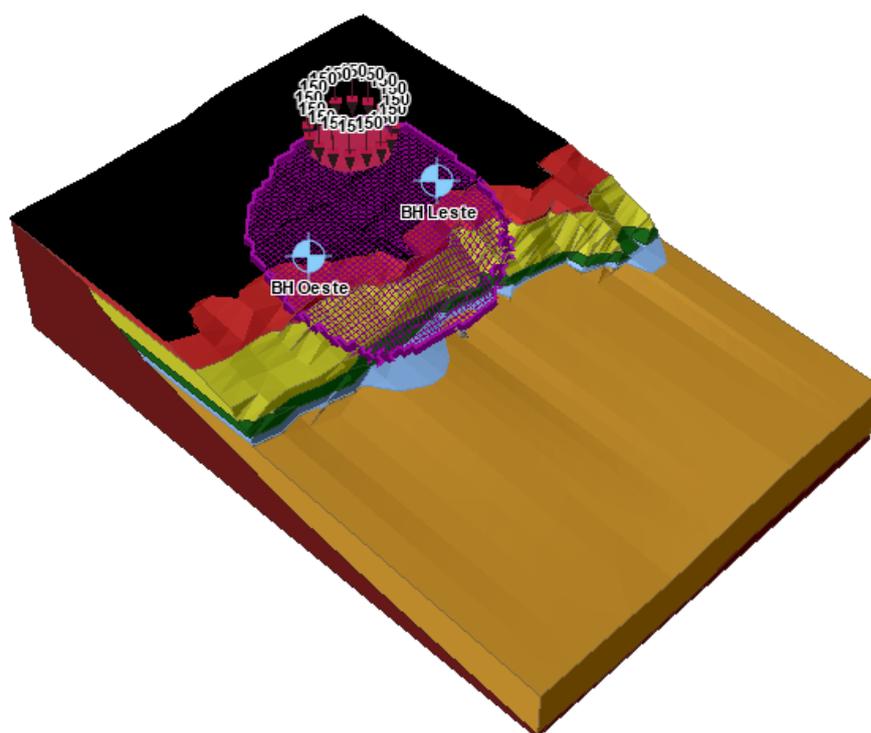


(a)



(b)

Figura 94 – Superfície de ruptura da análise com parâmetros corrigidos por um fator de Bjerrum igual a 0,60 e sem carregamento, FS = 1,03, a) vista isométrica e b) vista superior



(a)



(b)

Figura 95 – Superfície de ruptura da análise com parâmetros corrigidos por um fator de Bjerrum igual a 0,60 e com carregamento, FS = 0,98, a) vista isométrica e b) vista superior

As superfícies de ruptura apresentadas acima evidenciam dois tipos de comportamento. Para análises sem a influência da pilha simulada pelo carregamento, independente da aplicação dos fatores de correção, as superfícies de ruptura obtidas estão localizadas próximas à margem do rio, e distantes da faixa de segurança limítrofe entre o solo resistente e o solo mole (Figuras 86, 88, 90, 92 e 94), além de estarem posicionadas no trecho central (entre os “boreholes” Leste e Oeste). Este comportamento confirma a pontuação de Pacheco *et al.* (2014) de que é irrelevante determinar de qual lado a ruptura iniciou-se (Leste ou Oeste), já que pela ação da pilha de minério toda a cunha de deslizamento em 3D foi mobilizada de forma monolítica.

Outro aspecto relevante evidenciado nos resultados das análises processadas sem a correção dos parâmetros de resistência é que todas as superfícies de ruptura passam pelo trecho correspondente ao deslizamento de 1993. Em todas as imagens estão apresentados os “boreholes” Leste e Oeste, que serviram de referência às coordenadas das seções Leste e Oeste apresentadas por Pacheco *et al.* (2014) e Pereira Pinto (2017). Neste caso, o trecho do deslizamento de 1993 está compreendido entre estes dois furos.

