

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

ISABELLA BONATTO

SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS PARA ESTABILIZAÇÃO DE BARRAGENS DE
REJEITOS ALTEADAS A MONTANTE: UM ESTUDO DE CASO DE BRUMADINHO

CURITIBA

2019

ISABELLA BONATTO

SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS PARA ESTABILIZAÇÃO DE BARRAGENS DE
REJEITOS ALTEADAS A MONTANTE: UM ESTUDO DE CASO DE BRUMADINHO

Trabalho apresentado como requisito parcial à
obtenção do título de Engenheira Civil, Curso de
Engenharia Civil, Setor de Tecnologia,
Universidade Federal do Paraná.

Orientadora: Profa. Dra. Roberta Bomfim
Boszczowski

CURITIBA

2019

FOLHA/TERMO DE APROVAÇÃO

ISABELLA BONATTO

SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS PARA ESTABILIZAÇÃO DE BARRAGENS DE REJEITOS ALTEDAS A MONTANTE: UM ESTUDO DE CASO DE BRUMADINHO

Trabalho apresentado como requisito parcial à obtenção do título de Engenheiro Civil, Curso de Engenharia Civil, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná.

Profa. Dra. Roberta Bomfim Boszczowski
Orientadora – Departamento de Construção Civil - UFPR

Prof. Dr. Sidnei Helder Cardoso Teixeira
Departamento de Construção Civil – UFPR

Prof. Dra. Adriana Ahrendt Talamini
Departamento de Geologia – UFPR

Curitiba, 21 de novembro de 2019.

RESUMO

O rompimento das barragens de rejeito de Fundão, em Mariana e da Barragem I da Mina do Córrego do Feijão, em Brumadinho, geraram um clima de insegurança quanto à estabilidade de barragens de rejeito no contexto nacional. Tendo em vista a previsibilidade da ruptura da Barragem I, este trabalho propõe um estudo de sensibilidade quanto à hipotética condição de estabilidade promovida pela implantação de drenos profundos e de bermas de equilíbrio, visando compreender o comportamento da barragem caso esta solução tivesse sido previamente adotada. Adicionalmente, sugere-se uma análise quanto à definição da resistência não-drenada perante os resultados obtidos no ensaio CPTu para a avaliação de susceptibilidade à liquefação. Essa pesquisa utilizou o Método de Spencer para a verificação da estabilidade global e o Método de Olson para a verificação de susceptibilidade à liquefação. Diante disso, aferiu-se que as soluções propostas de drenos profundos e bermas de equilíbrio não se mostrariam satisfatórias para a estabilização da barragem na condição de análise não-drenada, ainda que a segunda tenha se mostrado mais eficiente que a primeira. Foi averiguado, também, que a definição da resistência não-drenada tem impacto significativo no fator de segurança resultante. Conclui-se que a Barragem I da Mina do Córrego do Feijão, além de não apresentava condição de estabilidade suficiente para continuar operante e tampouco poderia ser estabilizada pela solução proposta.

Palavras-chave: Barragem de rejeito. Liquefação. Estabilidade global.

ABSTRACT

The Fundão tailing dam failure, in Mariana, and Dam I failure, a tailing dam at the Córrego do Feijão iron ore mine, in Brumadinho, created an atmosphere of insecurity about the stability of tailings dams in the national context. Considering the predictability of Dam I failure, this paper intends to realize a sensitivity study regarding the new stability condition caused by the implementation of deep drains and counter berm, aiming to understand the dam's behavior if this solution had been previously adopted. Additionally, an analysis is suggested about the definition of undrained resistance within the results obtained in the CPTu testing for the evaluation of liquefaction susceptibility. This research used Spencer's method for verification of global stability and Olson's method for verification of liquefaction susceptibility. Thus, it was verified that the proposed solutions of deep drains and counter berm were not satisfactory for the dam's stabilization in the undrained analysis, although the second one was more efficient than the first one. It was also found that the definition of undrained resistance has a significant impact on the resulting safety factor. It can be concluded that the Dam I, besides not being sufficiently stable to continue operating, could not be stabilized by the proposed solutions.

Key-words: Tailing dams. Liquefaction. Slope stability.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 - TIPOS DE ALTEAMENTOS DE BARRAGEM DE REJEITO	19
FIGURA 2 - NÚMERO DE INCIDENTES EM RELAÇÃO AO TIPO DE BARRAGEM ANALISADA	20
FIGURA 3 - CAUSAS DE INCIDENTES RELACIONADAS A CADA TIPO DE BARRAGEM	21
FIGURA 4 - MOVIMENTO DE ESCORREGAMENTO ROTACIONAL DE TALUDE	23
FIGURA 5 - MOVIMENTO DE ESCORREGAMENTO TRANSLACIONAL DE TALUDE	23
FIGURA 6 - RESISTÊNCIA MOBILIZADA E MOBILIZÁVEL DE TALUDE	23
FIGURA 7 - DIVISÃO EM FATIAS VERTICAIS DE UMA MASSA DE SOLO.....	24
FIGURA 8 - FORÇAS NA ANÁLISE DAS FATIAS	25
FIGURA 9 - SEÇÃO DE TALUDE DE ALTURA H E INCLINAÇÃO B.....	27
FIGURA 10 - FORÇAS ATUANTES EM UMA FATIA	28
FIGURA 11 - REPRESENTAÇÃO DE Q COMO RESULTANTE ENTRE FORÇAS DE INTERAÇÃO	29
FIGURA 12 - LIQUEFAÇÃO POR CARREGAMENTO ESTÁTICO E CÍCLICO.....	30
FIGURA 13 - ÍNDICE DE VAZIOS CRÍTICO	32
FIGURA 14 - LINHA DE ESTADO CRÍTICO	32
FIGURA 15 - A) GRANULOMETRIA DE SOLOS QUE DEFINEM AS ZONAS DE LIQUEFAÇÃO (DEPOIS DE TSUCHIDA 1970); B) FAIXAS DE GRÃOS COM BAIXA RESISTÊNCIA A LIQUEFAÇÃO EM BARRAGENS DE REJEITO.....	34
FIGURA 16 - INFLUÊNCIA DA PLASTICIDADE NA SUSCETIBILIDADE A LIQUEFAÇÃO DOS SOLOS	34
FIGURA 17 - AVALIAÇÃO DO POTENCIAL DOS SOLOS À LIQUEFAÇÃO COM BASE NA RETRO-ANÁLISE DE CASOS HISTÓRICOS E CORRELAÇÕES COM RESULTADOS DE ENSAIOS SPT	36
FIGURA 18 - AVALIAÇÃO DO POTENCIAL DOS SOLOS À LIQUEFAÇÃO COM BASE NA RETRO-ANÁLISE DE CASOS HISTÓRICOS E CORRELAÇÕES COM RESULTADOS DE ENSAIOS CPT.....	37
FIGURA 19 - VISTA AÉREA DA BARRAGEM I.....	40
FIGURA 20 - VISTA AÉREA DA BARRAGEM I E BARRAGEM IV	42
FIGURA 21 - SEÇÕES INSTRUMENTADAS DA BARRAGEM I	43
FIGURA 22 - NÍVEIS PIEZOMÉTRICOS ATUANTES EM CADA CAMADA DE REJEITO NA SEÇÃO 2-2.....	43

FIGURA 23 - NÍVEIS PIEZOMÉTRICOS ATUANTES EM CADA CAMADA DE REJEITO NA SEÇÃO 3-3.....	44
FIGURA 24 - NÍVEIS PIEZOMÉTRICOS ATUANTES EM CADA CAMADA DE REJEITO NA SEÇÃO 4-4.....	44
FIGURA 25 - ANÁLISE ESTATÍSTICA PARA SU PICO/ $\Sigma \Sigma'V_0$	45
FIGURA 26 - ANÁLISE DE ESTABILIDADE PARA CONDIÇÃO NÃO-DRENADA, SUPERFÍCIE CIRCULAR E GATILHO DESCONHECIDO (SEÇÃO 4-4).....	47
FIGURA 27 - ANÁLISE DE ESTABILIDADE DA RAZÃO DE RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA	48
FIGURA 28 - GRADES DE CENTRO E TANGENTE PARA ALTEAMENTOS INFERIORES DA SEÇÃO 2.....	53
FIGURA 29 - GRADES DE CENTRO E TANGENTE PARA ALTEAMENTOS SUPERIORES DA SEÇÃO 2.....	53
FIGURA 30 - GRADES DE CENTRO E TANGENTE PARA BARRAGEM INTEIRA DA SEÇÃO 2	54
FIGURA 31 - DESENHO ESQUEMÁTICO DE CARGAS EM UM TALUDE COM BERMAS DE EQUILÍBRIO	55
FIGURA 32 - BERMAS 1, 2 E 3 DA SEÇÃO 4.....	58
FIGURA 33 - LENÇOL FREÁTICO CRIADO PARA SEÇÃO 3 NÃO EMPOLEIRADA.....	60
FIGURA 34 - FATORES DE SEGURANÇA PARA SOLUÇÃO DE BERMAS NA ANÁLISE DRENADA DA SEÇÃO 2	66
FIGURA 35 - INFLUÊNCIA DO EMPOLEIRAMENTO NOS ALTEAMENTOS SUPERIORES DA SEÇÃO 2 PARA ANÁLISE DRENADA	68
FIGURA 36 - INFLUÊNCIA DO EMPOLEIRAMENTO NA BARRAGEM INTEIRA DA SEÇÃO 2 PARA ANÁLISE DRENADA.....	68
FIGURA 37 - INFLUÊNCIA DO EMPOLEIRAMENTO NOS ALTEAMENTOS SUPERIORES DA SEÇÃO 2 PARA ANÁLISE NÃO-DRENADA (SU PICO/ $\Sigma'V_0 = 0,26$).....	69
FIGURA 38 - INFLUÊNCIA DO EMPOLEIRAMENTO NA BARRAGEM INTEIRA DA SEÇÃO 2 PARA ANÁLISE NÃO-DRENADA (SU PICO/ $\Sigma'V_0 = 0,26$)	69
FIGURA 39 - CUNHAS DE RUPTURA DOS ALTEAMENTOS INFERIORES DA SEÇÃO 3 (CONDIÇÃO DRENADA E NÃO-DRENADA, RESPECTIVAMENTE)	71
FIGURA 40 - ANÁLISE EM CONDIÇÃO NÃO-DRENADA (SU PICO/ $\Sigma'V_0 = 0,26$), PARA Z=0	72
FIGURA 41 - ANÁLISE EM CONDIÇÃO NÃO-DRENADA (SU PICO/ $\Sigma'V_0 = 0,26$), PARA Z=-1	72

FIGURA 42 - INFLUÊNCIA DO EMPOLEIRAMENTO NOS ALTEAMENTOS SUPERIORES DA SEÇÃO 3 PARA ANÁLISE DRENADA	75
FIGURA 43 - INFLUÊNCIA DO EMPOLEIRAMENTO NA BARRAGEM INTEIRA DA SEÇÃO 3 PARA ANÁLISE DRENADA	76
FIGURA 44 - INFLUÊNCIA DO EMPOLEIRAMENTO NOS ALTEAMENTOS SUPERIORES DA SEÇÃO 3 PARA ANÁLISE NÃO-DRENADA (SU PICO/ Σ 'V0 =0,26).....	77
FIGURA 45 - INFLUÊNCIA DO EMPOLEIRAMENTO NA BARRAGEM INTEIRA DA SEÇÃO 3 PARA ANÁLISE NÃO-DRENADA (SU PICO/ Σ 'V0 =0,26)	77
FIGURA 46. INFLUÊNCIA DO EMPOLEIRAMENTO NOS ALTEAMENTOS SUPERIORES DA SEÇÃO 4 PARA ANÁLISE DRENADA	82
FIGURA 47 - INFLUÊNCIA DO EMPOLEIRAMENTO NA BARRAGEM INTEIRA DA SEÇÃO 4 PARA ANÁLISE DRENADA	82
FIGURA 48 - INFLUÊNCIA DO EMPOLEIRAMENTO NOS ALTEAMENTOS SUPERIORES DA SEÇÃO 4 PARA ANÁLISE NÃO-DRENADA (SU PICO/ Σ 'V0 =0,26).....	83
FIGURA 49 - INFLUÊNCIA DO EMPOLEIRAMENTO NA BARRAGEM INTEIRA DA SEÇÃO 4 PARA ANÁLISE NÃO-DRENADA (SU PICO/ Σ 'V0 =0,26)	84

LISTA DE QUADROS

QUADRO 1 - ACIDENTES RECENTES COM CONTAMINAÇÃO.....	14
QUADRO 2 - NÚMERO DE EQUAÇÕES E NÚMERO DE INCÓGNITAS	25
QUADRO 3 - COMPARAÇÕES ENTRE MÉTODOS DE ANÁLISES DE EQUILÍBRIO LIMITE POR FATIAS.....	26
QUADRO 4. HIPÓTESES REALIZADAS PARA A REALIZAÇÃO DO ESTUDO	61

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 - PRINCIPAIS ACIDENTES COM MORTES (1970-2001).....	13
TABELA 2 - PARÂMETROS GEOTÉCNICOS ADOTADOS PARA A ANÁLISE DE ESTABILIDADE GLOBAL	45
TABELA 3 - FATORES DE SEGURANÇA DA ESTABILIDADE GLOBAL DA BARRAGEM I (SPENCER).....	46
TABELA 4 - COORDENADAS PARA DEFINIÇÃO DOS MODELOS DA SEÇÃO 2.....	51
TABELA 5 - COORDENADAS PARA DEFINIÇÃO DOS MODELOS DA SEÇÃO 3.....	52
TABELA 6 - COORDENADAS PARA DEFINIÇÃO DOS MODELOS DA SEÇÃO 4.....	52
TABELA 7 - COORDENADAS DAS BERMAS 1, 2 E 3 DA SEÇÃO 2	56
TABELA 8 - COORDENADAS DAS BERMAS 1, 2 E 3 DA SEÇÃO 3	57
TABELA 9 - COORDENADAS DAS BERMAS 1, 2 E 3 DA SEÇÃO 4	57
TABELA 10 - COORDENADAS DO LENÇOL FREÁTICO CRIADO PARA A SEÇÃO NÃO EMPOLEIRADA.....	59
TABELA 11 - VERIFICAÇÃO DO MODELO DA SEÇÃO 2.....	63
TABELA 12 - FATORES DE SEGURANÇA COM ADOÇÃO DE DRENOS PROFUNDOS PARA SEÇÃO 2	64
TABELA 13 - FATORES DE SEGURANÇA COM ADOÇÃO DE BERMAS DE EQUILÍBRIO PARA SEÇÃO 2	65
TABELA 14 - VERIFICAÇÃO DO MODELO DA SEÇÃO 3.....	70
TABELA 15- FATORES DE SEGURANÇA COM ADOÇÃO DE DRENOS PROFUNDOS PARA SEÇÃO 3	70
TABELA 16 - FATORES DE SEGURANÇA COM ADOÇÃO DE BERMAS DE EQUILÍBRIO PARA SEÇÃO 3	73
TABELA 17 - VERIFICAÇÃO DO MODELO DA SEÇÃO 4.....	78
TABELA 18 - FATORES DE SEGURANÇA COM ADOÇÃO DE DRENOS PROFUNDOS PARA SEÇÃO 4	79
TABELA 19 - FATORES DE SEGURANÇA COM ADOÇÃO DE BERMAS DE EQUILÍBRIO PARA SEÇÃO 4	80

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	13
1.1	CONTEXTO E PROBLEMA	13
1.2	OBJETIVOS.....	15
1.2.1	Objetivo geral.....	15
1.2.2	Objetivo específico.....	15
1.3.	JUSTIFICATIVA	16
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	17
2.1	PRODUÇÃO MINERAL	17
2.2	GERAÇÃO DE REJEITOS	17
2.3	BARRAGENS DE REJEITOS	18
2.4	FALHAS EM BARRAGENS DE REJEITOS	21
2.5	ANÁLISE DE ESTABILIDADE GLOBAL	22
2.5.1.	Equilíbrio limite	24
2.5.1.1.	Método de Spencer.....	27
2.5.2	Liquefação.....	30
2.5.2.1.	Suscetibilidade dos solos à liquefação	31
2.5.2.2.	Método de Olson	35
3	ESTUDO DE CASO: BARRAGEM DE BRUMADINHO	40
3.1	DESCRIÇÃO DA BARRAGEM.....	40
3.2	ANÁLISE DE ESTABILIDADE GLOBAL	44
4	METODOLOGIA	49
4.1	COLETA DE DADOS	49
4.2	CRIAÇÃO DO MODELO.....	49
4.3	SOLUÇÕES ADOTADAS	54
4.4	HIPÓTESES REALIZADAS.....	56
4.5	HIPÓTESES SIMPLIFICADORAS	62

5	RESULTADOS	63
5.1.	ANÁLISE DE ESTABILIDADE DA SEÇÃO 2.....	63
5.1.1.	Verificação do modelo.....	63
5.1.2.	Solução de drenos profundos.....	63
5.1.3.	Solução de bermas de equilíbrio.....	65
5.1.4.	Análise de influência do empoleiramento.....	67
5.2.	ANÁLISE DE ESTABILIDADE DA SEÇÃO 3.....	70
5.2.1.	Verificação do modelo.....	70
5.2.2.	Solução de drenos profundos.....	70
5.2.3.	Solução de bermas de equilíbrio.....	73
5.2.4.	Análise de influência do empoleiramento.....	75
5.3.	ANÁLISE DE ESTABILIDADE DA SEÇÃO 4.....	78
5.3.1.	Verificação do modelo.....	78
5.3.2.	Solução de drenos profundos.....	78
5.3.3.	Solução de bermas de equilíbrio.....	80
5.3.4.	Análise de influência do empoleiramento.....	81
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	85
	REFERÊNCIAS	88

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONTEXTO E PROBLEMA

Segundo Jansen (1983 apud Zuffo, 2008, p. 21), “as barragens vêm servindo ao homem há mais de 5.000 anos e ruínas de barragens podem ser encontradas em locais considerados berços da civilização”. No Brasil, segundo o CBDB (2011) uma das mais antigas barragens de que se tem conhecimento foi construída onde hoje é a área urbana de Recife, no século XVI. Com notória importância para o desenvolvimento dos setores elétrico, de abastecimento e da mineração, essas estruturas são também associadas a um alto potencial de risco, dado que sua ruptura tem grandes impactos ambientais, sociais e econômicos para a região afetada.

A Internacional Commission on Large Dams (2001) publicou um estudo sobre riscos associados a barragens, contemplando principais causas, casos históricos e gerenciamento de riscos e segurança dessas estruturas. No histórico apresentado, o número de rompimentos de barragens brasileiras e seus consequentes impactos têm dados alarmantes quando comparados ao contexto mundial. As Tabela 1 e Quadro 1 apresentam os principais acidentes envolvendo barragens de rejeito com mortes e com contaminações ambientais no mundo, respectivamente.

TABELA 1 - PRINCIPAIS ACIDENTES COM MORTES ENVOLVENDO BARRAGENS DE REJEITO (1970-2001)

Ano	Barragem/País	Nº de mortes
1985	Stava/Itália	269
1972	Buffalo Creek/USA	125
1970	Mufilira/Zambia	89
1994	Merriespruit/África do Sul	17
1974	Bakofeng/África do Sul	12
1995	Placer/Filipinas	12
1986	Fernandinho/Brasil	7
2001	Rio Verde/Brasil	5
1978	Arcturus/Zimbabwe	1

FONTE: International Commission on Large Dams (2001 apud CBDB, 2011).

QUADRO 1 - ACIDENTES RECENTES COM CONTAMINAÇÃO ENVOLVENDO BARRAGENS DE REJEITO

Ano	Local	Consequência
2007	Mirai/Brasil	Vazamento de rejeitos de bauxita Interrupção de fornecimento de água
2006	Mirai/Brasil	Vazamento de rejeitos de bauxita Interrupção de fornecimento de água
2003	Cataguases/Brasil	Lixívia negra liberada Interrupção de fornecimento de água
2000	Kentucky/USA	Mortalidade de peixes Interrupção no fornecimento de água
2000	Romênia	Contaminação das águas c/ metais pesados
2000	Romênia	100 mil m ³ de cianeto contaminando águas
1999	Filipinas	700 mil m ³ de cianeto contaminando águas
1998	Huelva/Espanha	50 mil m ³ de água ácida tóxica liberada
1998	Aznalcóllar/Espanha	5,0 milhões de m ³ de água ácida liberada
1995	Omai/Guiana	4,2 milhões de m ³ de lama com cianeto

FONTE: International Commission on Large Dams (2001) e CBDB (2011).

Dentro deste cenário, foi instituída, em 2010, a Lei nº 12.334, que “estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens destinadas à acumulação de água para quaisquer usos, à disposição final ou temporária de rejeitos e à acumulação de resíduos industriais [...]” (BRASIL, 2010, p.1). Entre seus objetivos, a normativa tem como intuito reduzir a possibilidade de acidentes, regulamentar ações de segurança, prever o monitoramento e fiscalização e fomentar a cultura de segurança de barragens e gestão de riscos.

A nova legislação, contudo, após 8 anos da data de sua implementação, ainda deixa brechas em sua aplicação. Segundo a Agência Nacional de Águas (2018), das 24.092 barragens cadastradas pelos órgãos fiscalizadores, apenas 58% possuem algum tipo de autorização e estão, portanto, regularizadas. Destas, 790 são barragens de contenção de rejeitos de mineração, com grande concentração no estado de Minas Gerais. Segundo informações disponibilizadas pela Agência Nacional de Mineração (2019), apenas 425 barragens de mineração estão inseridas na Política Nacional de Segurança de Barragens.

Mediante uma conjuntura de consolidação da nova política, em novembro de 2015 rompeu-se a barragem de Fundão, no município de Mariana, que lançou,

segundo o Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e dos Recursos Naturais Renováveis (Ibama) (2015), cerca de 50 milhões de m³ de rejeito de ferro e manganês no meio ambiente, representando 663,2 km de corpos d'água atingidos nos estados de Minas Gerais e Espírito Santo, além de impactos às áreas de preservação permanentes, à ictiofauna, à fauna e à qualidade da água. Os impactos socioeconômicos foram gigantes: 19 mortes, além de:

[...] isolamento de áreas habitadas; desalojamento de comunidades pela destruição de moradias e estruturas urbanas [...]; restrições à pesca; [...] dificuldade de geração de energia elétrica pelas usinas atingidas; [...] sensação de perigo e desamparo da população em diversos níveis (IBAMA, 2015, p. 33).

Pouco mais de 3 anos após este desastre, ainda sem a conclusão do processo criminal envolvendo a barragem da Samarco, outro grande acidente marcou a engenharia geotécnica brasileira: o rompimento da barragem I da Mina Córrego do Feijão, no município de Brumadinho, que contaminou o Rio Paraopeba, afluente do Rio São Francisco (IBAMA, 2019), deixando 232 mortos e 40 pessoas desaparecidas, conforme dados da Defesa Civil de Minas Gerais (2019).

Dentro deste contexto, os profissionais da área e a população em geral têm cobrado respostas sobre os acidentes supracitados e sobre a garantia de segurança das barragens existentes, com clima de insegurança diante do quadro nacional.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

Analisar soluções para a hipotética estabilização geotécnica da Barragem I da Mina do Córrego do Feijão.

1.2.2 Objetivo específico

São objetivos específicos deste trabalho:

- Avaliar a influência da escolha dos parâmetros probabilísticos de resistência para a análise de ocorrência de liquefação;

- Avaliar a hipotética condição de estabilidade global a ser obtida com a implantação de drenos profundos;
- Avaliar a hipotética condição de estabilidade global a ser obtida com a implantação de bermas de equilíbrio.

1.3. JUSTIFICATIVA

O presente trabalho se justifica pela necessidade de implementação de medidas preventivas para a garantia da segurança e da estabilidade global de barragens de rejeito, com enfoque naquelas construídas pelo método de alteamento a montante.

É necessário considerar, para o entendimento do estudo apresentado, a importância do ramo minerador na economia nacional e na manutenção de diversas indústrias e o impacto econômico de desativação das barragens a montante já construídas, bem como o conseqüente impacto ambiental que poderia ser gerado por esta ação.

Por fim, busca-se definir uma solução preventiva e viável para contribuir com a segurança de barragens em contexto nacional, de forma a gerar maior confiabilidade neste sistema de disposição de rejeitos e resguardo da vida humana, animal e vegetal que se situa numa condição de vulnerabilidade e impotência diante das condições definidas para construção, uso e manutenção dessas estruturas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Esta revisão aborda os temas considerados determinantes para a compreensão do problema apresentado.

2.1 PRODUÇÃO MINERAL

A história da mineração brasileira compõe um ciclo econômico com relevantes impactos na formação e no desenvolvimento de cidades, de estruturas sociais e da interiorização do país. De acordo com o Departamento Nacional de Produção Mineral (2007), a mineração de ouro, no começo do século XVIII, iniciou uma etapa sem precedentes na história mundial, em que foram extraídas quantidades exorbitantes deste metal. Nunes et al. (2012) comentam que a descoberta do Quadrilátero Ferrífero, no fim do século XVII, foi outro grande marco da história mineradora, principalmente para o estado de Minas Gerais e para a formação de cidades como Ouro Preto, Mariana e Brumadinho, entre outras, dado o volume de jazidas encontradas nesta região.

De acordo com dados do Instituto Brasileiro de Atividade Mineradora (2018), ainda hoje a mineração exerce importante representação econômica no Produto Interno Bruto (PIB) brasileiro, correspondendo a 1,4% deste índice e empregando cerca de 180 mil trabalhadores diretamente. Somado a isso, o país conta atualmente com o minério de ferro como principal produto de exportação, representando 62% do valor de exportação.

2.2 GERAÇÃO DE REJEITOS

A deliberação normativa COPAM nº. 62 (2002 apud Machado e Azeez, 2018), define rejeito como o material descartado resultante do processo de beneficiamento do minério, técnica que modifica o minério para obter valor econômico do produto.

Em levantamento histórico sobre a geração de rejeitos na mineração, apresentado em 2004, o CBDB (2011) aponta que a disposição de rejeitos no meio ambiente era considerada desprezível antes do século XV. Nos séculos posteriores, o aprimoramento do processamento de minérios acarretou em maior geração de rejeitos, que passaram a ser encaminhados para um local de disposição final,

normalmente próximos a cursos d'água. A partir do século XX, conflitos com produtores agrícolas surgiram pela contaminação da água advinda da disposição de rejeitos e ocasionaram, em meados da década de 30, o surgimento das primeiras soluções envolvendo barragens de rejeito.

