



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO NORTE
CENTRO DE TECNOLOGIA
CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

ALLAN BENÍCIO SILVA DE MEDEIROS

**AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE DE BARRAGENS BRASILEIRAS PARA
ACUMULAÇÃO DE ÁGUA SUBMETIDAS A CARREGAMENTOS SÍSMICOS:
ESTUDO DE CASO DA BARRAGEM ARMANDO RIBEIRO GONÇALVES**

NATAL/RN

2023

ALLAN BENÍCIO SILVA DE MEDEIROS

AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE DE BARRAGENS BRASILEIRAS PARA
ACUMULAÇÃO DE ÁGUA SUBMETIDAS A CARREGAMENTOS SÍSMICOS:
ESTUDO DE CASO DA BARRAGEM ARMANDO RIBEIRO GONÇALVES

Dissertação apresentada ao curso de Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito final à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil e Ambiental.

Orientador: Prof. Dr. Osvaldo de Freitas Neto.
Coorientador: Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Junior.

NATAL/RN

2023

Universidade Federal do Rio Grande do Norte - UFRN
Sistema de Bibliotecas - SISBI
Catalogação de Publicação na Fonte. UFRN - Biblioteca Central Zila Mamede

Medeiros, Allan Benício Silva de.

Avaliação da estabilidade de barragens brasileiras para acumulação de água submetidas a carregamentos sísmicos: estudo de caso da barragem Armando Ribeiro Gonçalves / Allan Benício Silva de Medeiros. - 2023.

206 f.: il.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Natal, RN, 2023.

Orientador: Osvaldo de Freitas Neto.

Coorientador: Olavo Francisco dos Santos Junior.

1. Análise pseudo-estática - Dissertação. 2. Análise dinâmica - Dissertação. 3. Linear equivalente - Dissertação. 4. Estabilidade - Dissertação. 5. Barragem do Açú - Dissertação. I. Freitas Neto, Osvaldo de. II. Santos Junior, Olavo Francisco dos. III. Título.

RN/UF/BCZM

CDU 627.82

ALLAN BENÍCIO SILVA DE MEDEIROS

AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE DE BARRAGENS BRASILEIRAS PARA
ACUMULAÇÃO DE ÁGUA SUBMETIDAS A CARREGAMENTOS SÍSMICOS:
ESTUDO DE CASO DA BARRAGEM ARMANDO RIBEIRO GONÇALVES

Dissertação apresentada ao curso de Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito final à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil e Ambiental.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Osvaldo de Freitas Neto – Orientador (UFRN)

Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Junior – Coorientador (UFRN)

Prof. Dr. Francisco Chagas da Silva Filho – Examinador Externo (UFC)

Prof. Dr. Ricardo Nascimento Flores Severo – Examinador Externo (IFRN)

Natal, 09 de junho de 2023.

Dedico este trabalho à minha família.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus por possibilitar o desenvolvimento e conclusão deste trabalho e do ciclo que ele representa.

Agradeço a minha mãe Arlian, que me trouxe ao mundo e me deu todo o suporte necessário.

Agradeço ao meu pai, Benício, por ter me trazido ao mundo, e com certeza ter guiado meus passos no caminho.

Agradeço aos meus irmãos Allen e Allana, pela ajuda, paciência, amizade e auxílio oferecidos durante a vida.

Agradeço a minha família como um todo, sempre presente, possibilitando meu desenvolvimento pessoal e profissional, sem vocês qualquer conquista perderia o sentido.

Agradeço a minha namorada Musi, pelo companheirismo e suporte ao longo dos últimos anos.

Agradeço ao meu orientador Osvaldo e coorientador Olavo, a quem hoje posso chamar de amigos, por todas as oportunidades, conselhos, conhecimento, amizade e momentos compartilhados, vocês são exemplos dentro e fora da universidade!

Agradeço a todos os professores e demais profissionais da UFRN.

Agradeço ao técnico de laboratório Valteson, e ao meu colega de curso Romário, pela amizade e discussões técnicas oferecidas durante o desenvolvimento do presente trabalho.

Agradeço aos meus colegas de turma pelo auxílio e amizade oferecidos durante o mestrado.

Agradeço a todos os meus amigos, são amizades como a de vocês que me motivam a não desistir frente ao cansaço e dificuldades que aparecem durante a vida.

Agradeço ao CNPq e ao PPCivam, pelo auxílio e suporte fornecidos.

Por fim, a todos que tenham contribuído de alguma forma com o desenvolvimento do presente trabalho, deixo aqui meu agradecimento.

RESUMO

Barragens são estruturas complexas, submetidas a baixa variação no carregamento ao longo de sua vida útil. Essa condição de estabilidade pode ser modificada por carregamentos excepcionais, como sismos. O Brasil se encontra em posição intraplaca, possuindo baixos níveis de risco sísmico, todavia, em especial em algumas regiões, como a região nordeste, esse risco sísmico pode ser relevante. Logo, se faz necessário desenvolver análises de estabilidade sísmica no Brasil, em especial em estruturas localizadas nessas regiões. Nesse contexto, a barragem Armando Ribeiro Gonçalves é uma das mais importantes da região nordeste, sendo marcada por relevante atividade sísmica documentada. O objetivo principal do presente trabalho é entender o comportamento da barragem quando submetida a diferentes níveis de carregamento sísmico, utilizando diferentes metodologias de análise. Foi avaliada a barragem em três níveis de água no reservatório. Foram desenvolvidas análises Tensão x Deformação e de estabilidade na condição estática, para servir de base e balizar as análises dinâmicas. Foram desenvolvidas em seguida análises pseudo-estáticas, utilizando diferentes formas para definir os coeficientes de aceleração. Ademais, foram desenvolvidas também, de forma em sequência às análises estáticas, análises dinâmicas com o modelo constitutivo Linear Equivalente e análises de estabilidade pós-sismo, utilizando acelerogramas definidos em função também de tempos de retorno entre 475 e 10.000 anos. Os resultados das análises pseudo-estáticas indicam estabilidade, utilizando as recomendações da ANA (2016), para os casos onde não se tenham estudos locais, e DSD (USBR, 1973), e de Cruz *et al.* (2021 e 2022), considerando tempos de retorno de 475 e 975, e apresentam FS inadequados nas demais situações de análise. Os resultados de análise dinâmica indicam estabilidade nas análises desenvolvidas com sismos definidos para tempos de retorno entre 475 e 2.475 anos, sendo percebidas rupturas nas análises desenvolvidas em função do sismo definido para o tempo de retorno de 10.000 anos, causadas pelo aparecimento de poropressões. Foi percebida boa concordância entre os resultados para as metodologias distintas de análise, embora, a análise pseudo-estática seja incapaz de identificar rupturas causadas pelo aparecimento de poropressões. Por fim, foi possível perceber que, independentemente da metodologia adotada, o nível da água retido na barragem apresenta pouco efeito nas análises, sendo um efeito secundário, principalmente na face a jusante.

Palavras-chave: Análise pseudo-estática; Análise dinâmica; Linear Equivalente; Estabilidade; Barragem do Açú.

ABSTRACT

Dams are complex structures, that experience, in normal conditions, constant loads over this service life. This stability condition can be modified by exceptional loadings, like earthquake loads. Brazil is in an intraplate position, with low levels of seismic risk, however, especially in some regions such as the region northeast, this seismic risk may be relevant. Therefore, it is necessary develop analyzes of seismic stability with dams located in these regions. In this way, Armando Ribeiro Gonçalves dam is one of the most important dams in the northeast region, being marked by relevant and documented seismic activity. Before the presented, dynamic analyzes were developed with Armando Ribeiro Gonçalves dam, by two different methods, aiming to understand the Armando Ribeiro Gonçalves dam response when subjected to different levels of seismic loading, using different methodologies of analysis. The dam was evaluated at three water levels in the reservoir. Stress x Strain and stability analyzes were developed in the static condition, to enable the development and serve as a reference value to the dynamic analyses. Pseudo-static analyzes were developed in a way, using different methods to define the acceleration coefficients. In addition, dynamic analyzes with the Linear Equivalent constitutive model and post-earthquake stability analyzes were also developed, using accelerograms defined by return times between 475 and 10,000 years. The pseudo-static analyzes results indicate stability, using the recommendations of ANA (2016), to cases where isn't a local study, DSD (USBR, 1973), and the method of Cruz et al. (2021 and 2022), considering return times of 475 and 975. The analysis presents inadequate safety factor in the other situations. The dynamic analysis results indicate stability for the analysis with earthquakes defined by return times between 475 and 2,475 years, with ruptures being perceived for the earthquake defined by return time of 10,000 years, caused by pore pressures appearance. A Good agreement was observed between the results for different analysis methodologies, although, the pseudo-static analysis is unable to identify ruptures caused by pore pressure appearance. Finally, it was possible to perceive that the water level retained in the dam has a smaller effect on stability, mainly on the downstream face.

Keywords: Pseudo-static analysis; Dynamic analysis; Linear Equivalent; Stability; Açú Dam.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1	Distribuição dos epicentros de sismos pelo mundo entre os anos de 1963 e 1998.....	27
Figura 2	Distribuição geográfica das placas tectônicas.....	28
Figura 3	Representação de movimentos interplacas.....	28
Figura 4	Representação de ondas P e S.....	34
Figura 5	Representação de ondas Rayleigh e Love.....	35
Figura 6	Mapas com sismos registrados no Brasil, considerando todos os dados disponíveis (a) e após filtragem de dados com baixa confiabilidade (b).....	36
Figura 7	Mapa de aceleração sísmica característica no Brasil.....	37
Figura 8	Mapas de risco sísmico do Brasil para tempos de retorno de 475 anos (a) e 2475 anos (b).....	38
Figura 9	Mapas de risco sísmico do Brasil para tempos de retorno de 475 anos (a) e 2475 anos (b).....	39
Figura 10	Distribuição de sismos registrados no nordeste do Brasil entre os anos de 2001 e 2010.....	40
Figura 11	Magnitude de sismos reportados no Brasil.....	42
Figura 12	Mapa de localização da Barragem Armando Ribeiro Gonçalves.....	48
Figura 13	Mapa geológico simplificado da região.....	49
Figura 14	Áreas de empréstimo de material.....	50
Figura 15	Seções tipo da região central (a) e ombreira direita (b) do projeto original da barragem Armando Ribeiro Gonçalves.....	53
Figura 16	Seção tipo do dique auxiliar.....	54
Figura 17	Seção transversal proposta pela consultora.....	55
Figura 18	Seção transversal construída.....	55
Figura 19	Vista aérea do talude após a ruptura.....	56
Figura 20	Representação da seção transversal da barragem rompida.....	56
Figura 21	Seção transversal da barragem reprojetaada.....	58
Figura 22	Planta baixa da barragem reprojetaada.....	59
Figura 23	Instrumentação da seção 53+00.....	62
Figura 24	Registros de atividade sísmica e nível da água registrado na Barragem do Açú no período de 1987 até 1996.....	64
Figura 25	Epicentros dos eventos SIR registrados em diversos períodos na barragem Armando Ribeiro Gonçalves.....	65
Figura 26	Seção transversal modelada.....	66
Figura 27	Condições de contorno adotadas nas análises Tensão x Deformação.....	73
Figura 28	Deslocamentos obtidos nas direções vertical (a) e horizontal (b) com a barragem no nível máximo operacional.....	74
Figura 29	Distribuição de tensões verticais (a) e tensões horizontais (b) com a água no nível máximo operacional.....	75
Figura 30	Distribuição das poropressões com a barragem no nível máximo operacional.....	75

Figura 31	Deslocamentos obtidos nas direções vertical (a) e horizontal (b) com a barragem no nível operacional intermediário.....	76
Figura 32	Distribuição de tensões verticais (a) e tensões horizontais (b) com a barragem no nível de operação intermediário.....	77
Figura 33	Distribuição de poropressões no nível de operação intermediário.....	78
Figura 34	Deslocamentos obtidos nas direções vertical (a) e horizontal (b) da barragem no nível mínimo operacional.....	79
Figura 35	Distribuição de tensões verticais (a) e tensões horizontais (b) com o nível da água no nível mínimo operacional.....	79
Figura 36	Distribuição das poropressões com a barragem no nível mínimo operacional.	80
Figura 37	Posição das regiões de entrada e saída das superfícies potenciais de ruptura na face a montante (a) e jusante (b).....	81
Figura 38	Superfícies potenciais de ruptura críticas estáticas utilizando o método de Morgenstern-Price (1965), com o nível da água no nível máximo operacional na face a montante (a) e jusante (b).....	82
Figura 39	Superfícies potenciais de ruptura críticas estáticas utilizando o método de avaliação da estabilidade baseado no MEF com o nível da água no nível máximo operacional na face a montante (a) e jusante (b).....	83
Figura 40	Superfícies potenciais de ruptura críticas estáticas utilizando o método de Morgenstern-Price (1965), com o nível da água no em um nível operacional intermediário nas faces a montante (a) e jusante (b).....	84
Figura 41	Superfícies potenciais de ruptura críticas utilizando o método de avaliação da estabilidade baseado no MEF, com o nível da água no nível operacional intermediário para as faces a montante (a) e jusante (b).....	85
Figura 42	Superfícies potenciais de ruptura críticas utilizando o método de Morgenstern-Price (1965), com o nível da água no nível mínimo operacional na face a montante (a) e jusante (b).....	87
Figura 43	Superfícies potenciais de ruptura críticas utilizando o método de avaliação da estabilidade baseado no MEF, com o nível da água no nível mínimo operacional nas faces a montante (a) e jusante (b).....	88
Figura 44	Esforços atuantes em uma fatia genérica contida em uma superfície de ruptura possível.....	91
Figura 45	Superfícies potenciais de ruptura nas análises pseudo-estáticas com a barragem no nível máximo operacional utilizando os coeficientes da ANA (2016) nas faces a montante (a) e jusante (b).....	104
Figura 46	Superfícies potenciais de ruptura nas análises pseudo-estáticas com a barragem no nível operacional intermediário utilizando os coeficientes da ANA (2016) nas faces a montante (a) e jusante (b).....	105
Figura 47	Superfícies potenciais de ruptura nas análises pseudo-estáticas com a barragem no nível mínimo operacional utilizando os coeficientes da ANA (2016) nas faces a montante (a) e jusante (b).....	106
Figura 48	Superfícies potenciais de ruptura nas análises pseudo-estáticas com a barragem no nível máximo operacional utilizando os coeficientes do DSD (USBR, 1973) nas faces a montante (a) e jusante (b).....	108

Figura 49	Superfícies potenciais de ruptura nas análises pseudo-estáticas com a barragem no nível operacional intermediário utilizando os coeficientes do DSD (USBR, 1973) nas faces a montante (a) e jusante (b).....	109
Figura 50	Superfícies potenciais de ruptura nas análises pseudo-estáticas com a barragem no nível mínimo operacional utilizando os coeficientes presentes no DSD (USBR, 1973) nas faces a montante (a) e jusante (b).....	110
Figura 51	Superfícies potenciais de ruptura nas análises pseudo-estáticas com a barragem no nível máximo operacional, utilizando os coeficientes definidos em função da metodologia de Cruz <i>et al.</i> (2021, 2022) para 475 anos de tempo de retorno, nas faces a montante (a) e jusante (b).....	111
Figura 52	Superfícies potenciais de ruptura nas análises pseudo-estáticas com a barragem no nível operacional intermediário, utilizando os coeficientes definidos em função da metodologia de Cruz <i>et al.</i> (2021, 2022) para 475 anos de tempo de retorno, nas faces a montante (a) e jusante (b).....	112
Figura 53	Superfícies potenciais de ruptura nas análises pseudo-estáticas com a barragem no nível mínimo operacional utilizando os coeficientes definidos em função da metodologia de Cruz <i>et al.</i> (2021, 2022) para 475 anos de tempo de retorno, nas faces a montante (a) e jusante (b).....	114
Figura 54	Superfícies potenciais de ruptura nas análises pseudo-estáticas com a barragem no nível máximo, operacional utilizando os coeficientes definidos em função da metodologia de Cruz <i>et al.</i> (2021, 2022) para 975 anos de tempo de retorno, nas faces a montante (a) e jusante (b).....	115
Figura 55	Superfícies potenciais de ruptura nas análises pseudo-estáticas com a barragem no nível operacional, intermediário utilizando os coeficientes definidos em função da metodologia de Cruz <i>et al.</i> (2021, 2022) para um tempo de retorno de 975 anos, nas faces a montante (a) e jusante (b).....	116
Figura 56	Superfícies potenciais de ruptura nas análises pseudo-estáticas com a barragem no nível mínimo operacional utilizando os coeficientes definidos em função da metodologia de Cruz <i>et al.</i> (2021, 2022) para 975 anos de tempo de retorno, nas faces a montante (a) e jusante (b).....	117
Figura 57	Superfícies potenciais de ruptura nas análises pseudo-estáticas com a barragem no nível máximo operacional utilizando os coeficientes definidos em função da metodologia de Cruz <i>et al.</i> (2021) para 2.475 anos de tempo de retorno, nas faces a montante (a) e jusante (b).....	118
Figura 58	Superfícies potenciais de ruptura nas análises pseudo-estáticas com a barragem no nível operacional intermediário utilizando os coeficientes definidos em função da metodologia de Cruz <i>et al.</i> (2021) para um tempo de retorno de 2.475 anos, nas faces a montante (a) e jusante (b).....	120
Figura 59	Superfícies potenciais de ruptura nas análises pseudo-estáticas com a barragem no nível mínimo operacional utilizando os coeficientes definidos em função da metodologia de Cruz <i>et al.</i> (2021, 2022) para 2.475 anos de tempo de retorno, nas faces a montante (a) e jusante (b).....	121

Figura 60	Superfícies potenciais de ruptura nas análises pseudo-estáticas com a barragem no nível máximo operacional utilizando os coeficientes definidos em função da metodologia de Cruz <i>et al.</i> (2021, 2022) para 10.000 anos de tempo de retorno, nas faces a montante (a) e jusante (b).....	122
Figura 61	Superfícies potenciais de ruptura nas análises pseudo-estáticas com a barragem no nível operacional intermediário utilizando os coeficientes definidos em função da metodologia de Cruz <i>et al.</i> (2021, 2022) para um tempo de retorno de 10.000 anos, nas faces a montante (a) e jusante (b).....	124
Figura 62	Superfícies potenciais de ruptura nas análises pseudo-estáticas com a barragem no nível mínimo operacional utilizando os coeficientes definidos em função da metodologia de Cruz <i>et al.</i> (2021, 2022) para 10.000 anos de tempo de retorno, nas faces a montante (a) e jusante (b).....	125
Figura 63	Relação Tensão x Deformação para diferentes deformações.....	133
Figura 64	Seção transversal modelada e condições de contorno adotadas nas análises dinâmicas.....	135
Figura 65	Epicentros de sismos registrados no polígono de interesse, região sudeste do Brasil, entre os anos de 1767 e 2012.	137
Figura 66	Espectros de resposta para os tempos de retorno de 72, 475, 975, 2.475 e 10.000 anos.....	137
Figura 67	Função envoltória.....	138
Figura 68	Histórico de acelerações do sismo artificial com tempo de retorno de 475 anos.....	139
Figura 69	Histórico de velocidades do sismo artificial com tempo de retorno de 475 anos.	139
Figura 70	Histórico de deformações do sismo artificial com tempo de retorno de 475 anos.	140
Figura 71	Histórico de acelerações do sismo artificial com tempo de retorno de 975 anos.....	140
Figura 72	Histórico de velocidades do sismo artificial com tempo de retorno de 975 anos.....	141
Figura 73	Histórico de deformações do sismo artificial com tempo de retorno de 975 anos.	141
Figura 74	Histórico de acelerações do sismo artificial com tempo de retorno de 2.475 anos.	142
Figura 75	Histórico de velocidades do sismo artificial com tempo de retorno de 2.475 anos.	142
Figura 76	Histórico de deformações do sismo artificial com tempo de retorno de 2.475 anos.	142
Figura 77	Histórico de acelerações do sismo artificial com tempo de retorno de 10.000 anos.	143
Figura 78	Histórico de velocidades do sismo artificial com tempo de retorno de 10.000 anos.	143
Figura 79	Histórico de deformações do sismo artificial com tempo de retorno de 10.000 anos.	144

Figura 80	Função $G_{m\acute{a}x}$ x Tensão efetiva vertical para os solos arenosos.....	146
Figura 81	Função $G_{m\acute{a}x}$ x Tensão efetiva vertical para os solos pedregulhosos.....	146
Figura 82	Função $G_{m\acute{a}x}$ x Tensão efetiva vertical para os solos coesivos.....	147
Figura 83	Função $G/G_{m\acute{a}x}$ x Deformação cisalhante (%) adotada para os solos granulares.....	149
Figura 84	Função $G/G_{m\acute{a}x}$ x Deformação cisalhante (%) adotada para os solos coesivos.	150
Figura 85	Razão de amortecimento x Deformação cisalhante (%) para solos granulares.	151
Figura 86	Razão de amortecimento x Deformação cisalhante (%) adotada para os solos coesivos.	152
Figura 87	Distribuição das poropressões pós-sismo, para um tempo de retorno de 475 anos, com a barragem no nível máximo operacional.....	154
Figura 88	Superfícies potenciais de ruptura críticas pós-sismo, utilizando a metodologia de Morgenstern-Price, com a barragem no nível máximo operacional para um tempo de retorno de 475 anos nas faces a montante (a) e jusante (b).....	154
Figura 89	Superfícies potenciais de ruptura críticas pós-sismo, utilizando a metodologia baseada no MEF, com a barragem no nível máximo operacional para um tempo de retorno de 475 anos nas faces a montante (a) e jusante (b).....	155
Figura 90	Distribuição das poropressões pós-sismo, para um tempo de retorno de 475 anos, com a barragem no nível operacional intermediário.....	156
Figura 91	Superfícies potenciais de ruptura críticas pós-sismo, utilizando a metodologia de Morgenstern-Price, com a barragem no nível operacional intermediário para um tempo de retorno de 475 anos nas faces a montante (a) e jusante (b).	157
Figura 92	Superfícies potenciais de ruptura críticas pós-sismo, utilizando a metodologia baseada no MEF, com a barragem no nível operacional intermediário para um tempo de retorno de 475 anos nas faces a montante (a) e jusante (b).....	158
Figura 93	Distribuição das poropressões pós-sismo, para um tempo de retorno de 475 anos, com a barragem no nível mínimo operacional.....	159
Figura 94	Superfícies potenciais de ruptura críticas pós-sismo, utilizando a metodologia de Morgenstern-Price, com a barragem no nível mínimo operacional para um tempo de retorno de 475 anos nas faces a montante (a) e jusante (b).....	159
Figura 95	Superfícies potenciais de ruptura críticas pós-sismo, utilizando a metodologia baseada no MEF, com a barragem no nível mínimo operacional para um tempo de retorno de 475 anos nas faces a montante (a) e jusante (b).....	160
Figura 96	Distribuição das poropressões pós-sismo, para um tempo de retorno de 975 anos, com a barragem no nível máximo operacional.....	161
Figura 97	Superfícies potenciais de ruptura críticas pós-sismo, utilizando a metodologia de Morgenstern-Price, com a barragem no nível máximo operacional para um tempo de retorno de 975 anos nas faces a montante (a) e jusante (b).....	162
Figura 98	Superfícies potenciais de ruptura críticas pós-sismo, utilizando a metodologia baseada no MEF, com a barragem no nível máximo operacional para um tempo de retorno de 975 anos nas faces a montante (a) e jusante (b).....	163
Figura 99	Distribuição das poropressões pós-sismo, para um tempo de retorno de 975 anos, com a barragem no nível operacional intermediário.....	164

Figura 100	Superfícies potenciais de ruptura críticas pós-sismo, utilizando a metodologia de Morgenstern-Price, com a barragem no nível operacional intermediário para um tempo de retorno de 975 anos nas faces a montante (a) e jusante (b).	164
Figura 101	Superfícies potenciais de ruptura críticas pós-sismo, utilizando a metodologia baseada no MEF, com a barragem no nível operacional intermediário para um tempo de retorno de 975 anos nas faces a montante (a) e jusante (b).....	165
Figura 102	Distribuição das poropressões pós-sismo, para um tempo de retorno de 975 anos, com a barragem no nível mínimo operacional.....	166
Figura 103	Superfícies potenciais de ruptura críticas pós-sismo, utilizando a metodologia de Morgenstern-Price, com a barragem no nível mínimo operacional para um tempo de retorno de 975 anos nas faces a montante (a) e jusante (b).....	167
Figura 104	Superfícies potenciais de ruptura críticas pós-sismo, utilizando a metodologia baseada no MEF, com a barragem no nível mínimo operacional para um tempo de retorno de 975 anos nas faces a montante (a) e jusante (b).....	168
Figura 105	Distribuição das poropressões pós-sismo, para um tempo de retorno de 2.475 anos, com a barragem no nível máximo operacional.....	169
Figura 106	Superfícies potenciais de ruptura críticas pós-sismo, utilizando a metodologia de Morgenstern-Price, com a barragem no nível máximo operacional para um tempo de retorno de 2.475 anos nas faces a montante (a) e jusante (b).....	170
Figura 107	Superfícies potenciais de ruptura críticas pós-sismo, utilizando a metodologia baseada no MEF, com a barragem no nível máximo operacional para um tempo de retorno de 2.475 anos nas faces a montante (a) e jusante (b).....	171
Figura 108	Distribuição das poropressões pós-sismo, para um tempo de retorno de 2.475 anos, com a barragem no nível operacional intermediário.....	172
Figura 109	Figura 109 - Superfícies potenciais de ruptura críticas pós-sismo, utilizando a metodologia de Morgenstern-Price, com a barragem no nível operacional intermediário para um tempo de retorno de 2.475 anos nas faces a montante (a) e jusante (b).....	172
Figura 110	Superfícies potenciais de ruptura críticas pós-sismo, utilizando a metodologia baseada no MEF, com a barragem no nível operacional intermediário para um tempo de retorno de 2.475 anos nas faces a montante (a) e jusante (b).....	173
Figura 111	Distribuição das poropressões pós-sismo, para um tempo de retorno de 2.475 anos, com a barragem no nível mínimo operacional.....	174
Figura 112	Superfícies potenciais de ruptura críticas pós-sismo, utilizando a metodologia de Morgenstern-Price, com a barragem no nível mínimo operacional para um tempo de retorno de 2.475 anos nas faces a montante (a) e jusante (b).....	175
Figura 113	Superfícies potenciais de ruptura críticas pós-sismo, utilizando a metodologia baseada no MEF, com a barragem no nível mínimo operacional para um tempo de retorno de 2.475 anos nas faces a montante (a) e jusante (b).....	176
Figura 114	Figura 114 – Distribuição das poropressões pós-sismo, para um tempo de retorno de 10.000 anos (a), e detalhe da distribuição das poropressões na face a jusante (b), com a barragem no nível máximo operacional.....	177

Figura 115	Superfícies potenciais de ruptura críticas pós-sismo, utilizando a metodologia de Morgenstern-Price, com a barragem no nível máximo operacional para um tempo de retorno de 10.000 anos nas faces a montante (a) e jusante (b).....	178
Figura 116	Sobreposição da distribuição de poropressões e superfície potencial de ruptura crítica obtida por equilíbrio limite, com a barragem no nível máximo operacional, para um tempo de retorno de 10.000 anos na face a jusante.....	179
Figura 117	Superfícies potenciais de ruptura críticas pós-sismo, utilizando a metodologia baseada no MEF, com a barragem no nível máximo operacional para um tempo de retorno de 10.000 anos nas faces a montante (a) e jusante (b).....	180
Figura 118	Distribuição das poropressões pós-sismo, para um tempo de retorno de 10.000 anos (a), e detalhe da distribuição das poropressões na face a jusante (b), com a barragem no nível operacional intermediário.....	181
Figura 119	Figura 119 - Superfícies potenciais de ruptura críticas pós-sismo, utilizando a metodologia de Morgenstern-Price, com a barragem no nível operacional intermediário para um tempo de retorno de 10.000 anos nas faces a montante (a) e jusante (b).....	182
Figura 120	Sobreposição da distribuição de poropressões e superfície potencial de ruptura crítica obtida por equilíbrio limite, com a barragem no nível operacional intermediário, para um tempo de retorno de 10.000 anos na face a jusante.....	182
Figura 121	Superfícies potenciais de ruptura críticas pós-sismo, utilizando a metodologia baseada no MEF, com a barragem no nível operacional intermediário para um tempo de retorno de 10.000 anos nas faces a montante (a) e jusante (b)....	183
Figura 122	Distribuição das poropressões pós-sismo, para um tempo de retorno de 10.000 anos (a), e detalhe da distribuição das poropressões na face a jusante (b), com a barragem no nível mínimo operacional.....	184
Figura 123	Superfícies potenciais de ruptura críticas pós-sismo, utilizando a metodologia de Morgenstern-Price, com a barragem no nível mínimo operacional para um tempo de retorno de 10.000 anos nas faces a montante (a) e jusante (b).....	185
Figura 124	Sobreposição da distribuição de poropressões e superfície potencial de ruptura crítica obtida por equilíbrio limite, com a barragem no nível mínimo operacional, para um tempo de retorno de 10.000 anos na face a jusante.....	186
Figura 125	Superfícies potenciais de ruptura críticas pós-sismo, utilizando a metodologia baseada no MEF, com a barragem no nível mínimo operacional para um tempo de retorno de 10.000 anos nas faces a montante (a) e jusante (b).....	186

LISTA DE TABELAS

Tabela 1	Escala de intensidade de terremotos de Mercalli modificada.....	30
Tabela 2	Comparação entre a magnitude segundo a escala Richter e a intensidade de terremotos de Mercalli modificada.....	32
Tabela 3	Sismos relacionados a SIR reportados no Brasil.....	40
Tabela 4	Propriedades geotécnica dos solos das jazidas.....	51
Tabela 5	Dados geométricos da barragem e obras acessórias segundo o projeto original.....	54
Tabela 6	Dados do reservatório, barragem e dique auxiliar.....	59
Tabela 7	Dados do vertedouro, diques fusíveis e transbordável e tomada d'água.....	60
Tabela 8	Instrumentação presente na seção 53+00.....	63
Tabela 9	Parâmetros para as análises Tensão x Deformação.....	67
Tabela 10	Resultados das análises de estabilidade.....	69
Tabela 11	Parâmetros geotécnicos utilizados nas modelagens estáticas.....	72
Tabela 12	Resumo dos resultados das análises de estabilidade estáticas.....	88
Tabela 13	Características dos métodos baseados em equilíbrio limite.....	93
Tabela 14	Coeficientes de aceleração utilizados.....	103
Tabela 15	Resumo dos resultados obtidos nas análises pseudo-estáticas.....	126
Tabela 16	Acelerações espectrais para os tempos de retorno de 72, 475, 975, 2.475 e 10.000 anos.....	137
Tabela 17	Valores de recomendados para k.....	145
Tabela 18	Resumo dos FS obtidos nas análises de estabilidade pós-sismo, utilizando a metodologia de Morgenstern-Price (1965)	188
Tabela 19	Resumo dos FS obtidos nas análises de estabilidade pós-sismo, utilizando o MEF.....	190
Tabela 20	PGA e fatores de segurança obtidos nas diferentes análises.....	192

LISTA DE ABREVIATURAS

MM	Mercalli modificada
SIR	Sismicidade induzida por reservatório
MEF	Método dos elementos finitos
FS	Fator de segurança
MCE	<i>Maximum Credible Earthquake</i>
PGA	<i>Peak Ground Acceleration</i>
OCR	<i>Over-Consolidation Ratio</i>
IP	Índice de plasticidade

LISTA DE SIGLAS

ANA	Agência Nacional de Águas
DNOCS	Departamento Nacional de Obras Contra as Secas
PNSB	Plano Nacional de Segurança de Barragens
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
NBR	Norma Brasileira
RN	Rio Grande do Norte
PE	Pernambuco
CE	Ceará
IAG	Instituto de Astronomia, Geofísica e Ciências Atmosféricas
UFRN	Universidade Federal do Rio Grande do Norte
UnB	Universidade de Brasília
IPT	Instituto de Pesquisas Tecnológicas
UNESP	Universidade Estadual Paulista
MG	Minas Gerais
PA	Pará
AM	Amazonas
SP	São Paulo
PR	Paraná
CPRM	Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais
SUCS	Sistema unificado de classificação
DSD	<i>Design of Small Dams</i>
CDA	<i>Canadian Dam Association</i>
USA	<i>United States of America</i>

LISTA DE SÍMBOLOS

M	Magnitude
v_p	Velocidade de onda P
v_s	Velocidade de onda S
ν	Coefficiente de Poisson
ρ	Massa específica
c	Coesão
ϕ	Ângulo de atrito
E	Módulo de elasticidade
γ	Peso específico
W	Peso da fatia
K_w	Componente horizontal da força de inércia
N	Força normal à base da fatia
S	Força tangencial à base da fatia
E1/E2	Componentes horizontais das forças entre as fatias
T1/T2	Componentes verticais das forças entre as fatias
D	Força externa aplicada na superfície
b	Largura da fatia
l	Comprimento da base da fatia
A1/A2	Forças hidrostáticas
τ	Tensão cisalhante
σ	Tensão
k	Coefficiente de condutividade hidráulica
Σ	Somatório
P_a	Pressão atmosférica
e	Índice de vazios
ξ	Deformação cisalhante
G	Módulo de cisalhamento
u	Poropressão
α	Ângulo
g	Aceleração da gravidade

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	22
1.1	Considerações iniciais	22
1.2	Justificativa.....	23
1.3	Objetivos.....	23
1.3.1	Objetivo geral.....	23
1.3.2	Objetivos específicos.....	23
1.4	Estrutura do texto	24
2.	CONCEITOS INTRODUTÓRIOS SOBRE SISMICIDADE E AVALIAÇÃO	
SÍSMICA.....		26
2.1	Engenharia de terremotos e a origem da sismicidade.....	26
2.1.1	Tectônica de placas	26
2.2	Formas de avaliar um sismo	29
2.2.1	Magnitude	29
2.2.2	Intensidade	29
2.2.3	Relação entre magnitude e intensidade	32
2.3	Características e propagação de ondas.....	33
2.4	Sismicidade no brasil.....	35
2.4.1	Sismicidade natural	35
2.4.2	Sismicidade induzida por reservatórios (SIR)	40
2.5	Softwares para análise sísmica em obras geotécnicas	42
2.5.1	Slope/W	42
2.5.2	Sigma/W	43
2.5.3	Quake/W	44
2.5.4	Seep/W.....	44
2.6	Análises computacionais de avaliação sísmica em barragens.....	45
3.	BARRAGEM ARMANDO RIBEIRO GONÇALVES	48
3.1	Contexto geológico e aspectos geotécnicos.....	49
3.2	Especificações e projeto da barragem	51
3.2.1	Projeto original.....	52
3.2.2	Alterações de projeto.....	55
3.2.3	Acidente ocorrido.....	56
3.2.4	Novo projeto da barragem	58
3.3	Considerações sísmicas no desenvolvimento do projeto	60

3.4	Instrumentação existente	61
3.5	Sismicidade induzida em reservatório na barragem do açu	64
3.6	Análises computacionais existentes na literatura desenvolvidas com base na barragem armando ribeiro gonçalves	65
3.6.1	Análises Tensão x Deformação.....	66
3.6.2	Análises de estabilidade.....	68
3.6.3	Análises de fluxo.....	69
3.7	Análises estáticas desenvolvidas no presente trabalho.....	70
3.7.1	Modelagens estáticas	71
3.7.1.1	<i>Hipóteses de análise</i>	71
3.7.1.2	<i>Metodologia das análises Tensão x Deformação</i>	72
3.7.1.3	<i>Resultado das análises Tensão x Deformação.....</i>	73
3.7.1.4	<i>Metodologia das análises de estabilidade</i>	80
3.7.1.4	<i>Resultados das análises de estabilidade.....</i>	81
3.7.1.5	<i>Considerações finais sobre as análises estáticas</i>	88
4.	ABORDAGEM PSEUDO-ESTÁTICA	90
4.1	Fundamentação teórica do método.....	90
4.2	Definição dos coeficientes de aceleração.....	96
4.2.1	DSD (USB, 1973).....	96
4.2.2	Seed (1979).....	97
4.2.3	ANA (2016) / Eletrobrás (2003)	97
4.2.4	ABNT NBR 13028 (2018).....	97
4.2.5	Metodologias de definição em função do PGA	98
4.2.6	Definição do PGA	99
4.2.7	Recomendações para o coeficiente de aceleração vertical	101
4.3	Materiais e métodos.....	101
4.3.1	Parâmetros de entrada do método pseudo-estático	102
4.4	Resultados das análises pseudo-estáticas.....	103
4.4.1	ANA (2016)	103
4.4.2	DSD (USB, 1973).....	107
4.4.3	Cruz <i>et al.</i> (2021, 2022).....	110
4.5	Considerações finais sobre as análises pseudo-estáticas	126
5.	ANÁLISE DINÂMICA	131
5.1	Fundamentação teórica do método.....	131

5.1.1	Modelo constitutivo Linear Equivalente	131
5.2	Materiais e métodos.....	134
5.2.1	Parâmetros sísmicos	135
5.2.2	Parâmetros Geotécnicos	144
5.2.3	Metodologia das análises de estabilidade pós-sismo	152
5.3	Resultados das análises dinâmicas com o modelo linear equivalente.....	153
5.3.1	475 anos	153
5.3.2	975 anos	161
5.3.3	2.475 anos	168
5.3.4	10.000 anos	176
5.4	Discussões e considerações finais das análises dinâmicas com o modelo linear equivalente.....	187
6.	ANÁLISE COMPARATIVA DOS RESULTADOS	192
7.	CONCLUSÕES	195
7.1	Recomendações de trabalhos posteriores	197
	REFERÊNCIAS	197

1. INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

A capacidade de desenvolvimento da humanidade está intimamente ligada à capacidade de reter, tratar e distribuir água. Nesse contexto, a engenharia de barragens brasileira se fortaleceu a partir da necessidade da implantação de barragens contra as secas, com as obras desenvolvidas pelo Departamento Nacional de Obras Contra as Secas (DNOCS), principalmente a partir das décadas de 50 e 60. No Brasil, segundo o relatório da Agência Nacional de Águas (ANA, 2021) existem 22.654 barragens cadastradas no sistema da agência, das quais, apenas 5.474 apresentam maior relevância, por possuírem alguma característica que as enquadre no PNSB (Plano Nacional de Segurança de Barragens), entre essas barragens, pelo menos 87% servem para acumulação de água, reiterando a importância desse tipo de estrutura.

Barragens são estruturas complexas, que, na ausência de anomalias, se encontram submetidas a cargas com baixa variação ao longo de sua vida útil, principalmente causadas por variações associadas ao aumento ou rebaixamento rápido do nível da água apresentando. A garantia dessas características depende da qualidade e da quantidade de manutenções preventivas, de forma a mitigar o aparecimento de patologias que podem modificar essa condição estável. Todavia, carregamentos extremos podem afetar de forma drástica esse cenário, sendo necessário avaliar essas situações desde a concepção de projeto, e, em alguns casos, realizar readequações durante a operação. A ocorrência de fenômenos sísmicos é um exemplo relevante de cargas excepcionais que podem desestabilizar as barragens.

A avaliação de uma barragem submetida a um carregamento sísmico pode ser feita de formas distintas. As metodologias existentes visam, de formas diferentes, representar representativamente a aplicação do carregamento. Após a evolução das ferramentas computacionais, a avaliação sísmica de barragens é amplamente associada ao desenvolvimento de modelagens numéricas desenvolvidas com o auxílio computacional. Atualmente, existem diversas formas de avaliar uma barragem submetida a carregamento sísmico por meio de modelagens computacionais, sendo necessário definir a melhor metodologia e calibrar seus respectivos parâmetros de entrada, de forma a tornar os resultados obtidos representativos.

No Brasil, principalmente após a ocorrência de recentes tragédias envolvendo barragens de rejeito, tem sido desenvolvida uma cultura de aplicação criteriosa de avaliação sísmica em barragens. Dessa forma, embora existam avanços nesse sentido, ainda são necessários outros estudos que validem e complementem as recomendações existentes.

1.2 Justificativa

Devido ao seu posicionamento geográfico intraplaca, a ameaça sísmica brasileira é, por diversas vezes, negligenciada. Todavia, o risco sísmico brasileiro não deve ser desprezado, principalmente em regiões como a região nordeste do Brasil, que apresenta notável atividade sísmica documentada por diversos autores (*e.g.*, Ferreira *et al.*, 1995; França *et al.*, 2009; Assumpção *et al.*, 2014, Petersen *et al.* 2018), sendo, segundo Berrocal *et al.* (1984) a região intraplaca mais sismicamente ativa do Brasil. Em reconhecimento a esse risco sísmico, foram incluídas recentemente recomendações para análise sísmica em documentos regulamentadores, exemplificadas naquelas presentes nas Diretrizes para implementação de Barragens (ANA, 2016), elaboradas para barragens para reservação de água, e na norma Mineração — Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água — Requisitos (ABNT NBR 13028/2018, 2018), elaborada para projetos de mineração.

Todavia, as recomendações ainda são permissivas, recomendando o desenvolvimento de estudos sísmicos regionais, sem maior aprofundamento e rigidez na questão. Diante do apresentado, o presente trabalho se justifica na necessidade de entender o comportamento de barragens para a reservação de água no Brasil quando submetidas a carregamentos sísmicos, principalmente no que diz respeito a barragens localizadas em regiões de maior risco sísmico, como a região nordeste do país, levando em consideração e discutindo as atuais recomendações presentes na literatura.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo geral

O objetivo principal do presente trabalho é entender o comportamento da barragem Armando Ribeiro Gonçalves quando submetida a diferentes níveis de carregamento sísmico, utilizando diferentes metodologias de análise, por meio de um estudo de caso.

1.3.2 Objetivos específicos

- Discutir a recomendação da Agência Nacional de Águas para os casos onde não se tenham estudos sísmicos locais, no que diz respeito à análise dinâmica em barragens para reservação de água;

- Discutir a utilização de diferentes métodos de análise dinâmica;
- Comparar resultados de análises dinâmicas que utilizam carregamentos de ordem de grandeza similar, empregando metodologias diferentes;
- Avaliar a influência do nível de água nas análises sísmicas.

1.4 Estrutura do texto

No primeiro capítulo do trabalho é apresentado o escopo do texto, com uma breve contextualização das análises sísmicas em barragens no Brasil. É também definida a justificativa e os objetivos da pesquisa, com o intuito de delimitar a abrangência e fundamentar a discussão desenvolvida.

No segundo capítulo é realizada uma revisão geral da literatura, abordando conceitos sobre a tectônica de placas e os eventos que causam sismicidade. Também são discutidos os parâmetros utilizados na avaliação e classificação de um terremoto, além de algumas características dos movimentos ondulatórios. É discutida a sismicidade brasileira, destacando a região nordeste do país, em especial no estado do Rio Grande do Norte. Além disso, são feitas considerações sobre o software utilizado nas análises realizadas neste documento. Por fim, são apresentados alguns casos de análises de estabilidade de barragens submetidas a carregamentos sísmicos.

No terceiro capítulo é apresentada uma descrição sobre a barragem Armando Ribeiro Gonçalves, incluindo um recorte histórico, desde sua concepção e projeto original, até o final de sua execução. São apresentados nesse capítulo também resultados obtidos em modelagens numéricas desenvolvidos em pesquisas anteriores, com a barragem em condição estática. Ademais, são apresentadas nesse capítulo a metodologia adotada e os resultados das modelagens estáticas desenvolvidas no presente trabalho, que servem como base para o desenvolvimento das análises dinâmicas, objeto fim do presente documento.

No quarto capítulo são apresentadas as modelagens de estabilidade desenvolvidas com a metodologia de análise pseudo-estática. Dessa forma é apresentada uma revisão de conceitos, abordando a fundamentação matemática e alguns dos métodos para a definição dos coeficientes de aceleração, seguida da apresentação dos materiais e métodos utilizados, e dos resultados e discussões pertinentes.

No quinto capítulo, de forma similar, são apresentadas as análises dinâmicas desenvolvidas com o modelo constitutivo Linear Equivalente. Dessa forma, são apresentados os conceitos que baseiam o desenvolvimento do método, sendo definidos os parâmetros

geotécnicos e sísmicos necessários ao desenvolvimento desse tipo de análise, seguidos da apresentação e discussão dos resultados.

No sexto capítulo é apresentada uma análise conjunta dos resultados, comparando por meio dos PGA os resultados obtidos com as diferentes metodologias de análise.

Por fim, no capítulo sete são apresentadas as principais conclusões obtidas no presente documento, sintetizando as discussões aprofundadas nos demais capítulos, adicionando considerações finais e, apresentando por fim, sugestões de trabalhos futuros.

2. CONCEITOS INTRODUTÓRIOS SOBRE SISMICIDADE E AVALIAÇÃO SÍSMICA

2.1 Engenharia de terremotos e a origem da sismicidade

Entender o comportamento de uma estrutura submetida a um terremoto, ou seja, uma carga dinâmica, é, na sua essência, entender tanto a natureza peculiar desse tipo de carregamento quanto a resposta do material sob tais condições. A Engenharia de Terremotos é uma área multidisciplinar, complexa e ampla, abrangendo diversos aspectos técnicos e sociais. Os terremotos ocorrem naturalmente desde a formação da terra, esses eventos geram ondas sísmicas, produzindo inúmeras movimentações que, apesar de extremamente comuns, diversas vezes não possuem força suficiente para serem sentidas pelas pessoas ou estruturas, podem ser apenas detectados por instrumentos modernos (Shearer, 2009). Nesse contexto, segundo o autor, no mundo inteiro ocorrem diariamente cerca de cinquenta terremotos fortes o suficiente para serem sentidos, alguns deles podendo causar danos a estruturas, ocorrendo aproximadamente um terremoto com essa força a cada poucos dias.

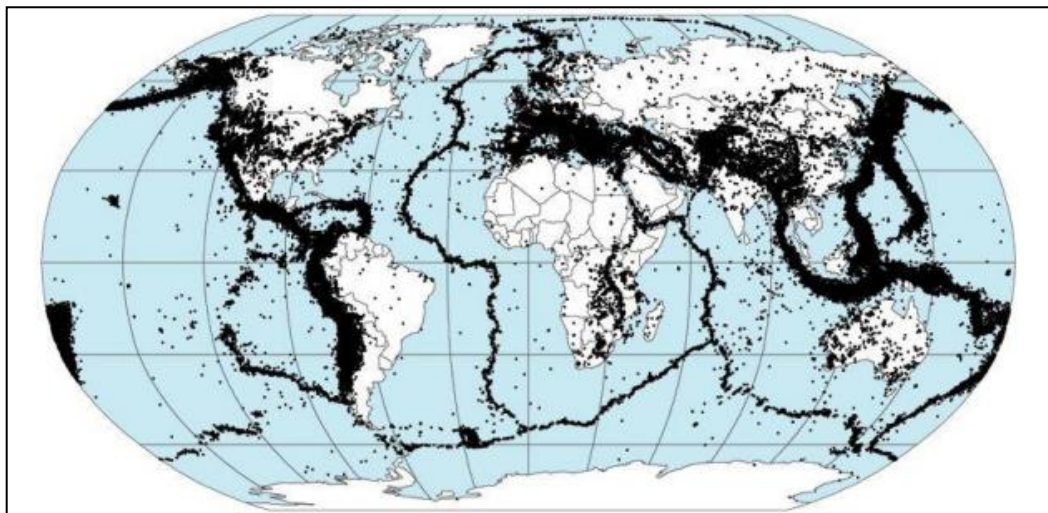
A sismologia é o ramo da geofísica que estuda os sismos, buscando entender causas, efeitos, forma de propagação das ondas de vibração emitidas pelos terremotos e explosões (Monteiro, 2007; Shearer, 2009; Guimarães, 2020). Essa ciência pode ser considerada uma ciência relativamente recente, nesse contexto, diversos trabalhos que fazem uma retrospectiva da sismologia apontam o nascimento da sismologia moderna entre os anos 1880 e 1920, sendo percebidos diversos avanços desde então, causados principalmente pelo desenvolvimento de novas tecnologias (Dewey e Byerly, 1969; Agnew *et al.* 2002; Brito-Neves, 2020). Dentro dos recentes estudos da sismologia, a principal teoria que explica a existência da sismicidade, de forma natural, é a teoria da tectônica de placas.

2.1.1 Tectônica de placas

A teoria da deriva continental, também conhecida como tectônica de placas, admite que 200 milhões de anos existia apenas uma massa continental denominada Pangeia. No início da era geológica mesozoica esse continente único começou a se fraturar e subdividir em porções continentais menores, formando algumas placas separadas e espessas de material, que flutuam sobre um material mais quente, denso e parcialmente fundido e fluido no interior da terra. O formato e encaixe dessas placas tectônicas funciona como verdadeiras peças de um grande

“quebra-cabeças global”, que forma a camada mais externa da terra (Teixeira *et al.*, 2003). É importante destacar que as principais ocorrências de sismos se dão justamente nas regiões entre os limites de placas. Teixeira *et al.* (2003) afirmam que quase a totalidade da atividade sísmica mundial está relacionada aos limites de placas e seus movimentos relativos, sendo denominado como sismicidade interplaca. A Figura 1 apresenta a localização dos principais epicentros de eventos sísmicos registrados, sobrepostos a disposição das placas tectônicas. Dessa forma, a teoria da tectônica das placas justifica a ocorrência das atividades sísmicas na movimentação relativa entre as placas, impulsionadas por correntes de convecção térmica no material fundido, podendo ser movimentos convergentes, divergentes ou laterais.