As análises processadas com influência da pilha simulada por carregamento também indicam um comportamento padrão, onde a superfície de ruptura move-se para a área sob o carregamento. Esta mudança das superfícies ocorre em todas as análises, independente da aplicação do fator de correção da resistência (Figuras 87, 89, 91, 93 e 95).

A Tabela 13 apresenta os fatores de segurança obtidos nas análises por equilíbrio limite. O fator de correção igual a 1,0 corresponde às análises realizadas sem correção dos parâmetros de resistência.

Tabela 13 – Fatores de segurança das análises de estabilidade por equilíbrio limite

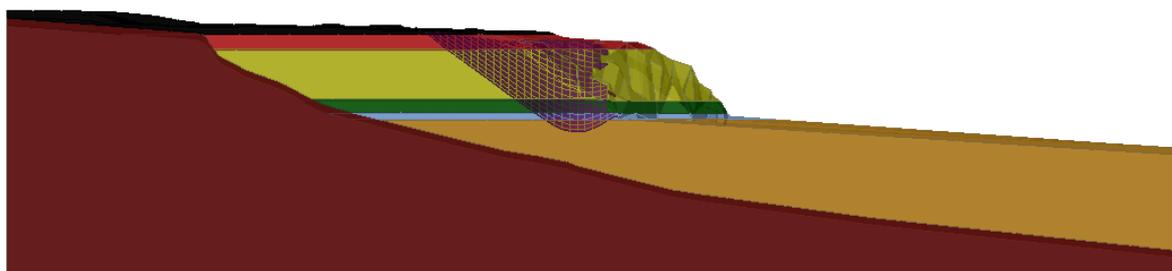
Cenário	Fator de correção				
	$\mu = 1$	$\mu = 0,75$	$\mu = 0,70$	$\mu = 0,65$	$\mu = 0,60$
Sem carregamento	1,69	1,26	1,17	1,13	1,03
Com carregamento	1,52	1,13	1,06	1,04	0,98

Conforme já discutido no Capítulo 3, análises de estabilidade tridimensionais são consideradas menos conservadoras que análises bidimensionais, e, por este motivo, mais realistas. Os resultados das análises, apresentados nas figuras acima e compilados na Tabela 13, apontam a necessidade de aplicar um fator de correção nos parâmetros de resistência ao cisalhamento, para avaliação do caso sempre com uma margem de segurança. Cabe ressaltar que, nos solos moles do Porto de Santana, o índice de plasticidade é muito baixo ($IP = 25,5\%$, Pereira Pinto, 2017), o que levaria, na proposição de Bjerrum, a adotar irrealisticamente $\mu=1$.

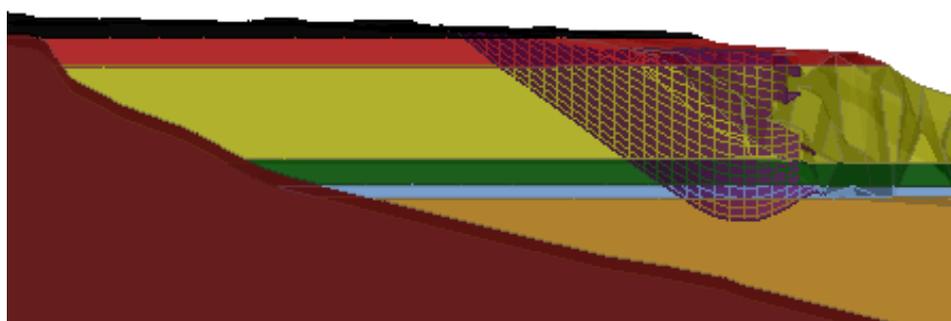
De acordo com as análises acima, a ruptura é deflagrada sob influência de um fator de correção $\mu=0,60$ com o carregamento da pilha. Este valor deve ser restrito ao presente estudo, devendo a correção, na prática, ser estudada caso a caso. Cabe ressaltar que o fator de correção de $\mu=0,65$, mais próximo dos casos práticos usuais, apresenta valores de fator de segurança que demonstram que o talude está bem próximo da ruptura.

