

**INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE SANTA
CATARINA – CAMPUS FLORIANÓPOLIS
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO SUPERIOR DE BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL**

JOÃO VITOR DE BEM SILVA

**ESTUDO DE CONFIABILIDADE NA ESTABILIDADE GERAL DE UMA
BARRAGEM DE CONCRETO DE GRAVIDADE**

FLORIANÓPOLIS, 2021.

**INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE SANTA
CATARINA – CAMPUS FLORIANÓPOLIS
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO SUPERIOR DE BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL**

JOÃO VITOR DE BEM SILVA

**ESTUDO DE CONFIABILIDADE NA ESTABILIDADE GERAL DE UMA
BARRAGEM DE CONCRETO DE GRAVIDADE**

Projeto de Trabalho de Conclusão de Curso submetido ao Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Santa Catarina como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheira Civil.

Orientador: Fernando Toppan
Rabello

FLORIANÓPOLIS, 2021

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor.

Bem Silva, João Vitor de
ESTUDO DE CONFIABILIDADE NA ESTABILIDADE GERAL DE
UMA BARRAGEM DE CONCRETO DE GRAVIDADE / João Vitor de Bem Silva;
orientação de Fernando Toppan Rabello. - Florianópolis,
SC, 2021.
127 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) - Instituto Federal
de Santa Catarina, Câmpus Florianópolis. Bacharelado
em Engenharia Civil. Departamento Acadêmico
de Construção Civil.
Inclui Referências.

1. Barragem de concreto. 2. Probabilidade de falha.
3. Estabilidade global. 4. Caso de carregamento. 5.
Método de Monte Carlo. I. Toppan Rabello, Fernando . II.
Instituto Federal de Santa Catarina. III. ESTUDO
DE CONFIABILIDADE NA ESTABILIDADE GERAL DE UMA BARRAGEM
DE CONCRETO DE GRAVIDADE.

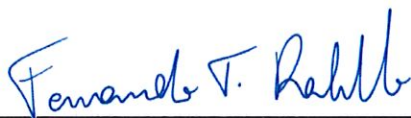
ESTUDO DE CONFIABILIDADE NA ESTABILIDADE GERAL DE UMA BARRAGEM DE CONCRETO DE GRAVIDADE

JOÃO VITOR DE BEM SILVA

Esse trabalho foi julgado adequado para obtenção do Título de Engenheiro especialista em Engenharia Civil e aprovado na sua forma final pela banca examinadora do Curso de Engenharia Civil do Instituto Federal, Ciência e Tecnologia de Santa Catarina.

Florianópolis, 20 de Setembro, 2021.

Banca Examinadora:



Fernando Toppan Rabello, Doutor



André Puel, Doutor

Fernanda Simoni Schuch, Doutora

RESUMO

O grande número de acidentes recentes em barragens no Brasil preocupa a população e o governo, devido aos impactos ambientais e sociais resultantes. Mesmo com a criação de leis os acidentes continuam ocorrendo devido à falta de fiscalização nas barragens. Calculando-se a probabilidade de falha das barragens existentes, é possível limitar quais delas possuem a maior chance de ruptura e o nível do seu risco. Sendo assim, o trabalho proposto fez um estudo de caso de confiabilidade de uma barragem de concreto, calculando-se a probabilidade de falha da barragem pelo método de Monte Carlo. Conclui-se que o tipo de combinação de cargas influencia consideravelmente a probabilidade de falha, junto com a variabilidade dos parâmetros estudado, resultando em uma curva de falha maior para o deslizamento da estrutura.

Palavras-chave: Barragem de concreto. Probabilidade de falha. Estabilidade global. Caso de carregamento. Método de Monte Carlo.

ABSTRACT

Accidents of dams in Brazil are a big concern for the government and the population, due to the social and environmental impacts that a dam failure provokes. Even with the creation of laws, the accidents keep happening due to lack of inspection. By calculating the probability of failure of existing dams, it's possible to determinate wich one has the most chance of failure and the risk of it. Consequently, this final paper has as objectives a case study of the reliability of a gravity concrete dam, using the Monte Carlo method to estimate the failure probability of this dam. The type of combination of loads and the variability of the parameters has a great influence on the probability of failure, resulting in a bigger curve of failure on the slipping case.

Keywords: Concrete dam. Probability of failure. Global stability. Loading case. Monte Carlo Method.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
2	HISTÓRICO DE BARRAGENS	15
3	LEIS DE SEGURANÇA DE BARRAGEM	19
4	OBJETIVO GERAL E ESPECÍFICO	20
4.1	Objetivo Geral.....	20
4.2	Objetivo Específico	20
5	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	20
5.1	Fatores Estatísticos	20
5.1.1	Método de Confiabilidade Estrutural.....	20
5.1.2	Definições Estatísticas.....	23
5.1.3	Método de Monte Carlo	26
5.2	Tipos de Barragens.....	28
5.2.1	Barragem de Concreto de Gravidade	28
5.2.2	Barragem de Enrocamento com Face de Concreto.....	29
5.2.3	Barragem de Gabião	29
5.2.4	Barragem Arco.....	30
5.2.5	Barragem de Terra	31
5.3	Solicitações de Cálculo Principais	31
5.3.1	Empuxo da água.....	31
5.3.2	Empuxo de Solo	32
5.3.3	Peso próprio	37
5.3.4	Subpressão	38
5.3.5	Efeito Zangar	38
5.4	Verificação da Estabilidade.....	40
5.4.1	Deslizamento	41
5.4.2	Tombamento.....	42
5.4.3	Flutuação.....	42
5.4.4	Tensão na fundação	43
5.5	Análise de Risco.....	45
5.5.1	Hidrológico.....	45
5.6	Combinações de Carregamentos	47

5.6.1	Condição de Carregamento Normal (CCN)	47
5.6.2	Condição de Carregamento Excepcional (CCE).....	48
5.6.3	Condição de Carregamento Limite (CCL).....	49
5.6.4	Condição de Carregamento de Construção (CCC)	49
6	ESTUDO DE CASO.....	50
6.1	Peso próprio dos materiais.....	53
6.2	Parâmetros Geotécnicos da Fundação	53
6.3	Características do Solo da Região	54
7	MÉTODO.....	54
7.1	Infraestrutura Utilizada	55
7.2	Carregamentos e Parâmetros de Projeto.....	55
7.2.1	Parâmetros de projeto	55
7.2.2	Peso da barragem de concreto de gravidade.....	56
7.2.3	Empuxo de água.....	56
7.2.4	Empuxo de solo	56
7.2.5	Subpressão	57
7.2.6	Aplicação da fórmula de Zangar.....	57
7.3	Condições de Carregamentos	57
7.3.1	Caso 1	57
7.3.2	Caso 2	58
7.3.3	Caso 3	60
7.3.4	Caso 4	61
7.4	Parâmetros das Variáveis.....	61
7.4.1	Peso específico do concreto massa	62
7.4.2	Ângulo de atrito interno e coesão do contato concreto-rocha.....	63
7.4.3	Peso específico do solo	63
7.4.4	Variação do coeficiente de repouso do solo (K0)	64
7.5	Aplicação do Método de Monte Carlo	65
7.5.1	Deslizamento	65
7.5.2	Tombamento.....	66
7.5.3	Flutuação	67
7.5.4	Tensões na Fundação	67
8	RESULTADOS E DISCUSSÃO	70

8.1	Análise da Estabilidade Global	70
8.1.1	Caso 1	70
8.1.2	Caso 2	76
8.1.3	Caso 3	85
8.1.4	Resumo dos Fatores de Segurança	89
8.2	Probabilidade de Falha	91
8.2.1	Caso 1	92
8.2.2	Caso 2	101
8.2.3	Caso 3	109
8.2.4	Caso 4	115
8.2.5	Resumo das Probabilidades de Falhas	118
9	CONCLUSÃO.....	121
9.1	Sugestões para trabalhos futuros.....	122
10	REFERÊNCIAS.....	123

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Distribuição da função de estado limite (FEL) e visualização da região de falha.	21
Figura 2: Barragem de Gravidade.	28
Figura 3: Barragem de Enrocamento.	29
Figura 4: Barragem de Gabião.	30
Figura 5: Barragem em Arco.	30
Figura 6: Barragem em Arco.	31
Figura 7: Empuxo de água.	32
Figura 8: Valor de K.	33
Figura 9: Fórmula do Empuxo.	33
Figura 10: Diagrama genérico de tensões horizontais.	34
Figura 11: Módulo de elasticidades.	35
Figura 12: Valor de Ka.	35
Figura 13: Valor de Kp.	36
Figura 14: Coeficientes de empuxos ativo e passivo de Rankine, em função do ângulo de atrito.	36
Figura 15: Coeficientes de repouso – K0.	37
Figura 16: Cálculo subpressão.	38
Figura 17: Forças sísmicas na barragem.	39
Figura 18: Pressões hidrodinâmicas devido a ações sísmicas.	39
Figura 19: Coeficientes de segurança das tensões admissíveis nas fundações.	45
Figura 20: Curvas de Gauss.	47
Figura 21: Planta da estrutura.	51
Figura 22: Seção da barragem.	52
Figura 23: Perspectiva da barragem.	53
Figura 24: Variáveis aleatórias utilizadas por BECK.	62
Figura 25: Variação do solo.	64
Figura 26: Coeficiente do empuxo de repouso.	65
Figura 27: Esforços no CCN.	70
Figura 28: Esforços no CCE1.	72
Figura 29: Esforços no CCE2.	73
Figura 30: Esforços no CCL.	75
Figura 31: Esforços no CCN1.	76
Figura 32: Esforços no CCN2.	78
Figura 33: Esforços no CCE1.	79
Figura 34: Esforços no CCE2.	81
Figura 35: Esforços no CCL1.	82
Figura 36: Esforços no CCL2.	83
Figura 37: Esforços no CCE1.	85
Figura 38: Esforços no CCE2.	87
Figura 39: Esforços no CCE3.	88

Figura 40: Deslizamento Probabilidade de Falha.....	92
Figura 41: Flutuação Probabilidade de Falha.....	93
Figura 42: Tombamento Probabilidade de Falha	93
Figura 43: Tração na Fundação Probabilidade de Falha	94
Figura 44: Deslizamento Probabilidade de Falha.....	94
Figura 45: Flutuação Probabilidade de Falha.....	95
Figura 46: Tombamento Probabilidade de Falha	95
Figura 47: Tração na Fundação Probabilidade de Falha	96
Figura 48: Deslizamento Probabilidade de Falha.....	96
Figura 49: Flutuação Probabilidade de Falha.....	97
Figura 50: Tombamento Probabilidade de Falha	97
Figura 51: Tração na Fundação Probabilidade de Falha	98
Figura 52: Deslizamento Probabilidade de Falha.....	98
Figura 53: Flutuação Probabilidade de Falha.....	99
Figura 54: Tombamento Probabilidade de Falha	99
Figura 55: Tração na Fundação Probabilidade de Falha	100
Figura 56: Deslizamento Probabilidade de Falha.....	101
Figura 57: Tombamento Probabilidade de Falha	102
Figura 58: Deslizamento Probabilidade de Falha.....	102
Figura 59: Tombamento Probabilidade de Falha	103
Figura 60: Deslizamento Probabilidade de Falha.....	103
Figura 61: Tombamento Probabilidade de Falha	104
Figura 62: Deslizamento Probabilidade de Falha.....	104
Figura 63: Tombamento Probabilidade de Falha	105
Figura 64: Tração na Fundação Probabilidade de Falha	105
Figura 65: Deslizamento Probabilidade de Falha.....	106
Figura 66: Tombamento Probabilidade de Falha	106
Figura 67: Deslizamento Probabilidade de Falha.....	107
Figura 68: Tombamento Probabilidade de Falha	107
Figura 69: Tração na Fundação Probabilidade de Falha	108
Figura 70: Deslizamento Probabilidade de Falha.....	109
Figura 71: Flutuação Probabilidade de Falha.....	109
Figura 72: Tombamento Probabilidade de Falha	110
Figura 73: Tração na Fundação Probabilidade de Falha	110
Figura 74: Deslizamento Probabilidade de Falha.....	111
Figura 75: Flutuação Probabilidade de Falha.....	111
Figura 76: Tombamento Probabilidade de Falha	112
Figura 77: Tração na Fundação Probabilidade de Falha	112
Figura 78: Deslizamento Probabilidade de Falha.....	113
Figura 79: Flutuação Probabilidade de Falha.....	113
Figura 80: Tombamento Probabilidade de Falha	114
Figura 81: Tração na Fundação Probabilidade de Falha	114
Figura 82: Compressão na fundação (CCN).	115
Figura 83: Compressão na fundação (CCN) 2.	116

Figura 84: Compressão na fundação (CCE1).	116
Figura 85: Compressão na fundação (CCE2).	117
Figura 86: Compressão na fundação (CCL).....	117

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Acidentes de barragens.....	17
Tabela 2: Esforços no CCN.....	71
Tabela 3: Verificação de estabilidade no CCN.....	71
Tabela 4: Esforços no CCE1.....	72
Tabela 5: Verificação de estabilidade no CCE1.....	73
Tabela 6: Esforços no CCE2.....	74
Tabela 7: Verificação de estabilidade no CCE2.....	74
Tabela 8: Esforços no CCL.....	75
Tabela 9: Verificação de estabilidade no CCL.....	76
Tabela 10: Esforços no CCN1.....	77
Tabela 11: Verificação de estabilidade no CCN1.....	77
Tabela 12: Esforços no CCN2.....	78
Tabela 13: Verificação de estabilidade no CCN2.....	79
Tabela 14: Esforços no CCE1.....	80
Tabela 15: Verificação de estabilidade no CCE1.....	80
Tabela 16: Esforços no CCE2.....	81
Tabela 17: Verificação de estabilidade no CCE2.....	82
Tabela 18: Esforços no CCL1.....	82
Tabela 19: Verificação de estabilidade no CCL1.....	83
Tabela 20: Esforços no CCL2.....	84
Tabela 21: Verificação de estabilidade no CCL2.....	84
Tabela 22: Esforços no CCE1.....	85
Tabela 23: Verificação de estabilidade no CCE1.....	86
Tabela 24: Esforços no CCE1 com comprimento tracionado.....	86
Tabela 25: Verificação de estabilidade no CCE1 com comprimento tracionado.....	86
Tabela 26: Esforços no CCE2.....	87
Tabela 27: Verificação de estabilidade no CCE2.....	88
Tabela 28: Esforços no CCE3.....	89
Tabela 29: Verificação de estabilidade no CCE3.....	89
Tabela 30: Resumo dos Fatores de Segurança Caso 1.....	89
Tabela 31: Resumo dos Fatores de Segurança Caso 2.....	90
Tabela 32: Resumo dos Fatores de Segurança Caso 3.....	90
Tabela 33: Resumo Probabilidade de Falha Caso 1.....	118
Tabela 34: Resumo Probabilidade de Falha Caso 2.....	118
Tabela 35: Resumo Probabilidade de Falha Caso 3.....	119
Tabela 36: Resumo Probabilidade de Falha Caso 4.....	120

1 INTRODUÇÃO

O Brasil é conhecido mundialmente como um dos países mais propício à instalação de barragens devido a seus recursos hídricos. Segundo o Comitê Brasileiro de Barragens CBDB (2011), no decorrer dos anos o país instalou diversas barragens hidrelétricas por conta destes recursos. Além disso, o Brasil possui barragens de rejeito e de contenção de cheias. No entanto, antigamente, não se tinha uma preocupação com a segurança de barragens ao redor do mundo como se tem hoje. Por conseguinte, ocorreram diversos acidentes, alguns relatados por Tsakiris (2010) adaptado por Lima (2014) apresentado no capítulo seguinte. Devido à preocupação com a segurança de barragens ser relativamente nova, é importante o estudo com modelos de cálculos preservando a segurança.

Com o avanço dessa preocupação, diversos projetos de leis foram aprovados no Brasil para amenizar os acidentes. A lei 12.334, de 20 de setembro de 2010, estabelece a política nacional de segurança de barragem. Porém ainda assim há um grande número de acidentes pequenos e grandes ocorrendo no país. Como exemplo de acidente recente, pode-se citar o maior acidente do trabalho da história do Brasil, o acidente de Brumadinho, segundo Souza e Souza (2020), ocasionando em mortes e desaparecimento de 270 pessoas, deixando um rastro de lama e de indignação do povo e dos trabalhadores.

Além da criação de leis, os projetos estão cada vez mais rigorosos, e mesmo assim os acidentes não param. Dessa forma é condizente um estudo estatístico para calcular a probabilidade de falha das barragens atuais e barragens ainda não construídas, sendo mais uma forma de cálculo para estimar a segurança da barragem estudada. Segundo Pires (2019), o risco de falha de uma barragem está presente desde a fase de projeto até o final da vida útil da barragem, e ele pode ser calculado como o produto da probabilidade de um evento acontecer com suas consequências.

Visto o impacto que a ruptura de uma barragem ocasiona no meio ambiente e para a população, esse trabalho de TCC propõe a análise de confiabilidade de uma barragem de concreto de gravidade, estudando a estabilidade global e calculando a probabilidade de ruptura. Para a prevenção de desastres e possíveis danos, justifica-se o estudo da probabilidade de falha da barragem, dando a possibilidade

para os empresários analisarem se o risco de falha é aceitável ou não, de acordo com os possíveis danos que esse evento causaria e a probabilidade de ele acontecer.

2 HISTÓRICO DE BARRAGENS

O Brasil possui grandes bacias hidrográficas com diversos rios, com elevado potencial hídrico para a instalação de usinas hidrelétricas. O país possui 13% da água doce total do planeta, tendo o terceiro maior potencial hidrelétrico do mundo, ficando atrás apenas da Rússia e da China, duas superpotências mundiais. O território Nacional contém 12 regiões hidrográficas com seus respectivos rios principais: Amazonas, Tocantins-Araguaia, São Francisco, Parnaíba, Paraná, Paraguai e Uruguai. Esses rios são abastecidos de forma pluvial, tendo uma precipitação de 1.800 mm anual (PEREIRA, 2015).

Devido a grande riqueza hídrica do país, foram instaladas ao longo dos séculos diversas usinas hidrelétricas. Vale ressaltar a grande quantidade de barragens de rejeito e contenção de cheias que foram construídas no país também. A maior barragem de contenção de cheias do Brasil está localizada no estado de Santa Catarina, no Vale do Itajaí, segundo o canal MPF IP 761 (2019), a barragem da cidade estava em uma situação precária em 2019, causando medo na população no caso da ocorrência de uma cheia. Vale ressaltar, que desde sua construção, nunca foi feito um estudo das reais condições da estrutura, de acordo com a notícia do canal MPF. Constatando que não são apenas as barragens de rejeitos e de usinas hidrelétricas que possuem problemas.

Segundo o Comitê Brasileiro de Barragens CBDB (2011), a barragem mais antiga que se têm notícia no território brasileiro foi registrada no Recife em Pernambuco, em meados do século XVI, conhecida como açude Apipucos. Ao longo do tempo ela foi alargada e reforçada permitindo a construção de uma via de acesso ao centro de Recife. No final do século XIX, começou a implantação de usinas pequenas com o objetivo de suprimento de carga. Em 1901 entrou em operação a primeira usina da Light, no rio Tietê, para suprir a energia elétrica de São Paulo. Em 1944 o Departamento Nacional de Saneamento foi ativado para o controle de cheias por meio de barragens, polder e drenagens, destacando-se o controle de cheias do

rio Itajaí em Santa Catarina, e as barragens de terra da cidade de Recife em Pernambuco.

A primeira usina hidrelétrica da América do Sul foi a usina de Marmelos, localizada no Brasil, outro dado relevante que vale ser destacado. Ela foi construída com a iniciativa de Bernardo Mascarenhas em 1889 na cidade de Juiz de Fora (MG). THEVENET (2020).

Segundo Pena (2020), começou-se o avanço de usinas hidrelétricas no Brasil após a segunda guerra mundial, em meados de 1939-1945. Já em 1990 reduziu-se o investimento nessas, consequentemente, em 1995 houve uma série de privatizações no setor elétrico, porém essas privatizações não conseguiram atender toda a demanda de eletricidade no país, resultando em diversos apagões em 2001.

Como citados na introdução desse trabalho, ocorreram na história do país diversos acidentes relacionados a barragens, tanto de usinas hidrelétricas, como de deposição de rejeitos. Esses resultaram em perdas de vidas, perdas socioeconômicas e crimes ambientais. De acordo com Lima (2014) ICOLD (1982), desenvolveu um estudo dos últimos 175 anos no tempo da publicação de seu artigo sobre acidentes de barragens, estimando em torno de 600 acidentes ao redor do mundo. Tsakiris et al. (2010) montou uma tabela com diversos acidentes de barragens e seus motivos, citado por Lima (2014):

Tabela 1: Acidentes de barragens.

Barragem	País	Término da Construção	Ano de ruptura	Modo de ruptura	Altura da barragem (m)	Volume do reservatório ($\times 10^6 \text{ m}^3$)	Vazão de pico ($\times 10^3 \text{ m}^3/\text{s}$)	Altura da brecha (m)	Tempo De formação da brecha (minutos)
Alcova, Wyoming	EUA	1938	1968	-	81	227	-	-	-
Apishapa, Colorado	EUA	1920	1923	<i>Piping</i>	34,1	22,5	6,85	31,1	45
Baldwin Hills, Califórnia	EUA	1951	1963	<i>Piping</i>	71	1,1	1,13	21,3	20
Belden, Califórnia	EUA	1958	1967	-	50	3	-	-	-
Bradfield	Reino Unido	1863	1864	<i>Piping</i>	29	3,2	1,15	-	-
Cheney, Kansas	EUA	1965	1971	-	38	306	-	-	-
Dantiwada	Índia	1965	1973	-	41,6	464	7,5	-	-
Euclides da Cunha	Brasil	1958	1977	Galgamento	53	13,6	1,02	53	-
Hell Hole, Califórnia	EUA	1964	1964	<i>Piping</i>	67	30,6	7,36	56,4	45
Khadkawasla	Índia	1879	1961	-	31	2,8	2,78	-	-
Lower Otay, Califórnia	EUA	1897	1916	Galgamento	41,2	49,3	-	39,6	60
Machhu II	Índia	1972	1979	Infiltração	60	110	-	-	-
Malpasset	França	1954	1959	-	66,5	51	-	-	-
Orós	Brasil	1960	1960	Galgamento	35,4	650	9,63	33,5	510
Salles Oliveira	Brasil	1966	1977	Galgamento	35	25,9	7,2	35	-
Schaeffer, Colorado	EUA	1909	1921	Galgamento	30,5	3,9	4,5	30,5	30
Sherman, Nebraska	EUA	1959	1962	-	41	85,2	-	-	-
St. Francis, Califórnia	EUA	1926	1928	-	62,5	46,9	14,1	-	-
Swift, Montana	EUA	1914	1964	Galgamento	57,6	37	24,9	57,6	-
Teton, Idaho	EUA	1975	1976	<i>Piping</i>	93	356	65,12	86,9	75
Vaiont	Itália	1959	1963	Galgamento	267	240	-	-	-
Walter Bouldin, Alabama	EUA	1967	1975	Infiltração	50	-	-	-	-

Fonte Tsakiris (2010) adaptado por Lima (2014).

Analisando a tabela, conclui-se que o modo mais comum de falha nas barragens, segundo Lima (2014), é o galgamento, onde a cheia ultrapassa o nível de topo da barragem. O segundo modo mais comum de falha segundo Lima (2014), é o piping, onde a água atinge o maciço ocasionando erosão e transportes de partículas do solo de jusante à montante.

É importante também falar dos acidentes especificamente brasileiros recentes, os quais se destacam quando comparados com o resto do mundo pela quantidade e por muitos não serem antigas. Segundo Fonseca (2019), o Brasil sofre mais de três acidentes com barragens por ano. A seguir segue exemplos de acidentes de barragens no Brasil que resultaram em mortes segundo Madeiro (2019).

- Barragem de rejeitos de minério, em São Sebastião das Águas Claras, município de Nova Lima em Minas Gerais na data de 22 de junho de 2001;
- Barragem de Camará, em Alagoa Nova em Paraíba na data de 17 de junho de 2004;
- Barragem hídrica de algodões, nos municípios de Cocal e Buriti dos Lopes Piauí na data de 27 de maio de 2009;
- Barragem de terra no município de Uruana Goiás, na data de 5 de março de 2014;
- Barragem da hidrelétrica de Santo Antônio, em Laranjal do Jari em Amapá na data de 29 de março de 2014;
- Barragem de rejeito de uma mineradora, em Itabirito em Minas Gerais na data de 10 de setembro de 2014;
- Barragem de rejeitos de Fundão, no distrito de Bento Rodrigues em Mariana em Minas Gerais na data de 5 de novembro de 2015;
- Barragem da Fazenda Guavirova, em União da Vitória em Paraná, na data de 24 de agosto de 2016;
- 3 Barragens elevam o nível do rio Uraim inundando Paragominas em Pará, na data de 12 de abril de 2018;
- Barragem de rejeitos de Mina Córrego do Feijão da Samarco, em Brumadinho em Minas Gerais, na data de 25 de janeiro de 2019.

O cálculo de confiabilidade estrutural é uma maneira para se obter uma estimativa melhor da possível ruptura de acordo com os riscos da barragem, tendo a possibilidade de ser feito em barragens ativas ou em fases de projeto. Devido ao grande número de acidentes ocorridos no país nos anos recentes, justifica o uso do cálculo da probabilidade de falha para localizar as barragens com riscos.

3 LEIS DE SEGURANÇA DE BARRAGEM

Antes de se iniciar os objetivos do trabalho, é importante destacar um pouco dos funcionamentos das leis citadas no capítulo 2 de Histórico de Barragens.

A Lei Nº 12.334 de 2010 estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB) e cria o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens (SNISB). Ela é aplicada caso: artigo 1º barragens com altura maior de 15 metros (medida do maciço até a fundação), com capacidade de retenção de água maior ou igual à 3.000.000 metros cúbicos, reservatório contendo rejeitos perigosos ou dano potencial causado no caso de uma ruptura médio para alto (em termos econômicos).

O artigo 3º da lei citada acima tem como objetivos: A segurança da barragem e a gestão de riscos; regulamentar planos de segurança tanto na fase de projeto quanto na fase executiva; monitorar os responsáveis da barragem com o intuito de ver as ações de seguranças sendo atendidas; ampliar o controle da barragem pelo poder público, coligindo informações de gerenciamento com o governo.

A fiscalização da barragem de acordo com fundamentos da Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB) artigo 4º da Lei Nº 12.334 de 2010, o responsável pela barragem (empreendedor), seguindo os planos de segurança na parte de projeto e executivo, deve alertar a população quanto a esses planos direta ou indiretamente, promovendo participação social.

De acordo com o artigo 6º Art. da Lei Nº 12.334 de 2010, a barragem estuda deve ser classificada quanto ao risco e o dano potencial em seus arredores, tendo de ter um relatório de segurança de barragem e um plano de segurança adequado de acordo com: Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens (SNISB) e o Sistema Nacional de Informações sobre o Meio Ambiente (Sinima). Também se vê necessário a obra ter Cadastro Técnico Federal de Atividades e Instrumentos de Defesa Ambiental e o Cadastro Técnico Federal de Atividades Potencialmente Poluidoras ou Utilizadoras de Recursos Ambientais.

4 OBJETIVO GERAL E ESPECÍFICO

4.1 Objetivo Geral

Esse trabalho tem como objetivo da pesquisa calcular a probabilidade de falha estrutural de uma barragem de concreto de gravidade, utilizando-se o método de Monte Carlo, para geratriz de variáveis aleatórias.

4.2 Objetivo Específico

Esse trabalho tem como objetivos específicos:

1. Calcular a estabilidade global de uma barragem de concreto de gravidade de uma usina hidrelétrica;
2. Calcular a probabilidade de falha estrutural da barragem a partir da geração de variáveis aleatórias pelo método de Monte Carlo;
3. Verificar as condições de estabilidade para estudos de casos diferentes, utilizando solicitações teóricas;
4. Análise dos resultados a respeito da segurança da barragem;

5 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

5.1 Fatores Estatísticos

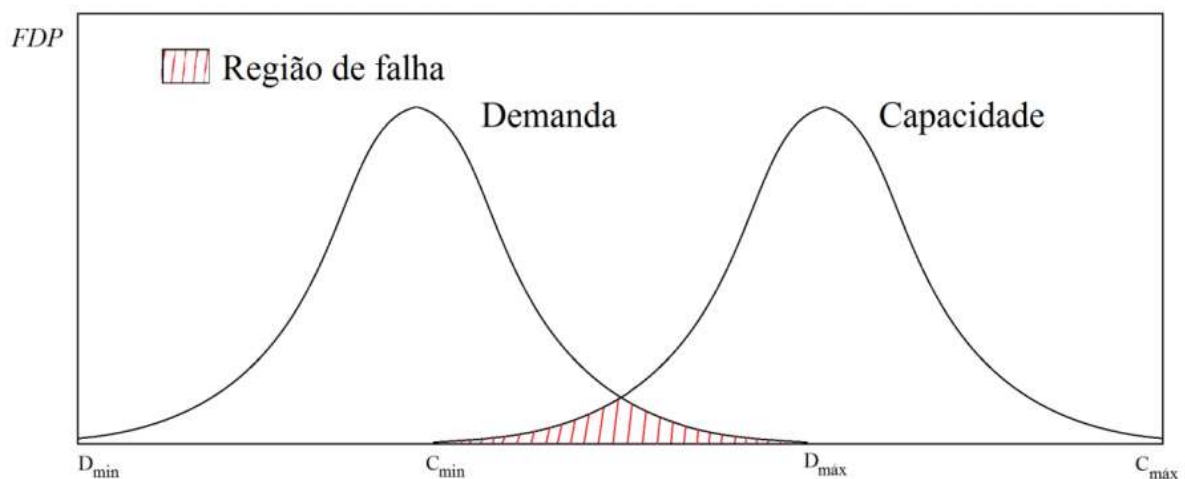
Seguem nos subcapítulos abaixo os métodos estatísticos utilizado no trabalho para criar o padrão de números aleatórios.