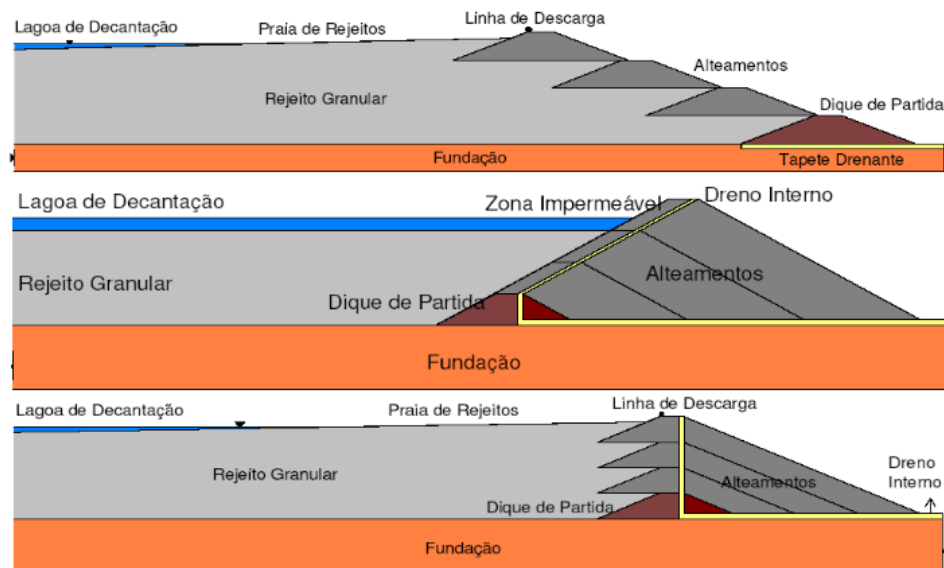
Somente dentre as 399 barragens cadastradas no Plano Nacional de Segurança de Barragens cujo volume foi disponibilizado pelo Departamento Nacional de Produção Mineral (2014), estima-se que haja uma quantidade de 6,22 bilhões de m³ de rejeitos contidos no Brasil atualmente.

Espósito (2000) assinala que podem ser encontrados rejeitos com variadas características geotécnicas, físico-químicas e mineralógicas em função do tipo de minério processado e dos tratamentos adotados. Dorman et al (1996 apud Espósito, 2000) definem que essas características, como distribuição granulométrica, massa específica, resistência ao cisalhamento, susceptibilidade à liquefação, permeabilidade, entre outros, governam o projeto, a operação e a desativação de barragens de rejeito.

2.3 BARRAGENS DE REJEITOS

De acordo com o CBDB (2011), as barragens de rejeito podem ser constituídas por barramento único, como acontece nas barragens de armazenamento de água, ou por alteamentos sucessivos, sendo estes subdivididos em três métodos: alteamento a montante, alteamento a jusante e alteamento em linha de frente, apresentados na Figura 1, de cima para baixo.

FIGURA 1 - TIPOS DE ALTEAMENTOS DE BARRAGEM DE REJEITO



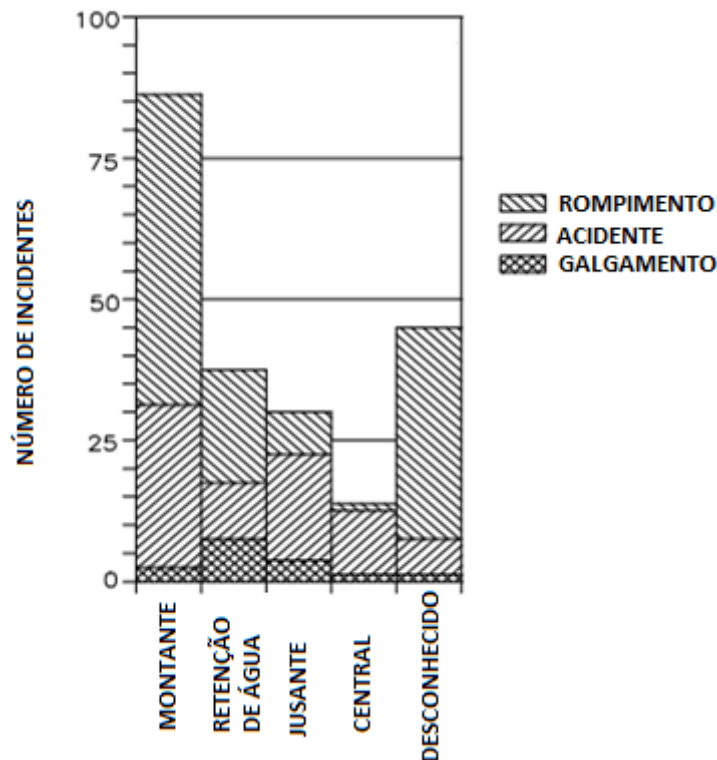
FONTE: Silva (2010).

O método de alteamento a montante apresenta vantagens econômicas importantes: o volume de aterro neste método “é a metade do utilizado no método da linha de centro e um terço do gasto no método de jusante” (ESPÓSITO, 2000). Como mostrado na Figura 1, a linha de descarga ocorre no topo do alteamento e a praia de rejeitos formada posteriormente se torna a fundação do alteamento seguinte a ser construído.

Embora o benefício econômico, o método tem desvantagens importantes relacionadas à segurança, tais como “dificuldade de controle da superfície freática, redução na capacidade de armazenamento do reservatório, susceptibilidade ao piping, superfícies erodíveis e probabilidade de liquefação” (KLOHN, 1982; VICK, 1983 e KRAUSE, 1997 apud ESPÓSITO, 2000, p. 39).

Dados divulgados pela International Commission on Large Dams (2001) - ICOLD, revelam a discrepância entre número de incidentes que ocorrem entre barragens de rejeito construídas a montante em comparação com barragens de rejeito construídas com outros métodos de alteamento e barragens de contenção de água (Figura 2). O ICOLD reitera, ainda, que é importante observar que existe maior número de barragens com alteamento a montante do que em relação aos outros tipos apresentados.

FIGURA 2 - NÚMERO DE INCIDENTES EM RELAÇÃO AO TIPO DE BARRAGEM ANALISADA



FONTE: International Commission on Large Dams (2001)

Ainda na Figura 2, é possível observar que aproximadamente 65% dos incidentes que ocorreram com esse tipo de barragem ocasionaram sua ruptura.

Em conjunto com o contexto nacional apresentado, esse tipo de método construtivo passou a trazer muita insegurança para a comunidade diretamente afetada, ambientalistas e especialistas na área de segurança de barragens.

Dentro desse cenário, em maio de 2016 foi promulgado o decreto n. 46.993 no Estado de Minas Gerais (2016) que instituiu a Auditoria Técnica Extraordinária de Segurança de Barragem para todos os empreendimentos que fazem a disposição final ou temporária de rejeitos de mineração em barragens que utilizem ou que tenham utilizado o método de alteamento para montante. Além disso, suspendeu a emissão de orientação básica e a formalização de processos de licenciamento ambiental de novas barragens de contenção de rejeitos nas quais se pretenda utilizar o método para montante.

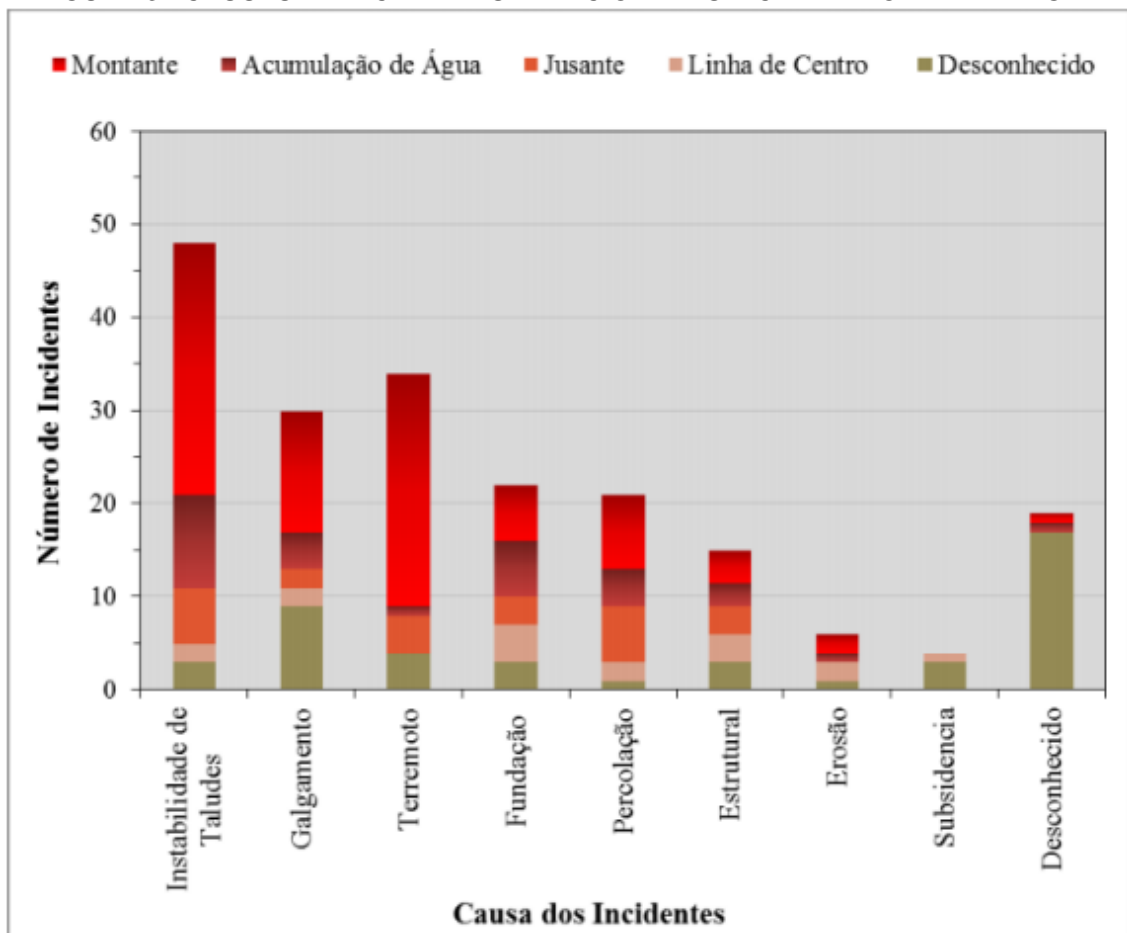
Vários questionamentos foram levantados a respeito do método de execução de barragens com alteamento a montante por parte da mídia, especialmente subsequentes aos desastres de Mariana e Brumadinho.

Martin et al. (2002 apud Castilho, 2017) sugerem regras de construção e operação para garantir a redução do risco de ruptura nesse tipo de método, incluindo cuidados e atenção com a dissipação do excesso de poropressão, sistemas de drenagem eficientes, alto grau de monitoramento e projeto com análises não-drenadas e efetivas e com geometria do talude coerente ao seu grau de risco.

2.4 FALHAS EM BARRAGENS DE REJEITOS

A International Commission on Large Dams (2001) também compilou informações relacionadas às causas dos incidentes levantados para cada tipo de método construtivo de barragens, mostrado na Figura 3.

FIGURA 3 - CAUSAS DE INCIDENTES RELACIONADAS A CADA TIPO DE BARRAGEM



FONTE: International Commission on Large Dams (2001 apud Machado, Azeez, 2018)

É notório que as duas maiores causas de incidentes envolvem instabilidade de taludes e terremoto. No Brasil, dada a baixa frequência de eventos sísmicos,

apenas a instabilidade de taludes provoca grande preocupação com relação à segurança de barragens. Para monitoramento desse fator, é necessário realizar ensaios para identificação dos parâmetros geotécnicos do solo, tanto dos rejeitos que são contidos quanto do solo que compõe o barramento, e realizar análises de estabilidade global para conhecimento do comportamento da estrutura, como descrito no item 2.5, em que se apresentam alguns métodos para realizá-lo.

Para mitigar problemas relacionados a erosão, galgamento e percolação, é necessário ter monitoramento contínuo da instrumentação da barragem e realizar-se inspeções periódicas in loco. Ambas as soluções são previstas no Plano de Segurança de Barragens já descrito.

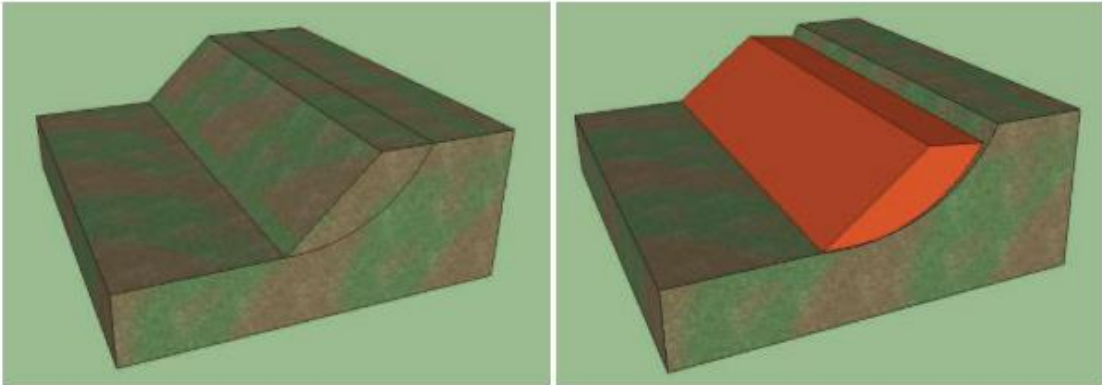
Para evitar problemas estruturais e de fundação, que também têm número considerável de incidentes relacionados, é necessário realizar correta investigação geotécnica, hidrológica e ambiental do local de instalação da barragem, bem como prever orientações quanto ao uso e operação a fim de garantir o desempenho estrutural previsto em projeto.

2.5 ANÁLISE DE ESTABILIDADE GLOBAL

Campos e Matos (1980 apud Silva, 2011, tradução nossa) revelam que a “realização de uma análise de estabilidade global pode ter diversos motivos, dependendo da natureza do estudo”. Essa análise é realizada, especialmente, em busca de um indicador de segurança para a estabilidade de taludes, buscando traduzir numericamente o risco dessa estrutura entrar em movimento.

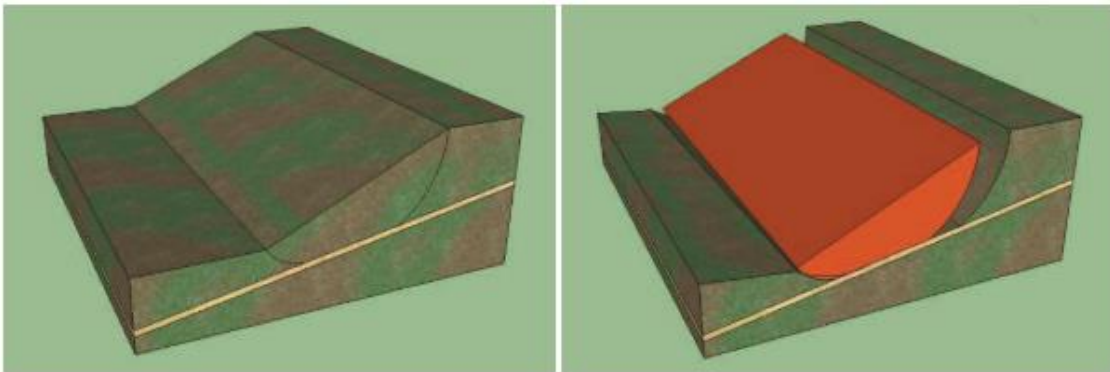
Varnes (1978) classifica os movimentos de taludes em quedas e expansões, normalmente relacionados a rochas; tombamentos, normalmente associado a blocos de rochas ou solo; escorregamentos e fluxos, associados a solos; e complexos (avalanches ou combinações de vários tipos de movimentos). Para o trabalho em estudo, se dará enfoque no movimento de escorregamento, que pode ser rotacional ou translacional, como representados nas Figura 4 e Figura 5, respectivamente.

FIGURA 4 - MOVIMENTO DE ESCORREGAMENTO ROTACIONAL DE TALUDE



FONTE: Silva (2011)

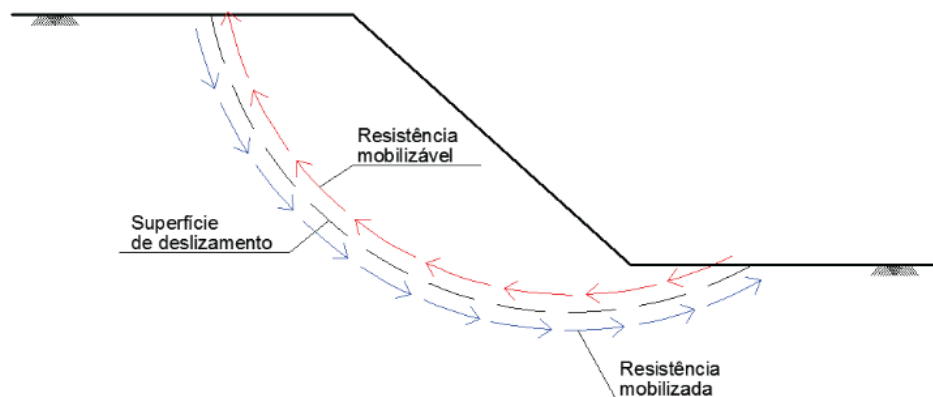
FIGURA 5 - MOVIMENTO DE ESCORREGAMENTO TRANSLACIONAL DE TALUDE



FONTE: Silva (2011)

Silva (2011) traz ainda a relação fundamental que se busca encontrar na análise de estabilidade global: a relação entre a resistência mobilizada do solo e a resistência mobilizável no talude que sofre movimento (Figura 6). Para essa relação, dá-se o nome de fator de segurança, cujo valor indica o grau de estabilidade do talude.

FIGURA 6 - RESISTÊNCIA MOBILIZADA E MOBILIZÁVEL DE TALUDE



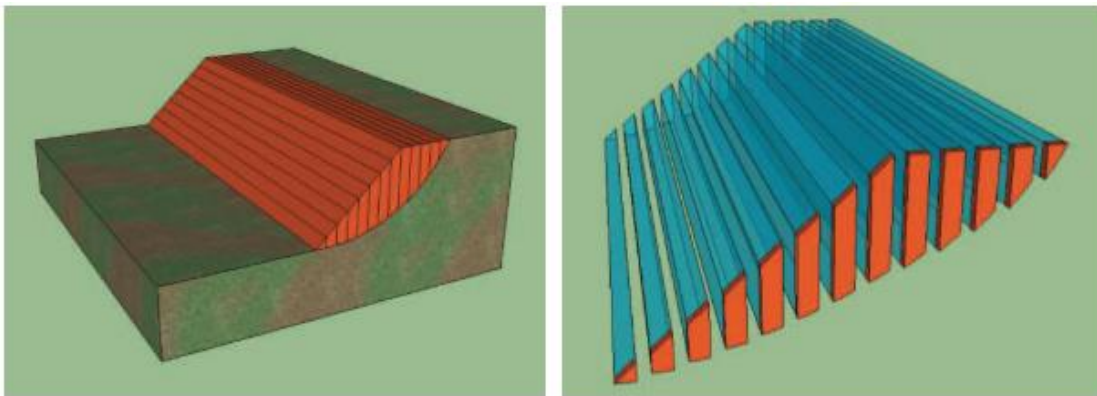
FONTE: Silva (2011)

2.5.1. Equilíbrio limite

A teoria do equilíbrio limite é utilizada para determinar o equilíbrio de uma massa de solo, cuja ruptura ocorre em superfície plana, circular, poligonal e que passa acima ou abaixo do pé do talude.

Gomes (2011 apud Silva, 2011, p. 34) dividem os métodos em três categorias: “(i) método geral, em que a massa de solo é considerada como um corpo rígido; (ii) método das fatias, em que a massa de solo é geralmente dividida em fatias verticais; e (iii) método das cunhas”. Segundo Gerscovich (2012 apud Silva, 2011), o método das fatias (Figura 7) é um dos mais utilizados porque “não tem restrições com relação a homogeneidade do solo, geometria do talude e tipo de análise”.

FIGURA 7 - DIVISÃO EM FATIAS VERTICAIS DE UMA MASSA DE SOLO



FONTE: Silva (2011)

Wright (1969 apud Fredlund e Krahn, 2008) revelam que nas últimas três décadas aproximadamente doze métodos de fatia foram desenvolvidos. Sobrinho (2015) traz a relação dos mais reconhecidos: Bishop (1955); Janbu et al (1956); Lowe e Karafiath (1960); Morgenstern e Price (1965); e Spencer (1967). Vários desses métodos foram examinados e resumidos (Fredlund e Krahn, 1984; Nash,1987; Morgenstern,1992; Duncan,2015).

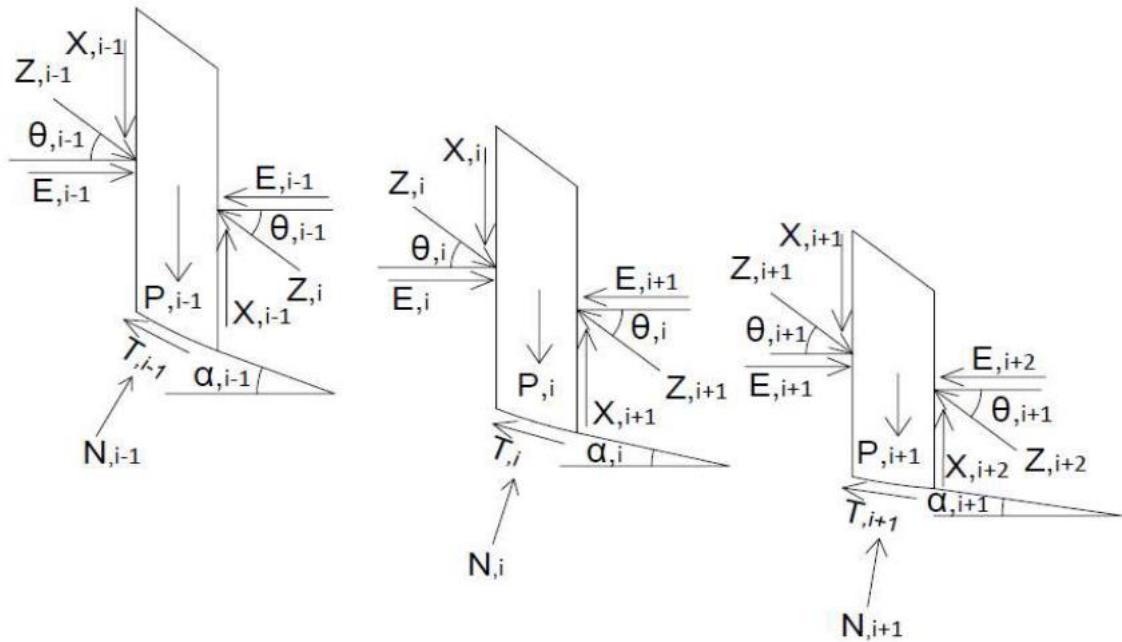
As etapas generalizadas do método do equilíbrio limite em fatias são apresentadas a seguir:

- i) Divisão do talude em fatias, considerando a base linear. Deve-se garantir que as bases das fatias sejam constituídas do mesmo material. Assim como, o topo não deve possuir descontinuidades; ii) Realização do equilíbrio de forças em cada fatia, fazendo com que as tensões normais sejam geradas pelo próprio peso da fatia (solo). Supõe-se que a tensão normal é aplicada

no eixo da base da fatia; iii) O equilíbrio do arranjo é calculado através da equação de momentos em relação ao centro do círculo, levando em consideração os pesos e as forças tangenciais na base das fatias. (SOBRINHO, 2015, p. 41)

A Figura 8 apresenta o esquema de forças na análise entre fatias. O Quadro 2 apresenta o resumo de incógnitas e equações geradas a partir dessa análise.

FIGURA 8 - FORÇAS NA ANÁLISE DAS FATIAS



FONTE: Silva (2011 apud Sobrinho, 2015)

QUADRO 2 - NÚMERO DE EQUAÇÕES E NÚMERO DE INCÓGNITAS

Equações	
2n	Equilíbrio de forças
n	Equilíbrio de momentos
n	Envoltória de resistência (Lei de Coulomb)
4n	Total de equações
Incógnitas	
1	Fator de segurança
n	Força tangencial na base da fatia
n	Força normal na base da fatia
n	Ponto de aplicação da força normal
n-1	Força tangencial entre fatias
n-1	Força normal entre fatias
n-1	Ponto de aplicação das forças entre fatias (E e X)
6n-2	Total de incógnitas

FONTE: Gerscovich (2012 apud Sobrinho, 2015)

Como o problema é hiperestático, isto é, tem mais incógnitas que equações, os métodos desenvolvidos já citados foram formulados com o intuito de gerar hipóteses simplificadoras para a redução do número de incógnitas, de acordo com Silva (2011).

Na comparação entre os métodos, conclui-se que “as principais diferenças entre eles são as equações da estática satisfeitas, as considerações das forças nas fatias e a distribuição das forças de interação” (FREDLUND; KRAHN, 2008, p. 1, tradução nossa). O Quadro 3 traz uma análise entre as considerações feitas em cada método.

QUADRO 3 - COMPARAÇÕES ENTRE MÉTODOS DE ANÁLISES DE EQUILÍBRIO LIMITE POR FATIAS

Método	Rigoso	Superfície de deslizament	Equilíbrio de força		Equilíbrio de momento	Componente E	Componente X	Força entre fatias Z
			$\sum F_h$	$\sum F_v$				
Sueco	Não	Circular	Não	Não	Sim	Não	Não	Não existe
Bishop simplificado	Não	Circular	Não	Sim	Sim	Sim	Não	Horizontal
Jambu simplificado	Não	Plana	Sim	Sim	Não	Sim	Não	Horizontal
Spencer	Sim	Qualquer	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Constante
Morgemstern e Price	Sim	Qualquer	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Variável
Jambu rigoroso	Sim	Qualquer	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Variável
Sarma	Sim	Qualquer	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Variável
Lowe-Karafiath	Sim	Qualquer	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Média da inclinação da superfície do talude e inclinação da base da fatia

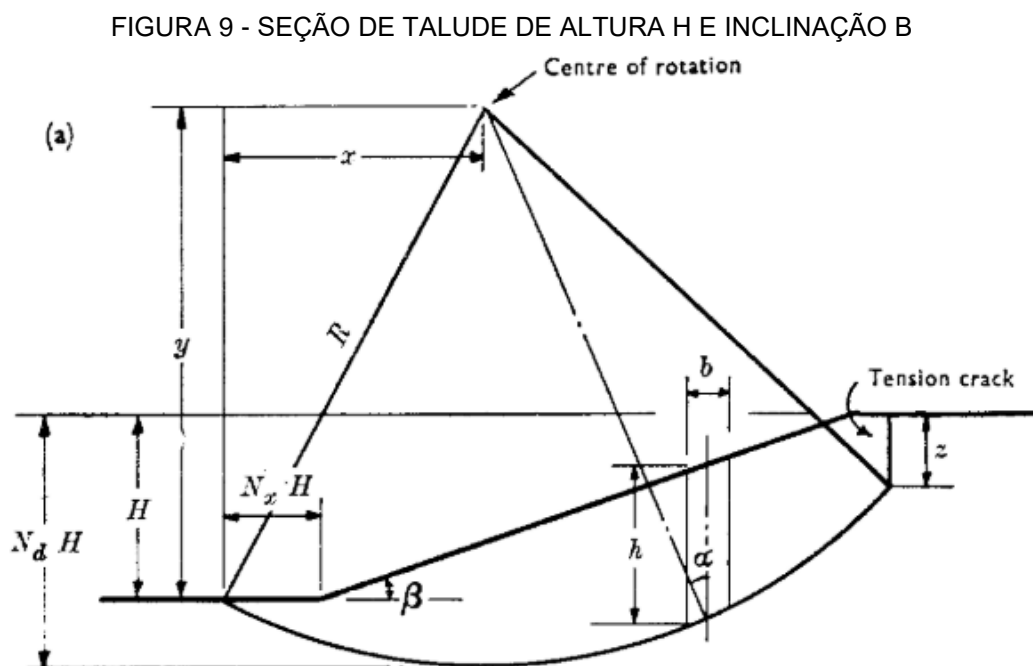
FONTE: Cheng e Lau (2008 apud Sobrinho, 2015)

Para a realização desse trabalho, optou-se por adotar o método de Spencer, dado que este foi o método utilizado no relatório de revisão periódica de segurança de barragem da Mina Córrego do Feijão – Barragem I.