Neste sentido, as Figuras 96 e 97 apresentam um corte no volume, passando pela seção auxiliar, perpendicularmente à margem do rio, para melhor visualização da profundidade da superfície de ruptura e a influência do carregamento. Foi escolhido o modelo que teve seus parâmetros corrigidos por um fator igual a 0,60 para apresentação. As superfícies de ruptura na seção auxiliar estão destacadas pela área hachurada. Cabe ressaltar que o software Slide3 não permite o traçado de uma seção transversal na coordenada desejada, como no software RS3, o que torna a apresentação das imagens limitada.

As Figuras 98 e 99 apresentam um corte no volume no sentido paralelo à margem do rio, tendo como referência os “boreholes” Leste e Oeste, para os modelos sem carregamento e com carregamento, respectivamente.



(a)



(b)

Figura 96 – Corte perpendicular no volume, nas coordenadas da seção auxiliar, a) vista lateral e b) superfície de ruptura em destaque ($\mu = 0,60$ e sem carregamento)

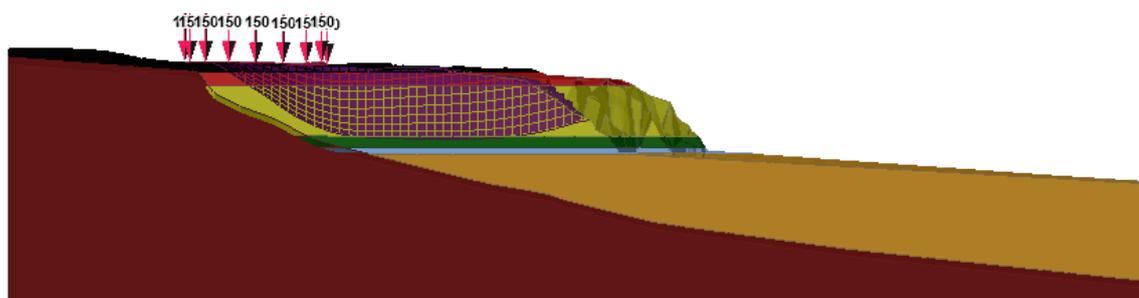


Figura 97 – Corte perpendicular no volume, nas coordenadas da seção auxiliar, ($\mu = 0,60$ e com carregamento)

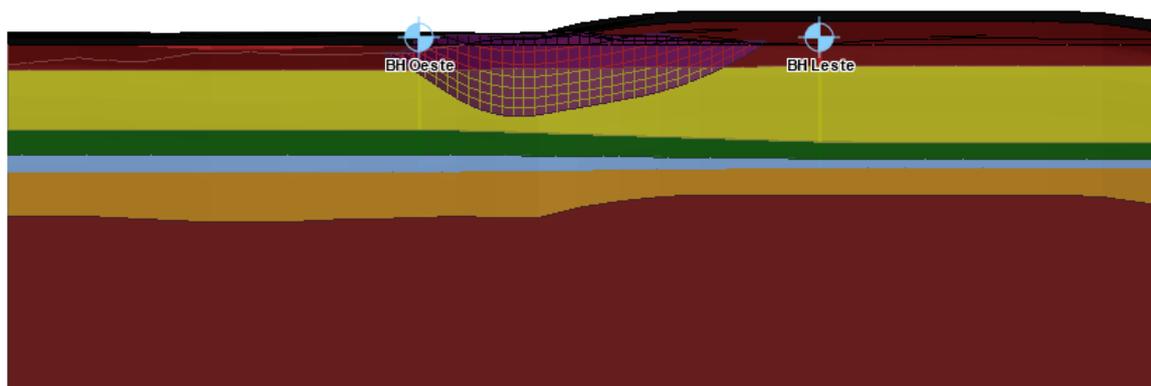


Figura 98 – Corte no volume, paralelo à margem do rio, cenário sem carregamento ($\mu = 0,60$ e sem carregamento)