5.1.1 Método de Confiabilidade Estrutural

Devido ao grande número de incertezas em um projeto estrutural, é vantajosa a utilização da análise estatística com o intuito de medir a probabilidade de um evento atípico acontecer, variando as solicitações e as resistências do projeto estimando uma probabilidade de falha. Uma crescente demanda em segurança acaba impondo níveis de confiabilidade maiores segundo Souza (2013). Dependendo do risco de falha do empreendimento, pode inviabilizar o projeto. Esse risco leva em consideração as possíveis perdas e a probabilidade de ocorrência do evento.

A probabilidade de falha de um sistema ocorre quando as forças resistentes de um sistema são menores que o somatório de solicitações. A figura 1 mostra a distribuição de probabilidade da capacidade e da demanda de um componente qualquer de acordo com Souza (2013), tal que, adaptando-se a figura, demanda pode ser entendida como solicitação e capacidade como resistência:

Figura 1: Distribuição da função de estado limite (FEL) e visualização da região de falha.



Fonte Souza (2013).

$$G(R, S) = R - S = 0$$

Onde,

$G(R, S)$: Equação limite;

$R = C$: Somatório das forças de resistência;

$S = D$: Somatório das forças solicitantes;

FDP : Função de densidade de probabilidades.

A região de falha está apresentada hachurada no gráfico, no encontro da curva de resistência com a curva de solicitações, onde a solicitação é maior que a resistência, dessa maneira tem-se que: $R - S \leq 0$.

As variáveis aleatórias estarão em funções de distribuição de probabilidades, são elas:

- a) A Função de distribuição acumulada de probabilidades (FDA), que pode ser representada, segundo Beck (2012) citado por Rabello (2016):

$$F(x) = P\{X \leq x\}$$

Onde,

x : Valor medido entre $(-\infty \leq x \leq \infty)$;

$F(x)$: Probabilidade que a variável aleatória X seja menor que x .

- b) A Função de densidade de probabilidades (PDF), que fornece uma descrição probabilística de variável aleatória. Em que, a integral da Função de densidade de probabilidades, fornece a probabilidade de a variável estar em um intervalo $[a,b]$. (MONTGOMERY e RUNGER, 1999).

$$f(x) \geq 0$$

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

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

Onde,

$\int_a^b f(x) dx$: Área da curva entre os pontos a e b , e a PDF é a derivada em relação à x da FDA;

$f(x)$: Função de densidade de probabilidade (PDF);

x : Variável aleatória contínua.

Com o intuito de aplicar a confiabilidade estrutural nesse trabalho, foi utilizado o método de Monte Carlo a ser explicado no capítulo 5.1.3 para geração de números aleatórios dos dados de entrada do trabalho, variando as ações e/ou resistências no cálculo. Segundo Pires (2019), a Simulação de Monte Carlo calcula a probabilidade de falha de uma maneira estimada, usando-se uma amostra de tamanho finito, a equação da probabilidade de falha está sujeita a erros estatísticos, um erro que corresponde à variância $I \times [Xi]$ e outro que corresponde à variância de P^*f , o qual

depende da ordem de grandeza da probabilidade de falha exata Pf . Se a probabilidade de falha for baixa, maior será o número necessário de simulações para ter um resultado desejado. A equação da probabilidade de falha pode ser calculada da seguinte forma:

$$\hat{P}f = \frac{1}{N} \times \sum_{i=1}^N I \times [Xi] = \frac{Nf}{N}$$

Onde,

$\hat{P}f$: Probabilidade de falha;

N : Número de realizações;

I : Função indicadora;

Xi : Vetor que indica a variável aleatória;

Nf : Número de pontos do domínio de falha.

O coeficiente de variação (COV) da probabilidade de falha (Pf) pode ser obtido da seguinte forma, segundo (Pires, 2019):

$$COV \approx 1/\sqrt{nPf}$$

5.1.2 Definições Estatísticas

A seguir são definidos alguns conceitos estatísticos, os quais auxiliaram na criação e entendimento do método para determinar a probabilidade de falha do sistema desse trabalho.

5.1.2.1 Arranjo e Combinações

De acordo com Carvalho (2017) tem-se como a definição de arranjo simples:

“São os agrupamentos ordenados de maneiras distintas que são formadas com “p” dos “n” elementos de um conjunto não vazio com “n” elementos tomados de p a p, com $p \leq n$.”
(CARVALHO, 2017).

- Para $n = p$, o cálculo do arranjo se igual ao cálculo da permutação dos elementos:

$$An, p = Pn = n!$$

- Para $n > p$, n elementos serão agrupados de p a p .

Usando o princípio fundamental da contagem, obtém-se a seguinte fórmula de arranjo simples de acordo com Carvalho (2017):

$$An, p = \frac{n!}{(n - p)!}$$

Onde,

An, p : Arranjo Simples;

n : Número de escolhas;

p : Subconjuntos.

De acordo com Carvalho (2017), tem-se como a definição de combinação simples:

“São todos os subconjuntos com p elementos agrupados que podem formar com os elementos dados de um conjunto com n elementos tomados de p a p ($p \leq n$).” (CARVALHO, 2017).

Combinação é a combinação dos subconjuntos de “ p ” elementos que forma-se de “ n ” elementos, resultando na seguinte fórmula segundo Carvalho (2017):

$$Cn, p = An, p \times \frac{1}{p!}$$

$$Cn, p = \frac{\left(\frac{n!}{(n - p)!} \right)}{p!}$$

$$Cn, p = \frac{n!}{(n - p)! \times p!}$$

Onde,

Cn, p : Combinação Simples;

n : Número de escolhas;

p : Subconjuntos.

5.1.2.2 Espaço Amostral

Espaço amostral (Ω) se caracteriza segundo Carvalho (2017), como o conjunto de todas as probabilidades de um sistema.

5.1.2.3 Média ou Esperança matemática

A média de uma variável aleatória X , é definida como uma medida de centro ou meio da distribuição de probabilidades com pesos iguais, de acordo com Montgomery e Runger (1999), representando o “centro” de distribuição dessa variável como um ponto de equilíbrio de uma carga.

Média pode ser calculada da seguinte forma de acordo com Carvalho (2017), dada uma variável X em um espaço amostral (Ω):

$$\bar{X} = (X_1 \times P(X_1)) + (X_2 \times P(X_2)) \dots + (X_n \times P(X_n))$$

$$\bar{X} = \sum_{i=1}^n X_i \times P(X_i)$$

Onde,

$\bar{X}$: Média ou Esperança Matemática;

X : Variável aleatória discreta;

$P(X_i)$: Probabilidade.

5.1.2.4 Variância e Desvio Padrão

De acordo com Montgomery e Runger (1999), a variância mede a dispersão dos valores possíveis de uma variável aleatória X . Segundo o portal Mais Retorno (2020), ela estuda o distanciamento que um valor médio tem dos outros valores de um conjunto de dados e é calculada da seguinte maneira:

$$S = \frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n - 1}$$

Onde,

$S = Dp^2$: Variância;

X_i : Valor individual;

$\bar{X}$: Média ou esperança matemática;

n : Número de valores.

O desvio padrão segundo Martins (2013), é a raiz quadrada da variância citada anteriormente, sendo uma medida de dispersão relativa à média de um conjunto de dados. Quanto maior o valor do desvio padrão, maior é a dispersão dos dados estudados, e, vale destacar, que o desvio padrão não pode assumir valores negativos de acordo com Martins (2013).

$$Dp = \sqrt{S}$$

$$Dp^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n - 1}$$

Onde,

Dp : Desvio padrão;

X_i : Valor individual;

$\bar{X}$: Média ou esperança matemática;

n : Número de valores.

5.1.3 Método de Monte Carlo

O método de Monte Carlo, segundo Carvalho (2017), estuda a combinações de números aleatórios usando matemática experimental, sendo aplicado em diversas áreas do conhecimento, como a própria matemática, física, ciências sociais, médicas dentre outras. Esse método possui diversas possibilidades de uso, como simulações de fenômenos físicos complexos a uma simples aposta como a megasena. O autor ainda cita que com o intuito de solucionar um problema utilizando processos aleatórios por meio de funções probabilísticas, o método de Monte Carlo utiliza-se de: funções densidade e probabilidade, uma geração de números aleatórios, amostragem e contagem de dados. Esse método também usa uma

estimativa de erro para saber o número de testes a serem avaliados, além de algoritmos computacionais para aumentar a velocidade e eficiência do método.

Para não haver falhas nos resultados, segundo Carvalho (2017), o modelo matemático, o gerador de números aleatórios e as variáveis de entrada devem estar de acordo com o problema estudado.

Assim, a aleatoriedade dos métodos de simulação para a geração de números aleatórios se baseia na geração de uma sequência X_i de variáveis aleatórias independentes " $X_1, X_2, X_3, \dots, X_i - 1$ " uniformemente distribuídas no intervalo $[0, 1]$. (CARVALHO, 2017).

De acordo com Thompson et al. (1997) citado por Lima (2014), o método de Monte Carlo é significativamente utilizado na área de hidrologia, e, a ruptura de uma barragem requer diversas simulações, visto que é um evento com baixíssima chance de ocorrer.

5.1.3.1 Gerador de números aleatórios

O software utilizado para fazer a geratriz de números aleatórios nesse TCC, o MATLAB, foi escolhido com base nas propriedades que o autor Carvalho (2017) citou serem essenciais para um software:

Como falado antes, o software deve utilizar de algoritmos para aumentar a velocidade e eficiência do método, assim, diminui-se a possibilidade de falha e o tempo necessário para o software processar as informações, visto que em algumas avaliações o número de possibilidades pode chegar a milhões; o período escolhido para geração de números aleatórios deve ser longo com o intuito de evitar repetições numéricas; e, por último, os valores devem ser independentes e uniformemente distribuídos.

A fórmula mais aplicada segundo Carvalho (2017) é:

$$X_i = (f_i - 1) + (f_i - 2) + (f_i - 3) \dots$$

Onde, o próximo número da sequência é uma função dos dois últimos números gerados.

Segundo Carvalho (2017), a maioria dos geradores de números aleatórios uniformes utilizam-se formas recursivas, tendo como termos iniciais $u_i = u_1, u_2, u_3, \dots, u_{i-1}, u_i$ com $1 \leq i \leq n$ são conhecidos como semente (seet) e são geralmente números inteiros positivos.

5.2 Tipos de Barragens

Existem diversos tipos de barragens utilizadas para contenção de materiais e água. Serão citados os principais tipos nesse trabalho, dando mais enfoque na barragem de concreto de gravidade por ser o objeto de estudo de caso nesse trabalho de TCC.

5.2.1 Barragem de Concreto de Gravidade

Figura 2: Barragem de Gravidade.



Fonte: Engwhere.

Segundo Pereira (2015), esse tipo de barragem é concebido para que seu peso próprio resista às ações desestabilizantes, resistindo tanto ao empuxo da água atuando como uma força que faz a barragem deslizar, quanto à subpressão da água que faz uma força de flutuação.

A palavra gravidade provém da palavra gravitas, a qual significa peso. Esse tipo de barragem já é construído há milhares de anos, composta por alvenaria. Com o avanço da tecnologia, começou a ser implantado nesse tipo de barragem o concreto e a argamassa de cimento. (PEREIRA, 2015).

5.2.2 Barragem de Enrocamento com Face de Concreto

Figura 3: Barragem de Enrocamento



Fonte: Te, Materón e Freitas Junior (2014).

Segundo Gouveia (2021), esse tipo de barragem é feito por enrocamentos e placas de concretos no talude de montante. Essas placas devem ser bem posicionadas para não ocorrer recalques no primeiro enchimento de concreto. A construção dessa barragem é rápida, pois ela independe do clima da região. Ela também tem a vantagem de poder possuir taludes íngremes diminuindo a quantidade de material necessário. Como desvantagem desse estilo, a fundação deve ser encostada em rocha sã, devido o perigo de recalques.

5.2.3 Barragem de Gabião

Segundo LF Ambiental, o muro do tipo Gabião trata-se de rochas empilhadas em malhas de fios de aço galvanizadas hexagonais de dupla torção. Esse tipo de barragem é versátil e de fácil execução, com um baixo impacto ambiental.

Figura 4: Barragem de Gabião.



Fonte: Pereira (2018).

5.2.4 Barragem Arco

As barragens de arcos, segundo Gouveia (2021), são implantadas em vales estreitos. Ela tem como vantagens o baixo volume de concreto utilizado e admitir fundações de menor resistência quando comparada com outros tipos de barragens. Como desvantagem vale a pena citar a elevada tecnologia para conseguir fazer o arco da barragem e ela exige boas condições para as ombreias, já que irão resistir aos empuxos hidráulicos.

Figura 5: Barragem em Arco.



Fonte: Engwhere (2018).

5.2.5 Barragem de Terra

A barragem de terra é o tipo mais comum utilizado no Brasil, sendo constituída de um aterro de terra para barrar dejetos, água, entre outros materiais. Essa possui vales largos e ombreiras suaves, podendo ser composta de terra, tanto homogênea, quanto zoneada, priorizando o núcleo argiloso no centro do aterro. Pelo fato da estrutura desse barramento ser menos rígida, não há tanta preocupação quanto à fundação da mesma, permitindo maiores deformações. (GOUVEIA, 2021).

Figura 6: Barragem em Arco.



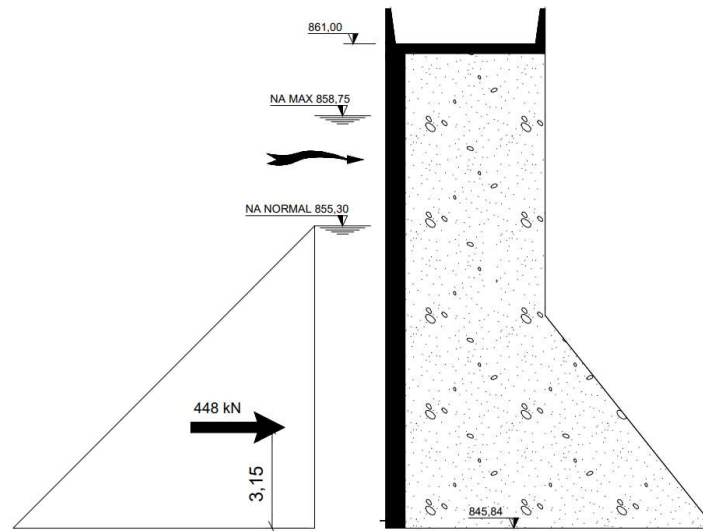
Fonte: Oficina de textos, youtube.

5.3 Solicitações de Cálculo Principais

5.3.1 Empuxo da água

Deve ser considerado no cálculo de estabilidade de uma barragem hidrelétrica, o empuxo de água. Utilizando uma função uniformemente distribuída triangular no sentido horizontal da seção estudada. (ELETROBRÁS, 2003).

Figura 7: Empuxo de água.



Fonte: Autor (2021).

5.3.2 Empuxo de Solo

Quando se trata de empuxo de solo, significa que existe uma ação provida por um maciço terroso sobre a estrutura encostada nele. A determinação da magnitude desse empuxo é fundamental para o entendimento do conjunto, onde a estrutura que barra o terrapleno está sob uma situação hiperestática de difícil determinação de forças por se tratar de mecânica dos solos. Assim dito, é fundamental considerar as condições de compatibilidade entre os deslocamentos, tendo em conhecimento a variação de tensões com essas deformações segundo Vilar e Bueno (1979) citado por Marangon (2018).

Dessa forma, será utilizado a Teoria da Elasticidade - Relação entre Tensão x Deformação.

Um corpo de prova de solo sujeito à compressão irá acarretar uma deformação no sentido da carga, em sua altura e raio. Essa elasticidade do material faz com que a tensão vertical aplicada nele tenha uma tensão correspondente horizontal. Consequentemente, em solo, a tensão horizontal é considerada a tensão efetiva no qual o solo age sob o barramento, e essa tensão é calculada segundo o valor da ação vertical sob o solo, ou seja, o peso próprio dele. (MARANGON, 2018).

Figura 8: Valor de K.

$$\sigma'_H = K \cdot \sigma'_v \quad \text{sendo } K \text{ o chamado coeficiente de empuxo de terra.}$$

Fonte: MARANGON (2018).

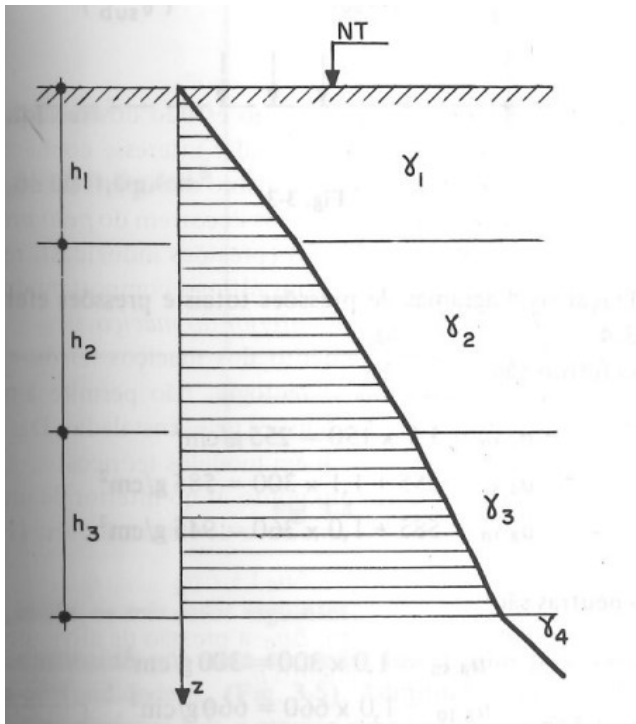
Considerando um empuxo de solo sem água, com o terrapleno sem inclinações, obtém-se um diagrama de tensões lineares horizontalmente, em função do coeficiente de empuxo “K”. Com esse diagrama, é possível calcular a resultante de tensões “E”, no caso, o empuxo resultante que será considerado no cálculo de estabilidade com uma distância “H/3” da origem. Esse valor de “K” varia com o ângulo obtido com a elasticidade do solo e se o terrapleno está considerado empuxo como repouso, ativo ou passivo em relação à barragem. (MARANGON, 2018).

Figura 9: Fórmula do Empuxo.

$$\begin{aligned} \text{Empuxo} &= \int_0^h \sigma_H \cdot dh = \int_0^h K \cdot \sigma_v \cdot dh = \int_0^h K \cdot \gamma \cdot h \cdot dh = K \cdot \gamma \cdot \int_0^h h \cdot dh \\ \text{Empuxo} &= K \cdot \gamma \cdot \frac{1}{2} \cdot h^2 \Rightarrow E = \frac{1}{2} \cdot K \cdot \gamma \cdot h^2 \end{aligned}$$

Fonte: MARANGON (2018).

Figura 10: Diagrama genérico de tensões horizontais.



Fonte: CAPUTO (1987).

A seguir, apresentam-se os módulos de elasticidade segundo a consistência e a compacidade do solo de acordo com a pesquisa de Marangon (2018):

Figura 11: Módulo de elasticidades.

Consistência	Módulo de elasticidade	
	MPa	kN/m ² (kPa)
Muito mole	< 2,5	< 2500
Mole	2,5 a 5	2500 a 5000
Consistência média	5 a 10	5000 a 10000
Rija	10 a 20	10000 a 20000
Muito rija	20 a 40	20000 a 40000
Dura	> 40	> 40000

Fonte: MARANGON (2018).

5.3.2.1 Empuxo de solo ativo

Segundo os critérios de Eletrobrás e CBDB (2003) o empuxo de solo ativo é caracterizado quando os esforços cisalhantes do terrapleno estão a favor de manter o equilíbrio, sendo uma força contrária à ação da gravidade.

O empuxo ativo deve ser calculado de acordo com a teoria de Coulomb segundo os critérios de Eletrobrás e CBDB (2003), quando o terrapleno apresentar uma superfície homogênea e plana sem estar submerso, dessa maneira, o coeficiente de empuxo “Ka” pode ser obtido em ábacos e tabelas. Caso a superfície do terrapleno seja heterogênea ou com terreno irregular, ou com presença de água, pode ser utilizado o método das cunhas, que é o método de Coulomb generalizado, com potencial de ruptura plana ou poligonal.

Figura 12: Valor de Ka.

$$K_a = \frac{1}{N_\phi} = \frac{1}{\operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)} = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

Fonte: MARANGON (2018).

5.3.2.2 Empuxo de solo passivo

Segundo os critérios de Eletrobrás e CBDB (2003) o empuxo de solo passivo acontece quando a barragem empurra o terrapleno, resultando no aumento do volume destinado a ruptura e na mobilização dos esforços cisalhantes somando-se o peso do volume arrimado.

O empuxo passivo deve ser calculado de acordo com a teoria de Coulomb segundo os critérios de Eletrobrás e CBDB (2003), quando o terrapleno apresentar uma superfície homogênea e plana sem estar submerso, dessa maneira, o coeficiente de empuxo “Kp” pode ser obtido em ábacos e tabelas. Caso a superfície do terrapleno seja heterogênea ou com terreno irregular, ou com presença de água, pode ser utilizado o método das cunhas, que é o método de Coulomb generalizado, com potencial de ruptura plana ou poligonal.

Figura 13: Valor de Kp.

$$K_p = N_\phi = \operatorname{tg}^2 \alpha = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

Fonte: MARANGON (2018).

Figura 14: Coeficientes de empuxos ativo e passivo de Rankine, em função do ângulo de atrito.

ϕ	Ka	Kp
0°	1,00	1,00
10°	0,70	1,42
20°	0,49	2,04
25°	0,41	2,47
30°	0,33	3,00
35°	0,27	3,69
40°	0,22	4,40
45°	0,17	5,83
50°	0,13	7,55
60°	0,07	13,90

Fonte: MARANGON (2018).

5.3.2.3 Empuxo de solo de repouso

O empuxo de repouso deve ser calculado de acordo com a teoria de Coulomb segundo os critérios de Eletrobrás e CBDB (2003), quando o terrapleno apresentar uma superfície homogênea e plana sem estar submerso. Porém, o ângulo de atrito deve ser reduzido conforme a seguinte expressão de Myslivec:

$$PHI0 = \arcsen\left(\frac{\operatorname{sen}\phi'}{2 - \operatorname{sen}\phi'}\right)$$

Onde,

ϕ' : ângulo de atrito do material do terrapleno

O valor da coesão reduzida é admitido igual à zero.

Para terraplenos com superfície heterogênea ou com terreno irregular, ou com presença de água, pode ser utilizado o método das cunhas, que é o método de Coulomb generalizado, com potencial de ruptura plana ou poligonal. (ELETROBRÁS, 2003).

Figura 15: Coeficientes de repouso – K_0 .

Equação	Utilização	Autor
$K_0 = (1 - \text{sen } \varphi')$	Areias	Jaky (1944) Expressão simplificada
$K_0 = \left(1 + \frac{2}{3} \text{sen } \varphi'\right) \cdot \frac{1 - \text{sen } \varphi'}{1 + \text{sen } \varphi'}$	Argilas normalmente adensadas (Bishop, 1958)	Jaky (1944) Expressão original
$K_0 = (1 - \text{sen } \varphi') \cdot (\text{OCR})^{\text{sen } \varphi'}$	Argilas pré-adensadas	Extensão da fórmula de Jaki (1944)
$K_0 = 0,5 (\text{OCR})^{0,5}$		Extensão da fórmula de Jaki (1944) Expressão simplificada ($\varphi = 30^\circ$)
$K_0 = (0,95 - \text{sen } \varphi')$	Argilas normalmente adensadas	Brooker Ireland (1965)
$K_0 = 0,19 + 0,233 \cdot \log (\text{IP})$	Argilas normalmente adensadas	Alpan (1967)

Fonte: MARANGON (2018).

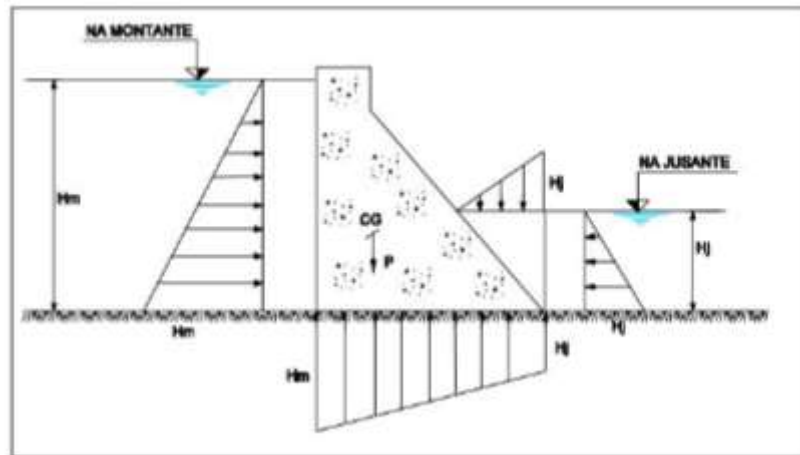
5.3.3 Peso próprio

Será utilizado o peso próprio como componente resistente da estabilidade global, essa carga é calculada variando o peso específico do concreto de massa e multiplicando pelo volume utilizado. No caso a seção terá uma largura de 1 metro, dessa forma, o volume da seção analisada terá o mesmo valor numérico que a área da mesma.

5.3.4 Subpressão

A subpressão é calculada segundo os critérios de Eletrobrás e CBDB (2003):

Figura 16: Cálculo subpressão.



Fonte critérios de Eletrobrás e CBDB (2003).

Em fundações contínuas, a subpressão será definida atuante sobre toda a área da base. O valor da subpressão de montante (H_m) será igual o valor do nível de água de montante. Essa irá variar de acordo a linha piezométrica original até o valor da subpressão de jusante (H_j), que é o valor do nível de água de jusante, aplicado apenas ao trecho restante da seção (trecho não trincado). (ELETROBRÁS, 2003).

Na região de contato entre concreto/fundação, sempre que surgir tensões de tração a montante a seção será admitida como frágil, isso é, não resistente á tração. (ELETROBRÁS, 2003)

No caso do carregamento normal (CCN), a base deverá estar totalmente comprimida, já para os demais casos de carregamentos, a mesma pode ter uma abertura limitada a 1/3 da seção de contato do concreto/fundação. (ELETROBRÁS, 2003).

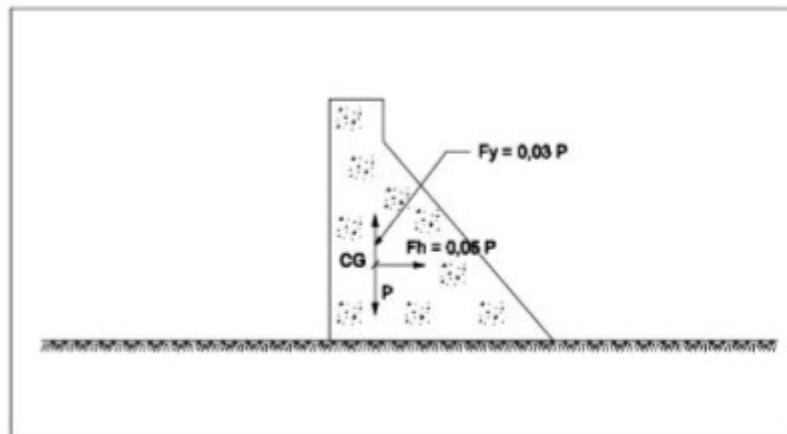
5.3.5 Efeito Zangar

Deve ser considerada no cálculo de estabilidade a probabilidade de ocorrência de um abalo sísmico como carregamento excepcional segundo os critérios de Eletrobrás e CBDB (2003), esse carregamento será não linear na direção

horizontal do barramento. As estruturas de concreto apoiadas na fundação por rochas terão as seguintes cargas localizadas no centro de gravidade da estrutura:

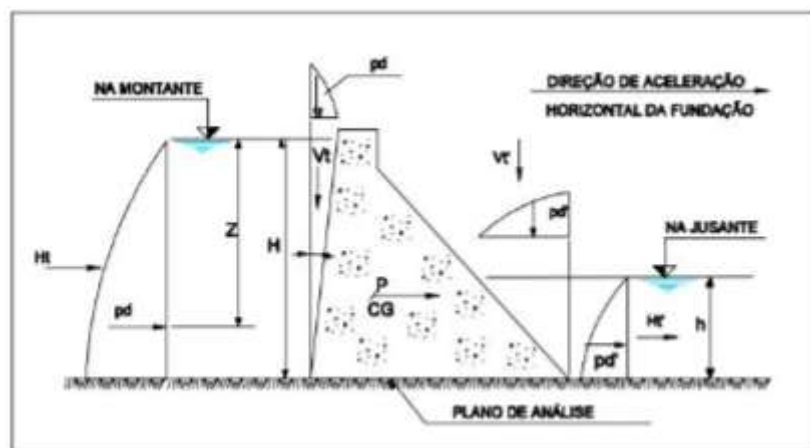
- 0,05 do valor da gravidade na direção horizontal;
- 0,03 do valor da gravidade na direção vertical.

Figura 17: Forças sísmicas na barragem.



Fonte critérios de Eletrobrás e CBDB (2003).

Figura 18: Pressões hidrodinâmicas devido a ações sísmicas.



Fonte critérios de Eletrobrás e CBDB (2003).

Para o cálculo das pressões hidrodinâmicas sísmicas de acordo com a imagem acima, utiliza-se a fórmula de Zangar (1952), citado por SCHMITZ (2018). Os esforços sísmicos não devem influenciar no valor de subpressão, sendo considerados somente no cálculo de estabilidade global da estrutura de acordo com critérios de Eletrobrás e CBDB (2003).

$$P_e = C \times \lambda \times w \times h$$

$$C = \frac{C_m}{2} \times \left[\frac{y}{h} \times \left(2 - \frac{y}{h} \right) + \sqrt{\frac{y}{h} \times \left(2 - \frac{y}{h} \right)} \right]$$

Onde,

P_e : Pressão atuante;

C_m : Coeficiente obtido experimentalmente;

h : Profundidade do reservatório;

w : Peso específico da água;

y : Altura da lamina d'água até altura de cálculo da pressão;

λ : Relação entre aceleração do sismo e a aceleração gravitacional, igual a 0,05.