2.5.1.1. Método de Spencer

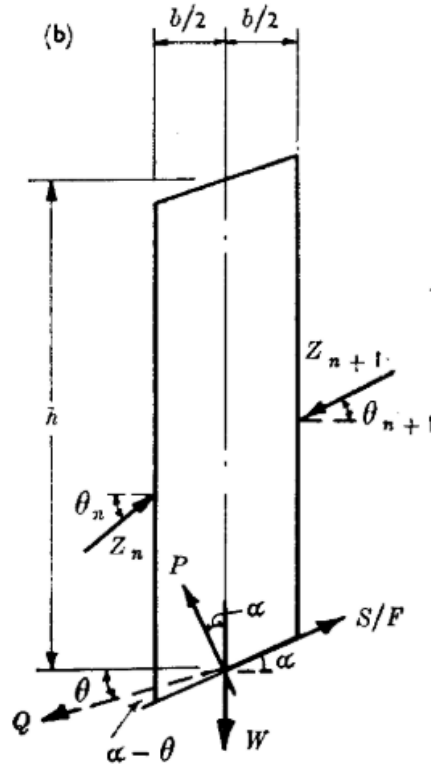
O método descrito a seguir foi concebido por Spencer (1967) como alternativa ao método de Bishop e com a intenção de resolver grande número de problemas abrangendo uma ampla faixa de solos. Para isso, o método tem como condição satisfazer condições de equilíbrio de força e momento e considerar as forças de interação entre as fatias.

O problema foi inicialmente caracterizado pela Figura 9, com detalhamento das forças atuantes em uma fatia apresentado na Figura 10.



FONTE: Spencer (1967)

FIGURA 10 - FORÇAS ATUANTES EM UMA FATIA



FONTE: Spencer (1967)

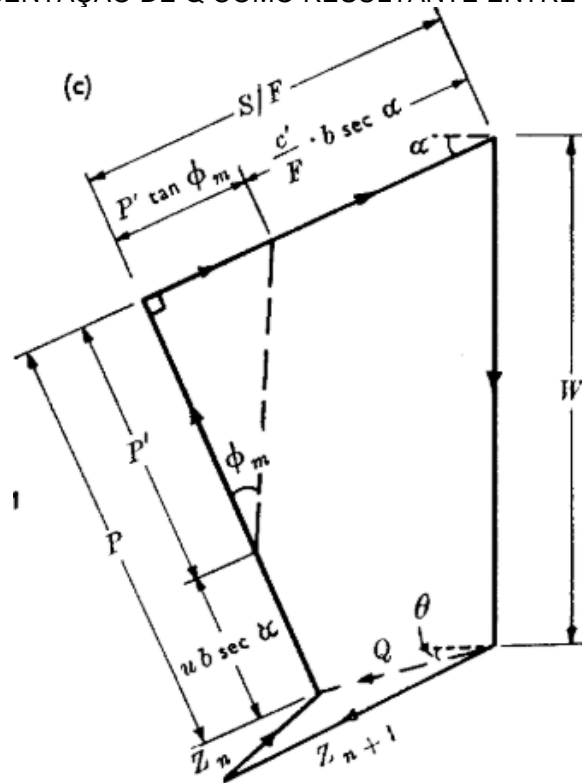
As cinco forças apresentadas na Figura 10 são descritas abaixo:

- a) Força peso (W);
- b) A reação normal na base da fatia (P), que tem duas componentes:
 - i) A força devida ao contato entre os grãos (P');
 - ii) A força devida a poro pressão ($u b \sec \alpha$);
- c) A força de cisalhamento mobilizada ($S_m = S/F$), dada pela Equação 1.

$$S_m = \frac{c'b}{F} \sec \alpha + P' \frac{\tan \phi'}{F} \quad (1)$$

- d) As forças de interação (Z_n e Z_{n-1}), cuja resultante é dada por Q , como mostrado na Figura 11 e cujas equações são representadas pela Equação 2 e Equação 3, na sua forma adimensional.

FIGURA 11 - REPRESENTAÇÃO DE Q COMO RESULTANTE ENTRE FORÇAS DE INTERAÇÃO



FONTE: Spencer (1967)

$$Q = \frac{\frac{c'b}{F} \sec \alpha + \frac{\tan \phi'}{F} (W \cos \alpha - u b \sec \alpha) - W \sin \alpha}{\cos(\alpha - \theta) \left[1 + \frac{\tan \phi'}{F} \tan(\alpha - \theta) \right]} \quad (2)$$

$$Q = \frac{\frac{c'}{F\gamma H} + \frac{1h \tan \phi'}{2HF} (1 - 2r_u + 2 \cos 2\alpha) - \frac{1h}{2H} \sin 2\alpha}{\cos \alpha \cos(\alpha - \theta) \left[1 + \frac{\tan \phi'}{F} \tan(\alpha - \theta) \right]} \quad (3)$$

A principal consideração do método de Spencer é que a inclinação θ da força Q é constante com a horizontal.

Finalmente, para um dado problema, é necessário resolver as equações de equilíbrio de forças horizontais, verticais e momentos, mostradas respectivamente pelas Equação 4, Equação 5 e Equação 6.

$$\sum [Q \cos \theta] = 0 \quad (4)$$

$$\sum [Q \sin \theta] = 0 \quad (5)$$

$$\sum [Q \cos(\alpha - \theta)] = 0 \quad (6)$$

Spencer, contudo, em seu método, assumiu que as forças de interação são paralelas, fazendo com que as Equação 4 e Equação 5 possam ser simplificadas na Equação 7 de forma que apenas esta e a Equação 6 devam ser solucionadas, simplificando o processo de cálculo.

$$\sum Q = 0 \quad (7)$$

Para a resolução final, é necessário encontrar o valor F e θ que satisfaça todas as equações.

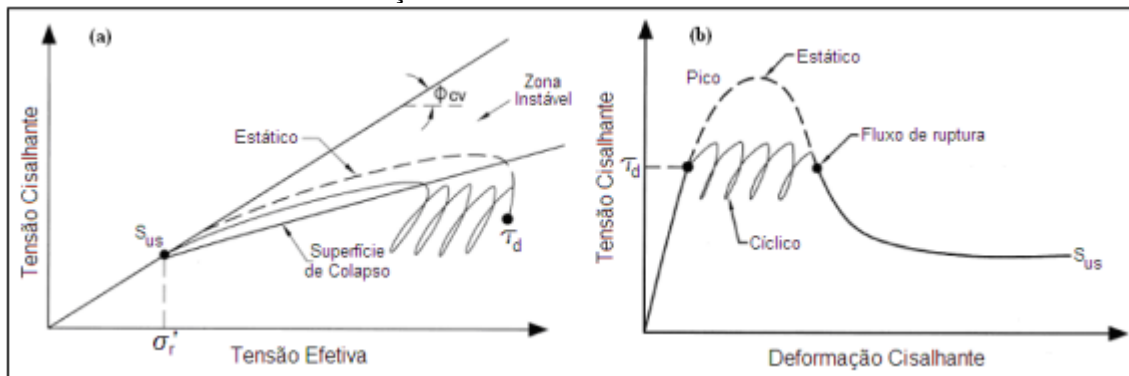
2.5.2 Liquefação

A liquefação é definida por:

um fenômeno em que uma massa de solo perde grande porcentagem de sua resistência ao cisalhamento, quando submetida a carregamento monotônico, cíclico ou brusco, e flui de maneira similar a um líquido até que as tensões cisalhantes atuantes na massa se tornem tão baixas quanto sua resistência ao cisalhamento (SLADEN et al. (1985 apud CASTILHO, 2017, p. 23)

A Figura 12 apresenta o comportamento descrito.

FIGURA 12 - LIQUEFAÇÃO POR CARREGAMENTO ESTÁTICO E CÍCLICO



FONTE: Davies et al (2002 apud Neto, 2009)

Silva (2010) define, também, que essa perda de resistência ao cisalhamento se dá por acréscimos de poropressão que levam à diminuição da tensão efetiva. O autor enuncia ainda que, em condições reais, “esta perda súbita e substancial de resistência induz rupturas potencialmente catastróficas, caracterizadas por

deslocamentos rápidos e de grande extensão das massas mobilizadas (os chamados ‘fluxos de ruptura’)” (SILVA, 2010, p. 27).

2.5.2.1. Suscetibilidade dos solos à liquefação

Nem todos os solos estão sujeitos ao fenômeno da liquefação. Diversos critérios para definição de suscetibilidade dos solos foram apresentados na literatura. Rafael e Romanel (2014) listaram como relevantes o critério de estado, subdividido em critério de índice de vazios crítico, critério do estado de deformação e parâmetro de estado, e critério de composição do material.

a) Critério de estado

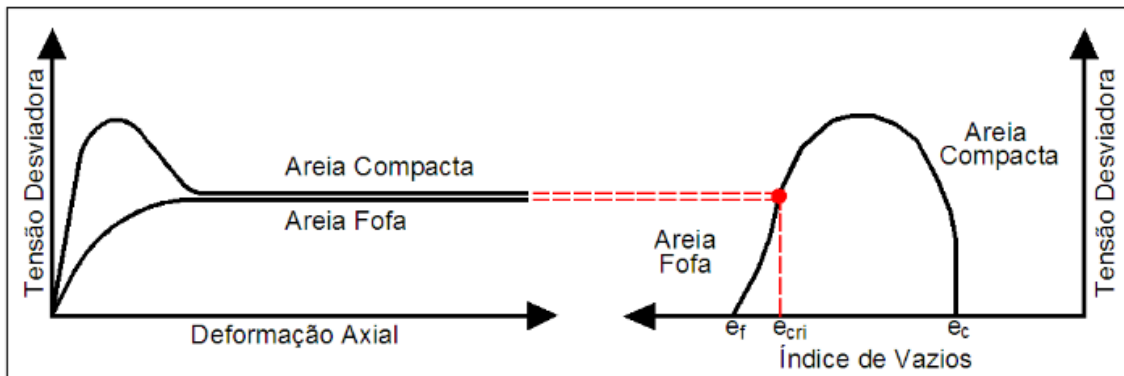
a.1) Critério do índice de vazios crítico

A ABNT NBR 6502:1993 - Rochas e solos define as areias, principal objeto deste estudo, como “Solo não coesivo e não plástico formado por minerais ou partículas de rochas com diâmetros compreendidos entre 0,06 mm e 2,0 mm”. A partir desta definição, diversas classificações foram realizadas a fim de se compreender os diferentes comportamentos deste tipo de solo.

Pinto (2009) apresenta a classificação das areias por meio da análise de índice de vazios de uma amostra, avaliando seu índice de vazios natural, máximo e mínimo e estabelecendo uma relação denominada de índice de compactidade. O valor desse índice difere as areias entre fofas, de compactidade média e compactas.

Casagrande (1936), em seus estudos pioneiros, provou que as areias compactas têm tendência de aumento de volume, quando submetidas a longos ensaios triaxiais drenados, pelo rearranjo dos grãos de solo, enquanto as areias fofas têm tendência de redução. Dessa forma, existe um índice de vazios específico que segmenta as areias fofas e compactas e que, portanto, não sofre variação volumétrica. Este índice é chamado de índice de vazios críticos e sua representação é apresentada na Figura 13.

FIGURA 13 - ÍNDICE DE VAZIOS CRÍTICO



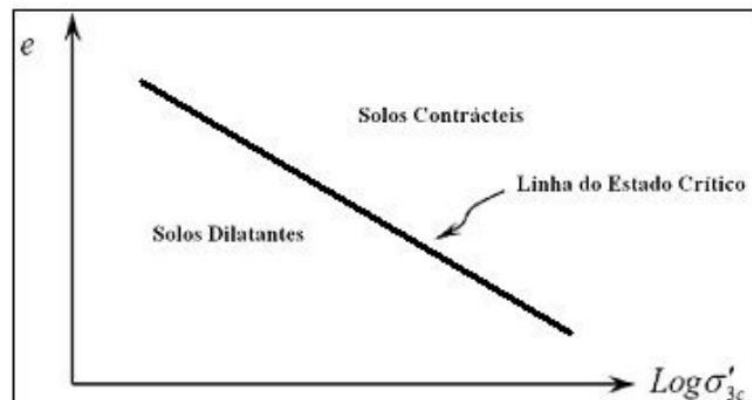
FONTE: (SILVA, 2010)

Esse conceito é importante para o entendimento do critério do estado de deformação.

a.2) Critério do estado de deformação

Casagrande (1936) define uma relação entre o índice de vazios crítico e o logaritmo das tensões efetivas confinantes, caracterizando a 'linha do estado crítico', que divide os solos entre contrácteis e dilatantes, sendo os primeiros suscetíveis a liquefação. Esta linha é apresentada na Figura 14.

FIGURA 14 - LINHA DE ESTADO CRÍTICO



FONTE: Casagrande (1936 apud Silva, 2010)

Kramer (1996 apud Silva, 2010)) estabelece relação direta entre linhas de estado permanente definidas em termos da resistência não drenada do solo e em termos das tensões confinantes efetivas, uma vez que estas são proporcionais.

a.3) Parâmetro de estado

Por fim, Been e Jefferies (1985 apud Rafael e Romanel, 2014) apresentam o conceito de parâmetro de estado, que tem formulação matemática definida pela Equação 8.

$$\Psi = e_0 - e_{ss} \quad (8)$$

Na equação, e_0 é o índice de vazios inicial e e_{ss} o índice de vazios na linha de estado permanente sob a tensão efetiva confinante de interesse. Quando Ψ é positivo, o solo exibe comportamento contrativo e é suscetível a liquefação.

b) Critério de composição do material

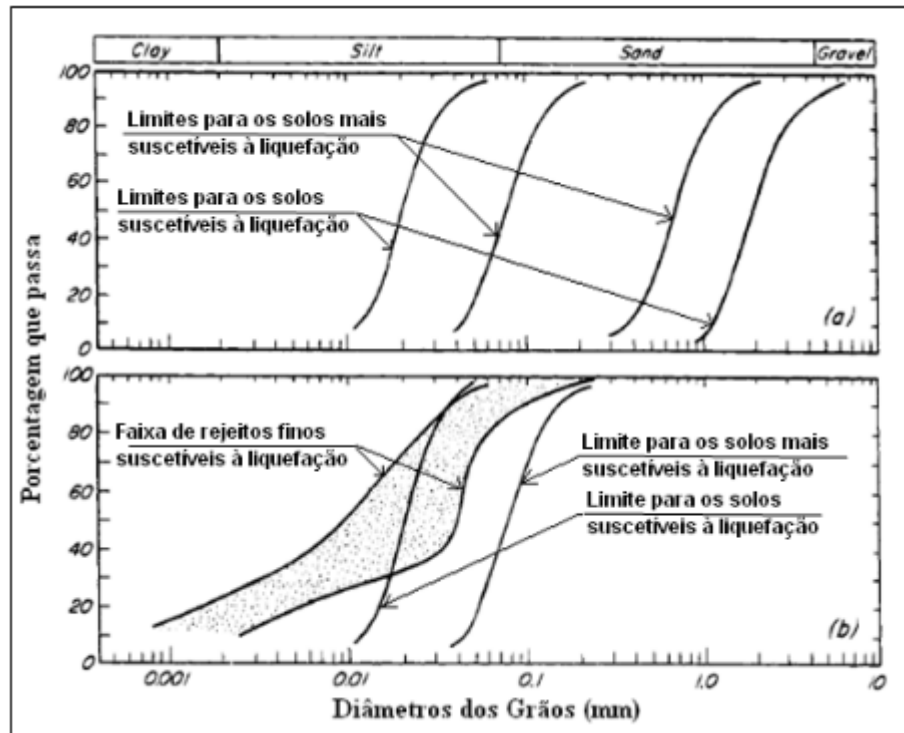
Sobre a composição do material, foi enunciado que:

depósitos de solos não coesivos são suscetíveis a liquefação se são soltos o suficiente para serem contráteis e tem baixa permeabilidade, de forma que não promovam drenagem em momentos passíveis de ruptura (TERZAGHI et al, 1996, p. 216, tradução nossa).

Dessa forma, areias finas e siltes arenosos não plásticos tem maiores chances de sofrer liquefação, por apresentarem essas características.

A Figura 15 (a) apresenta faixas de distribuição granulométricas com maiores tendências a sofrer liquefação, de acordo com análises granulométricas feitas pelas peneiras, que concluem que depósitos naturais que apresentam D_{50} inferior a 0,02 mm ou superior a 2 mm não liquefazem. Em barragens de rejeito, por outro lado, embora com quantidades significativas de siltes e argilas, o solo pode ser considerado suscetível a liquefação por essas partículas serem não plásticas. A Figura 15 (b), portanto, elaboradas após os estudos de Terzaghi et al (1996) com essa consideração, apresenta uma faixa granulométrica de solos de barragens de rejeito com suscetibilidade à liquefação.

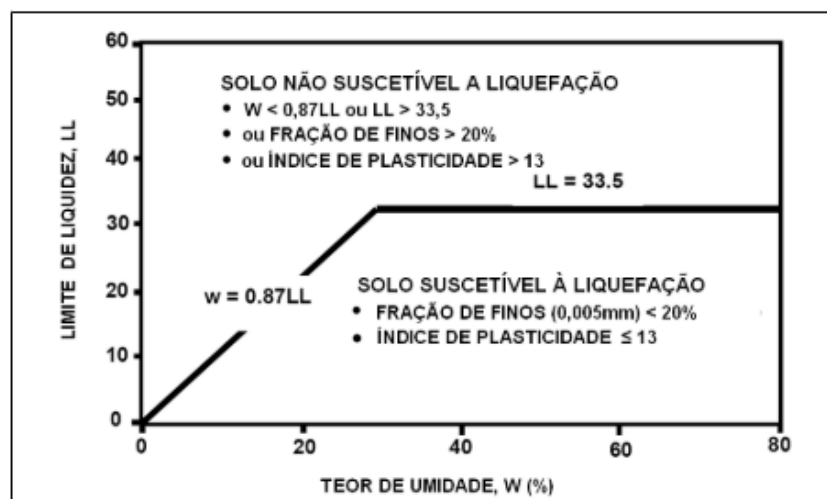
FIGURA 15 - A) GRANULOMETRIA DE SOLOS QUE DEFINEM AS ZONAS DE LIQUEFAÇÃO (DEPOIS DE TSUCHIDA 1970); B) FAIXAS DE GRÃOS COM BAIXA RESISTÊNCIA A LIQUEFAÇÃO EM BARRAGENS DE REJEITO



FONTE: Terzaghi et al. (1996) apud Silva (2010)

Perlea et al. (1999 apud Silva, 2010)) discutem, em complemento, que essa tendência a liquefação de siltes e solos finos tem estrita relação com a plasticidade do material em detrimento da relação com a distribuição granulométrica, uma vez que a plasticidade tende a elevar a resistência a liquefação, por não permitir a separação dos grãos de solo. Essa relação é apresentada na Figura 16.

FIGURA 16 - INFLUÊNCIA DA PLASTICIDADE NA SUSCETIBILIDADE A LIQUEFAÇÃO DOS SOLOS



FONTE: Perlea et al. (1999 apud Silva, 2010)

Terzaghi et al (1996) aponta, ainda, que o formato do grão influencia a suscetibilidade, sendo os mais arredondados mais suscetíveis do que os grãos angulares, uma vez que no primeiro a contração se dá em função do rearranjo, enquanto no segundo, se dá pela quebra dos grãos.

Silva (2010) relata que diversos trabalhos e pesquisas têm sido desenvolvidos nos últimos anos para se analisar a susceptibilidade e o gatilho da liquefação em solos finos e granulares sob carregamentos não drenados (Seed e Idriss 1971; Seed 1979; Robertson e Campanella 1985; Ishihara 1993; Kramer, 1996; Youd e Idriss 1997; Olson 2001). Os estudos se dividiram entre avaliação de resultados de ensaios de laboratório (Castro, 1969; Hanzawa et al., 1979; Vaid e Chern, 1983; Poulos et al., 1985; Sladen et al. 1985; Ishihara, 1993; Yamamuro e Lade, 1997; Gomes et al., 2002; Espósito e Assis, 2002; Pereira, 2005) e avaliação de resultados de métodos empíricos e semi-empíricos (Seed, 1987; Seed e Harder, 1990; Stark e Mesri, 1992; Ishihara, 1993; Olson, 2001; Olson e Stark, 2003a; Idriss e Boulanger, 2007; Byrne, 2008).

Neste estudo, será abordado o Método de Olson para a determinação do fator de segurança.

2.5.2.2. Método de Olson

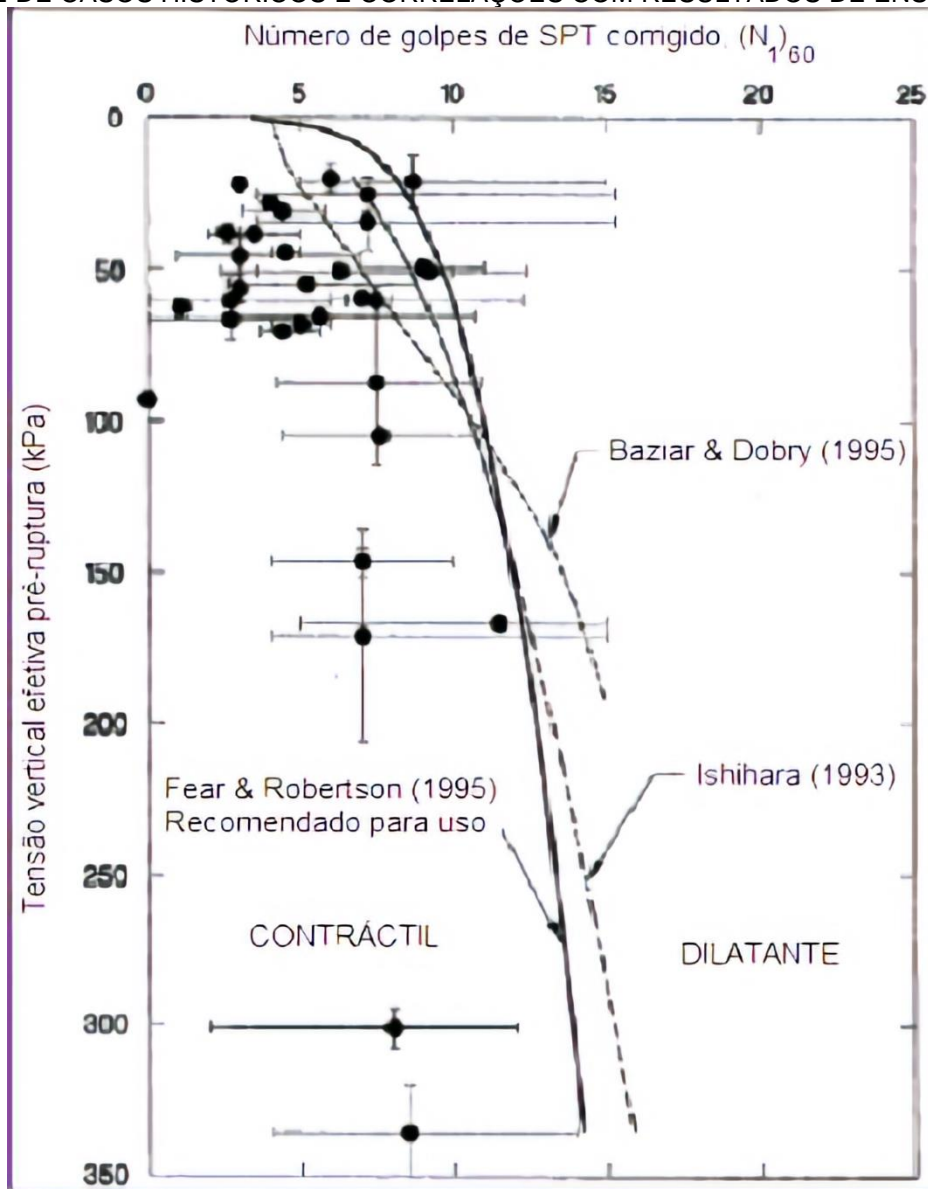
O método apresentado foi desenvolvido por (OLSON, 2001) e tem três etapas principais para análise do fenômeno da liquefação:

- 1) Avaliação da suscetibilidade à liquefação
- 2) Gatilho de liquefação
- 3) Análise de estabilidade pós-gatilho

2.5.2.2.1. Avaliação da suscetibilidade à liquefação

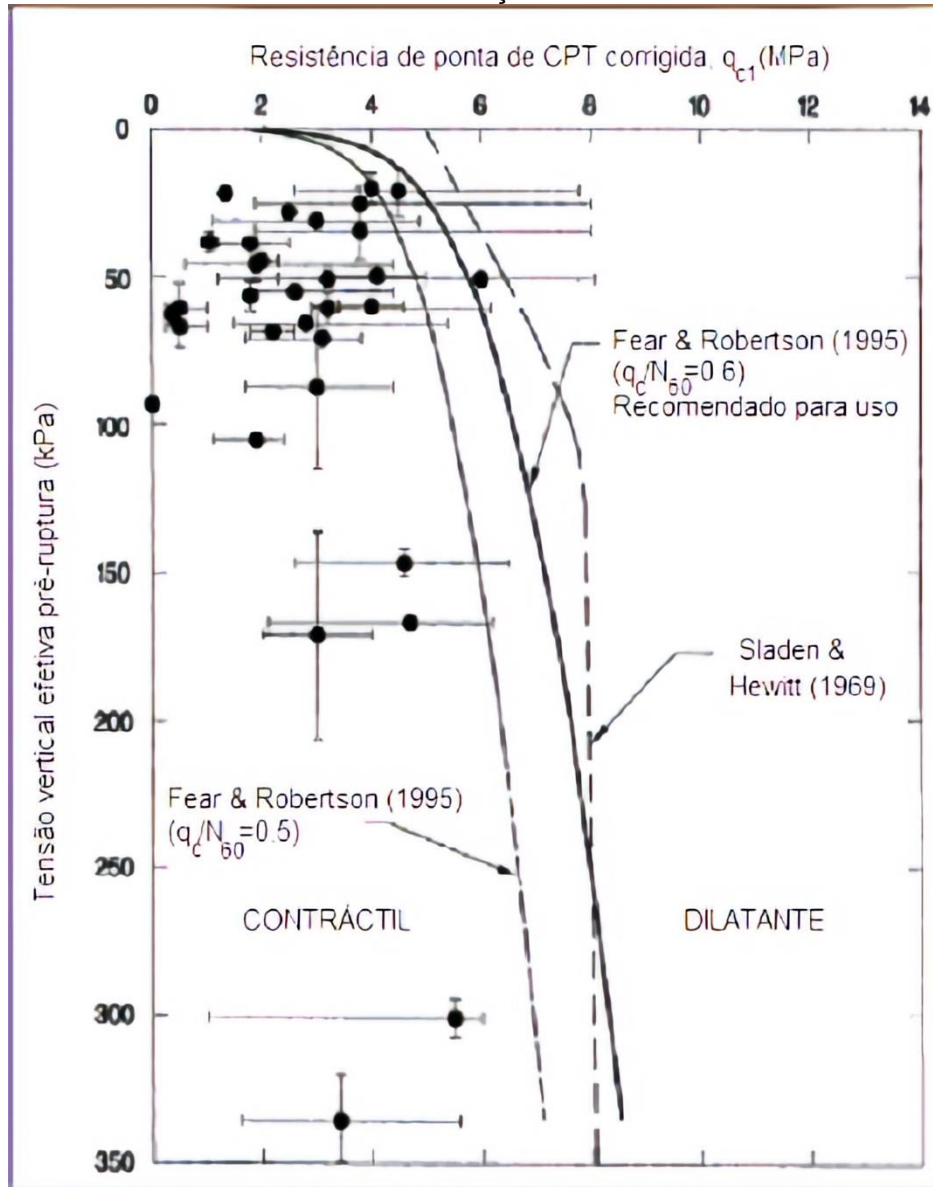
Olson (2001) separa o comportamento dos solos quando solicitados ao cisalhamento entre contrátil e dilatante. Mediante inúmeros ensaios realizados pelo autor e análise de estudos similares, foi estabelecida uma envoltória com a relação entre as tensões efetivas verticais de pré-ruptura e as resistências à penetração normalizadas, seja por ensaios SPT (Figura 17) ou CPT (Figura 18).