Figura 1 - Distribuição dos epicentros de sismos pelo mundo entre os anos de 1963 e 1998.



Fonte: Cortesia da NASA para (<https://pt.wikipedia.org/wiki/Sismo>) acessado em 09/02/2023.

Os movimentos de afastamento ocorrem em áreas oceânicas e geram, pela diferença de pressão, a ascensão de material fundido que resfria e cria um novo fundo até a ocorrência do próximo movimento. Os movimentos de convergência criam uma subducção de uma placa em relação a outra, sendo responsável pelo aparecimento de cordilheiras e pela atividade vulcânica, ocorrendo nessas regiões a maior parte dos sismos profundos. Por fim, a outra forma de movimentação são os deslizamentos laterais. A tendência desses movimentos laterais cria uma energia gerada pelo atrito, dessa forma, podem ocorrer deformações permanentes (dobramentos) caso seja alcançado o limite de escoamento dos materiais dúcteis, ou a liberação dessa energia na forma de sismos para materiais frágeis. Na Figura 2 estão representados os movimentos de placas tectônicas, incluindo as velocidades em cm/ano de deslocamento relativo

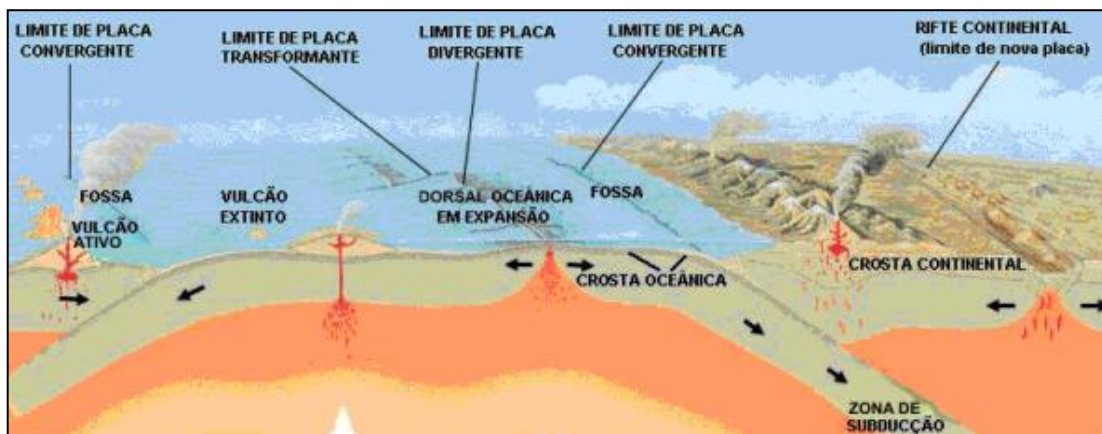
entre as placas, com as setas representando o sentido dos movimentos, enquanto na Figura 3 está apresentado de forma esquemática os principais tipos de movimentos entre placas.

Figura 2 - Distribuição geográfica das placas tectônicas.



Fonte: Teixeira *et al.* (2003).

Figura 3 - Representação de movimentos interplacas.



Fonte: de USGS (<https://pubs.usgs.gov/gip/dynamic/Vigil.html>) acessado em 13/02/2023.

O outro tipo de sismicidade que pode ser percebida é a sismicidade intraplaca. Esse tipo de sismicidade se relaciona com os sismos rasos, com profundidades menores que 20 km. Esse tipo de sismicidade representa cerca de 25% dos sismos ocorridos em escala global (Mejía, 2008; Fajardo, 2014). Em países localizados no interior das placas tectônicas, como o Brasil, esse é o principal tipo de sismicidade atuante. Os sismos dessa natureza se relacionam com os movimentos tectônicos, geralmente sendo associados a falhas e concentrações de tensões causadas por movimentações entre as placas.

2.2 Formas de avaliar um sismo

Além da diferenciação em função do tipo de sismicidade associada (tectônicos ou intraplaca) e da profundidade do sismo, de forma geral, existem duas principais formas de classificar e medir um sismo. A primeira delas está relacionada diretamente com a intensidade medida do sismo, sendo esse um parâmetro objetivo, assim como a outra forma de avaliar um sismo é a avaliação em função dos danos superficiais e perdas causadas pelo sismo, sendo essa uma avaliação mais subjetiva, porém de extrema importância para quantificar a influência daquele evento na sociedade.

2.2.1 Magnitude

A magnitude é a forma mais objetiva de qualificar um sismo conforme a energia liberada em seu acontecimento. Originalmente desenvolvida para definir a magnitude de terremotos na Califórnia (USA), atualmente a forma mais utilizada em todo mundo é a escala Richter, desenvolvida em 1935. Essa escala, baseada na magnitude local (M_l) relaciona a energia liberada pelo movimento tectônico ou ruptura, sendo definida como o logaritmo na base dez da amplitude máxima da onda sísmica registrada por um sismógrafo Wood-Anderson, registrada a uma distância de 100 km até o ponto de observação.

O fato de se utilizar a base logarítmica faz com que, avançando um inteiro na escala, a amplitude seja dez vezes maior do que a amplitude associada ao número inteiro anterior, com isso, é possível perceber o quão mais potencialmente destrutivo é um terremoto de magnitude 7, 10.000 vezes maior em comparação a um com magnitude 3, por exemplo. A equação original da magnitude relaciona a energia liberada e a magnitude, conforme proposta por Richter, apresentada na Equação 1.

$$M = \log_{10} A + 3 \cdot \log_{10} (8 \cdot \Delta t) - 2,92 \quad (\text{Equação 1})$$

Com o tempo outros autores propuseram alterações e adaptações na equação proposta por Richter, sendo possível encontrar diversas variações dessa equação na literatura.

2.2.2 Intensidade

A intensidade, diferentemente da magnitude, é uma forma subjetiva de quantificar um evento sísmico. Ela está relacionada ao grau de destruição causado em um local por um terremoto, depende da magnitude do sismo, profundidade do local de liberação de energia, da distância do local ao epicentro da atividade sísmica e das características locais (Suarez, 2009). A definição da intensidade é feita baseada nos efeitos sentidos por seres vivos, e percebidos em objetos e estruturas naturais ou antrópicas. Existem diversas formas para definir a intensidade, podendo destacar Mercalli, Rossi e Forel, escala MSK, escala JMA, entre outras. A escala mais aceita e difundida é a escala de Mercalli modificada, também conhecida como MM. Essa escala de intensidade é subdividida em 12 graus de intensidade diferentes, conforme apresentado na Tabela 1.

Tabela 1 - Escala de intensidade de terremotos de Mercalli modificada.

Intensidade	Aceleração (g)	Descrição do nível de intensidade associado ao evento
I	-	Não é sentida por pessoas nem percebida em estruturas, apenas registrada por instrumentos sísmicos;
II	0,003g	Sentida por poucas pessoas, especialmente em estruturas altas e perceptível em objetos suspensos;
III	0,004g - 0,008g	Sentido por algumas pessoas, especialmente perceptível em prédios altos. Objetos pendurados oscilam. Vibração similar à passagem de um caminhão ou veículo leve. Pode não ser reconhecido como um abalo sísmico;
IV	0,008g – 0,015g	Objetos suspensos visivelmente oscilam. Vibração parecida à passagem de um caminhão pesado. Veículos estacionados balançam, janelas, louças e portas fazem barulho e estruturas de madeira rangem;
V	0,015g – 0,04g	Sentido fora de casa. Pode ser avaliada pelas pessoas a direção do movimento. Muitos despertam. Líquidos oscilam e alguns extravasam. Pequenos objetos em equilíbrio instável se deslocam ou são derrubados. As portas oscilam, fecham ou abrem. Os quadros se movem. Os pêndulos dos relógios são afetados;

*Continuação da Tabela 1 - Escala de intensidade de terremotos de Mercalli modificada.

Intensidade	Aceleração (g)	Descrição do nível de intensidade associado ao evento
VI	0,04g – 0,08g	Sentido por todos. Muitos se assustam e correm para a rua. Os pratos, as louças, vidros das janelas e copos podem quebrar. Objetos caem das prateleiras. Os quadros caem das paredes. As mobílias movem-se ou tombam. Alvenarias de baixa qualidade com materiais fracos fissuram. Pequenos sinos tocam (igrejas e escolas). As árvores e arbustos são visivelmente agitados;
VII	0,08g – 0,15g	É difícil permanecer de pé. Perceptível a condutores de automóveis. Objetos pendurados tremem. As mobílias partem. Verificam-se danos nas alvenarias de baixa qualidade. Queda de reboco, tijolos soltos, pedras, telhas, paraquitos soltos e ornamentos arquitetônicos. Algumas fraturas nas alvenarias medianamente executadas. Ondas nos tanques. Água turva com lodo. Pequenos desmoronamentos e abatimentos ao longo das margens de areia e de cascalho. Os grandes sinos tocam. Os diques de concreto armado para irrigação são danificados;
VIII	0,15g – 0,30g	Afeta a condução dos automóveis. Danos nas alvenarias medianamente executadas, com colapso parcial. Algum dano em alvenarias resistentes. Quedas de estuque e de algumas paredes de alvenaria. Torção e queda de chaminés, monumentos, torres e reservatórios elevados. As estruturas movem-se sobre as fundações, se não estão ligadas inferiormente. Mudanças nos fluxos das fontes e dos poços. Fraturas no terreno úmido e nas vertentes escarpadas;
IX	0,30g – 0,60g	Pânico generalizado. Alvenarias de baixa qualidade totalmente destruídas, alvenarias medianamente executadas grandemente danificadas, chegando as vezes ao completo colapso. Alvenarias bem executadas seriamente danificadas. Danos gerais nas fundações. As estruturas, quando não ligadas, deslocam-se das fundações. As estruturas são fortemente abaladas. Fraturas importantes no solo. Nos terrenos de aluvião ocorrem erupções de areia e lama; formam-se nascentes e crateras arenosas. Tubulações subterrâneas rompem;
X	0,60g – 1,00g	A maioria das alvenarias e estruturas é destruída. Algumas estruturas de madeira bem construídas e pontes são destruídas. Danos sérios em barragens, diques e aterros. Grandes desmoronamentos de terrenos. As águas são arremessadas contra as muralhas que marginam os canais, rios, lagos, etc.; lodos são dispostos horizontalmente ao longo de praias e margens pouco inclinadas. Vias férreas levemente deformadas;

*Continuação da Tabela 1 - Escala de intensidade de terremotos de Mercalli modificada

Intensidade	Aceleração (g)	Descrição do nível de intensidade associado ao evento
XI	1,00g – 2,00g	Poucas estruturas de alvenaria não colapsam totalmente. Pontes são destruídas e os trilhos dos trens completamente entortados. As tubulações subterrâneas são completamente destruídas;
XII	>2,00g	Destruição quase total. A paisagem é modificada com a topografia sendo distorcida. Grandes blocos de rocha são deslocados. Objetos são jogados ao ar. Essa intensidade nunca foi observada no período histórico.

2.2.3 Relação entre magnitude e intensidade

Por serem conceitos distintos, existem formas de correlacionar intensidade e magnitude, sendo a mais conhecida a correlação de Gutenberg e Richter (1954). Segundo Suarez (2009), essa correlação entre magnitude e intensidade não é precisa, uma vez que não considera a profundidade de ocorrência sísmica. Existem tabelas como a Tabela 2 apresentada a seguir, que correlacionam a intensidade e magnitude.

Tabela 2 - Comparação entre a magnitude segundo a escala Richter e a intensidade de terremotos de Mercalli modificada.

Magnitude M (Richter)	Intensidade MM (Mercalli Modificado)
1	-
2	I ou II
3	III
4	IV
5	VI ou VII
6	VIII
7	IX ou X
8	XI

Fonte: Adaptado de Das e Ramana (2011).

Ademais, essa correlação pode ser apresentada em forma de equação, conforme apresentado na Equação 2. Correlações podem apresentar boa representatividade em alguns casos, facilitando o entendimento da relação entre as grandezas. Dessa forma é possível

perceber que, apesar de não serem codependentes, a magnitude e a intensidade sísmica guardam relação, sendo bons indicativos do comportamento sísmico.

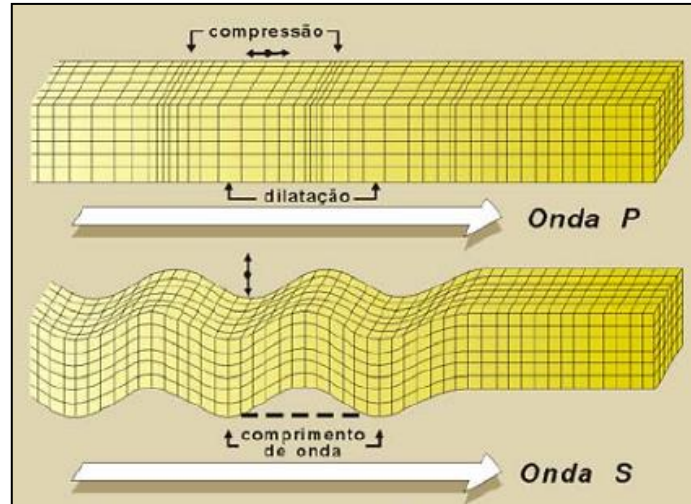
$$Magnitude = 1 + \frac{1}{3}Intensidade \quad (Equação 2)$$

2.3 Características e propagação de ondas

Como discutido anteriormente, o movimento das placas tectônicas é a causa dos eventos sísmicos, por meio do acúmulo de tensões, falhas e rupturas. Nesses eventos ocorre a liberação de energia, que precisa ser dissipada e transportada no meio em que se encontram. Dessa forma, a propagação dessa energia se dá no terreno por meio de ondas, sendo essas ondas instrumento para o aparecimento dos efeitos causados por movimentos sísmicos. As ondas sísmicas se propagam através dos corpos por intermédio de movimentos ondulatórios, como qualquer onda, dependendo a sua propagação das características físico-químicas dos corpos atravessados (Mejía, 2008). Existem, de forma simplificada, dois tipos principais de onda, ondas de superfície e ondas de corpo.

As ondas de corpo são aquelas que estão mais diretamente relacionadas com as movimentações das placas tectônicas, sendo as responsáveis pela propagação das ondas em maiores profundidades. Existem duas subdivisões entre as ondas de corpo, as ondas P (primárias) e ondas S (secundárias). Em terremotos cuja origem é muito profunda prevalecem as ondas de corpo P e S. Na Figura 4 se encontram apresentados esquematicamente o movimento das ondas P e S. As ondas P, também conhecidas como longitudinais, se propagam em função de compressões e dilatações, ou seja, as partículas vibram em direção paralela à direção de movimento, tornando-se desta forma as mais rápidas ondas de propagação. Por sua vez, as ondas S, também conhecidas como ondas de cisalhamento, se propagam em função de deformações de cisalhamento, ou seja, as partículas vibram de forma perpendicular à direção de movimento.

Figura 4 - Representação de ondas P e S.



Fonte: Adaptado de Teixeira *et al.* (2003).

Comparando os dois tipos de onda superfície, Soares (1983) aponta que a faixa de velocidades para ondas P é aproximadamente o dobro da faixa de velocidades para ondas S. Todavia, embora apresentem velocidade de propagação consideravelmente menor, segundo destacado por Leal (2021), as ondas do tipo S são as mais capazes de causar danos em estruturas, devido às amplitudes de movimento e energia transmitida. As equações em meio elástico utilizadas para determinar a velocidade das ondas P e S, e a relação entre as ondas P e S, se encontram apresentadas a seguir nas Equações 3, 4 e 5.

$$V_P = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}} \quad (\text{Equação 3})$$

$$V_S = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\nu)}} \quad (\text{Equação 4})$$

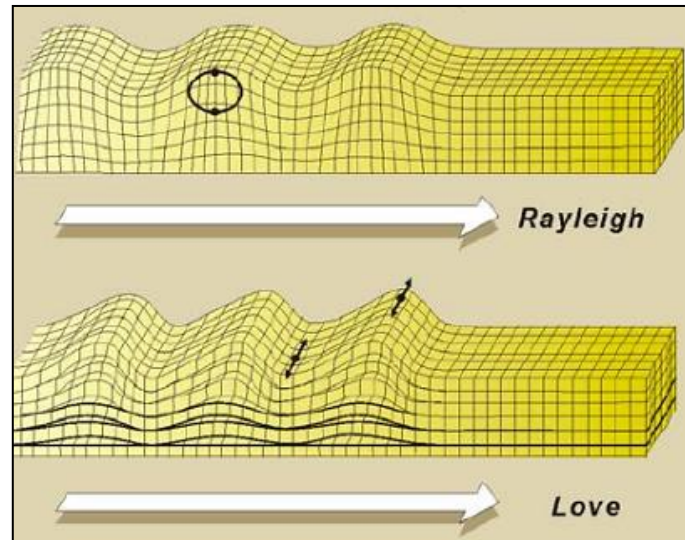
$$\frac{V_P}{V_S} = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}} \quad (\text{Equação 5})$$

Onde o “E” é o módulo de Young, “G” é o módulo cisalhante, “ ν ” é o coeficiente de Poisson, “ ρ ” é a massa específica do material e “V” são as velocidades, sendo V_P a velocidade da onda P e V_S a velocidade da onda S.

As ondas de superfície, assim como indicado pelo nome, são aquelas mais relacionadas a eventos de origem mais próxima da superfície. Ondas superficiais são subdivididas em ondas dos tipos Rayleigh e Love. Essas ondas resultam da interação das ondas de corpo, causadas por reflexão e refração em camadas de diferentes camadas. Ondas desse tipo estão geralmente limitadas a 30 km. As ondas Rayleigh têm seu movimento baseado em combinações de ondas P e vibrações S, dessa forma ocorrem em um movimento elíptico anti-horário das partículas

superficiais, conforme apresentado na Figura 5. De forma similar, as ondas Love correspondem também a superposições, sendo elas sobreposições de ondas S com vibrações horizontais concentradas nas camadas superficiais, conforme também apresentado na Figura 5.

Figura 5 - Representação de ondas Rayleigh e Love.



Fonte: Adaptado de Teixeira *et al.* (2003).

2.4 Sismicidade no Brasil

A propagação das ondas, causadas pela movimentação das placas tectônicas, atinge o mundo inteiro. A presença mais significativa dessa atividade em determinadas regiões sísmicas depende diretamente da posição geográfica e de condicionantes locais. Dessa forma, a sismicidade no Brasil, de forma geral, pode ser considerada baixa. Todavia, existem no país documentos na literatura com registros de atividades sísmicas naturais e induzidas.

2.4.1 Sismicidade natural

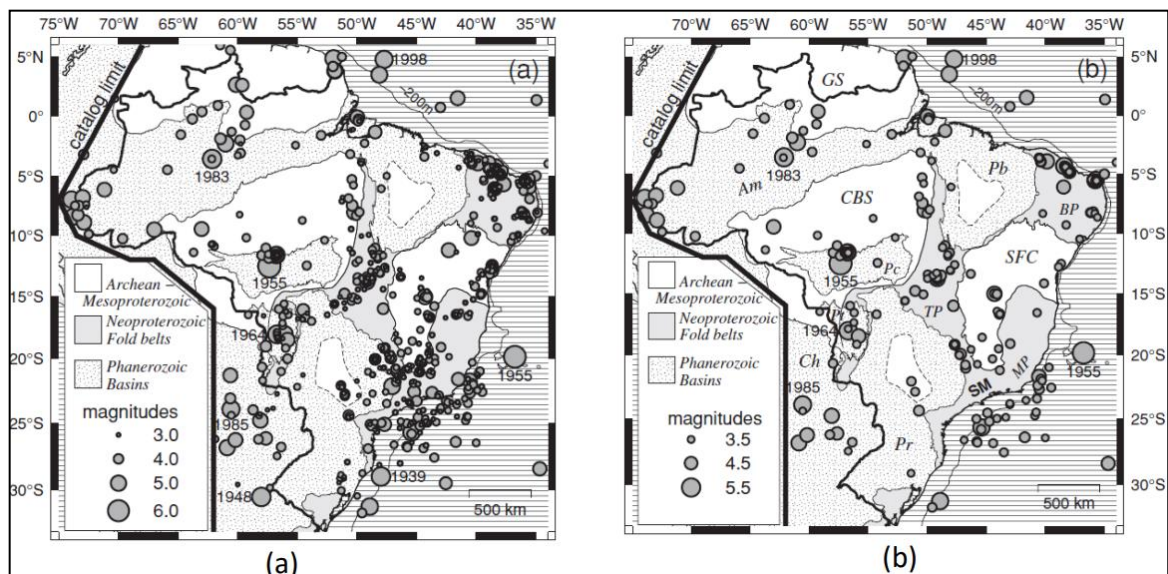
Conforme apresentado anteriormente, o Brasil é considerado um país com baixa sismicidade. A posição intraplaca de toda a porção continental do país, relativamente distante da borda é o principal efeito causador dessa característica. Os principais sismos registrados ocorridos no Brasil foram os dois sismos ocorridos no ano de 1955, um no Porto dos Gaúchos, Mato Grosso, apresentando aproximadamente 6,2 de magnitude, e um ocorrido no Alto de Vitória Trindade, Espírito Santo, apresentando aproximadamente 6,1 de magnitude; e, mais

recentemente, o sismo ocorrido na região amazônica, em 2003, com aproximadamente 7,1 de magnitude.

Dessa forma é possível perceber que, ainda que baixa, a sismicidade no Brasil é uma realidade, sendo passível dessa forma a ocorrência de situações de alto risco potencial associado. No que diz respeito a periodicidade desses sismos, no Brasil se é registrada a ocorrência, em média, de menos de dois sismos com magnitudes maiores que 4 por ano, pelo menos um sismo com magnitude maior que 5 a cada seis anos, e um sismo de magnitude 6 a cada 45 anos (Lopes e Nunes, 2011). Ainda segundo os autores, avaliando uma situação mais crítica, o Brasil apresenta, para um sismo com 7,5 de magnitude, um período de recorrência de 885 anos.

Devido essa periodicidade da ocorrência sísmica, existem registros históricos instrumentados e não instrumentados que ajudam a criar um panorama da sismicidade brasileira. Nesse contexto, Assumpção *et al.* (2014) apresentam dois mapas de sismicidade. Ambos os mapas são baseados nos dados históricos catalogados, sendo o primeiro, apresentado na Figura 6a, um mapa que considera todos os dados disponíveis, e o outro, apresentado na Figura 6b, um mapa desenvolvido depois de realizada uma filtragem nos dados para a remoção daqueles com menor confiabilidade. É possível notar zonas de concentração de ocorrência sísmica, em especial nas regiões nordeste, na região central do Brasil e na costa da região sudeste.

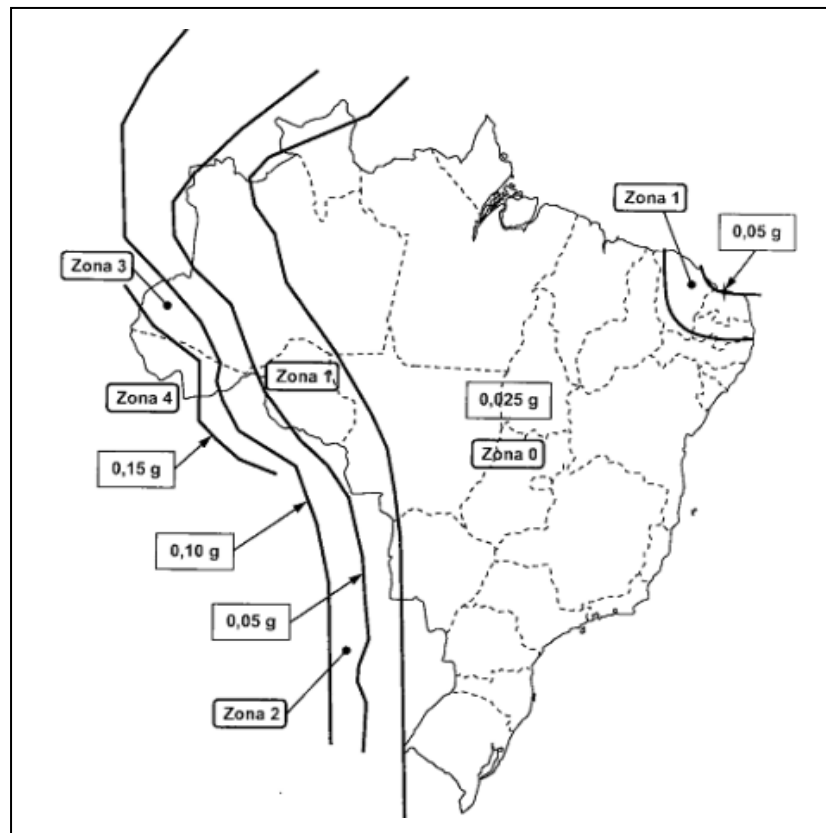
Figura 6 - Mapas com sismos registrados no Brasil, considerando todos os dados disponíveis (a) e após filtragem de dados com baixa confiabilidade (b).



Fonte: Assumpção *et al.* (2014).

Levando em consideração a distribuição de sismos ocorrida, foram desenvolvidos diversos mapas que visam representar e subdividir as regiões de ameaça sísmica no Brasil. Um dos principais mapas é o mapa de risco sísmico apresentado pela norma brasileira Projeto de estruturas resistentes a sismos - procedimento (ABNT NBR 15421, 2014). Esse mapa divide o Brasil em zonas de 0 até 4, atribuindo a elas acelerações horizontais. É possível perceber, conforme apresentado na Figura 7, que a maior parte do Brasil se encontra, segundo esse mapa, na zona zero, apresentando ameaça sísmica quase nula. Todavia, conforme visto no mapa apresentado por Assumpção *et al.* (2014), tem-se dados históricos que apontam atividade sísmica relevante em parte dessa região incluída na região zero. Vasconcelos (2010) e Nobrega e Nobrega (2016) apontam que o mapa de zonas sísmicas presente na norma NBR 15421 (ABNT NBR, 2006) pode não representar de forma fidedigna todas as características da sismicidade brasileira, uma vez que apresenta uma regionalização bastante simplificada.

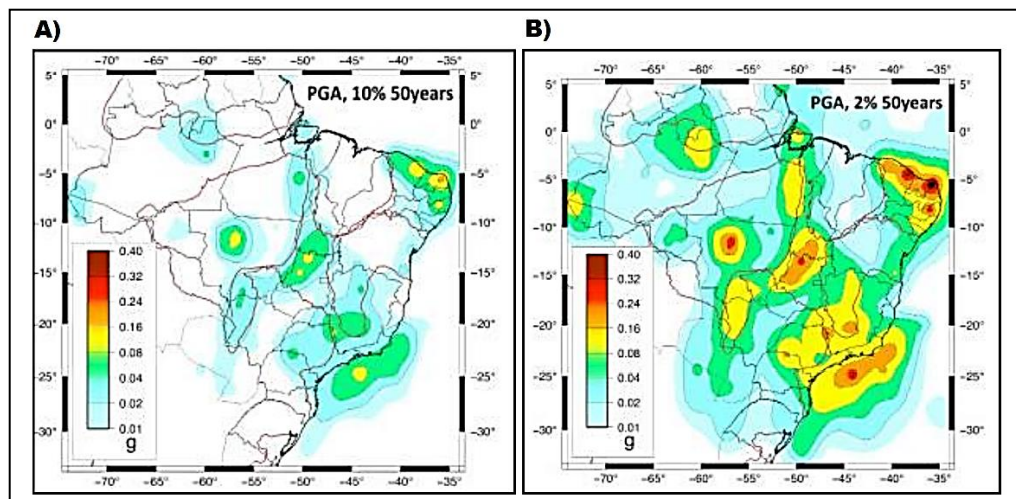
Figura 7 - Mapa de aceleração sísmica característica no Brasil.



Fonte: Adaptado de NBR ABNT 15421 (2006).

Com o avanço do monitoramento da sismicidade, e com base em dados mais regionalizados, surgiram outros mapas de risco sísmico no Brasil. Nesse contexto, podem-se destacar os mapas desenvolvidos por Assumpção *et al.* (2016) e Petersen *et al.* (2018). Os mapas apresentados por Assumpção *et al.* (2016) foram desenvolvidos considerando diferentes fontes sísmicas, com pesos ponderados, sendo desenvolvida para dois tempos de retorno distintos, 475 e 2475 anos, sendo apresentados na Figura 8. É possível perceber uma concentração clara de risco sísmico nas faixas central, nordeste e litoral do sudeste brasileiro, representando de forma mais assertiva o que é percebido na Figura 6. Os autores basearam seu enfoque no Brasil, dessa forma foram desconsideradas as fontes andinas, que poderiam potencializar ainda mais a sismicidade da região amazônica e de toda costa oeste brasileira.

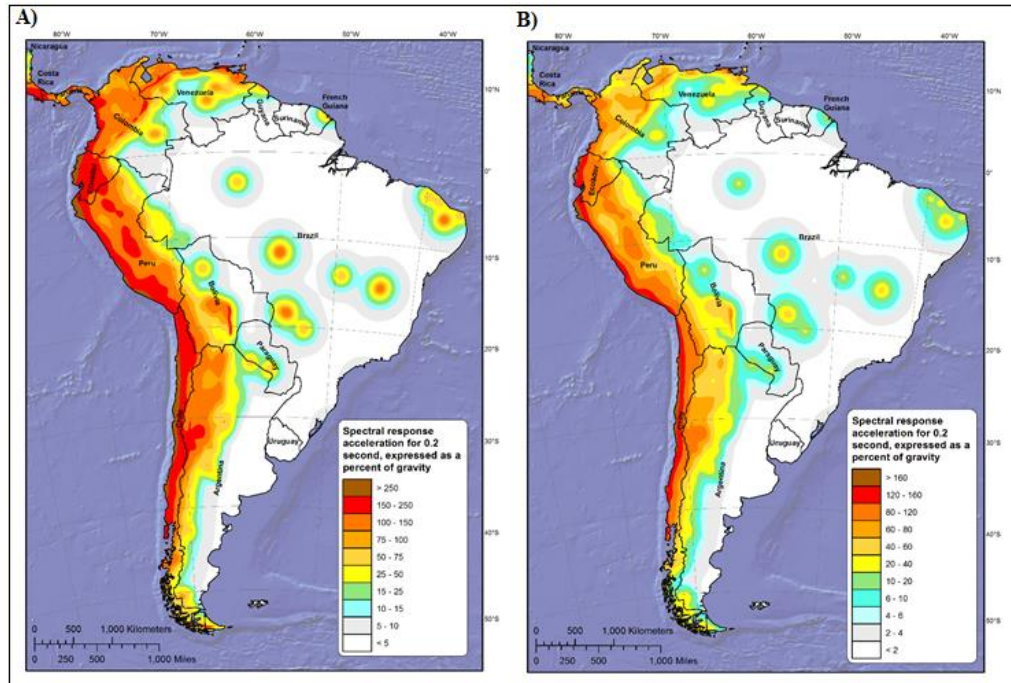
Figura 8 - Mapas de risco sísmico do Brasil para tempos de retorno de 475 anos (a) e 2475 anos (b).



Fonte: Assumpção *et al.* (2016).

De forma análoga, Petersen *et al.* (2018) desenvolveram seus próprios mapas de sismicidade, incluindo toda a região da América do Sul. Os autores consideraram tanto fontes em regiões ativas (regiões próximas às bordas das placas tectônicas), e regiões estáveis (regiões na parte mais internas das placas). Os autores desenvolveram mapas para 72, 475 e 2475 anos de tempo de retorno, sendo apresentado na Figura 9 os mapas desenvolvidos para 475 e 2475 anos de tempo de retorno.

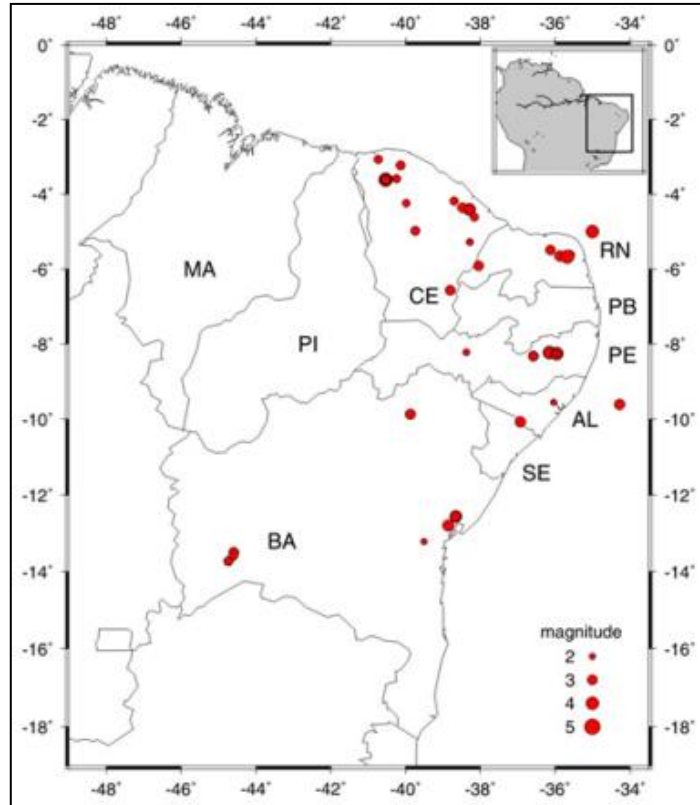
Figura 9 - Mapas de risco sísmico do Brasil para tempos de retorno de 475 anos (a) e 2475 anos (b).



Fonte: Petersen *et al.* (2018).

Pode-se perceber, assim como nos mapas de Assumpção *et al.* (2016), as concentrações na região nordeste do país e na região central. Todavia, nesses mapas, não se percebe a zona de concentração no litoral sudeste, não sendo a zona de concentração sísmica *off-shore* dessa região. Tendo em vista essas regiões de concentração de risco sísmico, especial atenção deve ser dada a região nordeste. Segundo Berrocal *et al.* (1984), a região nordeste é a principal área de atividade intraplaca no Brasil. A Figura 10 apresenta a distribuição dos eventos sísmicos ocorridos a partir do ano de 2001 até o ano de 2010. Estão apresentados na Figura eventos sísmicos com magnitudes iguais ou superiores a 2, podendo ser destacados como de maiores magnitudes os terremotos ocorridos no litoral de Touros-RN, no ano de 2006; em São Caetano-PE, ocorrido também no ano de 2006; em Sobral-CE, no ano de 2008; e, na região da cidade de Taipu-RN, no ano de 2010. Todos esses terremotos destacados apresentam magnitudes superiores a 4.

Figura 10 - Distribuição de sismos registrados no nordeste do Brasil entre os anos de 2001 e 2010.



Fonte: Adaptado de BolSisBr (IAG, UFRN, UnB, IPT, UNESP, 2010).

Como pode-se perceber, dois dos quatro principais sismos registrados na região nordeste durante a década compreendida entre os anos de 2001 e 2010 ocorreram no Rio Grande do Norte. O estado do Rio Grande do Norte, historicamente apresenta outros registros sísmicos consideráveis, sendo um dos principais picos de sismicidade no Brasil. Esse comportamento pode ser explicado pela pré-disposição natural, em especial, na região que compreende a borda da bacia potiguar. Os maiores terremotos ocorridos e registrados no estado do Rio Grande do Norte ocorreram na década de 80, no município de João Câmara, quando foram registradas uma sequência sísmica, tendo como principais sismos o que apresentou 5,1 de magnitude, no ano de 1986, e que apresentou 5,0 de magnitude, no ano de 1989. Ambos os sismos chegaram a VII na escala de Mercalli modificada (Ferreira e Assumpção, 1983; Ferreira *et al.*, 1998; Costa, 2016).

2.4.2 Sismicidade induzida por reservatórios (SIR)

De forma correlata, é amplamente documentada também no Brasil a sismicidade induzida por reservatórios (SIR). Nesse contexto, a agência nacional de água, em suas Diretrizes Para Implementação de Barragens (ANA, 2016), apresenta o registro dos principais sismos

induzidos registrados em barragens que ocorreram no Brasil, incluindo suas respectivas magnitudes. A Tabela 3 apresenta de forma resumida esses eventos sísmológicos.

Tabela 3 - Sismos relacionados a SIR reportados no Brasil.

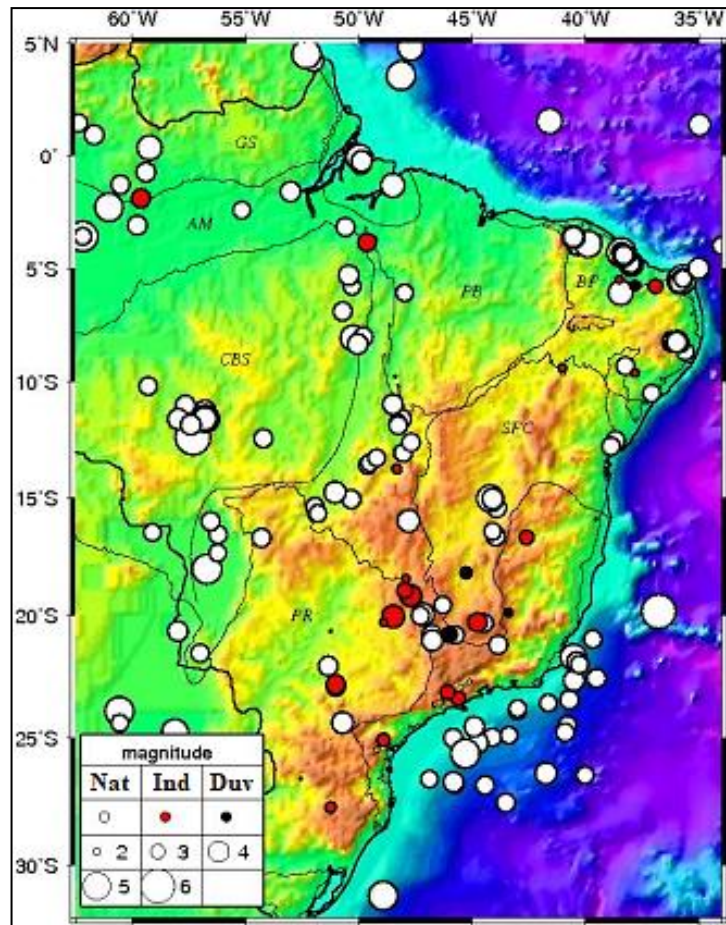
Local	Ano de ocorrência	Magnitude
Volta Grande - MG	1974	4,2
Nova Ponte - MG	1998	4,0
Cajuru - MG	1972	3,7
Tucuruí - PA	1998	3,6
Balbina – AM	1990	3,4
Miranda - MG	2000	3,3
Paraibuna – SP	1977	3,0
Igaratá - SP	1985	3,0
Capivari-Cachoeira - PR	1994	3,0
Açu - RN	1994	3,0

Fonte: Adaptado de Diretrizes Para Implementação de Barragens (ANA, 2016).

Todavia, pode-se perceber na Tabela 3 magnitudes de no máximo 4,2, ou seja, magnitudes consideravelmente menores que os maiores sismos registrados no Brasil. Assumpção *et al.* (2002), discutem que os terremotos induzidos não podem ser maiores do que os maiores abalos sísmicos causados de forma natural. Os autores entendem que é necessário que a região já esteja sob um regime de estresse tectônico alto, com uma pré-disposição causada pelas características regionais, de maneira que o reservatório pode apenas agir como o gatilho desencadeador da atividade sísmica. Comparando os dados apresentados na Tabela 3 com os mapas de ameaça sísmica natural apresentados nas Figuras 8 e 9, é possível inferir que, de forma geral as regiões onde são identificados SIR são as mesmas onde existe maior sismicidade natural reportada.

Nesse contexto, França *et al.* (2009) apresentam um mapa que contém dados de diversos eventos sísmicos naturais e induzidos, apresentado na Figura 11. Conforme discutido anteriormente, é possível perceber no mapa que a magnitude de sismos associados a SRI no Brasil é sempre menor do que os sismos naturais identificados em regiões próximas. Dessa forma, é possível inferir que, embora existente, a SIR no Brasil apresenta pouco risco sísmico, quando compara ao risco natural existente, dessa forma, a SIR não é considerada diretamente em uma avaliação de estabilidade, sendo mais relevante a sismicidade natural.

Figura 11 - Magnitude de sismos reportados no Brasil.



Fonte: Adaptado de França *et al.* (2009).

2.5 Softwares para análise sísmica em obras geotécnicas

Existem diversas ferramentas para analisar carregamentos sísmicos em obras geotécnicas. Entre os mais diversos softwares disponíveis, é possível destacar a biblioteca de softwares GeoStudio. Ela é composta por um conjunto de soluções em engenharia geotécnica, possuindo em sua programação metodologias para desenvolver, por exemplo, análises de estabilidade, a distribuição de tensões e deformações no solo, o fluxo e percolação de água no solo, a introdução de reforços em solos, entre outras análises possíveis. Dentro da biblioteca de softwares, podem se destacar os softwares Slope/W, Sigma/W, Quake/W e Seep/W, apresentados de forma mais aprofundada a seguir.

2.5.1 Slope/W

Slope/W faz parte do conjunto de softwares denominado GeoStudio. Esse software foi a primeira solução computacional para analisar estabilidade de taludes, se encontrando

disponível desde 1977 no mercado, sendo desenvolvido o código base pelo professor da Universidade de Saskatchewan, D. G. Fredlund (Seequent, 2023). O programa pode ser utilizado de forma integrada com outras soluções presentes na biblioteca de softwares geostudio, podendo trazer importar informações por exemplo de Tensão x Deformação do Sigma/W ou informações sísmicas do Quake/W.

De forma geral, se é necessário apenas definir os parâmetros de entrada e condições de contorno para alimentar o programa, podendo ser destacados a geometria do problema; as metodologias de análise adotadas (o programa possui em sua interface diversos métodos desenvolvidos por autores variados com base na teoria do equilíbrio limite); o tipo de superfície a ser obtida; a forma de busca (entrada e saída, definição de raio e centro, entre outros); os parâmetros de resistência conforme o critério de ruptura escolhido; as condições de poropressões, que podem ser exportadas de outras análises; reforços, ancoragens, estruturas rígidas e condições de contorno existentes e; cargas externas existentes na região. No que diz respeito a análises sísmicas, o programa permite também o desenvolvimento de análises pseudo-estáticas por meio da aplicação de uma aceleração horizontal, junto ou não de uma aceleração vertical, definidas em porcentagem da aceleração da gravidade. A aplicação de forças para o desenvolvimento de análises pseudo-estáticas será aprofunda em capítulo posterior com este fim.

2.5.2 Sigma/W

Sigma/W é um dos softwares presentes na biblioteca de softwares GeoStudio. O programa Sigma/W se utiliza do método dos elementos finitos para avaliar o estudo do comportamento Tensão x Deformação na geotecnia (Seequent, 2022). O programa desenvolve cálculos complexos, sendo possível avaliar condições drenadas ou não drenadas em solos. Podem ser simuladas etapas construtivas sequenciais, como o alteamento de uma barragem por meio de lançamento de camadas, ou uma escavação por meio de remoção de camadas.

Para a modelagem é necessária a determinação de parâmetros de entrada, podendo destacar a geometria do problema; os parâmetros de resistência e caracterização; o modelo constitutivo adotado; as condições de poropressões, que podem ser exportadas de outras análises; reforços, ancoragens, estruturas rígidas e demais condições de contorno existentes; cargas externas existentes na região; deslocamentos e pressões; além de resistência de mola nos nós do domínio. Os modelos constitutivos disponíveis na interface do software são: Linear Elástico, Linear Elástico Anisotrópico, Elastoplástico (com os critérios de ruptura de Mohr-Columb e Tresca), Cam-clay e Cam-clay modificado. Cada um dos modelos necessita de

parâmetros de entrada específicos, variando consoante a concepção e nível de detalhe do método. O usuário pode ainda, caso queira, criar um modelo constitutivo na interface do programa, ou seja, adicionar uma função que rege o comportamento dos solos do domínio modelado para verificar o comportamento esperado.

2.5.3 Quake/W

Quake/W é um dos softwares presentes na biblioteca de softwares GeoStudio. O programa Quake/w é um software de elementos finitos geotécnico usado para a análise dinâmica do solo e obras de terra. Sua aplicação pode avaliar estruturas geotécnicas sujeitas a abalos sísmicos, ou outras cargas de impacto súbito, exemplificadas em dinamitação ou cravação de estacas (Seequent, 2022). O Quake/W é totalmente integrado aos outros softwares da biblioteca Geostudio, dessa forma, se faz possível analisar as mais diversas condições iniciais, aliadas ao carregamento dinâmico. A integração entre os softwares é fundamental para o bom funcionamento do Quake/W, uma vez que, de forma geral o mesmo necessita de análises Tensão x Deformação e fluxo prévias, e estabilidade de taludes pós-análise.

Os modelos constitutivos presentes na interface do Quake/W para modelar o comportamento dinâmico dos materiais são o modelo linear-elástico, modelo linear equivalente e modelo não-linear. Cada um desses modelos possui particularidades que posteriormente serão melhor discutidas, sendo discutido a relação entre esses modelos distintos, sua forma de abordagem e parâmetros de entrada necessários para sua aplicação em um capítulo posterior.

2.5.4 Seep/W

SEEP/W é um dos softwares presentes na biblioteca de softwares GeoStudio. O Seep/W é um programa baseado em elementos finitos, que visa permitir, por meio de modelagens computacionais, o entendimento da ocorrência de fluxo e poropressões, em solos ou materiais rochosos. Dessa forma, o programa é capaz de simular análises de fluxo e de poropressões, levando em consideração diversas condições de contorno e tipos de análise, servindo para simular fluxo em meio saturado e não saturado, em materiais com diferentes anisotropias.

O Seep/W é capaz de simular situações onde o nível de água seja transiente ou permanente, podendo ser o solo modelado como saturado ou não saturado, sendo possível dessa forma a inclusão da variação das propriedades de condutividade hidráulica e teor de umidade

em função da poropressão, no estudo de solos não saturados. Para ambos os casos pode-se introduzir parâmetros de anisotropia no modelo, de forma a considerar essa propriedade durante o desenvolvimento das análises. O Seep/W é uma poderosa ferramenta nas análises de fluxo ou de poropressões, podendo ser utilizada de forma isolada ou conjunta aos demais softwares da biblioteca geostudio.

2.6 Análises computacionais de avaliação sísmica em barragens

Serão apresentados no presente tópico alguns exemplos de trabalhos que desenvolveram análises dinâmicas em barragens por meio de ferramentas de análise computacional. Nesse contexto, Ferreira e Assis (2017) desenvolveram uma aplicação da análise de estabilidade pseudo-estática, utilizando três coeficientes de aceleração diferentes, em uma barragem de terra hipotética, utilizando como base a seção transversal e materiais da barragem do Castanhão/CE. De forma acoplada, os autores desenvolveram uma análise probabilística, utilizando o Método das Estimativas Pontuais. Os autores inferiram, com base nas análises determinísticas, que a barragem se encontra estável quando submetida aos carregamentos aplicados, tomando como referência a recomendação da agência nacional de águas. No que diz respeito à análise probabilísticas, os autores discutem que não se pode inferir total segurança para o caso em análise. Por fim, os autores sugerem a adoção de análises probabilísticas para avaliação de sismicidade no Brasil.

Utilizando de forma similar a metodologia pseudo-estática de análise, aliada a metodologias de previsão de deformação permanentes durante sismos, Fallah e Noferesti (2015) avaliaram a estabilidade sísmica da barragem Farrokhi. A barragem avaliada é de terra, do tipo heterogênea, com núcleo de argila vertical. O barramento foi construído a 150 km de Birjand e a 41 km de Qaen, no rio Farrokhi, no Irã. A estabilidade sísmica dessa barragem apresenta maior relevância devido sua proximidade com falhas ativas na região leste do Irã. Baseado em um sismo de referência com PGA de 0,4, foram utilizadas as metodologias de análise pseudo-estática, com avaliação estatística pelo modelo de Monte Carlo. Para a previsão da deformação, foram utilizadas uma metodologia baseada no modelo de blocos deslizantes e as relações empíricas de Singh, Roy e Das (2007). Os autores avaliam, baseados nos resultados obtidos pelas análises pseudo-estáticas e pelo método de Singh, Roy e Das (2007), que a estabilidade da barragem não pode ser garantida, podendo ocorrer rupturas com diferentes magnitudes. Os resultados obtidos pelo método dos blocos deslizantes, segundo os autores, subestimaram as deformações residuais causadas pelo sismo.

Sivakumar Babu, Srivastava e Sahana (2007) retro avaliaram as rupturas observadas nas Barragens de Chang, Tappar, Kaswati e Rudramata, após um terremoto de magnitude 7,6 ocorrido no ano de 2001, na Índia. Foi utilizada a metodologia pseudo-estática de análise. Foi percebida a presença de uma camada susceptível a liquefação no solo de fundação, apontada como a principal causa das rupturas identificadas. Ademais, os autores avaliaram também a estabilidade das novas seções transversais executadas pós-ruptura. Foram consideradas as abordagens determinística e probabilística para definir o nível de segurança das novas barragens. Os autores indicam que as novas seções transversais apresentam um nível de segurança adequado, uma vez que foram obtidos FS determinísticos com índices de confiabilidade dentro das faixas aceitáveis.