5.4 Verificação da Estabilidade

Segundo os critérios de Eletrobrás e CBDB (2003), deve ser analisado as Equações de Estado Limite Último para o cálculo de estabilidade global, admitindo a estrutura como corpo rígido, analisando a segurança global da barragem quanto aos movimentos de corpo rígido, tais como:

1. Deslizamento;
2. Tombamento;
3. Flutuação;
4. Tensão na fundação;
5. Estabilidade elástica (flambagem);
6. Deformação e recalque;
7. Vibrações.

Segundo Pires (2019), os critérios de análise de estabilidade tradicionais usam análises de equilíbrio convencionais e teorias de estado limite. As análises usuais empregam modelos em duas dimensões, desprezando-se os efeitos tridimensionais. A estabilidade será verificada nesse trabalho para os modos de falha relacionados ao deslizamento, tombamento, flutuação e tensão excessiva no concreto-rocha na fundação.

5.4.1 Deslizamento

Uma das formas de acidentes de barragem é o deslizamento da mesma, quando a soma das forças horizontais desestabilizantes é muito alta e o peso próprio não consegue deter essa solicitação.

Consequentemente, é necessário calcular o Fator de Segurança ao Deslizamento (FSD), esse atenderá a segurança se o resultado for superior ou igual a um, segundo os critérios de Eletrobrás e CBDB (2003), usando a seguinte fórmula:

$$FSD = \frac{\frac{\sum N_i \times \operatorname{tg} \phi_i}{FSD_\phi} + \frac{\sum c_i \times A_i}{FSD_c}}{\sum H_i} \geq 1,0$$

Onde,

FSD_ϕ : fator de minoração do coeficiente de atrito;

FSD_c : fator de minoração da coesão;

$\sum N_i$: somatório algébrico dos esforços normais à superfície de escorregamento;

ϕ_i : ângulo de atrito da fundação;

c_i : coesão da superfície da fundação;

A_i : área efetiva do plano de contato da fundação;

$\sum H_i$: resultante máxima dos esforços horizontais na superfície de escorregamento.

De acordo com os critérios de projeto da Eletrobrás e CBDB (2003), usa-se os seguintes valores para minorar a coesão (FSD_c) e o atrito (FSD_ϕ) de acordo com cada caso de carregamento:

- $FSD_c = 3,0$ para Condição de Carregamento Normal (CCN);
- $FSD_c = 1,5$ para Condição de Carregamento Excepcional (CCE);
- $FSD_\phi = 1,5$ para Condição de Carregamento Normal (CCN);
- $FSD_\phi = 1,1$ para Condição de Carregamento Excepcional (CCE).

5.4.2 Tombamento

Outra forma de falha quanto ao cálculo da estabilidade global da estrutura é a possibilidade de um tombamento, onde o momento que as solicitações desestabilizantes causam na estrutura é maior que o momento dos componentes estabilizantes.

Consequentemente, é necessário calcular o Fator de Segurança ao Tombamento (FST), segundo os critérios de Eletrobrás e CBDB (2003), usando a seguinte fórmula:

$$FST = \frac{M_E}{M_T}$$

Onde,

M_E : somatório dos momentos estabilizantes em relação ao ponto de tombamento;

M_T : somatório dos momentos tombadores em relação ao ponto de tombamento.

De acordo com os critérios de projeto da Eletrobrás e CBDB (2003), para atender a segurança, FST tem de resultar num valor maior ou igual a “1,5” no caso do cálculo da Condição de Carregamento Normal (CCN), e “1,2” no caso do cálculo da Condição de Carregamento Excepcional (CCE).

5.4.3 Flutuação

Também é necessário o cálculo da possibilidade da estrutura flutuar, isso ocorre quando a solicitação da subpressão é maior que o peso próprio da estrutura.

O Fator de Segurança à Flutuação é calculado da seguinte maneira de acordo com os critérios de projeto da Eletrobrás e CBDB (2003):

$$FSF = \frac{\sum N}{S_b}$$

Onde,

$\sum N$: soma das forças verticais gravitacionais;

S_b : força de subpressão.

De acordo com os critérios de projeto da Eletrobrás e CBDB (2003), para atender a segurança, FSF tem de resultar num valor maior ou igual a “1,3” no caso do cálculo da Condição de Carregamento Normal (CCN), e “1,1” no caso do cálculo da Condição de Carregamento Excepcional (CCE).

5.4.4 Tensão na fundação

Segundo os critérios de Eletrobrás e CBDB (2003), deve ser levado em conta como risco de falha no cálculo da estabilidade global da barragem, a tensão máxima admissível (t, adm) na fundação, em relação à jusante e montante.

Essa tensão máxima admissível (t, adm) é calculada usando a lei de Hooke, quando não for possível a elaboração da tensão pelo método dos elementos finitos, segundo os critérios de Eletrobrás e CBDB (2003).

$$t, adm = \frac{\text{capacidade de carga da fundação}}{\text{coeficiente de segurança}}$$

$$cal = a + (b \times x) + (c \times y)$$

$$a = \frac{\sum N}{A}$$

$$b = \frac{1}{I_x \times I_y \times H \times I_{xy}^2} \times zMy \times I_x \times H \times zMx \times I_{xy}$$

$$c = \frac{1}{I_x \times I_y \times H \times I_{xy}^2} \times zMx \times I_y \times H \times zMy \times I_{xy}$$

Onde,

$\sum N$: Todas as cargas verticais (no caso peso próprio e subpressão);

A : Área;

cal : Tensão normal calculada;

xx e yy : Eixos perpendiculares entre si que têm origem no centro de gravidade da seção transversal;

$\sum M_x$ e $\sum M_y$: Somatório dos momentos de todos os esforços em relação aos eixos xx e yy , respectivamente;

x e y : Coordenadas do ponto analisado em relação aos eixos xx e yy ;

I_{xx} e I_{yy} : Momentos de inércia da área em relação aos eixos;

I_{xy} : Produto de inércia da área em relação aos eixos.

Depois de calculada a tensão na fundação, somadas as tensões de efeitos de retração térmica e variação de temperatura, deverá comparar esse valor com a tensão máxima admissível do concreto segundo os critérios de Eletrobrás e CBDB (2003).

Nesse trabalho foi usada a seguinte simplificação da fórmula da tensão da fundação:

$$t, vi = \frac{\sum V_z}{A} - M \cdot \frac{x_i}{I}$$

Onde,

t, vi : Tensão vertical no ponto “i” estudado;

x_i : Distância horizontal do ponto “i” ao centro de gravidade da fundação;

A : Área de fundação;

I : Momento de inércia da fundação;

$\sum V_z$ e M : São as resultantes dos esforços na fundação;

A Eletrobrás (2003) recomenda o uso dos seguintes coeficientes de segurança, pressupondo um bom conhecimento dos materiais envolvidos, caso contrário, esses coeficientes devem ser aumentados:

Figura 19: Coeficientes de segurança das tensões admissíveis nas fundações.

QUADRO 7.3

CASO DE CARREGAMENTO	COEFICIENTE DE SEGURANÇA
CCN	3,0 (4,0)
CCC	2,0 (3,0)
CCE	1,5 (2,0)
CCL	1,3 (1,5)

Fonte: ELETROBRÁS (2003).

5.5 Análise de Risco

5.5.1 Hidrológico

O risco hidrológico acontece com a elevação do nível da água devido à ocorrência de pelo menos um evento excepcional. (CARVALHO, 2017)

Esse risco está associado ao Tempo de Retorno (TR), ou seja, o tempo médio em anos para que um evento atípico ocorra. Segundo Carvalho (2017):

$$R = 1 - (1 \times (1 - \left(\frac{1}{TR}\right)^n))$$

Onde,

R : Risco;

TR : Tempo de Retorno;

n : Vida útil do empreendimento (anos).

Para o cálculo de casos excepcionais usa-se o nível de água maximorum, o qual acarreta uma cheia estimada de tempo de retorno mínimo de 1000 anos segundo os critérios de Eletrobrás e CBDB (2003).

Assis (1996) citado por Alves (2004) afirma que quando uma série de estudos pluviométricos é longa, a frequência se adapta bem à curva de Gauss. Essa afirmação se adapta ao trabalho atual, visto que o estudo de precipitações de barragens prevê um tempo de recorrência de no mínimo 1000 anos segundo os

critérios de Eletrobrás e CBDB (2003). O autor citou a seguinte fórmula para o cálculo da probabilidade $FN(x)$:

$$FN(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \times \int_{-\infty}^z e^{-z^2/2} dz$$

$$z = \frac{(x - \bar{X})}{Dp}$$

Onde:

z : Variável reduzida da distribuição normal, denominada variável normal;

$\bar{X}$: Média aritmética dos dados observados;

Dp : Desvio padrão dos valores observados;

x : total anual precipitado.

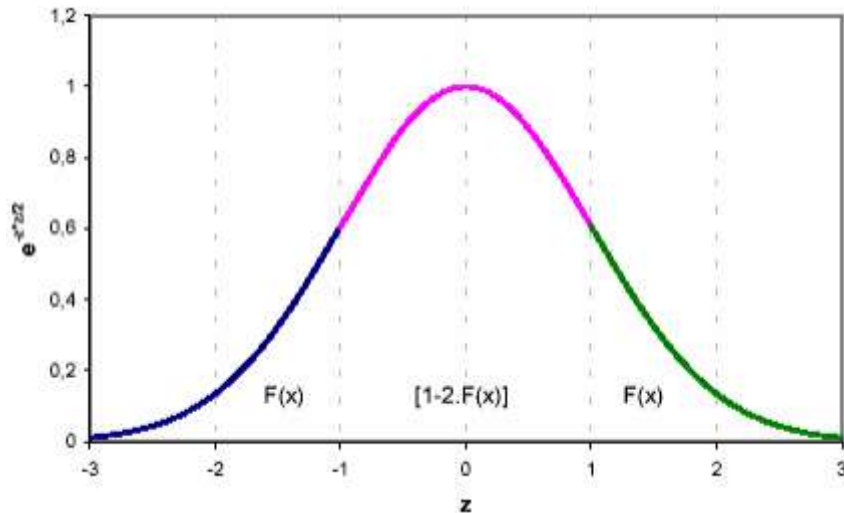
No caso da Distribuição Normal, o período de retorno (TR) é definido por:

$$TR = 1/[1 - FN(x)]$$

Onde, o valor de da probabilidade $FN(x)$ é a própria integral da curva de distribuição e probabilidade, podendo ser observado na figura 5. Observa-se também que 95% dos valores estão entre a média mais dois desvios padrões, e a média menos dois desvios padrões:

“ $\bar{X} - (2 \times Dp)$ a $\bar{X} + (2 \times Dp)$ ”, equivalem ao intervalo de confiança (95% dos valores).

Figura 20: Curvas de Gauss.



Fonte Alves (2004).

5.6 Combinações de Carregamentos

A combinação de ações de uma usina hidrelétrica é muito importante para o cálculo da estabilidade global da estrutura analisada. O trabalho atual visa calcular a probabilidade de falha da estrutura, usando essas diversas combinações, com o intuito de encontrar alguma que haja falha na estrutura estimando a probabilidade dessas.

5.6.1 Condição de Carregamento Normal (CCN)

Segundo os critérios de Eletrobrás e CBDB (2003), é definido como a combinação de solicitações usuais ao longo da vida útil da estrutura, com alta probabilidade de ocorrência, em condições hidrológicas normais.

De acordo com os critérios de projeto da Eletrobrás e CBDB (2003), segue exemplos de ações para a Combinação de Carregamento Normal:

- Peso próprio;
- Carga acidental uniformemente distribuída, concentrada e cargas móveis;
- Carga relativa às atividades rotineiras de operação;

- Empuxos hidrostáticos com o N.A do reservatório e do canal de fuga variando entre os níveis máximo normal e mínimo normal, sendo que a condição mais severa de carregamento deverá ser selecionada para cada estrutura;
- Subpressão com drenagem operante;
- Empuxo de terraplenos e de assoreamento;
- Pressão hidrodinâmica devido a esforços hidráulicos;
- Pressão intersticial;
- Esforços devido ao vento;
- Variação de temperatura e retração do concreto;
- Ancoragens ativas;
- Esforços sobre a estrutura no primeiro estágio, em casos onde o segundo estágio da estrutura deve ser completado posteriormente, com a usina em operação.

5.6.2 Condição de Carregamento Excepcional (CCE)

Segundo os critérios de Eletrobrás e CBDB (2003), esse tipo de carregamento tem baixa probabilidade de ocorrência, usando-se da combinação de ações normais da vida útil da estrutura e escolhendo uma ação específica como não usual, tornando-a com um carregamento excepcional.

De acordo com os critérios de projeto da Eletrobrás e CBDB (2003), deve ser adicionada à condição de carregamento normal um dos seguintes exemplos de cargas excepcionais no cálculo da Combinação de Carregamento Excepcional:

- Empuxos hidrostáticos e subpressão associada ao N.A do reservatório e do canal de fuga variando entre os níveis d'água máximo e maximorum e mínimo minimorum;
- Subpressão decorrente de drenagem inoperante ou de falhas no sistema de drenagem;
- Pressão hidrodinâmica devido à ação sísmica;
- Efeito de onda;
- Quaisquer esforços excepcionais sobre as estruturas de primeiro estágio.

Vale ressaltar que o tempo mínimo de recorrência para estimar a cheia máxima de projeto é de 1000 anos. (ELETROBRÁS, 2003).

5.6.3 Condição de Carregamento Limite (CCL)

Segundo os critérios de Eletrobrás e CBDB (2003), é definido como a combinação de mais de uma ação com um carregamento excepcional, com baixíssima probabilidade de ocorrência.

De acordo com os critérios de projeto da Eletrobrás e CBDB (2003), deve ser adicionada à condição de carregamento normal pelo menos duas dos seguintes exemplos de cargas excepcionais no cálculo da Combinação de Carregamento Limite:

- Empuxos hidrostáticos e subpressão associada ao N.A do reservatório e do canal de fuga variando entre os níveis d'água máximo e maximorum e mínimo minimorum;
- Subpressão decorrente de drenagem inoperante ou de falhas no sistema de drenagem;
- Pressão hidrodinâmica devido à ação sísmica;
- Efeito de onda;
- Quaisquer esforços excepcionais sobre as estruturas de primeiro estágio.

5.6.4 Condição de Carregamento de Construção (CCC)

Segundo os critérios de Eletrobrás e CBDB (2003), esse é o tipo de carregamento que ocorre durante a fase de construção da obra.

De acordo com os critérios de projeto da Eletrobrás e CBDB (2003), segue exemplos de ações para a Combinação de Carregamento de Construção:

- Condições normais de carregamento em estruturas incompletas, conforme for apropriado a cada caso em particular. Como exemplo, esforços sobre estruturas em 1º estágio, em casos em que o 2º estágio deva ser completado posteriormente, adufas vazias para o vertedouro, etc...;
- Cargas de equipamentos de construção e montagem;

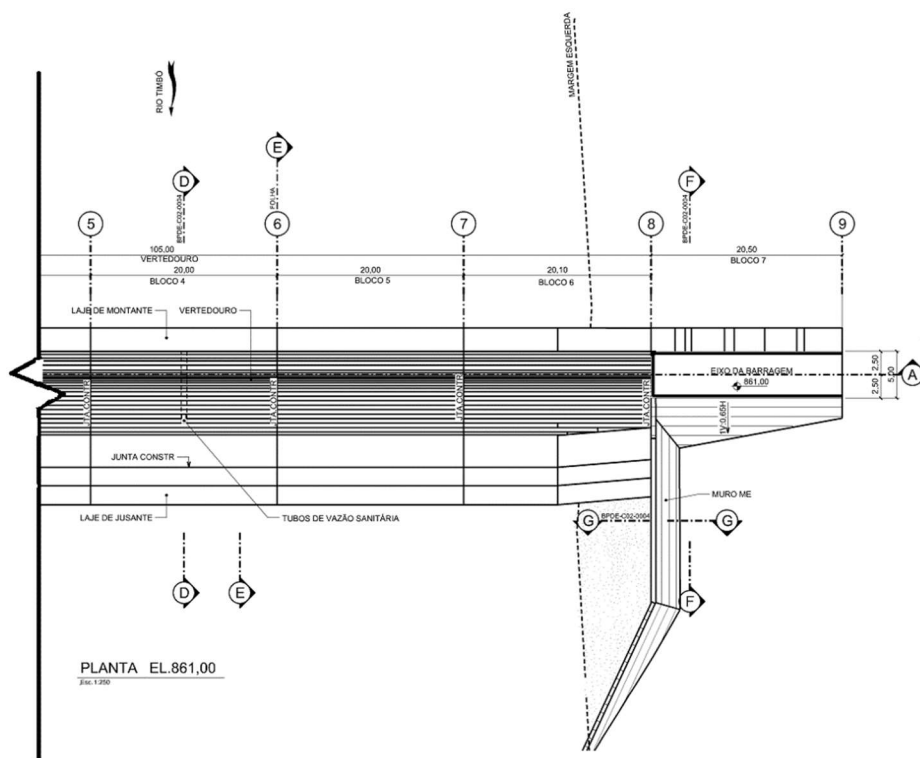
- Cargas devidas às ancoragens provisórias para guinchos, guindastes ou dispositivos de levantamentos de carga ou similares, cargas de compactação de aterros e reaterros;
- Cargas vivas excepcionais, devidas à movimentação e montagem de equipamentos;
- Cargas devidas a testes de equipamentos permanentes;
- Cargas hidrostáticas e subpressões anormais devidas a esvaziamentos temporários;
- Esforços devidos a injeções.

6 ESTUDO DE CASO

O estudo foi direcionado para calcular a estabilidade global e a probabilidade de falha da barragem de concreto massa (fck de 9 Mpa aos 90 dias) da margem esquerda, com altura máxima de 15,16 metros, descontando a altura de 1,10 metros da mureta, e comprimento de 10,33 metros, de uma Pequena Central Hidrelétrica (PCH) já construída localizada no rio Timbó. A largura usada nos cálculos de estabilidade global da seção da figura 7 será de 1 metro. Não serão considerados laje de montante e nem drenagem, a favor da segurança, assim o valor da subpressão não será aliviado. Essa usina possui os seguintes níveis de água normais e excepcionais (cheia máxima de 1000 anos):

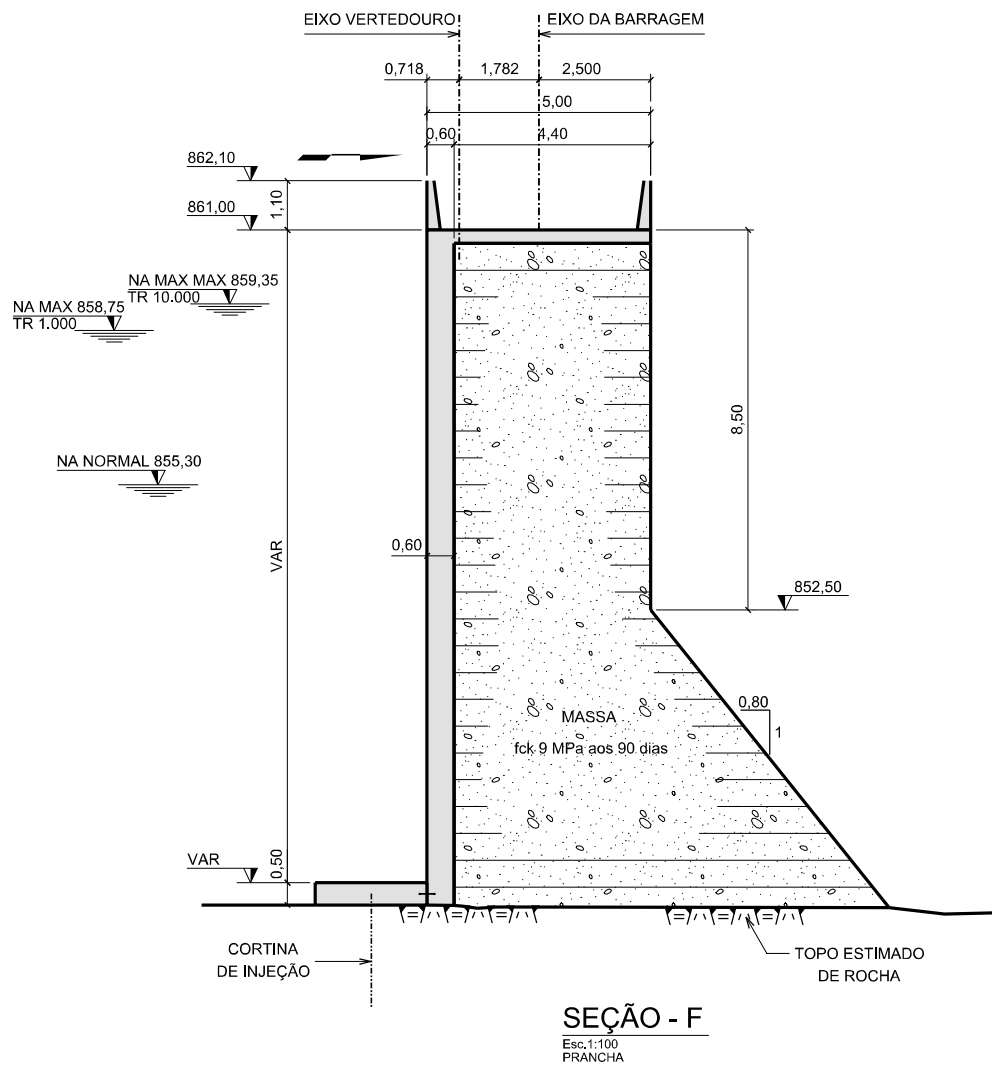
- N.A Normal Montante: 855,30 metros;
- N.A Normal Jusante: 844,25 metros;
- N.A Máximo (1000 anos) Montante: 858,75 metros;
- N.A Máximo (1000 anos) Jusante: 849,00 metros.

Figura 21: Planta da estrutura.



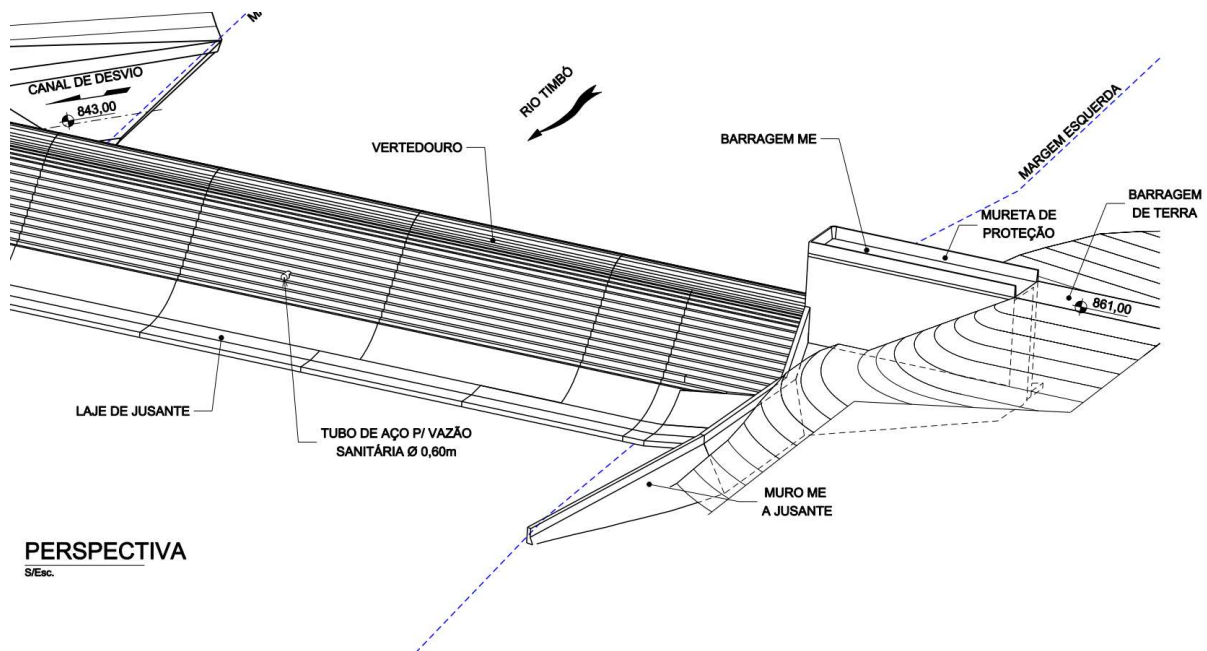
Fonte empresa de projeto (2019).

Figura 22: Seção da barragem.



Fonte empresa de projeto (2019).

Figura 23: Perspectiva da barragem.



Fonte empresa de projeto (2019).

6.1 Peso próprio dos materiais

- Concreto massa: $\gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3$;
- Água: $\gamma_a = 10 \text{ kN/m}^3$
- Solo: $\gamma_s = 18 \text{ kN/m}^3$

Fonte empresa de projeto (2019).

6.2 Parâmetros Geotécnicos da Fundação

A barragem está afundada sobre rocha tipo basalto, cujos parâmetros de resistência estimados pela empresa de projeto:

- Ângulo de atrito do contato concreto-rocha (ϕ_i): 35° ;
- Coesão do contato concreto-rocha (c): $0,45 \text{ Mpa}$;
- Tensão admissível na rocha da fundação (t, adm): 10 Mpa .

As análises das sondagens executadas ao longo do eixo do barramento permitem inferir que o maciço de rocha para a fundação da barragem é de boa qualidade. Esta estrutura estará fundada em basalto denso e são pouco fraturados e

de elevada resistência. Os ensaios de perda d'água para as ombreiras desta estrutura apresentaram resultados de muito baixa condutividade hidráulica "H1". O capeamento em solo apresenta-se em torno de 9,00 a 12,00 m em suas margens, identificados como solos coluvionares e saprolíticos.

6.3 Características do Solo da Região

O domínio geológico da região foi estudado pela empresa do projeto da barragem, tendo um domínio correspondente à Formação Serra Geral, constituído principalmente por derrames basálticos continentais e, subsidiariamente, pelos arenitos vermelhos da Formação Botucatu. Os materiais de fundação são de boa qualidade, sendo constituídos de basalto denso e são pouco fraturados com elevada resistência. O solo utilizado para o terrapleno utilizado no cálculo de empuxo de terra é o Solo Compactado (SC) de basalto, e, o material da fundação foi considerado o material de Maciço Rochoso do tipo basalto.

7 MÉTODO

Esse trabalho tem como método a análise da confiabilidade da estrutura estudada, uma barragem de concreto de gravidade projetada por uma empresa anônima. Primeiramente, foram feitas as combinações de cálculo da estabilidade global da barragem no capítulo 8.1, usando o capítulo 5.6 como referência, os quais são: as Combinações de Carregamento Normal, as Combinações de Carregamento Excepcionais e as Combinações de Carregamento Limite. Foi utilizado do programa AutoCAD para alocar as forças solicitantes e resistentes da estabilidade global, com um desenho de uma seção da barragem. Após o uso do AutoCAD, foi utilizado o programa Excel, sendo feitas as formulações para obter-se o resultado da estabilidade global, relacionando-os com os coeficientes de segurança da Eletrobrás.

Posteriormente, foi calculada no capítulo 8.2, usando o capítulo 7.5 como referência, a probabilidade de falha da barragem para cada combinação de cálculo específica feita na estabilidade global, variando alguns parâmetros utilizados para o cálculo e tornando-os variáveis, separando-os em média e desvio padrão. A escolha da delimitação das variáveis foi feita no capítulo 7.4, estudando a curva de probabilidade de cada parâmetro, utilizando o método Monte Carlo, para variar os

parâmetros de entrada, feito no programa MATLAB. Esses cálculos foram feitos no Caso 1 da barragem explicado no capítulo 7.3.

Por último, foram elaborados estudos com a mesma barragem variando seus tipos de ações, resistências e até mesmo a forma da estrutura, substituindo a ação da carga hidráulica por carga de solos no Caso 2, estimando uma cheia extraordinária fictícia para levar a barragem aos seus limites no Caso 3, com modificações na forma da estrutura. Ainda foi feito a modificação da fundação da barragem de rocha para solo no Caso 4. Essa etapa consta no capítulo 7.3.

7.1 Infraestrutura Utilizada

Para a pesquisa desse trabalho, foi utilizado computador com os seguintes programas instalados: MATLAB, AutoCAD, Word e Excel. Os cálculos da estabilidade global foram feitos no AutoCAD e Excel, enquanto a aplicação do Método de Monte Carlo (cap. 8.2) foi feita no MATLAB.

Foi necessário um computador com bom processador, principalmente para rodar as variáveis aleatórias no MATLAB, visto a alta quantidade de variação dos dados de entrada. Os dados foram rodados em cerca de 2.000.000 simulações, obtendo-se uma boa curva para probabilidade de falhas relativamente baixas. Por questões de tempo e infraestrutura, não foi possível obter o valor dos resultados próximos de zero, visto que esses dados requerem mais simulações. Outras curvas de falha resultaram em gráficos com poucos pontos, tendo de também ser feito mais simulações para se obter uma curva características. Esses inconvenientes não prejudicaram a proposta do trabalho, pois a conclusão é a mesma, esses resultados têm uma probabilidade de falha desprezível.

7.2 Carregamentos e Parâmetros de Projeto

Esse capítulo utilizou-se do capítulo 5.3 da revisão bibliográfica, tendo como exemplo o cálculo do caso 1 (capítulo 7.3) no Caso de Carregamento Normal (CCN).