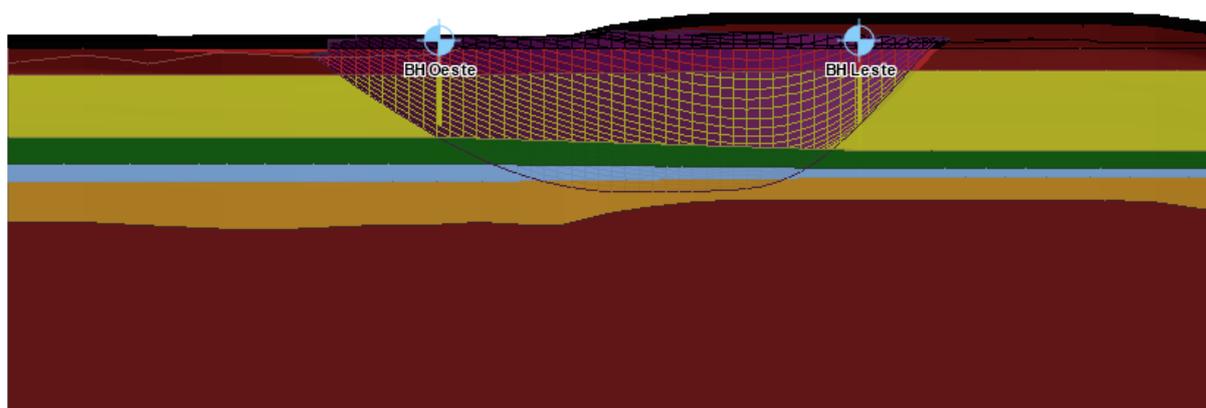


Figura 99 – Corte no volume, paralelo à margem do rio, cenário com carregamento ($\mu = 0,60$ e com carregamento)

As Figuras 96 a 99 indicam que a ruptura foi causada pela presença das pilhas de minério na faixa de solo com baixa capacidade de suporte e também ajudam a entender como o solo respondeu ao carregamento aplicado.

Na Figura 98, o corte indica uma superfície de ruptura rasa, entre os trechos Leste e Oeste. Na Figura 99, é perceptível a profundidade da ruptura e sua maior área de abrangência, situação causada pela aplicação do carregamento.

6 CONCLUSÃO

A sensibilidade de solos moles é um fenômeno que ocorre no Brasil de forma mais branda que nos países sujeitos a climas úmidos e temperados, em especial países com histórico de depósitos glaciais.

Dados oriundos de investigação de campo geralmente apresentam diferenças em relação aos dados obtidos em ensaios de laboratório. Tal assertiva remonta aos estudos iniciais de sensibilidade das argilas, do início da década de 20 até o início da década de 50, onde foram discutidos os meios mais fidedignos para obtenção de um valor mais realista da sensibilidade das argilas.

A contribuição dos países escandinavos foi de significativa importância para o desenvolvimento de diversos estudos, visto que as argilas denominadas como ultrassensíveis (ou “quick clays”) representam um caso extremo onde o material, após sofrer perturbações, comporta-se como um fluido viscoso.

Para o caso dos solos moles brasileiros, as diversas bibliografias apontam solos de baixa a média sensibilidade, o que afasta a hipótese de solos ultrassensíveis no país.

Análises de estabilidade com a consideração deste comportamento não podem ser excluídas de projetos e estudos de Engenharia. Em caso de análises conduzidas pelo método de equilíbrio limite, a recomendação bibliográfica é que seja aplicado um fator de redução da resistência que foi inicialmente apresentado por Bjerrum em 1973, visto que este tipo de análise considera os solos com comportamento rígido-plástico.