FIGURA 17 - AVALIAÇÃO DO POTENCIAL DOS SOLOS À LIQUEFAÇÃO COM BASE NA RETRO-ANÁLISE DE CASOS HISTÓRICOS E CORRELAÇÕES COM RESULTADOS DE ENSAIOS SPT



FONTE: Olson (2001 apud Silva, 2010)

FIGURA 18 - AVALIAÇÃO DO POTENCIAL DOS SOLOS À LIQUEFAÇÃO COM BASE NA RETRO-ANÁLISE DE CASOS HISTÓRICOS E CORRELAÇÕES COM RESULTADOS DE ENSAIOS CPT



FONTE: Olson (2001 apud Silva, 2010)

O autor sugere a utilização da envoltória de Fear & Robertson (1995) e define que os solos classificados como dilatantes não têm tendência a liquefação, enquanto os solos com comportamento contrátil devem ser analisados conforme as etapas subsequentes.

2.5.2.2.2. Gatilho de liquefação

Nesta etapa, deve-se realizar a avaliação do fator de segurança ao gatilho em pelo menos duas superfícies potenciais de ruptura que atravessem zona crítica dos solos contrativos.

Para análise de liquefação com carregamentos estáticos atuantes, é utilizada a Equação 9 para a obtenção do fator de segurança.

$$(FS)_{gatilho} = \frac{S_u(pico)}{\tau_d} \quad (9)$$

Quando da análise de carregamentos cíclicos ou outros, deverá ser utilizada a Equação 10 para a obtenção do fator de segurança.

$$(FS)_{gatilho} = \frac{S_u(pico)}{\tau} \quad (10)$$

Os valores de resistência não drenada (S_u pico) são obtidos pelas correlações estabelecidas entre S_u pico e resistências a penetração corrigidas dos ensaios SPT ou CPT, dadas respectivamente pelas Equação 11 e Equação 12:

$$\frac{S_u(pico)}{\sigma'_{v0}} = 0,205 + 0,0075[(N_1)_{60}] \pm 0,04 \text{ para } (N_1)_{60} \leq 12 \quad (11)$$

$$\frac{S_u(pico)}{\sigma'_{v0}} = 0,205 + 0,0143[(q_{c1})] \pm 0,04 \text{ para } (q_{c1}) \leq 6,5 \text{ MPa} \quad (12)$$

A tensão cisalhante, denominador da Equação 9 e Equação 10, é obtida por análise de estabilidade de taludes, escolhendo o método mais apropriado para a situação. A probabilidade de ocorrência de gatilho se dará quando FS for menor ou igual a 1.

2.5.2.2.3. Análise de estabilidade pós-gatilho

Seguindo o mesmo procedimento realizado na análise de gatilho de liquefação, a análise de estabilidade pós-gatilho é a verificação de rompimento por liquefação propriamente dita e, para ela, usa-se a resistência liquefeita do solo. O fator de segurança é calculado por meio das correlações existentes entre a resistência liquefeita e a resistência a penetração corrigida dos ensaios SPT ou CPT, conforme Equação 13 e Equação 14 respectivamente, e demonstra a probabilidade de ruptura por fluxo de liquefação para valores menores que 1.

$$\frac{S_u(liq)}{\sigma'_{v0}} = 0,03 + 0,0075[(N_1)_{60}] \pm 0,03 \text{ para } (N_1)_{60} \leq 12 \quad (13)$$

$$\frac{S_u(liq)}{\sigma'_{v0}} = 0,03 + 0,0143[(q_{c1})] \pm 0,03 \text{ para } (q_{c1}) \leq 6,5 \text{ MPa} \quad (14)$$

3 ESTUDO DE CASO: BARRAGEM DE BRUMADINHO

3.1 DESCRIÇÃO DA BARRAGEM

O estudo de caso apresentado compreende a estrutura denominada Barragem I (Figura 19), que fazia parte da Mina Córrego do Feijão, Complexo Paraopeba, no município de Brumadinho (MG), até o dia 25 de janeiro de 2019, quando do seu rompimento.

FIGURA 19 - VISTA AÉREA DA BARRAGEM I



FONTE: Veja (2019)

As informações levantadas neste tópico do estudo foram coletadas da tese de dissertação de mestrado do autor Washington Pirete da Silva, que realizou estudo sobre o potencial de liquefação desta barragem no ano de 2010, e do relatório técnico da empresa *TÜV SÜD Bureau*, que realizou a Revisão Periódica de Segurança da Barragem I no ano de 2017.

A barragem rompida é de propriedade da VALE S.A, e estava classificada como Categoria de Risco BAIXA e Dano Potencial Associado ALTO, o que resulta na classificação Classe B, segundo Portaria DNPM nº 70.389/2017.

Segundo a lei nº 12.334:2010, que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens, a classificação por categoria de risco é feita em função das características técnicas, do estado de conservação do empreendimento e do atendimento ao Plano de Segurança da Barragem, enquanto a classificação por categoria de dano potencial associado à barragem em alto, médio ou baixo é feita em função do potencial de perdas de vidas humanas e dos impactos econômicos, sociais e ambientais decorrentes da ruptura da barragem.

A Barragem I teve seu primeiro barramento construído em 1976 e o 10º e último em 2013, quando atingiu sua altura máxima de projeto de 86 metros. Durante todos os anos de funcionamento, a barragem contou com diversos ensaios de caracterização in situ e em laboratório, que definiram os parâmetros do solo e auxiliaram nas análises de estabilidade global da estrutura.

A última investigação geotécnica ocorreu em 2016 e foi realizada pela GEOCONSULTORIA em conjunto com a VALE, quando foram coletadas 105 amostras em furos de sondagem na berma da EL. 900,0m e 4 blocos indeformados, sendo 3 na berma e 1 na praia de rejeitos (EL. 940,0m). Desta forma, foram realizados ensaios de caracterização completa, índice de vazios máximo e mínimo, compactação, permeabilidade, adensamento e ensaios de resistência ao cisalhamento, ensaios CPTU e Vane.

A barragem contava com sistema de extravasor com vertedor tipo torre e galeria de fundo. A galeria de fundo encontrava-se na ombreira direita, conectando um conjunto de 3 torres retangulares na encosta da barragem, cuja água de extravasamento era conduzida por um canal a céu aberto até a barragem IV (Figura 20).

FIGURA 20 - VISTA AÉREA DA BARRAGEM I E BARRAGEM IV



FONTE: Silva (2010)

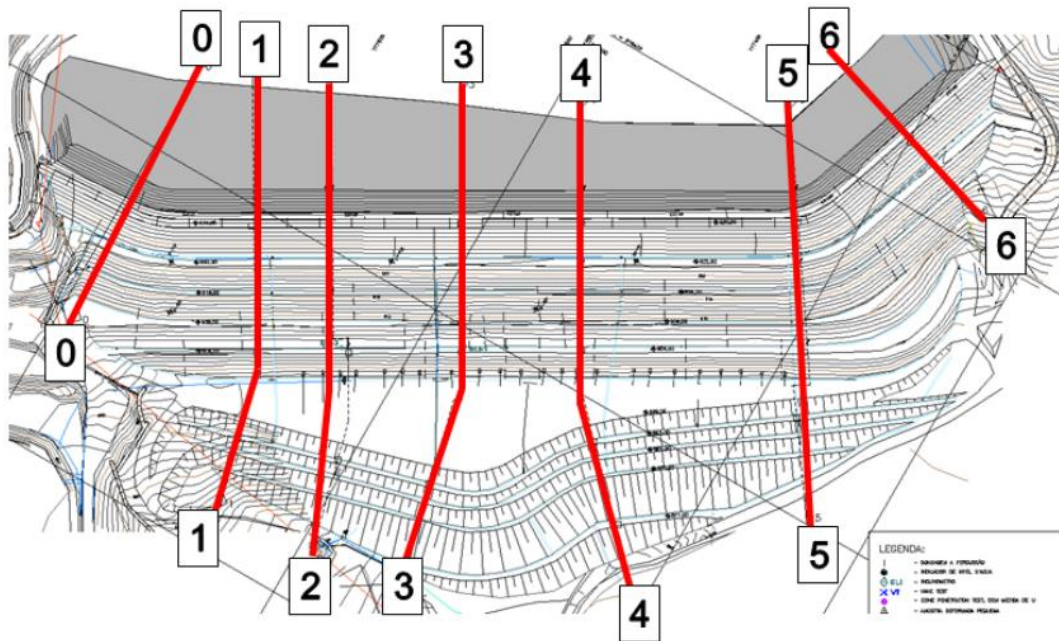
Quanto a drenagem interna, o dique inicial e os alteamentos até a elevação 889 não possuem sistema de drenagem, enquanto os alteamentos seguintes possuem filtro vertical e/ou tapete drenante na base dos alteamentos.

Desde julho de 2016, a barragem não recebia mais rejeitos provenientes do beneficiamento de ferro e funcionava como clarificação para a água a ser extravasada para a barragem IV.

O monitoramento geotécnico da Barragem I era realizado por 194 instrumentos ativos, sendo 93 piezômetros, 37 indicadores de nível d'água, 7 marcos superficiais, 53 pontos de medição de vazão em saída de drenos, 1 medidor de vazão residual, 2 inclinômetros e 1 pluviômetro (instalado nas dependências da mina, próximo ao laboratório).

A barragem é monitorada por meio de 7 seções instrumentadas, apresentadas na Figura 21. Observando as seções e seus níveis piezométricos, *Tüv Süd Bureau* (2017) selecionou as seções 2-2, 3-3 e 4-4 para efeitos de análise de estabilidade global.

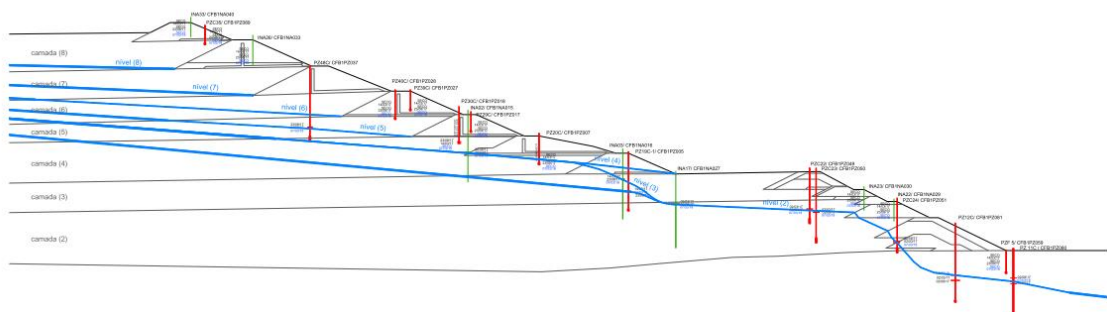
FIGURA 21 - SEÇÕES INSTRUMENTADAS DA BARRAGEM I



FONTE: Tüv Süd Bureau (2017)

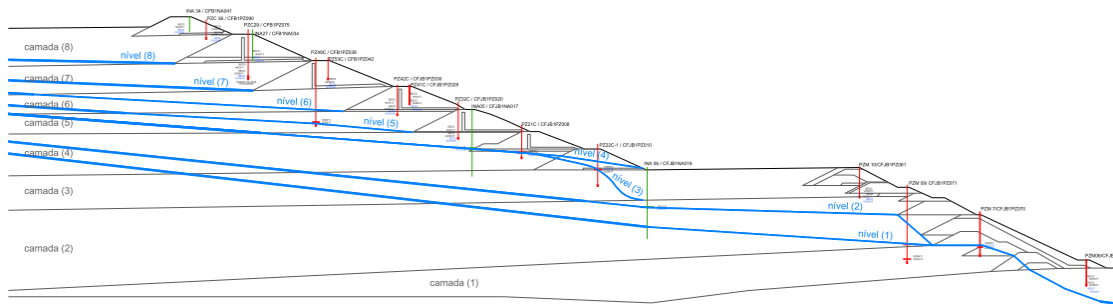
Conforme ensaios CPTu realizados, foi constatado que a variação de nível piezométrico se deu de forma não hidrostática, correspondendo à condição de lençóis empoleirados de rejeitos granulares sob lentes de rejeitos mais finos. Assim, foram estabelecidas, de acordo com os resultados de ensaios, as diversas camadas de rejeito existentes no reservatório e seus respectivos níveis piezométricos, conforme apresentado na Figura 22, Figura 23 e Figura 24.

FIGURA 22 - NÍVEIS PIEZOMÉTRICOS ATUANTES EM CADA CAMADA DE REJEITO NA SEÇÃO 2-2



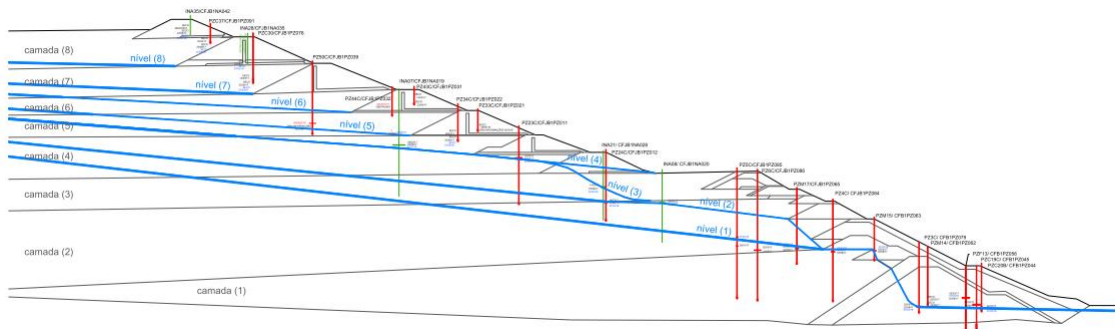
FONTE: Tüv Süd Bureau (2017)

FIGURA 23 - NÍVEIS PIEZOMÉTRICOS ATUANTES EM CADA CAMADA DE REJEITO NA SEÇÃO 3-3



FONTE: Tüv Süd Bureau (2017)

FIGURA 24 - NÍVEIS PIEZOMÉTRICOS ATUANTES EM CADA CAMADA DE REJEITO NA SEÇÃO 4-4



FONTE: Tüv Süd Bureau (2017)

3.2 ANÁLISE DE ESTABILIDADE GLOBAL

A análise de estabilidade foi realizada considerando condição drenada e não-drenada. Para a primeira, os parâmetros de solo utilizados foram baseados em documentação histórica da barragem a respeito de sua caracterização geotécnica.

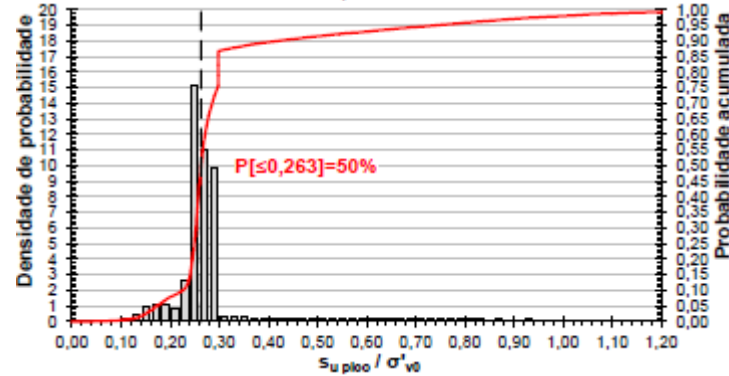
Para a segunda, foi necessária a análise de suscetibilidade a liquefação, inicialmente dividindo-se o solo entre coesivo e não-coesivo, a partir da análise CPTu. Para os solos não-coesivos, a classificação se complementou pela análise do parâmetro de estado e da compactidade, de forma a definir aqueles dilatantes e contráteis.

A maioria dos rejeitos dispostos na barragem I (57%) foram verificados como coesivos e, portanto, não suscetíveis a liquefação. Dentre os não-coesivos, os rejeitos foram, ainda, classificados em dilatante, intermediário e contrátil (susceptível), sendo que este último corresponde a apenas 2,6% na análise de parâmetro de estado e 0,7% na análise de compactidade. Devido a impossibilidade de setorização dos tipos

de solo na análise de estabilidade e favorecendo a segurança, optou-se por considerar todos os solos não-coesivos saturados como suscetíveis a liquefação.

Para a obtenção da resistência não-drenada de pico e da resistência não-drenada residual realizou-se uma análise estatística para a definição do $s_{u \text{ pico}}/\sigma'_{v0}$, conforme Figura 25, e do $s_{u \text{ residual}}/\sigma'_{v0}$.

FIGURA 25 - ANÁLISE ESTATÍSTICA PARA $S_{u \text{ PICO}}/\Sigma \sigma'_{v0}$



FONTE: *Tüv Süd Bureau* (2017)

O gráfico apresentado na Figura 25 apresenta a probabilidade da relação entre a resistência não drenada e as tensões efetivas serem inferiores que a definida para análise. Desta forma, o resultado admitido para solos suscetíveis a liquefação foi aquele que representou 50% de probabilidade de ocorrência, isto é, que o $s_{u \text{ pico}}/\sigma'_{v0}$ seria igual ou inferior a 0,26. A distribuição de probabilidade utilizada não foi especificada no relatório da *Tüv Süd Bureau* (2017), bem como não foi especificado o critério para a adoção de 50% de probabilidade de ocorrência.

Após todas as análises, foram considerados os parâmetros geotécnicos apresentados na Tabela 2.

TABELA 2 - PARÂMETROS GEOTÉCNICOS ADOTADOS PARA A ANÁLISE DE ESTABILIDADE GLOBAL

Material	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (graus)	$s_{u \text{ pico}}/\sigma'_{v0}$	$s_{u \text{ residual}}/\sigma'_{v0}$
Rejeito	26	0	35	0,26	0,09
Aterro com minério ultrafino	25	0	30	-	-
Aterro de solo compactado	19	10	30	-	-
Aterro de rejeito compactado	28	0	37	-	-
Fundação em solo residual	20	16	30	-	-

FONTE: *Tüv Süd Bureau* (2017)

As análises de estabilidade global, realizadas por *Tüv Süd Bureau* (2017) e baseadas no Método de Spencer e na imposição de ruptura circular, apresentaram os resultados demonstrados na Tabela 3.

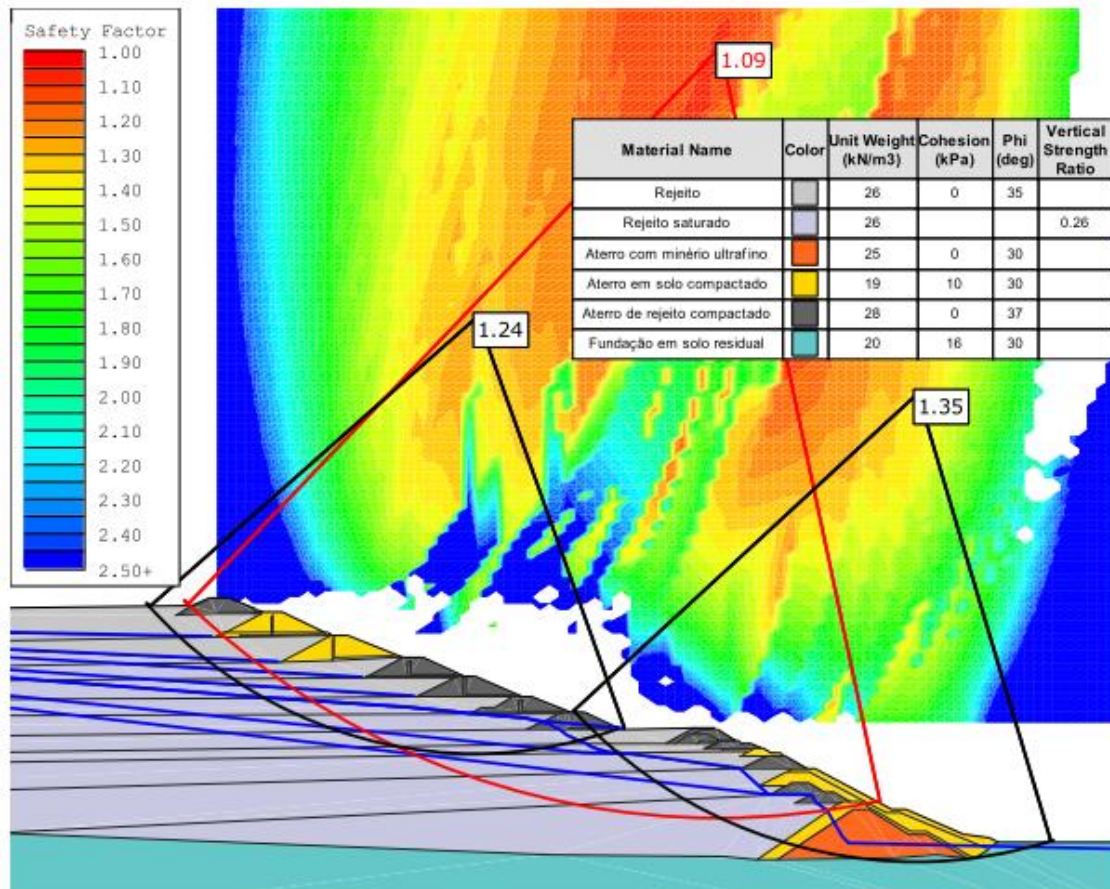
TABELA 3 - FATORES DE SEGURANÇA DA ESTABILIDADE GLOBAL DA BARRAGEM I (SPENCER)

Condição	Condição drenada			Condição não drenada		
	Seção 2-2	Seção 3-3	Seção 4-4	Seção 2-2	Seção 3-3	Seção 4-4
Seções						
FS talude inferior	1,93	1,76	1,6	1,46	1,44	1,35
FS talude superior	2,64	2,49	2,66	1,23	1,18	1,24
FS talude total	2,19	2,34	1,84	1,22	1,29	1,09

FONTE: A autora (2019)

A análise de condição não drenada para a seção 4-4 é mostrada na Figura 26, tendo sido a seção mais crítica quanto a suscetibilidade a liquefação. Nos vídeos do rompimento da barragem divulgados é possível observar que a ruptura é iniciada na região da seção 4-4 e posteriormente, na altura média da barragem, todas as seções se tornam instáveis e rompem, o que dificulta a clara identificação do gatilho.

FIGURA 26 - ANÁLISE DE ESTABILIDADE PARA CONDIÇÃO NÃO-DRENADA, SUPERFÍCIE CIRCULAR E GATILHO DESCONHECIDO (SEÇÃO 4-4)

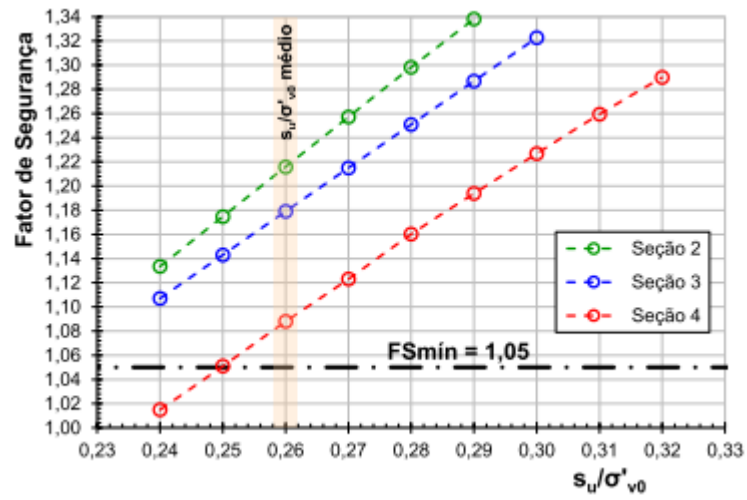


FONTE: Tüv Süd Bureau (2017)

Leshchinsky e Ambauen (2015 apud Tüv Süd Bureau, 2017) discutem que, em comparação do Método do Equilíbrio Limite com Análises Limites Numéricas, que são mais rigorosas, é possível notar um erro epistêmico ao primeiro, que pode ser suprido considerando-se um fator de segurança de 1,05 para a análise final da estabilidade. Deste modo, os resultados apresentados permitem concluir que a barragem era estável.

Tüv Süd Bureau (2017) expõe, ainda, a Figura 27, que apresenta a sensibilidade da razão de resistência não-drenada. Nesta análise, é notável a escolha de 50% de probabilidade de ocorrência realizada quando da definição da relação entre resistência de pico não-drenada e tensões efetivas atuantes, que resultou em 0,26 e o conseqüente valor de fator de segurança de 1,09, valor que seria sensivelmente menor se da opção de probabilidade de ocorrência menor.

FIGURA 27 - ANÁLISE DE ESTABILIDADE DA RAZÃO DE RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA



FONTE: Tüv Süd Bureau (2017)

4 METODOLOGIA

A seguir é apresentada a metodologia da pesquisa para alcançar-se os objetivos gerais e específicos presentes neste trabalho, considerando as seguintes etapas para a sua realização: coleta de dados, criação dos modelos computacionais, escolha de soluções adotadas, hipóteses realizadas e hipóteses simplificadoras.