7.2.1 Parâmetros de projeto

Foram utilizados os seguintes parâmetros para o cálculo de estabilidade global:

$$\text{Ângulo de atrito do contato concreto – rocha} = 35^\circ$$

Coesão do contato concreto – rocha = 0,45 MPa

Tensão admissível na rocha da fundação = 10 Mpa

Peso específico do concreto massa = 24 kN/m³

Peso específico da água = 10 kN/m³

Peso específico do solo = 18 kN/m³

7.2.2 Peso da barragem de concreto de gravidade

A área do corte utilizado para o cálculo da barragem tem 94,09 m², e profundidade de 1 m. O peso específico do concreto utilizado foi de 24 kN/m³, resultando no seguinte peso da barragem:

$$Peso = 24 \times 94,09 \times 1$$

$$Peso = 2258 \text{ kN}$$

7.2.3 Empuxo de água

O cálculo foi feito da seguinte forma: utilizando o peso específico da água de 10 kN/m³, para a altura de coluna d'água de 9,46 m, com um nível da água de 855,30 m.

$$Empuxo \text{ da água} = 9,46 \times 9,46 \times 10/2$$

$$Empuxo \text{ da água} = 448 \text{ kN}$$

7.2.4 Empuxo de solo

Para o cálculo de empuxo de solo foi utilizado a Combinação de Carregamento Normal do Caso 2, utilizando o peso específico de solo de 18 kN/m³, com uma altura de solo de 15,16 m. O coeficiente de repouso utilizado foi de 0,5, com um ângulo de 30°.

$$Empuxo \text{ de solo} = 15,16 \times 15,16 \times 0,5 \times 18$$

$$Empuxo \text{ de solo} = 1034 \text{ kN}$$

7.2.5 Subpressão

O cálculo foi feito da seguinte forma: utilizando o peso específico da água de 10 kN/m^3 , para a altura de coluna d'água de $9,46 \text{ m}$, com um nível da água de $855,30 \text{ m}$.

$$\text{Empuxo da água} = 9,46 \times 10,33 \times 10/2$$

$$\text{Empuxo da água} = 489 \text{ kNm}^3$$

7.2.6 Aplicação da fórmula de Zangar

O cálculo foi feito da seguinte forma: utilizando o peso específico da água de 10 kN/m^3 , para a altura de coluna d'água de $9,46 \text{ m}$, com um nível da água de $855,30 \text{ m}$.

$$\text{Empuxo da água} = 9,46 \times 9,46 \times 10/2$$

$$\text{Empuxo da água} = 448 \text{ kNm}^3$$

7.3 Condições de Carregamentos

Para o cálculo de estabilidade global da estrutura estudada, foram analisados três tipos de casos diferentes para a barragem, a fim de ampliar o estudo da barragem para casos bem atípicos, resultando em uma maior variabilidade para o estudo proposto nesse trabalho. Foram utilizados os capítulos 5.4 e 5.6 para os cálculos da estabilidade global.

Dessa forma, cada caso teve suas respectivas combinações de ações. Os parâmetros utilizados nos cálculos foram os mesmos utilizados pela empresa de projeto.

7.3.1 Caso 1

O caso 1 é o caso no qual a barragem fora projetada. Nesse trabalho de TCC, utilizaram-se combinações similares das utilizadas pela empresa de projeto, além de uma nova combinação, o Caso de Carregamento Limite (CCL).

Os níveis de água utilizados foram:

N.A Normal Montante: 855,30 metros

N.A Normal Jusante: 844,25 metros

N.A Máximo (1.000 anos) Montante: 858,75 metros

N.A Máximo (1.000 anos) Jusante: 849,00 metros

As condições para os casos foram as seguintes:

7.3.1.1 Caso de Carregamento Normal (CCN)

Níveis de água normais.

Subpressão.

7.3.1.2 Caso de Carregamento Excepcional 1 (CCE1)

Níveis de água máximos.

Subpressão.

7.3.1.3 Caso de Carregamento Excepcional 2 (CCE2)

Níveis de água normais com efeito de abalos sísmicos.

Subpressão.

7.3.1.4 Caso de Carregamento Limite (CCL)

Níveis de água máximos com efeito de abalos sísmicos.

Subpressão.

7.3.2 Caso 2

No caso 2, foi considerado um assoreamento na barragem, no qual o solo invadiu o reservatório.

Nesse estudo de caso, para fins de cálculo, utilizaram-se parâmetros bem conservadores e um nível de assoreamento até o topo da barragem, com o intuito de levar a barragem ao seu limite. O peso do solo acima do nível da água utilizado foi

de 18 kN/m², um peso característico de solo compactado. Para o solo abaixo do nível de água, foi considerado por condições de contorno que ele estaria submerso, utilizando os mesmos níveis de água do Caso 1. Resultando num peso específico de solo submerso de:

$$\gamma_s = 18 - 10$$

$$\gamma_s = 8 \text{ kN/m}^2$$

Para o cálculo do muro da margem direita dessa usina hidrelétrica, a empresa de projeto considerou um empuxo de solo em repouso, com um ângulo de atrito efetivo de 30°. Consequentemente, o empuxo de solo devido ao assoreamento da barragem estudada nesse trabalho foi o mesmo que a empresa considerou para a margem direita, resultando, conforme o capítulo 5.3, em um valor de K0 de

$$K_0 = 1 - \tan(30)$$

$$K_0 = 0,5$$

Foram utilizados os mesmos valores de níveis de água do Caso 1 para o Caso 2. As condições para os casos foram as seguintes:

7.3.2.1 Caso de Carregamento Normal 1 (CCN1)

Reservatório sem água.

Empuxo de solo.

7.3.2.2 Caso de Carregamento Normal 2 (CCN2)

Níveis de água normais.

Subpressão.

Empuxo de solo.

7.3.2.3 Caso de Carregamento Excepcional 1 (CCE1)

Níveis de água máximos.

Subpressão.

Empuxo de solo.

7.3.2.4 Caso de Carregamento Excepcional 2 (CCE2)

Níveis de água normais com efeito de abalos sísmicos.

Subpressão.

Empuxo de solo.

7.3.2.5 Caso de Carregamento Limite 1 (CCL1)

Reservatório sem água com efeito de abalos sísmicos.

Empuxo de solo.

7.3.2.1 Caso de Carregamento Limite 2 (CCL2)

Níveis de água máximos com efeito de abalos sísmicos.

Subpressão.

Empuxo de solo.

7.3.3 Caso 3

Para o Caso 3, foi utilizada uma enchente fictícia para fins de estudo, levando a barragem ao seu limite “de cálculo” também.

A enchente fictícia teve um nível de água de 864,00 metros, 3 metros acima do limite da barragem (sem levar em consideração a mureta). Por conseguinte, foi necessário mudar a forma da barragem para comportar esse caso, sem realizar mudanças drásticas, visto que o caso foi analisado como se a barragem já estivesse implantada em campo. Assim, a solução para a barragem foi fazer um alteamento, a criação de um muro em cima da barragem, aumentando o topo da barragem em 5,50 metros.

As condições para os casos foram as seguintes:

7.3.3.1 *Caso de Carregamento Excepcional 1 (CCE1)*

Nível de água de montante = 863,00 metros

Nível de água de jusante = 849,02 metros

Subpressão.

7.3.3.2 *Caso de Carregamento Excepcional 2 (CCE2)*

Níveis de água máximos com efeito de abalos sísmicos.

Nível de água de montante = 863,00 metros

Nível de água de jusante = 849,02 metros

Subpressão.

7.3.3.3 *Caso de Carregamento Limite (CCL)*

Níveis de água máximos com efeito de abalos sísmicos.

Nível de água de montante = 863,00 metros

Sem água a jusante da barragem.

Subpressão.

7.3.4 Caso 4

O caso 4 é um estudo teórico somente da fundação da barragem, fazendo uma análise da troca da fundação de rocha, com tensão resistente de 10 Mpa, para solo argiloso duro, tendo como objetivo analisar como a barragem se comportaria nessa condição. Esse caso foi calculado apenas no capítulo 8.2.4 de probabilidade de falha.

7.4 PARÂMETROS DAS VARIÁVEIS

Para o estudo de confiabilidade estrutural é importante delimitar o intervalo das variáveis estudadas, obtendo-se o valor de média e desvio padrão, além do tipo de distribuição do gráfico da probabilidade de falha. Com esses valores, é possível

fazer um estudo estatístico no programa utilizado para o cálculo de probabilidade, MATLAB.

Os parâmetros variáveis foram buscados em bibliografias e mesclados com as informações da empresa de projeto.

Segue abaixo os valores da bibliografia do autor Beck (2019):

Figura 24: Variáveis aleatórias utilizadas por BECK.

Variáveis aleatórias (V.A.)	Unidade	Distribuição	Média	SD	COV (%)
Peso específico do concreto (γ_c) ^a	kN/m ³	Normal	25,80	1,29	5 ^h , D1-4
Peso específico do concreto (γ_c) ^b	kN/m ³	Normal	26,00	0,94	3,62 ^{O1-4}
Ângulo de atrito interno (ϕ_i) ^a	°	Normal	37	9,99	27 ⁱ , D1-4
Ângulo de atrito interno (ϕ_i) ^c	°	Normal	41,99	11,34	27 ^{O1-4}
Coesão do contato concreto-rocha (c) ^a	kN/m ²	Lognormal	250	100,00	40 ⁱ , D1-4
Coesão do contato concreto-rocha (c) ^c	kN/m ²	Lognormal	700	280,00	40 ^{O1-4}
Coefficiente de ineficiência hidráulica (k) ^d	-	Normal	0,18	0,03	15 ^{O1, O3}
Coefficiente de ineficiência hidráulica (k) ^a	-	Normal	0,33	0,10	30 ⁱ , D1, D3
Coefficiente de ineficiência hidráulica (k) ^e	-	Normal	0,89	0,13	15 ^k , O2
Coefficiente de ineficiência hidráulica (k) ^e	-	Normal	0,89	0,27	30 ⁱ , D2
Coefficiente de ineficiência hidráulica (k) ^e	-	Normal	0,99	0,15	15 ^k , O4
Coefficiente de ineficiência hidráulica (k) ^e	-	Normal	0,99	0,30	30 ⁱ , D4
Coefficiente de incremento de subpressão ($i_{u,j}$) ^f	-	Uniforme	0,5	0,29	58 ^{O3, O4}
Coefficiente de incremento de subpressão ($i_{u,j}$) ^g	-	Determinístico	1	-	- ^{O3, D4}

^a baseado nos parâmetros definidos no projeto;

^b baseado na medição de amostras de testemunhos extraídos do concreto da barragem;

^c de acordo com China Electricity Council [31];

^d baseado na medição do piezômetro PZC01 durante o período de 4 anos;

^e baseado nos parâmetros definidos no projeto e subpressão teórica;

^f assumido;

^g assumido com valor determinístico 1;

^h baseado na medição de corpos de prova realizada durante a execução da obra;

ⁱ assumido o mesmo COV descrito no China Electricity Council [31];

^j baseado na medição de outros de piezômetros instalados no bloco 30 da fundação da barragem;

^k assumido o mesmo COV do piezômetro PZC01;

O1-4, O1, O2, O3 E O4 cenários da fase de operação;

D1-4, D1, D2, D3 E D4 cenários da fase de projeto.

Fonte Beck (2019).

7.4.1 Peso específico do concreto massa

Para definir a média e o desvio padrão do peso específico do concreto massa sem ensaios em campo, foi decidido utilizar como base a pesquisa de Beck (2019), na qual o autor fez um estudo da variação do concreto da barragem, resultando uma variação de 25,8 kN/m³ de média e 1,28 kN/m³ de desvio padrão, com um coeficiente de variação de 5%.

Foi decidido adotar uma média de 25,5 kN/m³ com um desvio padrão de 1,29 kN/m³. O valor da média foi diminuído um pouco do autor acima a favor da segurança.

7.4.2 Ângulo de atrito interno e coesão do contato concreto-rocha

O ângulo de atrito e a coesão do contato concreto-rocha também foram estimados de acordo com a pesquisa de análise de confiabilidade de barragem, baseando-se na China Electricity Council, obtendo os seguintes resultados para a coesão do contato concreto-rocha em gráfico de lognormal:

$$Média = 700 \text{ kN/m}^2$$

$$Desvio \text{ Padrão} = 280 \text{ kN/m}^2$$

Já para o ângulo de atrito, o autor utilizou-se de dados que obtivera em campo:

$$Média = 37^\circ$$

$$Desvio \text{ Padrão} = 9,99^\circ$$

O valor utilizado do ângulo de atrito foi o mesmo utilizado pelo autor acima, porém, o valor utilizado para a coesão do contato concreto-rocha foi feito uma relação linear de proporcionalidade com o valor de projeto e o valor da pesquisa:

$$700 = 450$$

$$280 = Desvio \text{ Padrão}$$

$$Desvio \text{ Padrão} = 180 \text{ kN/m}^2$$

7.4.3 Peso específico do solo

A média e o desvio padrão do peso específico do solo foram obtidos através de uma pesquisa por Cruz (1996), no qual o autor data vários tipos de solos de vários lugares diferentes do Brasil. Foram anotados os tipos de solo argilosos da região da barragem de estudo, obtendo-se os seguintes valores de média e desvio padrão:

Figura 25: Variação do solo.

Solos residuais de basalto e diabásicos (Cruz,1969)		Média e Desvio padrão				
Precedência (PR)	Massa seca (g/cm³)	Umidade	Massa específica (kN/m³)	DP	Média	17,96782
Segredo Área D	1,31	0,36	17,816	0,02305018	Variância	0,204273
Paço Real	1,275	0,372	17,493	0,225456746	Desvio Padrão	0,451966
Salto Osório	1,308	0,385	18,1158	0,021897235		
Segredo C	1,286	0,387	17,83682	0,017161749		
Segredo A	1,26	0,393	17,5518	0,173075018		
Salto Santiago 5	1,3	0,395	18,135	0,027948197		
Salto Santiago	1,406	0,339	18,82634	0,737051685		

Fonte: Autor (2021).

Consequinte, obteve-se a massa específica do solo com o seguinte cálculo:

$$Massa\ seca \times Umidade + Massa\ seca = Massa\ específica$$

Assim, obtiveram-se os seguintes valores aplicando à média e o desvio padrão para todos os pesos específicos:

$$Média = 17,97\ kN/m^3$$

$$Desvio\ Padrão = 0,452\ kN/m^3$$

7.4.4 Variação do coeficiente de repouso do solo (K0)

Optou-se por utilizar uma variação parecida com a areia solta e compactada de acordo com a tabela de Marangon (2018). Essa escolha foi baseada na utilização do valor de K0 de 0,5 em projeto.

$$K0 = 1 - \sin(30^\circ)$$

$$K0 = 0,50$$

Para fazer com que esse valor varie de 0,45 a 0,55, utilizou-se uma média para K0 de 0,50 com um desvio padrão de 0,015, obtendo-se uma variação de:

$$Média \pm 3Desvio\ Padrões = 99,7\% \text{ dos resultados}$$

$$0,50 + 3 \times 0,015 = 0,545$$

$$0,50 - 3 \times 0,015 = 0,455$$

Figura 26: Coeficiente do empuxo de repouso.

Solo	K_0
argila	0,70 a 0,75
Areia solta	0,45 a 0,50
Areia compacta	0,40 a 0,45

Fonte: Marangon (2018).

7.5 Aplicação do Método de Monte Carlo

As formulações das equações de estado limite para os modos de ruptura da barragem utilizada estão definidas nesse capítulo, que são: Ruptura por deslizamento, tombamento, flutuação e tensões na fundação.

7.5.1 Deslizamento

A função de deslizamento é definida pelas seguintes equações segundo Pires (2019), podendo ser adicionada mais coeficientes com a adição de ações excepcionais:

$$G1 = Tr - Ts$$

$$G1 = ((\sum Ni \times \text{tg } \phi_i) + (ci \times Ai)) - Ts$$

$$G1 = (Vc \times \gamma_c + Ww1 - Sb + Ww2) \times \text{tg } \phi_i + (ci \times Ai)) - Ts$$

Onde,

Tr : Somatório de forças resistentes;

Ts : Somatório de forças solicitantes;

$\sum Ni$: Somatório algébrico dos esforços normais à superfície de escorregamento;

ϕ_i : Ângulo de atrito da fundação;

ci : Coesão da superfície da fundação;

A_i : Área efetiva comprimida do plano de contato da fundação;

Vc : Volume de concreto;

γ_c : Peso específico do concreto;

W_{w1} : Peso de água à montante;

W_{w2} : Peso de água à jusante;

S_b : Subpressão atuante;

Para os casos de Deslizamento que ocorreu tração na fundação, foi diminuído o comprimento tracionado da base, dessa forma, os cálculos foram refeitos com um novo valor de base. Isso foi feito tanto nos cálculos de probabilidade de falha no MATLAB, quanto nos cálculos da estabilidade Global no Excel.

7.5.2 Tombamento

A função de tombamento é definida pelas seguintes equações segundo Pires (2019), podendo ser adicionada mais coeficientes com a adição de ações excepcionais:

$$G2 = Mr - Ms$$

$$G2 = (MW1 + MWC + MW2 + MH2) - (MS_b + MH1)$$

Onde,

Mr : Somatório de momentos resistentes;

Ms : Somatório de momentos solicitantes;

$MW1$: Momento do peso da água de montante;

MWC : Momento do peso próprio do concreto;

$MW2$: Momento do peso da água de jusante;

$MH1$: Momento do empuxo hidrostático de montante;

MS_b : Momento da subpressão;

$MH2$: Momento do empuxo hidrostático de jusante.

7.5.3 Flutuação

A função de flutuação é definida pelas seguintes equações segundo Pires (2019), podendo ser adicionada mais coeficientes com a adição de ações excepcionais:

$$G3 = \sum N - \sum S_b$$

$$G3 = WC + W1 + W2 - S_b$$

Onde,

$\sum N$: Somatório das forças estabilizantes verticais (mesma direção do peso próprio);

$\sum S_b$: Somatório das forças da subpressão atuante;

$W1$: Força do peso da água de montante;

WC : Força do peso do concreto do peso próprio;

$W2$: Força do peso da água de jusante;

S_b : Força da subpressão.

7.5.4 Tensões na Fundação

A função para calcular as tensões de tração na fundação foi feita usando como base o capítulo 5.4, vale ressaltar que a fórmula da tensão usada em projeto foi simplificada.

$$M = -MWC + MH1 + MS_b$$

$$N = WC - S_b$$

$$M = \frac{N}{B} - \frac{M1}{W}$$

$$J = \frac{N}{B} + \frac{M1}{W}$$

Onde,

$M1$: Somatório de momentos;

B : Área da fundação da barragem;

W : Módulo resistente ($B^2/6$);

N : Somatório de forças normais;

M_t : Tensão em montante;

J : Tensão em jusante;

M : Tensão em montante;

WC : Força do peso do concreto do peso próprio;

S_b : Força da subpressão.

MWC : Momento do peso próprio do concreto;

$MW2$: Momento do peso da água de jusante;

$MH1$: Momento do empuxo hidrostático de montante;

MS_b : Momento da subpressão;

$MH2$: Momento do empuxo hidrostático de jusante.

CT : Comprimento tracionado

De acordo com a Eletrobrás (2003), o limite para tração na fundação para casos excepcionais é de 1/3 da base da fundação, e esse foi o limite utilizado para calcular a probabilidade de falha em relação à tração da fundação. Fazendo uma relação de triângulos entre a tensão de montante e jusante:

Quando der tração à jusante:

$$CT = \frac{J \times B}{M - J}$$

Quando der tração à montante:

$$CT = \frac{M \times B}{J - M}$$

Dessa forma, irá resultar em falha se $CT + B/3$ der menor que 0. Essa é uma fórmula simplificada para estimar a probabilidade de falha, visto que não foi considerada a alteração da subpressão com a ocorrência de tração na fundação no cálculo.

8 RESULTADOS E DISCUSSÃO

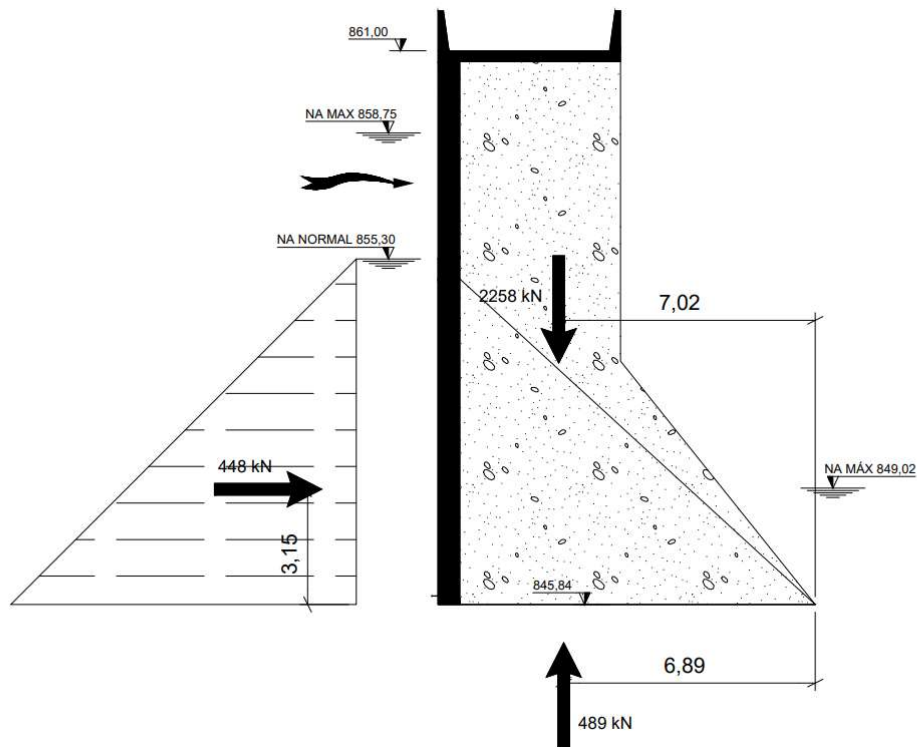
A seguir serão apresentados os resultados da estabilidade global e probabilidade de falha dos casos.

8.1 Análise da Estabilidade Global

8.1.1 Caso 1

8.1.1.1 Caso de Carregamento Normal (CCN)

Figura 27: Esforços no CCN



Fonte: Autor (2021).

Tabela 2: Esforços no CCN

Componente Estabilizante		Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN.m/m)
↓	Barragem	2258	7,02	15851
Soma				15851
Componente Desestabilizante		Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN.m/m)
→	Empuxo de água a montante	448	3,15	1411
↑	Subpressão	489	6,89	3367
Soma				4778

Fonte: Autor (2021).

Tabela 3: Verificação de estabilidade no CCN

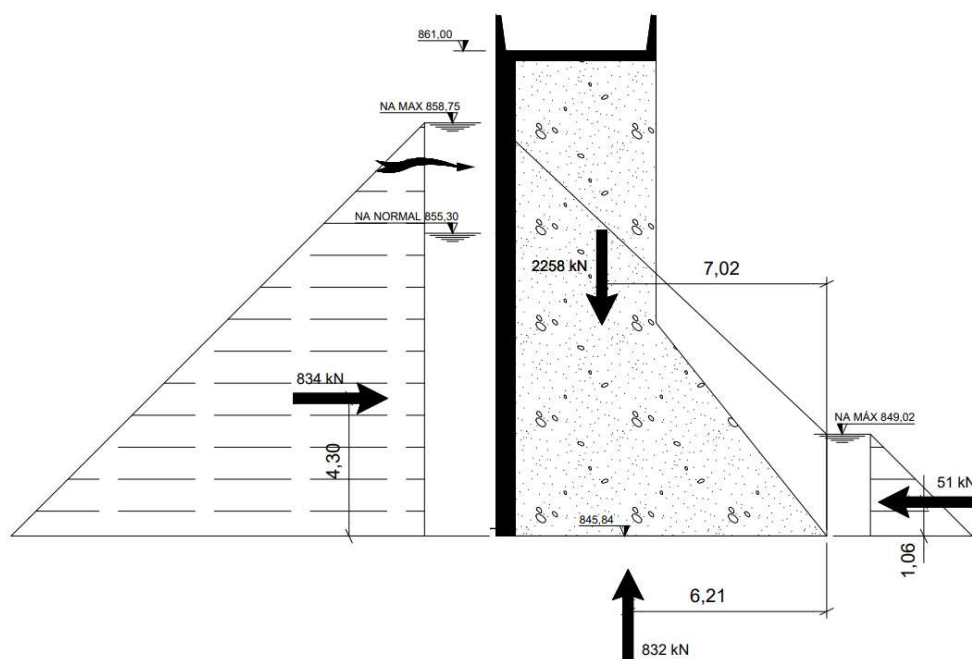
Verificação de Estabilidade				Parâm. Estabil.	
FSF	$\Sigma \downarrow$	2258	4,62	A (m ²)	10,33
	$\Sigma \uparrow$	489		c (kN/m ²)	450
FSD	ΣN	1769	5,30	ϕ (graus)	35
	ΣH	448		FSD _c	3,0
FST	ME	15851	3,32	FSD _{ϕ}	1,5
	MT	4778			

Tensões na fundação			
Comp. (m) =	10,33	Tensão (kN/m ²)	
Larg. (m) =	1,00		
w(m ³) =	17,8	Montante	Jusante
Mr (kN.m) =	-1935,6	280,1	62,4

Fonte: Autor (2021).

8.1.1.2 Caso de Carregamento Excepcional 1 (CCE1)

Figura 28: Esforços no CCE1



Fonte: Autor (2021).

Tabela 4: Esforços no CCE1

	Componente Estabilizante	Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN.m/m)
↓	Barragem	2258	7,02	15851
←	Empuxo de água a jusante	51	1,06	54
	Soma			15905
	Componente Desestabilizante	Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN.m/m)
→	Empuxo de água a montante	834	4,30	3586
↑	Subpressão	832	6,21	5162
	Soma			8748

Fonte: Autor (2021).

Tabela 5: Verificação de estabilidade no CCE1

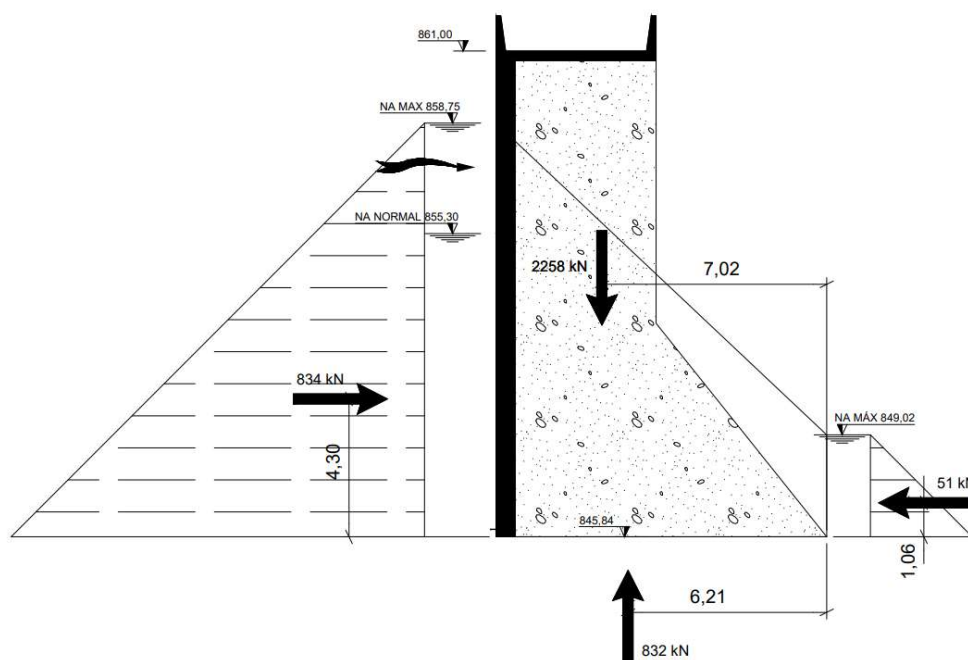
Verificação de Estabilidade			
FSF	$\Sigma \downarrow$	2258	2,71
	$\Sigma \uparrow$	832	
FSD	ΣN	1426	5,12
	ΣH	783	
FST	ME	15905	1,82
	MT	8748	

Parâm. Estabil.	
A (m ²)	10,33
c (kN/m ²)	450
Ø (graus)	35
FSD _C	1,5
FSD _Ø	1,1

Tensões na fundação			
Comp. (m) =	10,33	Tensão (kN/m ²)	
Larg. (m) =	1,00		
w(m ³) =	17,8		
Mr (kN.m) =	209,4		
		Montante	Jusante
		126,3	149,9

Fonte: Autor (2021).

8.1.1.3 Caso de Carregamento Excepcional 2 (CCE2)

Figura 29: Esforços no CCE2

Fonte: Autor (2021).

Tabela 6: Esforços no CCE2

Componente Estabilizante		Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN.m/m)
↓	Barragem	2190	7,02	15376
Soma				15376
Componente Desestabilizante		Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN.m/m)
→	Empuxo de água a montante	448	3,15	1411
↑	Subpressão	489	6,89	3367
→	Força inercial horizontal - Peso próprio	113	6,61	746
→	Efeito Zangar	24	3,90	94
Soma				5618

Fonte: Autor (2021).