Análises pelo método dos elementos finitos discretizam o problema, gerando elementos de pequenas áreas onde as incógnitas são verificadas ponto a ponto, ou seja, em cada nó dos elementos. A queda de resistência pós-pico dos solos moles, neste caso, pode ser contemplada, embora, em alguns softwares, a hipótese seja de uma queda abrupta, o que não condiz com o comportamento real do solo.

O conceito de sensibilidade equivalente é uma alternativa que permite que o comportamento real do solo seja simulado em análises numéricas. Pereira Pinto (2017) encontrou uma sensibilidade equivalente da ordem de 1,4 para solos de sensibilidade média igual a 3,0.

Na presente dissertação, a aplicação da sensibilidade equivalente em modelos tridimensionais confirmou o conceito apresentado por Pereira Pinto (2017) ao utilizar análises paramétricas até que a ruptura fosse deflagrada sob um fator de segurança de redução crítico igual a 1,0. Conclui-se que, para solos com comportamento do tipo “strain-softening”, a sensibilidade equivalente que pode ser utilizada para a verificação da ruptura é da ordem de 50% da sensibilidade média do solo. Este valor não deve sair da faixa compreendida entre 40% e 60% do valor da sensibilidade média do solo.

Os resultados das análises conduzidas pelo método do equilíbrio limite evidenciaram que a redução dos parâmetros de resistência do solo deve ser levada em conta, para que não se tenha resultados fora da realidade ao utilizar dados diretos de campo.

Adicionalmente, a aplicação do conceito de sensibilidade equivalente demonstrou ser uma nova alternativa de estudo em dois pontos relevantes: i) possibilidade de ser utilizado como retroanálise de ruptura em análises processadas pelo método dos elementos finitos considerando o valor de 50% da sensibilidade média do solo e ii) possibilidade de obtenção do fator de correção a ser utilizado nas análises processadas pelo método de equilíbrio limite, através da relação entre os fatores de segurança de redução obtidos nas análises pelo método do equilíbrio limite (fator de segurança de redução na ruptura com queda de resistência pós-pico e fator de segurança de redução sem queda de resistência pós-pico).

Em resumo, a aplicação da sensibilidade equivalente é um conceito que une os dois métodos de análise de forma prática e rápida, para comportamentos de solos moles onde nem sempre se dispõe de dados de ensaios especiais para aplicação de outros modelos constitutivos.

Quanto à ruptura do Porto de Santana, as análises demonstraram que:

- i) Não é relevante determinar de que lado se iniciou o movimento de massa, visto que as seções Leste e Oeste somente foram utilizadas para auxiliar na definição do perfil do subsolo, e um modelo tridimensional considera o volume de solo como um todo;
- ii) O deslizamento que ocorreu em 1993 influenciou significativamente no evento de 2013, tornando o trecho mais inclinado e diminuindo a porção passiva do talude. As análises numéricas apresentam as maiores faixas de deformações neste trecho, e as superfícies de ruptura fornecidas pelo

software Slide 3 também evidenciam a tendência natural ao deslizamento neste trecho sem a influência da pilha;

- iii) Somente a ação das pilhas não seria suficiente para deflagrar a ruptura conforme verificada em campo, bem como somente a queda de resistência do solo também não. A ruptura semelhante à ocorrida em campo foi deflagrada pela ação conjunta da perda de resistência das argilas e da atuação das pilhas na região dos solos de baixa capacidade de suporte;
- iv) Mesmo as análises que indicaram ruptura ($FS = FSR = 1,0$) sem o carregamento evidenciaram um deslizamento de formato e grandezas diferentes das que ocorreram em campo em 2013, sendo estas grandezas menores do que as de campo;
- v) O deslizamento profundo e extenso que ocorreu em 2013 só foi verificado após a simulação do carregamento das pilhas, alterando tanto o formato e localização das superfícies de ruptura (MEL) quanto as deformações cisalhantes máximas e os deslocamentos (MEF).