Em seu estudo, Cascone e Rampello (2003) avaliaram a estabilidade sísmica de uma barragem de terra utilizando análise dinâmica com o modelo constitutivo Linear Equivalente, calculando de forma adicional as deformações permanentes. Foram desenvolvidas análises 1D e 2D, utilizando acelerogramas reais e artificiais. As análises de resposta 1D e 2D concordaram razoavelmente. A taxa de amplificação, obtida nas análises 2D foi igual a aproximadamente 2 em todos os casos considerados, apresentando boa relação com registros históricos reais. Os deslocamentos permanentes máximos calculados foram pequenos, sendo inferiores a 10% da borda livre de serviço. Dessa forma, os autores apresentam a expectativa de um desempenho satisfatório dessa barragem quando submetida a qualquer um dos cenários sísmicos considerados nas análises sísmicas.

Elia *et al.* (2011) desenvolvem um estudo com uma barragem de terra homogênea localizada no Sul da Itália. O estudo utilizou uma abordagem não linear de elementos finitos baseada em tensão efetiva, acoplada com um modelo constitutivo elastoplástico de múltiplas superfícies desenvolvido para solos estruturados, para modelar o comportamento Tensão x Deformação dos solos. Os autores calibraram os parâmetros geotécnicos de análise sísmica com resultados laboratoriais. Foram desenvolvidas análises para registros sísmicos com diferentes tempos de retorno, entre 475 e 10.000 anos. Foi observado um padrão de deformação mais acentuado do talude de jusante em comparação ao talude de montante. Os autores apontam para uma boa resposta dinâmica da barragem quando submetida aos carregamentos dinâmicos avaliados.

Além de aplicações diretas, outros autores visam por meio de suas aplicações desenvolver análises comparativas entre diferentes metodologias de avaliação sísmica em barragens. Pode-se destacar o trabalho de Chakraborty e Choudhury (2013). Os autores desenvolveram modelagens computacionais em uma barragem de terra para contenção de

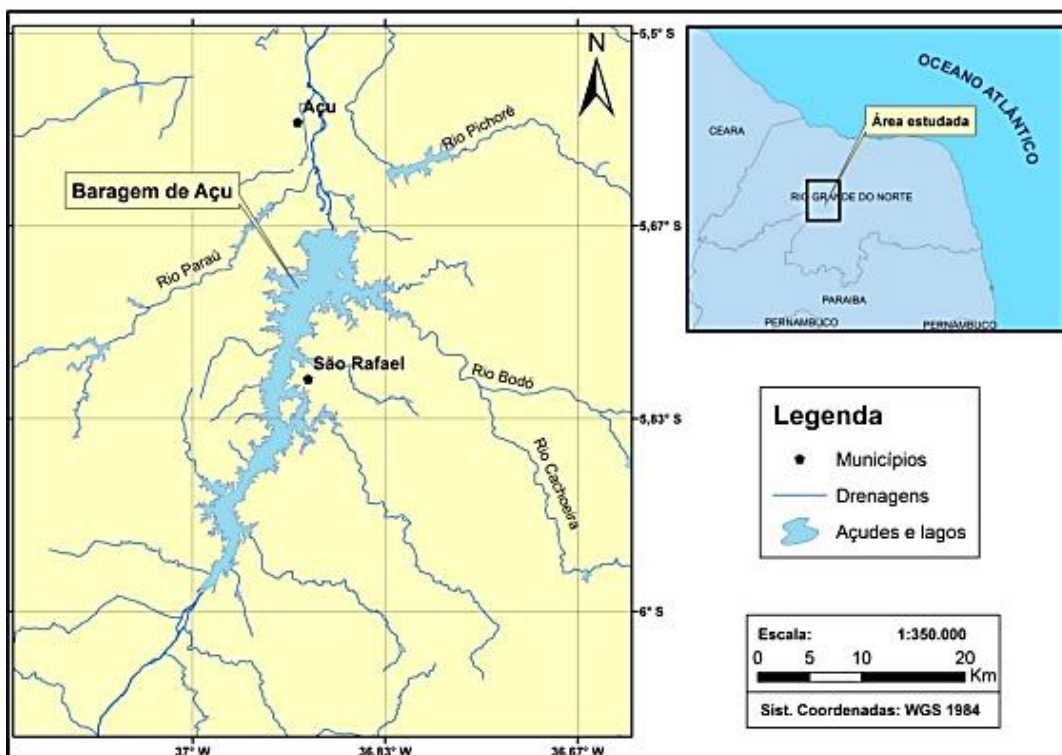
rejeitos nucleares não radioativos, localizada na porção Leste da Índia. Os autores desenvolveram análises de estabilidade na face a jusante da barragem, utilizando as metodologias de análise pseudo-estática e pseudo-dinâmica, procedendo por fim uma avaliação comparativa. Foram percebidas diferenças entre os resultados utilizando as duas metodologias, onde a metodologia pseudo-estática indicava estabilidade, comportamento que não foi percebido na análise pseudo-dinâmica. Os autores não consideram a barragem como estável nessa situação, baseados nos resultados da análise pseudo-dinâmica, justificando essa diferença na incapacidade de incorporar elementos como duração e frequência do sismo e efeitos de amortecimento e amplificação na análise nas análises pseudo-estáticas.

Nesse contexto, Duarte (2016) desenvolveu um estudo comparativo entre as diferentes abordagens na análise sísmica de barragens de aterro. A autora desenvolveu análises de estabilidade sísmica, considerando duas seções tipo hipotéticas de barragens de aterro, uma homogênea e a outra zoneada, utilizando quatro métodos distintos, o método pseudo-estático, o método pseudo-dinâmico, o método empírico de deslocamentos e o método dinâmico. Os resultados pseudo-estáticos indicaram estabilidade com a barragem homogênea submetida a cargas sísmicas mais baixas, e instabilidade nos demais casos. Os resultados das análises pseudo-dinâmicas apontam que as acelerações obtidas no coroamento das barragens apresentam valor considerável, podendo colocar em risco a estrutura da barragem e a funcionalidade das estruturas associadas. As análises com base em modelos empíricos apresentaram grande discrepância nos resultados, inviabilizando comparações. E, por fim, as análises dinâmicas verificaram deformações consideráveis. Com relação à análise dinâmica numérica, foram percebidos valores de aceleração sísmica no coroamento com valores máximos de amplificação sísmica de cerca aproximadamente 20%.

3. BARRAGEM ARMANDO RIBEIRO GONÇALVES

A barragem Armando Ribeiro Gonçalves, também conhecida como Barragem do Açú, se encontra situada no Rio Grande do Norte, mais precisamente entre os municípios de Açú e São Rafael, distante 13 km da sede do município de Açú/RN e aproximadamente 215 km da capital do estado, Natal/RN. A barragem, projetada para regular o regime de fluxo do rio Piranhas-Açú, foi concebida principalmente para possibilitar o desenvolvimento dos projetos de abastecimento e irrigação de água do baixo Açú. Sua construção se deu entre os anos de 1979 e 1983, apresentando uma grande ruptura ao longo de sua construção, tendo alterações em seu projeto e sendo reconstruída em partes. A Figura 12 apresenta o mapa de localização e uma projeção da área de inundação da Barragem do Açú.

Figura 12 - Mapa de localização da Barragem Armando Ribeiro Gonçalves.



Fonte: Ferreira (2016).

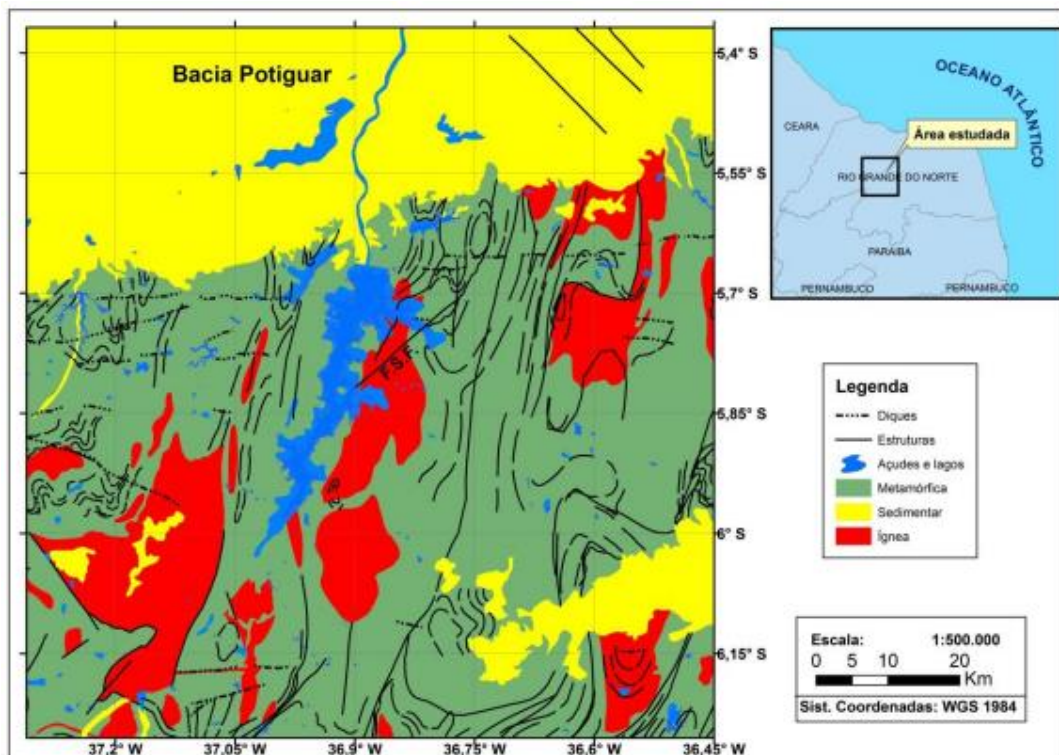
Essa barragem tem extrema importância para o nordeste do Brasil. Sua relevância regional está relacionada a sua capacidade de armazenamento de 2,4 milhões de metros cúbicos de água distribuídos ao longo de 195km². A sua área de drenagem se divide entre os estados do Rio Grande do Norte, com aproximadamente 10.630 km², e, em maior proporção da Paraíba, com aproximadamente 26.553 km². Devido à sua capacidade de armazenamento, é considerada

a segunda maior barragem construída pelo Departamento nacional de obras contra as secas (DNOCS), perdendo apenas para a barragem do Castanhão/CE.

3.1 Contexto geológico e aspectos geotécnicos

A região da obra é constituída por um complexo granítico migmatítico cinza, com características xistosas e pontos bastante alterados. Apresenta-se estruturalmente pouco a medianamente fraturado, com fraturas preenchidas por quartzo-feldspatos (Rocha, 2003). Na região que comporta o leito do rio o substrato rochoso se encontra coberto por sedimentos aluvionares, formados. A barragem se localiza na Faixa Seridó, dentro da Província Borborema, próxima à borda da Bacia Potiguar (Jardim de Sá, 1994). Segundo o mapa apresentado por Ferreira (2016), adaptado do CPRM (2006), e apresentado na Figura 13, a barragem se encontra sobre as rochas do embasamento cristalino, havendo também ocorrência de rochas sedimentares. Segundo Jardim de Sá (1994), a região é constituída por um embasamento gnáissico-migmatítico, sobreposto por rochas metassedimentares e/ou rochas metavulcano-sedimentares intrudidas por rochas graníticas.

Figura 13 - Mapa geológico simplificado da região.

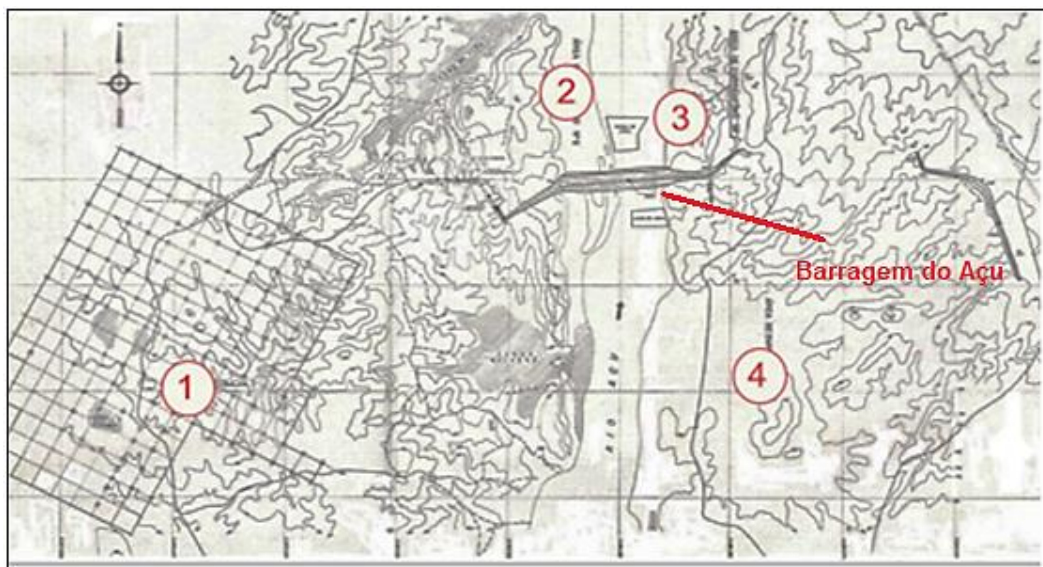


Fonte: Ferreira (2016) modificado de CPRM (2006).

Outro ponto importante de destacar no mapa presente na Figura 13 é a proximidade do barramento com falhas e estruturas identificadas na região, em especial pode-se destacar a Falha de São Rafael, com 18 km de extensão. Essas falhas podem ser fontes causadoras ou indícios de movimentações tectônicas intraplacas, podendo ter relação com o aparecimento de atividades sísmicas na região onde a barragem do Açú encontra-se instalada.

Segundo Rocha (2003), baseado nos dados do projeto da barragem, todos os solos utilizados na construção das estruturas associadas a barragem do Açú foram extraídos em quatro regiões de empréstimo, localizadas na região do próprio local da obra, conforme apresentado na Figura 14. Foram selecionadas as jazidas a serem exploradas, e retiradas amostras de solo para definir suas características. As propriedades geotécnicas dos materiais das jazidas, obtidas através de ensaios de laboratório em amostras deformadas, se apresentam resumidas na Tabela 4.

Figura 14 - Áreas de empréstimo de material.



Fonte: Adaptado de Rocha (2003).

As regiões de empréstimo encontram-se divididas em dois grupos, denominados Grupo 1 (incluindo a área I) e Grupo 2 (incluindo as áreas II, III e IV). A área de empréstimo do Grupo 1, localizada na margem esquerda do rio, distante entre 3 e 5 km do centro da barragem, é formada por solos residuais do Arenito do Açú. Essa jazida apresenta três sub-áreas compostas por três tipos de material:

- Material IA - Areia de granulação variada, argilosa, com pedregulhos finos de cor avermelhada. O solo se classifica no grupo SC, conforme o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS);
- Material IB - Pedregulho com areia de granulação variada, argiloso com coloração avermelhada. O solo se classifica como do grupo GC (classificação SUCS);
- Material IC - Pedregulho areno-siltoso e areia de granulação variada, siltosa, que apresenta pedregulhos de cor avermelhada. O solo se classifica nos grupo GM/SM (classificação SUCS).

As áreas do Grupo 2, localizam-se uma na margem esquerda e as outras duas na margem direita do rio, distantes entre 0,5 e 2 km do centro da barragem, são formadas por depósitos aluvionares. As jazidas apresentam dois tipos distintos de material:

- Material IIA - Siltes argilo-arenosos e argilas silto-arenosas de coloração escura. Os solos são classificados nos grupos ML/CL/MH/CH (classificação SUCS);
- Material IIB - Areia de granulação variada com pedregulhos finos de coloração clara.

Tabela 4 - Propriedades geotécnica dos solos das jazidas.

Identificação do Solo	Coesão – c' (kN/m ²)	Ângulo de atrito – ϕ' (°)	Classificação SUCS	Permeabilidade (cm/s)
IA	30	30	SC	$\cong 10^{-7}$
IB	30	30	GC	$\cong 10^{-7}$
IC	30	28	GM/SM	-
IIA	20	15	ML/CL/MH/CH	$\cong 10^{-7}$
IIB	50	20	-	$\cong 10^{-6} < k < \cong 10^{-7}$

Fonte: Adaptado de Rocha (2003).

3.2 Especificações e projeto da barragem

A descrição dos elementos do projeto original da barragem, a descrição do acidente ocorrido e a descrição do projeto modificado serão apresentados no presente tópico baseados em Rocha (2003).

3.2.1 Projeto original

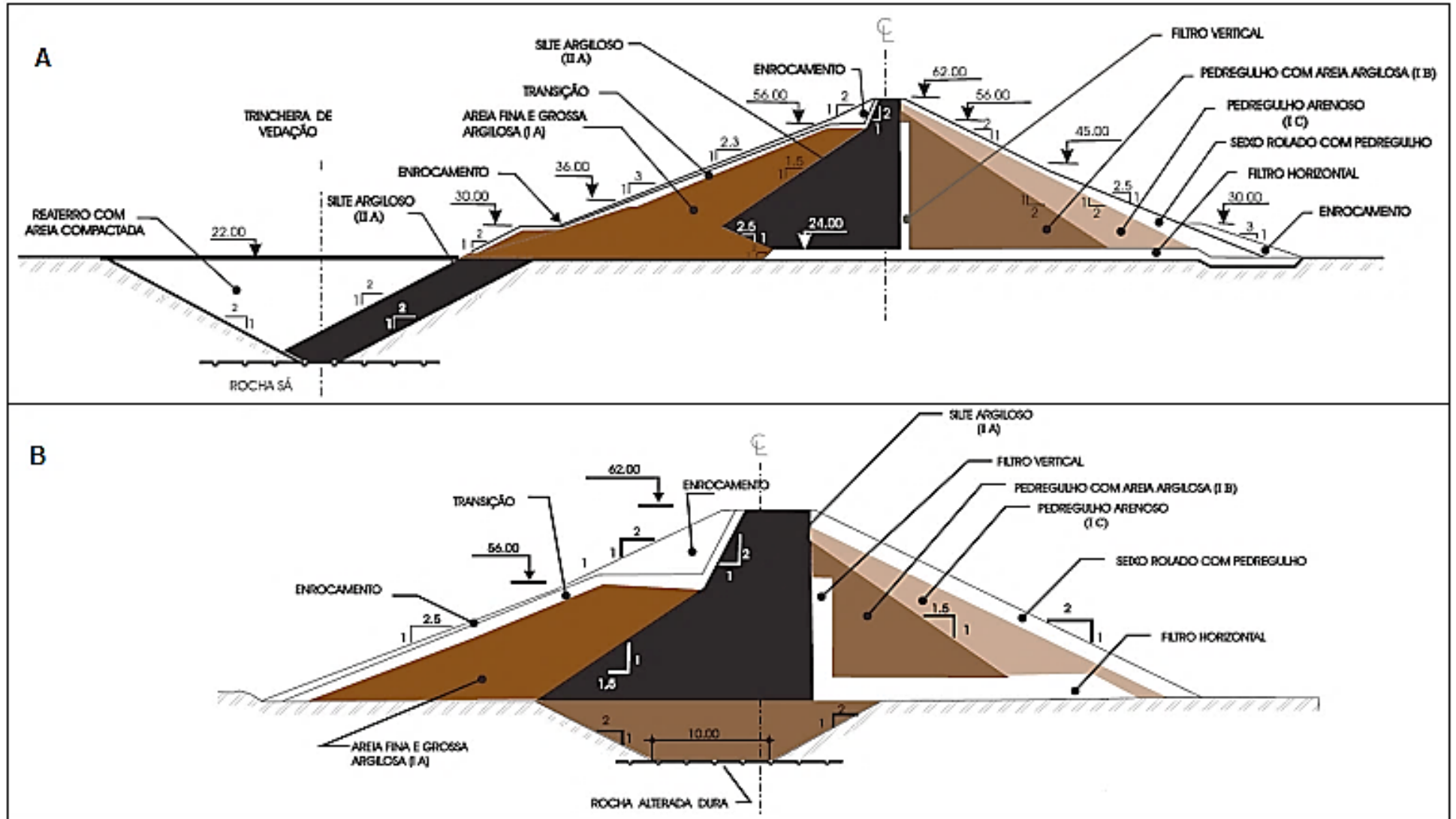
Conforme Rocha (2003), o projeto original desenvolvido para a barragem Armando Ribeiro Gonçalves previa a construção de uma barragem de terra do tipo zonada. Por se tratar de uma barragem zonada, ela possuía em toda sua extensão um núcleo impermeável no centro da barragem, assente diretamente sobre a base aluvionar, e os taludes das faces cobertos por materiais arenosos e pedregulhosos, incluindo zonas de transição de material. Foram definidas duas seções tipo, a seção tipo da barragem central, disposta ao longo da barragem entre as estacas 0 e 90 (Figura 15a), e seção tipo da ombreira direita, disposta entre as estacas 90 e 122 (Figura 15b).

O sistema de tratamento adotado para o solo de fundação da barragem foi do tipo *cut-off*, de forma a diminuir a permeabilidade no material aluvionar presente na região. O *cut-off* previsto se localizava a montante do barramento e se conectava com o material da face a montante, conforme indicado na Figura 15a. O controle de infiltração de água por dentro do barramento se daria por meio de um filtro vertical e horizontal (dreno chaminé). O filtro vertical tem sua cota mínima um metro acima do nível d'água normal com um metro e meio de espessura. O filtro horizontal estende-se por toda a superfície a jusante do filtro vertical até a face da barragem.

No projeto original da barragem, segundo Rocha (2003), a barragem possuía três elementos vertedouros, conforme apresentado na Tabela 5. O principal elemento é o vertedouro principal formado por um dique de concreto com perfil hidráulico, localizado na cota 55 metros, possuindo 220 metros de comprimento. O segundo elemento é o vertedouro auxiliar, composto também por um dique de concreto com perfil hidráulico, com crista na cota de 58,7 metros e 415 metros de comprimento. Era previsto também um vertedouro fusível, constituído de materiais soltos, apresentando 200 metros de comprimento e coroamento na cota de 60,2 metros.

Ademais, para viabilizar o desenvolvimento da obra era previsto em projeto a execução de um dique auxiliar corresponde a uma pequena barragem, possuindo uma altura de 15 metros, e apresentando e 1.340 metros de comprimento. A Figura 16 apresenta a seção transversal do dique auxiliar.

Figura 15 - Seções tipo da região central (a) e ombreira direita (b) do projeto original da barragem Armando Ribeiro Gonçalves.



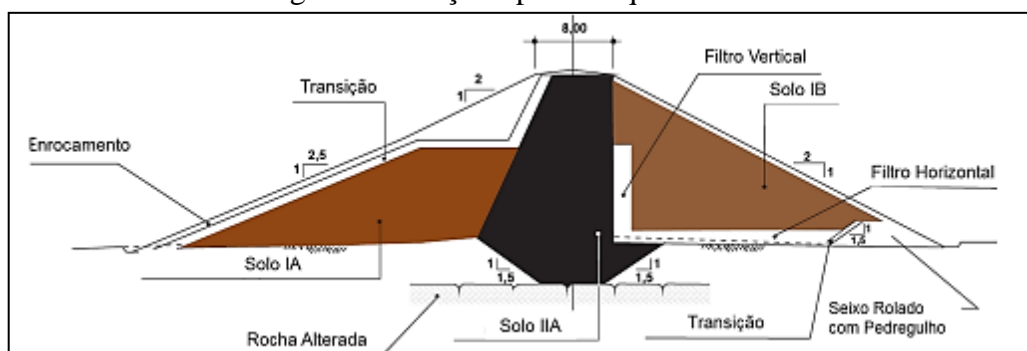
Fonte: Adaptado de Rocha (2003).

Tabela 5 - Dados geométricos da barragem e obras acessórias segundo o projeto original.

Barragem e Tomada d'água	Dados
Cota do coroamento	62,00m
Cota do leito do rio	22,00m
Altura máxima do maciço sobre o leito do rio	40,00m
Comprimento da barragem	2.440,00m
Largura da crista do maciço	8,00m
Extensão do túnel da tomada d'água	165,00m
Descarga máxima da tomada d'água	30m ³ /s
Descarga mínima da tomada d'água	25m ³ /s
Cota da soleira da tomada d'água	31,6m ³ /s
Profundidade máxima do septo (<i>cut-off</i>)	27,00m
Reservatório e vertedouros	Dados
Volume de acumulação (entre as cotas 22 e 55m)	2.400x10 ⁶ m ³
Nível d'água Máx. Maximorum	60,50m
Nível d'água normal	55,00m
Nível mínimo operacional	38,20m
Nível mínimo	35,00m
Volume útil de acumulação (entre as cotas 35 e 55 m)	2.100 x 10 ⁶ m ³
Largura do vertedouro principal	220,00m
Cota de soleira do vertedouro principal	55,00m
Largura do dique transbordável	415,00m
Cota da soleira do dique transbordável	58,70m
Comprimento do dique fusível	200,00m
Cota do dique fusível	60,20m
Vazão dos vertedouros no N.A. Max. Maximorum	12.367m ³ /s
Dique auxiliar	Dados
Comprimento do dique auxiliar	1.340,00m
Altura máxima sobre o terreno natural	15,00m
Cota do coroamento	62,00m

Fonte: Rocha (2003).

Figura 16 - Seção tipo do dique auxiliar.

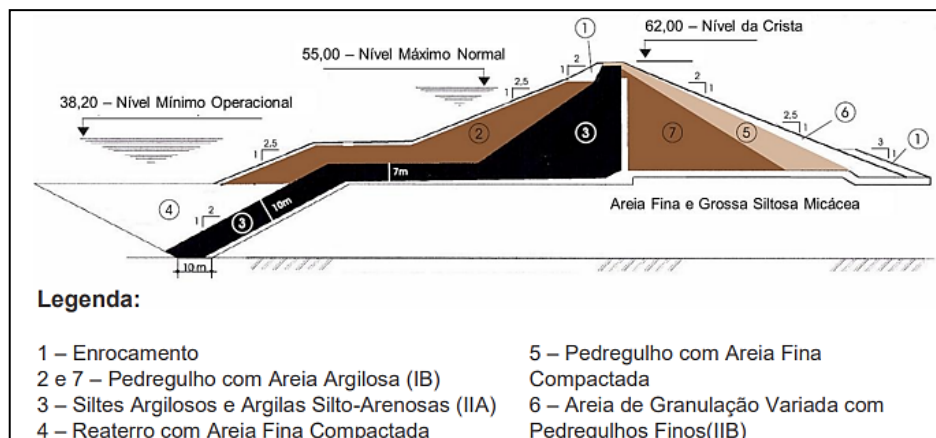


Fonte: Rocha (2003).

3.2.2 Alterações de projeto

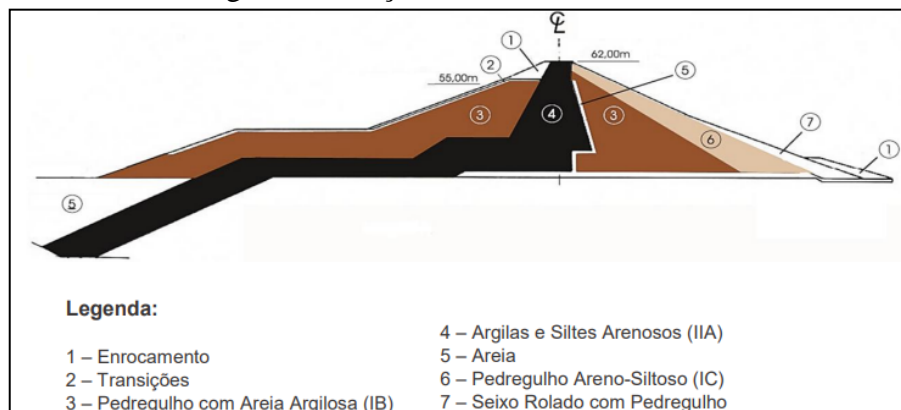
Conforme Rocha (2003), em 1980, a consultora responsável propôs uma mudança no projeto original. Essa alteração era em relação à zona de montante do aterro, o projeto original especificava que essa região ser construído com os materiais denominados IA, com o objetivo de evitar fissurações causadas pelas deformações nessa região. Todavia, devido à falta de material, nessa região estava sendo empregado material IB, mais grosseiro e menos plástico. Dessa forma, a consultora propôs uma nova seção transversal onde o núcleo argiloso e o *cut-off* eram interligados, sendo executada uma camada de ligação com o material silto-argiloso IIA (Figura 17) que seria coberta pelo material IB. Todavia, ainda foram necessários ajustes construtivos, principalmente o escalonamento da região de transição entre o núcleo e o *cut-off*, sendo executado uma seção transversal levemente diferente da proposta pela consultora, conforme Figura 18.

Figura 17 - Seção transversal proposta pela consultora.



Fonte: Rocha (2003).

Figura 18 - Seção transversal construída.



Fonte: Rocha (2003).

3.2.3 Acidente ocorrido

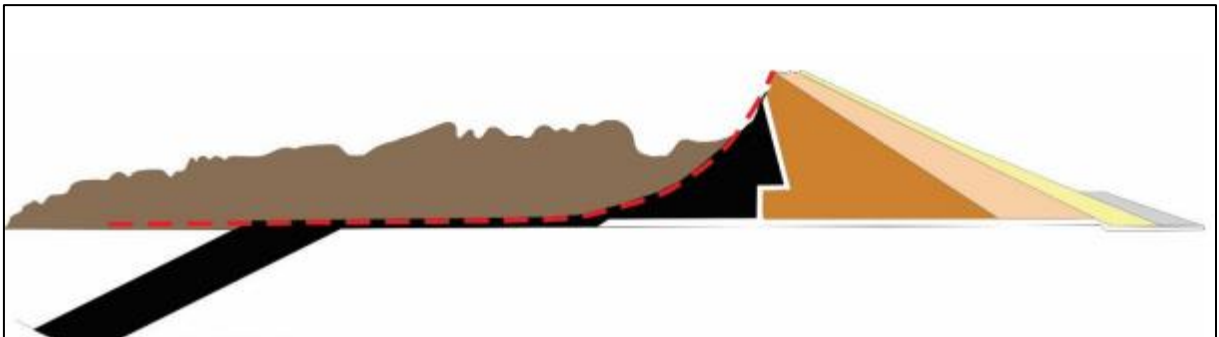
No mês de dezembro de 1981, ocorreram três escorregamentos na barragem do Açú. Os dois primeiros, concomitantes e de menor escala, apresentaram aproximadamente 150m de extensão e ocorreram no talude de montante. Posteriormente, ocorreu um escorregamento de maiores proporções, com aproximadamente 600 metros de extensão e sendo responsável por mobilizar mais de 800.000m³ de solos e enrocamentos, conforme apresentado na Figura 19. Essa ruptura ocorreu no fim da construção da barragem, faltando apenas cinco metros para ser alcançada a cota de coroamento. Uma representação da seção transversal residual depois do acidente da barragem se encontra apresentada na Figura 20.

Figura 19 - Vista aérea do talude após a ruptura.



Fonte: Rocha (2003).

Figura 20 - Representação da seção transversal da barragem rompida.



Fonte: Vilhete (2017), adaptado de Rocha (2003).

Rocha (2003) relata que segundo o relatório oficial da perícia, a superfície de escorregamento do talude estava alojada dentro do material IIA do núcleo, se desenvolvendo

também no trecho de ligação do núcleo impermeável ao *cut-off*. Ao longo da superfície de escorregamento o material se encontrava, segundo aspecto visual, com alta plasticidade, umidade e laminação. Nesse contexto, a nota oficial do DNOCS atribui o movimento de massa ao desenvolvimento de poropressões no corpo de material argiloso preto compactado, que constituía o núcleo e a parte inferior da berma de montante. Todavia, os referidos elementos foram executados conforme projeto alterado durante a construção.

De modo a entender o acidente ocorrido, Vilhete (2017) desenvolveu análises de estabilidade utilizando os parâmetros de resistência definidos na época do projeto, parâmetros obtidos com material coletado depois da ruptura, e parâmetros obtidos experimentalmente por Moraes (2017) e retro análises para determinar os parâmetros no momento da ruptura.

Os resultados obtidos nas análises desenvolvidas com os parâmetros presentes no projeto da barragem indicam segurança em todos os casos de análise. Todavia a representatividade desses parâmetros pode ser questionada, uma vez que esses parâmetros de resistência dos solos foram muitas vezes estimados consonante a experiência com alguns solos similares testados no passado, sendo ajustados conforme as modificações feitas no projeto (De Mello, 1982 apud Vilhete, 2017).

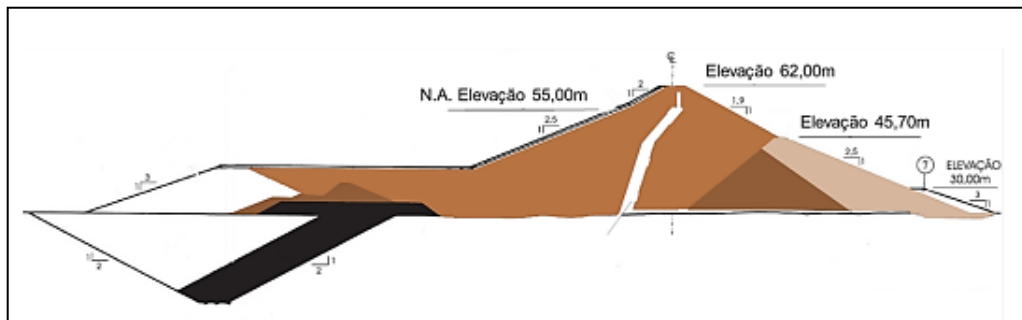
Utilizando os parâmetros obtidos na situação depois da ruptura, a barragem também se encontrou estável. Utilizando os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos por Moraes (2017), para o material com o teor de umidade de compactação, também foram encontrados fatores de segurança que indicam estabilidade, todavia, quando utilizados os parâmetros obtidos pelo autor com o material apresentando maior saturação (parâmetro B de Skempton de 0,85), os resultados indicam ruptura.

A retro análise determinística realizada por Vilhete (2017) indica no momento da ruptura um ângulo de atrito com o valor de zero e uma coesão não drenada com valor de 47,1kPa. Os valores indicam erro na etapa de projeto, uma vez que foram utilizados valores maiores para coesão, de 50 kPa, e principalmente de ângulo de atrito, de 15°. De forma distinta, a retro análise probabilística desenvolvida pelo autor indica valores de 3,1° e 33,8 kPa para ângulo de atrito e coesão não drenada, os valores obtidos são similares aos obtidos por Moraes (2017), considerando o corpo de prova como com alta saturação. Esse resultado indica também o equívoco na etapa de projeto da barragem, e, pode indicar também que a ruptura está relacionada mais claramente ao nível de saturação do material. Além dessa falha na definição dos parâmetros, o autor indica que a possível ocorrência de poropressão construtiva pode ter influenciado também no desencadeamento da ruptura.

3.2.4 Novo projeto da barragem

Diante do acidente ocorrido, foi necessário desenvolver um novo projeto executivo para a barragem e seus elementos constituintes. Optou-se por remover parcialmente o material escorregado, chegando a um volume de 1.200.000 metros cúbicos de material removido, e esse material foi espalhado a montante, fazendo uma espécie de tapete com aproximadamente 600 metros de comprimento a montante do eixo da barragem. Os maciços não atingidos pelo acidente permaneceram sem alteração, com base no projeto original. A barragem central passou a ser constituída do material IB, sendo do tipo homogênea, conforme apresentado na Figura 21. Adaptações também precisaram ser feitas no filtro projetado, sendo previsto um filtro vertical e inclinado, com espessura de 4,5m, alcançando a cota 60,70m.

Figura 21 - Seção transversal da barragem reprojeta.

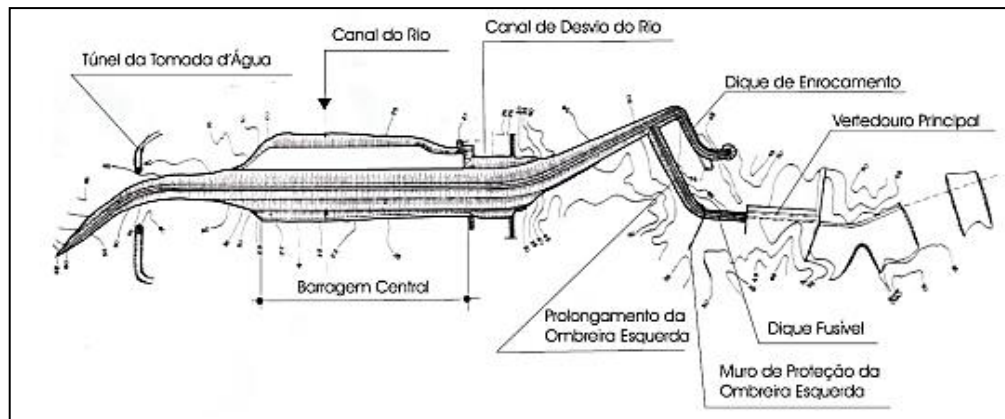


Fonte: Rocha (2003).

Foram desenvolvidas análises de estabilidade e análises Tensão x Deformação durante o novo projeto. Segundo Rocha, os resultados apontam para fatores de segurança estáticos satisfatórios e o aparecimento de deformações dentro de um espectro aceitável. O novo projeto, devido a discordâncias sobre os volumes de água gerados pelos hidrogramas originalmente considerados, adotou alterações nos vertedouros.

A Figura 22 apresenta a planta baixa do novo projeto da barragem e suas estruturas. Foram alteradas diversas características geométricas da barragem pós acidente. De forma resumida, a Tabela 6 apresenta as principais características reprojeta das do reservatório, da barragem e do dique auxiliar e a Tabela 7 apresenta as principais características reprojeta das dos vertedouros e da tomada d'água.

Figura 22 - Planta baixa da barragem reprojetaada.



Fonte: Rocha (2003).

Tabela 6 - Dados do reservatório, barragem e dique auxiliar.

Características da Bacia Hidráulica	Dados
Capacidade de acumulação (NA 55m)	2,4x10 ⁹ m ³
Área do reservatório (NA 55m)	195km ²
Nível d'água máximo maximorum	60,70m
Nível d'água máximo normal	55,00m
Nível d'água mínimo operacional	35,00m
Nível d'água mínimo	22,00m
Volume da cheia	16,8x10 ⁹ m ³
Características do maciço principal	Dados
Cota da crista	63,00m
Comprimento da crista	2.553,00m
Largura da crista	8,00m
Altura máxima	41,00m
Volume total de aterro compactado	5.300.000m ³
Volume total de areia de filtros	284.200m ³
Volume total de enrocamentos	160.550m ³
Características do Dique auxiliar	Dados
Cota da crista	2,00m
Comprimento da crista	1.340,00m
Largura da crista	8,00m
Altura máxima	15,00m
Volume do aterro compactado	530.000m ³

Fonte: Adaptado de Rocha (2003).

Tabela 7 - Dados do vertedouro, diques fusíveis e transbordável e tomada d'água.

Vertedouro de serviço	Dados
Cota da crista	55,00m
Cota da soleira	54,20m
Extensão	255,00m
Perfil tipo	“Creager”
Dique transbordável 1	Dados
Cota da crista	58,70m
Cota da soleira	57,50m
Extensão	295,00m
Perfil tipo	“Creager”
Dique transbordável 2	Dados
Cota da crista	57,50m
Extensão	110,00m
Dique fusível	Dados
1ª Célula	
Cota da crista	60,20m
Cota da soleira	55,00m
Extensão	40,00m
2ª Célula	
Cota da crista	60,45m
Cota da soleira	55,00m
Extensão	50,00m
3ª Célula	
Cota da crista	60,70m
Cota da soleira	55,00m
Extensão	60,00m
Tomada d'água	Dados
Cota de entrada	31,40m
Cota de saída	31,60m
Diâmetro do túnel	2,80m
Extensão do túnel	165,00m
Comprimento do canal de descarga	270,00m
Largura do canal de descarga	25,00m
Comprimento do canal de aproximação	220,00m
Largura do canal de aproximação	6,00m

Fonte: Adaptado de Rocha (2003).

3.3 Considerações sísmicas no desenvolvimento do projeto

Segundo Rocha (2003), devido aos registros reportando a ocorrência de atividade sísmica na região onde se encontra a barragem e o reservatório, foi considerado essa influência no desenvolvimento do projeto. Embora não se tenha conseguido acesso diretamente ao projeto da barragem Armando Ribeiro Gonçalves, as informações descritas por Rocha (2003) indicam o desenvolvimento de análises pseudo-estáticas simplificadas na época de projeto, com o uso de aceleração horizontal e com 0,2g de intensidade.

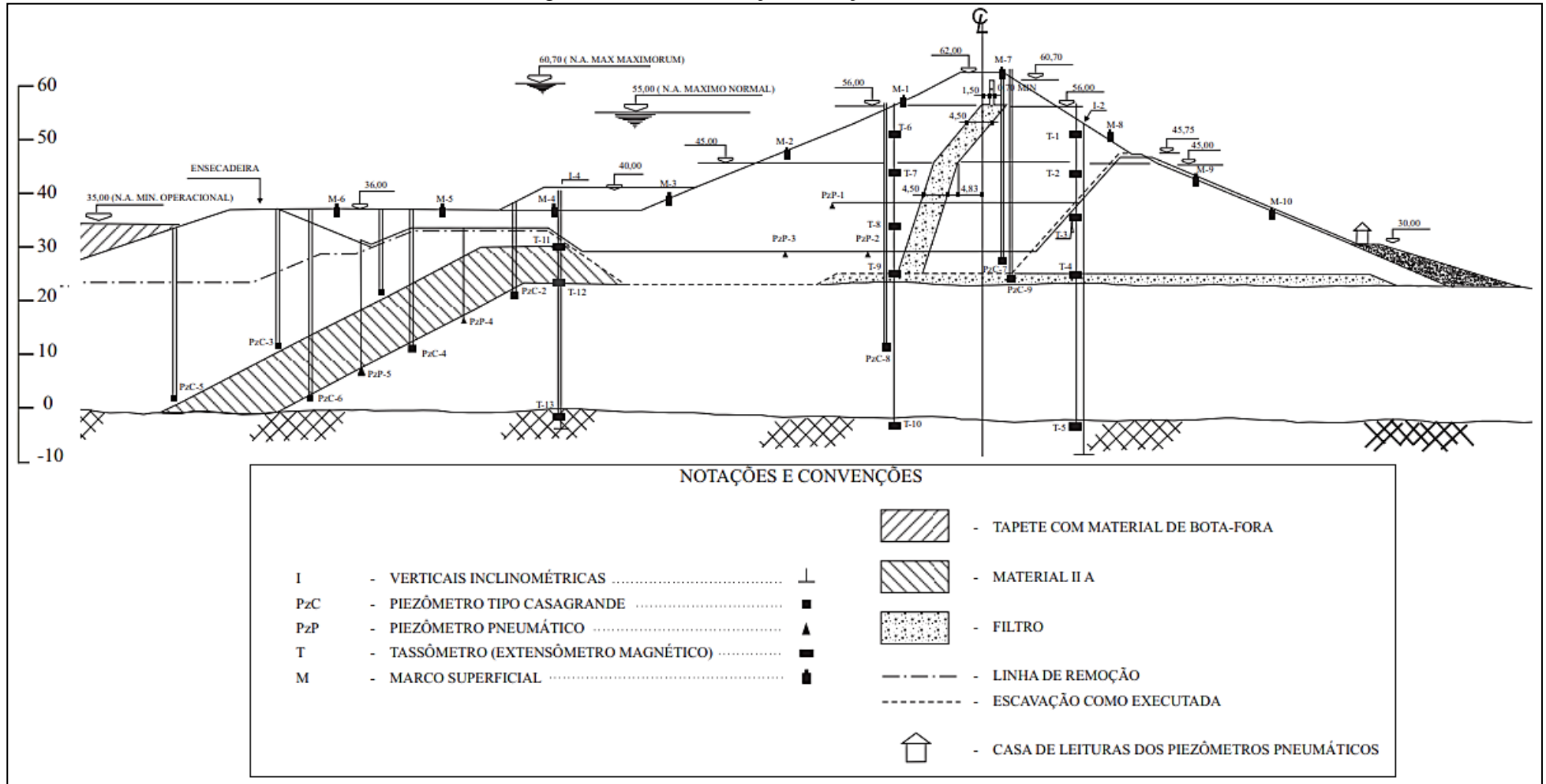
3.4 Instrumentação existente

Conforme reportado por Rocha (2003), após o acidente ocorrido durante a etapa construtiva da obra, durante a sua reconstrução, primeiro enchimento e na fase de operação, o DNOCS optou por instalar instrumentos de aferição na barragem, dispondo dos seguintes tipos de instrumentos:

- Marcos Superficiais – para a medição de deslocamentos superficiais;
- Extensômetros Magnéticos – para medição de deslocamentos verticais em profundidade;
- Inclinômetros – para medição de deslocamento horizontais em profundidade;
- Piezômetros de Tubo Aberto – para medir níveis d'água e as poropressões;
- Piezômetros Pneumáticos – para medição de poropressões (especificados devido um menor tempo de resposta em relação aos piezômetros tipo Casagrande).

A barragem foi instrumentada praticamente ao longo de toda sua extensão, em especial na região da ruptura, iniciando a instrumentação nas estacas 18+18,5m e instrumentando ao longo do percurso até à estaca 100+00m. Rocha (2003) apresenta em seu trabalho a instrumentação presente em todas as estacas, descrevendo de forma mais aprofundada sua aparelhagem e disposição. O autor afirma que as seções transversais das estacas 48+00, 53+00 e 58+00 foram as mais instrumentadas, sendo elas seções representativas da barragem central. Será apresentada a disposição e os instrumentos presentes na seção 53+00. Optou-se por apresentar essa seção uma vez que ela é representativa do corpo da barragem e foi a seção utilizada por Souza (2017) em suas análises estáticas. Os aparelhos utilizados na seção 53+00 se encontram apresentados na Tabela 8, e a disposição desses aparelhos se encontra apresentada na Figura 23.

Figura 23: Instrumentação da seção 53+00.



Fonte: adaptado de Rocha (2003).

Tabela 8 - Instrumentação presente na seção 53+00.

Instrumentos		Cota de instalação (m)	Afastamento do eixo (m)*	Data de instalação	Observação	
Tipo	Nome					
Marcos superficiais	M1	56,5	15,00 M	25/04/83	-	
	M2	47,5	37,50 M	16/03/83	-	
	M3	38,5	60,00 M	21/10/82	-	
	M4	36	82,50 M	21/10/82	-	
	M5	36	104,00 M	21/10/82	-	
	M6	36	125,00 M	21/10/82	-	
	M7	62	4,00 J	04/05/83	-	
	M8	51,5	25,00 J	14/04/83	-	
	M9	43,5	41,75 J	14/04/83	-	
	M10	38	55,50 J	07/11/82	-	
Extensômetros magnéticos - fasômetros	T1	50	18,00 J	23/12/82	Estaca53+03	
	T2	43	18,00 J	01/12/82	Estaca53+03	
	T3	35	18,00 J	07/11/82	Estaca53+03	
	T4	23,53	18,00 J	07/11/82	Estaca53+03	
	T5	-3,96	18,00 J	07/11/82	Estaca53+03	
	T6	49,5	16,50 M	23/12/82	Estaca53+03	
	T7	43	16,50 M	29/11/82	Estaca53+03	
	T8	33	16,50 M	29/10/82	Estaca53+03	
	T9	23,962	16,50 M	29/10/82	Estaca53+03	
	T10	-2,998	16,50 M	29/10/82	Estaca53+03	
	T11	28,551	81,00 M	25/09/82	Estaca53+03	
	T12	22,481	81,00 M	25/09/82	Estaca53+03	
	T13	-3,809	81,00 M	25/09/82	Estaca53+03	
Piezômetros	Casagrande	PZC1	18,9	116,00 M	04/06/82	-
		PZC2	20,89	90,00 M	28/05/82	-
		PZC3	9,93	136,00 M	30/06/82	-
		PZC4	8,43	110,00 M	10/07/82	-
		PZC5	0,09	156,00 M	07/07/82	-
		PZC6	-1,61	131,20 M	11/07/82	-
		PZC7	26,5	4,00 J	27/11/82	Estaca53+03
		PZC8	9,89	18,00 M	11/12/82	Estaca53+03
		PZC9	22,5	5,50 J	14/12/82	Estaca53+03
	Pneu- máticos	PZP1	37,5	29,00 M	06/11/82	-
		PZP2	28,5	22,00 M	01/10/82	-
		PZP3	28,5	38,00 M	01/10/82	-
Inclinômetros	I1	-4,854	81,00 M	20/09/82		
	I2	2,18	19,50 J	09/11/82	Estaca53+03	

* M (Montante) / J (Jusante)

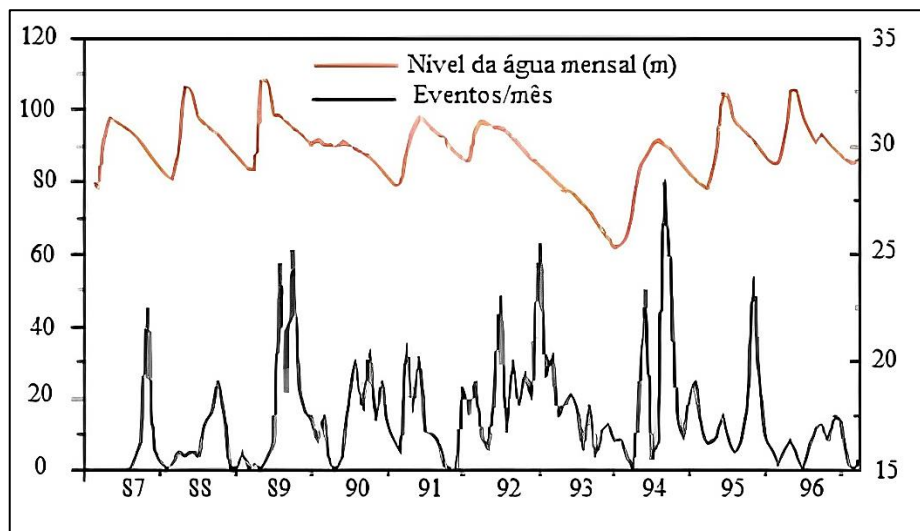
Fonte: Adaptado de Rocha (2003).