Tabela 7: Verificação de estabilidade no CCE2

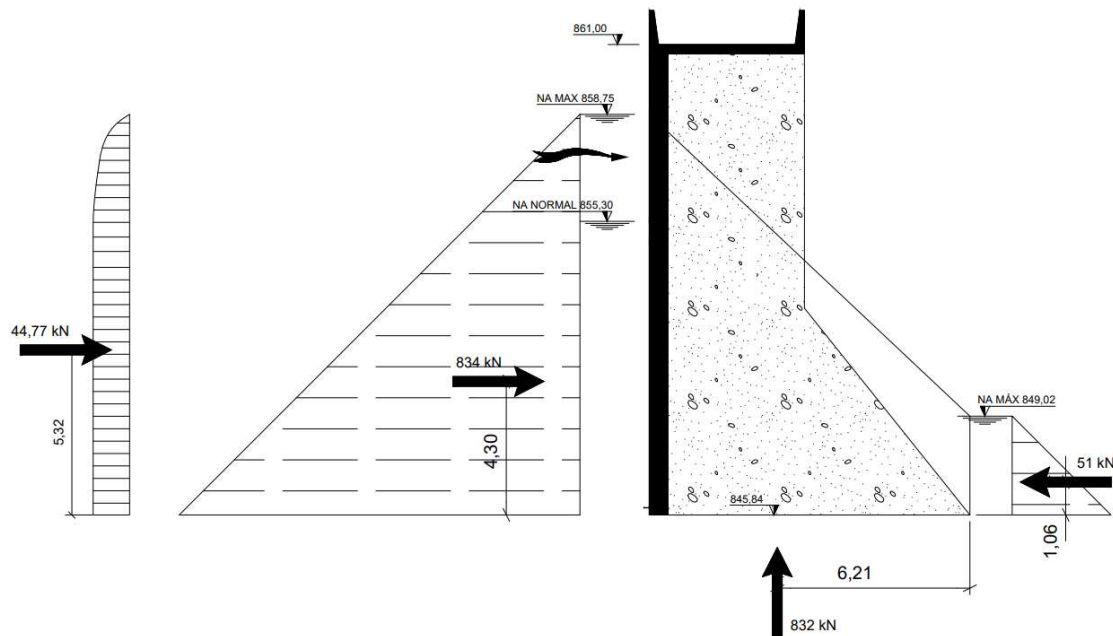
Verificação de Estabilidade				Parâm. Estabil.	
FSF	$\Sigma \downarrow$	2190	4,48	A (m ²)	10,33
	$\Sigma \uparrow$	489		c (kN/m ²)	450
FSD	ΣN	1701	7,15	Ø (graus)	35
	ΣH	585		FSD _c	1,5
FST	ME	15376	2,74	FSD _Ø	1,1
	MT	5618			

Tensões na fundação			
Comp. (m) =	10,33	Tensão (kN/m ²)	
Larg. (m) =	1,00		
w(m ³) =	17,8	Montante	Jusante
Mr (kN.m) =	-970,0	219,2	110,2

Fonte: Autor (2021).

8.1.1.4 Caso de Carregamento Limite (CCL)

Figura 30: Esforços no CCL



Fonte: Autor (2021).

Tabela 8: Esforços no CCL

	Componente Estabilizante	Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN.m/m)
↓	Barragem	2190	7,02	15376
←	Empuxo de água a jusante	51	1,06	54,06
	Soma			15430
	Componente Desestabilizante	Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN.m/m)
→	Empuxo de água a montante	834	4,30	3586
↑	Subpressão	832	6,21	5162
→	Força inercial horizontal - Peso próprio	113	6,61	746
→	Efeito Zangar	45	5,32	238
	Soma			9732

Fonte: Autor (2021).

Tabela 9: Verificação de estabilidade no CCL

Verificação de Estabilidade			
FSF	$\Sigma\downarrow$	2190	2,63
	$\Sigma\uparrow$	832	
FSD	ΣN	1359	4,72
	ΣH	941	
FST	ME	15430	1,59
	MT	9732	

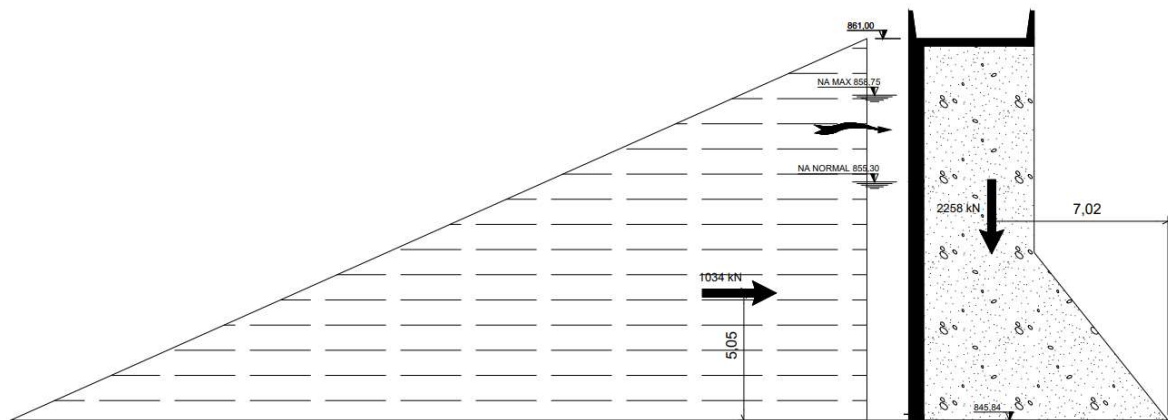
Parâm. Estabil.	
A (m ²)	10,33
c (kN/m ²)	450
ϕ (graus)	35
FSD _C	1,3
FSD _{ϕ}	1,1

Tensões na fundação			
Comp. (m) =	10,33	Tensão (kN/m ²)	
Larg. (m) =	1,00		
w(m ³) =	17,8	Montante	Jusante
Mr (kN.m) =	1319,4	57,3	205,7

Fonte: Autor (2021).

8.1.2 Caso 2

8.1.2.1 Caso de Carregamento Normal 1 (CCN1)

Figura 31: Esforços no CCN1

Fonte: Autor (2021).

Tabela 10: Esforços no CCN1

Componente Estabilizante		Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN.m/m)
↓	Barragem	2258	7,02	15851
			Soma	15851
Componente Desestabilizante		Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN.m/m)
→	Empuxo de solo de aterro	1034	5,05	5226
			Soma	5226

Fonte: Autor (2021).

Tabela 11: Verificação de estabilidade no CCN1

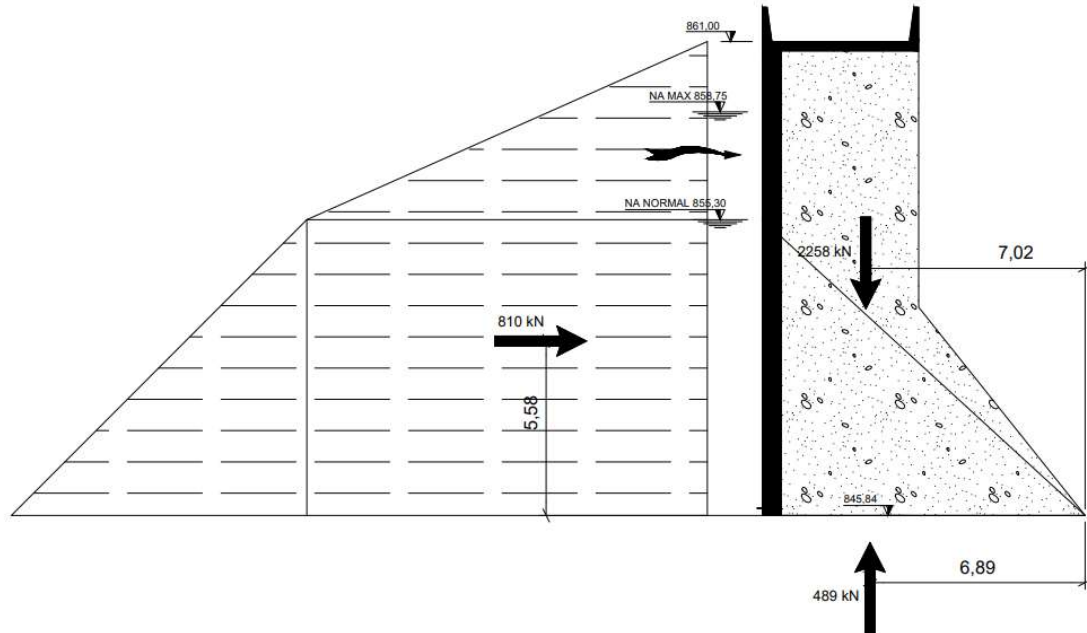
Verificação de Estabilidade				Parâm. Estabil.	
FSF	$\Sigma \downarrow$	2258	-	A (m ²)	10,33
	$\Sigma \uparrow$	0		c (kN/m ²)	450
FSD	ΣN	2258	4,39	Ø (graus)	35
	ΣH	1034		FSD _c	1,5
FST	ME	15851	3,03	FSD _Ø	1,1
	MT	5226			

Tensões na fundação			
Comp. (m) =	10,33	Tensão (kN/m ²)	
Larg. (m) =	1,00		
w(m ³) =	17,8	Montante	Jusante
Mr (kN.m) =	1037,6	160,2	276,9

Fonte: Autor (2021).

8.1.2.2 Caso de Carregamento Normal 2 (CCN2)

Figura 32: Esforços no CCN2



Fonte: Autor (2021).

Tabela 12: Esforços no CCN2

Componente Estabilizante		Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN.m/m)
↓	Barragem	2258	7,02	15851
Soma				15851
Componente Desestabilizante		Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN.m/m)
→	Empuxo de solo de aterro	810	5,58	4521
↑	Subpressão	489	6,89	3365
Soma				7886

Fonte: Autor (2021).

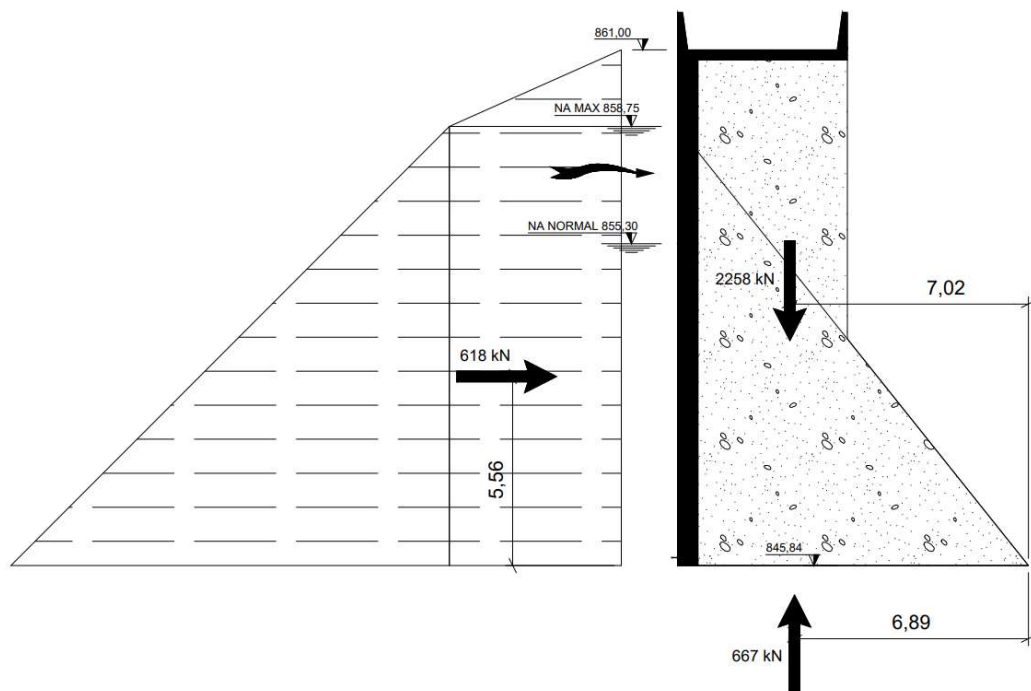
Tabela 13: Verificação de estabilidade no CCN2

Verificação de Estabilidade				Parâm. Estabil.	
FSF	$\Sigma \downarrow$	2258	4,62	A (m ²)	10,33
	$\Sigma \uparrow$	489		c (kN/m ²)	450
FSD	ΣN	1769	5,21	$\emptyset$ (graus)	35
	ΣH	810		FSD _C	1,5
FST	ME	15851	2,01	FSD _{$\emptyset$}	1,1
	MT	7886			

Tensões na fundação			
Comp. (m) =	10,33	Tensão (kN/m ²)	
Larg. (m) =	1,00		
w(m ³) =	17,8		
Mr (kN.m) =	1173,4		
		Montante	Jusante
		105,3	237,3

Fonte: Autor (2021).

8.1.2.3 Caso de Carregamento Excepcional 1 (CCE1)

Figura 33: Esforços no CCE1

Fonte: Autor (2021).

Tabela 14: Esforços no CCE1

Componente Estabilizante		Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN.m/m)
↓	Barragem	2258	7,02	15851
Soma				15851
Componente Desestabilizante		Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN.m/m)
→	Empuxo de solo de aterro	618	5,56	3433
↑	Subpressão	667	6,89	4592
Soma				8025

Fonte: Autor (2021).

Tabela 15: Verificação de estabilidade no CCE1

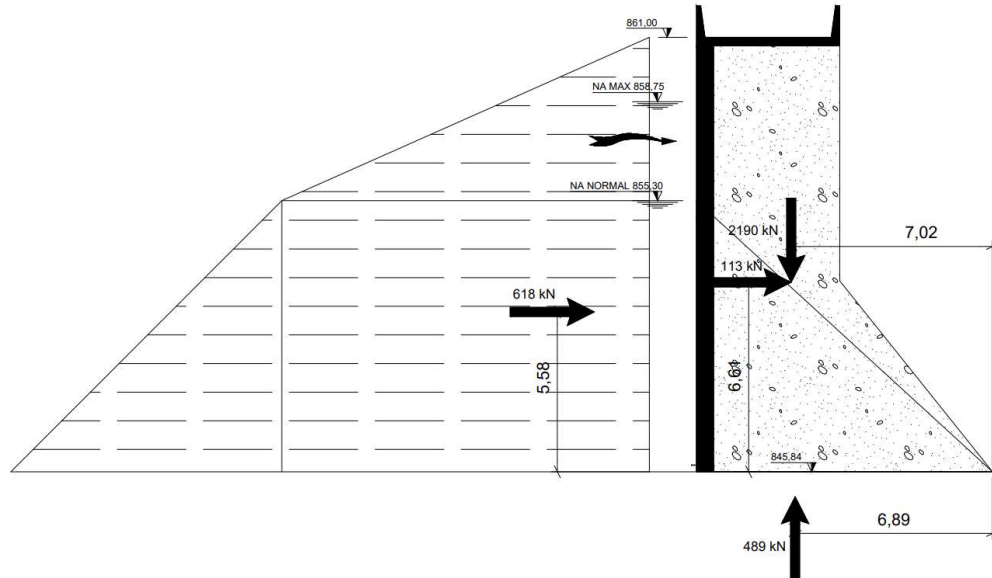
Verificação de Estabilidade				Parâm. Estabil.	
FSF	$\Sigma \downarrow$	2258	3,39	A (m ²)	10,33
	$\Sigma \uparrow$	667		c (kN/m ²)	450
FSD	ΣN	1591	6,66	Ø (graus)	35
	ΣH	618		FSD _C	1,5
FST	ME	15851	1,98	FSD _Ø	1,1
	MT	8025			

Tensões na fundação			
Comp. (m) =	10,33	Tensão (kN/m ²)	
Larg. (m) =	1,00		
w(m ³) =	17,8	Montante	Jusante
Mr (kN.m) =	392,6	132,0	176,1

Fonte: Autor (2021).

8.1.2.4 Caso de Carregamento Excepcional 2 (CCE2)

Figura 34: Esforços no CCE2



Fonte: Autor (2021).

Tabela 16: Esforços no CCE2

Componente Estabilizante		Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN.m/m)
↓	Barragem	2190	7,02	15376
Soma				15376
Componente Desestabilizante		Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN.m/m)
→	Empuxo de solo de aterro	810	5,58	4521
↑	Subpressão	489	6,89	3365
→	Força inercial horizontal - Peso próprio	113	6,61	746
Soma				8632

Fonte: Autor (2021).

Tabela 17: Verificação de estabilidade no CCE2

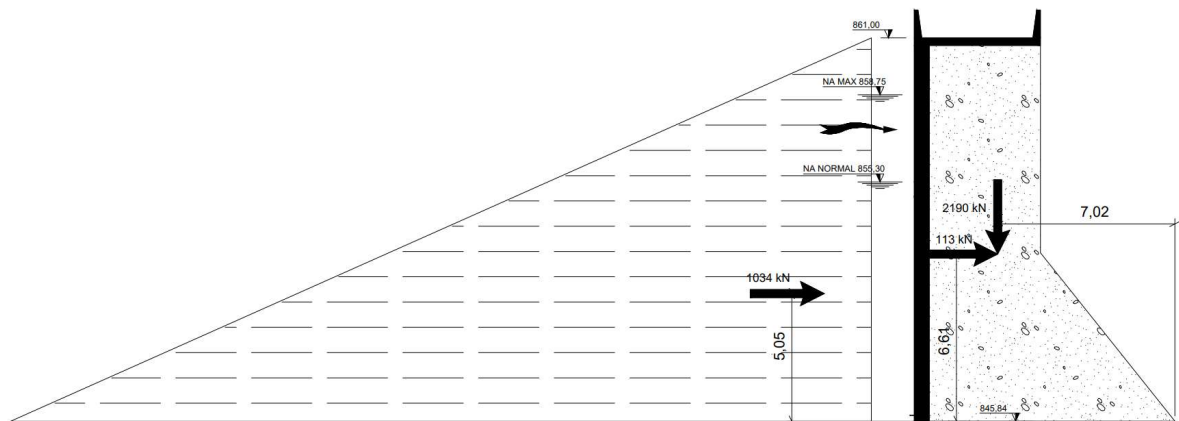
Verificação de Estabilidade			
FSF	$\Sigma \downarrow$	2190	4,48
	$\Sigma \uparrow$	489	
FSD	ΣN	1702	5,05
	ΣH	923	
FST	ME	15376	1,78
	MT	8632	

Parâm. Estabil.	
A (m ²)	10,33
c (kN/m ²)	450
Ø (graus)	35
FSD _C	1,3
FSD _Ø	1,1

Tensões na fundação			
Comp. (m) =	10,33	Tensão (kN/m ²)	
Larg. (m) =	1,00		
w(m ³) =	17,8	Montante	Jusante
Mr (kN.m) =	2045,3	49,7	279,7

Fonte: Autor (2021).

8.1.2.5 Caso de Carregamento Limite 1 (CCL1)

Figura 35: Esforços no CCL1

Fonte: Autor (2021).

Tabela 18: Esforços no CCL1

Componente Estabilizante	Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN.m/m)
↓ Barragem	2190	7,02	15376
Soma			15376
Componente Desestabilizante	Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN.m/m)
→ Empuxo de solo de aterro	1034	5,05	5226
→ Força inercial horizontal - Peso próprio	113	6,61	746
Soma			5973

Fonte: Autor (2021).

Tabela 19: Verificação de estabilidade no CCL1

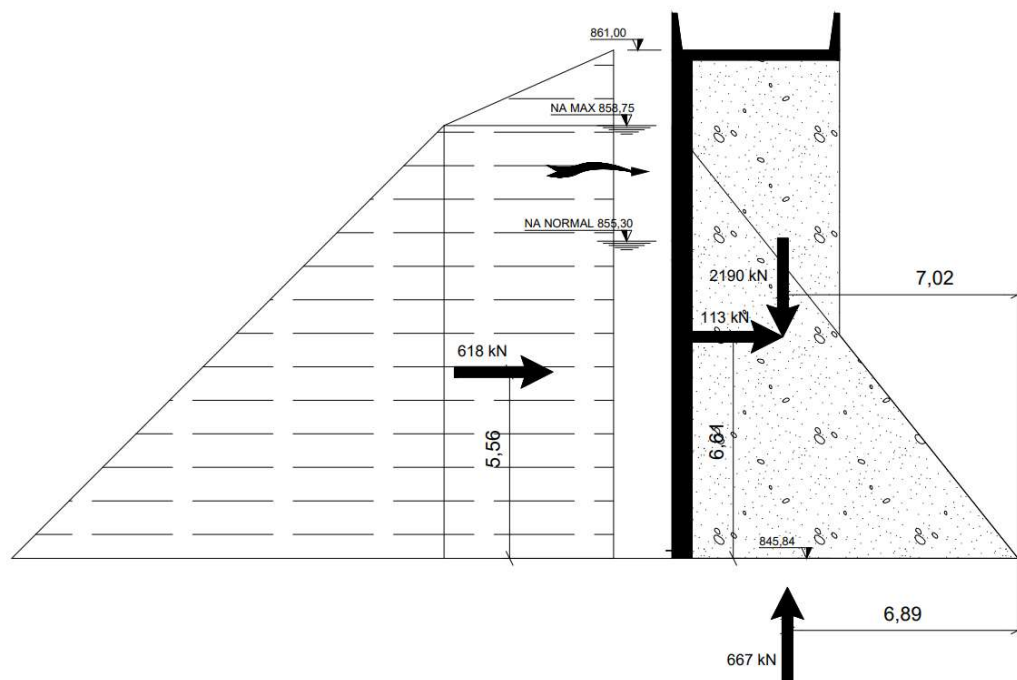
Verificação de Estabilidade				Parâm. Estabil.	
FSF	$\Sigma \downarrow$	2190	-	A (m ²)	10,33
	$\Sigma \uparrow$	0		c (kN/m ²)	450
FSD	ΣN	2190	4,33	Ø (graus)	35
	ΣH	1147		FSD _c	1,3
FST	ME	15376	2,57	FSD _Ø	1,1
	MT	5973			

Tensões na fundação			
Comp. (m) =	10,33	Tensão (kN/m ²)	
Larg. (m) =	1,00		
w(m ³) =	17,8		
Mr (kN.m) =	1909,6		
		Montante	Jusante
		104,7	319,4

Fonte: Autor (2021).

8.1.2.6 Caso de Carregamento Limite 2 (CCL2)

Figura 36: Esforços no CCL2



Fonte: Autor (2021).

Tabela 20: Esforços no CCL2

Componente Estabilizante		Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN.m/m)
↓	Barragem	2190	7,02	15376
Soma				15376
Componente Desestabilizante		Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN.m/m)
→	Empuxo de solo de aterro	618	5,56	3433
↑	Subpressão	667	6,89	4592
→	Força inercial horizontal - Peso próprio	113	6,61	746
Soma				8771

Fonte: Autor (2021).

Tabela 21: Verificação de estabilidade no CCL2

Verificação de Estabilidade				Parâm. Estabil.	
FSF	$\Sigma \downarrow$	2190	3,28	A (m²)	10,33
	$\Sigma \uparrow$	667		c (kN/m²)	450
FSD	ΣN	1523	6,22	$\emptyset$ (graus)	35
	ΣH	730		FSD _c	1,3
FST	ME	15376	1,75	FSD _{$\emptyset$}	1,1
	MT	8771			

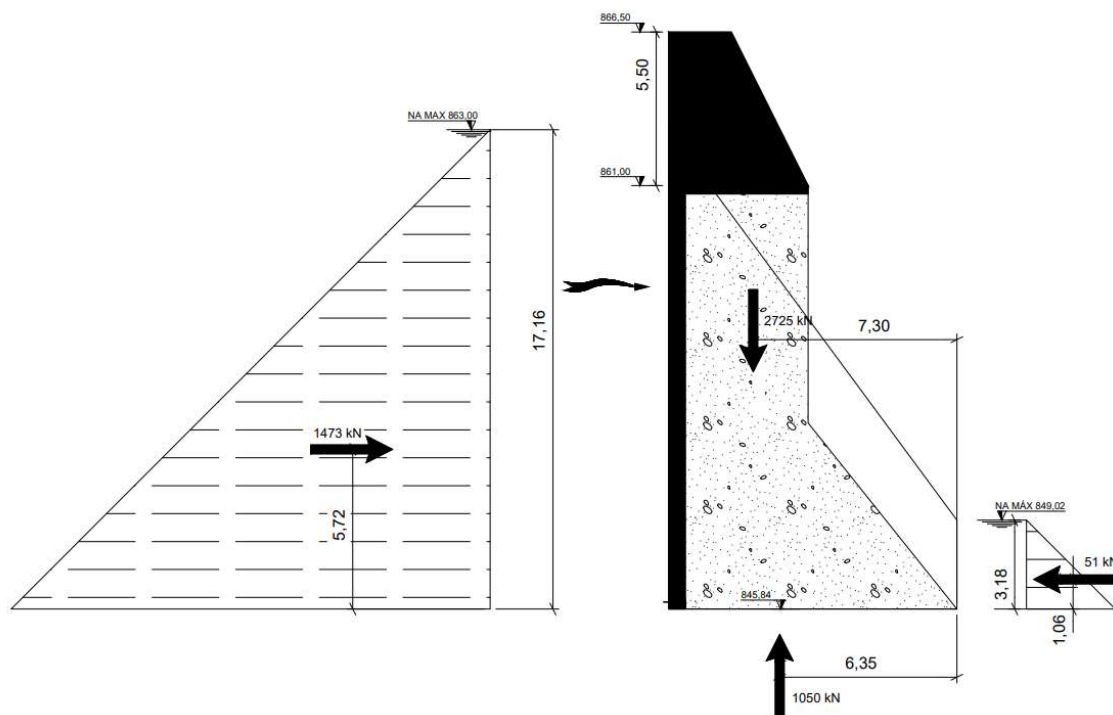
Tensões na fundação			
Comp. (m) =	10,33	Tensão (kN/m²)	
Larg. (m) =	1,00		
w(m³) =	17,8	Montante	Jusante
Mr (kN.m) =	1264,5	76,4	218,6

Fonte: Autor (2021).

8.1.3 Caso 3

8.1.3.1 Caso de Carregamento Excepcional 1 (CCE1)

Figura 37: Esforços no CCE1



Fonte: Autor (2021).

Tabela 22: Esforços no CCE1

Componente Estabilizante		Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN.m/m)
↓	Barragem	2725	7,30	19890
←	Empuxo de água a jusante	51	1,06	54
Soma				19945
Componente Desestabilizante		Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN.m/m)
→	Empuxo de água a montante	1473	5,72	8426
↑	Subpressão	1050	6,35	6668
Soma				15093

Fonte: Autor (2021).

Tabela 23: Verificação de estabilidade no CCE1

Verificação de Estabilidade			
FSF	$\sum \downarrow$	2725	2,59
	$\sum \uparrow$	1051	
FSD	$\sum N$	1674	2,93
	$\sum H$	1422	
FST	ME	19945	1,32
	MT	15095	

Parâm. Estabil.	
A (m²)	10,33
c (kN/m²)	450
Ø (graus)	35
FSD _C	1,5
FSD _Ø	1,1

Tensões na fundação				
Comp. (m) =	10,33		Tensão (kN/m²)	
Larg. (m) =	1,00			
w(m³) =	17,8		Montante	Jusante
Mr (kN.m) =	3797,4		-51,5	375,6

Comprim. Parament. Mont. Traci. (m) =	0,00
---------------------------------------	------

Fonte: Autor (2021).

Tabela 24: Esforços no CCE1 com comprimento tracionado

Componente Estabilizante	Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN.m/m)
Barragem	2725	7,30	19890
Empuxo de água a jusante	51	1,06	54
Soma			19945

Componente Desestabilizante	Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN.m/m)
Empuxo de água a montante	1473	5,72	8426
Subpressão	1252	6,28	7864
Soma			16289

Tabela 25: Verificação de estabilidade no CCE1 com comprimento tracionado

Verificação de Estabilidade			
FSF	$\sum \downarrow$	2725	2,18
	$\sum \uparrow$	1252	
FSD	$\sum N$	1473	2,23
	$\sum H$	1422	
FST	ME	19945	1,22
	MT	16289	

Parâm. Estabil.	
A (m²)	7,45
c (kN/m²)	450
Ø (graus)	35
FSD _C	1,5
FSD _Ø	1,1

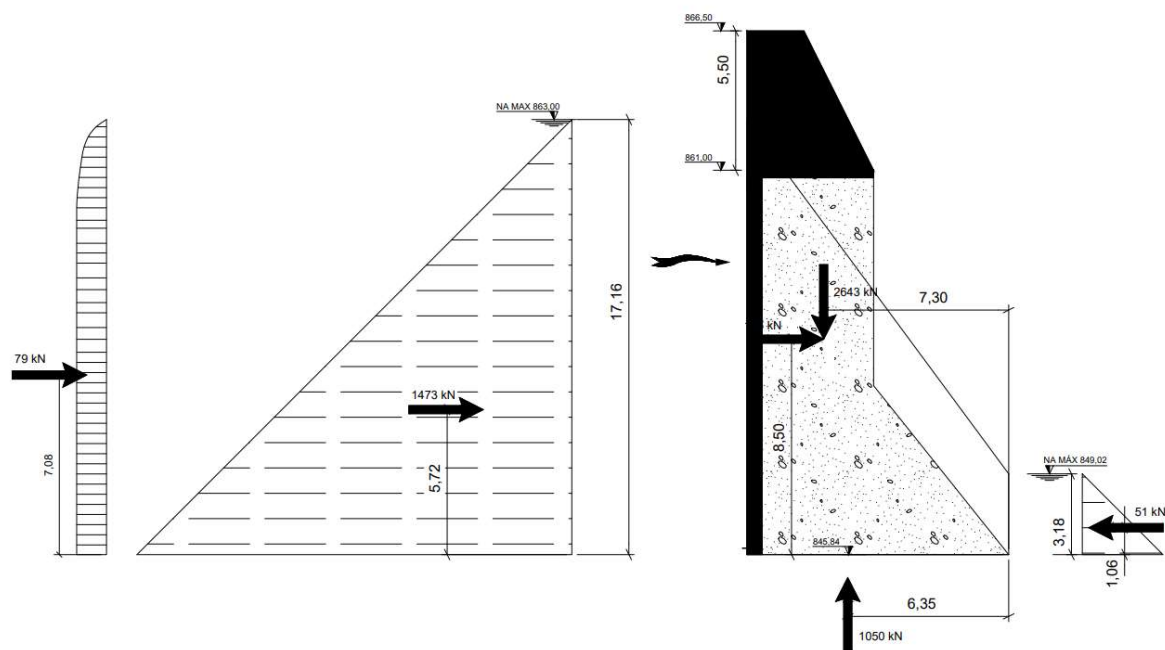
Tensões na fundação				
Comp. (m) =	7,45		Tensão (kN/m²)	
Larg. (m) =	1,00			
w(m³) =	9,2		Montante	Jusante
Mr (kN.m) =	1827,2		0,0	395,5

Comprim. Parament. Mont. Traci. (m) =	2,88
---------------------------------------	------

Fonte: Autor (2021).