4.1 COLETA DE DADOS

Para a avaliação da estabilidade global de uma barragem pelo Método de Spencer, no caso da análise drenada, e para a análise de suscetibilidade a liquefação pelo Método de Olson, no caso da análise não-drenada, é necessária a avaliação de equações de equilíbrio de forças e momentos gerados a partir do peso próprio e das forças de interação de cada fatia, como explicitado no item 5.2.

Para esta análise, portanto, é necessária a obtenção dos dados de geometria de cada seção analisada, materiais componentes, nível do lençol freático e parâmetros de resistência do solo. Estes dados foram obtidos do relatório técnico de Revisão Periódica de Segurança da Barragem I do ano de 2017 da empresa *TÜV SÜD Bureau*.

Optou-se, assim como neste relatório, por realizar a análise nas seções instrumentadas 2-2, 3-3 e 4-4 da barragem I da Mina do Córrego do Feijão, das quais os dados necessários estavam disponíveis no documento.

4.2 CRIAÇÃO DO MODELO

Para a realização deste estudo foi utilizado o *software SVSlope*, programa de análise de estabilidade desenvolvido pela *SoilVision System Ltd*. O programa permite a utilização de 14 métodos de análise de estabilidade, incluindo o Método de Spencer, utilizado para esta análise.

Foram criados, inicialmente, seis modelos computacionais, sendo dois para cada seção a ser considerada e, entre estes, um para análise drenada e um para análise não-drenada.

As seções são formadas por cinco materiais: rejeito, aterro com minério ultrafino, aterro em solo compactado, aterro em rejeito compactado e fundação em

solo residual. Para a inserção do material no *software*, foi necessário atribuir um modelo matemático que descreve o comportamento deste material. No caso da análise drenada, os cinco materiais foram definidos com o método de Mohr-Coulomb, enquanto na análise não drenada, o rejeito contido na barragem foi definido com o método de relação de força não drenada (*Undrained Strength Ratio*). Os parâmetros de resistência adotados foram apresentados na Tabela 2.

Para a obtenção da cunha de ruptura, o *software* permite a adoção de diversos métodos (*SVOFFICE 5 Help Manual*, 2019):

- a) Grade e tangente: neste método, é definida uma grade de pontos onde o centro pode estar localizado e linhas que são tangenciadas pela cunha de ruptura.
- b) Entrada e saída: neste método, é definida uma linha de intervalo onde o ponto inicial da cunha de ruptura estará, bem como é definida uma linha de intervalo onde o ponto final da cunha de ruptura estará. Todos os pontos da primeira linha são combinados com os pontos da segunda linha para a formação da cunha.
- c) Totalmente especificado: o usuário do *software* define três pontos para a formação da cunha de ruptura, bem como o centro e seu raio.
- d) Grade e ponto: este é um caso especial do método grade e tangente e mostra todas as superfícies geradas que passam por um ponto especificado.
- e) Grade e linha: este é um caso especial do método grade e ponto e mostra todas as cunhas de ruptura geradas que passam por uma linha especificada.
- f) Pesquisa de ruptura: este método busca pela cunha de ruptura crítica. Ele utiliza o método de entrada e saída e ângulos arbitrados combinados de forma iterativa até chegar-se à cunha de menor fator de segurança.
- g) Auto refino: este método também busca pela cunha de ruptura crítica. Ele divide o talude em diversas fatias, cria cunhas de ruptura nessas fatias e escolhe o grupo de cunhas com menor fator de segurança para refinar seu resultado, até chegar-se à cunha de menor fator de segurança do talude.
- h) Pesquisa de Cuckoo: este método se trata de um algoritmo recente desenvolvido por Xin-She Yang e Suash Deb. Para cunhas circulares, o

fator de segurança é descrito em função das coordenadas do círculo e de seu raio.

Para este trabalho, todas as soluções do programa foram testadas e optou-se por utilizar-se o método de grade e tangente, que possibilita uma análise de sensibilidade mais acurada com relação ao posicionamento do centro e às várias possibilidades de cunha de ruptura.

A tangente foi desenhada com a mesma inclinação obtida por uma reta de ligação entre o primeiro e o último alteamento. Para possibilitar isso e visando explicitar a estabilidade de cada parte do barramento, cada seção foi subdividida em três modelos, representando uma cunha de ruptura no conjunto de alteamentos superiores, uma cunha de ruptura no conjunto de alteamentos inferiores e uma cunha de ruptura que englobasse toda a barragem. Foram, ainda, adicionados 50 incrementos em X e 50 incrementos em Y dentro da grade do centro, além de 20 incrementos na grade da tangente. Esta definição cria uma malha dentro da grade com os diversos pontos de verificações de centro e raio da cunha de ruptura. As Tabela 4, Tabela 5 e Tabela 6 trazem as coordenadas utilizadas para criação destes modelos.

TABELA 4 - COORDENADAS PARA DEFINIÇÃO DOS MODELOS DA SEÇÃO 2

Coordenadas de entrada	Seção 2					
	Superior		Inferior		Global	
	X	Y	X	Y	X	Y
Grade	3	1200	235	1034	3	1259
	-61	962	166	916	-61	962
	171	910	259	876	300	910
Tangente	-67.945	939.396	145	905	-67.945	939.396
	-100	872.666	115	850	-100	872.666
	240	770	240	810	240	770
	290	850	267.426	862.891	290	850

FONTE: A autora (2019).

TABELA 5 - COORDENADAS PARA DEFINIÇÃO DOS MODELOS DA SEÇÃO 3

Coordenadas de entrada	Seção 3					
	Superior		Inferior		Global	
	X	Y	X	Y	X	Y
Grade	3	1259	235	1034	3	1259
	-61	962	166	916	-61	962
	300	910	259	876	300	910
Tangente	-67.945	939.396	145	905	-67.945	939.396
	-100	872.666	115	850	-100	872.666
	240	770	240	810	240	770
	290	850	267.426	862.891	290	850

FONTE: A autora (2019).

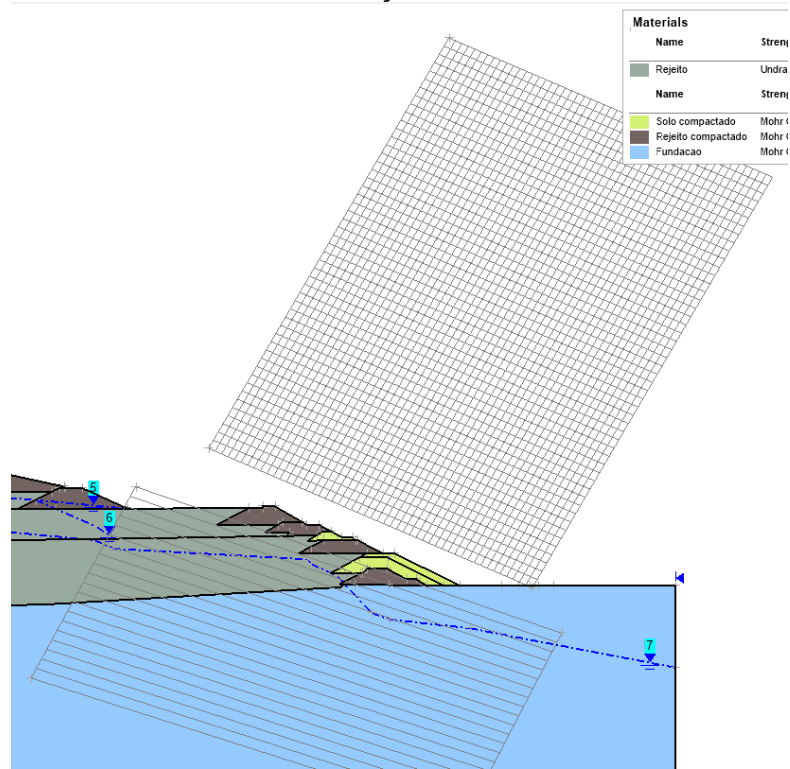
TABELA 6 - COORDENADAS PARA DEFINIÇÃO DOS MODELOS DA SEÇÃO 4

Coordenadas de entrada	Seção 4					
	Superior		Inferior		Global	
	X	Y	X	Y	X	Y
Grade	3	1259	235	1034	3	1259
	-61	962	166	916	-61	962
	300	910	259	876	300	910
Tangente	-67.945	939.396	145	905	-67.945	939.396
	-100	872.666	115	850	-100	872.666
	240	770	240	810	240	770
	290	850	267.426	862.891	290	850

FONTE: A autora (2019).

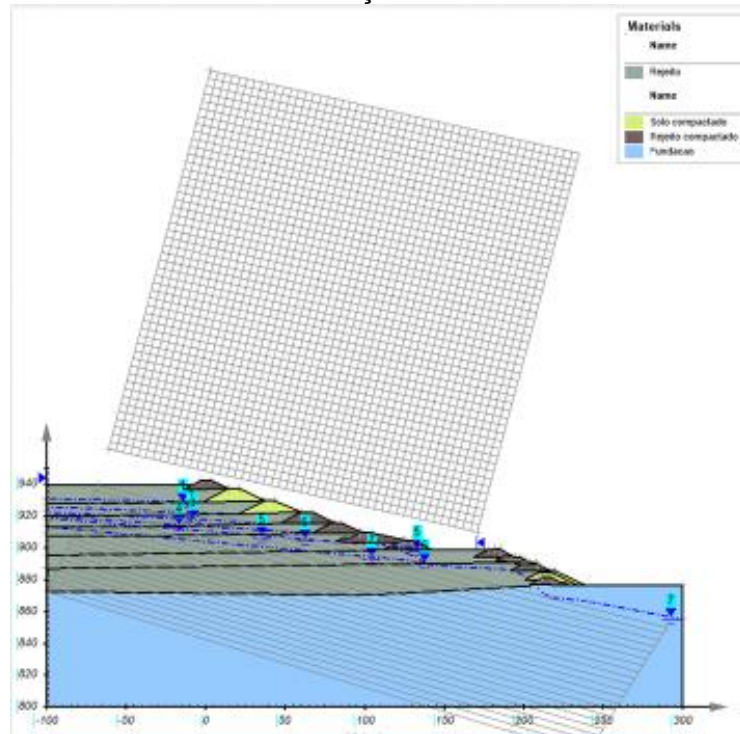
As Figura 28, Figura 29 e Figura 30 são apresentadas de forma exemplificativa com as grades de centro e tangente da seção 2.

FIGURA 28 - GRADES DE CENTRO E TANGENTE PARA ALTEAMENTOS INFERIORES DA SEÇÃO 2



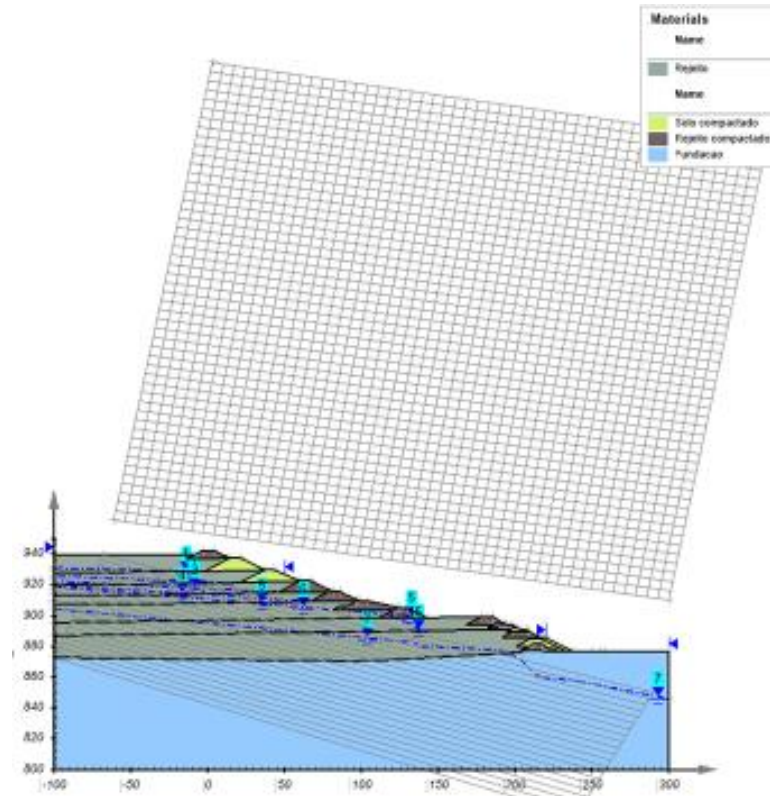
FONTE: A autora (2019).

FIGURA 29 - GRADES DE CENTRO E TANGENTE PARA ALTEAMENTOS SUPERIORES DA SEÇÃO 2



FONTE: A autora (2019).

FIGURA 30 - GRADES DE CENTRO E TANGENTE PARA BARRAGEM INTEIRA DA SEÇÃO 2



FONTE: A autora (2019).

4.3 SOLUÇÕES ADOTADAS

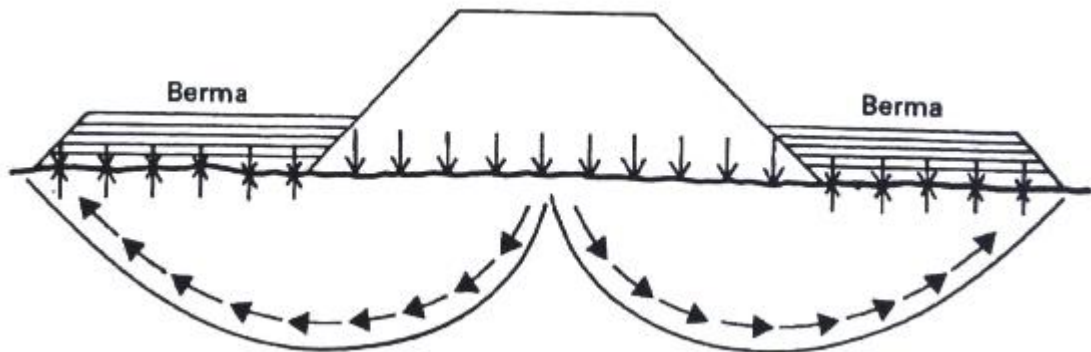
Visando adotar soluções que contribuam com a estabilidade da barragem e indo ao encontro a práticas comumente adotadas no mercado, foram empregadas as soluções de aplicação de drenos profundos e colocação de bermas de equilíbrio.

A solução de colocação de drenos profundos contribui com o rebaixamento do lençol freático na barragem, aumentando o volume de solo não submerso, que possui peso específico maior que o solo submerso e, conseqüentemente, resulta em maior peso próprio, favorecendo o somatório de momentos e força nas equações de equilíbrio. Para possibilitar a verificação da solução adotada, uma vez que os dados de permeabilidade do rejeito não são conhecidos, foi realizado o rebaixamento da linha piezométrica, objetivo final quando da colocação dos drenos.

Como as camadas de rejeito estão empoleiradas e existe um nível piezométrico distinto atuando em cada camada, como descrito no item 3, somente a linha piezométrica mais próxima a fundação foi rebaixada, uma vez que as camadas de lentes finas impossibilitam a completa drenagem das camadas superiores e a conseqüente alteração dos demais níveis piezométricos.

A solução de bermas de equilíbrio tende a impedir a formação da cunha de ruptura, equilibrando as forças que provocam o escorregamento do material devido ao seu peso próprio, conforme apresentado pela Figura 31.

FIGURA 31 - DESENHO ESQUEMÁTICO DE CARGAS EM UM TALUDE COM BERMAS DE EQUILÍBRIO



FONTE: Romanini (2016)

Após a implementação da solução no modelo, para concluir-se que a solução foi efetiva, foi utilizado o fator de segurança definido pela Resolução N° 4, da Agência Nacional de Águas (ANA), divulgada no dia 18/02/2019, que define que:

Cabe ao projetista, profissional legalmente habilitado pelo sistema CONFEA/CREA e com experiência comprovada, estabelecer os fatores de segurança mínimos para as barragens de mineração inseridas na PNSB, independentemente do método construtivo adotado, com base na ABNT NBR 13.028/2017, nas normas internacionais e nas boas práticas de engenharia, sendo vedada a fixação em valor inferior a 1,3 para as análises de estabilidade e estudos de susceptibilidade à liquefação, considerando parâmetros de resistência não drenada. (BRASIL, 2019)

Segundo o inquérito da polícia federal que investiga o caso do rompimento da Barragem I, a Vale S.A. já havia recebido a recomendação expressa de utilizar este fator de segurança – 1,3 para condição não drenada - pelo *Independent Panel of Experts for Safety and Risk Management of Geotechnical Structures* (PIESEM) em novembro de 2017 (MINAS GERAIS, 2019).

Para análise não drenada, foi utilizado, portanto, o fator de segurança mínimo de 1,3. Para análise drenada, não havendo normativa específica para barragens de rejeito, foi adotado o disposto na tabela 3 da NBR 11682:2009 para deslizamento de taludes com alto nível de segurança contra danos materiais e ambientais e alto nível

de segurança contra danos a vidas humanas, resultando em um fator de segurança de 1,5.

4.4 HIPÓTESES REALIZADAS

As hipóteses foram elaboradas de forma a permitir uma análise de sensibilidade de cada solução adotada, bem como verificar os cenários drenados e não drenados, de forma a obter-se a situação mais crítica da barragem e sua solução correspondente.

Para a avaliação das soluções de drenos profundos, foram realizadas análises variando a altura de rebaixamento de 1 a 10 metros. Foi considerado que todos os pontos da linha piezométrica seriam rebaixados homogeneamente nesta altura especificada, por não serem conhecidas as condições de permeabilidade do material.

Para a avaliação de bermas de equilíbrio, foram considerados três volumes diferentes, com larguras de 20 metros e alturas de aproximadamente $1/3H$, $2/3H$ e H , sendo H a altura do conjunto de alteamentos inferiores. As tabelas X, Y, Z apresentam as coordenadas dos polígonos que formam a primeira berma, a segunda berma e a terceira berma, respectivamente, definidas nas seções 2, 3 e 4.

TABELA 7 - COORDENADAS DAS BERMAS 1, 2 E 3 DA SEÇÃO 2

Bermas	Berma 1		Berma 2		Berma 3	
	X	Y	X	Y	X	Y
1	238.128	876.597	216.164	885.790	201.136	892.196
2	250.000	876.597	219.442	885.790	221.118	892.196
3	255.000	876.597	236.152	885.790	206.400	899.375
4	258.297	876.597	223.248	892.196	184.960	899.375
5	242.083	885.790	201.136	892.196	192.816	894.879
6	219.442	885.790	201.095	892.188	194.175	894.101
7			204.139	890.543	197.555	894.101
8			207.248	890.543		
9			208.199	889.592		
10			208.771	889.596		
Altura	9.193		6.406		7.179	
Largura	20.169		19.988		19.982	

FONTE: A autora (2019).

TABELA 8 - COORDENADAS DAS BERMAS 1, 2 E 3 DA SEÇÃO 3

Bermas	Berma 1		Berma 2		Berma 3	
	X	Y	X	Y	X	Y
1	267.630	869.489	230.543	884.892	214.110	891.453
2	282.000	869.488	231.902	884.892	214.285	891.453
3	287.000	869.488	250.630	884.892	234.616	891.482
4	254.000	884.892	238.000	891.482	220.000	898.514
5	250.630	884.892	234.616	891.482	196.929	898.514
6	231.902	884.892	214.219	891.482	204.733	894.276
7	244.215	879.158	214.110	891.453	207.191	892.857
8	259.779	871.909	217.448	889.913	211.067	892.857
9	263.438	871.909	221.394	889.913		
10			223.351	888.783		
Altura	15.404		6.590		7.061	
Largura	19.370		20.087		20.506	

FONTE: A autora (2019).

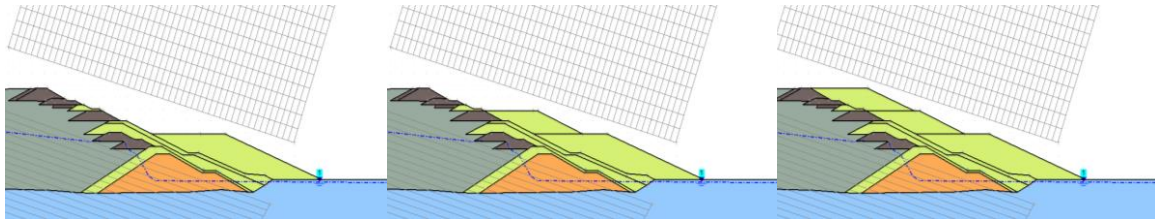
TABELA 9 - COORDENADAS DAS BERMAS 1, 2 E 3 DA SEÇÃO 4

Bermas	Berma 1		Berma 2		Berma 3	
	X	Y	X	Y	X	Y
1	261.092	860.359	210.134	879.574	189.510	889.195
2	281.712	860.359	230.766	879.574	209.804	889.195
3	241.000	879.574	212.000	889.195	190.000	898.726
4	230.766	879.574	209.804	889.195	166.063	898.726
5	210.134	879.574	189.510	889.195	173.546	894.387
6	225.793	871.454	197.108	885.087	174.978	893.431
7	229.863	871.638	199.503	885.087	177.990	893.500
8	249.565	862.840			181.619	891.710
9	257.747	862.147			185.002	890.041
10					188.166	890.082
Altura	19.215		9.621		9.531	
Largura	20.620		20.632		20.294	

FONTE: A autora (2019).

A FIGURA 32 representa, ainda, de forma ilustrativa, a geometria das bermas 1, 2 e 3, respectivamente, da seção 4.

FIGURA 32 - BERMAS 1, 2 E 3 DA SEÇÃO 4



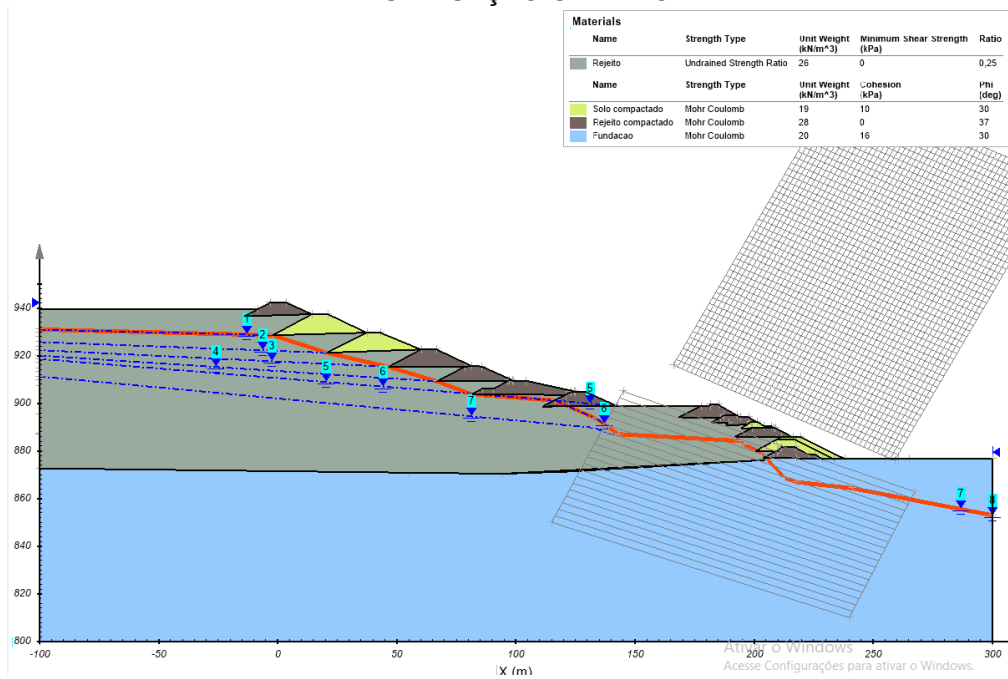
FONTE: A autora (2019).

Como não se tem informações de disponibilidade de materiais ao entorno da Mina do Córrego do Feijão, as análises foram feitas considerando os materiais das bermas como solo compactado ou rejeito compactado, dado que os alteamentos são formados majoritariamente por esses dois materiais.

Para a análise dos cenários, seguiu-se a metodologia da *Tüv Süd Bureau* (2017) realizando-se análise drenada e análise não drenada com $s_{u\text{ pico}}/\sigma'_{v0} = 0,26$. Além destas, definiu-se como relevante a análise não drenada com $s_{u\text{ pico}}/\sigma'_{v0} = 0,25$, uma vez que esta é a relação de resistência de maior ocorrência, conforme observado na Figura 25.

Para analisar-se, ainda, a influência do empoleiramento das camadas de rejeito e conseqüente criação de níveis piezométricos por camada, foi analisada a solução de drenos com uma consideração de não empoleiramento, criando-se apenas um lençol freático, iniciado nas mesmas coordenadas do nível piezométrico da primeira camada e encerrado nas coordenadas no nível piezométrico da camada sob a fundação, conforme apresentado pela linha alaranjada da Figura 33.

FIGURA 33. LINHA FREÁTICA CONSIDERADA PARA NÃO EMPOLEIRAMENTO DAS CAMADAS EM UMA SEÇÃO GENÉRICA



FONTE: A autora (2019).

As coordenadas do lençol freático considerado em cada seção são apresentadas na Tabela 10.

TABELA 10 - COORDENADAS DO LENÇOL FREÁTICO CRIADO PARA A SEÇÃO NÃO EMPOLEIRADA

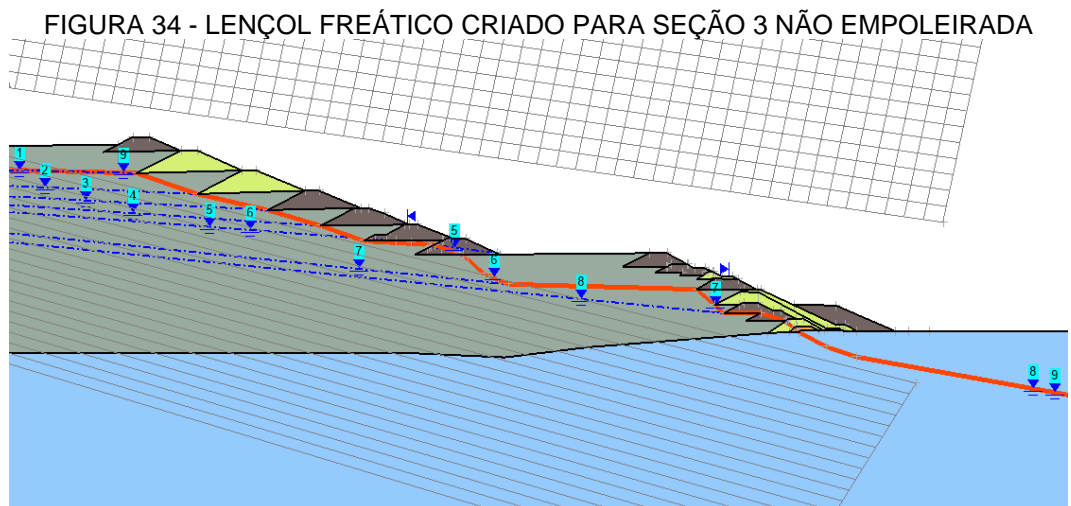
(continua)

Seção	Seção 2-2		Seção 3-3		Seção 4-4	
Coordenadas	X	Y	X	Y	X	Y
1	-100.000	930.935	-49.586	929.554	-50.047	930.060
2	-2.100	928.547	-1.183	928.362	-1.179	928.813
3	20.526	921.203	21.674	920.576	20.870	920.947
4	46.475	915.288	47.821	914.573	48.917	915.569
5	66.822	909.179	67.646	908.725	66.122	908.967
6	81.521	903.743	83.814	903.079	84.711	903.752
7	116.308	901.177	110.007	901.590	107.881	900.499
9	143.000	887.000	128.410	890.943	174.964	885.056
10	194.347	884.161	137.884	886.891	184.174	876.487
11	195.474	882.785	208.017	884.986	192.847	873.122
12	202.877	879.367	218.300	876.064	198.655	873.281
13	212.734	868.765	231.955	876.123	200.288	870.122
14	217.921	866.861	241.250	873.067	204.112	867.704
15	241.037	864.324	246.078	869.065	208.994	858.836
16	300.000	853.000	256.461	863.605	211.745	856.880

Seção	Seção 2-2		Seção 3-3		Seção 4-4	
Coordenadas	X	Y	X	Y	X	Y
17			267.677	859.761	350.000	855.671
18			350.000	845.000		

FONTE: A autora (2019).