3.5 Sismicidade induzida em reservatório na barragem do Açú

Devido a seu volume acumulado, pré-disposição regional e intenso monitoramento, a atividade sísmica induzida relacionada à barragem do Açú vem sendo estudada por diversos pesquisadores (Ferreira *et al.*, 1995; Ferreira, 1997; Do Nascimento, 1997; Assumpção *et al.*, 2002; Do Nascimento *et al.*, 2004; El Hariri *et al.*, 2010; Telesca *et al.*, 2012; Ferreira, 2016; Ferreira *et al.*, 2018). O monitoramento da região se iniciou em 1987 com a instalação de uma estação permanente. Foram desenvolvidas várias campanhas de monitoramento ao longo do tempo.

Ferreira *et al.* (1995) relataram, no período de 1987-89, ser possível identificar uma relação entre a sismicidade e o nível do reservatório, com uma defasagem de tempo entre 03 a 06 meses, conforme apresentado na Figura 24. Ferreira (1997) aponta que, após um período com baixa atividade sísmica durante um período de seca, o nível de atividade sísmicas registrado voltou a subir conforme o nível de água no reservatório subiu. Ferreira (2016) também aponta para a ocorrência de sismicidade induzida na barragem entre os anos de 2012 e 2013, a partir da análise da correlação da sismicidade com o nível de água do reservatório e do cálculo da difusividade hidráulica.

Figura 24 - Registros de atividade sísmica e nível da água registrado na Barragem do Açú no período de 1987 até 1996.

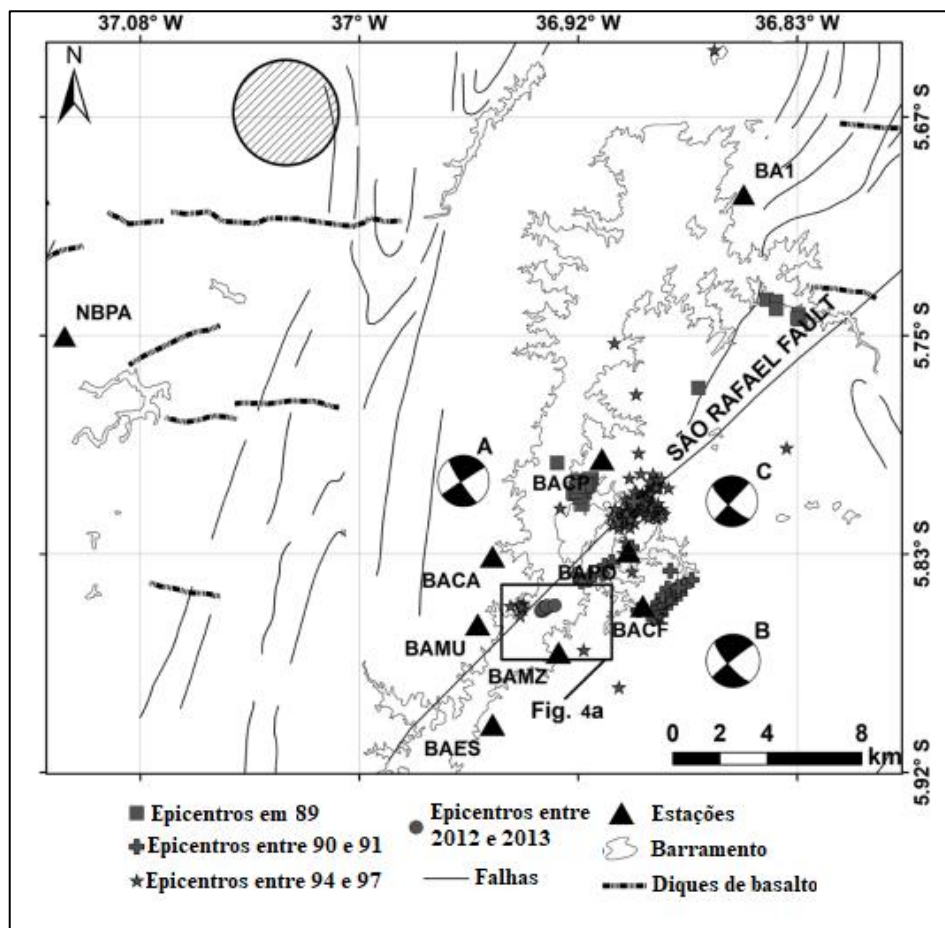


Fonte: Adaptado de Ferreira *et al.* (1995).

Dessa forma é possível inferir como existente uma relação entre o nível da barragem e as atividades sísmicas ocorridas, assim como perceber a existência de SIR (Sismicidade

induzida por reservatório) na barragem do Açú. A localização epicentral dos eventos de sismicidade induzida registrados entre os anos de 1989 até 2013 se encontram apresentados na Figura 25. Todavia é importante perceber que apesar de existente, a sismicidade induzida da barragem Armando Ribeiro Gonçalves não apresenta historicamente o aparecimento de sismos mais significativos. Logo, entende-se que a SIR não atua de forma prioritária para desestabilização do maciço em comparação aos sismos naturais. Dessa forma, por se tratar de um efeito secundário, no desenvolvimento de análises sísmicas o presente trabalho não se aprofundará na sismicidade induzida na barragem do Açú.

Figura 25 - Epicentros dos eventos SIR registrados em diversos períodos na barragem Armando Ribeiro Gonçalves.

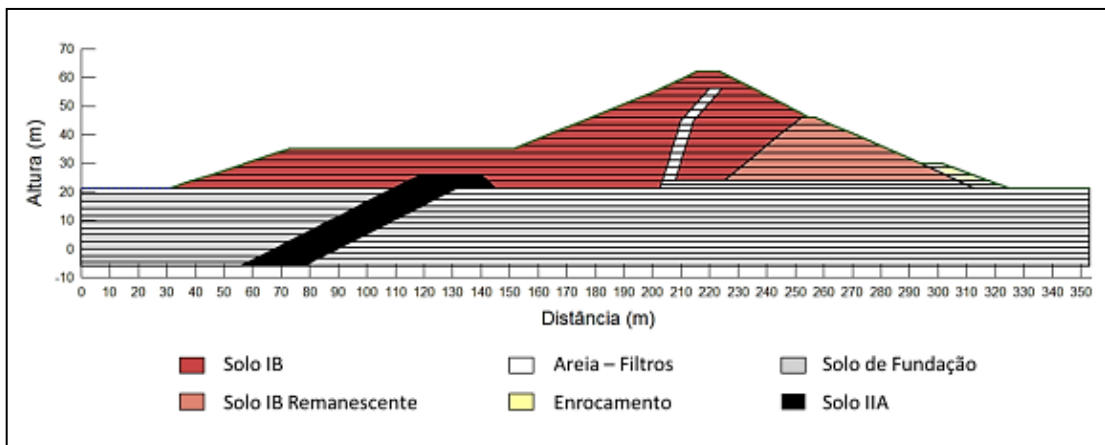


Fonte: Adaptado de Ferreira *et al.* (2018).

3.6 Análises computacionais existentes na literatura desenvolvidas com base na barragem Armando Ribeiro Gonçalves

Existem trabalhos de modelagem numérica que avaliam a barragem Armando Ribeiro Gonçalves, podendo destacar Moreno (2011), Oliveira (2014), Freire (2016), Souza (2017) e Vilhete (2017). Todavia, devido ao enfoque do presente documento, serão apresentados de forma mais aprofundada os resultados obtidos por Souza (2017). As análises consideraram a seção 53+00, parte integrante da barragem central, considerando o projeto de reconstrução após o acidente ocorrido em 1981. Serão também apresentadas as comparações feitas por Souza (2017) dos próprios resultados com os resultados de instrumentação apresentados por Rocha (2003). A seção transversal modelada Souza (2017) se encontra apresentada na Figura 26. O material IB compõe o corpo da barragem, dividido em IB e IB remanescente, uma vez que parte do material modelado foi oriundo da construção original da barragem, antes da ruptura, chamado de remanescente. Foi modelado um filtro chaminé de areia drenante, um enrocamento de material pedregulhoso e o *cut-off* feito com o material IIA.

Figura 26 - Seção transversal modelada.



Fonte: Souza (2017).

3.6.1 Análises Tensão x Deformação

Os solos foram modelados com o modelo elastoplástico. Os parâmetros geotécnicos utilizados por Souza (2017) para as análises Tensão x Deformação se encontram apresentados na Tabela 9. Foram desenvolvidas análises Tensão x Deformação em três situações, no fim do período construtivo, no primeiro enchimento e no considerado longo prazo, no ano de 1999, sendo o período final das leituras da instrumentação. Devido o período de reconstrução se desenvolver entre os anos de 1982 e 1983, Souza (2017) desenvolveu uma modelagem de reconstrução durante o prazo de 344 dias. Foi definida inicialmente a análise do tipo “in situ”,

com apenas as estruturas que não apresentaram ruptura e foram herdadas do projeto original (uma parte do barramento, o *cut-off* e o enrocamento), para definir as condições iniciais de tensões. Posteriormente, foram desenvolvidas oito etapas de análise, alteando igualmente a altura do barramento em cinco metros, a cada 43 dias.

Tabela 9 - Parâmetros para as análises Tensão x Deformação.

Solo	E (Mpa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	γ (kN/m ³)
Areia (Drenos)	90	0	40	19
Enrocamento	100	0	40	21
Areia (Fundação)	120	0	30	19
IB	18	20	27	20
IB Remanescente	20	20	27	20
IIA	14	50	18	20

Fonte: Adaptado de Souza (2017).

Considerando os resultados obtidos após o período construtivo, as distribuições de tensões tornaram perceptível o efeito do arqueamento devido à diferença da rigidez entre os solos, especialmente na região do filtro e no *cut-off*. O valor máximo de tensão vertical obtido por Souza (2017) foi de 1000 kPa e horizontal de 550 kPa, ambos abaixo do eixo. Os valores máximos de deformação vertical obtidos pela autora foram de 31 centímetros, e os deslocamentos horizontais apresentaram valores máximos a meia altura da barragem, com valor máximo a montante foi de 8 cm, e a jusante de 10 cm. No tocante à análise comparativa com os dados da instrumentação, segundo Souza (2017) as maiores diferenças obtidas no final da etapa construtiva entre a modelagem e a instrumentação foram nos extensômetros a montante do filtro, chegando a 4,4 cm, para o T8, e menores a jusante, chegando a de 0,9 cm, no T3. Para os extensômetros instalados no *cut-off*, a diferença máxima foi de 4,3 cm, no T11.

Em relação aos resultados obtidos após o primeiro enchimento da barragem, as distribuições de tensão obtidas foram similares às obtidas na situação de análise anterior, com valor máximo de 1000 kPa nas tensões verticais e 650 kPa nas tensões horizontais. Segundo Souza (2017) foi possível identificar os efeitos da não convergência numérica do modelo em algumas regiões do maciço. Em relação aos deslocamentos também foram obtidas distribuições similares aos resultados anteriormente apresentados, tendo apenas incrementos nos valores. Chegando a 35 cm na direção vertical, e 12 na direção horizontal. Quanto à análise comparativa, considerando os extensômetros a jusante do filtro, a maior divergência foi de 5,2 cm, no extensômetro T2, enquanto nos extensômetros a montante a maior divergência foi de 8,9 cm, no T7.

Por fim, no que diz respeito a análise considerada com a barragem em operação, também chamada por Souza (2017) de longo prazo, a distribuição de tensões é semelhante aos casos anteriormente apresentados, chegando a 700 kPa na tensão horizontal. Os deslocamentos apresentam também distribuição e módulos similares, sendo possível perceber as discontinuidades nas isolinhas na transição de solos distintos. O efeito de arqueamento é perceptível especialmente no material do filtro e do *cut-off*. Segundo a autora, as distribuições de ambos os deslocamentos, pode-se visualizar pontos de não convergência numérica. Devido à impossibilidade de medição foram feitos apenas comparativos na região a jusante da barragem, a maior diferença entre os valores da modelagem e medido nos extensômetros foi de 4,4 cm, para o extensômetro T1.

Diante do apresentado, Souza (2017) considerada que, apesar de serem percebidas divergências nos valores obtidos na modelagem e nos extensômetros, os parâmetros utilizados podem ser considerados adequados para a análise tensão-deformação da barragem.

3.6.2 Análises de estabilidade

Para o desenvolvimento das análises de estabilidade, foi utilizado por Souza (2017) o critério de ruptura de Mohr-Columb. Foi considerada a condição drenada nas propriedades dos solos a montante, com a exceção do solo argiloso do *cut-off*, considerado em condição não drenada. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento e peso específico utilizados são os mesmos apresentados na Tabela 9. A seção transversal modelada foi a mesma apresentada na Figura 26, modelada para as análises Tensão x Deformação. Foram analisadas por Silva (2017) as condições de final de construção, primeiro enchimento e operação do reservatório, sendo utilizados os valores de poro pressões advindas das análises Tensão x Deformação. As superfícies de ruptura foram obtidas definindo horizontes de entrada e saída. Foram utilizados diversos métodos de análises pela autora, sendo eles o método de Fellenius (1936), Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos #1 e #2, Bishop (1955), Janbu (1954), Lowe-Karafiath (1960), Morgenstern-Price (1965), Spencer (1967).

Os resultados das análises de estabilidade se encontram apresentados na Tabela 10. Conforme visto na Tabela 10, no final do período construtivo, todos os métodos apresentam resultados que indicam a estabilidade, exceto Lowe-Karafiath. Os demais métodos de equilíbrio limite forneceram um FS médio de 1,6. Os valores obtidos indicam estabilidade e são mais altos do que os valores mínimos recomendados pela literatura para a fase final de construção, que é de 1,25 a 1,40. No que diz respeito ao taludo de jusante, os métodos também forneceram um

fator de segurança médio de 1,6. Os valores apresentados para esse caso estão todos acima do FS mínimo recomendado para final de construção, sendo de 1,4.

Para o caso do primeiro enchimento, Souza (2017) considerou 22 meses até seu enchimento. Devido ao peso da água sobre a face do talude a montante, o fator de segurança de montante aumentou de magnitude após o primeiro enchimento para quase todas as situações, conforme visto na Tabela 10, exceto Lowe-Karafiath, considerado por Souza (2017) como irrealista ao se confrontar a estabilidade que foi historicamente verificada nessa situação. O FS mínimo recomendado para esta fase é de 1,5. Logo, ao desconsiderar o método Lowe-Karafiath, todos os outros resultados apontam para uma condição de segurança. Segundo Silva (2017), para a condição de primeiro enchimento o talude de jusante apresenta sempre FS maiores que 1,5, indicando segurança.

Analisando a condição de fluxo estabelecido, os resultados de Souza (2017), apontam que assim como nas condições anteriores, o método de Lowe-Karafiath foi o único que gerou um fator de segurança menor que a unidade na condição de montante. Sendo os outros valores maiores, conforme visto na Tabela 10. Na condição a jusante nenhuma das análises forneceu fator de segurança menor do que o recomendado na literatura. Souza (2017) discute que as superfícies potenciais de ruptura resultantes das análises do talude de jusante por diversas vezes prolongaram-se pelas fundações, devido ao aumento da poropressão, com o estabelecimento do fluxo pelas fundações.

Tabela 10 - Resultados das análises de estabilidade.

Método de análise	Período construtivo		Primeiro enchimento		Período de operação	
	FS crítico montante	FS crítico jusante	FS crítico montante	FS crítico jusante	FS crítico montante	FS crítico jusante
Ordinário	1,606	1,502	2,497	1,523	2,492	1,513
Bishop	1,691	1,605	2,672	1,640	2,663	1,663
Janbu	1,563	1,487	2,410	1,520	2,406	1,521
Spencer	1,690	1,603	2,666	1,638	2,658	1,671
Morgenstern-Price	1,690	1,603	2,666	1,639	2,657	1,671
Corps of Engineers #1	1,344	1,606	2,091	1,642	2,050	1,665
Corps of Engineers #2	1,332	1,614	1,956	1,651	1,939	1,699
Lowe-Karafiath	0,834	1,607	0,655	1,643	0,657	1,686
Tensão x Deformação	1,667	1,594	1,731	1,628	1,324	1,631

Fonte: Adaptado de Souza (2017).

3.6.3 Análises de fluxo

Foram desenvolvidas por Souza (2017) análises de fluxo para a barragem Armando Ribeiro Gonçalves em situação estática. Foram modeladas por Souza (2017) as condições de primeiro enchimento e operação do reservatório. A seção transversal modelada foi a mesma apresentada na Figura 26, modelada para as análises Tensão x Deformação. Na fase de primeiro enchimento, o fluxo foi imputado com a variação de nível da água conforme feito nas análises Tensão x Deformação.

A perda de carga no *cut-off* obtida na modelagem foi de 34 metros, valor compatível ao da instrumentação, de 33 metros. As poropressões registradas no corpo da barragem a jusante do filtro na etapa de construção decresceram e, no fim do primeiro enchimento, os valores presentes na modelagem e medidos eram nulos. Esse comportamento indica que as poropressões registradas eram decorrentes de falhas no processo de instalação do instrumento. As poropressões no piezômetro instalado no tapete drenante são nulas na modelagem e nos registros da instrumentação, o que indica a eficiência deste dispositivo.

Na análise do período de operação do reservatório se manteve a barragem submetida ao nível normal máximo de projeto. O *cut-off* apresentou bom funcionamento, representando resultados similares na modelagem e valores medidos. O fluxo resultante da modelagem se deu preferencialmente pelo solo de fundação. Souza (2017) avaliou o gradiente hidráulico no pé da barragem e atestou segurança quanto à liquefação e ao *piping*. Os resultados apontam que o fluxo percolado pelo maciço é interceptado pelo dreno e não alcança o solo a jusante deste. As poropressões obtidas pela modelagem para os piezômetros instalados no maciço, a montante do filtro, apresentaram maiores distorções entre as modelagens e os resultados experimentais.

3.7 Análises estáticas desenvolvidas no presente trabalho

As análises desenvolvidas por Souza (2017) se concentraram entre os períodos de construção e a etapa instrumentada da barragem, representando as etapas construtivas, primeiro enchimento e anos iniciais de operação. Todavia, devido à natureza do presente trabalho, se tem maior interesse de entender o comportamento da barragem em situações de operação a longo prazo, uma vez que durante o período de avaliação da autora não houveram rupturas desencadeadas por eventos sísmicos. Nesse contexto, no presente tópico será apresentada a metodologia e os resultados das análises estáticas desenvolvidas no presente trabalho, que servirão de base para as análises dinâmicas posteriores. As análises pseudo-estáticas e dinâmicas, foco principal do presente documento, serão apresentadas em tópicos próprios,

apresentados posteriormente com sua devida contextualização, parâmetros de entrada e metodologia.

3.7.1 Modelagens estáticas

No presente tópico será apresentada a metodologia e serão desenvolvidas análises Tensão x Deformação e análises de estabilidade por meio de equilíbrio limite, em condições estáticas. Serão utilizados os parâmetros geotécnicos estáticos, baseados nos utilizados por Souza (2017) e no apresentado por Rocha (2003). Será modelada a seção transversal 53+00, mesma utilizada por Souza (2017), com os materiais definidos por Rocha (2003). A representação do período construtivo e primeiro enchimento da barragem seguirá a metodologia apresentada por Souza (2017). Dessa forma será considerada uma região da barragem como residual, pós rompimento como análise *in-situ*, sendo seguida de oito etapas de construção, cada uma delas durando 43 dias e representando um alteamento de 5 metros. Para o primeiro enchimento considerou-se um prazo de 673 dias. A partir disso, foram consideradas três condições de operação, conforme explicitado no tópico posterior. Foi utilizada uma malha triangular, totalizando 17083 nós e 33375 elementos.

3.7.1.1 Hipóteses de análise

A Barragem Armando Ribeiro Gonçalves se encontra em operação desde 1983, ou seja, no ano de 2023 ela se encontra em operação a aproximadamente 40 anos. Dessa forma, a barragem deve ter sofrido a maior parte do processo natural de adensamento, alívio e redistribuição de tensões em seu interior, devendo apresentar também, em condições normais, uma rede de fluxo estabelecida. Para avaliar de forma representativa a barragem em operação, serão analisadas três condições de nível da água. Será adotada uma situação considerando o nível normal máximo operacional, uma situação considerando o nível normal mínimo operacional e uma situação com o nível da água em um nível operacional intermediário.

- **Nível máximo operacional:**

O nível máximo normal da Barragem Armando Ribeiro Gonçalves é o nível onde a água do reservatório se encontra na cota 55 metros;

- **Nível mínimo operacional:**

O nível mínimo operacional da Barragem Armando Ribeiro Gonçalves é o nível onde a água do reservatório se encontra na cota 35 metros;

- **Nível operacional intermediário:**

O nível operacional intermediário adotado para as análises feitas com a Barragem Armando Ribeiro Gonçalves é o nível onde a água do reservatório se encontra na cota 45 metros. Esse valor foi escolhido por ser um nível médio entre o máximo e mínimo operacionais.

3.7.1.2 Metodologia das análises Tensão x Deformação

Foram desenvolvidas análises Tensão x Deformação nas três situações de operação analisadas. Entre os modelos constitutivos presentes no acervo do Sigma/W, optou-se por utilizar o modelo Elastoplástico com o critério de ruptura de Mohr-Columb. Esse modelo apresenta uma relação elástica perfeitamente plástica. Os parâmetros geotécnicos utilizados, baseados nos dados de Rocha (2003) e Souza (2017), se encontram apresentados na Tabela 11. Foram desenvolvidas análises do tipo “adensamento”, permitindo o fluxo de água pelo maciço terroso.

Tabela 11 - Parâmetros geotécnicos utilizados nas modelagens estáticas.

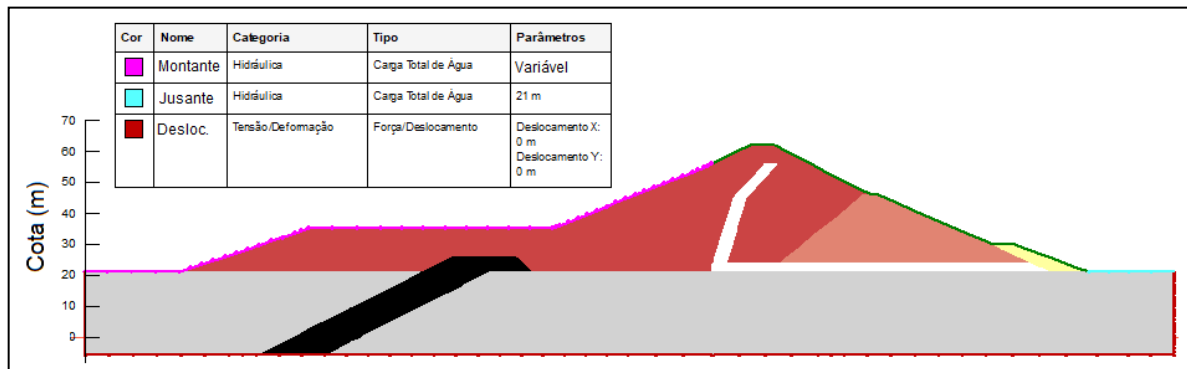
Solo	E (Mpa)	C'(kPa)	ϕ' (°)	γ (kN/m ³)	k (m/dia)	Anisotropia hidráulica
Drenos	90	0	40	19	86	0,4
Enrocamento	100	0	40	21	432	1,0
Fundação	120	0	30	19	86	0,1
IB	18	20	27	20	$8,64 \cdot 10^{-5}$	0,1
IB Remanescente	20	20	27	20	$8,64 \cdot 10^{-5}$	0,1
IIA	14	50	18	20	$8,00 \cdot 10^{-5}$	0,1

Fonte: Adaptado de Souza (2017) e Rocha (2003).

Foram utilizadas como condições de contorno para todas as situações de análise Tensão x Deformação a restrição de deslocamentos nas direções X e Y, ao longo das interfaces abaixo e nos limites laterais da faixa de aluvião (solo de fundação). Essa condição de contorno foi imposta de forma a simular a rocha de fundação, adjacente abaixo da faixa de aluvião, e o nível de confinamento lateral do solo em meio contínuo. Além disso, foi fixado o nível do nível da água na cota 21 a jusante da barragem, cota do nível do terreno, devido à ausência de nível de água aflorante, conforme feito por Souza (2017).

Conforme apresentado anteriormente, foi seguida a metodologia adotada por Souza (2017) até atingido o primeiro enchimento. Posteriormente, foram imputadas condições de contorno com os níveis de água fixados nas cotas 35, 55 e 45 metros na região a montante da barragem, por tempo suficiente para que se tenha um regime estacionário de fluxo. A figura 27 apresenta as condições de contorno utilizadas, onde a condição de contorno hidráulica a montante pode representar quaisquer um dos três níveis de água adotados.

Figura 27 – Condições de contorno adotadas nas análises Tensão x Deformação.



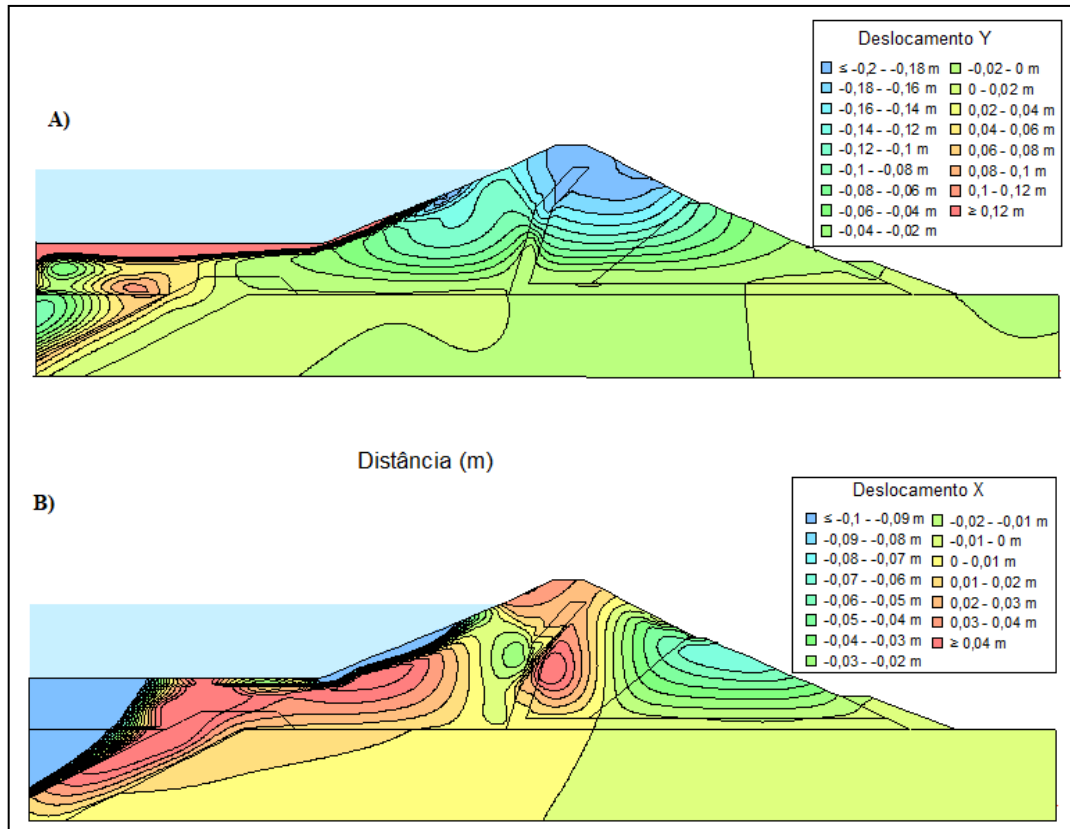
Fonte: Autor (2023).

3.7.1.3 Resultado das análises Tensão x Deformação

Nível máximo operacional

A Figura 28 apresenta a distribuição de deslocamentos verticais e horizontais obtidos na barragem, no nível máximo operacional. É possível perceber na Figura 28a que a distribuição de deslocamentos verticais é estratificada no corpo do maciço e apresentam entre 0,06 e 0,2 metros de deformação vertical, concentrando-se na região de coroamento do barramento. São percebidas descontinuidades da estratificação próximas ao filtro e ao *cut-off*, causadas pela diferença de rigidez dos materiais. Na Figura 28b é possível perceber concentração de deformações nas faces do maciço, tendendo a apresentar maiores módulos a meia altura da barragem, comportamento também identificado por Aires (2006). Os resultados obtidos são comparáveis aos apresentados por Souza (2017) e pela instrumentação, conforme Rocha (2003).

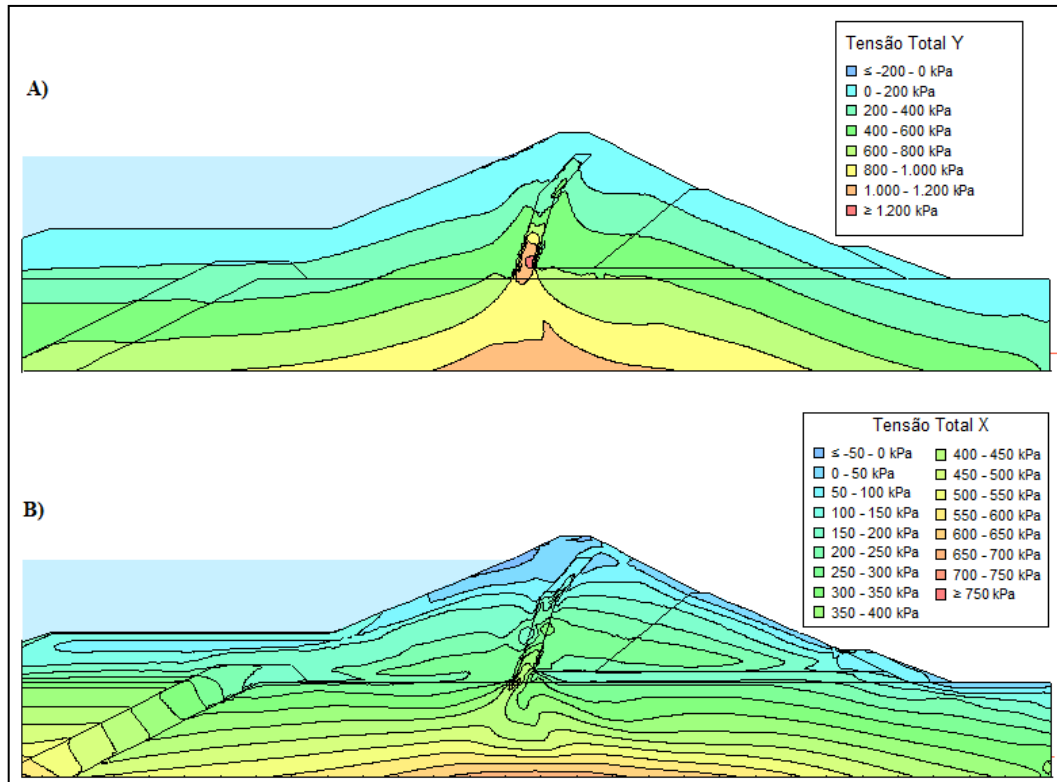
Figura 28 - Deslocamentos obtidos nas direções vertical (a) e horizontal (b) com a barragem no nível máximo operacional.



Fonte: Autor (2023).

No que diz respeito a distribuição de tensões, a Figura 29 apresenta as distribuições de tensões verticais (a) e horizontais (b). Na Figura 29a é possível perceber uma clara estratificação, com um aumento no módulo das tensões verticais em função do aumento da profundidade. As maiores tensões são percebidas na região abaixo do aterro do corpo da barragem, chegando a 1.360 kPa. É possível perceber também uma descontinuidade, com uma concentração de tensões, na região do filtro, devido esse material possuir maior rigidez que o material constituinte do corpo da barragem. De forma similar, na Figura 29b é percebida também uma distribuição estratificada, com uma tendência de crescimento com a profundidade. É também percebida uma tendência de concentração de tensões na região do filtro, assim como nas tensões verticais. De forma adicional, é possível perceber uma variação nas camadas estratificadas na região do *cut-off*, também decorrente da variação de rigidez. Os resultados obtidos são comparáveis aos apresentados por Souza (2017).

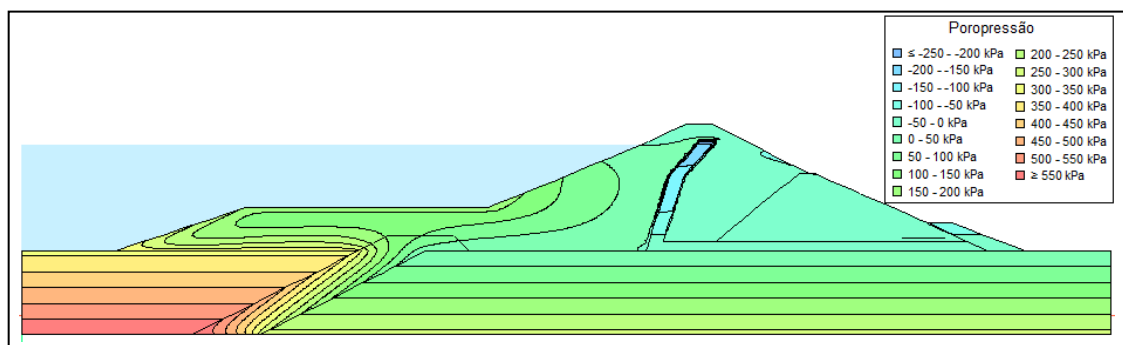
Figura 29 – Distribuição de tensões verticais (a) e tensões horizontais (b) com a água no nível máximo operacional.



Fonte: Autor (2023).

A linha freática ficou bem definida, com a água sendo captada e conduzida pelo dreno. Dessa forma, não se pode perceber o aparecimento de poropressões relevantes na região a jusante do filtro, no corpo da barragem. Devido à natureza da análise, uma vez que se permitiu a estabilização da linha de fluxo, desde que houvesse um bom funcionamento do conjunto dreno-filtrante, era esperado esse tipo de comportamento. Todavia se é possível perceber uma maior concentração de poropressões na região antes do filtro, mais expressivamente na região a montante do *cut-off*. Nessa região são percebidos valores com até 550 kPa de módulo. A Figura 30 apresenta a distribuição de poropressões obtida.

Figura 30 – Distribuição das poropressões com a barragem no nível máximo operacional.

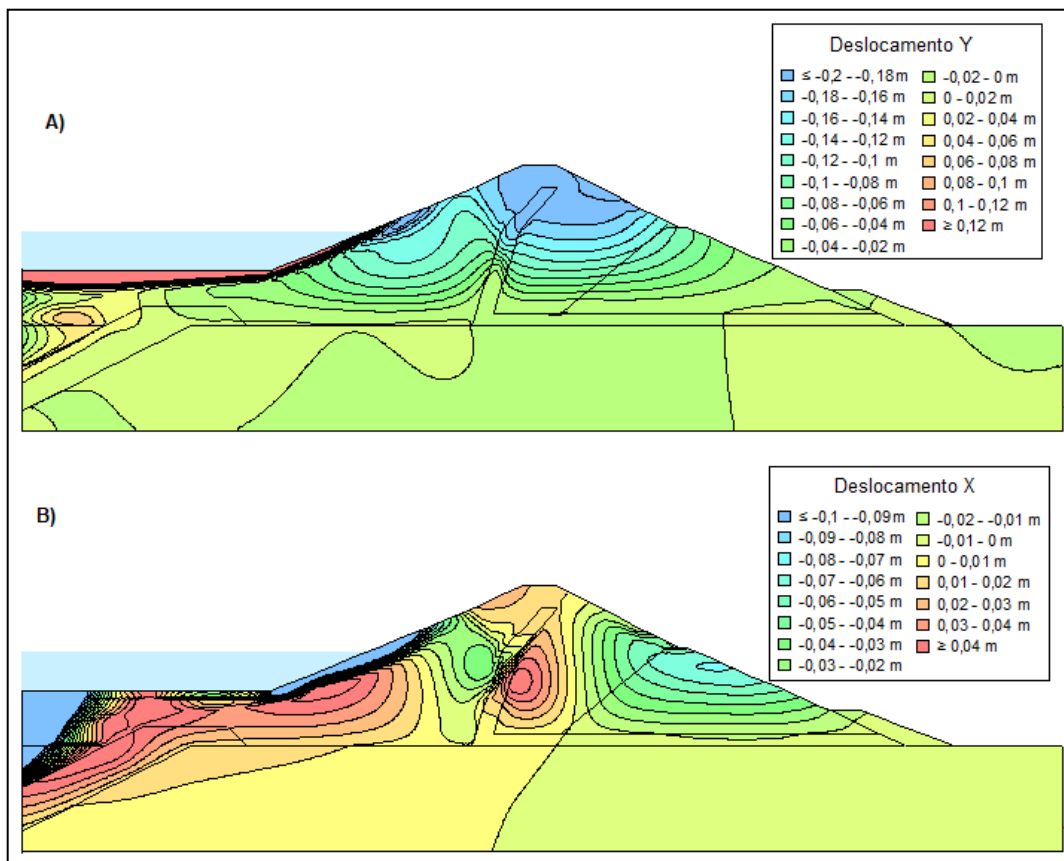


Fonte: Autor (2023).

Nível operacional intermediário

A figura 31 apresenta a distribuição de deslocamentos verticais (a) e horizontais (b) para a situação com água no nível intermediário. É possível perceber distribuições estratificadas para as deformações verticais, com formato similar àquela apresentada na Figura 28, possuindo leves variações nas magnitudes das deformações, variando entre 0,06 e 0,22 metros no corpo da barragem. No que diz respeito às deformações horizontais, a distribuição de deformações também é similar àquela apresentada na Figura 28, com as maiores deformações também ocorrendo a meia altura da barragem, embora, assim como para as deformações verticais, essas também apresentem menor magnitude.

Figura 31 - Deslocamentos obtidos nas direções vertical (a) e horizontal (b) com a barragem no nível operacional intermediário.

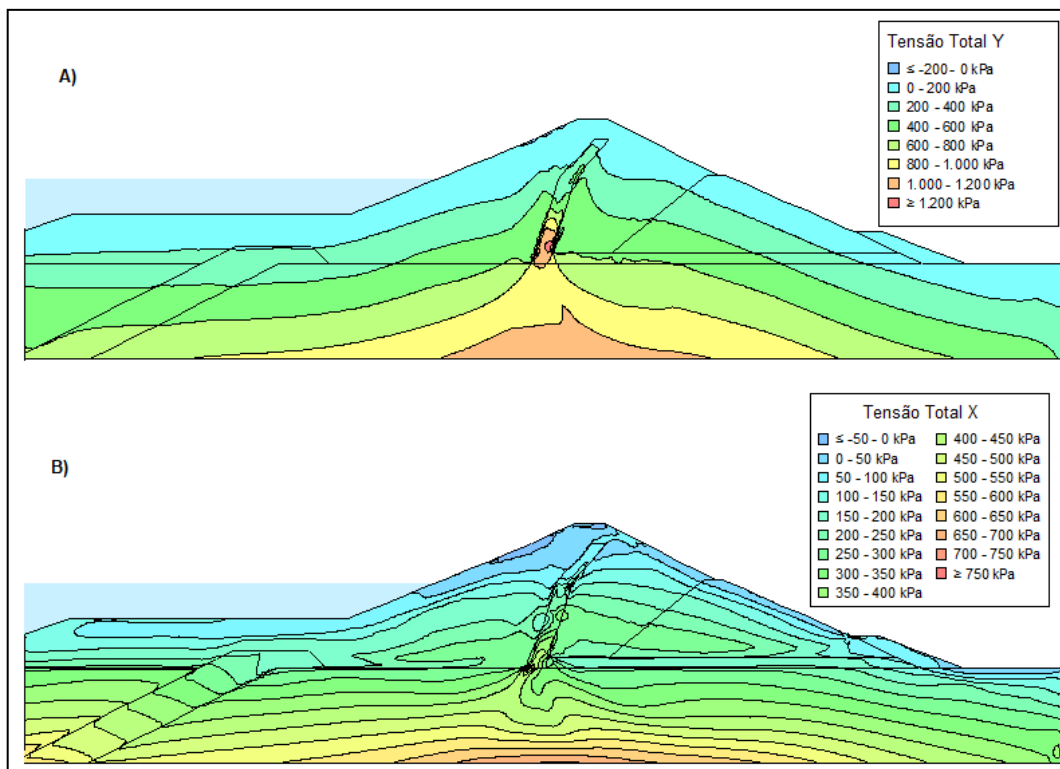


Fonte: Autor (2023).

No que diz respeito a distribuição de tensões, a Figura 32 apresenta as distribuições de tensões verticais (a) e horizontais (b) para o caso da barragem no nível operacional intermediário. Avaliando as tensões verticais, se é percebida uma distribuição de tensões

praticamente igual ao caso anterior apresentado na Figura 29, com um menor módulo, possuindo uma concentração abaixo do aterro do corpo da barragem, chegando a 1347 kPa na região de fundação. No que diz respeito à distribuição de tensões horizontais, conforme apresentado na Figura 32, se é possível perceber também uma distribuição de tensões idêntica àquela percebida na Figura 29. O módulo das tensões horizontais é menor do que os da Figura 29, devido a diminuição do empuxo agindo sobre o barramento.

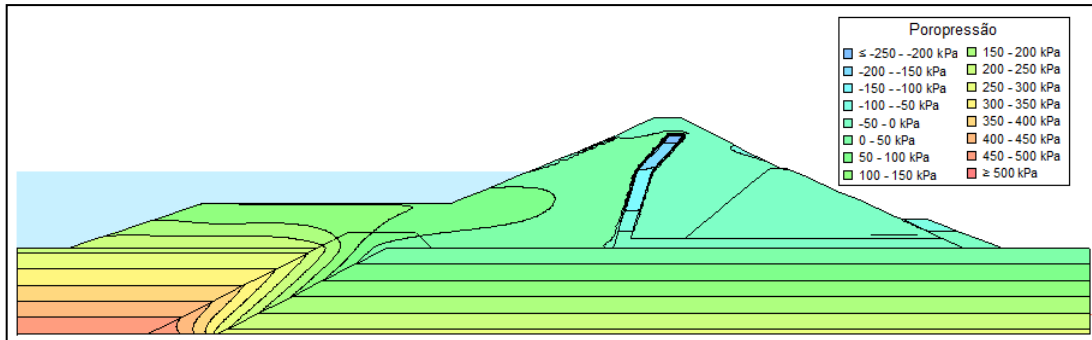
Figura 32 – Distribuição de tensões verticais (A) e tensões horizontais (B) com a barragem no nível de operação intermediário.



Fonte: Autor (2023).

Por fim, no que diz respeito a poropressão na situação de nível operacional intermediário, conforme apresentado na Figura 33, não foi percebido o aparecimento de poropressões significativas na região a jusante do filtro. O comportamento percebido é similar ao visto para a barragem no nível máximo operacional, apresentado na Figura 30. É possível perceber uma maior concentração de poropressões na região antes do filtro, mais expressivamente na região a montante do *cut-off*, chegando a valores menores em relação aos apresentados na Figura 30, devido ao menor nível de água, com aproximadamente 500 kPa.

Figura 33 – Distribuição de poropressões no nível de operação intermediário.



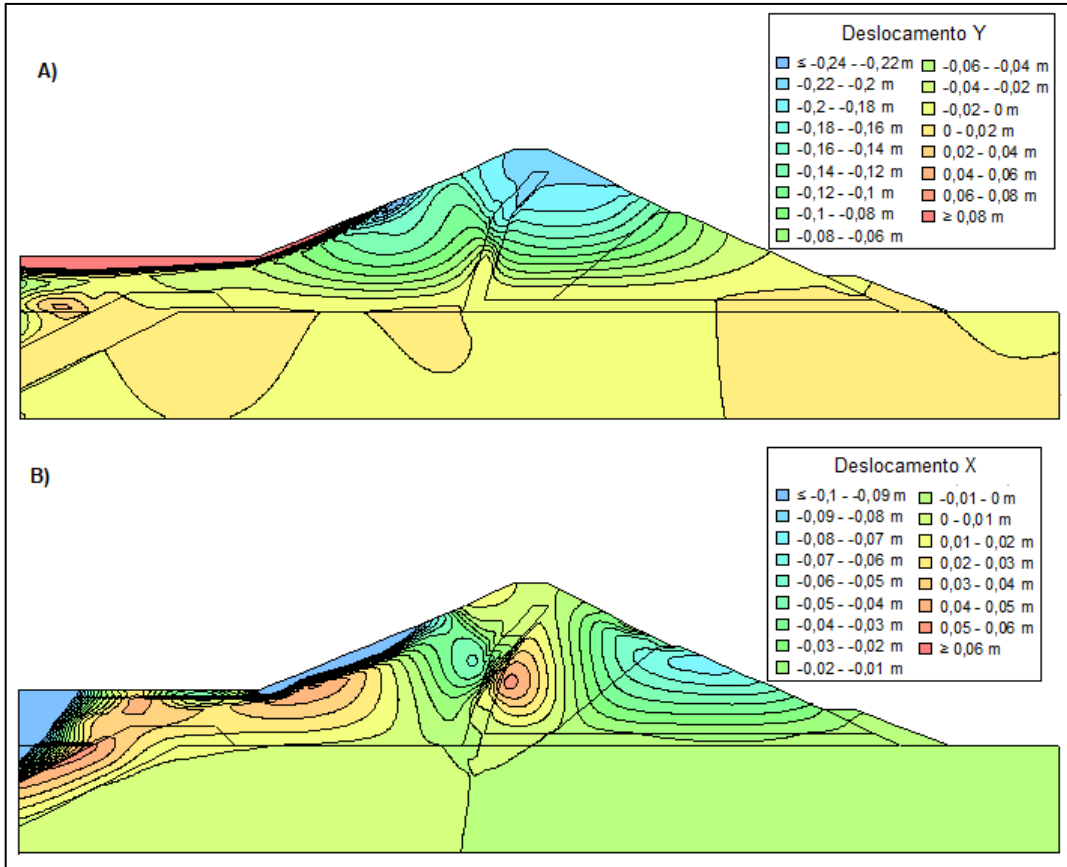
Fonte: Autor (2023).

Nível mínimo operacional

Por fim, a última condição de nível d'água avaliada é aquela com a barragem no nível mínimo operacional. A figura 34 apresenta a distribuição de deslocamentos verticais (a) e horizontais (b) respectivamente, para essa situação. A distribuição das deformações verticais apresentada na Figura 34a é estratificada e similar às distribuições de deformação anteriormente apresentadas nas Figuras 28 e 31, possuindo leves variações nas magnitudes das deformações. No que diz respeito às deformações horizontais apresentadas na Figura 34b, o comportamento observado é o mesmo, possuindo distribuição similar àquelas apresentadas nas Figuras 28 e 31, apresentando pequenas variações nos módulos dessas deformações.