8.1.3.2 Caso de Carregamento Excepcional 2 (CCE2)

Figura 38: Esforços no CCE2



Fonte: Autor (2021).

Tabela 26: Esforços no CCE2

Componente Estabilizante	Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN.m/m)
↓ Barragem	2643	7,30	19294
← Empuxo de água a jusante	51	1,06	53,75
Soma			19347
Componente Desestabilizante	Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN.m/m)
→ Empuxo de água a montante	1473	5,72	8426
↑ Subpressão	1050	6,35	6668
→ Força inercial horizontal - Peso próprio	136	8,50	1158
→ Efeito Zangar	79	7,08	560
Soma			16811

Fonte: Autor (2021).

Tabela 27: Verificação de estabilidade no CCE2

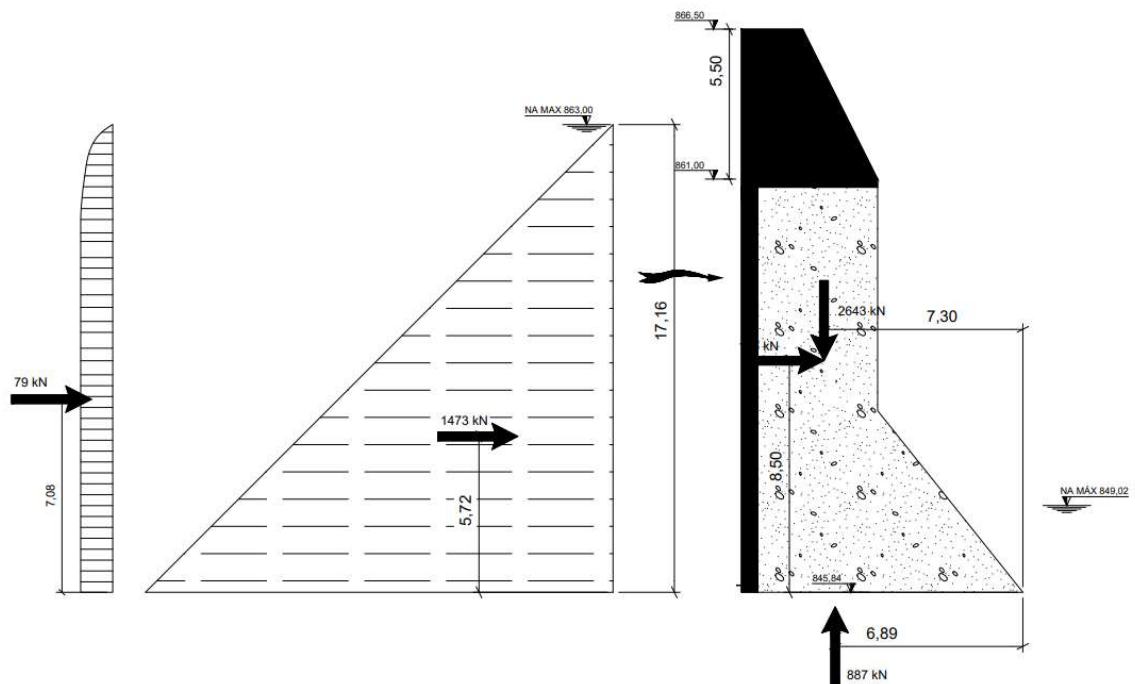
Verificação de Estabilidade			
FSF	$\Sigma \downarrow$	2643	2,52
	$\Sigma \uparrow$	1051	
FSD	ΣN	1592	2,02
	ΣH	1638	
FST	ME	19347	1,15
	MT	16813	

Parâm. Estabil.	
A (m ²)	7,66
c (kN/m ²)	450
ϕ (graus)	35
FSD _c	1,5
FSD _{ϕ}	1,1

Tensões na fundação			
Comp. (m) =	10,33	Tensão (kN/m ²)	
Larg. (m) =	1,00		
w(m ³) =	17,8		
Mr (kN.m) =	5690,2		
		Montante	Jusante
		-112,1	527,8

Fonte: Autor (2021).

8.1.3.3 Caso de Carregamento Excepcional 3 (CCE3)

Figura 39: Esforços no CCE3

Fonte: Autor (2021).

Tabela 28: Esforços no CCE3

	Componente Estabilizante	Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN.m/m)
↓	Barragem	2643	7,30	19294
			Soma	19294
	Componente Desestabilizante	Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN.m/m)
→	Empuxo de água a montante	1473	5,72	8426
↑	Subpressão	887	6,89	6111
→	Força inercial horizontal - Peso próprio	136	8,50	1158
→	Efeito Zangar	79	7,08	560
			Soma	16255

Fonte: Autor (2021).

Tabela 29: Verificação de estabilidade no CCE3

Verificação de Estabilidade				Parâm. Estabil.	
FSF	$\Sigma\downarrow$	2643	2,98	A (m ²)	7,75
	$\Sigma\uparrow$	887		c (kN/m ²)	450
FSD	ΣN	1756	2,04	Ø (graus)	35
	ΣH	1688		FSD _c	1,5
FST	ME	19294	1,19	FSD _Ø	1,1
	MT	16255			

Tensões na fundação			
Comp. (m) =	10,33	Tensão (kN/m ²)	
Larg. (m) =	1,00		
w(m ³) =	17,8	Montante	Jusante
Mr (kN.m) =	6030,9	-112,5	565,7

Fonte: Autor (2021).

8.1.4 Resumo dos Fatores de Segurança

8.1.4.1 Caso 1

Tabela 30: Resumo dos Fatores de Segurança Caso 1

Fatores de segurança							Tensão fundação	
Caso de Carregamento	FSF	FSF Limite	FSD	FSD Limite	FST	FST Limite	σ_{mont} (kN/m ²)	σ_{jus} (kN/m ²)
CCN	4,62	> 1,3	5,30	> 1,0	3,32	> 1,5	280,1	62,4
CCE1	2,71	> 1,1	5,12	> 1,0	1,82	> 1,2	126,3	149,9
CCE2	4,48	> 1,1	7,15	> 1,0	2,74	> 1,2	219,2	110,2
CCL	2,63	> 1,1	4,72	> 1,0	1,59	> 1,1	57,3	205,7

Fonte: Autor (2021).

A estabilidade da barragem atende aos fatores de segurança.

8.1.4.2 Caso 2

Tabela 31: Resumo dos Fatores de Segurança Caso 2

Fatores de segurança							Tensão fundação	
Caso de Carregamento	FSF	FSF Limite	FSD	FSD Limite	FST	FST Limite	σ_{mont}	σ_{jus}
							(kN/m ²)	(kN/m ²)
CCN1	-	> 1,1	4,39	> 1,0	3,03	> 1,2	160,2	276,9
CCN2	4,62	> 1,1	5,21	> 1,0	2,01	> 1,2	105,3	237,3
CCE1	3,39	> 1,1	6,66	> 1,0	1,98	> 1,2	132,0	176,1
CCE2	4,48	> 1,1	5,05	> 1,0	1,78	> 1,2	49,7	279,7
CCL1	-	> 1,1	4,33	> 1,0	2,57	> 1,1	104,7	319,4
CCL2	3,28	> 1,1	6,22	> 1,0	1,75	> 1,1	76,4	218,6

Fonte: Autor (2021).

A estabilidade da barragem atende aos fatores de segurança. Nota-se que os fatores de segurança na tabela acima dos casos de carregamentos normais estão utilizando os fatores de segurança de casos excepcionais, isso acontece devido à situação normal de cálculo dessa barragem foi considerada excepcional, devido à baixíssima ocorrência dessa situação fictícia.

8.1.4.3 Caso 3 Alçamento da Barragem

Tabela 32: Resumo dos Fatores de Segurança Caso 3

Fatores de segurança							Tensão fundação	
Caso de Carregamento	FSF	FSF Limite	FSD	FSD Limite	FST	FST Limite	σ_{mont}	σ_{jus}
							(kN/m ²)	(kN/m ²)
CCE1	2,59	> 1,1	2,93	> 1,0	1,32	> 1,2	-51,5	375,6
CCE2	2,52	> 1,1	2,02	> 1,0	1,15	> 1,2	-112,1	527,8
CCE3	2,98	> 1,1	2,04	> 1,0	1,19	> 1,2	-112,5	565,7

Fonte: Autor (2021).

A estabilidade da barragem apresenta resultados preocupantes quanto aos fatores de segurança. Em todos os casos houve tração na fundação, para o CCE2 e o CCE3 o comprimento tracionado foi maior que 1/3 da base, que é o valor limite estabelecido pela Eletrobrás (2003). Para o CCE1, foi feito um novo cálculo com a redução do comprimento tracionado da base da fundação e com o aumento da subpressão, usando o valor integral dessa para a área tracionada, resultando em fatores de segurança considerados seguros para o caso excepcional.

Os casos mais preocupantes foram quanto à estabilidade ao tombamento, do CCE2 e CCE3, onde os coeficientes de segurança deram menores que os estabelecidos pela Eletrobrás (2003), sem o estudo da abertura da junta teórica devido à tração da fundação, de 1,2. Lembrando, esse foi um caso de uma situação fictícia utilizada para levar a barragem ao seu limite, com o intuito de estimar sua probabilidade de falha a seguir.

8.2 Probabilidade de Falha

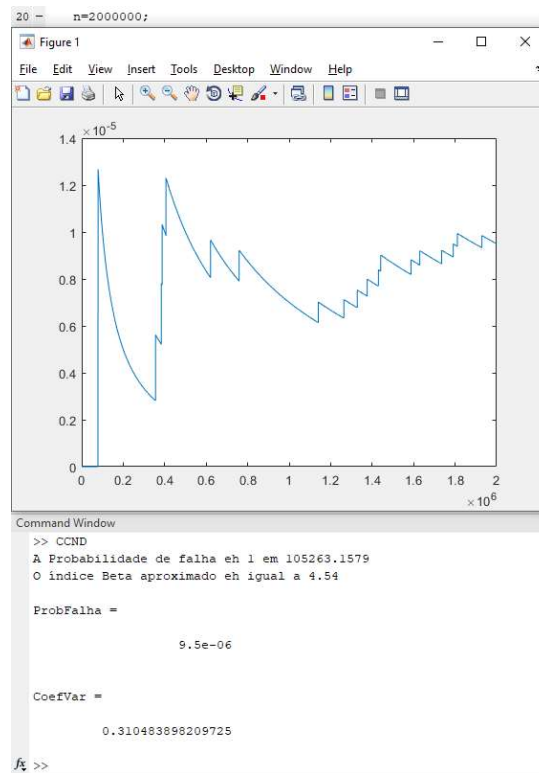
Os números aleatórios variaram de 200.000 até 2.000.000 de simulações. Essa escolha foi feita com base em tentativa e erro. Aumentando a quantidade de simulações até que se obteve uma probabilidade de falha com um coeficiente de variação baixa, e um gráfico característico de probabilidade de falha.

Devido à limitação do número de simulações por questões de tempo e infraestrutura, as probabilidades de falhas pequenas resultaram em curvas com nenhuma falha ou com poucas falhas. Esse inconveniente não influenciou na análise dos resultados, visto que essas probabilidades de falha são ínfimas.

8.2.1 Caso 1

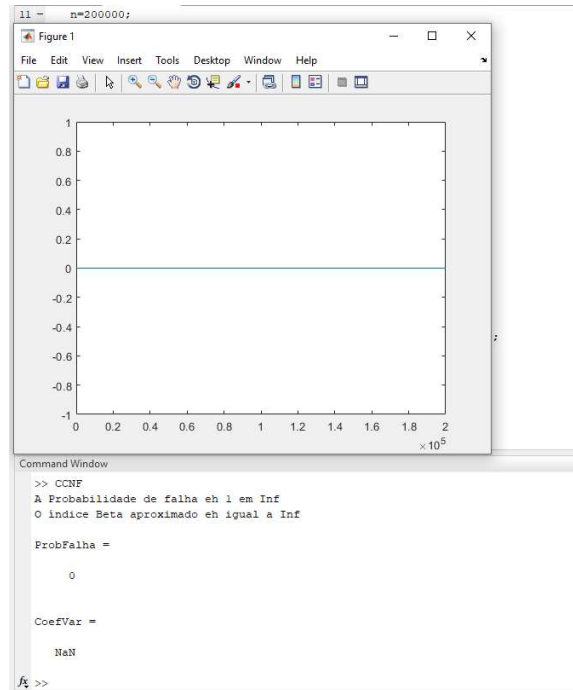
8.2.1.1 Caso de Carregamento Normal (CCN)

Figura 40: Deslizamento Probabilidade de Falha



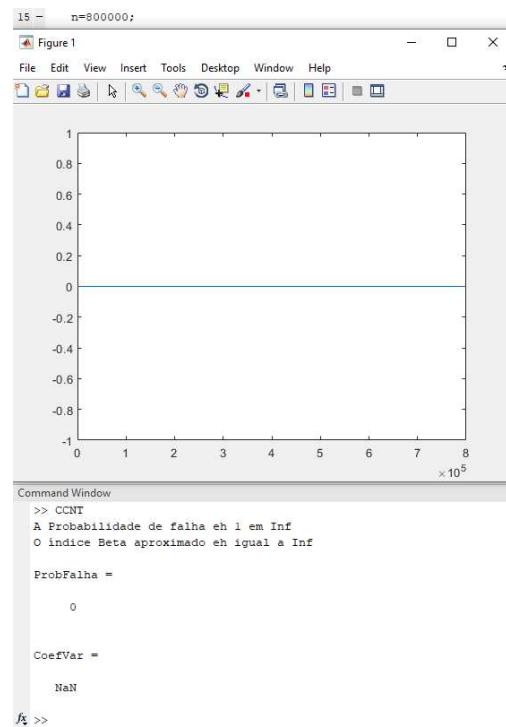
Fonte: Autor (2021).

Figura 41: Flutuação Probabilidade de Falha



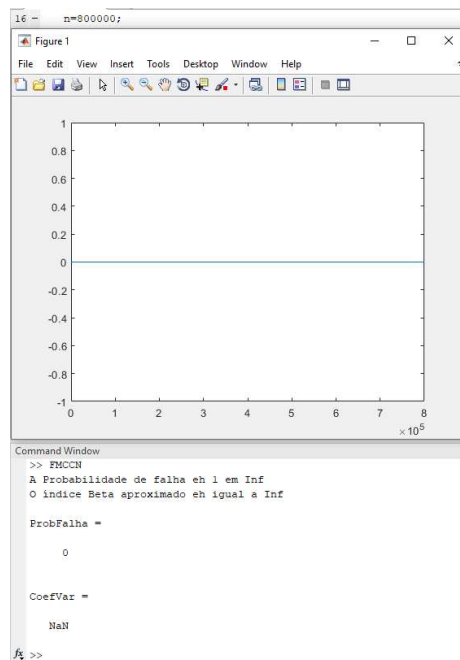
Fonte: Autor (2021).

Figura 42: Tombamento Probabilidade de Falha



Fonte: Autor (2021).

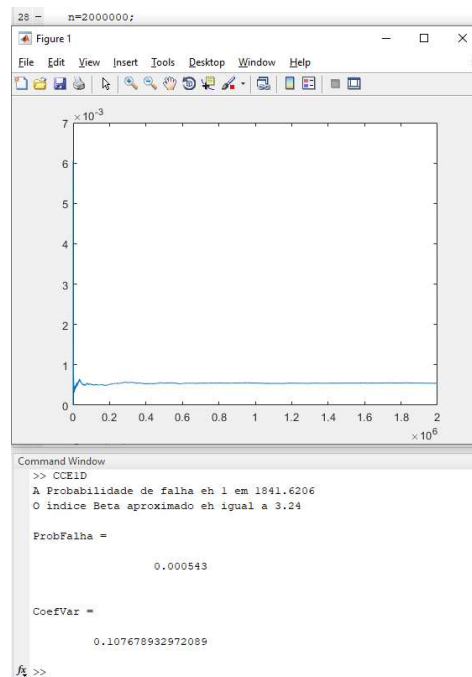
Figura 43: Tração na Fundação Probabilidade de Falha



Fonte: Autor (2021).

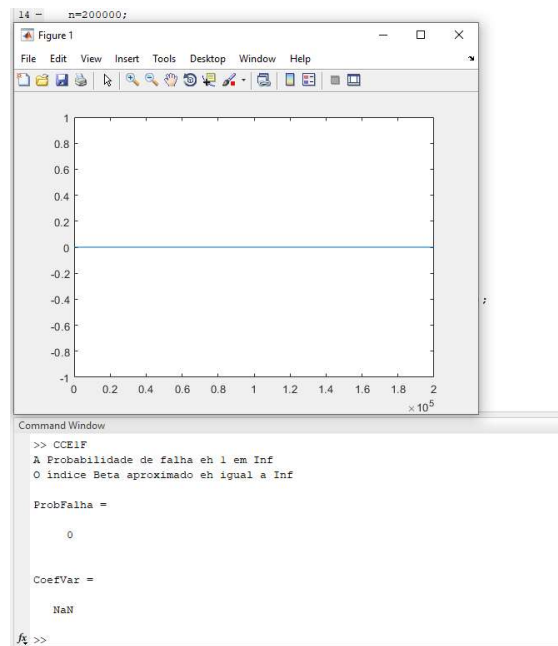
8.2.1.2 Caso de Carregamento Excepcional 1 (CCE1)

Figura 44: Deslizamento Probabilidade de Falha



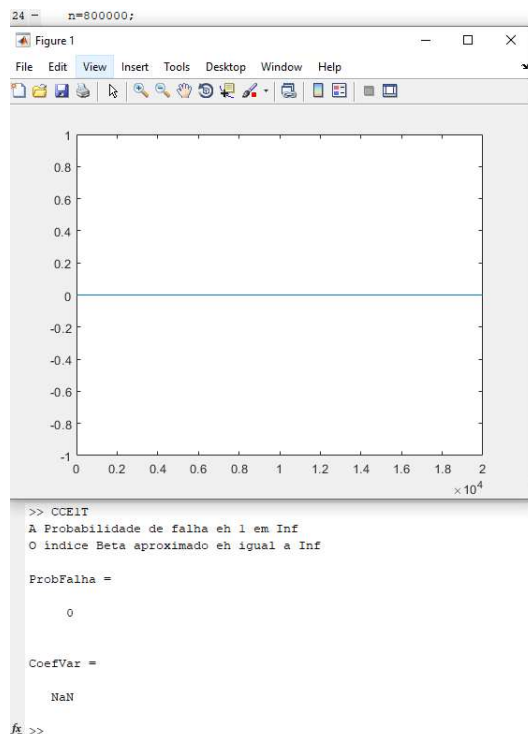
Fonte: Autor (2021).

Figura 45: Flutuação Probabilidade de Falha



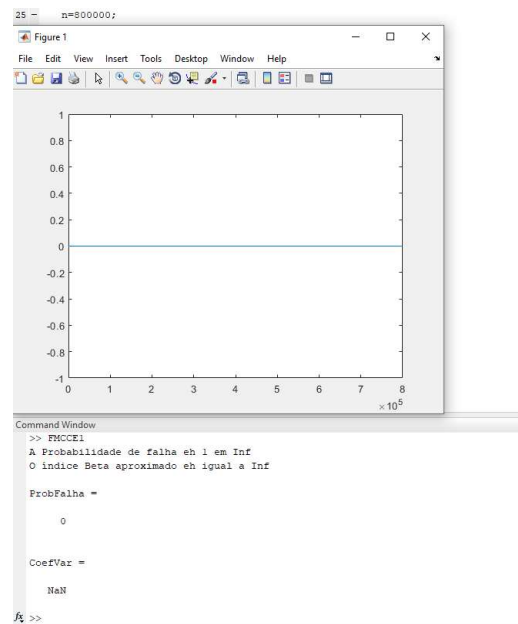
Fonte: Autor (2021).

Figura 46: Tombamento Probabilidade de Falha



Fonte: Autor (2021).

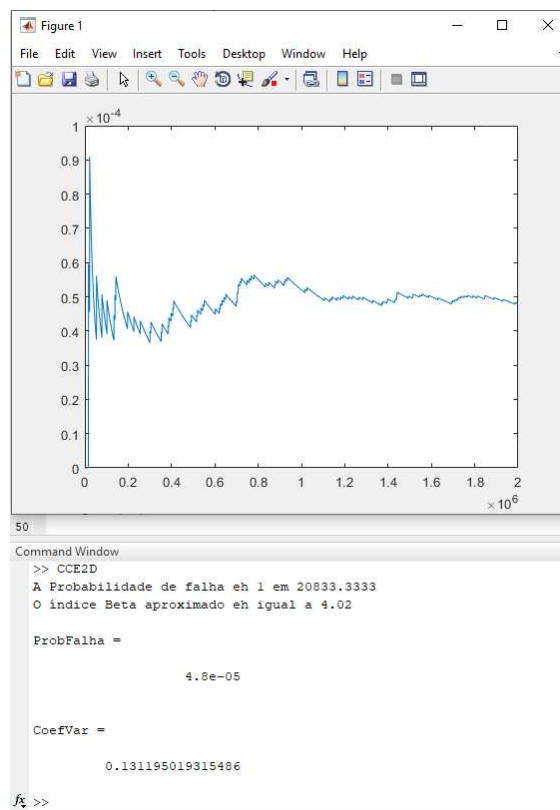
Figura 47: Tração na Fundação Probabilidade de Falha



Fonte: Autor (2021).

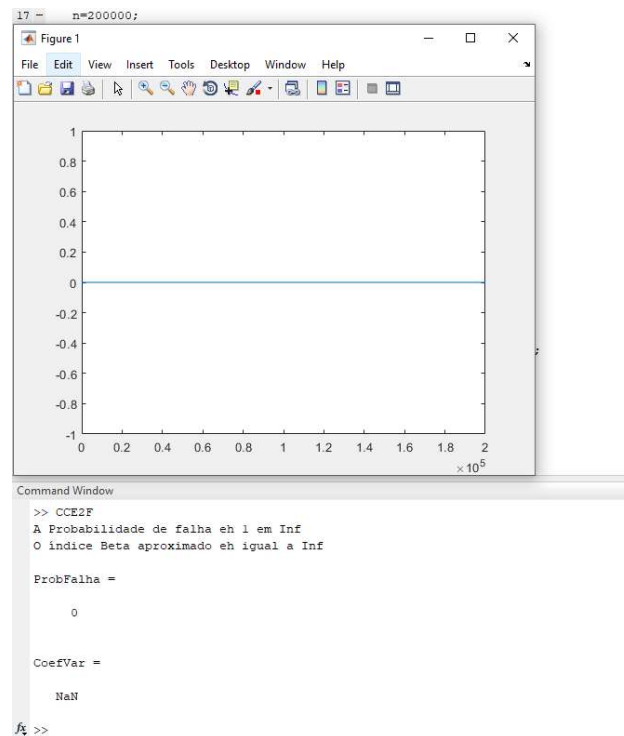
8.2.1.3 Caso de Carregamento Excepcional 2 (CCE2)

Figura 48: Deslizamento Probabilidade de Falha



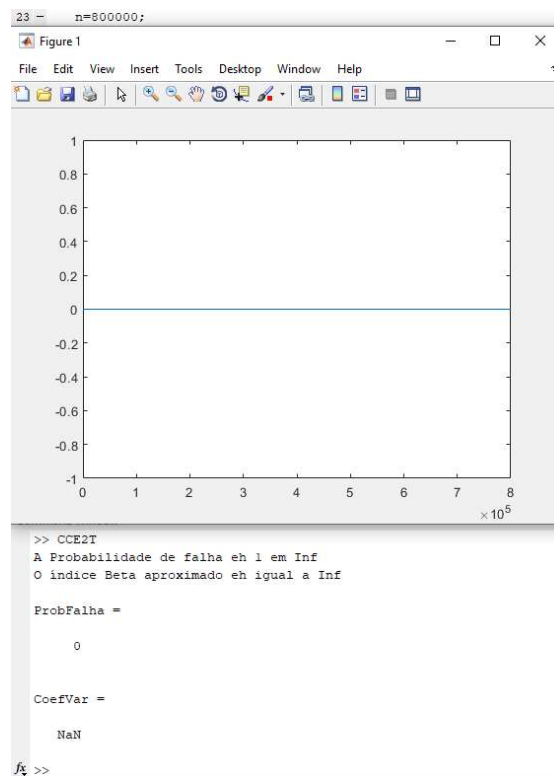
Fonte: Autor (2021).

Figura 49: Flutuação Probabilidade de Falha



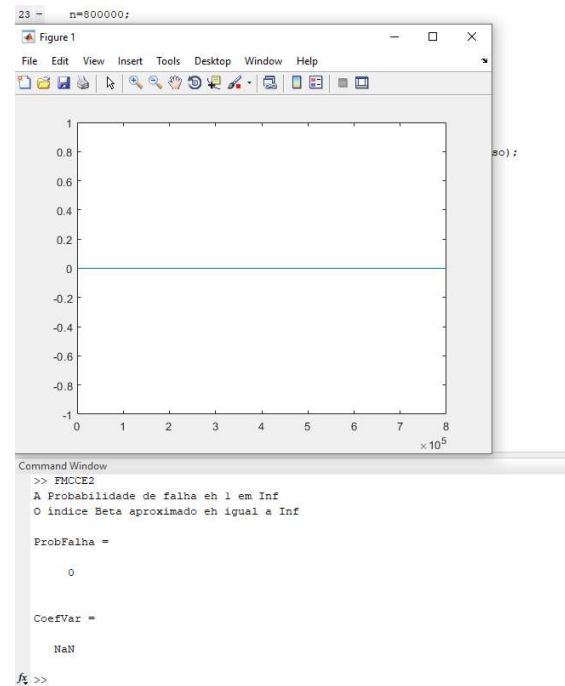
Fonte: Autor (2021).

Figura 50: Tombamento Probabilidade de Falha



Fonte: Autor (2021).

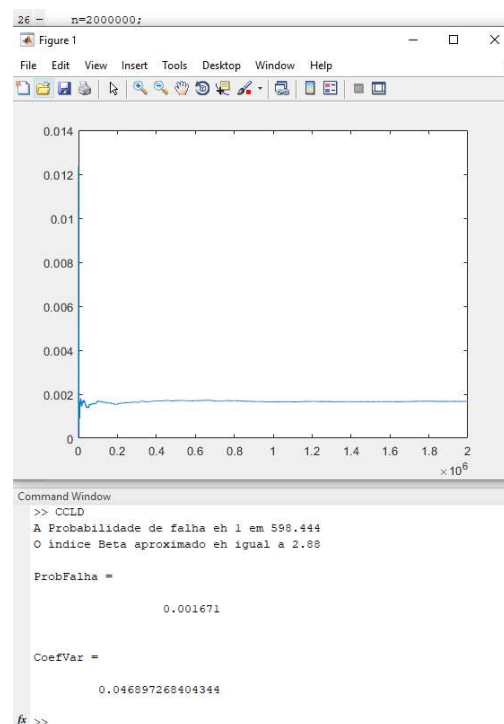
Figura 51: Tração na Fundação Probabilidade de Falha



Fonte: Autor (2021).

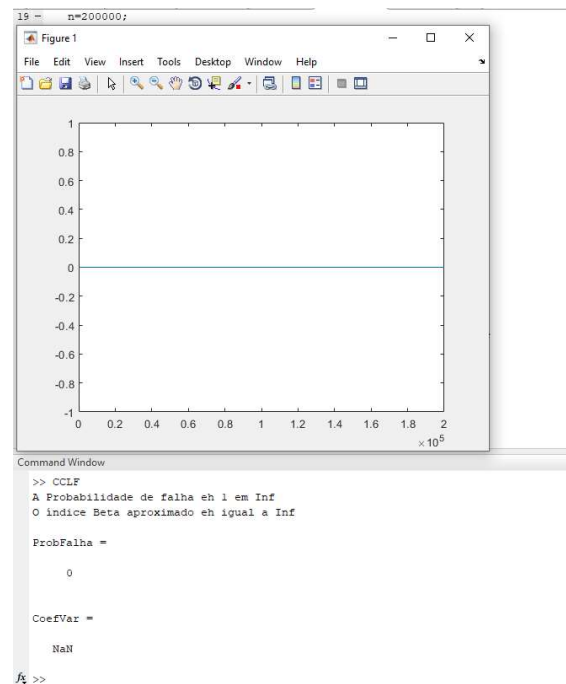
8.2.1.4 Caso de Carregamento Limite (CCL)

Figura 52: Deslizamento Probabilidade de Falha



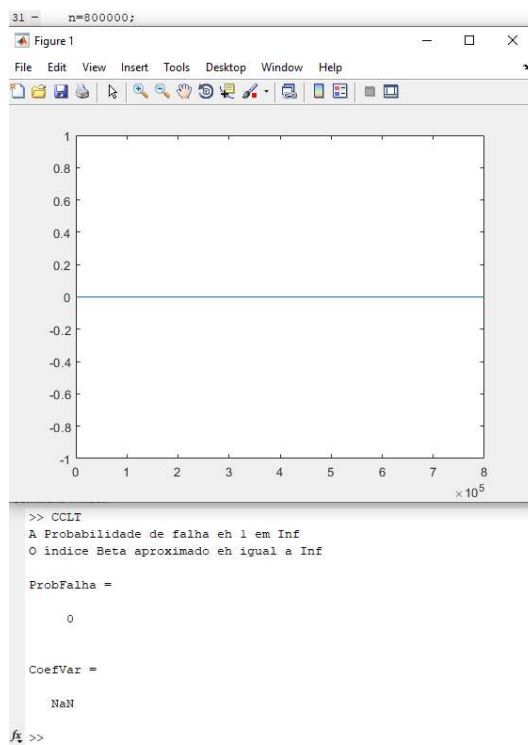
Fonte: Autor (2021).