6.1 Trabalhos futuros

Como proposta de trabalhos futuros, sugere-se o desenvolvimento de estudos de estabilidade de taludes tridimensionais por elementos finitos e por equilíbrio limite, verificando como os diversos parâmetros de entrada dos softwares alteram os resultados (condições de contorno, condições de restrição, efeito de escala do modelo físico, condição de fluxo, qualidade e tipo de malha, etapas de análise, modelos de resistência). As análises podem ser otimizadas quando se tratar de ruptura, para que a retroanálise forneça dados e elementos suficientes para comparar os resultados dos softwares com o comportamento real dos solos.

REFERÊNCIAS

- [1] ABRAMSON, L. W.; LEE, T. S.; SHARMA, S.; BOYCE, G. M. Slope stability and stabilization methods. 2. ed. New York: John Wiley & Sons, 2002;
- [2] ALMEIDA, M. S. S.; MARQUES, M. E. S. Aterros Sobre Solos Moles: projeto e desempenho. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012;
- [3] ANAGNOSTI, P. Three dimensional stability of fill dams. Proceedings of 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. México, 1969;
- [4] BALIGH, M.; AZZOUZ, A. End effects on stability of cohesive slopes. Journal of Geotechnical Engineering Division, v. 101, p. 1105-1117, 1975;
- [5] BERTUOL, F. Caracterização geotécnica da sensibilidade de um depósito sedimentar do Rio Grande do Sul com uso de ensaios de laboratório. 2009. 204 f. Dissertação (Mestrado no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2009;
- [6] BJERRUM, L. Embankments on Soft Ground, ASCE Specialty Conference on Performance of Earth and Earth Supported Structures, Proceedings, West Laffayette, Purdue University, v. 2, p. 1-54, 1972;
- [7] BJERRUM, L. Geotechnical properties of Norwegian marine clays. Géotechnique, v. 4, 49-69, 1954;
- [8] BJERRUM, L. Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clays. Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Moscou. v. 3, p. 111-159,1973;
- [9] BJERRUM, L.; ROSENQVIST, I. T. Some experiments with artificially sedimented clays. Géotechnique, v. 6, p. 124–136, 1956;
- [10] BOYCE, S. C. Total stress vs effective stress stability analysis of embankments on soft clays. 1978. 111 p. Dissertação (Mestrado) - Massachusetts Institute of Technology, EUA, 1978;
- [11] BRADLEY, N.; VANDENBERGE, D. R. Beginner's guide for geotechnical finite element analyses. Virginia: Virginia Polytechnic Institute And State University; 2015;

- [12] BRAND, E. W.; BRENNER, R. P. *Soft Clay Engineering*. 1 ed. Amsterdam: Elsevier Scientific Publishing Company, 1981;
- [13] BRINCH HANSEN, J. Vane test in Norwegian quick-clay. *Géotechnique*, v. 2, p. 56-63, 1950;
- [14] CADLING, L.; ODENSTAD, S. The vane borer. An apparatus for determining the shear strength of clay soils directly in the ground. *Swedish Geotech. Inst., Proc. No. 2*, 88 p;
- [15] CALDEIRA, J. *et al.* Relatório de Regulação – Segurado Anglo American Brasil, Ltda. São Paulo: UON Engenharia; 2014.
- [16] CHAKRABORTY, A.; GOSWAMI, D. State of the art: Three dimensional (3D) slope-stability analysis. *International Journal of Geotechnical Engineering*, v. 10, p. 493-498. 2016;
- [17] CHEN, W.F.; LIU, X.L. *Limit analysis in soil mechanics*. Amsterdam: Elsevier Science Publishers B.V, 1990;
- [18] CHENG, Y.M.; LANSIVAARA, T.; WEI, W. B. Two-dimensional slope stability analysis by limit equilibrium and strength reduction methods. *Computers and Geotechnics*, v. 34, p. 137-150, 2007;
- [19] CHENG, Y.M.; LAU, C. K. *Slope stability and stabilization - new methods and insight*. 2. ed. Florida: CRC Press - Taylor & Francis Group, 2014;
- [20] CHOWDHURY, R.; FLENTJE, P.; BHATTACHARYA, G. *Geotechnical Slope Analysis*. Londres: Taylor & Francis Group, 2010;
- [21] CORNFORTH, D. H. *Landslides in practice: investigation, analysis and remedial/preventive options in soils*. New Jersey: John Wiley & Sons, 2005;
- [22] DAS, B. M. *Fundamentos da Engenharia Geotécnica*. Tradução da 6. ed. americana, São Paulo: Thomson Learning, 2007.
- [23] Docas de Santana - O Porto -Sobre a CDSA - Porto de Santana Amapá [homepage na internet]. Santana: Companhia das Docas; 2008-2014 [atualizada em 2014; acesso em 01 de dezembro de 2020]. Disponível em: <http://www.docasdesantana.com.br/index.php/o-porto>;
- [24] DUNCAN, J. M. State of the art: limit equilibrium and finite-element analysis of slopes. *Journal Geotechnical Engineering*, v. 122, p. 577-597, 1996;