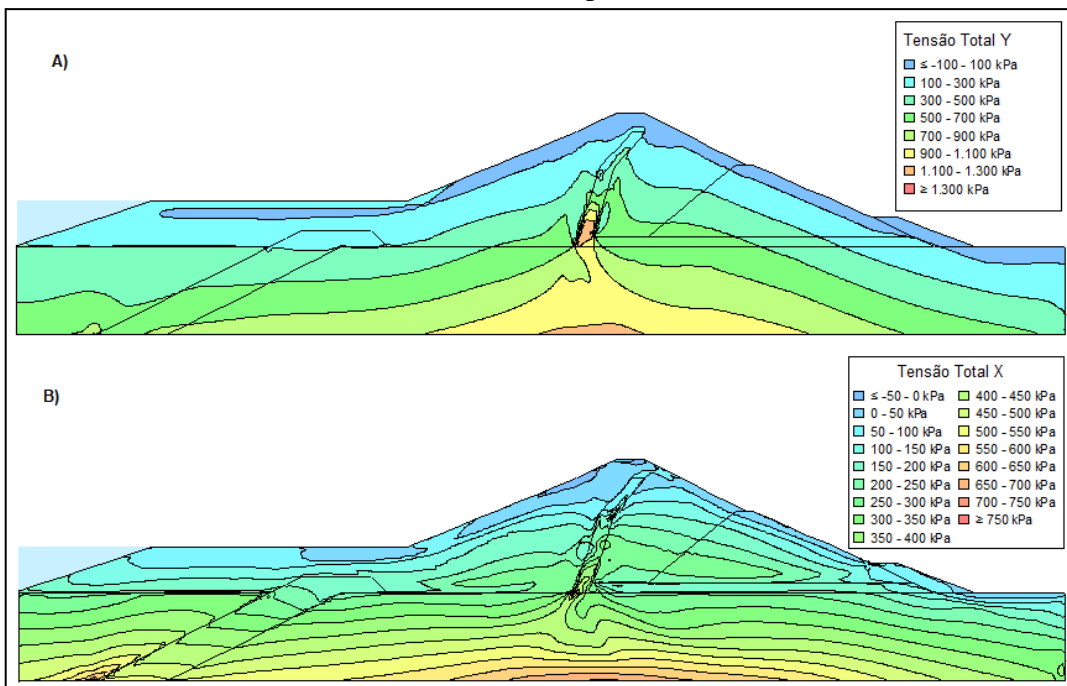
No que diz respeito a distribuição de tensões, a Figura 35 apresenta respectivamente as distribuições de tensões verticais (a) e horizontais (b) para o caso do nível da água no nível mínimo operacional. A distribuição de tensões verticais apresentada na Figura 35a é similar as da barragem como os níveis de água máximo operacional e operacional intermediário, apresentando apenas menor módulo, possuindo também uma concentração abaixo do aterro do corpo da barragem, chegando a 1335 kPa na região de fundação. No que diz respeito à distribuição de tensões horizontais, conforme apresentado na Figura 35b, se é possível perceber também uma distribuição de tensões idêntica àquelas percebidas nas Figuras 29 e 32, apresentando redução no módulo das tensões horizontais, devido à diminuição do empuxo agindo sobre o barramento.

Figura 34 - Deslocamentos obtidos nas direções vertical (a) e horizontal (b) da barragem no nível mínimo operacional.



Fonte: Autor (2023).

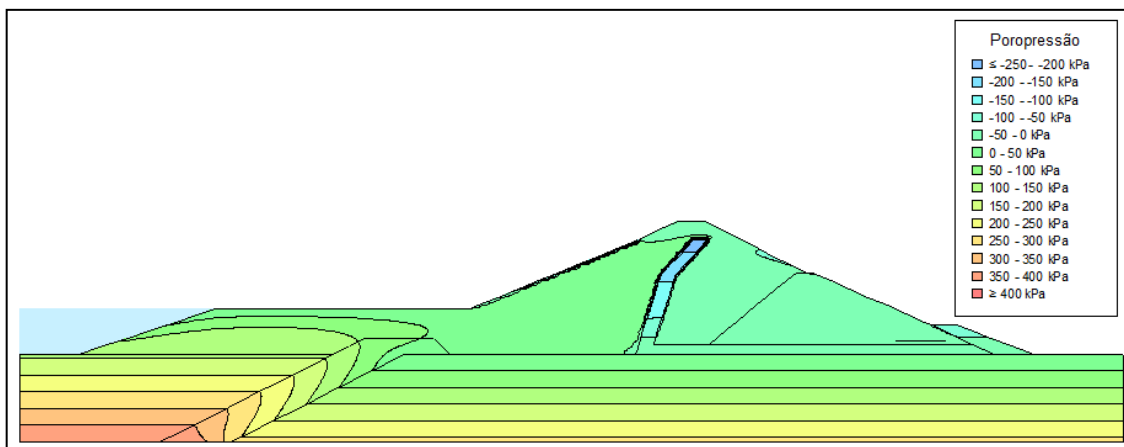
Figura 35 – Distribuição de tensões verticais (a) e tensões horizontais (b) com o nível da água no nível mínimo operacional.



Fonte: Autor (2023).

Por fim, no que diz respeito a poropressão obtida na situação com o nível da água no mínimo operacional, o resultado se encontra apresentado na Figura 36. Assim como nas distribuições apresentadas nas Figuras 30 e 33, para os demais níveis de água, não foi percebido o aparecimento de poropressões significativas na região a jusante do filtro. Também é possível perceber, de forma similar, uma maior concentração de poropressões na região antes do filtro, mais expressivamente na região a montante do *cut-off*, chegando a valores menores devido ao menor nível de água, com aproximadamente 400 kPa.

Figura 36 – Distribuição das poropressões com a barragem no nível mínimo operacional.

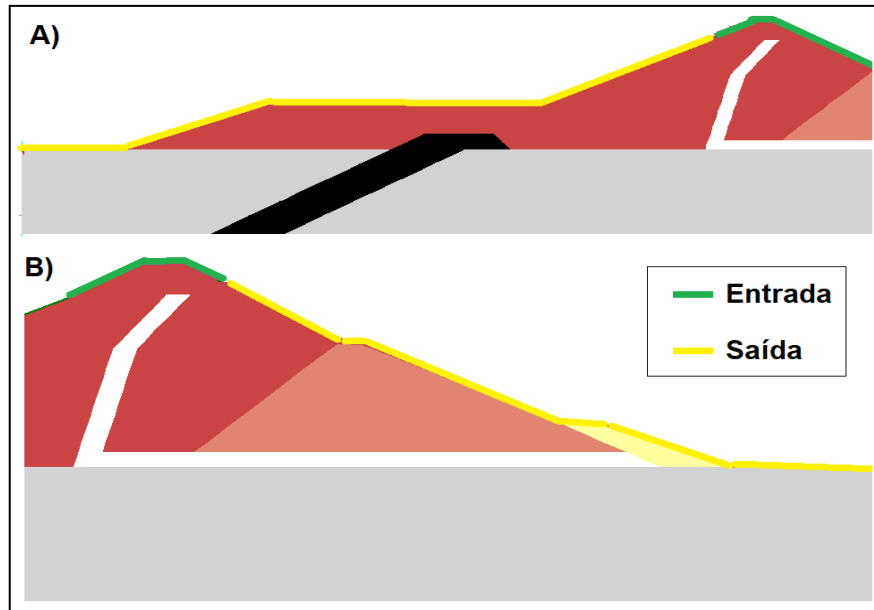


Fonte: Autor (2023).

3.7.1.4 Metodologia das análises de estabilidade

De forma acoplada aos resultados das análises Tensão x Deformação, para as três situações de operação, foram desenvolvidas análises de estabilidade estática utilizando a metodologia baseada na teoria do equilíbrio limite, proposta por Morgenstern-Price (1965) e a metodologia de estabilidade de taludes baseada na distribuição Tensão x Deformação, que considera a distribuição de tensões para definir os esforços presentes nas fatias. A busca das superfícies potenciais de ruptura foi desenvolvida pela definindo as regiões de entrada e saída, conforme apresentado na Figura 37. Foram analisadas 100 superfícies potenciais de ruptura para cada caso. Foram avaliadas as faces a jusante e a montante em cada situação. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento utilizados são os mesmos apresentados anteriormente na Tabela 11.

Figura 37 - Posição das regiões de entrada e saída das superfícies potenciais de ruptura na face a montante (A) e jusante (B).



Fonte: Autor (2023).

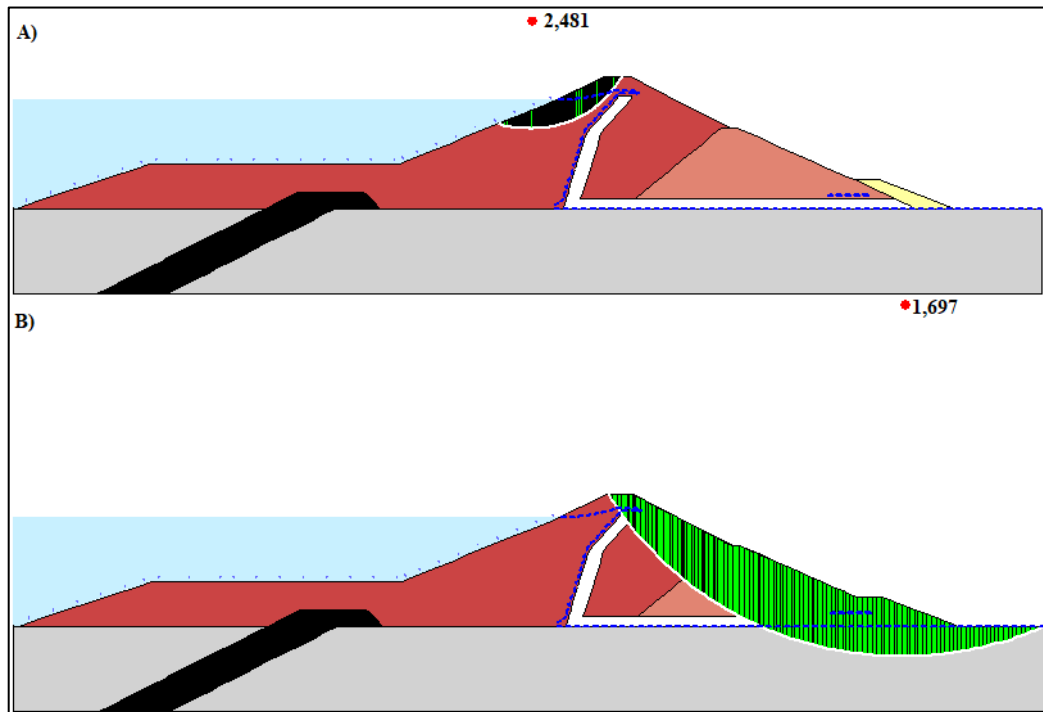
3.7.1.4 Resultados das análises de estabilidade

Nível máximo operacional

Método do equilíbrio limite - Morgenstern-Price (1965)

Realizando a análise de estabilidade estática na barragem com o nível da água no nível máximo operacional, utilizando a metodologia proposta por Morgenstern-Price (1965), foram encontradas as duas superfícies críticas potenciais de ruptura nas faces a montante (a) e jusante (b) respectivamente, conforme apresentado na Figura 38. A superfície crítica a montante tem formato circular, se encontrando totalmente no material do corpo do maciço, em sua maior parte na região não submersa da barragem, apresentando FS de 2,481. O valor obtido para o FS indica alta segurança. Esse valor alto na face a montante se relaciona ao fato de a água funcionar como carregamento externo na região, aumentando a estabilidade da face do talude. A segunda superfície de ruptura, na face a jusante, se desenvolve pelo corpo do maciço e pelo solo de fundação, acompanhando a direção do fluxo no solo aluvionar, apresentando fator de segurança de 1,697. Ambos os FS obtidos, segundo o critério apresentado pela Agência nacional de águas (ANA, 2016), podem ser considerados aceitáveis, uma vez que a recomendação para casos normais de operação é que ele seja de no mínimo 1,5. Os FS obtidos se encontra similares aos obtidos por Souza (2017).

Figura 38 – Superfícies potenciais de ruptura críticas utilizando o método de Morgenstern-Price (1965), com o nível da água no nível máximo operacional na face a montante (a) e jusante (b).



Fonte: Autor (2023).

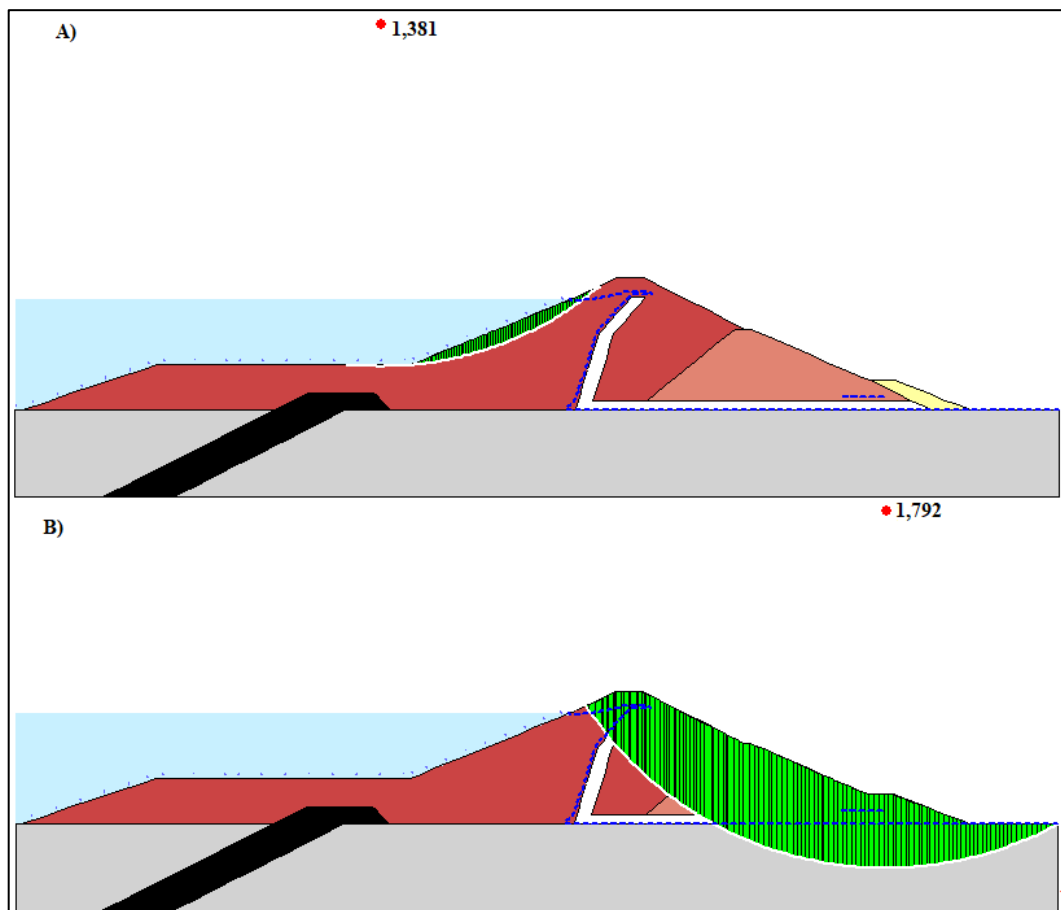
MEF

Realizando a análise de estabilidade estática na barragem com o nível da água no nível máximo operacional utilizando a metodologia de análise que leva em consideração o MEF, foram encontradas as duas superfícies críticas potenciais de ruptura nas faces a montante e jusante respectivamente, conforme apresentado na Figura 39 (a) e (b).

A superfície crítica a montante tem formato circular, se encontrando totalmente no material do corpo do maciço, dentro da região submersa da barragem praticamente em sua totalidade. Essa superfície de ruptura apresenta FS de 1,381, valor mais baixo que o mínimo exigido pela ANA, de 1,5 para situações de operação. Considerando a segunda superfície de ruptura, na face a jusante, ela se desenvolve pelo corpo do maciço e pelo solo de fundação, apresentando um maior fator de segurança, de 1,792. Diferente da outra face analisada, o FS da face a jusante se encontra aceitável pela recomendação da ANA. Tomando como base a análise pelo método Tensão x Deformação, a face a montante é a face crítica de análise, apresentando um FS não satisfatório. Esse comportamento foi também percebido por Souza (2017) em suas

análises de estabilidade utilizando o método baseado nas tensões da análise MEF. Comparando os resultados utilizando o MEF e Morgenstern-Price (1965), acredita-se que a diferença perceptível no FS da face a montante pode ser relacionada ao fato de a análise por MEF não considerar a sobrecarga da água como carregamento externo estabilizante, no cálculo do equilíbrio de forças da fatia, obtendo desta forma um FS menor.

Figura 39 – Superfícies potenciais de ruptura críticas utilizando o método de avaliação da estabilidade baseado no MEF com o nível da água no nível máximo operacional na face a montante (a) e jusante (b).



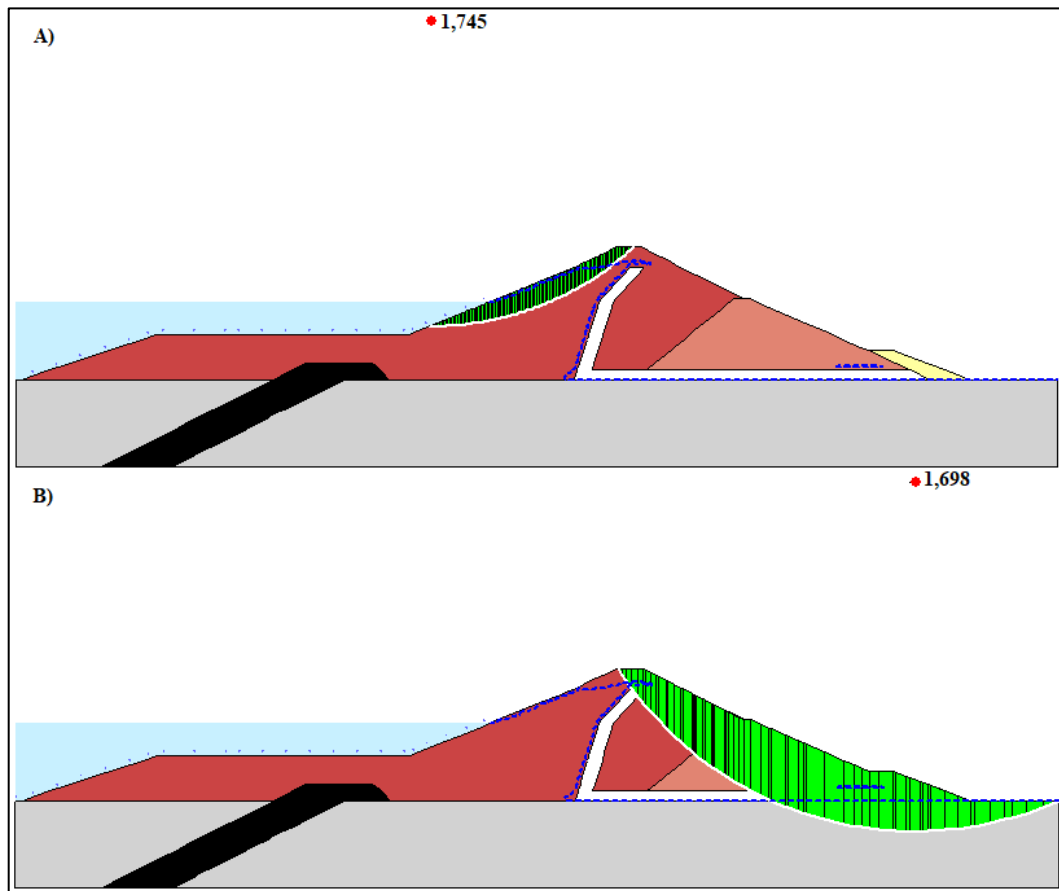
Fonte: Autor (2023).

Nível operacional intermediário

Método do equilíbrio limite - Morgenstern-Price (1965)

No tocante a estabilidade da barragem com o nível da água no nível operacional intermediário, foram encontradas as duas superfícies críticas potenciais de ruptura nas faces a montante e jusante respectivamente, conforme apresentado na Figura 40 (a) e (b).

Figura 40 – Superfícies potenciais de ruptura críticas utilizando o método de Morgenstern-Price (1965), com o nível da água no em um nível operacional intermediário nas faces a montante (a) e jusante (b).



Fonte: Autor (2023).

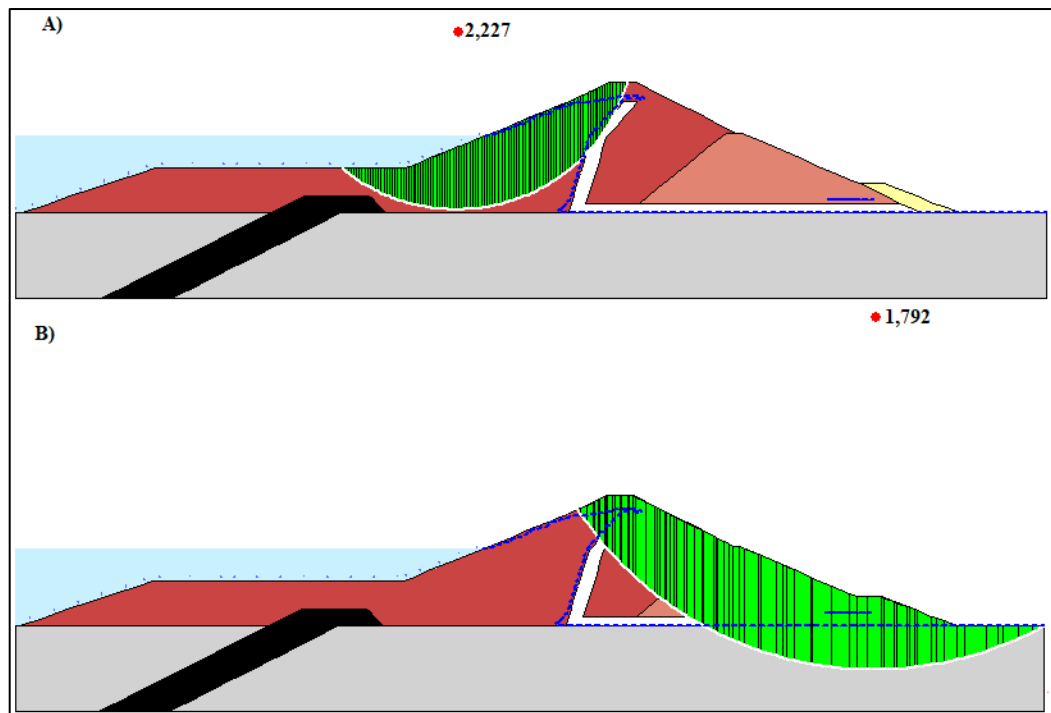
A superfície crítica a montante, assim como na situação de análise anterior, tem formato circular, porém, apresenta formato mais alongado do que a superfície de ruptura identificada com a água em nível máximo operacional, se desenvolvendo inteiramente no material do corpo do maciço, apresentando FS de 1,745, um valor que também indica um bom nível de segurança. A superfície de ruptura obtida na face a jusante é coincidente com a superfície obtida na situação com a barragem no nível máximo operacional, possuindo um FS de 1,698. Assim como na situação com o nível da água no máximo nível operacional, para essa

situação ambos os FS obtidos podem ser considerados aceitáveis segundo o critério estabelecido pela ANA (2016).

MEF

No tocante a estabilidade da barragem com o nível da água no nível operacional intermediário utilizando a metodologia baseada no MEF, foram encontradas as duas superfícies críticas potenciais de ruptura nas faces a montante e jusante respectivamente, conforme apresentado na Figura 41 (a) e (b).

Figura 41 – Superfícies potenciais de ruptura críticas utilizando o método de avaliação da estabilidade baseado no MEF, com o nível da água no nível operacional intermediário para as faces a montante (a) e jusante (b).



Fonte: Autor (2023).

A superfície crítica a montante tem formato circular e profundo, se desenvolvendo inteiramente no material do corpo do maciço, não chegando ao solo de fundação, apresentando FS de 2,277, um valor que indica um bom nível de segurança. Considerando a superfície de ruptura obtida na face a jusante, ela se desenvolve pelo corpo do maciço e pelo solo de fundação, sendo a mesma superfície de ruptura encontrada para a análise desenvolvida com a água no nível máximo operacional. A superfície de ruptura a jusante apresenta fator de segurança de

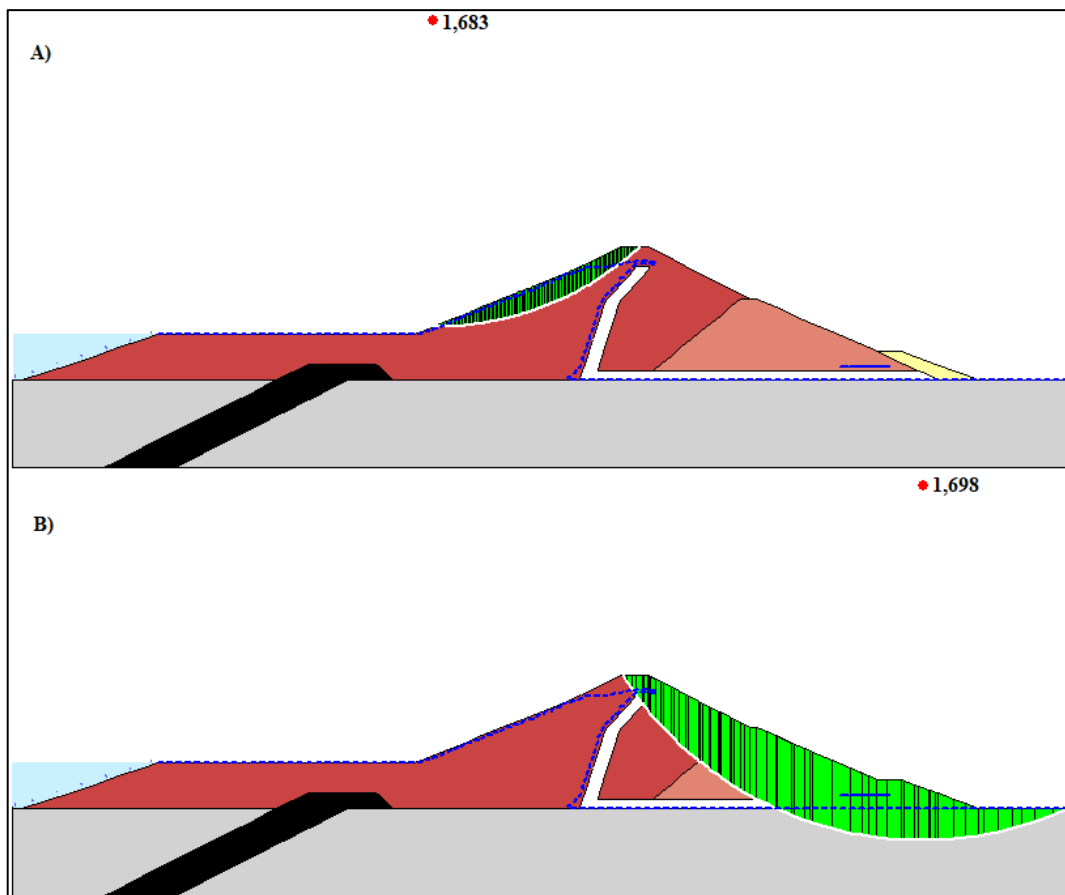
1,792. Ambos os FS obtidos podem ser considerados aceitáveis segundo o critério estabelecido pela ANA (2016).

Nível mínimo operacional

Método do equilíbrio limite - Morgenstern-Price (1965)

Analisando a estabilidade da barragem com o nível da água no nível mínimo operacional com a metodologia de Morgenstern-Price (1965), foram encontradas duas superfícies críticas potenciais de ruptura nas faces a montante e jusante respectivamente, conforme apresentado na Figura 42 (a) e (b).

Figura 42 – Superfícies potenciais de ruptura críticas utilizando o método de Morgenstern-Price (1965), com o nível da água no nível mínimo operacional na face a montante (a) e jusante (b).



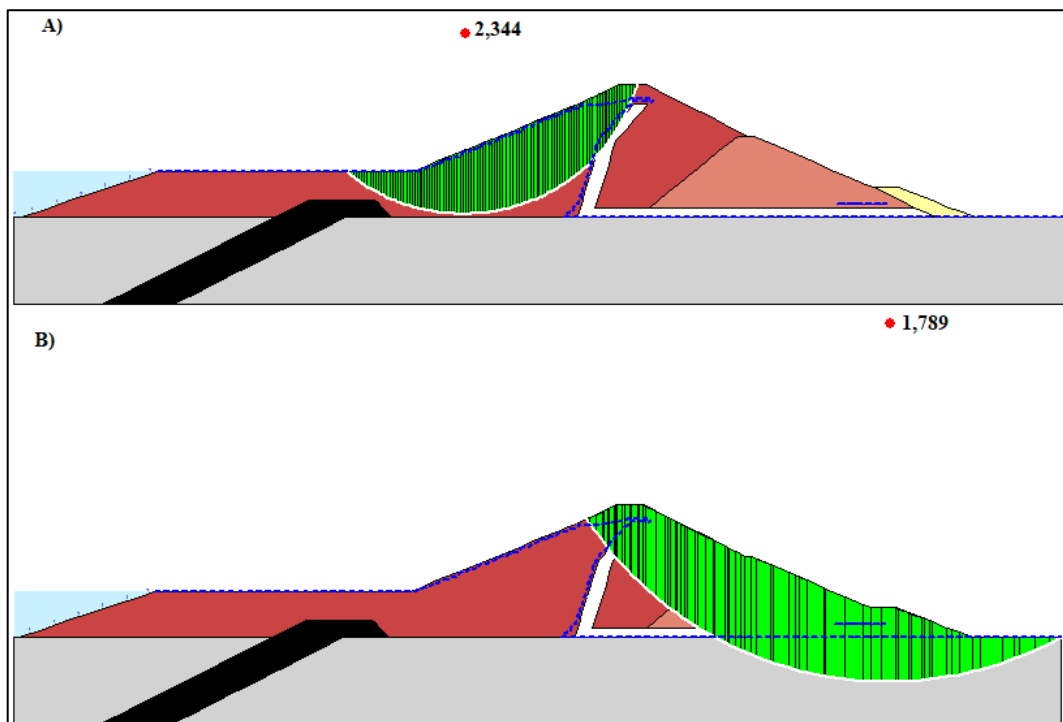
Fonte: Autor (2023).

A superfície crítica a montante tem formato circular, sendo uma superfície idêntica àquela obtida para a análise com a água no nível intermediário operacional, apresentando redução no FS, se desenvolvendo inteiramente no material do corpo do maciço. O FS obtido apresenta valor de 1,683, indicando um bom nível de segurança, apesar da diminuição em relação às outras situações de análise. A superfície potencial de ruptura identificada na face a jusante é coincidente com as duas superfícies potenciais de ruptura obtidas para os demais níveis de água, apresentando fator de segurança similar, de 1,698. Apesar de apresentar o menor FS obtido na face a montante, ambos os FS obtidos podem ser considerados aceitáveis segundo o critério estabelecido pela ANA (2016).

MEF

Por fim, ao analisar a estabilidade da barragem com o nível da água no nível mínimo operacional utilizando a metodologia baseada no MEF, foram encontradas duas superfícies críticas potenciais de ruptura nas faces a montante e jusante respectivamente, conforme apresentado na Figura 43 (a) e (b).

Figura 43 – Superfícies potenciais de ruptura críticas utilizando o método de avaliação da estabilidade baseado no MEF, com o nível da água no nível mínimo operacional nas faces a montante (a) e jusante (b).



Fonte: Autor (2023).

A superfície crítica a montante tem formato circular, sendo uma superfície idêntica àquela obtida para a análise com a água no nível intermediário operacional, variando apenas o FS, chegando a um valor de 2,334. O FS obtido que indica um bom nível de segurança. A superfície de ruptura obtida na face a jusante é idêntica àsquelas identificadas para os demais níveis de água analisados, apresentando fator de segurança de 1,789. Dessa forma, ambos os FS obtidos podem ser considerados aceitáveis segundo o critério estabelecido pela ANA (2016).

3.7.1.5 Considerações finais sobre as análises estáticas

No que diz respeito as análises estáticas do tipo Tensão x Deformação, pode-se perceber que para todos os casos há semelhança na distribuição Tensão x Deformação identificada, independentemente do nível de água atuante no barramento. As maiores variações percebidas dizem respeito a magnitude dos carregamentos, influenciada pelo nível da água, e a poropressão na região a montante do *cut-off*, também influenciada diretamente pelo nível da água atuante. Para todos os casos, não foi percebido o aparecimento de poropressões significativas na região a jusante do filtro. Todos os resultados são comparáveis aos obtidos pelas modelagens numéricas desenvolvidas por Souza (2017), e por consequência aos resultados da instrumentação apresentados por Rocha (2003), embora existam diferenças nos valores devido ao período analisado.

A Tabela 12 apresenta, de forma resumida, os valores obtidos para os FS em condição estática.

Tabela 12 – Resumo dos resultados das análises de estabilidade estáticas.

Método de análise	Nível mínimo operacional		Nível operacional intermediário		Nível máximo operacional	
	FS crítico montante	FS crítico jusante	FS crítico montante	FS crítico jusante	FS crítico montante	FS crítico jusante
Morgenstern-Price (1965)	1,683	1,689	1,745	1,698	2,481	1,697
MEF	2,344	1,789	2,270	1,790	1,381	1,792

Fonte: Autor (2023).

Com base na Tabela 12 é possível perceber que, considerando as análises pela metodologia de Morgenstern-Price, todos os FS obtidos atendem a recomendação da ANA, sendo maiores que o valor mínimo exigido para situações de reservatório em operação, de 1,5. Esse comportamento indica segurança para a barragem em condições estáticas de análise, comportamento percebido por Souza (2017).

Considerando a Tabela 12, utilizando a metodologia baseada no MEF, o FS obtido a montante, com a barragem no nível máximo operacional se encontrou abaixo desse valor mínimo exigido pela ANA. Esse comportamento também foi percebido para a face a montante com a água no nível máximo operacional por Souza (2017), e, acredita-se estar relacionado com a fundamentação do método de avaliação de estabilidade baseado no MEF.

É possível perceber de forma adicional, com base na Tabela 12, que a variação do nível da água não influenciou significativamente os FS obtidos a jusante. Tal comportamento é justificável, uma vez que não há mudanças no nível de carregamento atuante nessa face e, conseqüentemente, não há significativa alteração na distribuição de tensões e, principalmente, de poro-pressões nas análises Tensão x Deformação estáticas. Considerando a face a montante, são percebidas sensíveis mudanças nos FS quando ocorrem variações o nível da água. Esse comportamento ocorre devido a retirada ou aumento da sobrecarga da água, que tende a atuar como força externa de estabilização e tende a modificar os níveis de tensão na face que pode estar submersa.

4. ABORDAGEM PSEUDO-ESTÁTICA

No presente tópico serão apresentadas a fundamentação teórica, a metodologia adotada e os resultados referentes às análises de estabilidade desenvolvidas com o método pseudo-estático.

4.1 Fundamentação teórica do método

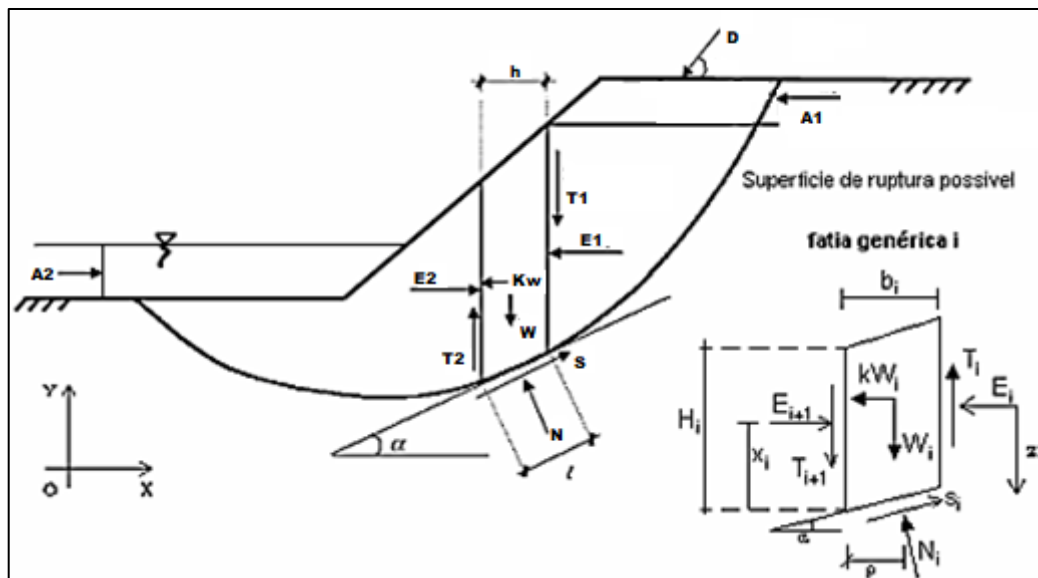
Em condições estáticas existem diversas formas de entender a estabilidade de taludes, podendo se destacar alguns deles, como os métodos de elementos de contorno (Jiang, 1990); método dos elementos finitos (Matsui, 1992); e método de redes neurais (Jaritngam *et al.*, 2001). Além desses, alguns dos mais conhecidos e utilizados são os métodos baseados em equilíbrio limite, podendo-se destacar as metodologias de Fellenius (1936), Bishop (1955), Janbu (1954), Spencer (1967), Morgenstern-Price (1965), entre outras. Esse tipo de metodologia é extremamente utilizado na engenharia geotécnica, sendo uma forma de avaliação consolidada para problemas de estabilidade, no que diz respeito a escorregamentos planares e circulares.

O entendimento desses métodos parte da premissa simplificada que o material constituinte do talude, seja ele solo ou rocha, se comporta como um corpo rígido, apresentando ruptura sobre uma superfície bem definida. Segundo a base do método, o bloco de material, que se comporta como um corpo rígido, pode ser subdividido em uma região determinada por uma superfície potencial de ruptura. A relação entre as forças atuantes sobre esse bloco resulta em um Fator de Segurança (FS), que traduz a estabilidade de forma determinística. Um Fator de Segurança igual à unidade significa que os esforços resistentes são iguais aos desestabilizadores e o talude está em iminência da ruptura. Fatores de Segurança menores do que a unidade indicam situações de instabilidade, enquanto FS superiores a um indicam que o talude, naquela situação e condições, é estável.

A fundamentação matemática de diversos métodos de Equilíbrio Limite se baseia no método das fatias. Para esse método são definidas diversas superfícies potenciais de ruptura no maciço. Entendendo que a ruptura dessa superfície depende de cada uma das suas partes, essa região definida é dividida em fatias verticais, possibilitando o equilíbrio de esforços de cada fatia, dessa forma se analisa as condições de equilíbrio em cada fatia isoladamente, para depois

verificar de forma global a estabilidade da superfície de ruptura. A Figura 44, apresenta os esforços que agem sobre uma fatia qualquer, parte de uma cunha de ruptura hipotética.

Figura 44 - Esforços atuantes em uma fatia genérica contida em uma superfície de ruptura possível.



Fonte: Adaptado de Seequent (2023).

Essa disposição representa os esforços atuantes na fatia hipotética, onde tem-se:

- W sendo o peso da fatia;
- Kw sendo a componente horizontal da força de inércia;
- N sendo a força normal à base da fatia;
- S sendo a força tangencial à base da fatia;
- E1 e E2 sendo componentes horizontais das forças entre as fatias;
- T1 e T2 sendo componentes verticais das forças entre as fatias;
- D sendo uma força externa aplicada na superfície;
- b sendo a largura da fatia;
- l sendo o comprimento da base da fatia;
- A1 e A2 sendo as forças hidrostáticas

Nesse contexto, se calcula o fator de segurança local como a relação entre a resistência ao cisalhamento (s), pela tensão cisalhante (τ), conforme a Equação 6.

$$FS_{fatia} = \frac{s}{\tau} \quad (\text{Equação 6})$$

Logo, tem-se a relação apresentada na Equação 7:

$$\tau = \frac{S}{FS_{fatia}} \quad (\text{Equação 7})$$

Considerando que o S (força resistente na base da fatia) pode ser calculado como uma multiplicação do comprimento “l” pela a tensão cisalhante, conforme a Equação 8, temos que:

$$S = \tau l \quad (\text{Equação 8})$$

Substituindo os valores de tensão cisalhante, relacionando as Equações 7 e 8, é possível chegar na Equação 9:

$$S = \frac{sl}{FS} \quad (\text{Equação 9})$$

Há diferentes formas de considerar a resistência ao cisalhamento (s), a forma mais comum é utilizar o critério de Mohr-Columb, conforme apresentado na Equação 10, nesse caso, considerando σ' como a tensão efetiva, ϕ' como ângulo de atrito efetivo e C' como coesão efetiva, tem-se:

$$s = C' + \sigma' \tan (\phi') \quad (\text{Equação 10})$$

Onde o valor da tensão efetiva é dado pela Equação 11:

$$\sigma' = \sigma - u = \frac{N}{l} - u \quad (\text{Equação 11})$$

Os fatores de segurança podem ser calculados de acordo com o equilíbrio das forças em cada uma das fatias atuantes, dessa forma, o somatório de forças horizontais pode ser representado pela Equação 12 a seguir:

$$\sum(E1 - E2) - \sum N \sin \alpha + \sum S \cos \alpha - \sum kW - D \cos \omega \pm \sum_{i=1}^2 Ai = 0 \quad (\text{Equação 12})$$

De forma similar, considerando “x”, “r”, “f”, “e”, “d” e “h” como braços de alavanca para as forças aplicadas, os fatores de segurança em relação aos momentos podem ser calculados de acordo com a Equação 13 apresentada a seguir:

$$\sum Wx - \sum Sr - \sum Nf + \sum kW e \pm Dd \pm \sum_{i=1}^2 Aih = 0 \quad (\text{Equação 13})$$

Com base nesses somatórios, pode-se definir o fator de segurança substituindo nas equações de somatório os valores de força resistente em função dos fatores de segurança e dos

critérios de ruptura, isolando o valor de FS. Dessa forma, se tem como equações base para determinação de FS as Equações 14 e 15 a seguir:

$$FS_{forças} = \frac{\sum[C'l \cos(\alpha) + (N-ul) \tan(\phi') \cos(\alpha)]}{\sum N \sin(\alpha) + \sum kW + D \cos \omega \pm \sum_{i=l}^2 Ai} \quad (\text{Equação 14})$$

$$FS_{momentos} = \frac{\sum[C'lr + (N-ul)r \tan(\phi')]}{\sum Wx - \sum Nf + \sum kW_e + Dd \pm \sum_{i=l}^2 Aih} \quad (\text{Equação 15})$$

As equações de FS em questão são não lineares e hiperestáticas. Alguns métodos fazem uso da equação de momentos, outros da equação de forças, e alguns das duas equações. Cada metodologia faz uso de hipóteses simplificadoras para eliminar variáveis e tornar possível determinar os fatores de segurança. A Tabela 13 apresenta de forma resumida as hipóteses e características trazidas por cada autor nos mais diversos métodos de análise por equilíbrio limite.

Tabela 13: Características dos métodos baseados em equilíbrio limite.

Método	Equilíbrio		Hipóteses	Tipo de Superfícies / Comentários
	Momentos	Forças		
Fellenius	X		Não considera Força entre fatias.	Circular
Bishop simplificado	X		Resultante das forças entre fatias é horizontal.	Circular / n hipóteses sobre o ponto de aplicação da força normal e (n-1) sobre a magnitude das forças tangenciais entre fatias. FS determinado a partir da consideração de equilíbrio de momentos.
Janbu simplificado		X	Resultante das forças entre fatias é horizontal. Um fator de correção empírico f_0 é usado considerar efeitos das forças tangenciais.	Qualquer / Os valores de f_0 são sugeridos para condições de solos homogêneos.

*Continuação da Tabela 13: Características dos métodos baseados em equilíbrio limite.

Método	Equilíbrio		Hipóteses	Tipo de Superfícies / Comentários
	Momentos	Forças		
Spencer	X	X	Resultantes das forças entre fatias têm inclinações constantes através da massa do solo.	Qualquer / Semelhante ao método de Morgenstern – Price com $f(x) = 1$.
Morgenstern-Price	X	X	Direção da resultante das forças entre fatias definidas usando uma função arbitrária $f(x)$. A parcela de $f(x)$ para satisfazer o equilíbrio de forças e de momentos é calculada.	Qualquer / n hipóteses sobre o ponto de aplicação da força normal e $(n-1)$ sobre a magnitude relativa das forças entre fatias. Uma incógnita λ é introduzida. Fatias são de espessura infinitesimal.
Janbu generalizado	X	X	Localização da força normal entre fatias definida por uma linha de empuxo arbitrária.	Qualquer / n hipóteses sobre o ponto de aplicação das forças normais entre fatias. Posição da última não é usada, com o equilíbrio de momentos não sendo satisfeito na última fatia. FS determinado a partir do equilíbrio de forças e de momentos.
Sarma	X	X	Resistência interna entre fatias é mobilizada. Distribuição das resultantes das forças tangenciais entre fatias definidas com base em uma função arbitrária. A porcentagem da função λ necessária para satisfazer o equilíbrio de forças e momentos é calculada.	Qualquer / n hipóteses sobre o ponto de aplicação das forças normais e $(n-1)$ sobre a magnitude relativa das forças tangenciais entre fatias. Incógnita λ introduzida.

Fonte: Adaptado de De Campos (1985).

Todavia, de forma direta, esses métodos não são desenvolvidos para entender a estabilidade desses taludes submetidos a sismos. Nesse contexto, foram desenvolvidas

analogias que possibilitaram o desenvolvimento de métodos simplificados conhecidos como métodos pseudo-estáticos para avaliação de estabilidade de estruturas submetidas a carregamentos sísmicos.

A adaptação proposta para a utilização de métodos de estabilidade tradicionais, baseados em equilíbrio limite, para análises dinâmicas é feita adicionando vetores de força que representam a ação sísmica às forças naturalmente existentes. São aplicadas essas cargas em todas as cunhas de ruptura possíveis, obtendo assim a superfície potencial de ruptura crítica. Nas análises pseudo-estáticas os carregamentos são expressos em função de frações da aceleração da gravidade, multiplicadas pelo peso das fatias, atuando sobre o centroide, criando uma nova configuração de estabilidade se comparada à situação estática.

Contudo, se é necessário perceber as limitações do método, inerentes ao seu processo formador simplificado. Em situações reais, a forma como os carregamentos sísmicos atuam em uma estrutura depende de diversas variáveis complexas, no que diz respeito forma propagação dessas cargas e resposta das estruturas envolvidas, além disso, é importante perceber que o tempo de aplicação das cargas é curto e variável ao longo do sismo, criando na prática diversas situações novas de estabilidade ao longo do sismo, não apenas uma. Ademais, devido à natureza do método derivado da teoria de equilíbrio limite, com a aplicação da metodologia pseudo-estática é impossível entender a variação de poropressões e os efeitos do carregamento na distribuição de tensões e deformações ao longo do processo.

As análises pseudo-estáticas podem ser consideradas análises conservadoras, uma vez que, devido a sua concepção, consideram o carregamento sísmico como constante e estático, embora na realidade seja um carregamento transitório. Além disso, outro fator é que esse tipo de análise desconsidera o amortecimento de energia absorvida pela barragem e pelo solo de fundação. Ademais, outro fator que torna esse tipo de análise conservadora é o fato de ser feita a aplicação simultânea dos coeficientes de aceleração horizontais e verticais máximos, algo que pode vir a não ocorrer durante um sismo.

Nesse contexto, mesmo apresentando limitações, devido a sua simplicidade de aplicação e boa representatividade, esse método se tornou extremamente comum, com diversos autores fazendo uso da metodologia pseudo-estática para avaliar a estabilidade de barragens submetidas a carregamentos sísmicos, seja em etapas de projeto ou desenvolvendo verificações durante a vida útil das barragens (e.g. Chakraborty e Choudhury, 2013; Duarte, 2016; Ferreira e Assis, 2017; Mostafaei, Gilani e Ghaemian, 2018; Morales, Bard e Palma, 2022).

A aplicabilidade desse método depende, entre outras coisas, do material componente da estrutura. Segundo Makdisi e Seed (1979), a avaliação de estabilidade de taludes submetidos

a carregamentos sísmicos, utilizando a metodologia pseudo-estática, se torna aplicável para apenas para certos tipos de solo. O autor destaca como materiais potencialmente adequados: argilas, solos argilosos, solos granulares densos saturados e, por fim, solos granulares secos ou parcialmente saturados, desde que não apresentem degradação de resistência de mais de 20% devido aos ciclos de carregamento ou o aparecimento de altas poropressões.

Um fator importante que influencia na representatividade da aplicação do método pseudo-estático é entender a precisão com a qual as forças imputadas podem representar as complexas forças dinâmicas, existentes em um terremoto (Kramer, 1996). Dessa forma, definir os coeficientes de aceleração a serem utilizadas é o passo primordial para a boa aplicação dessa metodologia, sendo essa definição discutida de forma mais aprofundada no tópico seguinte do presente documento.

Dessa forma, optou-se por utilizar no presente trabalho a metodologia de análise pseudo-estática devido à sua facilidade de aplicação, grande utilização documentada na literatura e, por fim, devido a essa ser a metodologia de análise presente nas Diretrizes para implementação de barragens (ANA. 2016).

4.2 Definição dos coeficientes de aceleração

A ocorrência de terremotos condiciona a escolha das acelerações de projeto. A forma de representar cargas sísmicas em análises pseudo-estáticas é por meio de coeficientes de acelerações verticais e horizontais, em função de uma parcela da aceleração da gravidade (g). Existem diversas formas de definir os coeficientes de aceleração, ficando essa escolha a cargo do engenheiro responsável. A definição desse parâmetro é primordial, uma vez que ele é responsável por inferir a intensidade de carregamento. Um erro nessa fase pode desencadear o dimensionamento de uma estrutura super ou sub dimensionada, causando onerosidade ou falhas de segurança aos projetos. Serão apresentadas no presente tópico metodologias e recomendações distintas para a definição desses coeficientes de aceleração.