Figura 53: Flutuação Probabilidade de Falha



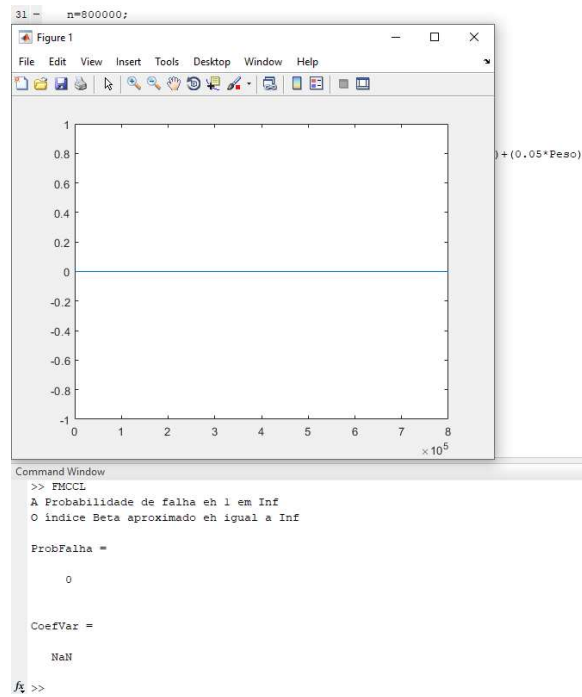
Fonte: Autor (2021).

Figura 54: Tombamento Probabilidade de Falha



Fonte: Autor (2021).

Figura 55: Tração na Fundação Probabilidade de Falha



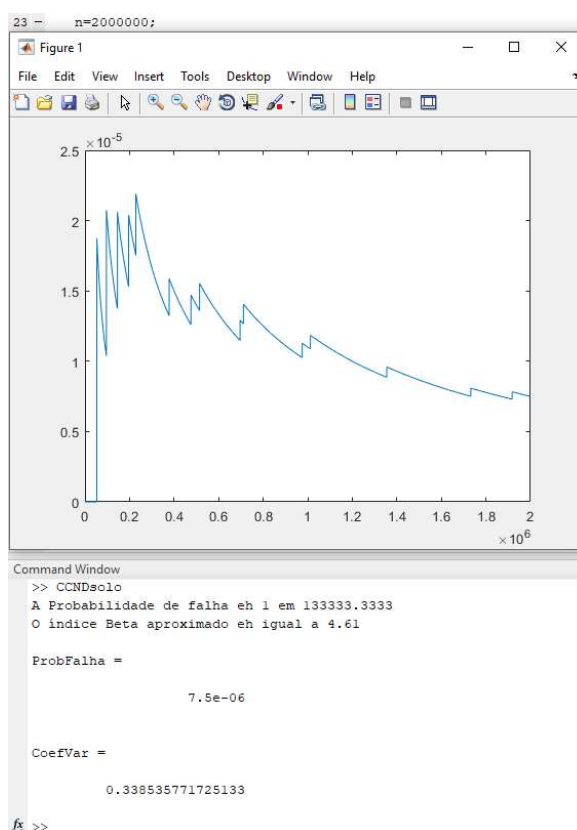
Fonte: Autor (2021).

8.2.2 Caso 2

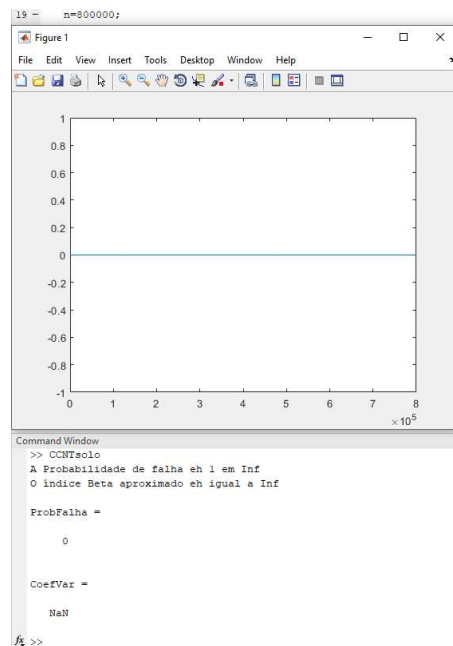
Para os cálculos do Caso 2, não foi considerada a probabilidade de falha por flutuação. A probabilidade de falha por tração na fundação foi calculada apenas para os casos em que se obteve uma tensão de compressão pequena ou de tração nos cálculos de estabilidade.

8.2.2.1 Caso de Carregamento Normal (CCN1)

Figura 56: Deslizamento Probabilidade de Falha

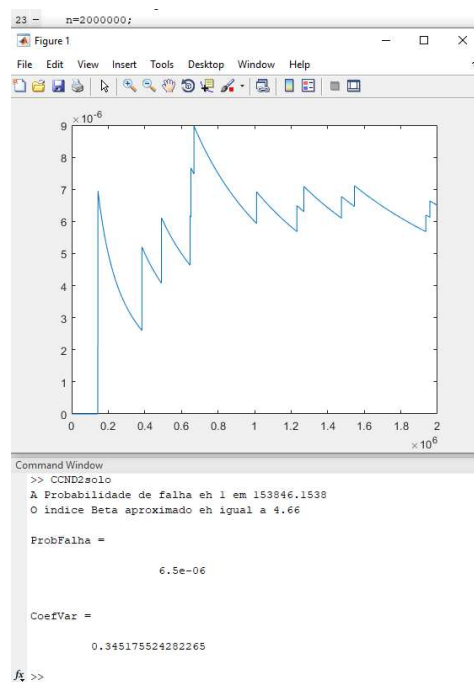


Fonte: Autor (2021).

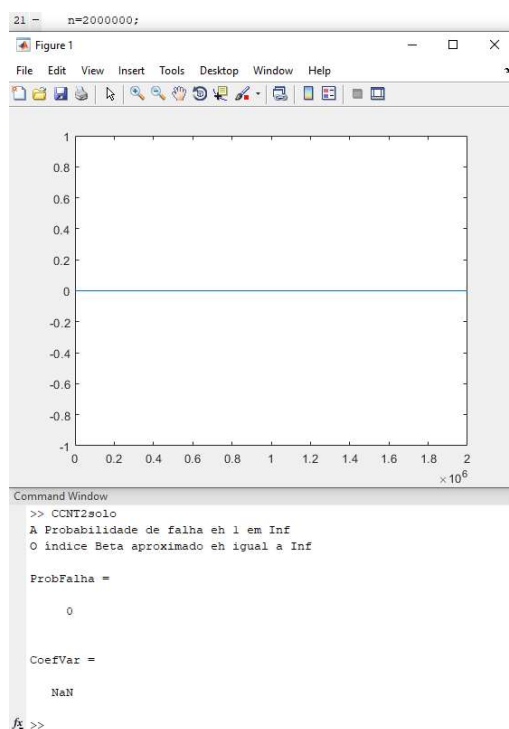
Figura 57: Tombamento Probabilidade de Falha

Fonte: Autor (2021).

8.2.2.2 Caso de Carregamento Normal (CCN2)

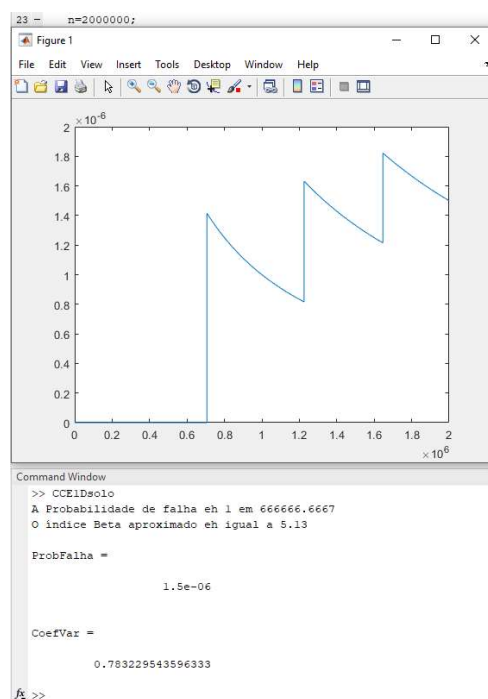
Figura 58: Deslizamento Probabilidade de Falha

Fonte: Autor (2021).

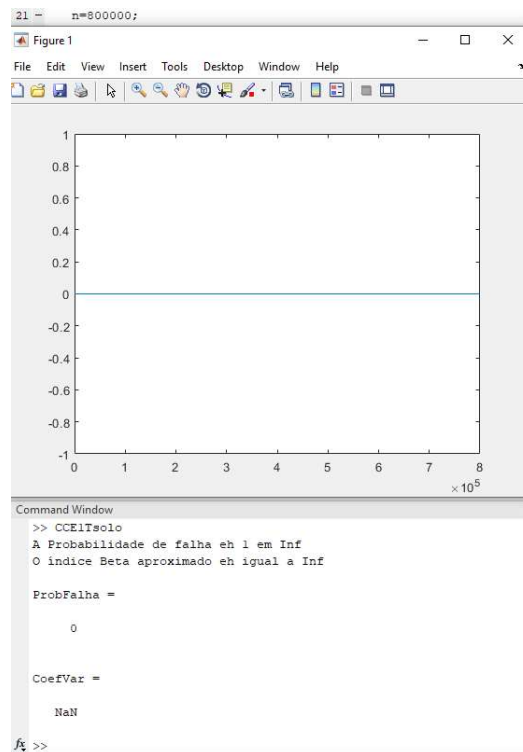
Figura 59: Tombamento Probabilidade de Falha

Fonte: Autor (2021).

8.2.2.3 Caso de Carregamento Excepcional 1 (CCE1)

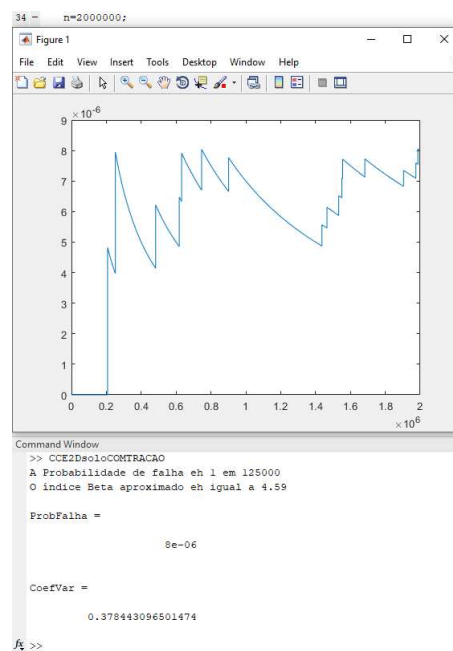
Figura 60: Deslizamento Probabilidade de Falha

Fonte: Autor (2021).

Figura 61: Tombamento Probabilidade de Falha

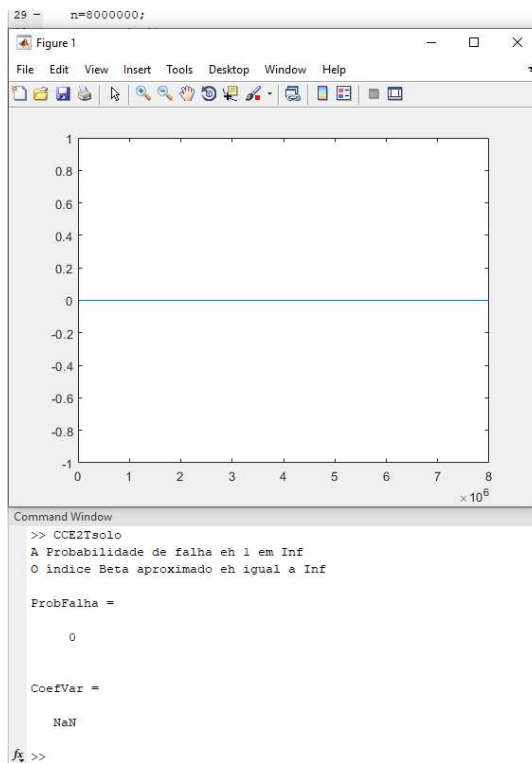
Fonte: Autor (2021).

8.2.2.4 Caso de Carregamento Excepcional 2 (CCE2)

Figura 62: Deslizamento Probabilidade de Falha

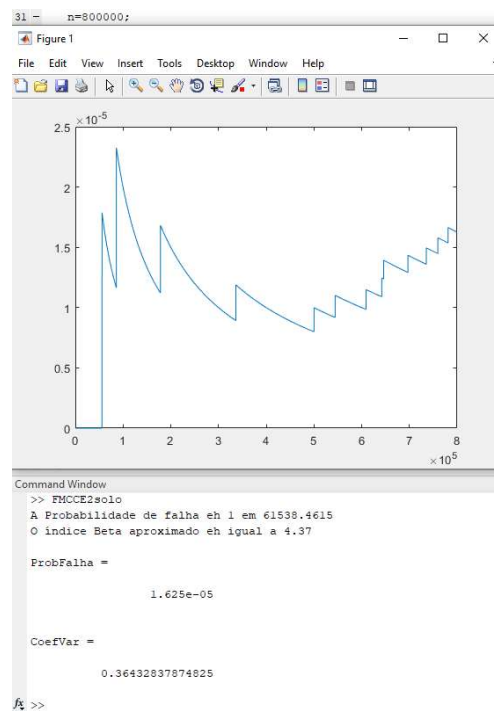
Fonte: Autor (2021).

Figura 63: Tombamento Probabilidade de Falha



Fonte: Autor (2021).

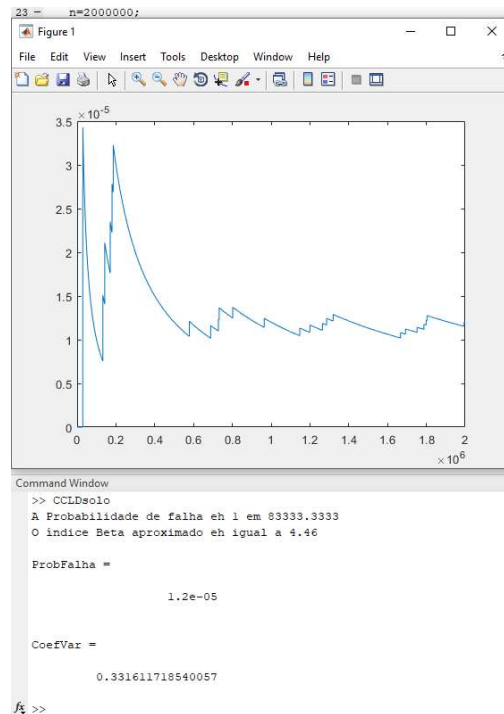
Figura 64: Tração na Fundação Probabilidade de Falha



Fonte: Autor (2021).

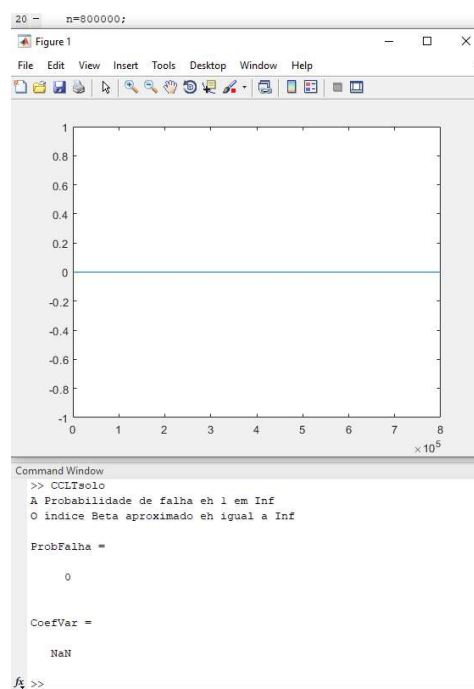
8.2.2.5 Caso de Carregamento Limite (CCL1)

Figura 65: Deslizamento Probabilidade de Falha



Fonte: Autor (2021).

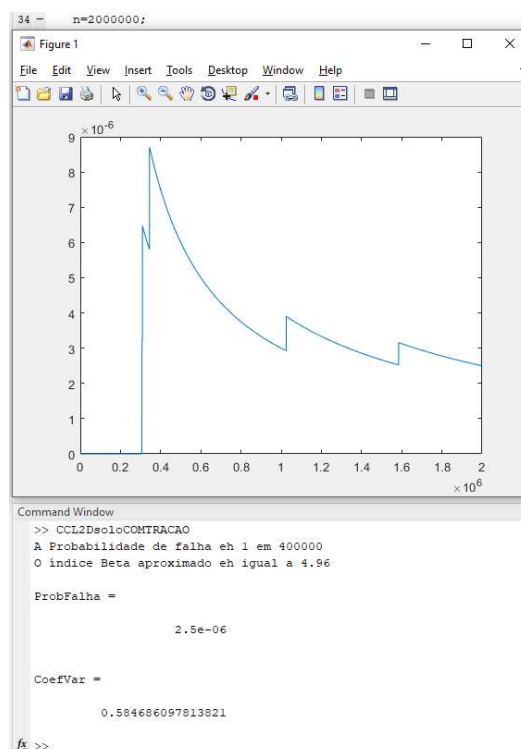
Figura 66: Tombamento Probabilidade de Falha



Fonte: Autor (2021).

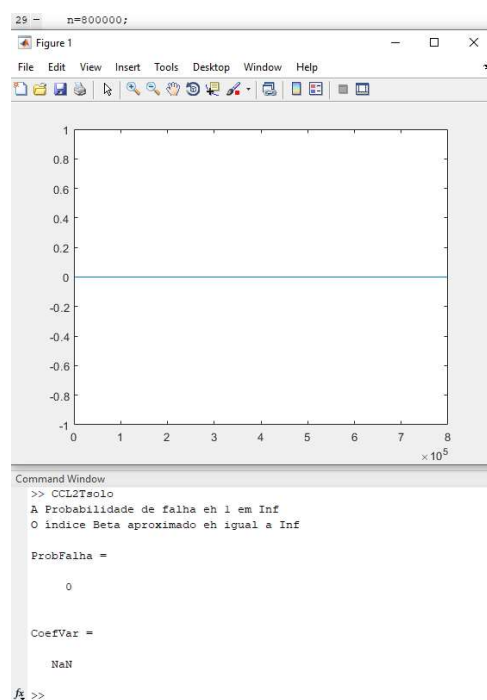
8.2.2.1 Caso de Carregamento Limite (CCL2)

Figura 67: Deslizamento Probabilidade de Falha



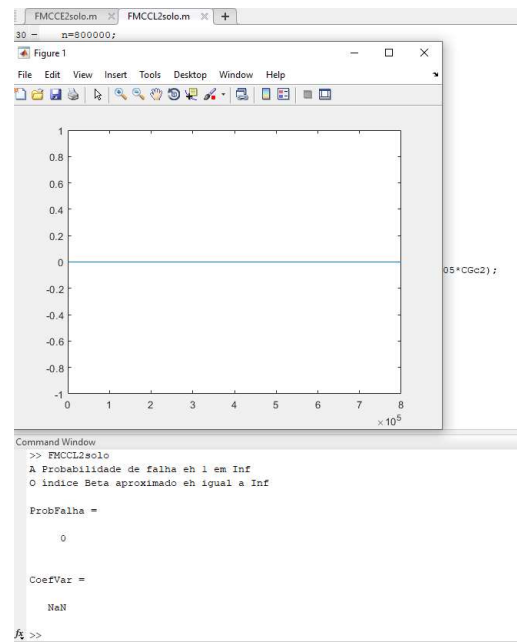
Fonte: Autor (2021).

Figura 68: Tombamento Probabilidade de Falha



Fonte: Autor (2021).

Figura 69: Tração na Fundação Probabilidade de Falha

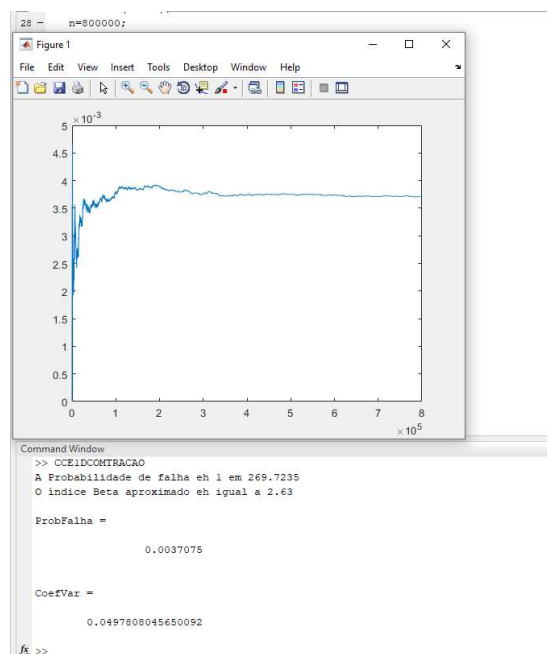


Fonte: Autor (2021).

8.2.3 Caso 3

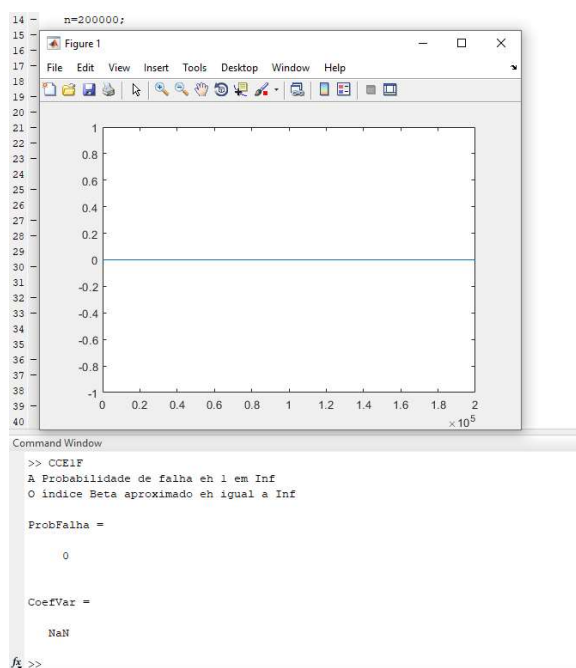
8.2.3.1 Caso de Carregamento Excepcional 1 (CCE1)

Figura 70: Deslizamento Probabilidade de Falha



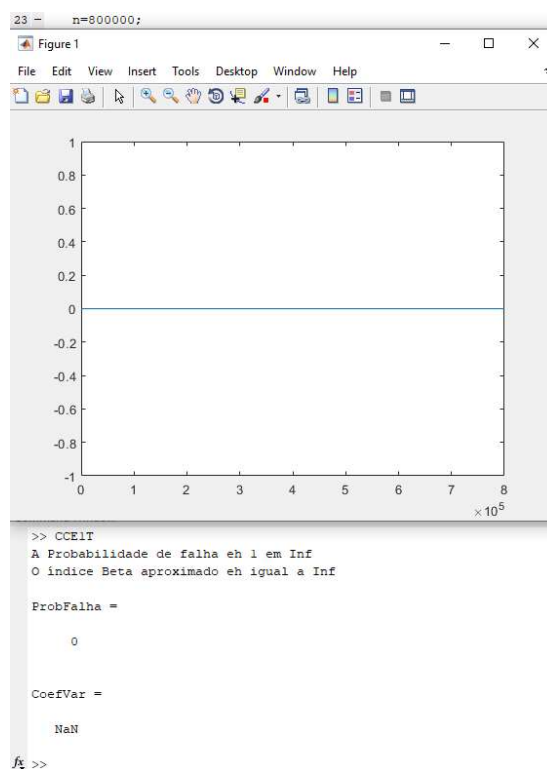
Fonte: Autor (2021).

Figura 71: Flutuação Probabilidade de Falha



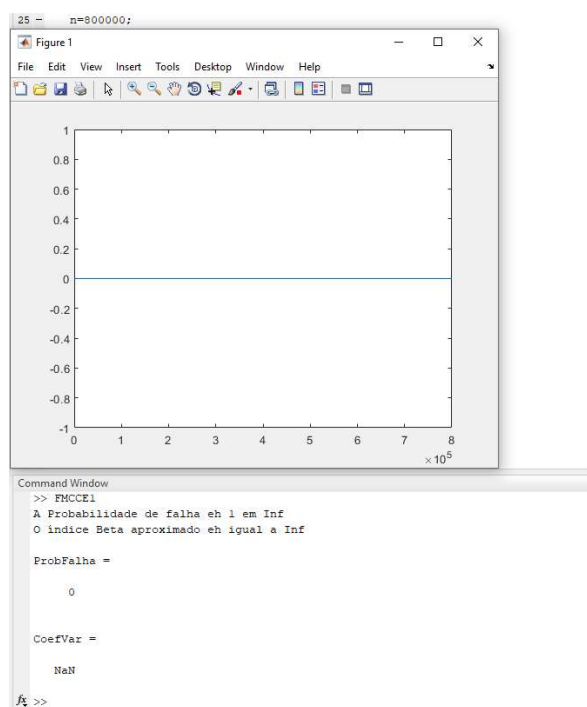
Fonte: Autor (2021).

Figura 72: Tombamento Probabilidade de Falha



Fonte: Autor (2021).

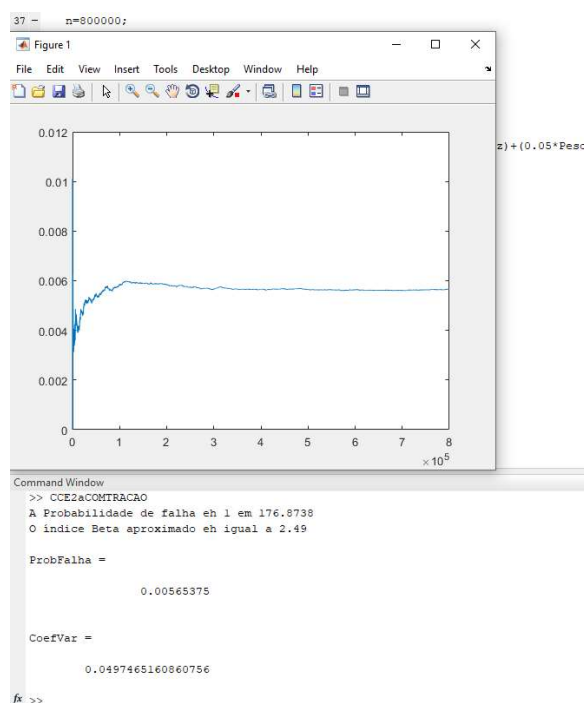
Figura 73: Tração na Fundação Probabilidade de Falha



Fonte: Autor (2021).

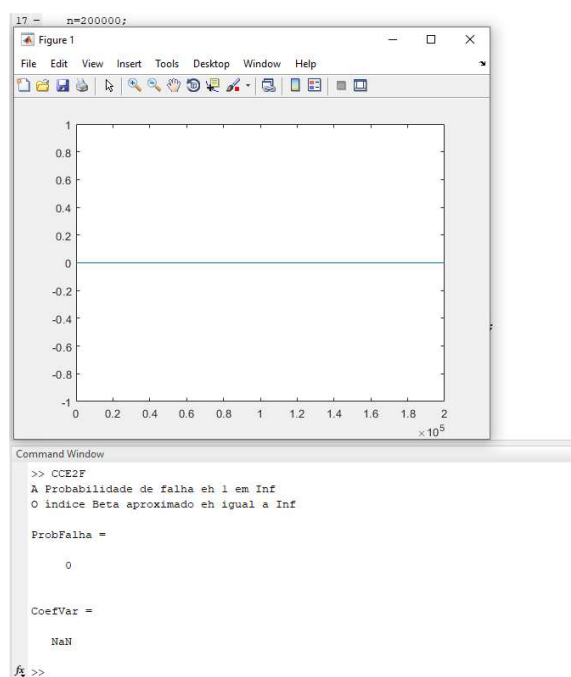
8.2.3.2 Caso de Carregamento Excepcional 2 (CCE2)

Figura 74: Deslizamento Probabilidade de Falha



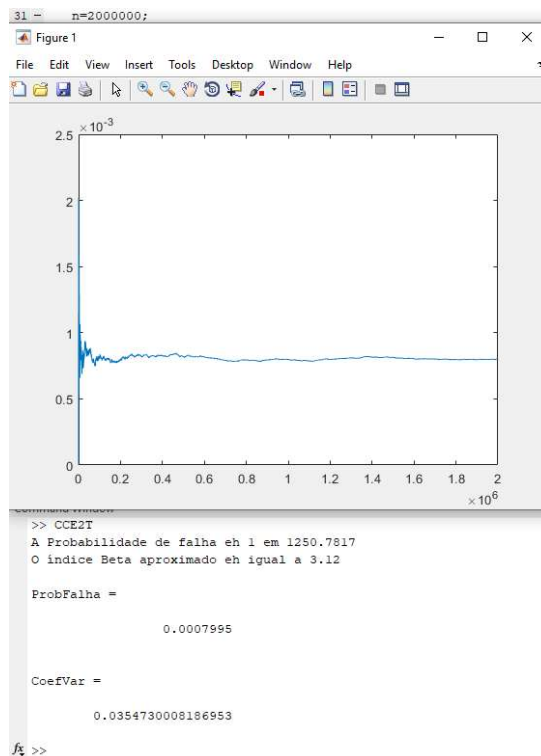
Fonte: Autor (2021).

Figura 75: Flutuação Probabilidade de Falha



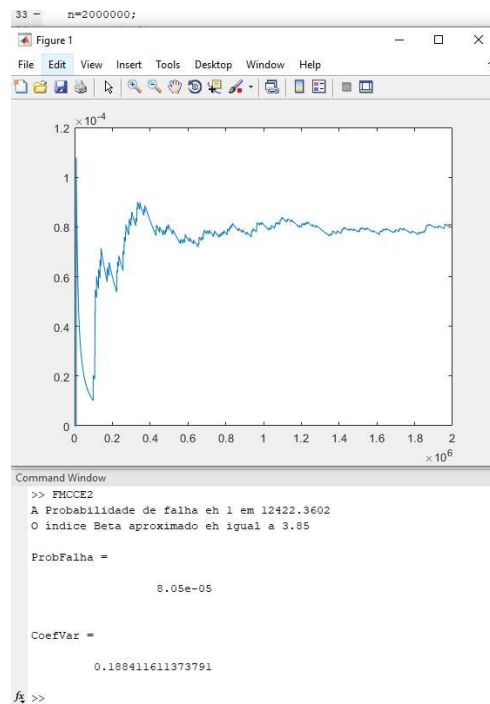
Fonte: Autor (2021).