A Figura 34 representa, na linha alaranjada, o lençol freático criado para a seção não empoleirada. É possível observar que a escolha de coordenadas feita foi a favor da segurança, considerando que reflete o pior caso de estabilidade possível para a situação de não empoleiramento.



FONTE: A autora (2019).

Por fim, apresenta-se o Quadro 4, que compreende de forma simplificada as 504 hipóteses realizadas.

QUADRO 4 - HIPÓTESES REALIZADAS PARA A REALIZAÇÃO DO ESTUDO

Cenários	Análises	Seção 2-2			Seção 3-3			Seção 4-4		
		Superior	Inferior	Global	Superior	Inferior	Global	Superior	Inferior	Global
Lençol empoleirado	Análise drenada	Condição real								
	Análise drenada	Δ N.A. -1 a -10m (1 em 1 metro)								
	Análise drenada	B1, B2, B3			B4, B5, B6			B7, B8, B9		
	Análise não drenada (Su pico/ σ' v0 = 0,26)	Condição real								
	Análise não drenada (Su pico/ σ' v0 = 0,26)	Δ N.A. -1 a -10m (1 em 1 metro)								
	Análise não drenada (Su pico/ σ' v0 = 0,26)	B1, B2, B3			B4, B5, B6			B7, B8, B9		
	Análise não drenada (Su pico/ σ' v0 = 0,25)	Condição real								
	Análise não drenada (Su pico/ σ' v0 = 0,25)	Δ N.A. -1 a -10m (1 em 1 metro)								
	Análise não drenada (Su pico/ σ' v0 = 0,25)	B1, B2, B3			B4, B5, B6			B7, B8, B9		
	Lençol não empoleirado	Análise drenada	Condição real							
Análise drenada		Δ N.A. -2 a -10m (2 em 2 metro)								
Análise não drenada (Su pico/ σ' v0 = 0,26)		Condição real								
Análise não drenada (Su pico/ σ' v0 = 0,26)		Δ N.A. -2 a -10m (2 em 2 metro)								
Análise não drenada (Su pico/ σ' v0 = 0,25)		Condição real								
Análise não drenada (Su pico/ σ' v0 = 0,25)		Δ N.A. -2 a -10m (2 em 2 metro)								
Análise não drenada (Su pico/ σ' v0 = 0,25)		Condição real								

FONTE: A autora (2019).

Para cada hipótese realizada, em conformidade com as definições de incrementos na grade do centro e nas linhas de raio, foram avaliadas 54.621 cunhas de ruptura, totalizando, em todas as hipóteses, uma avaliação de 27.528.984 cunhas de ruptura. É importante notar, porém, que nem todas as cunhas avaliadas eram

válidas, sendo que algumas não se mostravam convergentes com relação aos parâmetros de centro e raio pré-estabelecidos.

4.5 HIPÓTESES SIMPLIFICADORAS

Para a avaliação do resultado, é imprescindível retomar as hipóteses simplificadoras adotadas no processo, de forma a ponderar os fatores de segurança resultantes de acordo com a influência destas simplificações. Para este trabalho, foram adotadas as seguintes hipóteses:

- a) A barragem pode ser aproximada por um modelo bidimensional, resultando em análises de estabilidade global suficientemente próximas ao real.
- b) A geometria da barragem foi executada e estava conformada de forma similar a geometria dada pelo relatório de Revisão Periódica da Barragem I até o momento de sua ruptura.
- c) Os cinco materiais que formam os alteamentos, as camadas de rejeito contidos e a fundação da barragem são homogêneos em toda a composição das estruturas, tendo o mesmo peso específico, coesão e ângulo de atrito.
- d) Dentre os diversos valores de resistência não drenada, foi adotado um valor considerado representativo quando comparado a distribuição probabilística de todos os resultados obtidos de ensaios geotécnicos.
- e) O rebaixamento da linha piezométrica foi realizado com a mesma altura em todos os pontos que a forma, dado o desconhecimento pelas características de permeabilidade da camada de rejeitos contido;
- f) O rebaixamento da linha piezométrica foi executado instantaneamente;
- g) Hipóteses simplificadores inerentes aos métodos adotados neste estudo – Método de Spencer e Método de Olson.

5 RESULTADOS

Os resultados e seus respectivos diagnósticos foram avaliados na seção 2, 3 e 4, apresentados respectivamente a seguir.

5.1. ANÁLISE DE ESTABILIDADE DA SEÇÃO 2

5.1.1. Verificação do modelo

Para a calibração do modelo, uma vez que este já havia sido elaborado e executado pela *Tüv Süd Bureau (2017)*, realizou-se a conferência dos fatores de segurança críticos obtidos para cada grupo de alteamentos na análise presente e na análise realizada pela empresa. Os resultados são apresentados na Tabela 11.

Tabela 11 - VERIFICAÇÃO DO MODELO DA SEÇÃO 2

Condição	Grupo	<i>Tüv Süd Bureau (2017)</i>	Calculado
Condição drenada	Superior	2.64	2.463
	Inferior	1.93	1.803
	Inteiro	2.19	2.155
Condição não-drenada	Superior	1.23	1.017
	Inferior	1.46	1.156
	Inteiro	1.22	1.124

FONTE: A autora (2019).

Conclui-se que o modelo desta análise, além de apresentar-se coerente com os conceitos de estabilidade global apresentados no item 2, mostraram-se suficientemente próximos ao elaborado pela *Tüv Süd Bureau (2017)*, permitindo comparações entre eles.

5.1.2. Solução de drenos profundos

Para a solução proposta de drenos profundos, a Tabela 12 apresenta os resultados de variação de fator de segurança obtidos.

TABELA 12 - FATORES DE SEGURANÇA COM ADOÇÃO DE DRENOS PROFUNDOS PARA SEÇÃO 2

Seção 2	Análise drenada			Análise não-drenada (Su pico/ $\sigma'v_0 = 0,26$)			Análise não-drenada (Su pico/ $\sigma'v_0 = 0,25$)		
	Z (m)	Superior	Inferior	Inteiro	Superior	Inferior	Inteiro	Superior	Inferior
0	2.463	1.803	2.155	1.017	1.156	1.124	0.979	1.119	1.084
-1	2.463	1.803	2.178	1.017	1.167	1.135	0.979	1.130	1.094
-2	2.463	1.803	2.200	1.017	1.172	1.146	0.979	1.135	1.106
-3	2.463	1.803	2.223	1.017	1.172	1.158	0.979	1.135	1.116
-4	2.463	1.803	2.245	1.017	1.172	1.168	0.979	1.135	1.126
-5	2.463	1.803	2.267	1.017	1.172	1.179	0.979	1.135	1.137
-6	2.463	1.803	2.290	1.017	1.172	1.190	0.979	1.135	1.147
-7	2.463	1.803	2.311	1.017	1.172	1.200	0.979	1.135	1.157
-8	2.463	1.803	2.333	1.017	1.172	1.207	0.979	1.135	1.163
-9	2.463	1.803	2.354	1.017	1.172	1.207	0.979	1.135	1.164
-10	2.463	1.803	2.376	1.017	1.172	1.207	0.979	1.135	1.164

FONTE: A autora (2019).

Os grupos de alteamentos superiores e inferiores para condição drenada e o grupo superior para análise não drenada ($Su \text{ pico}/\sigma'v_0 = 0,26$ e $Su \text{ pico}/\sigma'v_0 = 0,25$) não sofrem variação de fator de segurança por apresentarem cunha de ruptura crítica acima do nível piezométrico da camada sobre a fundação. Os grupos inferior da análise não drenada ($Su \text{ pico}/\sigma'v_0 = 0,26$) e superior e inferior da análise não drenada ($Su \text{ pico}/\sigma'v_0 = 0,25$) sofrem variação apenas nos primeiros rebaixamentos quando, então, sua cunha de ruptura crítica também passa a ser acima do nível piezométrico rebaixado.

Desta forma, é notável que esta solução, para a seção 2, apenas é efetiva no caso de análise de estabilidade do talude inteiro. Para esta análise, foi possível aumentar o fator de segurança em pouco mais de 0,2 na condição de análise drenada, enquanto foi possível aumentar pouco menos de 0,1 na condição de análise não drenada.

Quanto aos valores obtidos, observa-se que a análise drenada não é motivo de preocupação na estabilidade global da barragem, uma vez que seus valores resultantes são muito maiores do que 1,5, fator de segurança crítico estabelecido nesta metodologia.

Na análise não-drenada, outrora, a solução de drenos profundos não se mostra suficiente para atingir-se o fator de segurança 1,3. É notável, também, que a opção de adoção de $Su \text{ pico}/\sigma'v_0 = 0,26$, como feito pela *Tüv Süd Bureau* (2017), em

contraponto com a adoção de $Su \text{ pico}/\sigma'v0 = 0,25$, resulta em conclusões diferentes para a análise da estabilidade da estrutura: a primeira traz um fator de segurança maior que 1, que atende a condição de estabilidade mínima requerida pelo Método do Equilíbrio Limite, ainda que com valores muito próximos ao limite físico, enquanto a segunda apresenta um resultado totalmente desfavorável quanto a estabilidade da barragem.

É importante assinalar que, embora o resultado para $Su \text{ pico}/\sigma'v0 = 0,25$ tenha sido menor que 1, não é correto afirmar esta consideração de resistência não-drenada pode ser descartada, uma vez que a barragem não havia rompido em 2017, quando da realização destes ensaios. O resultado, que não é possível de ocorrer fisicamente, é explicado a partir das hipóteses simplificadoras adotadas, principalmente no que tange a consideração de material homogêneo e a escolha da relação de resistência não drenada a partir de uma análise probabilística.

5.1.3. Solução de bermas de equilíbrio

Para a solução de bermas de equilíbrio, a Tabela 13 apresenta os resultados de variação de fator de segurança obtidos.

TABELA 13 - FATORES DE SEGURANÇA COM ADOÇÃO DE BERMAS DE EQUILÍBRIO PARA SEÇÃO 2

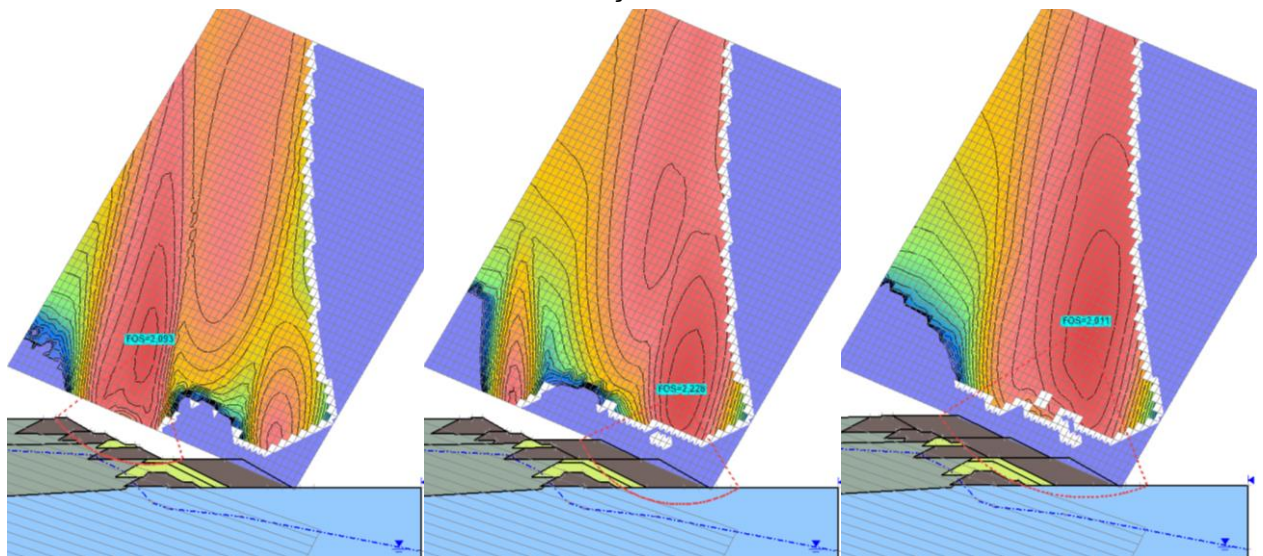
Seção 2	Material	Condição	Análise drenada			Análise não-drenada ($Su \text{ pico}/\sigma'v0 = 0,26$)			Análise não-drenada ($Su \text{ pico}/\sigma'v0 = 0,25$)		
			Superior	Inferior	Inteiro	Superior	Inferior	Inteiro	Superior	Inferior	Inteiro
Rejeito compactado	B1	x	2.093	2.280	x	1.156	1.129	x	1.119	1.087	
	B2	x	2.228	2.344	x	1.541	1.202	x	1.51	1.161	
	B3	x	2.011	2.407	x	2.011	1.317	x	2.011	1.272	
Solo compactado	B1	x	2.097	2.242	x	1.156	1.129	x	1.119	1.088	
	B2	x	2.490	2.286	x	1.515	1.180	x	1.483	1.137	
	B3	x	2.132	2.329	x	2.018	1.247	x	2.003	1.202	

FONTE: A autora (2019).

Observando os resultados de bermas de equilíbrio, é notável que esta solução é mais efetiva que a de drenos profundos, isto é, provoca maior variação de fator de segurança no barramento.

Para a análise drenada, é notável que o grupo de alteamentos inferior sofre aumento de fator de segurança quando da colocação da berma 2 e, na sequência, diminuição do fator de segurança quando da colocação da berma 3. Isso se dá porque, na colocação da berma 3, cria-se uma cunha de ruptura que contempla as três bermas e, dada a geometria desta composição, a parte inferior da barragem fica menos segura quanto a estabilidade. A FIGURA 35 ilustra essas análises.

FIGURA 35 - FATORES DE SEGURANÇA PARA SOLUÇÃO DE BERMAS NA ANÁLISE DRENADA DA SEÇÃO 2



FONTE: A autora (2019).

É notável, ainda, que os fatores de segurança para solo compactado são maiores quando da colocação das bermas 2 e 3 em relação às bermas de rejeito compactado. Isso se dá porque o peso específico do solo compactado é menor que o do rejeito compactado, o que resulta em uma tendência menor de escorregamento da massa de solo.

Ainda para a análise drenada, quando observamos o efeito das bermas no talude inteiro, nota-se que elas são favoráveis a estabilidade global, uma vez que sua função de atuação contrária a tendência de escorregamento, conforme descrito na metodologia, é efetivamente cumprida.

Para análise não-drenada, a criação da cunha de ruptura na própria berma se dá na colocação da berma 3, porém esta ainda resulta em fator de segurança maior que quando da colocação da berma 1 e 2.

Quando da análise da estabilidade, nota-se que, novamente, a análise drenada não apresentou problemas de estabilidade com relação ao fator de segurança 1,5. A análise não-drenada, porém, não atendeu aos requisitos mínimos de fator de segurança 1,3, não sendo uma solução suficiente para a garantia da estabilidade da barragem.

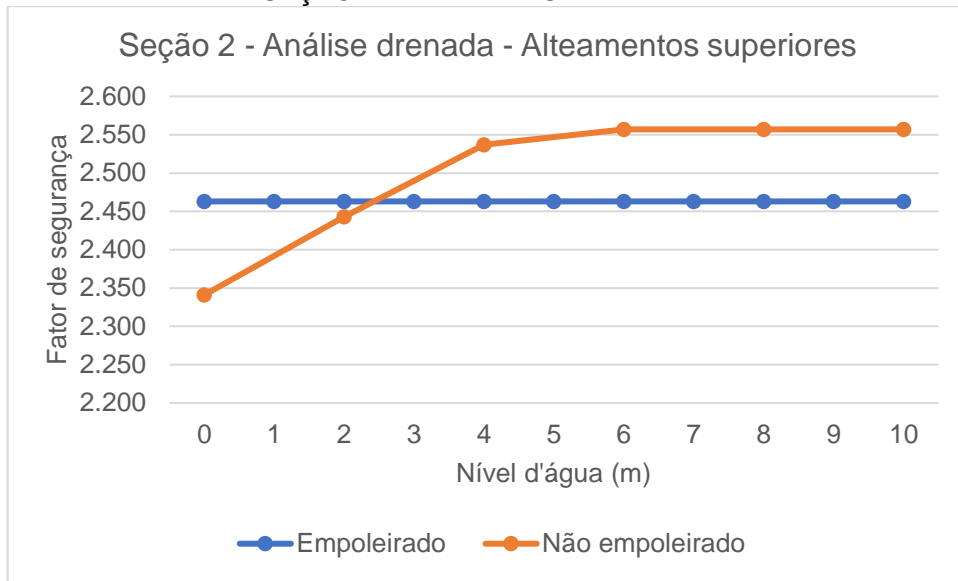
Não se realizou hipóteses de bermas para grupo alteamentos superiores porque, na medida que este fosse colocado, por estar em uma posição intermediária da barragem, aumentaria o fator de segurança para este grupo, porém prejudicaria o fator de segurança do grupo de alteamentos inferiores, uma vez que contribuiria na carga de peso próprio, principal responsável pelas tensões de deslizamento da cunha.

5.1.4. Análise de influência do empoleiramento

Dado que os drenos não se mostraram uma solução efetiva, principalmente nos grupos de alteamentos inferiores e superiores, resolveu-se realizar o estudo de influência do empoleiramento das camadas, que impede a correta drenagem realizada pelos drenos.

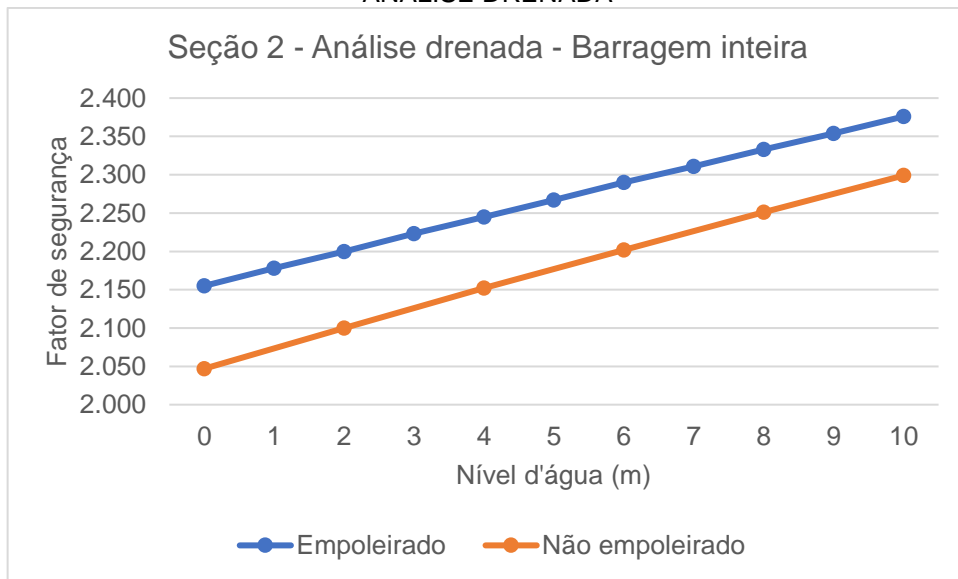
Uma vez que a cunha crítica do grupo de alteamentos inferiores, para qualquer tipo de análise, não tem grande influência do empoleiramento das camadas, realizou-se essa análise para a barragem inteira e para o grupo de alteamentos superiores. Os resultados são apresentados nas Figura 36 e Figura 37 para análise drenada.

FIGURA 36 - INFLUÊNCIA DO EMPOLEIRAMENTO NOS ALTEAMENTOS SUPERIORES DA SEÇÃO 2 PARA ANÁLISE DRENADA



FONTE: A autora (2019).

FIGURA 37 - INFLUÊNCIA DO EMPOLEIRAMENTO NA BARRAGEM INTEIRA DA SEÇÃO 2 PARA ANÁLISE DRENADA

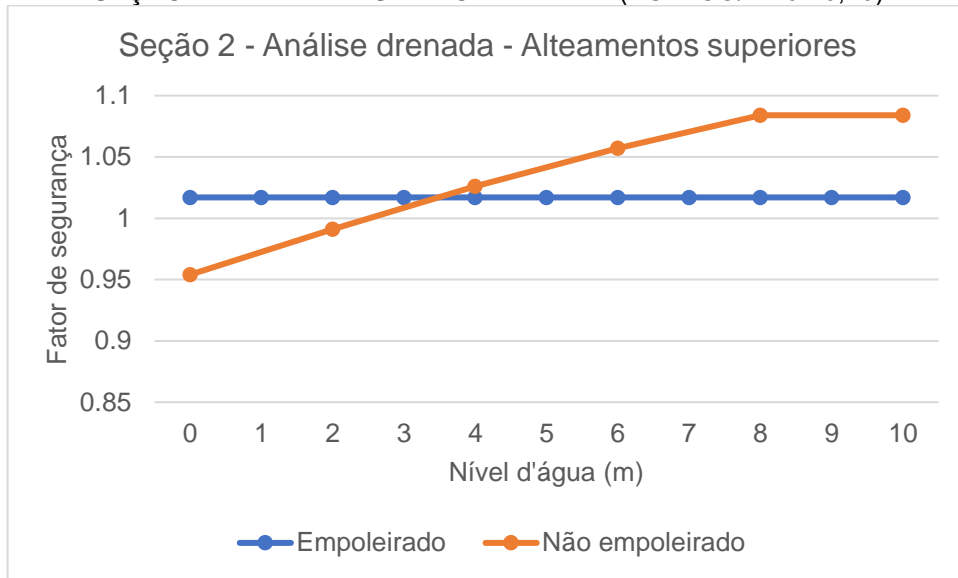


FONTE: A autora (2019).

Para ambas as soluções, a inclinação da reta que une os resultados de análise não empoleirada é maior que aquela correspondente a análise empoleirada. Isso demonstra que os drenos profundos seriam mais efetivos se não houvesse o empoleiramento.

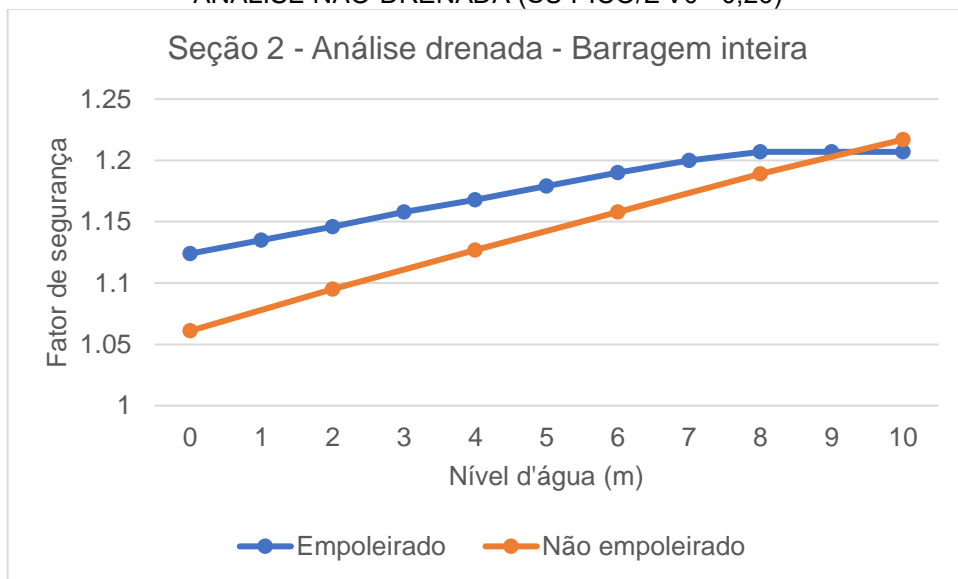
As Figura 38 e Figura 39 apresentam o mesmo estudo para análise não drenada.

FIGURA 38 - INFLUÊNCIA DO EMPOLEIRAMENTO NOS ALTEAMENTOS SUPERIORES DA SEÇÃO 2 PARA ANÁLISE NÃO-DRENADA ($SU \text{ PICO}/\Sigma'V0 = 0,26$)



FONTE: A autora (2019).

FIGURA 39 - INFLUÊNCIA DO EMPOLEIRAMENTO NA BARRAGEM INTEIRA DA SEÇÃO 2 PARA ANÁLISE NÃO-DRENADA ($SU \text{ PICO}/\Sigma'V0 = 0,26$)



FONTE: A autora (2019).

Novamente, a inclinação da reta que une os resultados de análise não empoleirada é maior. Ainda assim, para a solução não-drenada, a colocação de drenos considerando o não empoleiramento não seria condição suficiente para garantir a estabilidade da barragem, que apresenta fator de segurança muito aquém do requerido.

5.2. ANÁLISE DE ESTABILIDADE DA SEÇÃO 3

5.2.1. Verificação do modelo

Os resultados obtidos neste estudo para a verificação do modelo são apresentados na Tabela 14.

TABELA 14 - VERIFICAÇÃO DO MODELO DA SEÇÃO 3

Condição	Grupo	<i>Tüv Süd Bureau</i> (2017)	Calculado
Condição drenada	Superior	2.49	2.242
	Inferior	1.76	1.75
	Inteiro	2.34	2.682
Condição não-drenada	Superior	1.18	0.936
	Inferior	1.29	1.007
	Inteiro	1.44	1.176

FONTE: A autora (2019).

Para esta seção, assim como para a seção 2, observou-se que as diferenças entre os fatores de segurança obtidos por esta análise e pela análise da *Tüv Süd Bureau* (2017) são maiores na condição não-drenada. Contudo, considerou-se suficientemente próximo para permitir a comparação entre eles, além de estar conforme o referencial teórico desta pesquisa.

5.2.2. Solução de drenos profundos

Para a solução proposta de drenos profundos, a Tabela 15 apresenta os resultados de variação de fator de segurança obtidos.