- [25] DUNCAN, J. M.; WRIGHT, S. G. Soil strenght and slope stability. 1 ed. Nova Jersei: John Wiley & Sons, 2005;
- [26] GERSCOVICH, D. M. S. Estabilidade de Taludes. 2 ed., São Paulo: Oficina de Textos, 2016;
- [27] GRIFFITHS, D. V.; LANE, P. A. Slope stability analysis by finite element. *Géotechnique*, v. 49, nº 3, p. 387-403, 1999;
- [28] GRIFFITHS, D. V.; MARQUEZ, R. M. Three-dimensional slope stability analysis by elasto-plastic finite element. *Géotechnique*, v. 57, nº 6, p. 537-546, 2007;
- [29] HARTLÉN, J.; WOLSKI, W. Embankment on soft soils. Amsterdam: Elsevier Science B. V., 1996;
- [30] HOLTZ, R. D.; KOVACS, W. D. An introduction to geotechnical engineering. 1 ed. Nova Jersey: Prentice Hall, 1981;
- [31] HOVLAND, H. Three-dimensional slope stability analysis method. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, v. 103, p. 971-986, 1977;
- [32] HUNT, R. E.; Geotechnical engineering investigation handbook. 2. ed. Florida: Taylor & Francis, 2005;
- [33] KALATEHJARI, R.; ALI, N. A review of three-dimensional slope stability analyses based on limit equilibrium method. *Eletronic Journal of Geotechnical Engineering*, v. 18, p. 119-134, 2013;
- [34] LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. Soil machanics. Nova York: John Wiley & Sons, 1969;
- [35] MITCHELL, J. K.; SOGA, K. Fundamental of Soil behavior.2 ed. Nova Jersey: John Wiley & Sons, 2005;
- [36] MITCHELL, J.K. Fundamental aspects of thixotropic in soils. *Journal Soil Mechanics Foundation, ASCE*, v. 86, p. 19-52;
- [37] NORTHEY, R. D. An experimental study of the structural sensitivity of clays. 1950. 179 p. Tese (Doutorado) - Imperial College, Inglaterra, 1950;
- [38] ORTIGÃO, J. A. R. Introdução a Mecânica dos Solos dos Estados Críticos. 2 ed. Rio de Janeiro: Terratek, 1995;