4.2.1 DSD (USBR, 1973)

Uma referência importante que contém indicativos de coeficientes de aceleração horizontais e verticais para representar os sismos em modelagens de barragens é o *Design of Small Dams, do United States Bureau of Reclamation* (USBR, 1973). Os autores sugerem que, em áreas com baixa sismicidade e não sujeitas a condições extremas de terremotos, condições

nas quais o Brasil está inserido, sejam adotados 0,1g, e 0,05g, para os coeficientes de aceleração horizontal e vertical, respectivamente.

4.2.2 Seed (1979)

Outra referência importante que se pode destacar é Seed (1979). O autor recomendou que, sempre que os materiais não apresentem significativa perda de resistência quando submetidos a carregamentos sísmicos, sejam realizadas análises pseudo-estáticas considerando um coeficiente sísmico igual a 0,1 para terremotos com magnitude 6,5, ou igual a 0,15 para terremotos com magnitude 8,25. Caso sejam obtidos fatores de segurança da ordem de 1,15, a estabilidade poderia ser garantida, com a expectativa da ocorrência de deslocamentos permanentes suficientemente pequenos durante o sismo.

4.2.3 ANA (2016) / Eletrobrás (2003)

A recomendação principal desenvolvida pela Agência Nacional de Águas, presente nas Diretrizes Para Implementação de Barragens (ANA, 2016), desenvolvida para barragens para reservação de água, é que seja desenvolvido um estudo sísmico na região de implementação da barragem, de modo a definir forma e magnitude das acelerações causadas pelo sismo com maior probabilidade de atingir a região sob determinadas condições. Com base nesses estudos, é possível identificar acelerações horizontais e verticais a serem aplicadas. Todavia, o desenvolvimento desses estudos é complexo e muitas vezes negligenciado.

Nesse sentido, outra recomendação é que, na ausência de estudos de sismicidade, podem ser utilizados os critérios previamente estabelecidos nas recomendações presentes em Eletrobrás (2003). Essa recomendação é a utilização de análise pseudo-estática na avaliação das condições de estabilidade da barragem face a sismos naturais ou induzidos adotando-se cargas sísmicas correspondentes a coeficientes de aceleração de 0,05g na direção horizontal e 0,03g na direção vertical.

4.2.4 ABNT NBR 13028 (2018)

A recente norma brasileira Mineração — Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água — Requisitos (ABNT NBR 13028, 2018), voltada para projetos de mineração, apresenta

considerações sobre análise sísmica em seu escopo, sendo sugerido o desenvolvimento de estudos sísmicos para avaliar o potencial de sismicidade na área de implantação da barragem, com base em bibliografia, incluindo normas existentes e registros. De forma adicional a norma sugere a adoção das recomendações presentes no *Dam Safety Guidelines* (2013), da *Canadian Dam Association* (CDA), que indica a adoção da aceleração da gravidade resultante do Sismo Máximo Provável (MCE – Maximum Credible Earthquake) para a definição dos parâmetros nas análises pseudoestáticas. Vale ressaltar que essa norma se destina a barragens relacionadas a mineração, embora, na ausência de legislações específicas, essa norma possa servir para validar análises.

4.2.5 Metodologias de definição em função do PGA

Além das metodologias que apontam coeficientes de acelerações com valores pré-definidos, visando incluir particularidades locais, existem trabalhos na literatura que tratam as acelerações verticais e horizontais em função da definição de um PGA (*Peak Ground Acceleration*). Existem diversas formas de definir o PGA, sendo as mais usuais a definição em função de acelerogramas, estudos estatísticos da sismicidade ou por meio de mapas desenvolvidos com esse fim.

Em países com uma grande base de dados disponível, assim como os Estados Unidos, os valores de PGA podem ser obtidos diretamente de bases de dados abertas, que podem ser exemplificadas no site do *United States Geological Survey Geohazards Internet Web* (<http://eqhazmaps.usgs.gov>), que necessita apenas de dados de Latitude e Longitude para se obter esses valores, baseados nos registros históricos. Todavia, em países como o Brasil essa definição pode se tornar mais desafiadora, pela ausência de dados e estudos consolidados.

Pode-se trabalhar com PGA do solo, ou seja, a aceleração máxima após a propagação da onda pelo solo, ou com o PGA da rocha, aceleração máxima determinada na rocha de embasamento. A definição direta de um PGA do solo é complexa, uma vez que exige medições localizadas e precisas no solo. Outra forma de definir esse PGA do solo, é o desenvolvimento de uma análise de resposta, quantificando os amortecimentos e ou ampliações das ondas no solo entre a base da barragem e a rocha de fundação. Todavia, essa análise de resposta dependeria diretamente da obtenção de parâmetros complexos, sendo dessa forma de difícil obtenção. Nesse contexto, é usual o cálculo das acelerações utilizadas nas análises pseudoestáticas serem desenvolvidos em função diretamente do PGA de rochas, adotando um

coeficiente simplificado e conservador, que embute o processo de amortecimento e amplificação, e a natureza de velocidade do carregamento.

4.2.5.1 Marcuson e Franklin (1983)

Marcuson e Franklin (1983) sugerem, baseados em sua experiência, a utilização de um coeficiente sísmico com o valor variando entre um terço (0,33) a metade (0,5) do PGA de rocha para acelerações horizontais. Os autores ressaltam que essa análise deve usar parâmetros de resistência apropriados. Caso sejam obtidos fatores de segurança maiores que um, os autores apontam que baseados em resultados pregressos (Newmark, 1965; Franklin e Chang, 1977), existe uma expectativa do aparecimento de deformações com magnitude limitada pós-sismo. Segundo os autores, para esses casos as deformações não devem ser suficientes para ameaçar a integridade da barragem, embora, a quantificação dessas deformações não pode ser determinada pelo método pseudo-estático.

4.2.5.2 Hynes-Griffin e Franklin (1984)

De forma similar, Hynes-Griffin e Franklin (1984) sugerem um coeficiente, considerado por eles conservador, de pelo menos metade (0,5) do valor do PGA de rocha, para acelerações horizontais. Essas recomendações foram diretamente desenvolvidas para utilização em barragens. Os autores ressaltam que essas recomendações não se aplicam em locais com a ocorrência de grandes terremotos (acima de 8 de magnitude) e/ou com fundações susceptíveis a liquefação.

4.2.6 Definição do PGA

Conforme apresentado, existem metodologias que definem suas acelerações horizontais e verticais, advindas dos sismos, em função dos PGA. A definição do PGA deve ser feita, prioritariamente, em função de estudos sobre a sismicidade local e baseados em análises probabilísticas embasadas por anos de monitoramento da atividade sísmica. Todavia, existem outras formas mais simplificadas de definir os PGA, na ausência de estudos estatísticos específicos.

4.2.6.1 Definição em função de acelerogramas

Uma das formas de definir o PGA é por meio de acelerogramas representativos. Os acelerogramas são representações da variação de acelerações, sejam elas verticais ou horizontais, em função do tempo em que se desenvolve o sismo, e implementadas as acelerações de pico (PGA). A obtenção de acelerograma está relacionada ao desenvolvimento de um estudo sísmico localizado, determinado em função do histórico sísmico da região e do nível de segurança da obra.

4.2.6.2 Definição em função de mapas de risco sísmico

Outra forma alternativa de determinar o PGA é por meio da utilização de mapas desenvolvidos com esse fim. Nesse contexto, Cruz *et al.* (2021) apresentaram resultados de PGA obtidos por 13 estudos sísmicos desenvolvidos no Brasil, comparando esses resultados com os valores presentes no mapa de risco sísmico desenvolvido por Assumpção *et al.* (2016) e também valores extrapolados para diferentes tempos de retorno. Os autores observaram uma correlação boa entre os dados, embora, seja possível perceber que para os casos apresentados todos os valores advindos de estudos sísmicos (denominados PGA_{real}) eram menores do que os apresentados nos mapas (denominados PGA_{mapa}). Com base nisso os autores propõem uma correlação para obtenção de PGA estimados (denominados PGA_{est}), por meio de uma Equação 16, para obter valores de PGA considerados mais realistas, em função dos valores presentes no mapa, apresentada a seguir:

$$PGA_{est} = 0,011e^{11,698PGA_{mapa}} \quad (\text{Equação 16})$$

Todavia, se percebeu que, utilizando essa equação, em algumas regiões do Brasil foram obtidos por meio de estudos sismológicos (PGA_{real}) valores maiores que os estimados pelos autores (PGA_{est}) com base no mapa de Assumpção *et al.* (2016). Dessa forma, foi proposta a utilização de um fator de correção na equação, de forma a manter os valores estimados pela equação (PGA_{est}), sempre maiores do que aqueles obtidos por estudos sísmicos reais (PGA_{real}). Dessa forma, os autores propuseram uma equação corrigida que define um PGA estimado, em função do PGA presente no mapa. A Equação 17 está apresentada a seguir:

$$PGA_{est} = 0,011e^{11,698PGA_{mapa}} + 0,02 \quad (\text{Equação 17})$$

De forma complementar, foi proposta em 2022 pelos autores uma atualização no método, prevendo uma correção na extrapolação dos tempos de retorno. Cruz *et al.* (2022) propõem uma nova equação corrigida para os valores de PGA estimados baseados também nos PGA definidos mapas propostos por Assumpção *et al.* (2016). Os autores incluem mais dados e levam em consideração um fator de importância, incluindo considerações do Eurocode 8 para a extrapolação de tempos de retorno. Diante disso, os autores propuseram uma como equação corrigida para a definição do PGA estimado, em função do PGA presente no mapa, a Equação 18 é apresentada a seguir:

$$PGA_{est} = 0,0129e^{10,211PGA_{mapa}} + 0,04 \quad (\text{Equação 18})$$

O valor do PGA do mapa, assim como na proposição de 2021, deve ser definido de acordo com o tempo de retorno desejado. Os mapas desenvolvidos por Assumpção *et al.* (2016) para determinar o PGA são os mapas apresentados anteriormente, na Figura 8.

4.2.7 Recomendações para o coeficiente de aceleração vertical

Algumas metodologias definem diretamente coeficientes para a adoção de acelerações verticais e horizontais no desenvolvimento de análises pseudo-estáticas (e.g. USBR, 1973; Eletrobras, 2003). Segundo Kramer (1996), as acelerações verticais são diversas vezes desprezadas na engenharia sísmica principalmente porque as margens de segurança contra as cargas verticais estáticas nas obras geralmente fornecem resistência adequada às cargas dinâmicas induzidas por acelerações verticais durante os terremotos. Nesse contexto, existem metodologias que apontam apenas valores para acelerações horizontais (e.g. Marcuson e Franklin, 1983; Hynes-Griffin e Franklin, 1984), deixando a cargo do projetista a inserção ou não de acelerações verticais.

Para esses casos, existem recomendações diversas para a definição de acelerações verticais. Suarez (2009), Mejía (2015) e Cruz *et al.* (2021) recomendam a utilização de dois terços do valor aplicado para aceleração horizontal, como valor de aceleração vertical. No entanto, Suarez (2009) aponta que, em locais próximos ao epicentro, as acelerações verticais podem adquirir valores mais elevados, podendo ser considerados valores diferentes.

4.3 Materiais e métodos

Foram desenvolvidas análises pseudo-estáticas acopladas nos resultados de análises Tensão x Deformação estáticas apresentados no Capítulo 2 do presente documento, desenvolvidas com a barragem em três níveis de operação. Foi considerado o nível máximo operacional, o nível mínimo operacional e um nível operacional intermediário. As análises pseudo-estáticas utilizaram o método de Morgenstern-Price (1965), aplicando os coeficientes de aceleração vertical e horizontal no centroide das superfícies potenciais de ruptura. As condições de contorno são as mesmas definidas para as análises de estabilidade apresentadas no Capítulo 2 do presente documento, imputando apenas de forma adicional a aplicação das cargas concentradas, simulando o carregamento sísmico.

4.3.1 Parâmetros de entrada do método pseudo-estático

Como visto anteriormente, os métodos pseudo-estáticos são baseados em teorias de equilíbrio limite e de forma geral, precisam apenas dos parâmetros de entrada do modelo de ruptura escolhido, sendo normalmente aplicado o modelo de ruptura de Mohr-Columb, utilizando parâmetros de coesão, ângulo de atrito e peso específico. Os parâmetros geotécnicos utilizados nas modelagens são os mesmos apresentados na Tabela 11, apresentada no Capítulo 2 do presente documento. Todavia, como parâmetro adicional para desenvolver análises Pseudo-estáticas, se faz necessário a determinação de acelerações verticais e horizontais.

4.3.1.1 Coeficientes de aceleração vertical e horizontal

No presente trabalho, optou-se por utilizar as recomendações de acelerações com valores pré-definidos presentes nas diretrizes da Agência Nacional de Águas (ANA, 2016) e USBR (1973). De forma complementar, optou-se por adotar análises com um coeficiente de $0,5PGA_{rocha}$ para coeficientes de aceleração horizontais, em conformidade às recomendações de Marcuson e Franklin (1983) e Hynes-Griffin e Franklin (1984).

Para a definição do PGA_{rocha} foi adotada a utilização dos mapas de Assumpção *et al* (2016), com as correções apresentadas por Cruz *et al.* (2021, 2022). Utilizaram-se tempos de retorno de 475, 975, 2.475 e 10.000 anos. Os valores de PGA foram definidos com base nos valores diretamente retirados do mapa desenvolvido por Assumpção *et al.* (2016), e nas extrapolações matemáticas desenvolvidas por Cruz *et al.* (2021, 2022), aplicando fatores de correção para melhor representar os valores presentes no mapa para a região do Rio Grande do Norte. Foram obtidos como PGA_{mapa} os seguintes valores: 0,18g; 0,24g; 0,33g e 0,38g, para

os tempos de retorno de 475, 975, 2475 e 10000 anos respectivamente. Com base nesses valores e na equação proposta pelos autores, foram estimados os valores de PGA_{est} 0,12g; 0,20g; 0,41g e 0,69g. Com base nesses PGA_{est} , aplicando o coeficiente de 0,5, foram definidos os coeficientes de aceleração adotados. Ademais, optou-se por, sempre que não houver definição direta de acelerações verticais, foi utilizado $2/3$ da aceleração horizontal como módulo da aceleração vertical, seguindo as recomendações de Suarez (2009), Mejía (2015) e Cruz *et al.* (2021). Dessa forma, a Tabela 14 apresentada a seguir contém as acelerações verticais e horizontais, em função da aceleração da gravidade (g), utilizadas nesse trabalho.

Tabela 14 – Coeficientes de aceleração utilizados.

Método de obtenção de acelerações	Tempo de Retorno (anos)	Aceleração horizontal adotada (g)	Aceleração Vertical adotada (g)
ANA (2016) / Eletrobrás (2003)	-	0,05	0,03
DSD (USBR, 1973)	-	0,10	0,05
0,5PGA - Cruz <i>et al.</i> (2021, 2022)	475	0,06	0,04
	975	0,10	0,07
	2.475	0,21	0,14
	10.000	0,35	0,23

Fonte: Autor (2023).

4.4 Resultados das análises pseudo-estáticas

No presente tópico serão apresentados os resultados das análises pseudo-estáticas em função da metodologia para definição dos coeficientes, e tempos de retorno adotados.

4.4.1 ANA (2016)

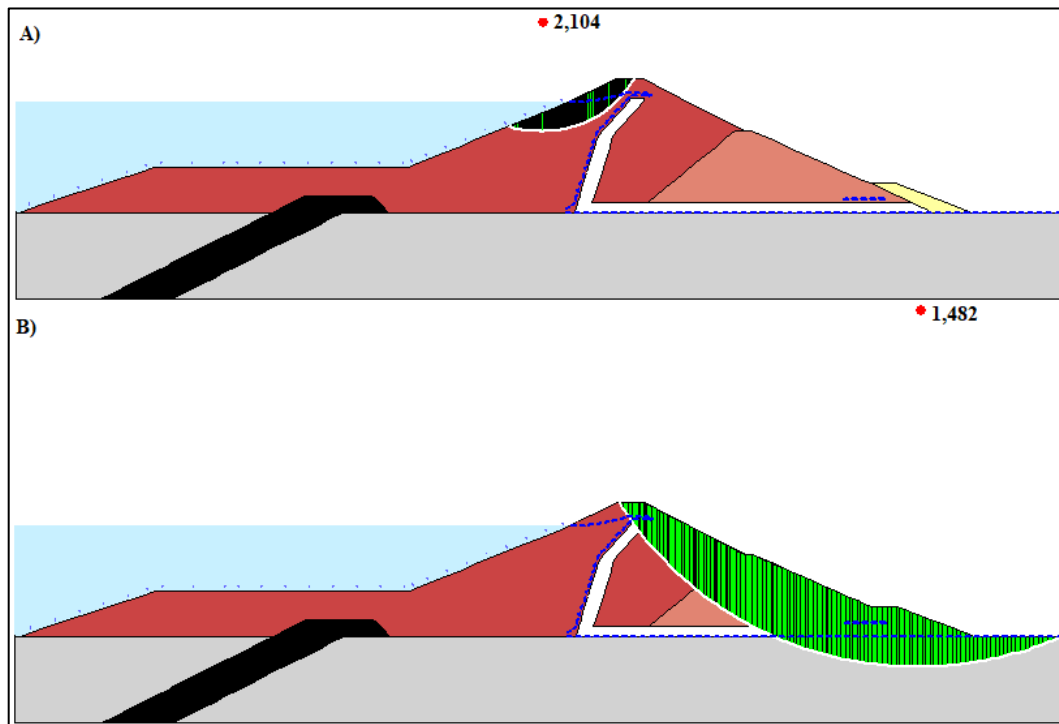
Nível máximo operacional

A Figura 45 apresenta as superfícies críticas de ruptura identificadas nas análises pseudo-estáticas, utilizando os coeficientes de aceleração recomendados pela ANA (2016) na ausência de dados específicos de projeto, respectivamente de 0,05g e 0,03g, horizontal e vertical. Os resultados consideram a barragem no nível máximo operacional, considerando as faces a montante (Figura 45a) e jusante (Figura 45b).

A superfície potencial de ruptura identificada na face a montante é uma superfície circular, com pouca profundidade, se desenvolvendo praticamente apenas na região não submersa. De forma distinta, a superfície potencial de ruptura a jusante é mais profunda, se

desenvolvendo desde a crista do barramento, passando pelo material do corpo da barragem e pelo solo de fundação. As superfícies potenciais críticas obtidas são similares às encontradas nas análises estáticas, apresentando apenas redução nos FS. Foram obtidos FS respectivamente de 2,104 e 1,482 nas faces a montante e jusante para essa situação de análise. Dessa forma, foi percebida uma redução de aproximadamente 15,2% e 12,7% nos FS a montante e jusante respectivamente, quando comparados aos FS estáticos. Ambos os FS se encontram consideravelmente acima do mínimo recomendado pela ANA, de 1,1 para as análises pseudo-estáticas.

Figura 45 - Superfícies potenciais de ruptura nas análises pseudo-estáticas com a barragem no nível máximo operacional utilizando os coeficientes da ANA (2016) nas faces a montante (a) e jusante (b).

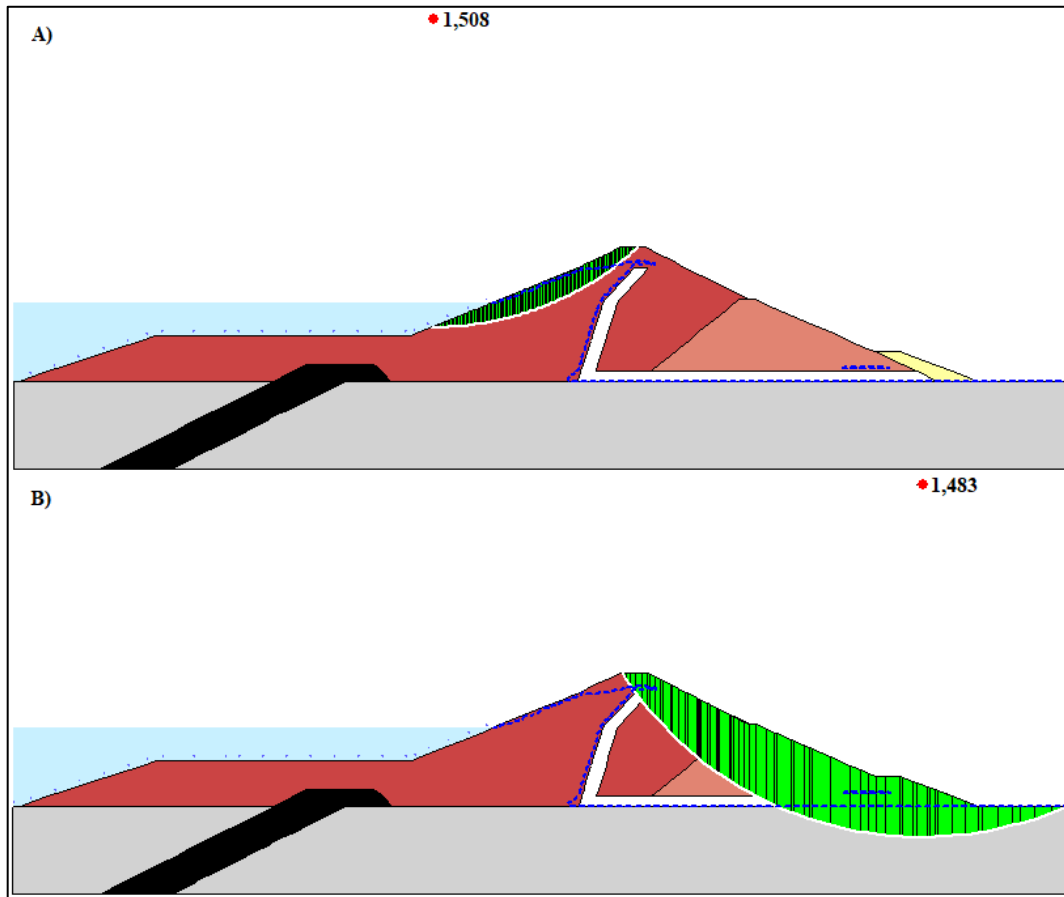


Fonte: Autor (2023).

Nível operacional intermediário

Considerando os mesmos coeficientes de aceleração, analisando a situação com a barragem submetida a um nível de água intermediário, conforme definido anteriormente, a Figura 46 apresenta as superfícies críticas de ruptura identificadas nas análises pseudo-estáticas considerando as faces a montante (Figura 46a) e jusante (Figura 46b).

Figura 46 - Superfícies potenciais de ruptura nas análises pseudo-estáticas com a barragem no nível operacional intermediário utilizando os coeficientes da ANA (2016) nas faces a montante (a) e jusante (b).



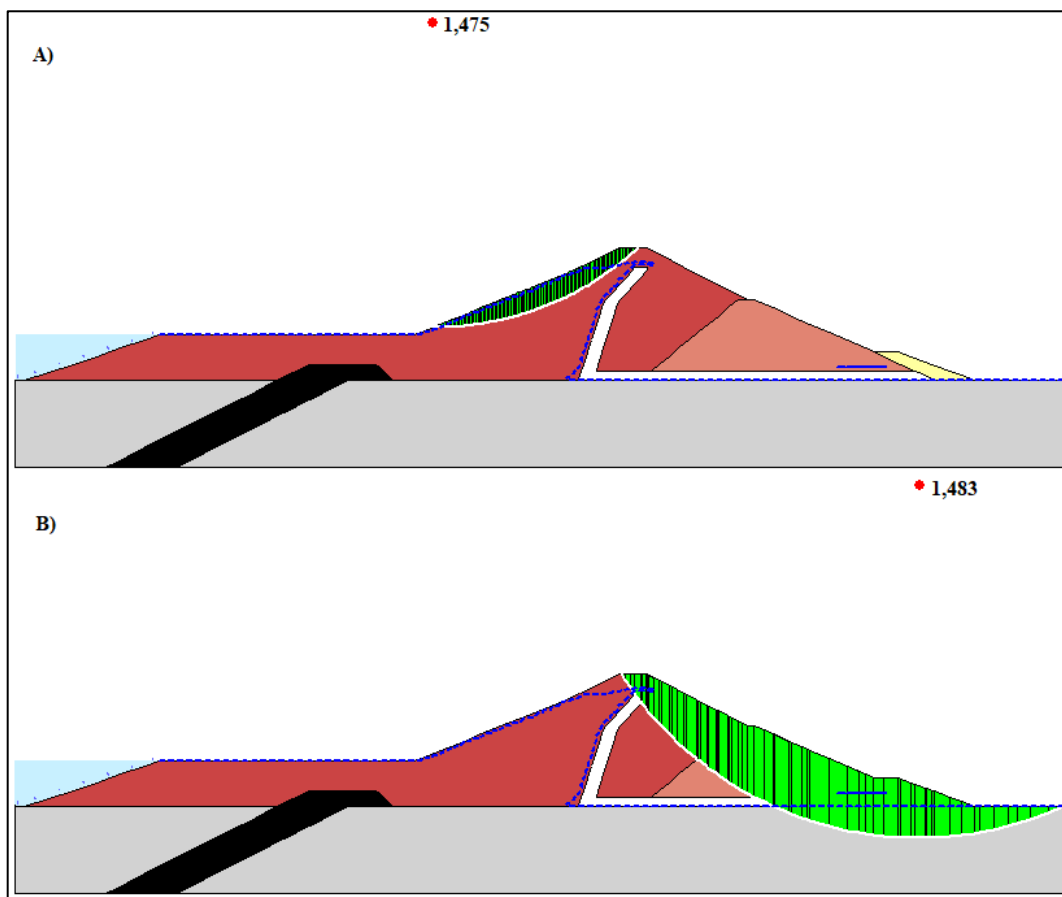
Fonte: Autor (2023).

A superfície potencial de ruptura identificada na face a montante é uma superfície circular, com formato mais alongado quando se comparada a situação anteriormente analisada, esse alongamento na superfície também é percebido na situação estática, sendo a mesma superfície percebida como crítica. No tocante a superfície potencial de ruptura a jusante, foi percebida uma superfície similar àquela encontrada na análise estática para esse nível de água. Foram obtidos FS respectivamente de 1,508 e 1,483 nas faces a montante e jusante para essa situação de análise. Dessa forma, foi percebida uma redução de aproximadamente 13,6% e 12,7% nos FS a montante e jusante respectivamente, quando comparados aos FS estáticos. Dessa forma, ambos os FS se encontram consideravelmente acima do mínimo recomendado pela ANA, de 1,1 para as análises pseudo-estáticas.

Nível mínimo operacional

Por fim, ainda utilizando os mesmos coeficientes de aceleração, porém considerando a situação de análise com a barragem submetida a um nível de água no nível mínimo operacional, as superfícies potenciais de ruptura críticas identificadas encontram-se apresentadas na Figura 46 (a) para a face a montante e (b) para a face a jusante.

Figura 47 - Superfícies potenciais de ruptura nas análises pseudo-estáticas com a barragem no nível mínimo operacional utilizando os coeficientes da ANA (2016) nas faces a montante (a) e jusante (b).



Fonte: Autor (2023).

A superfície potencial de ruptura identificada na face a montante é a mesma identificada na análise anterior, com esse mesmo carregamento com a água no nível operacional intermediário. No tocante a superfície potencial de ruptura a jusante, é percebida a mesma superfície obtida para as demais análises pseudo-estáticas com esse nível de carregamento.

Foram obtidos FS respectivamente de 1,475 e 1,483 nas faces a montante e jusante para essa situação de análise. Dessa forma, foi percebida uma redução de aproximadamente 12,4% e 12,7% nos FS, respectivamente, quando comparados aos FS estáticos. Ambos os FS se encontram consideravelmente acima do mínimo recomendado pela ANA, de 1,1 para as análises pseudo-estáticas.

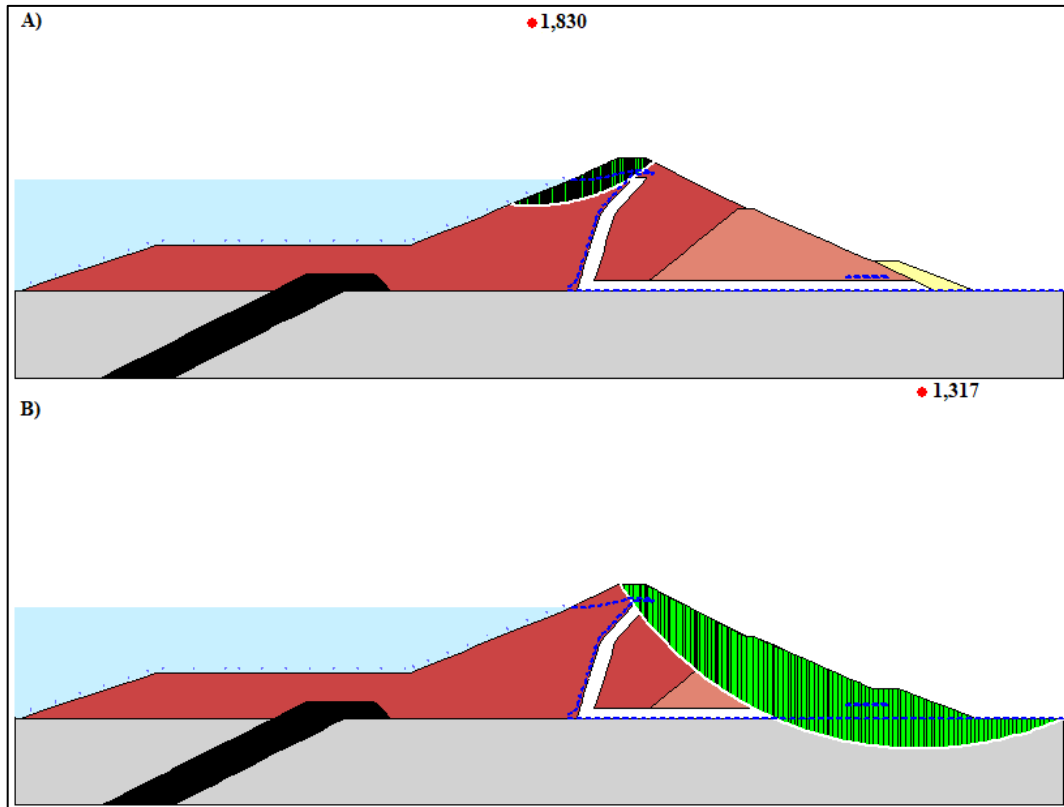
Diante do apresentado, comparando os resultados das análises pseudo-estáticas obtidos utilizando os coeficientes de aceleração horizontal e vertical, respectivamente, de 0,05g e 0,03g é possível perceber que a barragem se encontra estável quando submetida a esses carregamentos em todas as situações de análise. Todas as situações apresentam reduções da ordem de grandeza de 13%, não sendo reduções suficientes para desencadear uma tendência de ruptura.

4.4.2 DSD (USBR, 1973)

Nível máximo operacional

A Figura 48 apresenta as superfícies críticas de ruptura identificadas nas análises pseudo-estáticas, utilizando os coeficientes de aceleração horizontal e vertical de 0,10g e 0,05g, sugeridos para um país como o Brasil pelo DSD (USBR, 1973). Os resultados apresentados consideram a situação onde a barragem se encontra no nível máximo operacional, avaliando as faces a montante (Figura 48a) e jusante (Figura 48b). As superfícies potenciais de ruptura identificadas nas faces a montante e jusante são as mesmas obtidas na situação estática. Foram obtidos FS respectivamente de 1,803 e 1,317 nas faces a montante e jusante para essa situação de análise. Logo, foi percebida uma redução de aproximadamente 26,2% e 22,4% nos FS a montante e jusante respectivamente, quando comparados aos FS estáticos. Ambos os FS se encontram consideravelmente acima do mínimo recomendado pela ANA, de 1,1 para as análises pseudo-estáticas.

Figura 48 - Superfícies potenciais de ruptura nas análises pseudo-estáticas com a barragem no nível máximo operacional utilizando os coeficientes do DSD (USBR, 1973) nas faces a montante (a) e jusante (b).

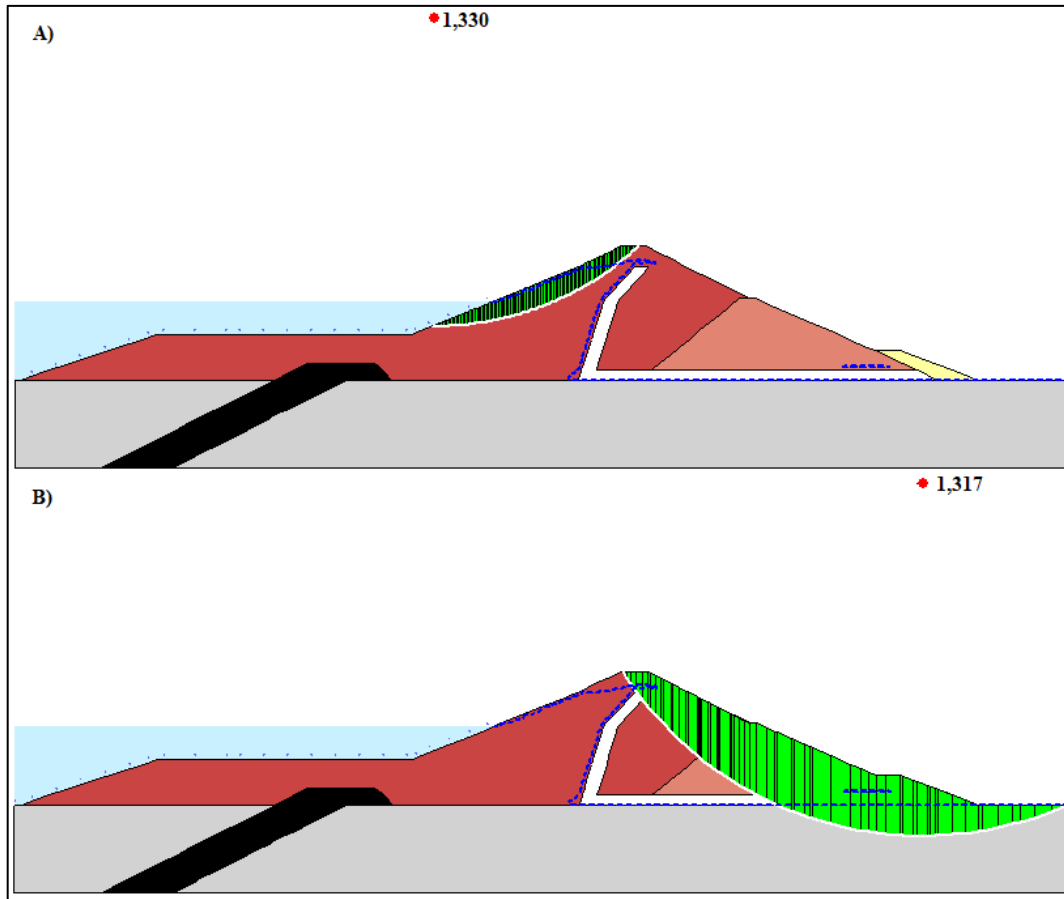


Fonte: Autor (2023).

Nível operacional intermediário

No tocante a situação representando a barragem com a água no nível intermediário, a Figura 49 apresenta as superfícies críticas de ruptura identificadas nas análises pseudo-estáticas, utilizando os coeficientes de aceleração sugeridos para um país como o Brasil pelo DSD (USBR, 1973). São apresentados os resultados para as faces a montante (Figura 49a) e jusante (Figura 49b). As superfícies potenciais de ruptura identificadas nas faces a montante e jusante são as mesmas obtidas na situação estática. Foram obtidos FS respectivamente de 1,330 e 1,317 nas faces a montante e jusante para essa situação de análise. Dessa forma, foi percebida uma redução de aproximadamente 23,8% e 22,4% nos FS a montante e jusante respectivamente, quando comparados aos FS estáticos. Ambos os FS se encontram consideravelmente acima do mínimo recomendado pela ANA, de 1,1 para as análises pseudo-estáticas.

Figura 49 - Superfícies potenciais de ruptura nas análises pseudo-estáticas com a barragem no nível operacional intermediário utilizando os coeficientes do DSD (USBR, 1973) nas faces a montante (a) e jusante (b).



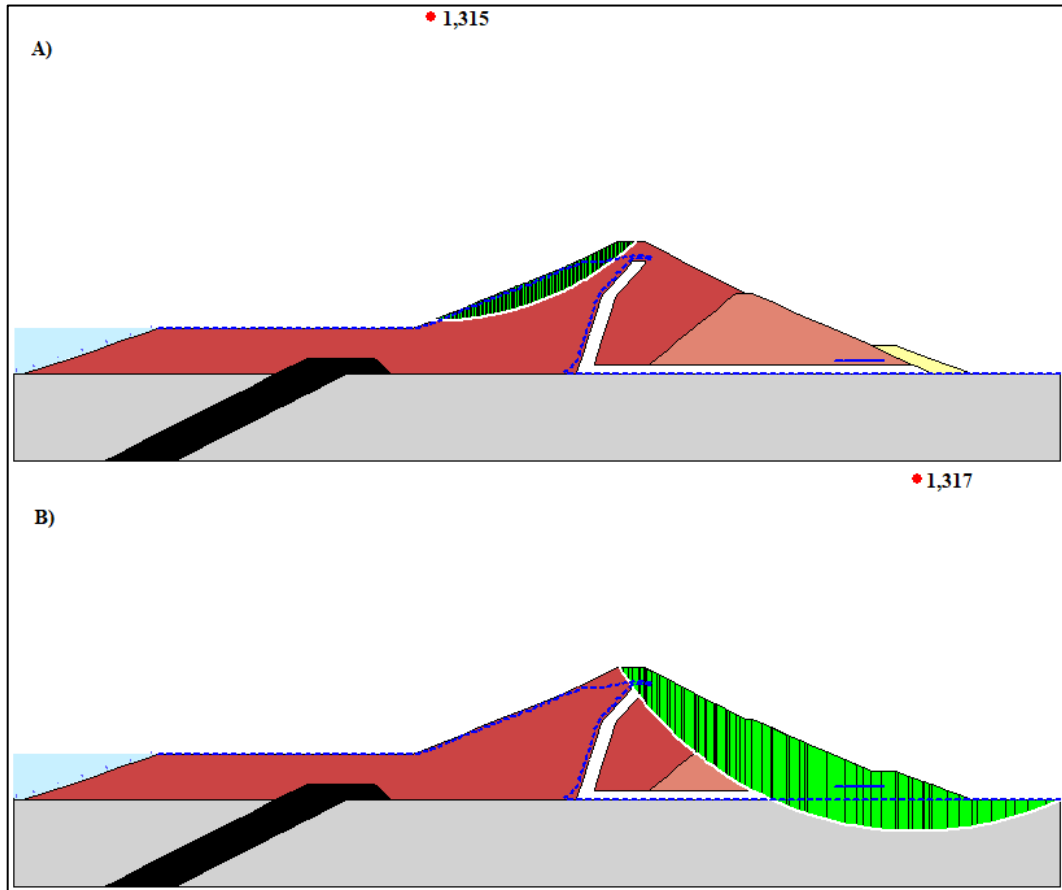
Fonte: Autor (2023).

Nível mínimo operacional

Considerando a última situação de análise, ainda utilizando os coeficientes de aceleração definidos pelo DSD (USBR, 1973) e avaliando a barragem quando submetida ao nível mínimo operacional, a Figura 50 apresenta as superfícies críticas de ruptura identificadas nas análises pseudo-estáticas nas faces a montante (Figura 50a) e jusante (Figura 50b).

As superfícies potenciais de ruptura identificadas nas faces a montante e jusante são as mesmas obtidas na situação estática. Foram obtidos FS respectivamente de 1,315 e 1,317 nas faces a montante e jusante para essa situação de análise. Dessa forma, foi percebida uma redução de aproximadamente 21,9% e 22,4% nos FS a montante e jusante respectivamente, quando comparados aos FS estáticos. Ambos os FS obtidos se encontram consideravelmente acima do mínimo recomendado pela ANA, de 1,1 para as análises pseudo-estáticas.

Figura 50 - Superfícies potenciais de ruptura nas análises pseudo-estáticas com a barragem no nível mínimo operacional utilizando os coeficientes presentes no DSD (USBR, 1973) nas faces a montante (a) e jusante (b).



Fonte: Autor (2023).

Avaliando os resultados das análises pseudo-estáticas obtidos utilizando os coeficientes de aceleração horizontal e vertical, respectivamente, de 0,10g e 0,05g é possível perceber que a barragem se encontra estável quando submetida a esses carregamentos em todas as situações de análise. Todas as situações apresentam reduções da ordem de grandeza de 25%, não sendo reduções suficientes para desencadear uma tendência de ruptura.

4.4.3 Cruz *et al.* (2021, 2022)

No presente tópico serão apresentados os resultados das análises pseudo-estáticas em função do tempo de retorno, utilizando os coeficientes de aceleração definidos com base no PGA obtido utilizando a proposta de Cruz *et al.* (2021, 2022).

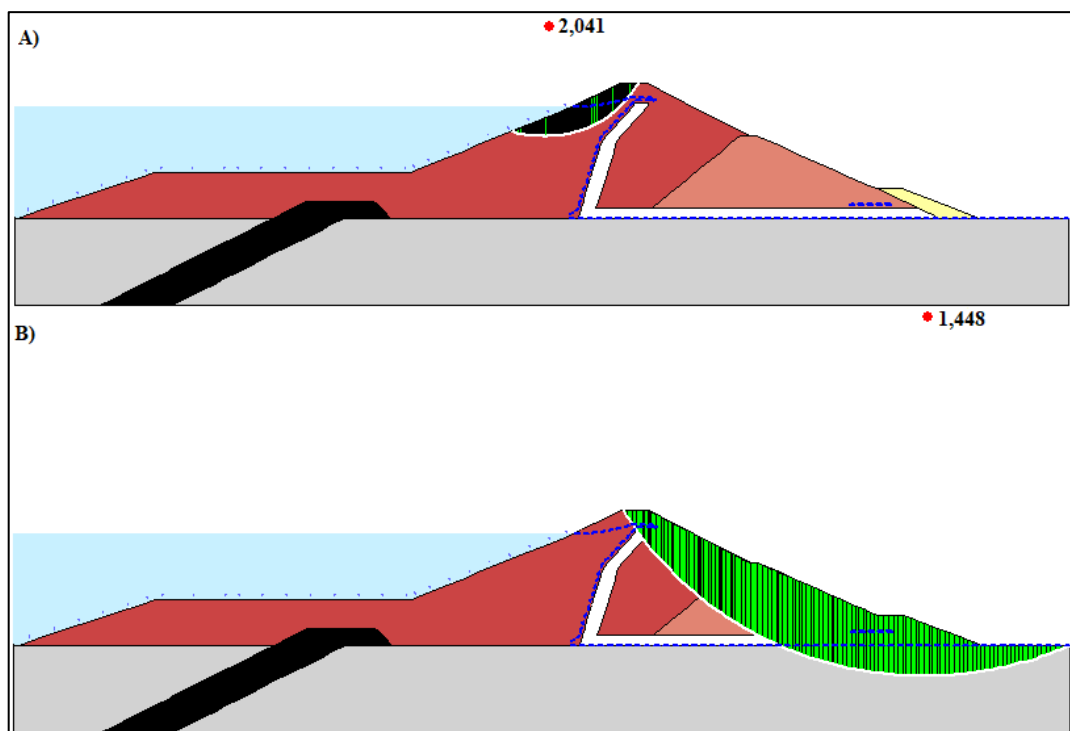
4.4.3.1 475 anos

Nível máximo operacional

A Figura 51 apresenta superfícies críticas de ruptura identificadas nas análises pseudo-estáticas, utilizando os coeficientes de aceleração horizontal e vertical de 0,06g e 0,04g, definidos para um tempo de retorno de 475 anos, em função da metodologia proposta por Cruz *et al.* (2021, 2022). São apresentados os resultados obtidos para as faces a montante (Figura 51a) e jusante (Figura 51b). Os resultados apresentados consideram a situação onde a barragem se encontra no nível máximo operacional.

Figura 51 - Superfícies potenciais de ruptura nas análises pseudo-estáticas com a barragem no nível máximo operacional, utilizando os coeficientes definidos em função da metodologia de Cruz *et al.* (2021, 2022) para 475 anos de tempo de retorno, nas faces a montante (a) e jusante

(b).



Fonte: (Autor, 2023).

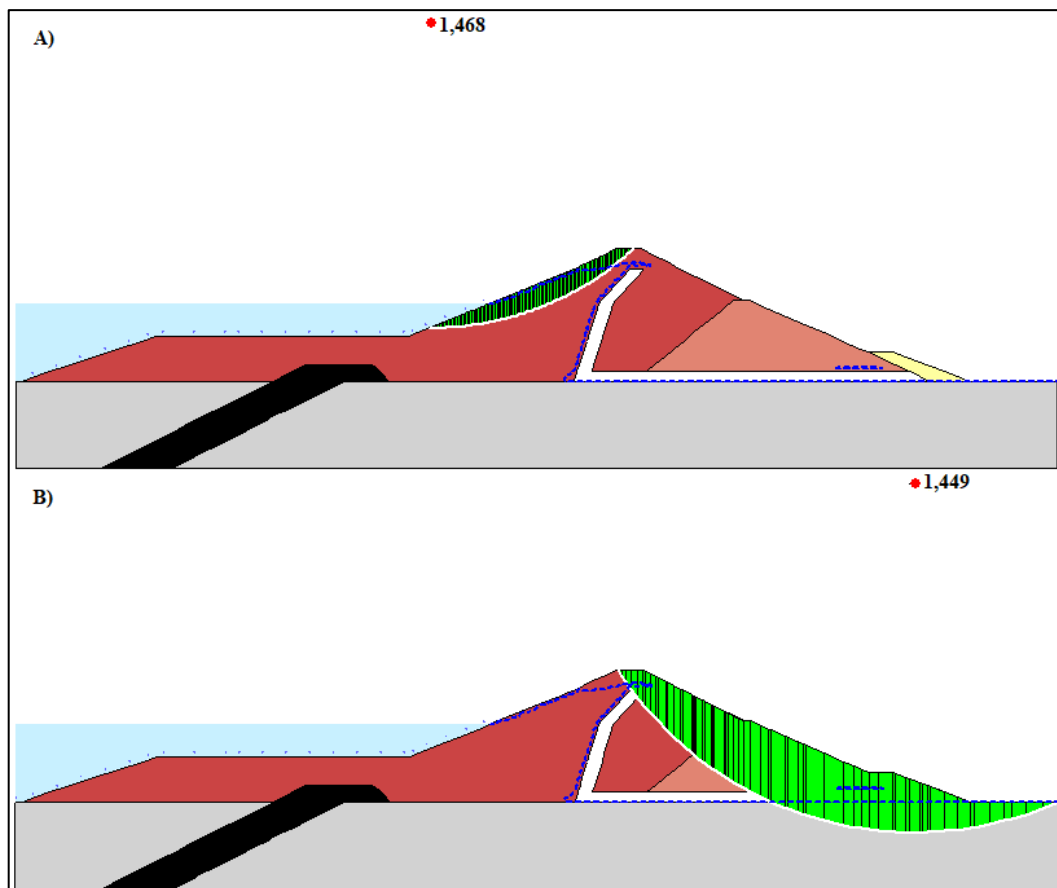
As superfícies potenciais de ruptura identificadas nas faces a montante e jusante são as mesmas obtidas na situação estática. Foram obtidos FS respectivamente de 2,041 e 1,448 nas faces a montante e jusante para essa situação de análise. Comparando esses FS com os da situação estática, foi percebida uma redução de aproximadamente 17,7% e 14,7% nas faces a

montante e jusante, respectivamente. Ambos os FS se encontram consideravelmente acima do mínimo recomendado pela ANA, de 1,1 para as análises pseudo-estáticas.

Nível operacional intermediário

No tocante a situação representando a barragem com a água no nível intermediário, a Figura 52 apresenta as superfícies críticas de ruptura identificadas na face a montante (a) e jusante (b). Os resultados foram obtidos nas análises pseudo-estáticas, utilizando os coeficientes de aceleração definidos em função da metodologia proposta por Cruz *et al.* (2021, 2022) para o tempo de retorno de 475 anos.

Figura 52 - Superfícies potenciais de ruptura nas análises pseudo-estáticas com a barragem no nível operacional intermediário, utilizando os coeficientes definidos em função da metodologia de Cruz *et al.* (2021, 2022) para 475 anos de tempo de retorno, nas faces a montante (a) e jusante (b).



Fonte: (Autor, 2023).