TABELA 15- FATORES DE SEGURANÇA COM ADOÇÃO DE DRENOS PROFUNDOS PARA SEÇÃO 3

(continua)

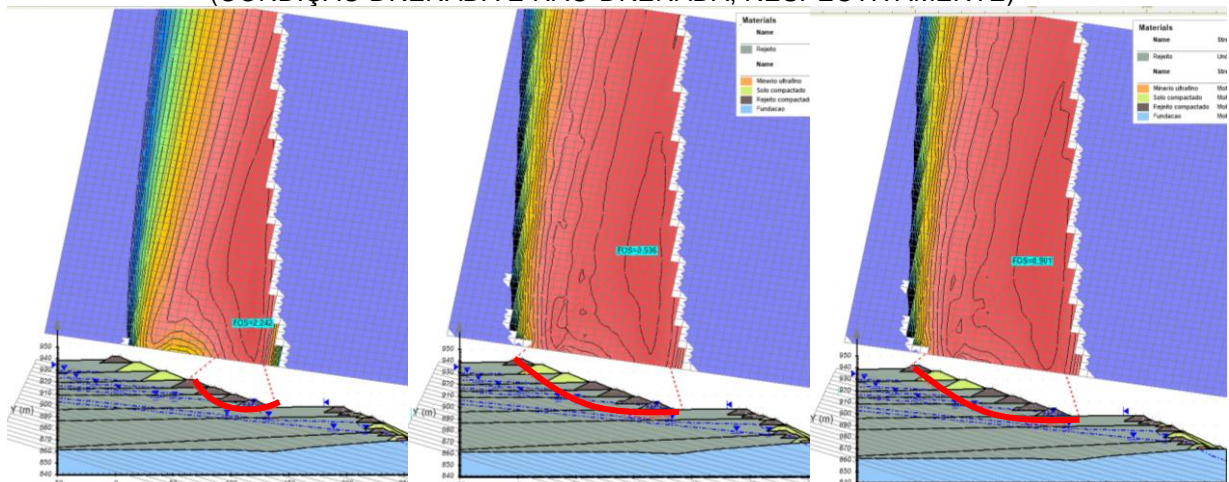
Seção 3	Análise drenada			Análise não-drenada ($S_u \text{ pico}/\sigma'v_0 = 0,26$)			Análise não-drenada ($S_u \text{ pico}/\sigma'v_0 = 0,25$)		
	Z (m)	Superior	Inferior	Inteiro	Superior	Inferior	Inteiro	Superior	Inferior
0	2.242	1.75	2.682	0.936	1.007	1.176	0.901	0.976	1.133
-1	2.242	1.757	2.694	0.936	0.981	1.102	0.901	0.949	1.056

Seção 3	Análise drenada			Análise não-drenada ($S_u \text{ pico}/\sigma'v_0 = 0,26$)			Análise não-drenada ($S_u \text{ pico}/\sigma'v_0 = 0,25$)		
	Z (m)	Superior	Inferior	Inteiro	Superior	Inferior	Inteiro	Superior	Inferior
-2	2.242	1.758	2.709	0.936	0.984	1.102	0.901	0.955	1.056
-3	2.242	1.758	2.72	0.936	0.991	1.102	0.901	0.959	1.056
-4	2.242	1.758	2.738	0.936	0.985	1.102	0.901	0.955	1.056
-5	2.242	1.758	2.746	0.936	0.985	1.102	0.901	0.955	1.056
-6	2.242	1.758	2.755	0.936	0.985	1.102	0.901	0.955	1.056
-7	2.242	1.758	2.77	0.936	0.985	1.102	0.901	0.955	1.056
-8	2.242	1.758	2.75	0.936	0.985	1.102	0.901	0.955	1.056
-9	2.242	1.758	2.793	0.936	0.985	1.102	0.901	0.955	1.056
-10	2.242	1.758	2.87	0.936	0.985	1.102	0.901	0.955	1.056

FONTE: A autora (2019).

Repetindo o ocorrido na seção 2, os grupos de alteamentos superiores todas as análises não sofrem variação de fator de segurança por apresentarem cunha de ruptura crítica acima do nível piezométrico da camada sobre a fundação, conforme apresenta a Figura 40.

FIGURA 40 - CUNHAS DE RUPTURA DOS ALTEAMENTOS INFERIORES DA SEÇÃO 3 (CONDIÇÃO DRENADA E NÃO-DRENADA, RESPECTIVAMENTE)

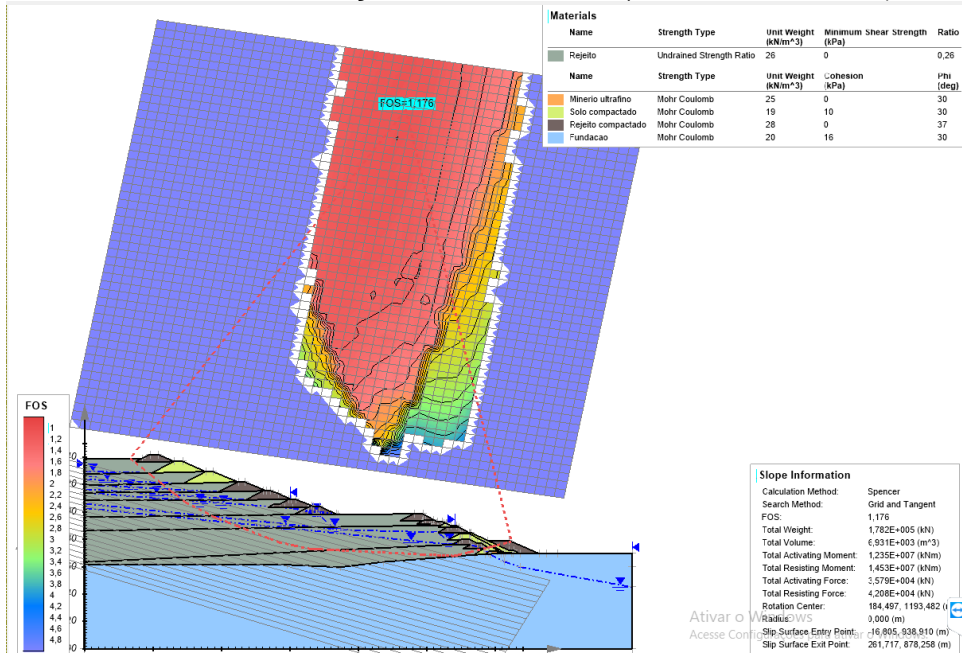


FONTE: A autora (2019).

Os grupos de alteamentos inferiores para todas as análises e a hipótese de ruptura da barragem inteira na condição não-drenada sofrem variação apenas nos primeiros rebaixamentos quando, então, sua cunha de ruptura crítica também passa a estar acima do nível piezométrico rebaixado. Nota-se, portanto, que o rebaixamento da linha freática provoca, nas condições não-drenadas, diminuição do fator de segurança para estes casos. As cunhas de ruptura críticas da barragem inteira para o

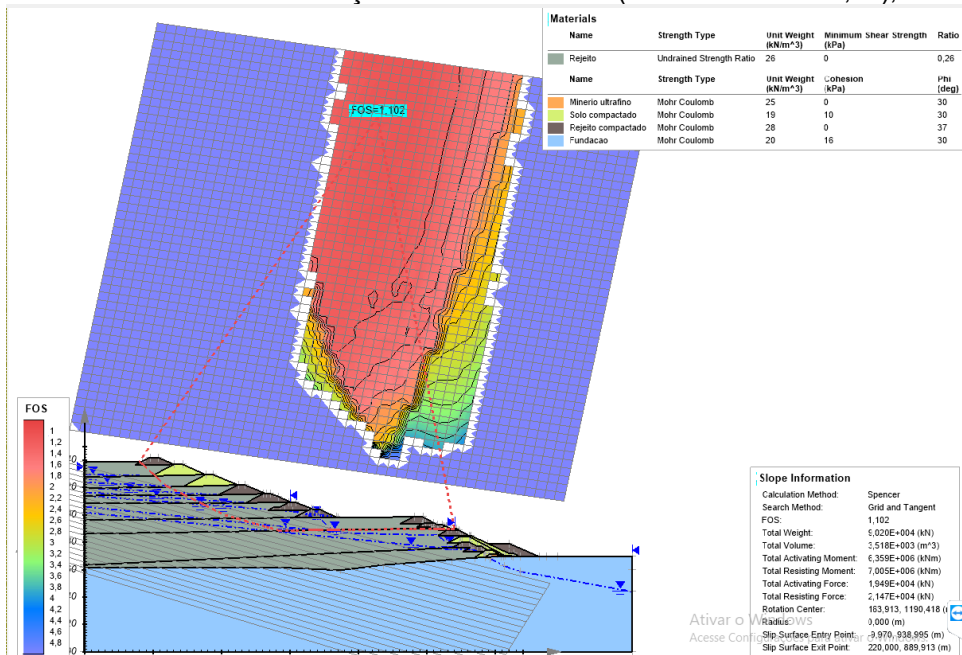
lençol não rebaixado e para lençol rebaixado em 1 metro, na condição não-drenada (Su pico/ $\sigma'v_0 = 0,26$), são apresentadas nas Figura 41 e Figura 42.

FIGURA 41 - ANÁLISE EM CONDIÇÃO NÃO-DRENADA (SU PICO/ $\Sigma'V_0 = 0,26$), PARA Z=0



FONTE: Os autores (2019).

FIGURA 42 - ANÁLISE EM CONDIÇÃO NÃO-DRENADA (SU PICO/ $\Sigma'V_0 = 0,26$), PARA Z=-1



FONTE: Os autores (2019).

O resultado desta hipótese foi considerado incoerente, uma vez que a cunha dada no rebaixamento (FS = 1,102) já era uma possibilidade na condição original e

tem fator de segurança menor que a apresentada na Figura 41 ($FS = 1,176$). No entanto, é considerável apontar que a diferença entre esses fatores de segurança é de 0,074, valor pouco relevante considerando a proposta desta análise.

Quanto à análise no talude inteiro, é notável que apenas a solução de drenos profundos é eficiente apenas no caso de análise drenada, quanto tem acréscimo de fator de segurança, sendo que estes iniciam-se em 2.682 quando sem rebaixamento e atingem 2.87 quando do rebaixamento de 10 metros de nível piezométrico.

Quanto aos valores obtidos, observa-se que a análise drenada não é motivo de preocupação na estabilidade global da barragem, uma vez que todos os seus valores resultantes são muito maiores do que 1,5, fator de segurança crítico estabelecido nesta metodologia.

Na análise não-drenada, outrora, a solução de drenos profundos não se mostra suficiente para atingir-se o fator de segurança 1,3, sendo que os grupamentos inferiores e superiores se apresentam, em qualquer adoção de $Su \text{ pico}/\sigma'v_0$, não estáveis quanto a ruptura em condição de liquefação. Ressalta-se a importância das hipóteses simplificadoras nas análises destes, uma vez que a barragem não havia rompido na execução destes ensaios, como demonstra o resultado. Na análise da barragem inteira, embora o fator de segurança seja maior que 1, os valores obtidos são muito próximos a essa definição.

5.2.3. Solução de bermas de equilíbrio

Para a solução de bermas de equilíbrio, a TABELA 16 apresenta os resultados de variação de fator de segurança obtidos.

TABELA 16 - FATORES DE SEGURANÇA COM ADOÇÃO DE BERMAS DE EQUILÍBRIO PARA SEÇÃO 3

(continua)

Seção 3		Análise drenada			Análise não-drenada ($Su \text{ pico}/\sigma'v_0 = 0,26$)			Análise não-drenada ($Su \text{ pico}/\sigma'v_0 = 0,25$)		
Material	Condição	Superior	Inferior	Inteiro	Superior	Inferior	Inteiro	Superior	Inferior	Inteiro
		Rejeito compactado	B1	x	2.255	2.777	x	1.138	1.102	x
B2	x		1.771	2.800	x	1.446	1.185	x	1.391	1.141
B3	x		1.700	2.441	x	1.569	1.079	x	1.669	1.041

Seção 3		Análise drenada			Análise não-drenada (Su pico/ $\sigma'v_0 = 0,26$)			Análise não-drenada (Su pico/ $\sigma'v_0 = 0,25$)		
Material	Condição	Superior	Inferior	Inteiro	Superior	Inferior	Inteiro	Superior	Inferior	Inteiro
		Solo compactado	B1	x	2.26	2.729	x	1.138	1.102	x
	B2	x	2.211	2.753	x	1.374	1.186	x	1.372	1.143
	B3	x	2.011	2.441	x	1.575	1.220	x	1.443	1.179

FONTE: A autora (2019).

Observando os resultados de bermas de equilíbrio, é notável que esta solução é mais efetiva que a de drenos profundos, isto é, provoca maior variação de fator de segurança no barramento.

Para a análise drenada, é notável que o grupo de alteamentos inferior sofre diminuição de fator de segurança quando da colocação das bermas 2 e 3. Isso se dá porque a cunha de ruptura crítica, para estes casos, para a ser na própria berma. Assim como na seção 2, para estes casos, o solo compactado apresenta maior fator de segurança por possuir menor peso específico.

Ainda para a análise drenada, avaliando-se a ruptura da barragem inteira, observamos que a colocação das bermas 1 e 2 se mostram favoráveis para estabilidade global, atuando de forma contrária a tendência de escorregamento da barragem, enquanto a berma 3 se mostra desfavorável, uma vez que também contribui para o peso próprio e tendência de escorregamento da cunha.

Para análise não-drenada, a colocação de bermas atua sempre a favor da segurança da estabilidade no grupo de alteamentos inferiores, aumentando em até 0,4 o fator de segurança. Para a análise da barragem inteira, contudo, segue-se a mesma tendência definida na análise drenada: bermas 1 e 2 a favor da segurança e berma 3 contra a segurança.

Quando da análise da estabilidade, nota-se que, novamente, a análise drenada não apresentou fator de segurança superior a 1,5. A análise não-drenada para o grupo de alteamentos inferior atendeu ao fator de segurança mínimo estabelecido de 1,3, se mostrando uma solução suficiente para este caso. A análise não-drenada da barragem inteira, contudo, embora tenha contribuído na estabilidade com a solução proposta, ainda não atendeu ao estabelecido fator de segurança crítico.

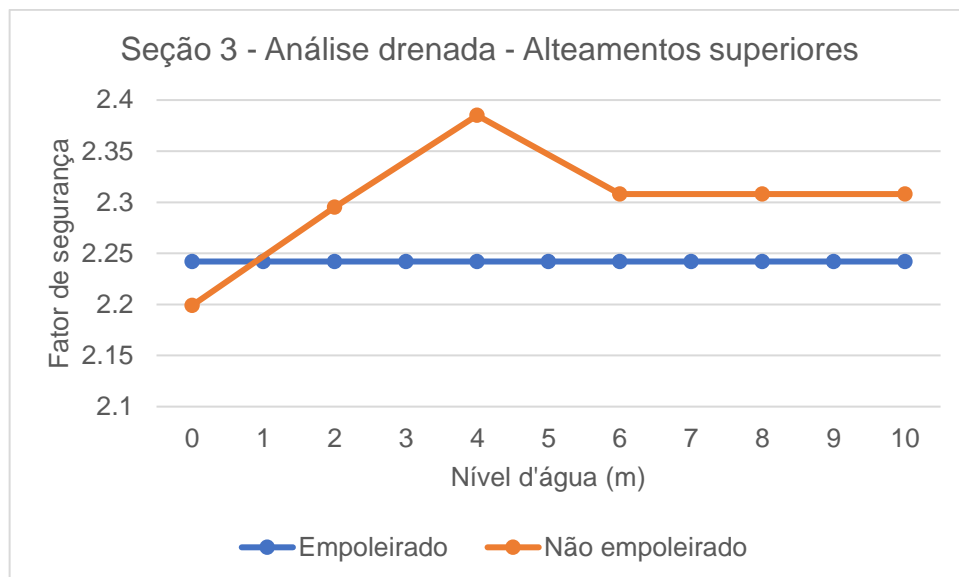
Não se realizou hipóteses de bermas para o grupo de alteamentos superiores, dadas as justificativas mencionadas também para a seção 2.

5.2.4. Análise de influência do empoleiramento

Dado que os drenos não se mostraram uma solução efetiva também para a seção 3, com exceção da análise de barragem inteira por condição drenada, resolveu-se realizar o estudo de influência do empoleiramento das camadas.

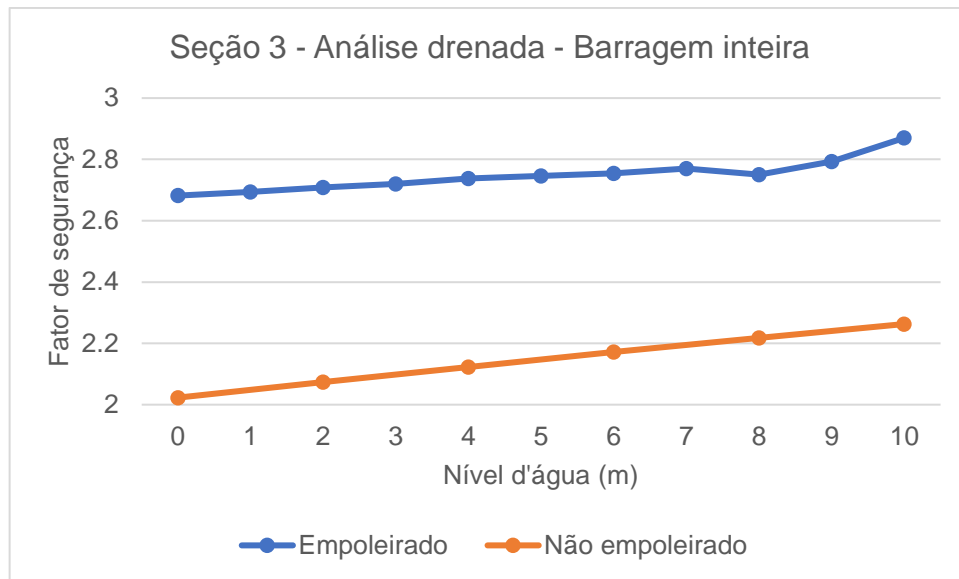
Os resultados para barragem inteira e para grupo de alteamentos superiores são apresentados nas FIGURA 43 e FIGURA 44 para análise drenada.

FIGURA 43 - INFLUÊNCIA DO EMPOLEIRAMENTO NOS ALTEAMENTOS SUPERIORES DA SEÇÃO 3 PARA ANÁLISE DRENADA



FONTE: A autora (2019).

FIGURA 44 - INFLUÊNCIA DO EMPOLEIRAMENTO NA BARRAGEM INTEIRA DA SEÇÃO 3 PARA ANÁLISE DRENADA

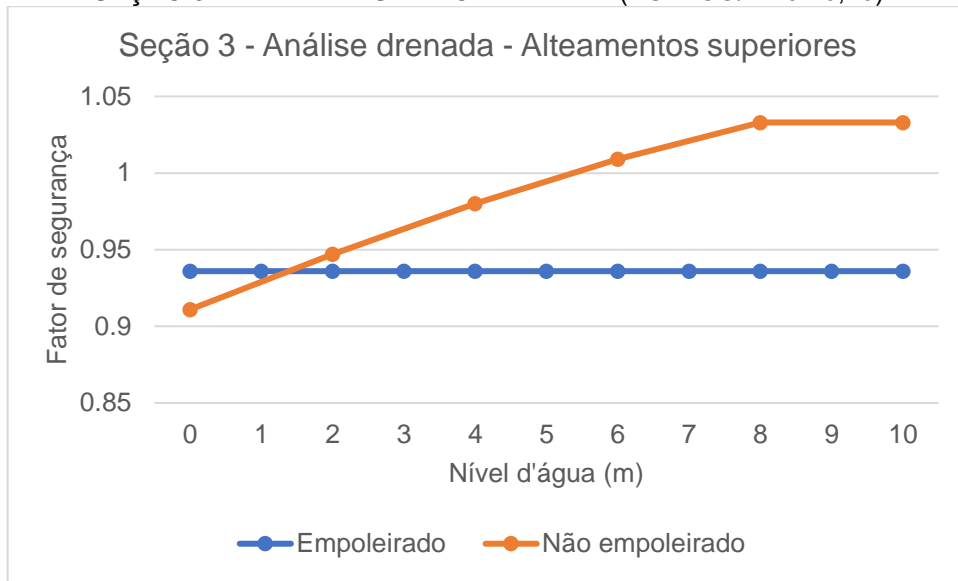


FONTE: A autora (2019).

Para ambas as soluções, a inclinação da reta que une os resultados de análise não empoleirada é maior que aquela correspondente a análise empoleirada. Ambas as figuras trazem momentos de redução de fator de segurança quando do rebaixamento da linha freática. Como já discutido previamente, este resultado não se mostra coerente, porém não foi considerado significativo para esta análise de estabilidade, dada a pequena diferença entre ambos os valores no momento desta redução. Na FIGURA 44, a inclinação da reta que representa os resultados de empoleiramento é de 0,014, enquanto na de não-empoleiramento é de 0,024, um aumento de 72% na efetividade da solução de drenos e um acréscimo de pouco menos de 0,2 no fator de segurança.

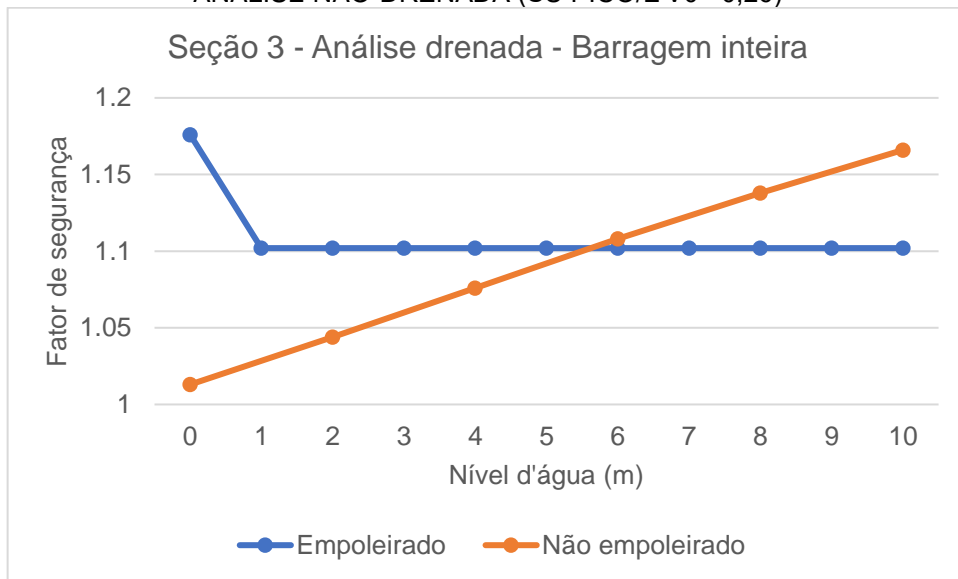
As Figura 45 e Figura 46 apresentam o mesmo estudo para análise não drenada.

FIGURA 45 - INFLUÊNCIA DO EMPOLEIRAMENTO NOS ALTEAMENTOS SUPERIORES DA SEÇÃO 3 PARA ANÁLISE NÃO-DRENADA ($SU \text{ PICO}/\Sigma'V0 = 0,26$)



FONTE: A autora (2019).

FIGURA 46 - INFLUÊNCIA DO EMPOLEIRAMENTO NA BARRAGEM INTEIRA DA SEÇÃO 3 PARA ANÁLISE NÃO-DRENADA ($SU \text{ PICO}/\Sigma'V0 = 0,26$)



FONTE: A autora (2019).

Novamente, a inclinação da reta que une os resultados de análise não empoleirada é maior. Ainda assim, para a solução não-drenada, a colocação de drenos considerando o não empoleiramento não seria condição suficiente para garantir a estabilidade da barragem, que apresenta fator de segurança muito aquém do requerido.

5.3. ANÁLISE DE ESTABILIDADE DA SEÇÃO 4

5.3.1. Verificação do modelo

Os resultados obtidos neste estudo para a verificação do modelo são apresentados na TABELA 17.

TABELA 17 - VERIFICAÇÃO DO MODELO DA SEÇÃO 4

Condição	Grupo	Tüv Süd Bureau (2017)	Calculado
Condição drenada	Superior	2.66	2.371
	Inferior	1.60	1.582
	Inteiro	1.84	1.796
Condição não-drenada	Superior	1.24	0.951
	Inferior	1.35	0.959
	Inteiro	1.09	0.973

FONTE: A autora (2019).

A seção 4 foi a que mais apresentou diferenças entre os fatores de segurança obtidos por esta análise e pela análise da *Tüv Süd Bureau (2017)*. É notório, ainda, que esta seção tem a cunha de ruptura crítica dentre todas as analisadas no Relatório Periódico de Segurança da empresa. Esta diferença pode ter sido obtida por uma adoção distinta de método de busca de cunha de ruptura nas análises – neste estudo, conforme já especificado, foi utilizado o método de grade e tangente disponível no *software SVSlope*.

A discrepância pode ter se dado, ainda, no desenho da geometria da barragem, uma vez que a *Tüv Süd Bureau (2017)* teve acesso aos dados de coordenadas originais, enquanto este estudo baseou-se nas coordenadas implícitas do Relatório. Mantendo-se a metodologia definida inicialmente e adotada para as demais seções, optou-se por dar continuidade às hipóteses realizadas.

5.3.2. Solução de drenos profundos

Para a solução proposta de drenos profundos, a Tabela 18 apresenta os resultados de variação de fator de segurança obtidos.

TABELA 18 - FATORES DE SEGURANÇA COM ADOÇÃO DE DRENOS PROFUNDOS PARA SEÇÃO 4

Seção 4 Z (m)	Análise drenada			Análise não-drenada (Su pico/ $\sigma'v_0 = 0,26$)			Análise não-drenada (Su pico/ $\sigma'v_0 = 0,25$)		
	Superior	Inferior	Inteiro	Superior	Inferior	Inteiro	Superior	Inferior	Inteiro
0	2.371	1.582	1.796	0.951	0.959	0.973	0.918	0.929	0.927
-1	2.371	1.593	1.817	0.951	0.96	0.975	0.918	0.934	0.938
-2	2.371	1.601	1.838	0.951	0.963	0.971	0.918	0.935	0.943
-3	2.371	1.606	1.859	0.951	0.968	0.973	0.918	0.94	0.935
-4	2.371	1.583	1.879	0.951	0.968	0.974	0.918	0.944	0.936
-5	2.371	1.585	1.899	0.951	0.968	0.973	0.918	0.944	0.936
-6	2.371	1.585	1.919	0.951	0.968	0.973	0.918	0.944	0.936
-7	2.371	1.585	1.939	0.951	0.968	0.973	0.918	0.944	0.936
-8	2.371	1.585	1.957	0.951	0.968	0.973	0.918	0.944	0.936
-9	2.371	1.585	1.975	0.951	0.968	0.973	0.918	0.944	0.936
-10	2.371	1.585	1.993	0.951	0.968	0.973	0.918	0.944	0.936

FONTE: A autora (2019).