Figura 76: Tombamento Probabilidade de Falha



Fonte: Autor (2021).

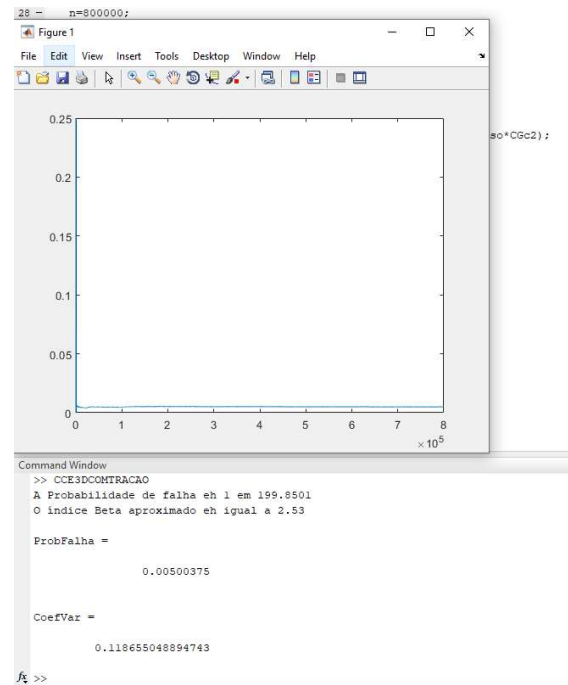
Figura 77: Tração na Fundação Probabilidade de Falha



Fonte: Autor (2021).

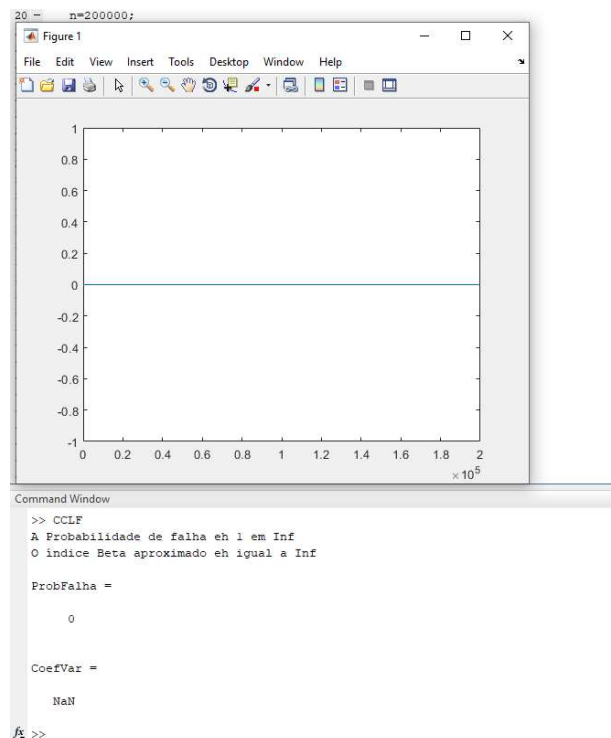
8.2.3.3 Caso de Excepcional 3 (CCE3)

Figura 78: Deslizamento Probabilidade de Falha

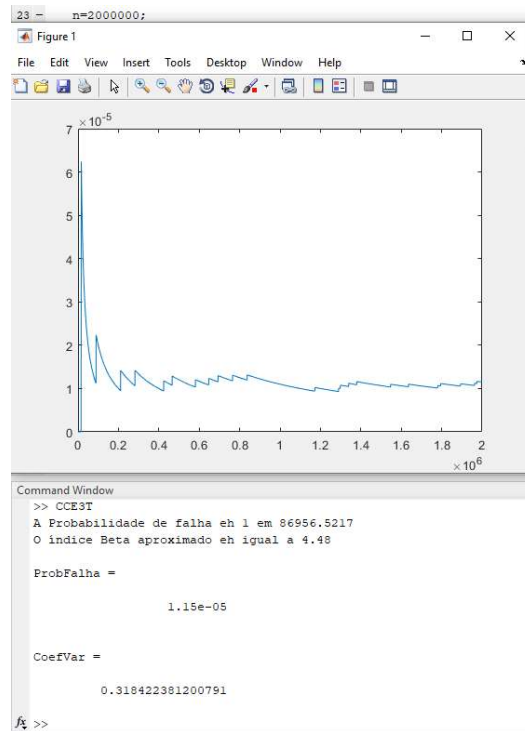


Fonte: Autor (2021).

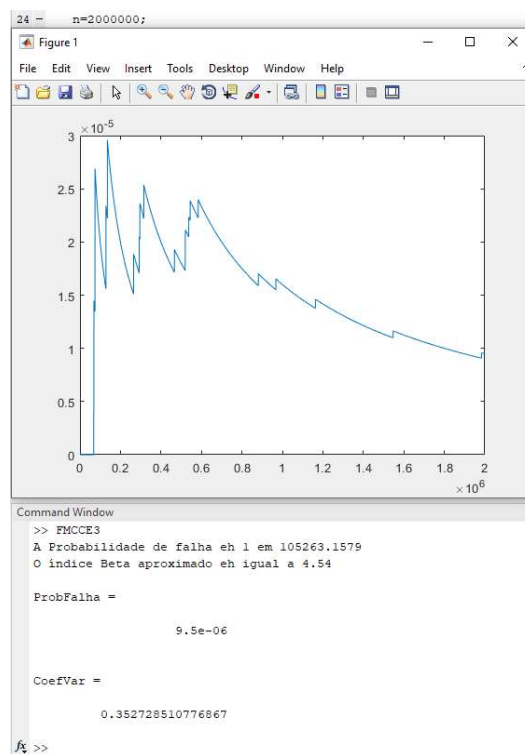
Figura 79: Flutuação Probabilidade de Falha



Fonte: Autor (2021).

Figura 80: Tombamento Probabilidade de Falha

Fonte: Autor (2021).

Figura 81: Tração na Fundação Probabilidade de Falha

Fonte: Autor (2021).

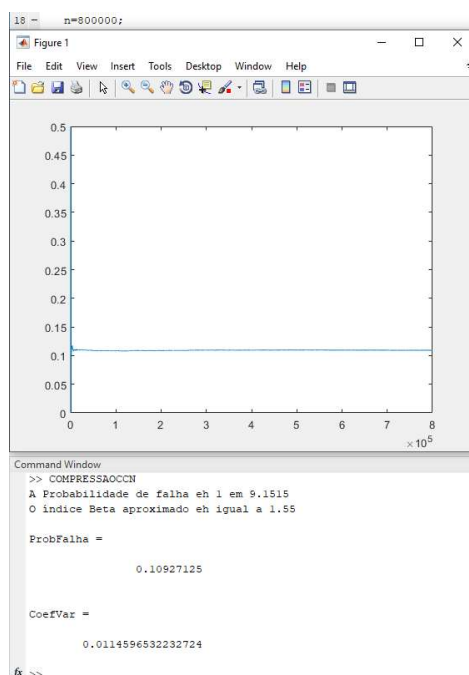
8.2.4 Caso 4

Para a tensão admissível do solo, foi utilizado o valor da norma NBR 6122/94 citada pelos autores Hachich, Falconi, Saes, Frota, Carvalho e Niyama (2012), para argila rígida, 0,3 MPa. Foi feita uma relação com o valor da norma para obter uma média e um desvio padrão de respectivamente: 0,35 MPa e 0,0233. Utilizando a mesma lógica da conta do ângulo para o cálculo de empuxo de repouso de solo, aplicou-se a fórmula:

$$\text{Média} - 3 \times \text{Desvio Padrão} = 0,28 \text{ MPa}$$

O caso 4 é um estudo somente da fundação da barragem, para verificar seu comportamento trocando o solo resistente de 10 MPa, por um solo argiloso duro.

Figura 82: Compressão na fundação (CCN).

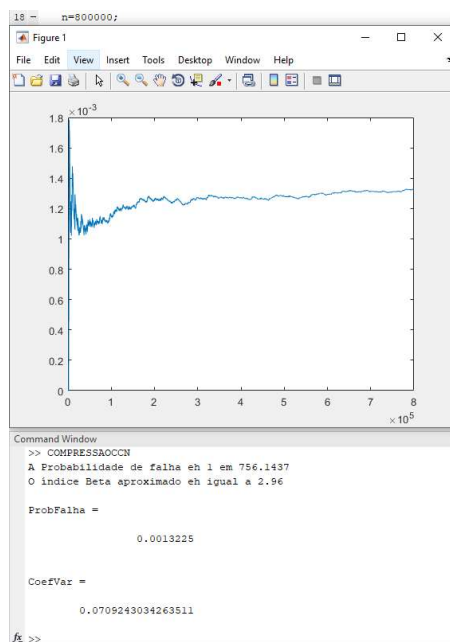


Fonte: Autor (2021).

Na figura abaixo foi feita a mesma análise da figura acima, do caso de carregamento normal, com a diferença de ter usado um peso não variado de concreto de projeto, 24 kN/m³. Foi feita essa análise para ter uma sensibilidade da influência que o peso do concreto tem nesse cálculo, quanto maior o peso, maior a probabilidade de falha. Já que foi utilizado um peso de concreto bem alto como

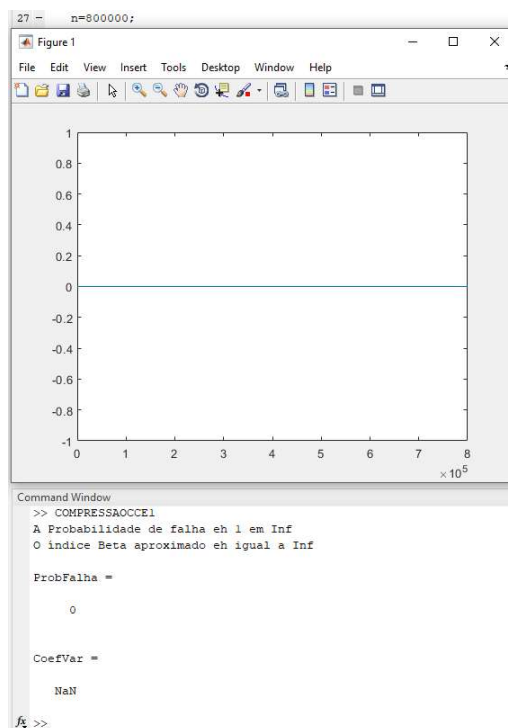
média nos cálculos no escopo desse TCC, a probabilidade de falha para o caso de carregamento normal foi bem alta também.

Figura 83: Compressão na fundação (CCN) 2.



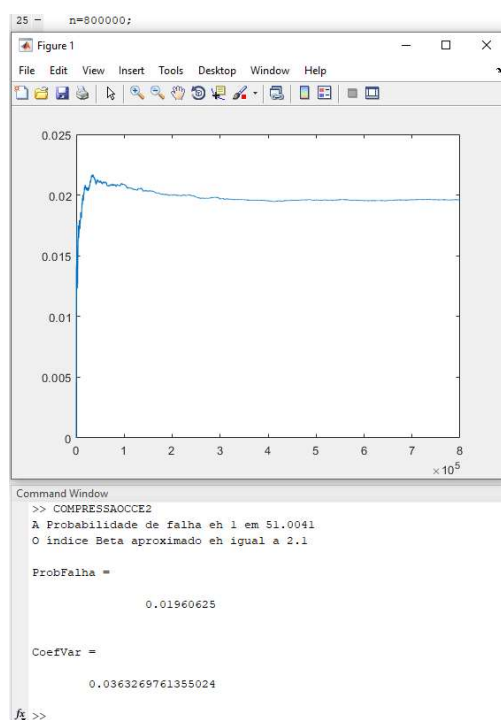
Fonte: Autor (2021).

Figura 84: Compressão na fundação (CCE1).



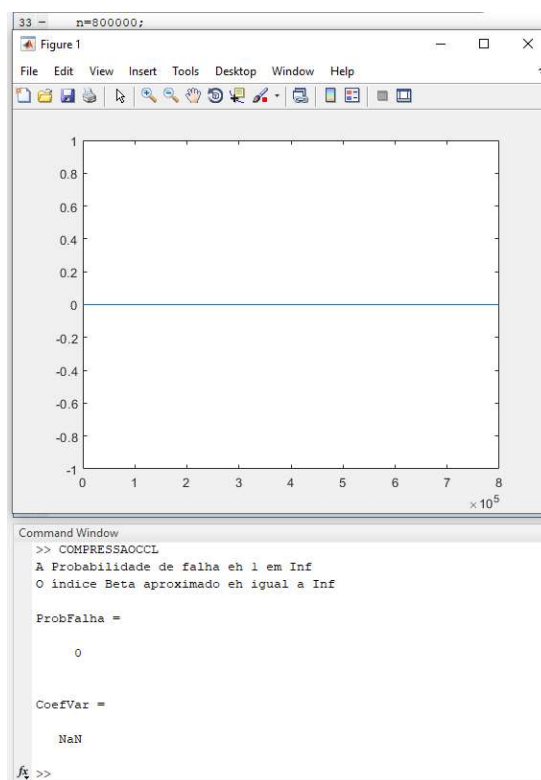
Fonte: Autor (2021).

Figura 85: Compressão na fundação (CCE2).



Fonte: Autor (2021).

Figura 86: Compressão na fundação (CCL).



Fonte: Autor (2021).

8.2.5 Resumo das Probabilidades de Falhas

8.2.5.1 Caso 1

Tabela 33: Resumo Probabilidade de Falha Caso 1

Probabilidade de Falha Caso 1				
Caso de Carregamento	FSF	FSD	FST	Tração na Fundação
CCN1	0,00	9,50E-06	0,00	0,00
CCE1	0,00	5,43E-04	0,00	0,00
CCE2	0,00	4,80E-05	0,00	0,00
CCL	0,00	1,67E-03	0,00	0,00

Fonte: Autor (2021).

A maior probabilidade de falha encontrada nos estudos foi à probabilidade de falha quando ao deslizamento, isso aconteceu devido à alta variabilidade da coesão concreto-rocha da fundação, teria de ser feito um estudo em campo para diminuir essa variabilidade. O caso de CCL para deslizamento resultou em uma falha maior quando comparado aos outros, os casos de CCN1 e CCE2 resultaram em uma probabilidade de falha visualmente baixa.

8.2.5.2 Caso 2

Tabela 34: Resumo Probabilidade de Falha Caso 2.

Probabilidade de Falha Caso 2				
Caso de Carregamento	FSF	FSD	FST	Tração na Fundação
CCN1	-	7,50E-06	0,00	-
CCN2	-	6,50E-06	0,00	-
CCE1	-	1,50E-06	0,00	-
CCE2	-	8,00E-06	0,00	1,63E-05
CCL1	-	1,20E-05	0,00	-
CCL2	-	2,50E-06	0,00	0,00

Fonte: Autor (2021).

Como no Caso 1, houve resultados no Caso 2 com gráficos de probabilidade de falha com um coeficiente de variação elevado, porém, como citado antes, devido à proximidade desse valor de zero, o resultado foi satisfatório. Todos os subcasos deram probabilidade de falhas baixas, e, as únicas aparentes, mas ainda assim

baixas, foram os casos de deslizamento. Esse caso foi interessante, pois foi considerada uma situação de caso extrema, onde houve uma invasão de terra na barragem, aumentando muito a carga sobre ela, e, ainda assim, as probabilidades de falha foram similares com as do Caso 1.

8.2.5.3 Caso 3

Tabela 35: Resumo Probabilidade de Falha Caso 3.

Probabilidade de Falha Caso 3				
Caso de Carregamento	FSF	FSD	FST	Tração na Fundação
CCE1	0,00	3,71E-03	0,00	0,00
CCE2	0,00	5,65E-03	8,00E-04	8,05E-05
CCE3	0,00	5,00E-03	1,15E-05	9,50E-06

Fonte: Autor (2021).

Para esse caso, a barragem também foi exposta a uma situação de cálculo extrema como no caso anterior. Conclui-se nessa análise que, apesar dos cálculos da estabilidade global derem um coeficiente menor que 1,2, que seria o limite para a estabilidade passar na segurança dos casos excepcionais dos critérios da Eletrobrás (2003), a barragem apresenta-se estável pelas probabilidades de falhas. A maior probabilidade de falha foi quanto ao deslizamento da barragem.

O cálculo da estabilidade global desses casos resultou em um coeficiente de tombamento menor que 1,2, o recomendado pela Eletrobrás (2003). Comparando com a confiabilidade estrutural, não houve uma probabilidade de falha considerável para o tombamento, e sim, para o deslizamento da barragem. Isso ocorreu pois foi considerado uma alta variabilidade da coesão do concreto-rocha, o qual só é utilizado no cálculo do deslizamento, e, por ter sido realizada apenas a variação do peso específico do concreto no cálculo tombamento, enquanto para o deslizamento foram considerados mais variáveis.

8.2.5.4 Caso 4

Tabela 36: Resumo Probabilidade de Falha Caso 4.

Probabilidade de Falha Caso 4	
Caso de Carregamento	Tensão na Fundação
CCN1	1,09E-01
CCN2	1,32E-03
CCE1	0,00
CCE2	1,96E-02
CCL	0,00

Fonte: Autor (2021).

Para o Caso 4, onde foi calculada a probabilidade de falha quanto à tensão na fundação trocando-se a rocha sã por um solo argiloso duro, ocorreram probabilidades de falhas quanto a tensão na fundação. O pior caso foi o CCN1, com 10% de chance de falha, seguido do CCE2 e CCN2. Esses casos apresentam menor subpressão comparado com aos outros. Para o caso do CCN2 foi feito um estudo variando apenas a resistência do solo, resultando em uma queda na probabilidade de falha comparado ao CCN1, devido que o peso de concreto se manteve constante, que é o principal fator de falha para a fundação. Conclui-se que a barragem não poderia ter sido construída em solo, devido à probabilidade de falha do CCN1 ser evidentemente alta.

9 CONCLUSÃO

O objetivo proposto nesse trabalho de TCC é o estudo de caso da confiabilidade estrutural de uma barragem de concreto de gravidade. Dessa forma, foram analisados casos de combinações de carregamentos diferentes na estrutura utilizando o método de probabilidade de falha e o método de estabilidade global tradicional com os coeficientes de segurança da Eletrobrás (2003).

Para realizar o cálculo da probabilidade de falha, foi necessário buscar em literaturas os parâmetros a média e o desvio padrão dos parâmetros variáveis do trabalho. Vale ressaltar que esses coeficientes não são precisos, alguns possuem uma grande variabilidade, por isso que o melhor seria fazer um estudo em campo para ter uma variabilidade menor, mas, para fins de estudo, essa grande variabilidade enriquece o trabalho, obtendo-se gráficos mais perceptíveis. Assim, obteve-se a probabilidade de falha, utilizando-se do método de Monte Carlo, em função do deslizamento, flutuação, tombamento e tensões na fundação da estrutura estudada. Esse cálculo foi feito para cada caso de carregamento.

Em seguida, foram analisados casos excepcionais para a barragem, levando a estrutura aos seus limites, resultando em uma probabilidade de falha maior a fim de estudos. Foram esses: uma enchente fictícia, um assoreamento da barragem, transformando-a em uma barragem de solo, e a mudança da fundação da barragem por solo argiloso duro ao invés de rocha.

Os resultados do primeiro e segundo caso ocasionaram probabilidade de falha em relação ao deslizamento da estrutura, devido à alta variabilidade dos parâmetros geotécnicos utilizados. Quanto à flutuação, tombamento e tração na fundação, a probabilidade de falha resultou em zero com o número de simulações utilizadas.

Para o terceiro caso, houve um aumento da probabilidade de falha quanto ao deslizamento da barragem. Houve tração na estabilidade global e na probabilidade de falha.

Concluindo com o quarto caso, foi calculada a probabilidade de falha quanto à tensão na fundação trocando-se a rocha sã por solo argiloso duro, ocorrendo um elevado aumento na probabilidade de falha, inviabilizando a barragem. Esse

resultado já era esperado, ele mostra a importância de utilizar rocha para as fundações de obras grandes como uma barragem.

Vale destacar que alguns resultados deram um gráfico não satisfatório, com um coeficiente de variação alto ou com o valor de probabilidade de falha sendo zero. Porém, devido à probabilidade de falha desses resultados tenderem a zero, é irrelevante conhecer a natureza desses gráficos, tendo em vista que foi usada uma alta variabilidade de simulações. Alguns casos, até mesmo com 2.000.000 de simulações o resultado foi zero, ou seja, a probabilidade de falha é tão baixa que esse número de simulações não foi o suficiente.

Logo, analisando os resultados, o trabalho foi capaz de verificar o caso 1, resultando em probabilidade de falha baixa, e, conseguiu estudar casos variáveis e exagerados para a mesma barragem, resultando em probabilidades de falhas bem diversas. Vale lembrar que esses valores não são a probabilidade de falha geral da barragem, e, sim, a probabilidade de falha para cada caso específico que ocorrer, ou seja, não foi calculada a probabilidade de ocorrência desses casos.

9.1 Sugestões para trabalhos futuros

Para trabalhos futuros, a análise de ocorrência é um tema interessante para um estudo de probabilidade de falha, onde se calcula a probabilidade de acontecimento do evento.

Outro tema interessante seria a análise de risco de uma barragem, levando em consideração a perda de vidas e materiais que uma falha ocasionaria.

Como última sugestão, o aprofundamento no cálculo da tração da fundação de uma barragem, pelo método de Monte Carlo, levando em consideração o aumento da subpressão e a redução do comprimento da base, ocasionados por essa tração.

10 REFERÊNCIAS

AMBIENTAL, Lf. **Gabião: o que são gabiões?**. Disponível em:

<https://www.lfambiental.com.br/gabiao>. Acesso em: 31 ago. 2021.

ALVES, Alexandre. **Análise de dados hidrológicos da região do município de Alfredo Wagner/SC**. 2004. 95 f. TCC (Graduação) - Curso de Graduação em Engenharia Sanitária e Ambiental, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2004.

ASSIS NETO, F. et al. **Aplicações de Estatística à Climatologia: teoria e prática**. Pelotas: editora universitária – UFPel, 1996.

BECK, A. T.. **Curso de Confiabilidade Estrutural**. Notas de aula. Departamento de Engenharia de Estruturas. Universidade de São Paulo. São Paulo, 2012.

BRASIL. Constituição (2010). **Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010. Lei Nº 12.334, de 20 de Setembro de 2010**. Câmara dos Deputados - Palácio do Congresso Nacional - Praça dos Três Poderes Brasília - DF – Brasil.

Canal MPF. **Em Santa Catarina, a maior barragem de contenção de cheias no país está precária - IP 761. 2019**. Disponível em:

https://www.youtube.com/watch?v=ekr6q-fW4lo&ab_channel=canalMPF. Acesso em: 25 mar. 2021.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6. ed. Rio de Janeiro: LTC - Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1987.

CARVALHO, Admilson Rodrigues de. **Método Monte Carlo e suas Aplicações**. 2017. 124 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Matemática, Universidade Federal de Roraima, Boa Vista, Pr, 2017.

CAVA, Felipe. **Como calcular o Empuxo de Solo**. 2018. Disponível em:

<https://alemdainercia.com/2018/03/05/como-calculiar-o-empuxo-de-solo/>. Acesso em: 12 maio 2021.

CENTRAIS ELÉTRICAS BRASILEIRAS S.A.. ELETROBRAS. **Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas**. Rio de janeiro: Eletrobrás, 2003.

CRUZ, Paulo Teixeira da. **100 barragens brasileiras: casos históricos materiais de construção projeto**. São Paulo: Oficina de Textos, 1996.

ENGWHERE. **Barragem de Gravidade ou Represas de Gravidade**. Disponível em: <https://www.engwhere.com.br/barragem-de-gravidade-represas-de-gravidade/>. Acesso em: 15 ago. 2021.

ENGWHERE. **Barragem em arco**. 2018. Disponível em: <https://www.engwhere.com.br/barragem-em-arco/>. Acesso em: 15 ago. 2021.

FONSECA, Bruno. **Brasil registra mais de três acidentes em barragens por ano**. 2019. Disponível em: <https://apublica.org/2019/01/brasil-registra-mais-de-tres-acidentes-em-barragens-por-ano/>. Acesso em: 15 mar. 2021.

GOUVEIA, Fernanda. **Tipos de barragens**. Disponível em: <https://www.aecweb.com.br/revista/materias/tipos-de-barragens/13731>. Acesso em: 18 maio 2021.

HACHICH, Waldemar; FALCONI, Frederico F.; SAES, José Luiz; FROTA, Réfis G. Q.; CARVALHO, Celso S.; NIYAMA, Sussumu. **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Ini Ltda, 2012.

International Commission on Large Dams – ICOLD. **Dam Failures statistical analyses**. Bulletin 99. 1995.

LIMA, Fernando Neves. **Avaliação das probabilidades de falhas em barragens, associadas a eventos de naturezas hidráulicas e hidrológicas: estudo de caso da pch cajuru**. 2014. 146 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2014.

MADEIRO, Carlos. **Brasil registrou 65 mortes em 9 incidentes com barragens entre 2001 e 2018**. 2019. Disponível em: <https://noticias.uol.com.br/cotidiano/ultimas-noticias/2019/02/03/brasil-registrou-65-mortes-em-9-incidentes-com-barragens-entre-2001-e-2018.htm?cmpid=copiaecola>. Acesso em: 17 mar. 2021.

- MARANGON, Marcio. **Mecânica dos Solos 2: edição 2018**. 2018. 204 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Geotecnia, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, 2018.
- MARTINS, Maria Eugénia Graça. **Desvio padrão amostral**. Lisboa: Casa das Ciências, 2013.
- MELLO, Flavio Miguez de. **A História das Barragens no Brasil, Século XIX, XX e XXI: cinquenta anos do comitê brasileiro de barragens**. Rio de Janeiro: Cbdb, 2011.
- MONTGOMERY, Douglas C.; RUNGER, George C.. **Estatística Aplicada e Probabilidade para Engenheiros**. 4. ed. Arizona: Ltc, 2009. Tradução de Verônica Calado.
- PENA, Rodolfo F. Alves. **Hidrelétricas no Brasil**. Disponível em: <https://mundoeducacao.uol.com.br/geografia/hidreletricas-no-brasil.htm#:~:text=A%20instala%C3%A7%C3%A3o%20de%20barragens%20para,n a%20produ%C3%A7%C3%A3o%20de%20energia%20brasileira>. Acesso em: 12 mar. 2021.
- PEREIRA, Geraldo Magela. **Projeto de Usinas Hidrelétricas: passo a passo**. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.
- PEREIRA, Caio. **O que é Gabião, principais tipos, vantagens e desvantagens**. Escola Engenharia, 2018. Disponível em: <https://www.escolaengenharia.com.br/gabiao/>. Acesso em: 18 ago. 2021.
- PIRES, K. O.; BECK, A. T.; BITTENCOURT, T. N.; FUTAI, M. M.. **Análise de confiabilidade de barragem de concreto construída**. Ibracon, São Paulo, v. 12, p. 565-579, jun. 2019.
- RABELLO, Fernando Toppan. **Estudo de lajes lisas de concreto com visão integrada de flexão e punção**. 2016. 199 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2016.

SCHMITZ, Lucas. **Estudo de alternativas de Barragem de Concreto para pequenas centrais hidrelétricas: estudo de caso da pch poço fundo**. 2018. 106 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2018.

SOUZA, Adriana Augusta de Moura; SOUZA, Geraldo Emediato de. **Brumadinho: maior acidente do trabalho da história do Brasil. Repercussão nas relações de trabalho**. Revista do Tribunal do Trabalho da 2ª Região, São Paulo, p. 60-66, 2020.

SOUZA, Erich Douglas de. **Um modelo de análise de Confiabilidade sob Condições de falha por Fadiga: aplicação à pás de hidroturbinas Kaplan**. 2013. 98 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Integridade de Materiais da Engenharia, Universidade de Brasília, Faculdade Gama, Brasília/Df, 2013.

SOUZA, Luan Rodrigo de Almeida. **Avaliação da Influência das Características do maciço rochoso de fundação sobre a probabilidade de falha por deslizamento de estruturas de concreto de usinas hidrelétricas**. 2017. 180 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia de Construção Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2017.

TE, Paulo; MATERÓN, Bayardo; FREITAS JUNIOR, Manoel de Souza. **Barragens de enrocamento com face de concreto**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2014.

TEXTOS, Oficina de. **Conheça todos os tipos de barragem**. Disponível em: <https://www.ofitexto.com.br/comunitexto/conheca-todos-os-tipos-de-barragem/>. Acesso em: 19 maio 2021.

THEVENET, Priscilla. **Conheça a história da Usina de Marmelos**. 2020. Disponível em: <https://ensin-e.edu.br/conheca-a-historia-da-usina-de-marmelos/>. Acesso em: 25 fev. 2021.

THOMPSON, Kay D.; STEDINGER, Jerry R.; HEATH, David C. **Evaluation and Presentation of Dam Failure and Flood Risks**. Journal Of Water Resources Planning And Management, ASCE, p. 216-227. July. 1997.

TSAKIRIS, G.; BELLOS, V.; ZIOGAS, C. **Embankment Dam Failure: A downstream flood hazard assessment**. European Water, Athens, p. 32-45. 01 out. 2010.

Variância. 2020. Disponível em:

<https://maisretorno.com/portal/termos/v/variacao.com/portal/termos/v/variacao>. Acesso em: 10 mar. 2021.