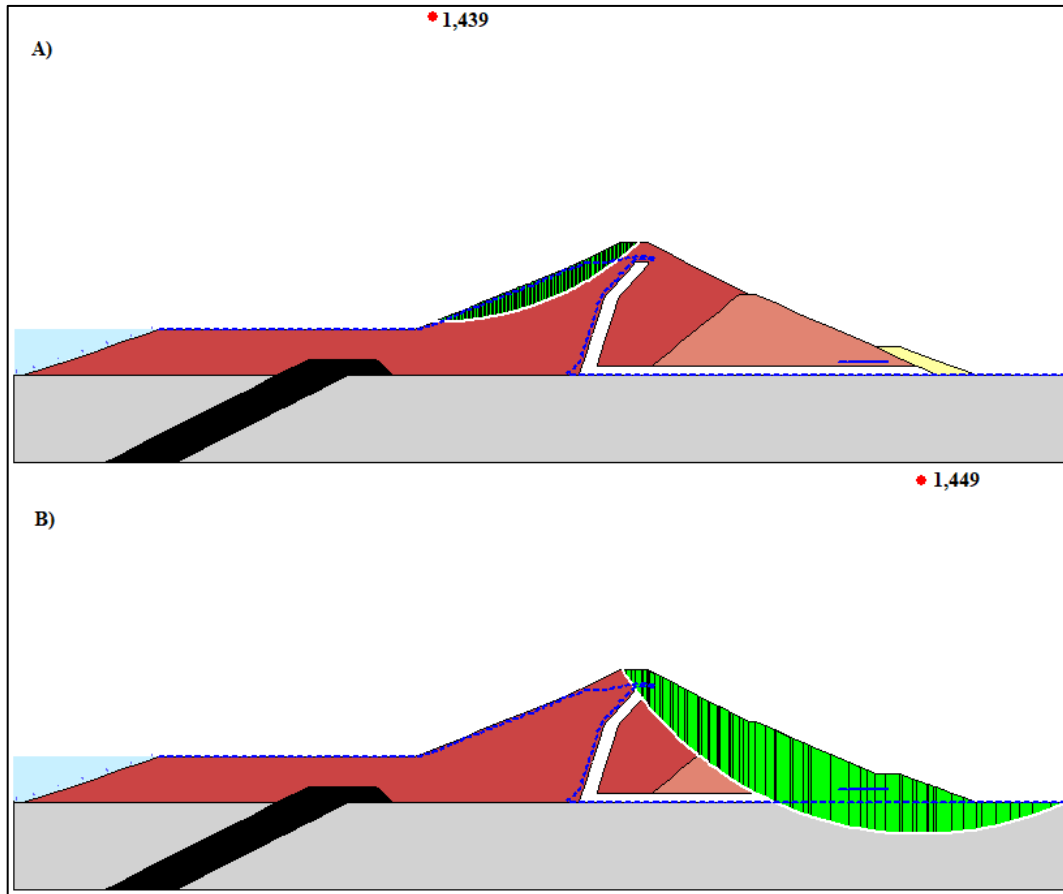
As superfícies potenciais de ruptura identificadas nas faces a montante e jusante são as mesmas obtidas na situação estática. Foram obtidos FS respectivamente de 1,468 e 1,449 nas faces a montante e jusante para essa situação de análise. Dessa forma, foi percebida uma redução de aproximadamente 15,9% e 14,7% nos FS a montante e jusante respectivamente, quando comparados aos FS estáticos. Ambos os FS se encontram consideravelmente acima do mínimo recomendado pela ANA, de 1,1 para as análises pseudo-estáticas.

Nível mínimo operacional

Por fim, avaliando a última situação de análise, ainda utilizando os coeficientes de aceleração definidos com a metodologia de Cruz *et al.* (2021, 2022) para um tempo de retorno de 475 anos, avaliando a barragem quando submetida ao nível mínimo operacional, a Figura 53 apresenta as superfícies críticas de ruptura identificadas nas análises pseudo-estáticas nas faces a montante (a) e jusante (b). As superfícies potenciais de ruptura identificadas nas faces a montante e jusante são as mesmas obtidas na situação estática. Foram obtidos FS respectivamente de 1,439 e 1,449 nas faces a montante e jusante para essa situação de análise. Dessa forma, foi percebida uma redução de aproximadamente 14,5% e 14,7% nos FS a montante e jusante, respectivamente, quando comparados aos FS estáticos. Ambos os FS obtidos se encontram consideravelmente acima do mínimo recomendado pela ANA, de 1,1 para as análises pseudo-estáticas.

Diante do apresentado, avaliando os resultados das análises pseudo-estáticas obtidos utilizando os coeficientes de aceleração horizontal e vertical, respectivamente, de 0,06g e 0,04g é possível perceber que a barragem se encontra estável quando submetida a esses carregamentos em todas as situações de análise. Todas as situações apresentam reduções da ordem de grandeza de 15%, não sendo reduções suficientes para desencadear uma tendência de ruptura. É possível notar ampla semelhança aos resultados obtidos utilizando os coeficientes permitidos pela ANA, na falta de dados específicos de projeto, devido à semelhança entre os coeficientes utilizados.

Figura 53 - Superfícies potenciais de ruptura nas análises pseudo-estáticas com a barragem no nível mínimo operacional utilizando os coeficientes definidos em função da metodologia de Cruz *et al.* (2021, 2022) para 475 anos de tempo de retorno, nas faces a montante (a) e jusante (b).



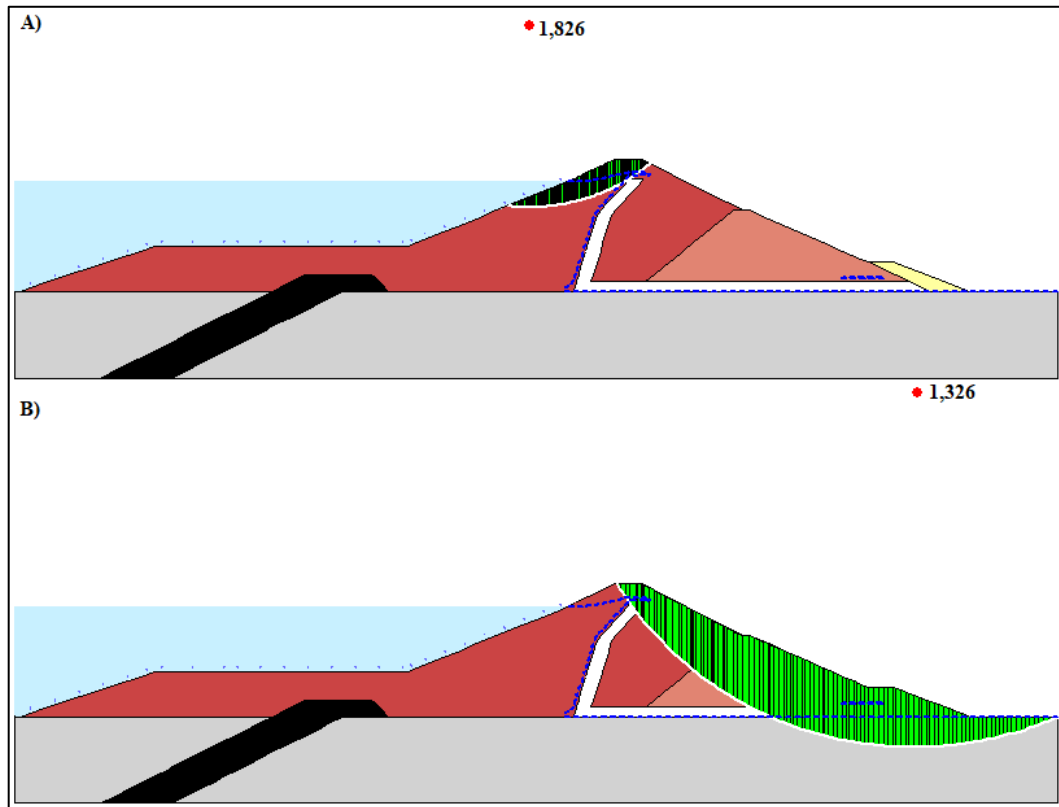
Fonte: (Autor, 2023).

4.4.3.2 975 anos

Nível máximo operacional

Considerando a barragem em seu nível máximo operacional, e a aplicação dos coeficientes de aceleração definidos para um tempo de retorno de 975 anos segundo a metodologia proposta por Cruz *et al.* (2021, 2022), ou seja, coeficiente horizontal de 0,10 e vertical de 0,07, obtém-se os resultados apresentados na Figura 54, nas faces a montante (a) e jusante (b). As superfícies potenciais de ruptura identificadas nas faces a montante e jusante são as mesmas obtidas na situação estática. Foram obtidos FS respectivamente de 1,826 e 1,326 nas faces a montante e jusante para essa situação de análise. Dessa forma, foi percebida uma redução de 26,4% e 21,9% nos FS a montante e jusante respectivamente, quando comparados aos FS estáticos. Ambos os FS se encontram consideravelmente acima do mínimo recomendado pela ANA, de 1,1 para as análises pseudo-estáticas.

Figura 54 - Superfícies potenciais de ruptura nas análises pseudo-estáticas com a barragem no nível máximo, operacional utilizando os coeficientes definidos em função da metodologia de Cruz *et al.* (2021, 2022) para 975 anos de tempo de retorno, nas faces a montante (a) e jusante (b).

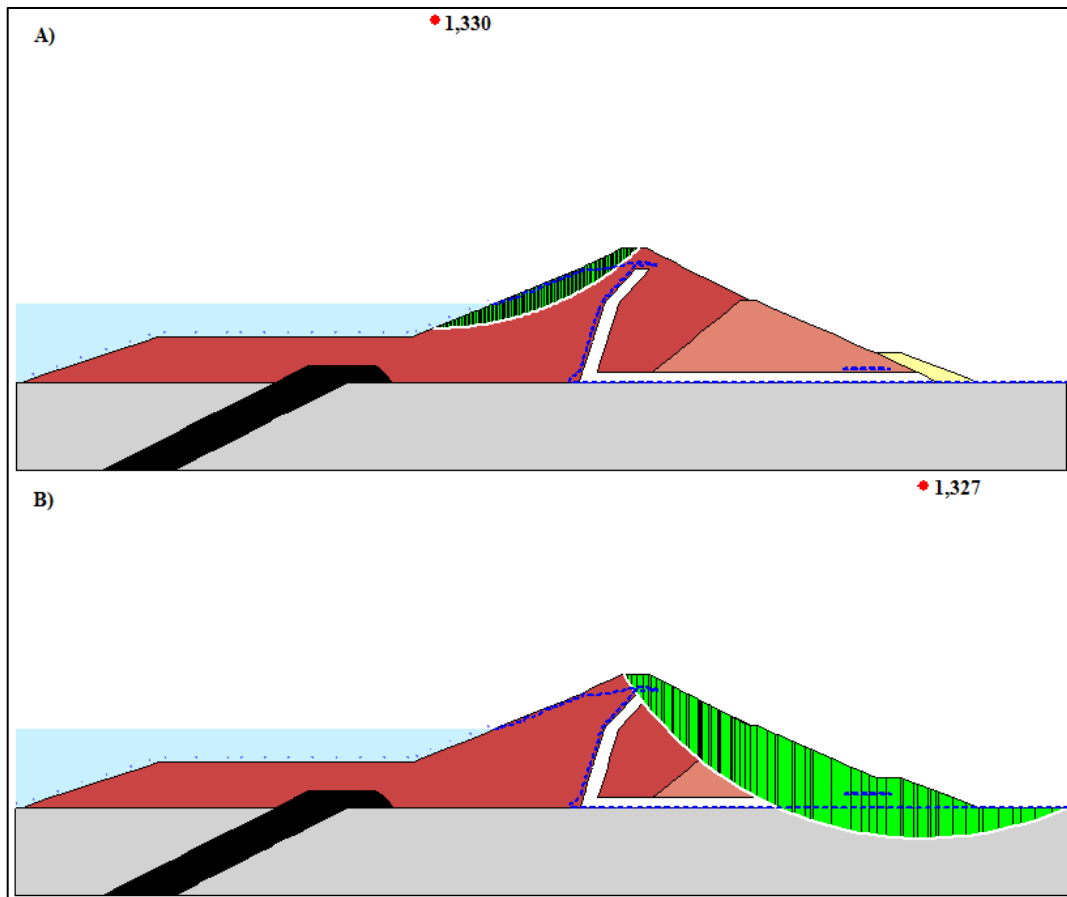


Fonte: (Autor, 2023).

Nível operacional intermediário

Considerando a situação que representa a barragem com a água no nível operacional intermediário, a Figura 55 apresenta as superfícies críticas de ruptura identificadas nas análises pseudo-estáticas, utilizando os coeficientes de aceleração definidos em função da metodologia proposta por Cruz *et al.* (2021, 2022) para o tempo de retorno de 975 anos, nas faces a montante (Figura 55a) e jusante (Figura 55b). As superfícies potenciais de ruptura identificadas nas faces a montante e jusante são as mesmas obtidas na situação estática. Foram obtidos FS respectivamente de 1,330 e 1,327 nas faces a montante e jusante para essa situação de análise, representando uma redução de aproximadamente 23,8% e 21,8% nos FS a montante e jusante respectivamente, quando comparados aos FS estáticos. Ambos os FS se encontram consideravelmente acima do mínimo recomendado pela ANA, de 1,1 para as análises pseudo-estáticas.

Figura 55 - Superfícies potenciais de ruptura nas análises pseudo-estáticas com a barragem no nível operacional, intermediário utilizando os coeficientes definidos em função da metodologia de Cruz *et al.* (2021, 2022) para um tempo de retorno de 975 anos, nas faces a montante (a) e jusante (b).



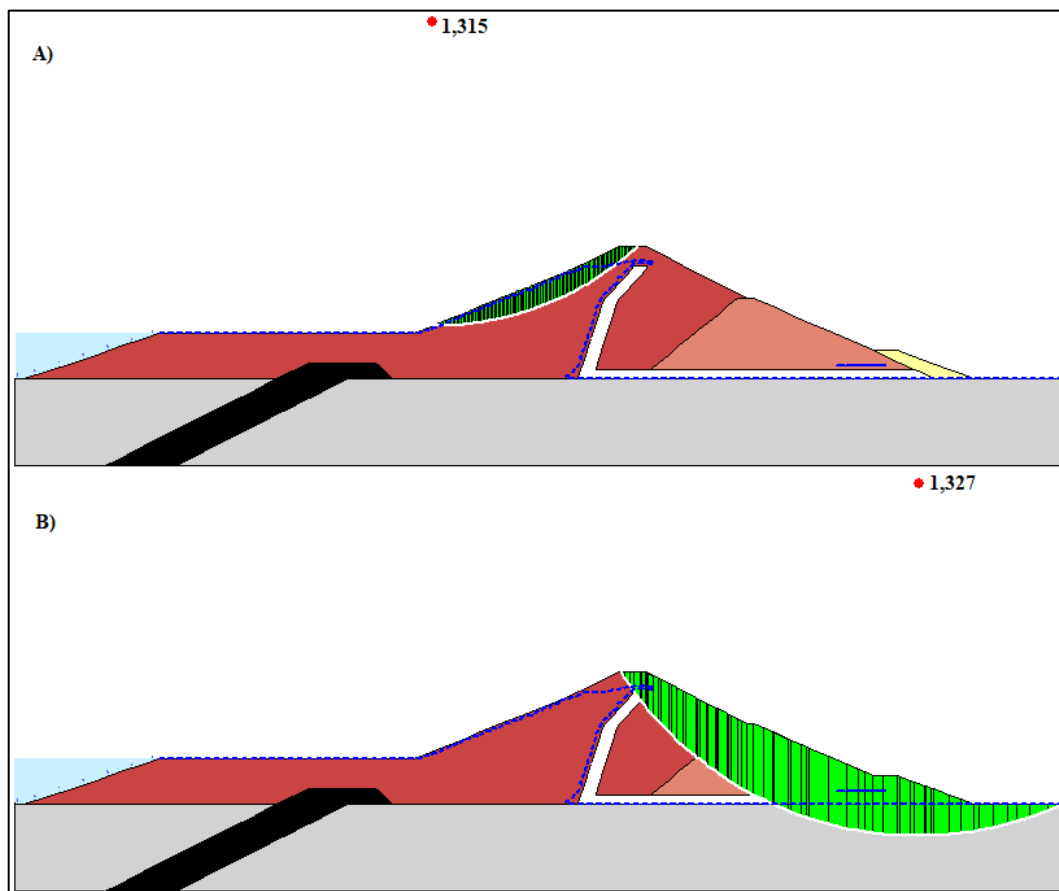
Fonte: (Autor, 2023).

Nível mínimo operacional

Por fim, de forma similar, considerando a última situação de análise, com o nível de água da barragem no nível mínimo operacional, ainda utilizando os coeficientes de aceleração definidos com a metodologia de Cruz *et al.* (2021, 2022) para um tempo de retorno de 975 anos, se encontram apresentados na Figura 56 as superfícies críticas de ruptura identificadas nas análises pseudo-estáticas nas faces a montante (a) e jusante (b). As superfícies potenciais de ruptura identificadas nas faces a montante e jusante são as mesmas obtidas na situação estática. Foram obtidos FS respectivamente de 1,315 e 1,327 nas faces a montante e jusante para essa situação de análise. Dessa forma, foi percebida uma redução de aproximadamente 21,9% e

21,8% nos FS a montante e jusante respectivamente, quando comparados aos FS estáticos. Ambos os FS obtidos se encontram consideravelmente acima do mínimo recomendado pela ANA, de 1,1 para as análises pseudo-estáticas.

Figura 56 - Superfícies potenciais de ruptura nas análises pseudo-estáticas com a barragem no nível mínimo operacional utilizando os coeficientes definidos em função da metodologia de Cruz *et al.* (2021, 2022) para 975 anos de tempo de retorno, nas faces a montante (a) e jusante (b).



Fonte: (Autor, 2023).

Comparando os resultados das análises pseudo-estáticas obtidos utilizando os coeficientes de aceleração horizontal e vertical, respectivamente, de 0,10g e 0,07g é possível perceber que a barragem se encontra estável quando submetida a esses carregamentos em todas as situações de análise. Todas as situações apresentam reduções da ordem de grandeza de 23%, não sendo reduções suficientes para desencadear uma tendência de ruptura. É possível perceber ampla semelhança aos resultados apresentados considerando os coeficientes definidos do DSD

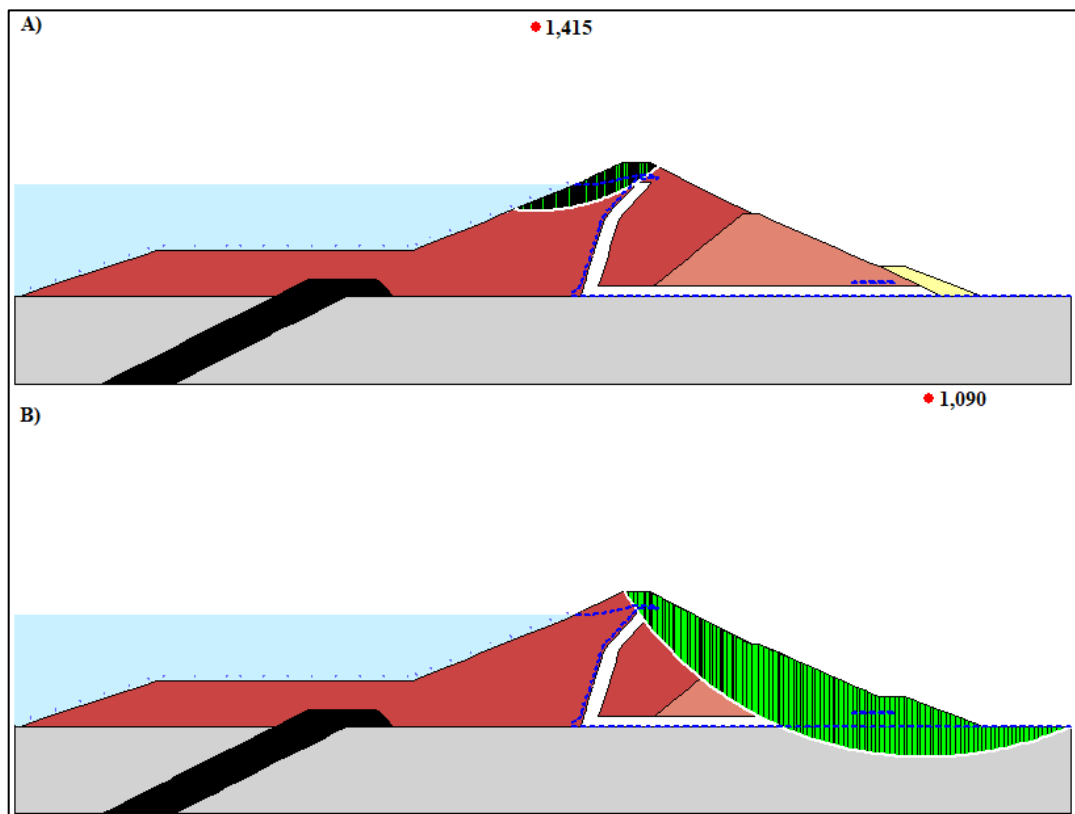
(USBR, 1973), embora, as pequenas diferenças se justifiquem principalmente nas variações entre os coeficientes de aceleração vertical adotados.

4.4.3.3 2.475 anos

Nível máximo operacional

Considerando a barragem em seu nível máximo operacional e a aplicação dos coeficientes de aceleração definidos para um tempo de retorno de 2.475 anos. Segundo a metodologia proposta por Cruz *et al.* (2021, 2022), ou seja, coeficientes de aceleração horizontal de 0,21 e vertical de 0,14, obtém-se os resultados apresentados na Figura 57, divididos em resultados nas faces a montante (Figura 57a) e jusante (Figura 57b).

Figura 57 - Superfícies potenciais de ruptura nas análises pseudo-estáticas com a barragem no nível máximo operacional utilizando os coeficientes definidos em função da metodologia de Cruz *et al.* (2021, 2022) para 2.475 anos de tempo de retorno, nas faces a montante (a) e jusante (b).



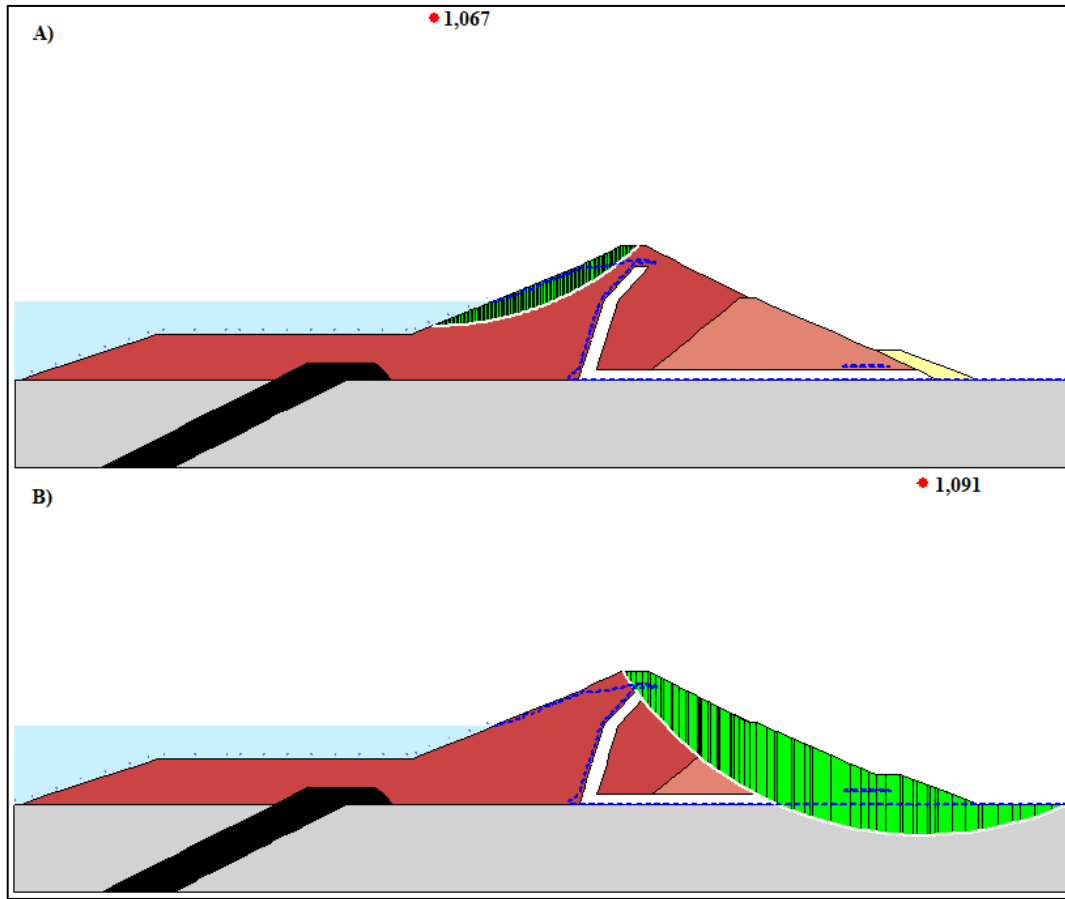
Fonte: (Autor, 2023).

As superfícies potenciais de ruptura identificadas nas faces a montante e jusante são as mesmas obtidas na situação estática. Foram obtidos FS respectivamente de 1,415 e 1,090 nas faces a montante e jusante para essa situação de análise, significando uma redução de aproximadamente 43,0% e 35,8% nos FS a montante e jusante respectivamente, quando comparados aos FS estáticos. O FS obtido para a face a montante se encontra consideravelmente acima do mínimo recomendado pela ANA, de 1,1, porém, o FS da face a jusante apresenta valor próximo à unidade, podendo indicar uma iminência do estado de ruptura, estando abaixo da recomendação da ANA, indicando desconformidade.

Nível operacional intermediário

Considerando a situação que representa a barragem com a água no nível operacional intermediário, a Figura 58 apresenta as superfícies críticas de ruptura identificadas nas análises pseudo-estáticas, utilizando os coeficientes de aceleração definidos em função da metodologia proposta por Cruz *et al.* (2021) para o tempo de retorno de 2.475 anos. São apresentados os resultados para as faces a montante (Figura 58a) e jusante (Figura 58b). As superfícies potenciais de ruptura identificadas nas faces a montante e jusante são as mesmas obtidas na situação estática. Foram obtidos FS respectivamente de 1,067 e 1,091 nas faces a montante e jusante para essa situação de análise, representando uma redução de aproximadamente 38,9% e 35,7% nos FS a montante e jusante respectivamente, quando comparados aos FS estáticos. Ambos os FS se encontram abaixo do mínimo recomendado pela ANA, de 1,1 para as análises pseudo-estáticas, estando próximos à unidade, indicando uma tendência de entrar no estado de iminência de ruptura, não podendo ser garantida dessa forma a estabilidade em nenhuma das faces do barramento nessa situação.

Figura 58. Superfícies potenciais de ruptura nas análises pseudo-estáticas com a barragem no nível operacional intermediário utilizando os coeficientes definidos em função da metodologia de Cruz *et al.* (2021, 2022) para um tempo de retorno de 2.475 anos, nas faces a montante (a) e jusante (b).

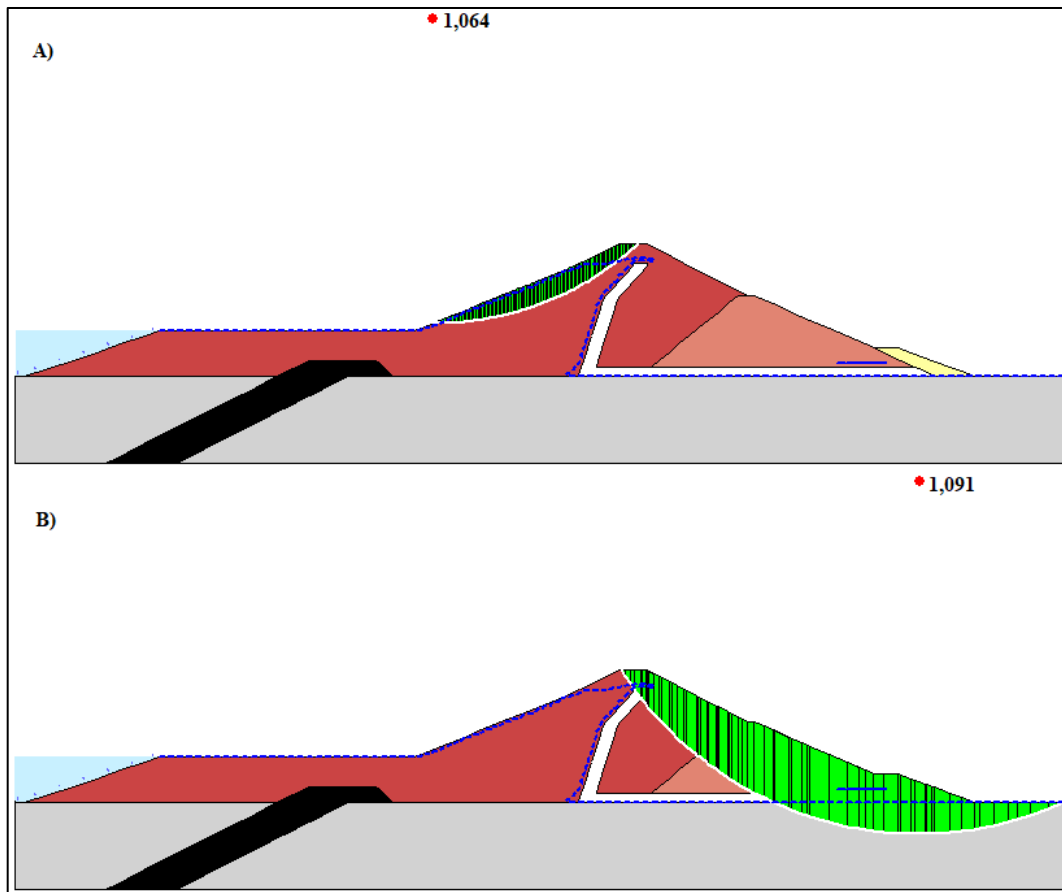


Fonte: (Autor, 2023).

Nível mínimo operacional

Por fim, levando em consideração a última situação de análise, com o nível de água da barragem no nível mínimo operacional e utilizando os coeficientes de aceleração definidos com a metodologia de Cruz *et al.* (2021, 2022) para um tempo de retorno de 2.475 anos, se encontram apresentados na Figura 59 as superfícies críticas de ruptura identificadas nas análises pseudo-estáticas nas faces a montante (a) e jusante (b). As superfícies potenciais de ruptura identificadas nas faces a montante e jusante são as mesmas obtidas na situação estática. Foram obtidos FS respectivamente de 1,064 e 1,091 nas faces a montante e jusante para essa situação de análise. Dessa forma, foi percebida uma redução de aproximadamente 36,8% e 35,7% nos FS a montante e jusante respectivamente, quando comparados aos FS estáticos. De forma similar ao percebido com a barragem no nível operacional intermediário, ambos os FS se encontram abaixo do mínimo recomendado pela ANA, de 1,1 para as análises pseudo-estáticas, indicando uma proximidade ao estado de iminência de ruptura, não podendo ser garantida dessa forma a estabilidade em nenhuma das faces do barramento nessa situação.

Figura 59 - Superfícies potenciais de ruptura nas análises pseudo-estáticas com a barragem no nível mínimo operacional utilizando os coeficientes definidos em função da metodologia de Cruz *et al.* (2021, 2022) para 2.475 anos de tempo de retorno, nas faces a montante (a) e jusante (b).



Fonte: (Autor, 2023).

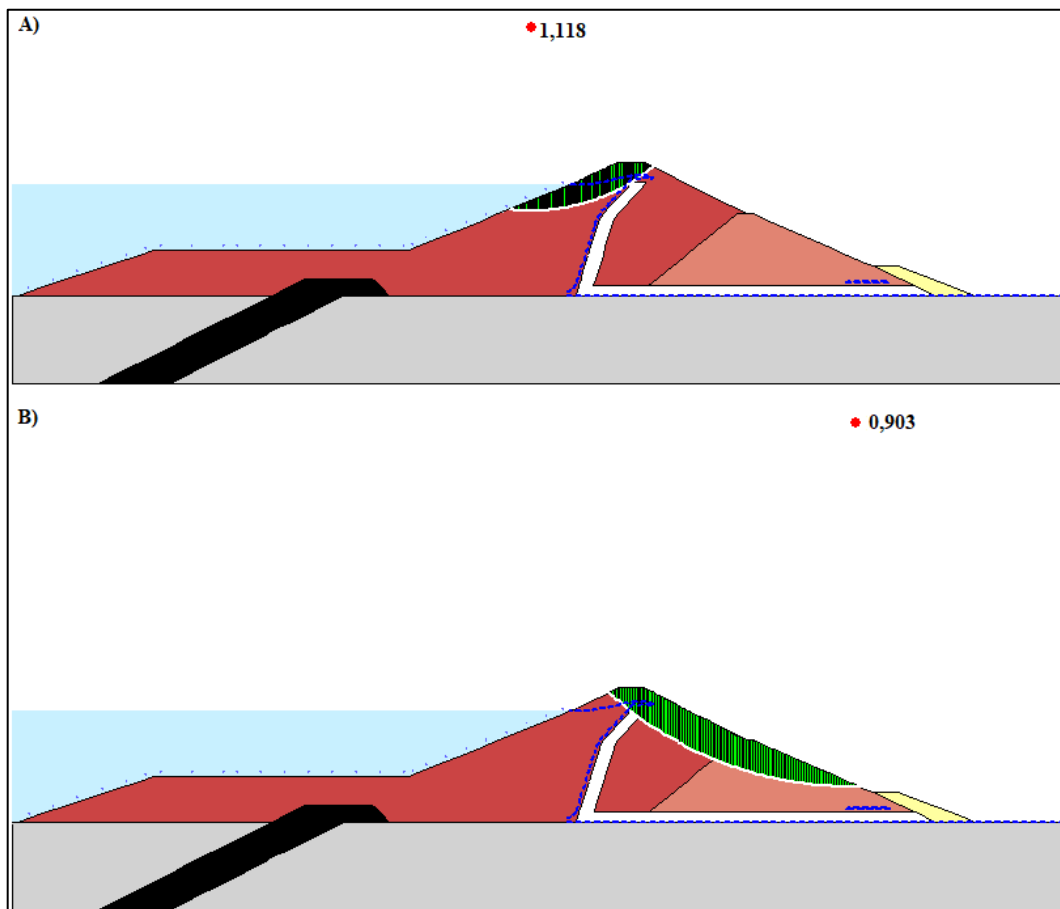
Comparando os resultados das análises pseudo-estáticas obtidos utilizando os coeficientes de aceleração horizontal e vertical, respectivamente, de 0,21g e 0,14g é possível perceber que a barragem se encontra estável apenas avaliando a situação a montante, considerando o nível da água no máximo operacional. Todas as demais situações indicam FS abaixo do indicado como mínimo desejável pela ANA, sendo os valores próximos à unidade, indicando situações de possível iminência de ruptura. Não foram obtidos FS menores do que 1. Os resultados obtidos com esses coeficientes de aceleração apresentam reduções da ordem de grandeza de 38% nos FS, desencadeando algumas situações que apresentam tendência de ruptura.

4.4.3.4 10.000 anos

Nível máximo operacional

Os resultados apresentados na Figura 60, consideram a barragem em seu nível máximo operacional e a aplicação dos coeficientes de aceleração definidos para um tempo de retorno de 10.000 anos, segundo a metodologia proposta por Cruz *et al.* (2021, 2022), ou seja, coeficientes de aceleração horizontal de 0,35 e vertical de 0,23. Os resultados estão divididos em resultados nas faces a montante (Figura 60a) e jusante (Figura 60b).

Figura 60 - Superfícies potenciais de ruptura nas análises pseudo-estáticas com a barragem no nível máximo operacional utilizando os coeficientes definidos em função da metodologia de Cruz *et al.* (2021, 2022) para 10.000 anos de tempo de retorno, nas faces a montante (a) e jusante (b).



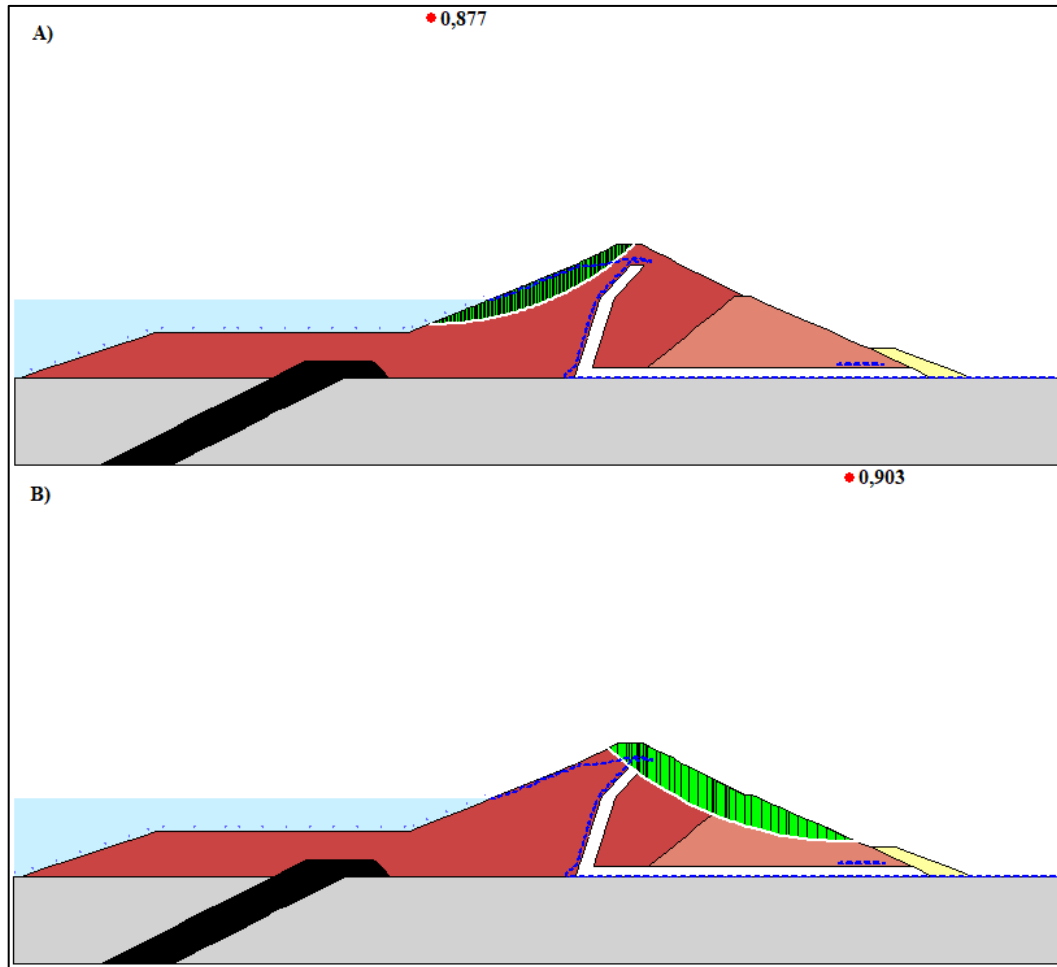
Fonte: (Autor, 2023).

A superfície de ruptura crítica identificada a montante para esse caso é a mesma superfície percebida nas análises estáticas, todavia, a superfície crítica de ruptura identificada a jusante é distinta, sendo uma superfície também circular, porém, se desenvolvendo completamente dentro do barramento, não chegando ao solo de fundação. Foram obtidos FS respectivamente de 1,118 e 0,903 nas faces a montante e jusante para essa situação de análise, significando uma redução de aproximadamente 54,9% e 46,8% nos FS a montante e jusante respectivamente, quando comparados aos FS estáticos. O FS obtido para a face a montante se encontra acima do mínimo recomendado pela ANA, de 1,1, porém, com um valor próximo ao limite. O FS da face a jusante apresenta valor menor do que a unidade, estando abaixo da recomendação da ANA e indicando de forma clara a ocorrência de ruptura.

Nível operacional intermediário

Considerando a situação que representa a barragem com a água no nível operacional intermediário, a Figura 61 apresenta as superfícies críticas de ruptura identificadas nas análises pseudo-estáticas, utilizando os coeficientes de aceleração definidos em função da metodologia proposta por Cruz *et al.* (2021, 2022) para o tempo de retorno de 10.000 anos. São apresentados os resultados para as faces a montante (Figura 61a) e jusante (Figura 61b). A superfície crítica de ruptura obtida na face a montante é a mesma obtida na análise estática, todavia, a superfície identificada a jusante, embora diferente da obtida na análise estática, foi a mesma obtida para a situação de análise anterior, com a barragem no nível máximo operacional. Foram obtidos FS respectivamente de 0,877 e 0,903 nas faces a montante e jusante para essa situação de análise, representando uma redução de 49,7% e 46,8% nos FS a montante e jusante respectivamente, quando comparados aos FS estáticos. Ambos os FS se encontram abaixo do mínimo recomendado pela ANA, de 1,1 para as análises pseudo-estáticas, sendo ambos valores abaixo da unidade, indicando fortemente a tendência de ruptura dos taludes submetidos a esse nível de carregamento.

Figura 61 - Superfícies potenciais de ruptura nas análises pseudo-estáticas com a barragem no nível operacional intermediário utilizando os coeficientes definidos em função da metodologia de Cruz *et al.* (2021, 2022) para um tempo de retorno de 10.000 anos, nas faces a montante (a) e jusante (b).

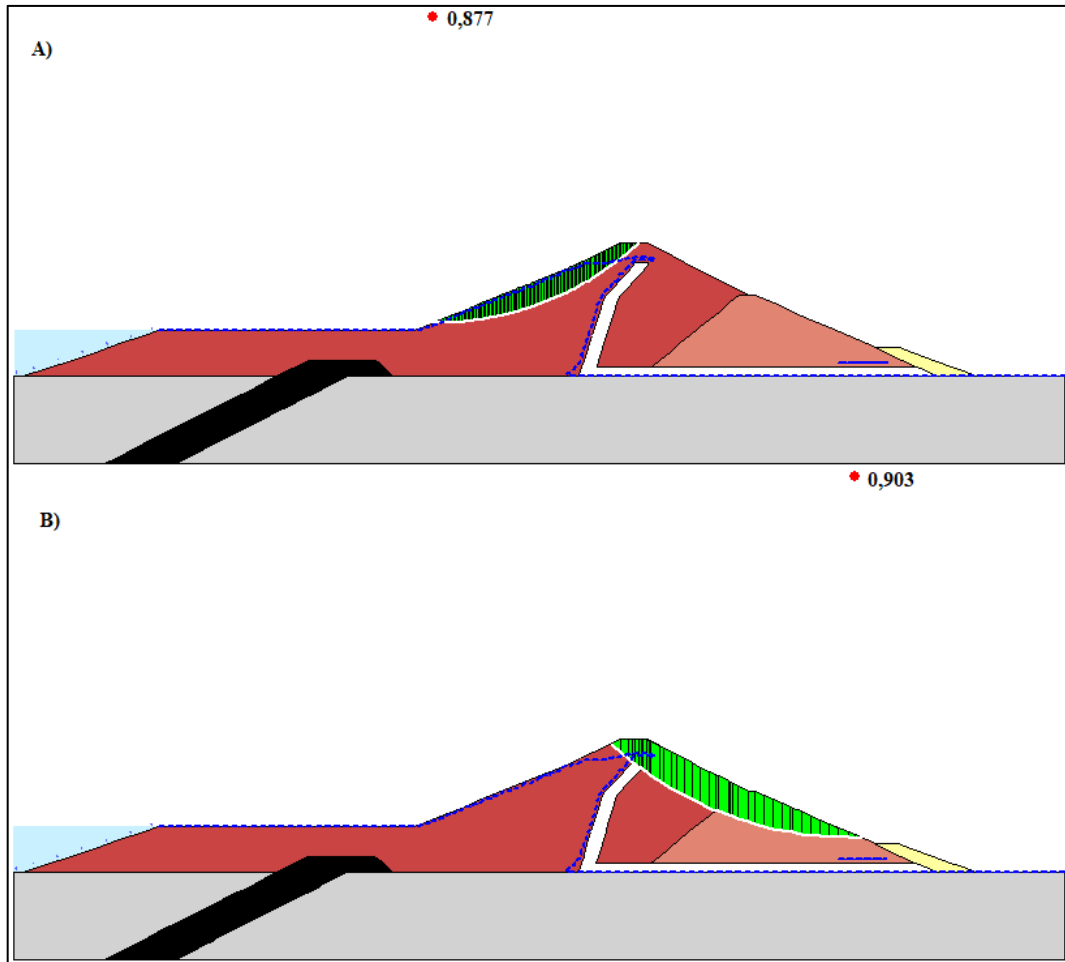


Fonte: (Autor, 2023).

Nível mínimo operacional

Ademais, levando em consideração a última situação de análise, com o nível de água da barragem no nível mínimo operacional e utilizando os coeficientes de aceleração definidos com a metodologia de Cruz *et al.* (2021, 2022) para um tempo de retorno de 10.000 anos, se encontram apresentados na Figura 62 as superfícies críticas de ruptura identificadas nas análises pseudo-estáticas nas faces a montante (Figura 62a) e jusante (Figura 62b).

Figura 62 - Superfícies potenciais de ruptura nas análises pseudo-estáticas com a barragem no nível mínimo operacional utilizando os coeficientes definidos em função da metodologia de Cruz *et al.* (2021, 2022) para 10.000 anos de tempo de retorno, nas faces a montante (a) e jusante (b).



Fonte: (Autor, 2023).

A superfície crítica de ruptura obtida na face a montante é a mesma obtida na análise estática, e a superfície identificada a jusante foi a mesma obtida para as situações de análise anterior, com os demais níveis de água. Foram obtidos FS respectivamente de 0,877 e 0,903 nas faces a montante e jusante para essa situação de análise. Dessa forma, foi percebida uma redução de 47,9% e 46,8% nos FS a montante e jusante respectivamente, quando comparados aos FS estáticos. De forma similar ao percebido nos casos anteriores, para esse nível de carregamento, ambos os FS se encontram abaixo do mínimo recomendado pela ANA, de 1,1 para as análises pseudo-estáticas, estando próximos à unidade, indicando uma proximidade ao estado de iminência de ruptura, não podendo ser garantida dessa forma a estabilidade em nenhuma das faces do barramento nessa situação.

Comparando os resultados das análises pseudo-estáticas obtidos utilizando os coeficientes de aceleração horizontal e vertical, respectivamente, de 0,35g e 0,23g é possível perceber que a barragem se encontra estável apenas na face a montante, quando a água se encontra no nível máximo operacional. Nas demais situações de análise a barragem encontra-

se instável, apresentando FS abaixo do indicado como mínimo desejável pela ANA. Os resultados obtidos com esses coeficientes de aceleração apresentam reduções da ordem de grandeza de 49% nos FS, desencadeando em todos os níveis de água a ocorrência de ruptura.

4.5 Considerações finais sobre as análises pseudo-estáticas

A Tabela 15 apresentada a seguir contém um resumo dos resultados apresentados, acrescidos dos coeficientes de acelerações respectivos e da magnitude de sismos associados a esses coeficientes, tomando como referência a tabela apresentada por Housner (1970).

Tabela 15 - Resumo dos resultados obtidos nas análises pseudo-estáticas.

Face a montante									
Metodologia para definição dos coeficientes de aceleração	Coeficiente de aceleração horizontal (g)	Coeficiente de aceleração vertical (g)	Magnitude associada (Housner, 1970)	Nível operacional da barragem					
				Mínimo		Médio		Máximo	
				FS	Redução do FS	FS	Redução do FS	FS	Redução do FS
Estática	-	-	-	1,683	-	1,745	-	2,481	-
ANA	0,05	0,03	-	1,475	12,4%	1,508	13,6%	2,104	15,2%
DSD	0,10	0,05	-	1,315	21,9%	1,330	23,8%	1,830	26,2%
Cruz 475	0,06	0,04	5 < M < 5,5	1,439	14,5%	1,468	15,9%	2,041	17,7%
Cruz 975	0,09	0,06	5,5 < M < 6	1,315	21,9%	1,330	23,8%	1,826	26,4%
Cruz 2475	0,21	0,14	7 < M < 7,5	1,064	36,8%	1,067	38,9%	1,415	43,0%
Cruz 10.000	0,35	0,23	M>8	0,877	47,9%	0,877	49,7%	1,118	54,9%

Face a jusante									
Metodologia para definição dos coeficientes	Coeficiente de aceleração horizontal (g)	Coeficiente de aceleração vertical (g)	Magnitude associada (Housner, 1970)	Nível operacional da barragem					
				Mínimo		Médio		Máximo	
				FS	Redução do FS	FS	Redução do FS	FS	Redução do FS
Estática	-	-	-	1,698	-	1,698	-	1,697	-
ANA	0,05	0,03	-	1,483	12,7%	1,483	12,7%	1,482	12,7%
DSD	0,10	0,05	-	1,317	22,4%	1,317	22,4%	1,317	22,4%
Cruz 475	0,06	0,04	5 < M < 5,5	1,449	14,7%	1,449	14,7%	1,448	14,7%
Cruz 975	0,09	0,06	5,5 < M < 6	1,327	21,8%	1,327	21,8%	1,326	21,9%
Cruz 2475	0,21	0,14	7 < M < 7,5	1,091	35,7%	1,091	35,7%	1,090	35,8%
Cruz 10.000	0,35	0,23	M>8	0,903	46,8%	0,903	46,8%	0,903	46,8%

Fonte: Autor (2023).

Tomando como base a Tabela 15, pode-se perceber que, considerando os coeficientes sugeridos pela ANA (2016) na ausência de estudos locais, a barragem encontra-se completamente estável, independentemente do nível da água atuante ou da face analisada. Esse comportamento é justificado devido aos baixos coeficientes de aceleração adotados, e, de forma conjunta, nos altos FS estáticos definidos como aceitáveis para barragens com o fim de reservar água, em operação no Brasil. O mesmo comportamento é percebido analisando a barragem carregada com os coeficientes de aceleração definidos em função da recomendação do DSD (USBR, 1973), embora seja percebida uma queda nos FS, devido ao aumento nos coeficientes de aceleração, essa queda não é suficiente para desencadear rupturas.