Seguindo o comportamento da seção 3, a solução de drenos profundos se mostra efetiva na diminuição dos fatores de segurança apenas para análise de barragem inteira na condição drenada, na qual apresenta acréscimo de 0,2 entre o fator de segurança sem rebaixamento e com 10 metros de rebaixamento.

Quanto aos valores obtidos, observa-se que a análise drenada não é motivo de preocupação na estabilidade global da barragem, uma vez que todos os seus valores resultantes são muito maiores do que 1,5, fator de segurança crítico estabelecido nesta metodologia.

Na análise não-drenada, outrora, a solução de drenos profundos não se mostra suficiente para atingir-se o fator de segurança 1,3 em nenhuma das hipóteses – alteamentos inferiores, alteamentos superiores e barragem inteira. Ainda, os resultados apresentam demonstram que não é possível garantir a estabilidade da barragem.

Ainda que tenha havido discrepância entre os resultados deste estudo e da *Tüv Süd Bureau* (2017) na verificação do modelo, a análise não-drenada com $Su \text{ pico}/\sigma'v_0 = 0,25$, que não foi realizada pela empresa, seria suficiente para resultar em fator de segurança igual a 1,05, adotado pela empresa como o fator de segurança mínimo aceitável para a análise de estabilidade, ainda que tenha sido recomendado a Vale S.A. a adoção de fator de segurança mínimo de 1,3. Essa conclusão se dá a partir da diferença média entre a análise de $Su \text{ pico}/\sigma'v_0 = 0,26$ e $Su \text{ pico}/\sigma'v_0 = 0,25$

– adotada por este estudo por ser a relação obtida com maior ocorrência na série de dados – que é de 0,032. Desta forma, o talude inferior para análise não-drenada seria de aproximadamente 1,05 na análise drenada com $Su \text{ pico}/\sigma'v_0 = 0,25$.

5.3.3. Solução de bermas de equilíbrio

Para a solução de bermas de equilíbrio, a apresenta os resultados de variação de fator de segurança obtidos.

TABELA 19 - FATORES DE SEGURANÇA COM ADOÇÃO DE BERMAS DE EQUILÍBRIO PARA SEÇÃO 4

Seção 2	Análise drenada			Análise não-drenada ($Su \text{ pico}/\sigma'v_0 = 0,26$)			Análise não-drenada ($Su \text{ pico}/\sigma'v_0 = 0,25$)			
	Material	Condição	Superior	Inferior	Inteiro	Superior	Inferior	Inteiro	Superior	Inferior
Rejeito compactado	B1	x	1.977	1.975	x	1.246	1.013	x	1.217	0.980
	B2	x	1.788	2.014	x	1.460	1.013	x	1.507	0.975
	B3	x	1.703	2.044	x	1.606	1.213	x	1.592	1.172
Solo compactado	B1	x	2.041	1.917	x	1.183	1.015	x	1.151	0.982
	B2	x	1.979	1.944	x	1.669	1.020	x	1.411	0.981
	B3	x	1.859	1.965	x	1.562	1.170	x	1.541	1.132

FONTE: A autora (2019).

Assim como nas seções 2 e 3, a solução de bermas de equilíbrio se mostra mais eficiente que a de drenos profundos. O resultado para berma B2 no grupo de alteamentos inferiores para rejeito compactado não é coerente quando se compara a análise não drenada com relação 0,26 e com relação 0,25, uma vez que o primeiro deveria ser maior que o segundo, dado que a resistência não drenada é maior. Essa diferença, por ser pequena – 0,047 –, e por não acarretar dúvidas na conclusão desta análise, foi desprezada.

Para a análise drenada, é notável que o grupo de alteamentos inferior sofre diminuição de fator de segurança quando da colocação das bermas 2 e 3. Isso se dá porque a cunha de ruptura crítica, para estes casos, para a ser na própria berma. Assim como na demais seções, para estes casos, o solo compactado apresenta maior fator de segurança por possuir menor peso específico.

Ainda para a análise drenada, avaliando-se a ruptura da barragem inteira, observamos que o comportamento se dá de forma contrária quando da colocação das bermas, aumentando o fator de segurança, uma vez que trabalha de forma contrária a tendência de escorregamento da cunha.

Para análise não-drenada, a colocação de bermas atua a favor da segurança para a barragem inteira e para o grupo de alteamentos inferiores, embora o aumento do fator de segurança seja pequeno nos últimos.

Quando da análise da estabilidade, nota-se que, novamente, a análise drenada não apresentou fator de segurança superior a 1,5. A análise não-drenada para o grupo de alteamentos inferior atendeu ao fator de segurança mínimo estabelecido de 1,3, se mostrando uma solução suficiente para este caso. A análise não-drenada da barragem inteira, contudo, embora tenha contribuído na estabilidade com a solução proposta, ainda não atendeu ao estabelecido fator de segurança crítico.

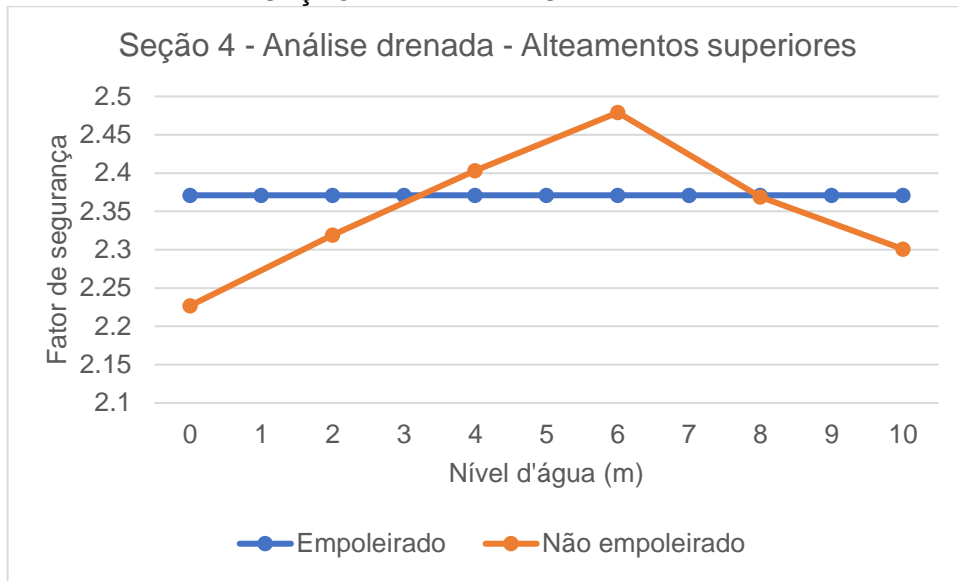
Não se realizou hipóteses de bermas para o grupo de alteamentos superiores, dadas as justificativas mencionadas na seção 2 e válidas também para a seção 3.

5.3.4. Análise de influência do empoleiramento

Dado que os drenos não se mostraram uma solução efetiva também para a seção 4, com exceção da análise de barragem inteira por condição drenada, resolveu-se realizar o estudo de influência do empoleiramento das camadas.

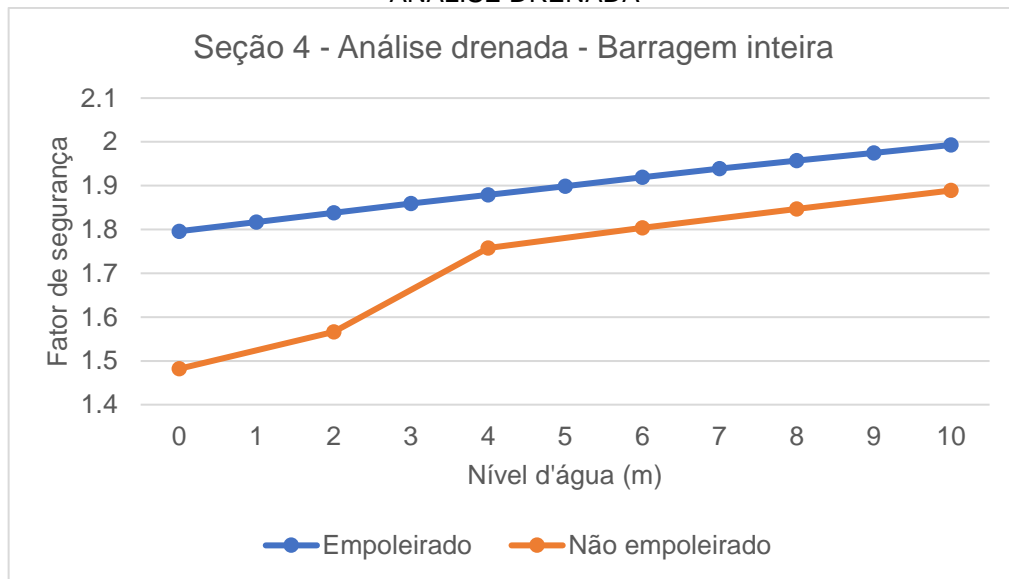
Os resultados para barragem inteira e para grupo de alteamentos superiores são apresentados nas Figura 47 e Figura 48 para análise drenada.

FIGURA 47. INFLUÊNCIA DO EMPOLEIRAMENTO NOS ALTEAMENTOS SUPERIORES DA SEÇÃO 4 PARA ANÁLISE DRENADA



FONTE: A autora (2019).

FIGURA 48 - INFLUÊNCIA DO EMPOLEIRAMENTO NA BARRAGEM INTEIRA DA SEÇÃO 4 PARA ANÁLISE DRENADA



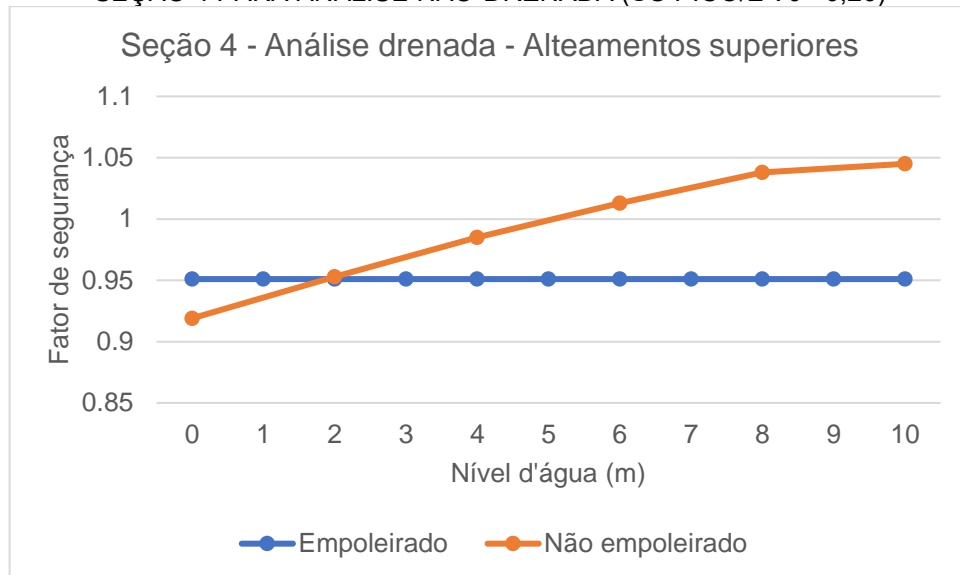
FONTE: A autora (2019).

Neste estudo, o mesmo fenômeno ocorrido nas demais seções de diminuição do fator de segurança quando se faz o rebaixamento do lençol freático fica explícito na Figura 47. Como já discutido previamente, este resultado não se mostra coerente, porém não foi considerado significante para esta análise de estabilidade, dada a pequena diferença entre ambos os valores no momento desta redução.

Para a análise na barragem inteira, é notável que a inclinação da reta que une os resultados de análise não empoleirada é maior que aquela correspondente a análise empoleirada. Na Figura 48, a inclinação da reta que representa os resultados de empoleiramento é de 0,019, enquanto na de não-empoleiramento é de 0,041, um aumento de 116% na efetividade da solução de drenos e um acréscimo de pouco menos de 0,4 no fator de segurança.

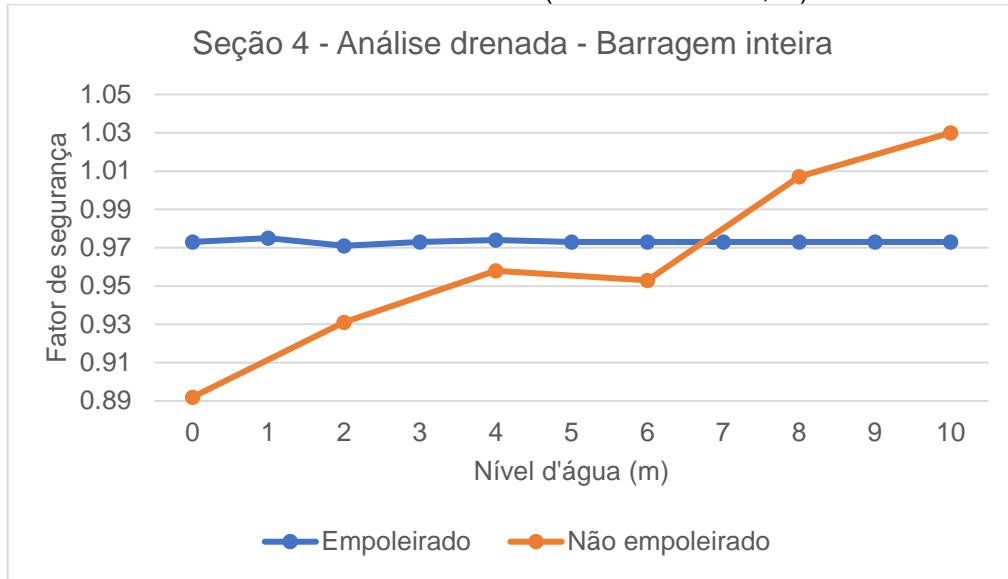
As Figura 49 e Figura 50 apresentam o mesmo estudo para análise não drenada.

FIGURA 49 - INFLUÊNCIA DO EMPOLEIRAMENTO NOS ALTEAMENTOS SUPERIORES DA SEÇÃO 4 PARA ANÁLISE NÃO-DRENADA ($SU \text{ PICO}/\Sigma'V0 = 0,26$)



FONTE: A autora (2019).

FIGURA 50 - INFLUÊNCIA DO EMPOLEIRAMENTO NA BARRAGEM INTEIRA DA SEÇÃO 4 PARA ANÁLISE NÃO-DRENADA (SU PICO/ $\Sigma'V_0 = 0,26$)



FONTE: A autora (2019).

Novamente, a inclinação da reta que une os resultados de análise não empoleirada é maior. Ainda assim, para a solução não-drenada, a colocação de drenos considerando o não empoleiramento não seria condição suficiente para garantir a estabilidade da barragem, que apresenta fator de segurança muito aquém do requerido.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho teve sua concepção em um contexto de insegurança nacional quanto à segurança de barragens, após dois grandes desastres socioambientais terem ocorrido no estado de Minas Gerais, com o rompimento das barragens de Fundão, na cidade de Mariana, e da Barragem I da Mina do Córrego do Feijão, em Brumadinho.

Visando contribuir com o entendimento do comportamento estrutural da Barragem I, realizou-se a análise da estabilidade global da estrutura sob diversos cenários de soluções para a estabilização desta barragem. Para isso, foram adotadas três seções da barragem para verificação da estabilidade global por Método de Equilíbrio Limite e Método de Olson. A geometria, os parâmetros de resistência e as coordenadas das linhas freáticas das camadas empoleiradas foram obtidos do Relatório Periódico de Segurança da *Tüv Süd Bureau* (2017). Foi utilizado o *software SVSlope da SoilVision System Ltd*, com o método de busca da cunha de ruptura sendo o de grade e tangente. Os materiais foram definidos com comportamento de Mohr-Coulomb, com exceção do rejeito contido para a análise não-drenada, cuja opção adotada foi *Undrained Strength Ratio*.

Elencaram-se três objetivos específicos para direcionar este estudo. Atendendo ao primeiro objetivo disposto, foi analisada a influência da escolha do parâmetro de resistência não-drenada $Su_{pico}/\sigma'v_0$, que possibilita a realização das análises de susceptibilidade a liquefação e estabilidade global. No Relatório Periódico de Segurança, elaborado pela *Tüv Süd Bureau* (2017), foi adotado o valor de $Su_{pico}/\sigma'v_0 = 0,26$, que corresponde a uma probabilidade de ocorrência de 50% dentro da série de dados. Neste estudo, optou-se por adotar o $Su_{pico}/\sigma'v_0 = 0,25$, correspondente ao valor de maior ocorrência na série de dados. Para isso, concluiu-se que a diferença média entre os resultados obtidos para essas duas hipóteses é de 0,032.

Para responder ao segundo objetivo proposto, analisou-se a sensibilidade do fator de segurança a variação do lençol freático de 1 a 10 metros. Concluiu-se que o aumento do fator de segurança teria sido insuficiente para garantir a estabilidade. Dado que o empoleiramento das camadas de rejeito tem grande influência neste estudo, analisou-se também uma hipótese de rejeitos não-empoleirados. Foi verificado que o empoleiramento diminui a efetividade dos drenos mas a hipóteses de

não-empoleiramento com a utilização de drenos ainda não seria suficiente para garantir a estabilidade da barragem.

Atendendo ao terceiro e último objetivo específico, analisou-se a sensibilidade do fator de segurança quanto a colocação de três bermas de 20 metros de largura, cada uma com altura aproximada de $1/3$ da altura dos alteamentos inferiores, conformadas de solo compactado ou de rejeito compactado. Estas bermas têm pequeno porte, se comparadas ao tamanho da barragem e, para sua viabilização, seria necessária a retirada do refeitório do empreendimento, que se encontrava no pé da Barragem I.

A solução de bermas de equilíbrio mostrou-se mais eficiente que a solução de drenos profundos, porém não foi utilizada para a verificação da estabilidade do grupo de alteamentos superiores, uma vez que a berma, estando em uma posição intermediária entre os alteamentos superiores e inferiores, seria contrária a segurança na análise do grupo de alteamentos inferiores. Desta forma, embora tenha garantido um fator de segurança muito próximo a 1,3 para os alteamentos inferiores e barragem inteira, esta solução não foi suficiente para garantir a estabilidade dos alteamentos superiores da barragem. Para englobar estes alteamentos, a solução estudada deve considerar bermas de grandes dimensões, com volumes próximos ou superiores ao volume de todos os alteamentos que formam a barragem, configurando um segundo barramento sobreposto ao existente.

A solução de drenos profundos poderia ser efetiva caso houvesse o rebaixamento de todas as linhas freáticas, de tal forma que a ruptura passasse a se dar em condição drenada. Contudo, este processo é muito lento, o que seria agravado pelo empoleiramento das camadas de rejeito e pela constante contribuição de água da chuva na estrutura, tornando-o inviável de ser cogitado como uma solução efetiva.

A hipótese que motivou este trabalho é a de que haveria possibilidade de estabilização desta barragem com a adoção de propostas comumente utilizadas para este fim e correto estudo de análise de estabilidade atrelado a essas implementações.

Com os resultados apresentados, concluiu-se que a estabilização da barragem não seria atingida com as soluções propostas de implantação de drenos profundos e de bermas de equilíbrio de pequenas dimensões, nos formatos apresentados neste trabalho.

Para possibilitar a hipotética estabilização desta barragem, com base nos estudos já apresentados e com as mesmas hipóteses adotadas, seria necessário

realizar-se uma mudança de geometria da barragem ou uma alteração nos parâmetros de resistência não-drenada.

As limitações deste trabalho foram explicitadas quando da explanação das hipóteses simplificadoras adotadas. Recomenda-se, então, para estudos futuros, de forma a refinar esta análise, a elaboração de um modelo tridimensional para a avaliação das cunhas de ruptura críticas considerando todo o barramento. Ainda, é relevante para este estudo conhecer-se as condições de permeabilidade do rejeito, de forma a compreender a atuação dos drenos profundos nas diversas camadas de empoleiramento, realizar uma análise de fluxo no barramento e propor soluções mais efetivas.

É possível, também, realizar um estudo de sensibilidade entre os diversos Métodos de Equilíbrio Limite existentes, de forma a validar a seleção do Método de Spencer para este caso. Outra avaliação passível desta análise é o estudo de sensibilidade entre os diversos métodos de avaliação de segurança a liquefação e as possibilidades de caracterização do gatilho.

REFERÊNCIAS

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS (ANA). **Relatório de Segurança de Barragens 2017**. Brasília, 2018.

AGÊNCIA NACIONAL DE MINERAÇÃO (ANM). **Quadro de Classificação de Barragens de Rejeito**. Brasil, 2019.

AGÊNCIA NACIONAL DE MINERAÇÃO. **Barragens de mineração inseridas na PNSB - Data Base 02/2019**. 2019. Disponível em: <http://www.anm.gov.br/assuntos/barragens/pasta-cadastro-nacional-de-barragens-de-mineracao/cadastro-nacional-de-barragens-de-mineracao>

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6502: Rochas e solos**. Rio de Janeiro, 1993.

BRASIL. LEI nº 12.334, de 20 de setembro de 2010. **Diário da União Oficial**. Brasília, DF. Disponível em: http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2007-2010/2010/lei/l12334.htm

BRASIL. Ministério Público Federal. Ministério Público do Estado de Minas Gerais. Polícia Federal. **Recomendação nº 11/2019**. Belo Horizonte, 2019.

CASAGRANDE, A. **Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of earth fills**, J. Boston Society of Civil Engineers, p. 257-276, 1936.

CASTILHO, B. DE M. **Análise dos gatilhos de liquefação dinâmica e modelagem numérica da barragem do Germano**. 2017. 116 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica. Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2017.

COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS (CBDB). **A História das Barragens no Brasil, séculos XIX, XX e XXI: cinquenta anos do Comitê Brasileiro de Barragens**. CBDB: Rio de Janeiro, 2011.

DAVIES, M. et al. **Static Liquefaction of Tailings - Fundamentals and case histories**. AMEC Earth & Environmental, Vancouver and Edmonton, Canada, 2002.

DEFESA CIVIL DE MINAS GERAIS. **Informações: Desastre Barragem de rejeitos de Brumadinho**. 2019. Disponível em: <http://www.defesacivil.mg.gov.br/index.php/component/gmg/page/647-2304>

DEPARTAMENTO NACIONAL DE PRODUÇÃO MINERAL. Cadastro Nacional de Barragens de Mineração. Brasil, 2014.

ESPÓSITO, T. J. **Metodologia probabilística e observacional aplicada a barragens de rejeito construídas por aterro hidráulico**. 2000. 394 f. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília,

Brasília, 2000.

FERRAN, A. P. N. **Mineração e a flotação no Brasil: Uma perspectiva histórica.** DEPARTAMENTO NACIONAL DE PRODUÇÃO MINERAL. Brasil, 2007.

FREDLUND, D. G.; KRAHN, J. **Comparison of slope stability methods of analysis.** In: Canadian Geotechnical Conference. Journal, 29th, 1976, Vancouver. Canadian Geotechnical Journal, p. 429–439, 2008.

GERSCOVICH, D. **Estabilidade de taludes.** São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

INSTITUTO BRASILEIRO DE ATIVIDADE MINERADORA (IBRAM). Relatório Anual de Atividades - Julho de 2017 a junho de 2018. Brasil, 2018.

INSTITUTO BRASILEIRO DO MEIO AMBIENTE E DOS RECURSOS NATURAIS E RENOVÁVEIS (IBAMA). **Laudo Técnico Preliminar - Impactos ambientais decorrentes do desastre envolvendo o rompimento da barragem de Fundão, em Mariana, Minas Gerais.** Novembro, 2015. 74p. Disponível em: <https://www.ibama.gov.br/phocadownload/barragemdefundao/laudos/laudo_tecnico_preliminar_ibama.pdf>

INSTITUTO BRASILEIRO DO MEIO AMBIENTE E DOS RECURSOS NATURAIS RENOVÁVEIS (IBAMA). **Ibama reforça ações para conter danos ambientais em Brumadinho (MG).** 2019. Disponível em: <<http://www.ibama.gov.br/noticias/730-2019/1880-ibama-reforca-acoes-para-conter-danos-ambientais-em-brumadinho-mg>>

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. **Tailing dams: risk of dangerous occurrences.** Bulletin 121. ICOLD: Paris, 2001.

MACHADO, L. V. T.; AZEEZ, D. G. **Incidentes e acidentes em barragens.** In: Simpósio de Gestão Ambiental e Biodiversidade (SIGABI), 7º, 2018, Rio de Janeiro. Anais do evento, p. 355–358, 2018.

MINAS GERAIS. Decreto Nº 46.993, de 2 de maio de 2016. **Diário do Executivo,** Minas Gerais, 03 de maio de 2016. Disponível em: <http://www.siam.mg.gov.br/sla/download.pdf?idNorma=41216>

NETO, P. F. **Estudo da liquefação estática em rejeitos e aplicação de metodologia.** 2009. 179 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica). Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2009.

NUNES, M. A. et al. **O Quadrilátero Ferrífero e o Norte de Minas Gerais: análise da história e importância econômica.** Trabalho de Graduação (Disciplina de Geografia do Comércio e Circulação). Universidade Estadual de Montes Claros, Montes Claros, 2012.

OLSON, S. M. **Liquefaction Analysis of Level and Sloping Ground Using Field Case Histories and Penetration Resistance.** Tese (Doutorado em Engenharia Civil). University of Illinois, Urbana, 2001.

PINTO, C. **Curso básico de mecânica dos solos**. 3. ed. São Paulo: Oficina de textos. 2009.

RAFAEL, H. M. A. M.; ROMANEL, C. **Potencial de Liquefação Estática no Alteamento de uma Barragem de Rejeito**. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, XVII, 2014, Goiânia.

SILVA, W. P. DA. **Estudo Do Potencial De Liquefação Alteada Para Montante Aplicando a Metodologia De Olson (2001)**. 2010. 141 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica. Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2010.

SOBRINHO, J. I. L. S. **Análise de Estabilidade de Taludes Utilizando os Métodos de Equilíbrio Limite e dos Elementos Finitos na Análise de Estabilidade de Taludes**. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) - Universidade Estadual do Maranhão – São Luís, 2015.

SPENCER, E. **A Method of Analysis of the Stability of Embankments Assuming Parallel Inter-Slice Forces**. In: **Geotechnical**. v. 17, 1967. p. 11–26.

TERZAGHI, K.; PECK, R.; MESRI, G. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. **Soil Science**, v. 68, n. 5, p. 417, 1996.

TÜV SÜD BUREAU. **GRG – Gestão de Riscos Geotécnicos. Revisão periódica de segurança de barragem Mina Córrego Feijão – barragem I**. Relatório Técnico. 2017.

VARNES, D. J. Chapter 2 – Slope Movement Types And Processes. In: **Landslides: Analysis And Control**, p. 11-33. Transportation Research Board, 1978.

VEJA. **Vídeos mostram rompimento da barragem de Brumadinho por diferentes ângulos**. 2019. Disponível em: <<https://veja.abril.com.br/brasil/videos-mostram-rompimento-da-barragem-de-brumadinho-por-diferentes-angulos/>>

ZUFFO, M. S. R. **Metodologia para Avaliação de Barragens**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Recursos Hídricos). Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2005.