- [39] PACHECO, M. Estabilidade de solos moles e o acidente do Porto de Santana no Amapá. Palestra técnica proferida no Clube de Engenharia. Rio de Janeiro, 20 de setembro de 2017. Acesso em 5 de dezembro de 2020. Disponível em: <https://www.youtube.com/watch?v=pzHYglgPyrM>. Acesso em 05 de dezembro de 2020;
- [40] PACHECO, M.; GERSCOVICH, D. S.; DANZIGER, B. R. Relatório Técnico - Parecer sobre a ruptura do talude do Porto de Santana – Amapá. Rio de Janeiro: UERJ; 2014;
- [41] PEREIRA PINTO, G., A influência da sensibilidade na estabilidade de solos moles brasileiros. 2017. 252 p. Dissertação (Mestrado no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) - Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2017;
- [42] POTTS, D. M.; ZDRAVKOVIC', L. Finite element analysis in geotechnical engineering - Theory. Londres: Thomas Telford, 1999, v. 1;
- [43] RANKKA, K.; ANDERON-SKOLD, Y.; HULTEN, C; LARSON, R.; LERROUX, V. DAHLIN, T. Quick clay in Sweden. SGI Report nº 65. Linköping: Swedish Geotechnical Institute, 2004. 148 p., Relatório técnico;
- [44] ROCSCIENCE. Products - RS3 [homepage da internet]. Canadá: Rocscience, 2020?; Acesso em 7 de dezembro de 2020; Disponível em <https://www.rocscience.com/software/rs3>;
- [45] ROCSCIENCE. Products - Slide 3 [homepage da internet]. Canadá: Rocscience, 2020?; Acesso em 7 de dezembro de 2020; Disponível em <https://www.rocscience.com/software/slide3>;
- [46] ROSENQUIST, I. T. Om de norske kvikkleirers egenskaper og mineralogiske sammensetning. Nordiska Ingeniorsmotet Forhandlingar, v.10, n.1, 1946;
- [47] SAZZAD, M. M.; RHAMAN, F. I.; MAMUN, M. A. A. Mesh effects on the FEM based stability analysis of slope. International Conference on Recent Innovation in Civil Engineering for Sustainable Sevelopment, p. 387 - 391, 2015;
- [48] SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. Ensaios de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012;
- [49] SILVA, A. C.; SANTOS, M. L. S.; ARAUJO, M. C.; BOULÈS, B. Observações hidrológicas e resultados de modelagem no espalhamento sazonal e espacial da pluma de água Amazônica. Acta Amazonica, v. 29, nº 2, 2009;

- [50] SKEMPTON, A.W.; HUTCHINSON, J. Stability of natural slopes and embankment foundations. Proceedings of 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Mexico, 1969;
- [51] SKEMPTON, A. W.; NORTHEY, R. D. The Sensitivity of Clays. *Géotechnique*, v. 4, p. 30–53, 1952;
- [52] SKEMPTON, A.W. Vane tests in the alluvial plain of the River Forth near Grangemouth. *Géotechnique*, v. 1, p. 111-124, 1948;
- [53] SOARES, P. M. C. Busca da superfície de ruptura crítica na análise tridimensional de estabilidade de talude. 2010. 138 p. Dissertação (Mestrado no Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Mecânica das Estruturas e Construção Civil) - Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2010;
- [54] SODERBLOM, R. Salt in Swedish clays and its importance for quick clay formation. *Swedish Geotechnical Institute Proceedings*, v 22, 78 p. 1969;
- [55] TERZAGHI, K. Ends and means in soil mechanics. *Eng. Journal (Canada)*. v. 27, 1944;
- [56] WEI, W.B.; CHENG, Y.M.; LI, L. Three-dimensional slope failure analysis by the strength reduction and limit equilibrium methods. *Computers and Geotechnics*, Elsevier, v. 46, p. 70-80, 2009;
- [57] WHITMAN, R.V.; BAILEY, W.A. Use of computers for slope stability analyses. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, v. 93(4), p. 475–498, 1967;
- [58] YANG, Y.; XING, H.; YANG, X.; ZHOU, J. Determining the critical slip surface of three-dimensional soil slopes from the stress fields solved using the finite element method. *Mathematical Problems in Engineering*, v. 2016, 2016;
- [59] ZHANG, Y. *et al.* Effects of geometries on three-dimensional slope stability. *Canadian Geotechnical Journal*, v.50, p. 233 - 249, 2013.