No que diz respeito à aplicação dos coeficientes de aceleração definidos em função da metodologia definida por Cruz *et al.* (2021, 2022), a barragem encontra-se completamente estável quando submetida à aplicação dos coeficientes de aceleração definidos para 475 e 975 anos de tempo de retorno. Esse comportamento era esperado, uma vez que para esses tempos de retorno, os coeficientes de aceleração adotados são similares e amplamente comparáveis aos adotados nas análises com definições baseadas nos documentos da ANA e do DSD. Todavia, esse comportamento não é percebido para os casos de carregamentos mais robustos, com a definição em função de tempos de retorno maiores.

Para o caso da barragem submetida aos coeficientes e aceleração definidos em função do tempo de retorno de 2,475 anos, é possível perceber a iminência de instabilidade em todas as situações a jusante, independentemente do nível de água adotado, com um FS inadequado a luz da recomendação da ANA e próximo à unidade. Todavia, analisando os resultados na face a montante, é possível perceber uma maior influência do nível da água. Considerando os coeficientes de aceleração definidos para um tempo de retorno de 2.475 anos, é possível perceber que, caso a barragem encontre-se em seu máximo nível operacional, a face a montante permanece estável, diferentemente de quando submetida aos demais níveis de água avaliados, nos quais é identificada a iminência de ruptura em ambos os casos.

Avaliando a situação onde a barragem se encontra submetida aos carregamentos oriundos dos coeficientes de aceleração definidos com base na metodologia de Cruz *et al.* (2021, 2022), considerando um tempo de retorno de 10.000 anos, são percebidas rupturas claras em praticamente todas as situações adotadas. Para essa análise, apenas a situação de análise da face a montante, com o nível de água da barragem no máximo operacional indica iminência de ruptura devido à proximidade do FS da unidade, embora essa ruptura não seja clara como nas demais análises. Esse comportamento está relacionado aos altos coeficientes de aceleração utilizados.

Analisando os resultados apresentados na Tabela 15, pode-se perceber que a variação nos níveis de água na barragem pouco ou nada influenciam na estabilidade da face a jusante, nas avaliações sísmicas pseudo-estáticas. Todavia, ao se avaliar um barramento sob carregamento sísmico, sabe-se que o nível e ocorrência de água no maciço exercem influência na variação da poropressões, durante a ocorrência do sismo, podendo ser um fator preponderante para as análises de estabilidade mesmo na face a jusante. Todavia, uma vez que a metodologia pseudo-estática não considera essa variação de poropressão ao longo do evento sísmico, esse efeito não pode ser imputado na análise, justificando o comportamento percebido.

No que diz respeito a face a montante, pode-se perceber claramente uma maior influência do nível da água na estabilidade. O comportamento observado é justificado devido à sobrecarga gerada pela água na face a montante, de forma que a água funciona como força externa estabilizante durante a avaliação de estabilidade por equilíbrio limite. Quando há uma redução dessa sobrecarga, o efeito estabilizante diminui, fazendo reduzir o FS encontrado. O aparecimento de poropressões nessa região do maciço pode ainda influenciar na estabilidade, porém, conforme apresentado anteriormente, essa influência não pode ser avaliada utilizando a metodologia pseudo-estática.

Conforme apresentado na Tabela 15, tomando como base o trabalho de Housner (1970), é possível avaliar os resultados obtidos utilizando a metodologia de Cruz *et al.* (2021, 2022) consonante as magnitudes de seus prováveis sismos associados. Essa comparação pode ser feita tomando como base a tabela desenvolvida pelo autor que relaciona os PGA de sismos ocorridos com suas respectivas magnitudes.

Tomando como base os valores apresentados por Housner (1970), o PGA definido, conforme a metodologia de Cruz *et al.* (2021, 2022) para um tempo de retorno de 475 anos, de 0,12g, pode ser relacionado a um sismo com magnitude entre 5 e 5,5. Para esse tipo de carregamento, seguindo a metodologia pseudo-estática de análise, a barragem encontra-se estável. É importante ressaltar que, foram registrados, na década de 1980 no estado do Rio Grande do Norte, após o fim da construção da barragem Armando Ribeiro Gonçalves, terremotos com essa magnitude, e que sua ocorrência não desencadeou rupturas no corpo da barragem, corroborando dessa forma com os resultados obtidos, que apontam estabilidade para esse caso. Embora não seja definido um PGA durante a aplicação da metodologia proposta, na ausência de estudos específicos, pela ANA (2016), devido à proximidade dos coeficientes de aceleração definidos nela e definidos com base na proposta de Cruz *et al.* (2021, 2022) para um tempo de retorno de 475 anos, avalia-se que as considerações feitas podem ser estendidas para esse caso.

Avaliando o PGA definido de acordo com a metodologia de Cruz *et al.* (2021, 2022) para um tempo de retorno de 975 anos, de 0,20g, comparado aos valores apresentados por Housner (1970), é possível associar esse PGA à ocorrência de um sismo com magnitude entre 5,5 e 6. Para esse caso, segundo os resultados obtidos nas análises pseudo-estáticas, a barragem também se encontra totalmente estável, apresentando todos os FS acima do mínimo exigido pela ANA. Terremotos com essa magnitude ou superiores não foram registrados no estado do Rio Grande do Norte após a instalação da barragem Armando Ribeiro Gonçalves, embora, existam registros históricos da ocorrência de terremotos dessa magnitude no Brasil.

Considerando o PGA definido de acordo com a metodologia proposta por Cruz *et al.* (2021, 2022) para um tempo de retorno de 2.475 anos, de 0,41g, comparando com os dados apresentados por Housner (1970), pode-se inferir que esse PGA poderia ser associado a um sismo de magnitude entre 7 e 7,5. Para esse caso, os FS obtidos se encontram muito próximos à unidade, embora, sempre maiores do que 1. Esse comportamento pode indicar uma situação limítrofe, onde poderiam se desenvolver rupturas, dessa forma, não se pode atestar a estabilidade da barragem nessa situação. Devido ao nível de carregamento, esse comportamento é natural. É preciso ressaltar a ocorrência histórica de um sismo com magnitude acima de 7 no Brasil, na região amazônica. Dessa forma, embora exista uma baixa probabilidade de ocorrência, sismos desse tipo podem ocorrer no Brasil.

Por fim, de forma similar, tomando como base os valores apresentados por Housner (1970), o PGA definido, de acordo com a metodologia de Cruz *et al.* (2021, 2022) para um tempo de retorno de 10.000 anos, de 0,69g, pode ser relacionado a um sismo com magnitude maior do que 8. Uma vez que o sismo anterior é capaz de desencadear ruptura, e que o aumento no PGA representa um aumento no coeficiente de aceleração adotado, foi percebido também, de forma lógica, a ocorrência de rupturas para esse caso de análise. Todavia, embora seja percebida a ruptura de forma clara, a ocorrência de um sismo dessa magnitude na região do Brasil é de improvável ocorrência, sendo considerado por Lopes e Nunes (2011) um cenário irreal devido aos condicionantes locais.

Diante do apresentado, pode-se concluir que, baseado em análises pseudo-estáticas, a barragem Armando Ribeiro Gonçalves apresenta-se com nível satisfatório de segurança. Quando submetida aos carregamentos sugeridos, na ausência de dados retirados de estudos sísmicos locais, pela ANA (2016), a barragem encontra-se totalmente estável, apresentando FS consideravelmente maiores do que o mínimo exigido. Esse comportamento também é percebido utilizando coeficientes de aceleração maiores, utilizando outras metodologias para a definição

desses coeficientes, embora, em situações de carregamento mais extremas, possam ser identificadas a ocorrência de rupturas.

De forma adicional, é possível concluir que, os coeficientes de aceleração indicados pela ANA podem representar eventos de menor magnitude, sendo possível a ocorrência de eventos mais severos no Brasil, em especial nas regiões de concentração de risco sísmico. Diante disso, sugere que, na ausência de estudos locais desenvolvidos durante a implementação da barragem, sejam aplicadas metodologias alternativas para a definição dos coeficientes de aceleração sísmicos. Nesse sentido, sugere-se a aplicação de metodologias que permitam a definição em função de tempos de retorno, baseadas em mapas de risco sísmico, exemplificadas na metodologia proposta por Cruz *et al.* (2021, 2022), objetivando um mais amplo entendimento da estabilidade de barragens, em diferentes cenários adversos.

5. ANÁLISE DINÂMICA

No presente tópico serão apresentadas a fundamentação teórica, a metodologia adotada e os resultados referentes às modelagens dinâmicas com o modelo constitutivo Linear Equivalente e as análises de estabilidade pós-sismo.

5.1 Fundamentação teórica do método

Os modelos simplificados, como o modelo de análise pseudo-estático podem balizar análises sísmicas em algumas situações, a depender do nível de segurança exigido, contexto de carregamento, material constituinte do talude, nível de saturação do material, entre outros fatores. Todavia, devido à simplicidade, a aplicação desse método pode não ser adequada para inferir um nível de segurança à todas as geoestruturas.

Kramer (1996) faz considerações sobre o método de análise pseudo-estático e afirma que a representação do efeito complexo, transiente e dinâmico do tremor produzido por um sismo, por meio de uma simples aceleração constante e unidirecional é imperfeita, podendo diminuir ou mesmo remover a representatividade dos resultados. São percebidos casos na literatura onde, mesmo sendo obtidos fatores de segurança maiores do que a unidade nas análises pseudo-estáticas, ocorreram rupturas consideráveis, conforme demonstrado por Seed (1979).

Nesse contexto, entender de forma segura a aplicação de um carregamento sísmico pode ser dependente da aplicação de metodologias de análise dinâmica alternativas, com embasamento matemático e teórico mais robusto, que objetivam representar de forma mais fidedigna e menos simplificada, a interação entre o carregamento sísmico e a estrutura.

5.1.1 Modelo constitutivo Linear Equivalente

Entender o comportamento de um solo submetido por meio de modelagens computacionais é, caso bem definidas as condições de contorno e parâmetros de entrada, escolher um modelo constitutivo adequado, objetivando produzir resultados suficientemente satisfatórios. Nas análises dinâmicas existem diversos modelos constitutivos, com diferentes embasamentos, que podem ser adotados no desenvolvimento de análises que simulam o comportamento do solo quando submetido a essa condição de carregamento adversa. Nesse contexto, de forma geral, pode-se destacar três modelos constitutivos.

O modelo Linear Elástico (EL) é o mais simplificado entre eles, desprezando a variação de comportamento do solo sob carregamento sísmico, considerando o módulo resistente como constante. O modelo considera que a tensão é diretamente proporcional à deformação. Modelagens sísmicas com este tipo de modelo podem apresentar distorções, uma vez que, espera-se que o comportamento de solos quando submetidos a cargas cíclicas apresente uma certa não linearidade. Por se tratar de um modelo muito simplificado pode ser utilizado para aplicações simples e principalmente para validar aplicações e testar condições de contorno.

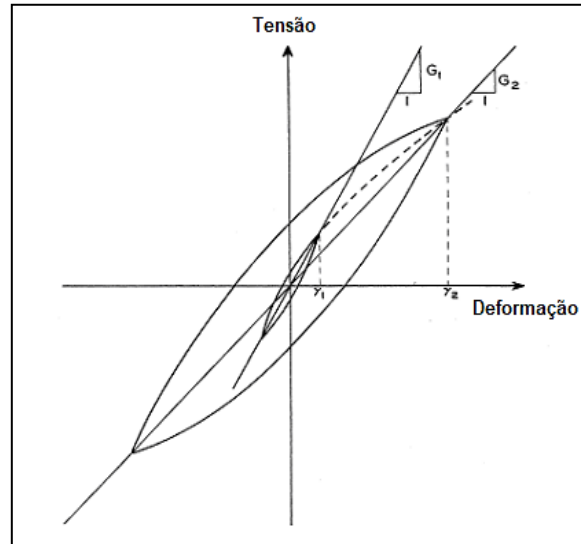
O modelo Não Linear (NL) é o modelo mais robusto, e desde que bem calibrado, deve apresentar maior representatividade nos resultados. O aumento das poro-pressões altera as tensões efetivas que, por sua vez, alteram as propriedades dos solos. Nesse contexto, a maior vantagem de desenvolver uma análise não linear é a verificação do excesso de poro-pressão sendo calculada, junto as mudanças nas propriedades do solo, ao longo do sismo. Todavia, o desenvolvimento desse tipo de análise é complexo, sendo um modelo constitutivo que exige diversos parâmetros de difícil obtenção (Stewart *et al.*, 2008).

Devido às dificuldades de aplicação de modelos não lineares, principalmente no que diz respeito a obtenção de parâmetros, o comportamento não linear do solo é habitualmente modelado de forma aproximada utilizando o modelo constitutivo Linear Equivalente (LE). A abordagem LE é relativamente simples, existindo diversos estudos na literatura que apontam para uma boa representatividade de seus resultados (Cascone e Rampelo, 2003; Psarropoulos e Tsompanakis, 2008; Iswanto e Yee, 2016; Aimar e Foti, 2021). Todavia, Villalobos (2019) destaca que essa a representatividade dos resultados vai depender diretamente do grau de não linearidade do comportamento do solo.

Os solos, em geral, apresentam seu comportamento tensão-deformação não linear, conforme Figura 63, sendo o módulo cisalhante usualmente expresso como módulo secante, determinado no ponto externo da curva, enquanto o fator de amortecimento é proporcional à área interna descrita pela curva (Mejía, 2008). De forma simplificada, uma aplicação de um modelo Linear Equivalente é muito semelhante ao modelo Linear Elástico. A diferença entre as duas aplicações é que a rigidez G é modificada em função do nível de deformações obtido (Santos, Gomes e Antão, 2002). É feita uma análise dinâmica com o solo, utilizando uma rigidez inicial, ao longo de todo o terremoto, determinando as tensões de cisalhamento de pico em cada ponto da integração numérica de Gauss, para cada elemento. O módulo de cisalhamento (responsável por definir a rigidez) é então modificado de acordo com uma função de redução G , especificada como parâmetro de entrada. Essa variação se desenvolve em função

do nível de deformação previamente calculado. Então, o processo iterativo é repetido de forma contínua até que as variações no módulo G recaiam em uma faixa considerada aceitável.

Figura 63 - Relação Tensão x Deformação para diferentes deformações.



Fonte: adaptado de Seed *et al.* (1984).

Algumas características do modelo LE que podem ser destacadas são:

- Os valores das propriedades do solo utilizadas são definidas em função dos níveis de deformação adotado;
- Observa-se que, neste modelo, cargas dinâmicas de pequena magnitude podem levar os materiais a serem superamortecidos enquanto para grandes magnitudes os elementos podem ser sub amortecidos.
 - A modelagem não calcula deformações residuais;
 - O processo de cálculo é iterativo;
 - Não se pode verificar as variações de poropressão ao longo da análise;
 - Uma alternativa para o cálculo de deformações é a aplicação de técnicas conjuntas;
- Alguns autores discutem um limite na aplicabilidade, com base no nível máximo de tensão de cisalhamento (Kaklamanos *et al.*, 2013; Kaklamanos *et al.*, 2015);

Diante do apresentado, optou-se por utilizar no presente trabalho nas análises dinâmicas o modelo constitutivo de análise Linear Equivalente, devido à sua facilidade de aplicação, grande utilização documentada na literatura e, representatividade para os

relativamente baixos níveis de carregamento aos quais barragens brasileiras tendem a ser submetidos.

5.2 Materiais e métodos

Foram desenvolvidas análises dinâmicas com o modelo constitutivo Linear Equivalente e análises de estabilidade por equilíbrio limite e baseadas em MEF, pós-sismo, de modo a avaliar a influência do carregamento sísmico no barramento. Para todas essas análises foi considerada a barragem submetida às três condições no nível da água (nível máximo operacional, nível operacional intermediário e nível mínimo operacional), sendo aplicadas nas análises sísmicas quatro carregamentos distintos.

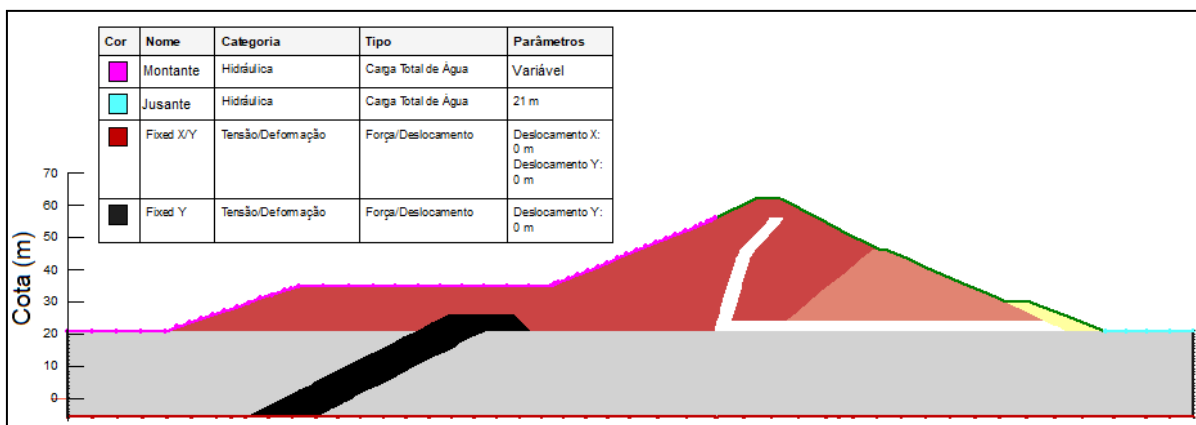
As análises dinâmicas desenvolvidas foram acopladas aos resultados de análise estática, apresentados no Capítulo 2 do presente documento. A seção transversal modelada foi a 53+00, conforme apresentado na Figura 26. Assim como nas análises estáticas, para todas as análises dinâmicas foi utilizada uma malha triangular, totalizando 17083 nós e 33375 elementos.

Os parâmetros estáticos utilizados são os mesmos utilizados nas análises do Capítulo 3, conforme apresentado na Tabela 11. Ademais, a definição dos sismogramas utilizados e das propriedades sísmicas dos materiais, utilizados como ferramentas de entrada nas análises, serão apresentados no presente tópico.

Foram utilizadas como condições de contorno, conforme apresentado na Figura 64, a restrição de deslocamentos apenas vertical, nas laterais adjacentes ao material modelado, de forma a permitir que o abalo sísmico balance a estrutura na direção horizontal, e, a restrição de deslocamentos nas direções vertical e horizontal, na interface abaixo ao solo de fundação, representando o embasamento rochoso.

As condições de contorno hidráulicas vão depender da situação avaliada, sendo um valor estacionário na face a montante, podendo ser de 55 metros (nível máximo operacional), 45 metros (nível operacional intermediário) e 35 metros (nível mínimo operacional), e um valor estacionário de 21 metros no solo fora do barramento, a jusante da barragem, devido à ausência de nível de água aflorante, conforme feito por Souza (2017).

Figura 64 - Seção transversal modelada e condições de contorno adotadas nas análises dinâmicas.



Fonte: Autor (2023).

5.2.1 Parâmetros sísmicos

Diferentemente do método simplificado de análise pseudo-estático, para o desenvolvimento de análises dinâmicas é necessário definir acelerogramas com o desenvolvimento das acelerações horizontais e, caso desejado, verticais. A definição desses acelerogramas é uma parte primordial do processo de análise, pois, eles vão ser responsáveis por representar o carregamento sísmico. Existem diversas formas de obtenção de acelerogramas, das quais as mais recomendadas, por tomarem como base dados locais, seriam a utilização de acelerogramas reais de terremotos passados ocorridos na região de interesse, podendo ser modificados por um fator de escala para corrigir a intensidade, e a utilização de acelerogramas reais adaptados a um espectro de resposta de projeto. Todavia, em países de baixa sismicidade, o registro de acelerogramas de sismos reais não é tão comum, logo, uma opção viável é a geração de acelerogramas artificiais.

Devido à falta de dados disponíveis para a obtenção de acelerogramas locais, optou-se por gerar acelerogramas artificiais, conforme feito por Leal (2021) em estudo no Rio Grande do Norte, com base nos espectros de resposta desenvolvidos por Úbillus, Romanel e Cascão (2013). Um parâmetro inicialmente importante é a definição dos tempos de retorno utilizados para a análise. A legislação brasileira não traz diretamente uma recomendação, ou obrigatoriedade em relação ao tempo de retorno a ser considerado em análises sísmicas para barragens de reservação de água. Devido à natureza de um empreendimento do porte de uma barragem, e a todos os riscos associados, optou-se por utilizar diferentes tempos de retorno, consequentemente acelerogramas diferentes, de forma crescente, de modo a avaliar a influência desse parâmetro nas análises.

O menor tempo de retorno escolhido como representativo foi o de 475 anos, uma vez que é o tempo de retorno usualmente utilizado para estruturas comuns, como edifícios e fundações de concreto armado, conforme prescrito na norma brasileira de projeto de estruturas resistentes a sismos (NBR 15421/2006). Esse tempo de retorno foi escolhido objetivando a entender o efeito de cargas, consideradas importantes para estruturas usuais, em relação a barragens. Na falta de uma norma específica para barragens de reservação de água, a norma ABNT NBR 13028:2018 - Mineração — Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos contenção de sedimentos e reservação de água — Requisitos (NBR 13028/2018), recomenda que sejam seguidas as recomendações presentes na norma canadense *Dam Safety Guidelines* (CDA, 2013) para definição de cargas sísmicas. Devido à natureza da barragem Armando Ribeiro Gonçalves e o alto risco associado à sua ruptura, segundo os critérios da CDA (2013), deve ser aplicado o tempo de retorno de 10.000 anos para a definição dos carregamentos sísmicos. Nesse contexto, o maior tempo de retorno considerado nas análises foi o de 10.000 anos. Ademais, optou-se por realizar análises com os tempos de retorno intermediários disponíveis (975 e 2.475 anos), de modo a avaliar a influência da progressão das cargas sísmicas.

Os parâmetros utilizados para definir os acelerogramas artificiais representativos a serem utilizados nas análises serão apresentados no presente tópico.

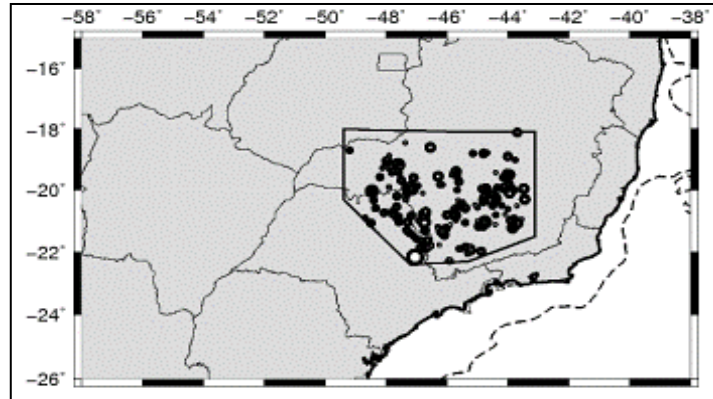
Espectros de resposta utilizados (Úbillus, Romanel e Cascão, 2013)

Úbillus, Romanel e Cascão (2013) em seu trabalho apresentaram uma análise de ameaça sísmica. Eles estudaram uma área localizada na região sudeste do Brasil. Os autores perceberam que a sismicidade da região Sudeste tem uma distribuição difusa, dispersa, dificultando a associação com falhas e outras fontes sismogênicas ativas identificáveis, definindo assim um polígono de interesse, conforme apresentado na Figura 65.

Para o desenvolvimento dos espectros de resposta, os autores utilizaram leis de atenuação desenvolvidas originalmente desenvolvidas para serem aplicadas para a Costa Leste dos Estados Unidos, região que apresenta características similares às obtidas no sudeste do Brasil. Essas leis de atenuação foram incorporadas de acordo com uma estrutura de árvore lógica. Com isso, foram aplicados métodos probabilísticos para obter os espectros de resposta, presentes na Figura 66. Os valores de acelerações espectrais, de modo a facilitar reproduções, obtidos pelos autores se encontram na Tabela 16. Os espectros de resposta obtidos pelos autores

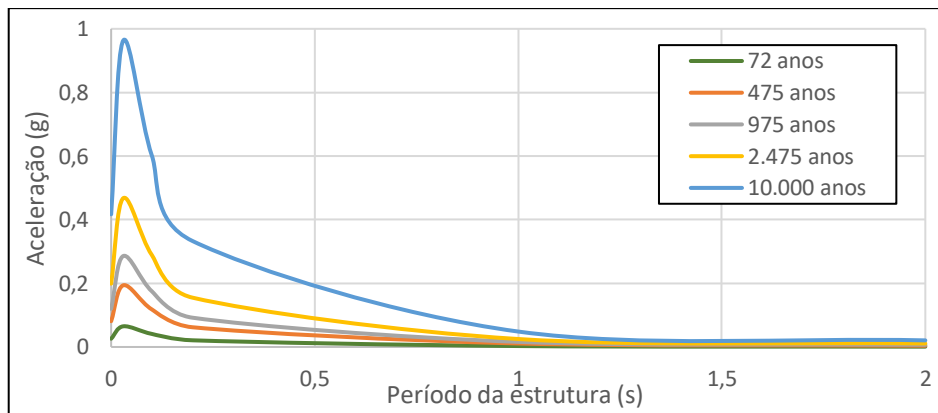
para os tempos de retorno de 72, 475, 975, 2.475 anos, sendo feita no presente trabalho uma extrapolação matemática para obter um espectro de resposta para o tempo de 10.000 anos.

Figura 65 – Epicentros de sismos registrados no polígono de interesse, região sudeste do Brasil, entre os anos de 1767 e 2012.



Fonte: Adaptado de Úbillus, Romanel e Cascão (2013).

Figura 66 – Espectros de resposta para os tempos de retorno de 72, 475, 975, 2.475 e 10.000 anos.



Fonte: Adaptado de Úbillus, Romanel e Cascão (2013).

Tabela 16 – Acelerações espectrais para os tempos de retorno de 72, 475, 975, 2.475 e 10.000 anos.

Período da estrutura (s)	Acelerações espectrais para diferentes tempos de retorno (anos)				
	72	475	975	2475	10000
0	0,026	0,081	0,12	0,199	0,417
0,03	0,065	0,194	0,286	0,468	0,964
0,1	0,041	0,118	0,175	0,289	0,602
0,2	0,021	0,062	0,092	0,155	0,333
1	0,003	0,011	0,016	0,025	0,048
2	0,001	0,004	0,007	0,011	0,021

Fonte: Adaptado de Úbillus, Romanel e Cascão (2013).

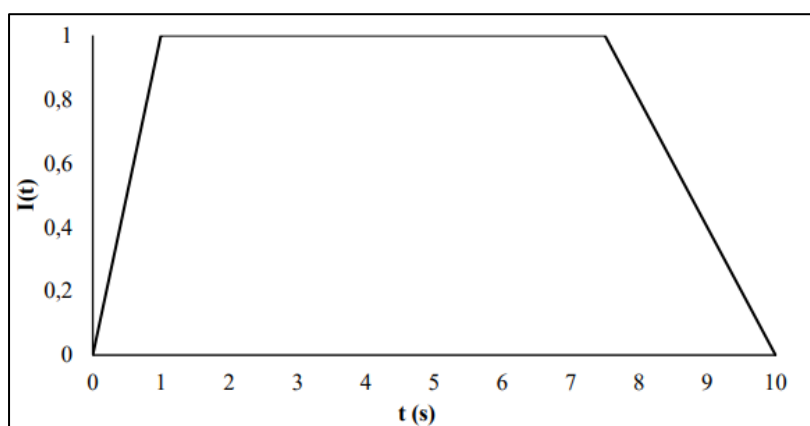
Duração do sismo

Outra definição importante para a obtenção de um acelerograma artificial é em relação ao tempo de duração do sismo. As normas brasileiras que tratam sobre barragens, ou mesmo sobre sismicidade, também não trazem recomendações nesse sentido. No presente trabalho, será adotado uma duração de 10 segundos. Esse tempo de duração com base em uma recomendação da norma europeia EUROCODE 8 - parte 1 (EN 1998-1, 2004) e na duração dos sismos de outros trabalhos desenvolvidos no Brasil (Soto Morote, 2006; Parisenti, 2011; Úbillus, Romanel e Cascão, 2013; Brito, 2017, Leal, 2021).

Função envoltória

Por fim, é necessário definir uma função envoltória para atribuir ao sismo uma condição não estacionária. No presente trabalho será utilizada a mesma função estacionária utilizada por Leal (2021), conforme apresentado na Figura 67. O autor optou por um formato trapezoidal, similar ao proposto por Herrera Loayza (2009). O acelerograma sai do repouso e atinge uma fase intensa em um $t_{inicial} = 10\%t$, posteriormente segue constante nessa fase até um $t_{final} = 75\%t$, por fim voltando ao repouso.

Figura 67 – Função envoltória.



Fonte: Leal (2021).

5.2.1.1 Sismos artificiais gerados

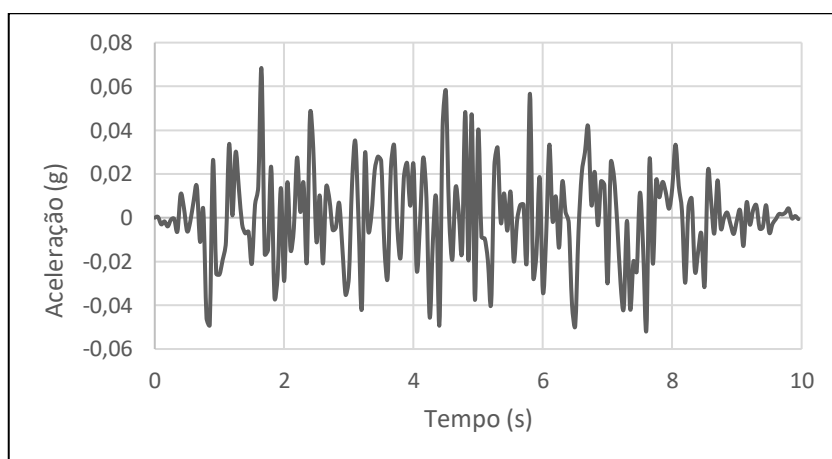
Dessa forma, de posse dos espectros de resposta presentes na forma de acelerações espectrais na Tabela 16, utilizando um tempo de duração de 10 segundos, e a função envoltória

presente na Figura 67, foi possível obter os acelerogramas artificiais a serem utilizados nessa análise, para os diferentes tempos de retorno, utilizando o software comercial Seismoartif v2023.

Tempo de retorno de 475 anos

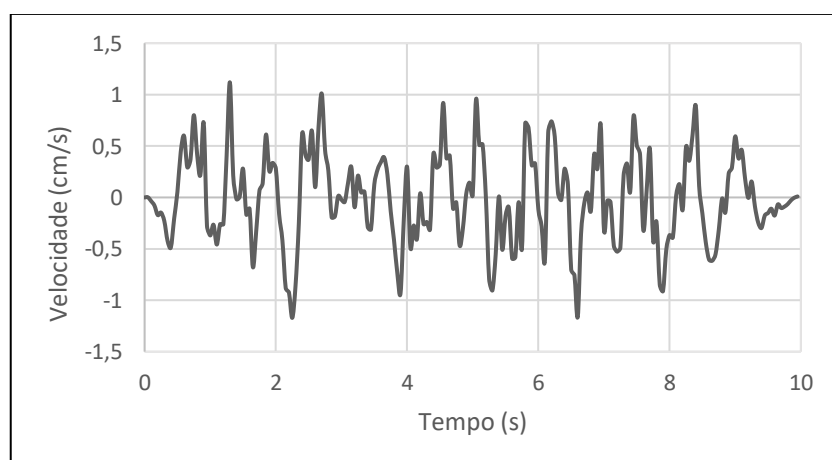
As Figuras 68, 69 e 70 apresentam o sismo artificial gerado, em termos respectivamente de histórico de acelerações, histórico de velocidades e histórico de deslocamentos para o tempo de retorno de 475 anos.

Figura 68 – Histórico de acelerações do sismo artificial com tempo de retorno de 475 anos.



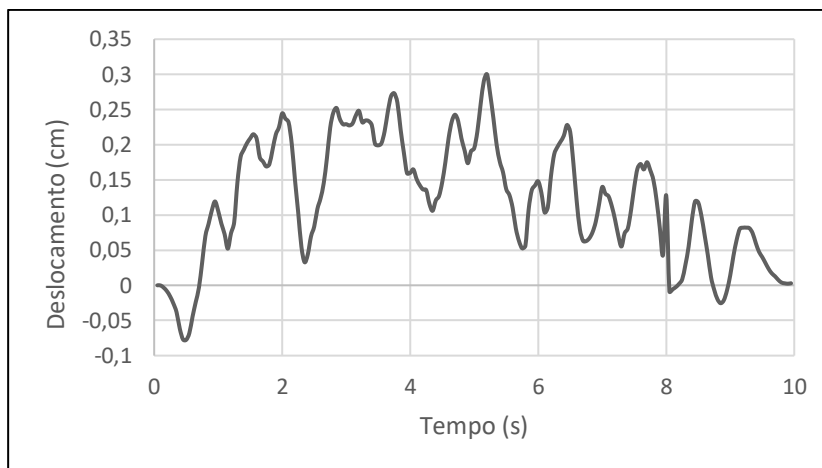
Fonte: Autor (2023).

Figura 69 – Histórico de velocidades do sismo artificial com tempo de retorno de 475 anos.



Fonte: Autor (2023).

Figura 70 – Histórico de deformações do sismo artificial com tempo de retorno de 475 anos.

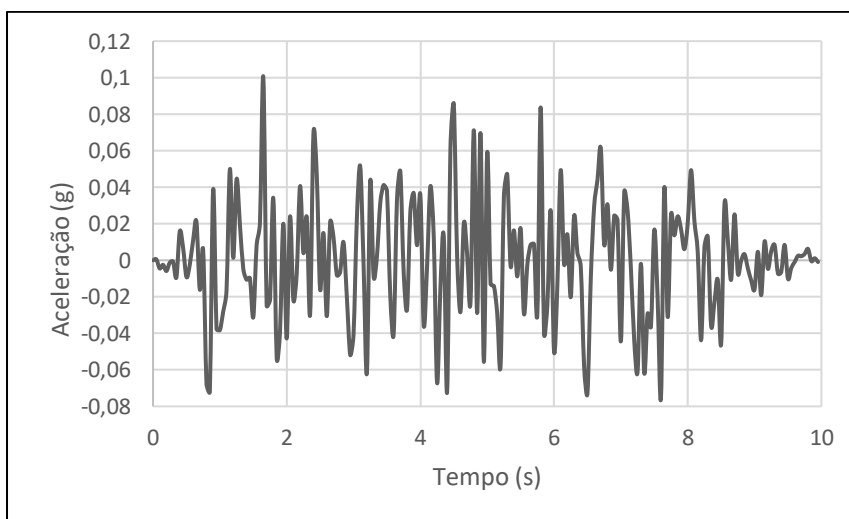


Fonte: Autor (2023).

Tempo de retorno de 975 anos

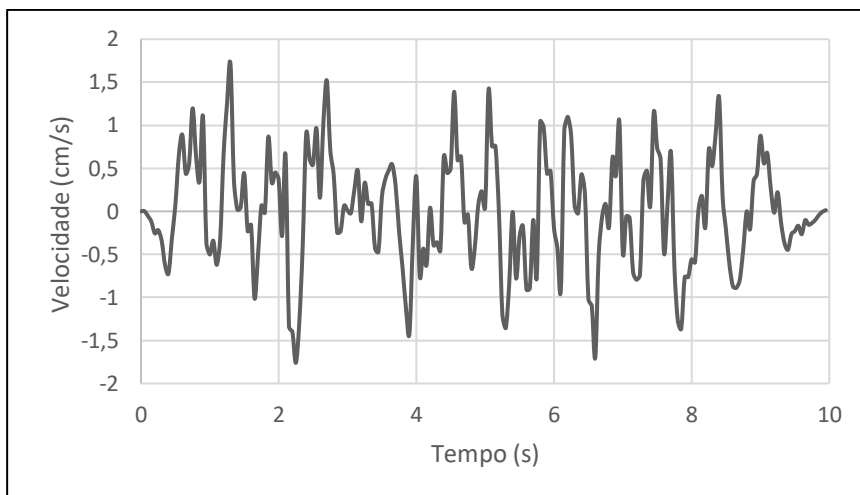
As Figuras 71, 72 e 73 apresentam o sismo artificial gerado, em termos respectivamente de histórico de acelerações, histórico de velocidades e histórico de deslocamentos para o tempo de retorno de 975 anos.

Figura 71 – Histórico de acelerações do sismo artificial com tempo de retorno de 975 anos.



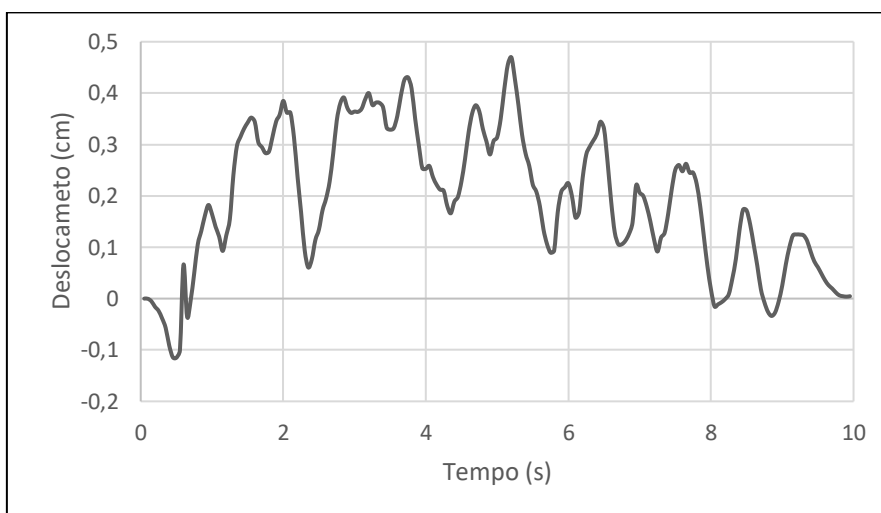
Fonte: Autor (2023).

Figura 72 – Histórico de velocidades do sismo artificial com tempo de retorno de 975 anos.



Fonte: Autor (2023).

Figura 73 – Histórico de deformações do sismo artificial com tempo de retorno de 975 anos.

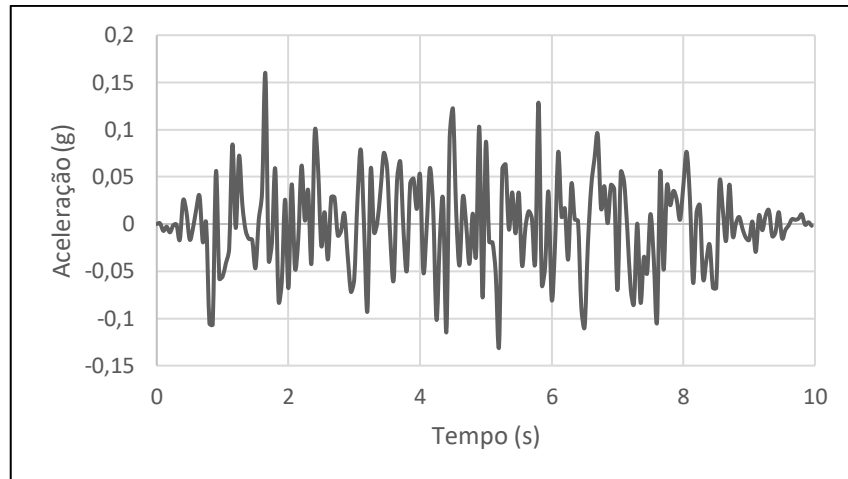


Fonte: Autor (2023).

Tempo de retorno de 2.475 anos

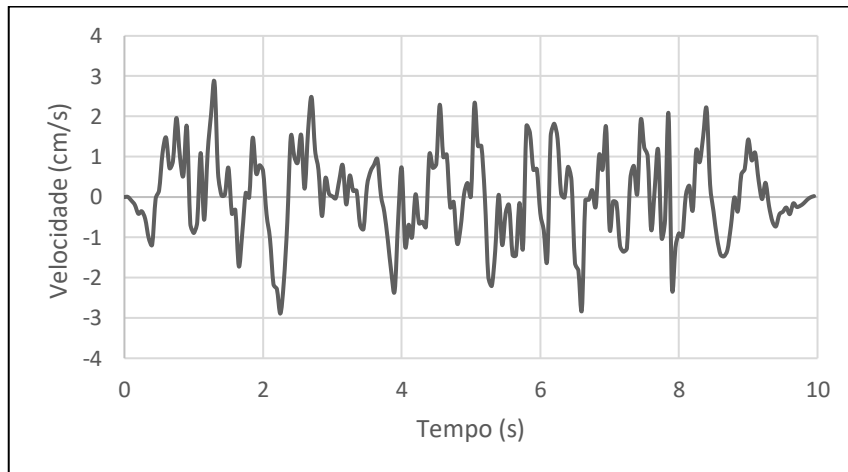
As Figuras 74, 75 e 76 apresentam o sismo artificial gerado, em termos respectivamente de histórico de acelerações, histórico de velocidades e histórico de deslocamentos para o tempo de retorno de 2.475 anos.

Figura 74 – Histórico de acelerações do sismo artificial com tempo de retorno de 2.475 anos.



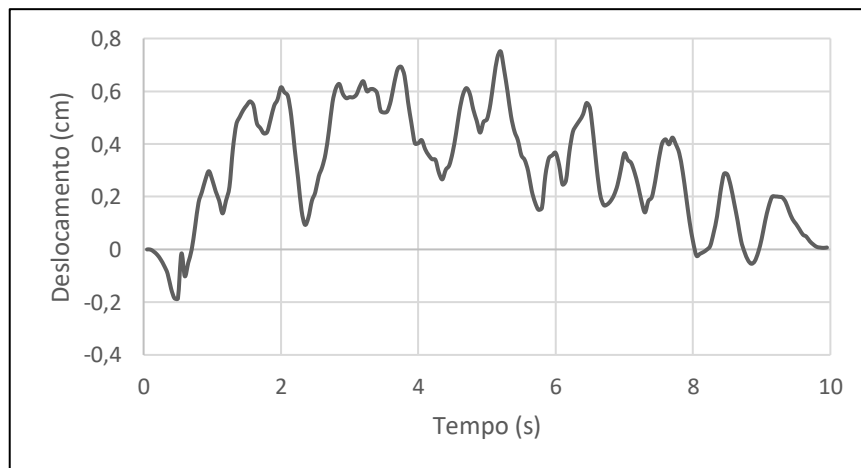
Fonte: Autor (2023).

Figura 75 – Histórico de velocidades do sismo artificial com tempo de retorno de 2.475 anos.



Fonte: Autor (2023).

Figura 76 – Histórico de deformações do sismo artificial com tempo de retorno de 2.475 anos.

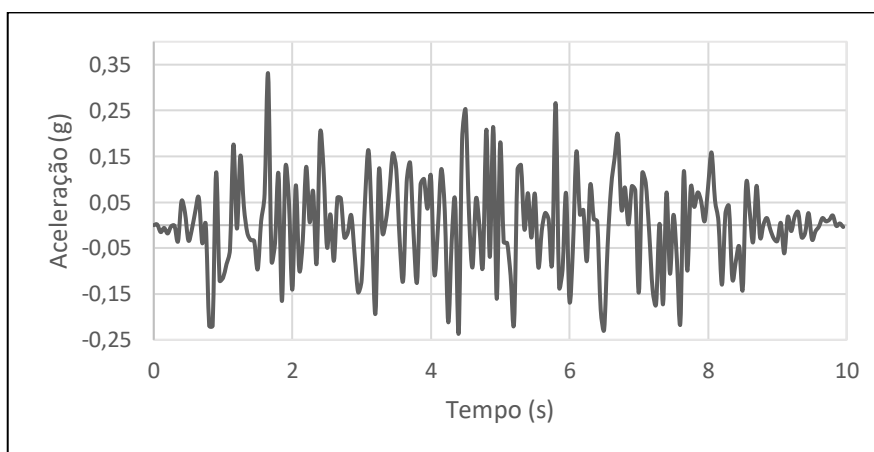


Fonte: Autor (2023).

Tempo de retorno de 10.000 anos

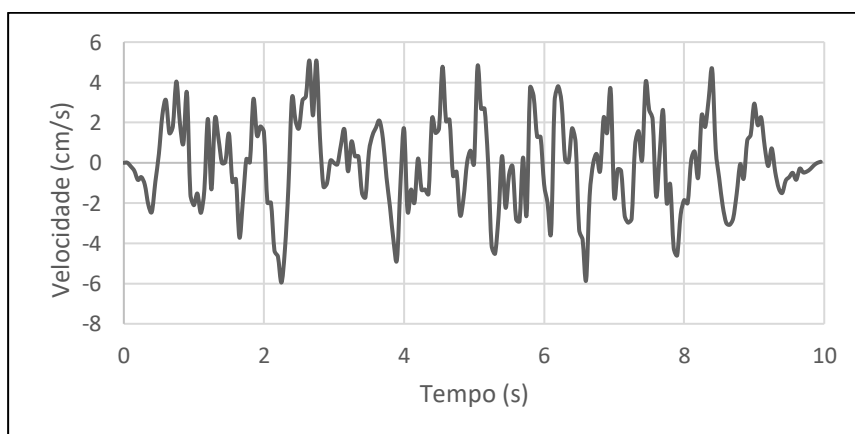
As Figuras 77, 78 e 79 apresentam o sismo artificial gerado, em termos respectivamente de histórico de acelerações, histórico de velocidades e histórico de deslocamentos para o tempo de retorno de 10.000 anos.

Figura 77 – Histórico de acelerações do sismo artificial com tempo de retorno de 10.000 anos.



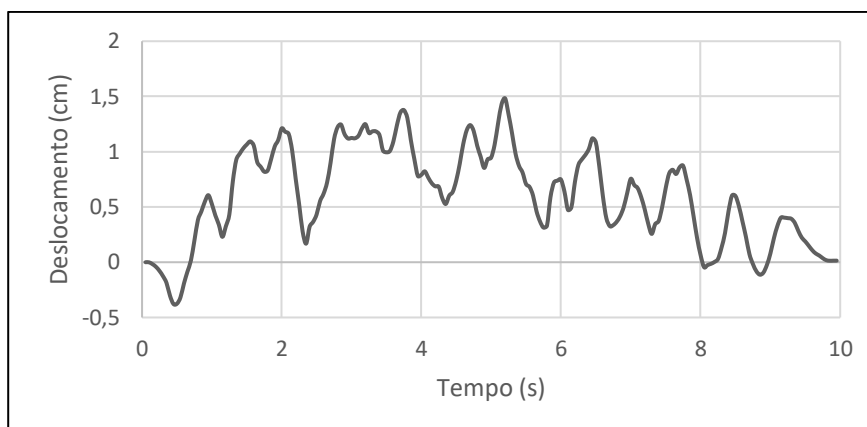
Fonte: Autor (2023).

Figura 78 – Histórico de velocidades do sismo artificial com tempo de retorno de 10.000 anos.



Fonte: Autor (2023).

Figura 79 – Histórico de deformações do sismo artificial com tempo de retorno de 10.000 anos.



Fonte: Autor (2023).

5.2.2 Parâmetros Geotécnicos

As análises dinâmicas desenvolvidas com o modelo constitutivo Linear Equivalente, precisam de diversos parâmetros de entrada. Dentre eles, pode-se destacar os pesos específicos, coesões e ângulos de atrito, que serão os mesmos utilizados para as análises estáticas, conforme anteriormente apresentado na Tabela 11. Os demais parâmetros, necessários especificamente para as análises dinâmicas serão apresentados no presente tópico.

5.2.2.1 Módulo de cisalhamento

A resposta de um solo quando submetida um carregamento dinâmico guarda direta relação com o módulo de cisalhamento G , comumente expresso em função de G_{max} . A determinação de G_{max} é feita para pequenas deformações, associadas ao maior valor possível para G . A relação de diminuição do valor de G em função do nível de deformação ao qual está associado o solo será discutido de forma mais aprofundada posteriormente.

Pode-se adotar em modelagens esse parâmetro, de forma simplificada, por meio de um valor constante. Todavia, baseado na expectativa de comportamento dos solos, é mais realista definir G_{max} em função do estado de tensão ao qual o solo se submete. De forma geral, espera-se que a rigidez de um solo aumente junto a tensão de confinamento ao qual ele está submetido, nesse sentido, os valores de G_{max} tendem a apresentar aumento em função da tensão confinante. No presente trabalho, devido à ausência de dados experimentais, foram adotados três curvas de G_{max} em função da tensão confinante.

Função de G_{max} adotada para solos granulares

Para solos granulares, a definição de $G_{máx}$ pode ser estimada em função da relação desenvolvida por Kramer (1996), normalizada para o SI (Sistema internacional), apresentada na Equação 19 a seguir:

$$G_{máx} = 22K\sqrt{P_a\sigma'_m} \quad (\text{Equação 19})$$

Onde “k” é uma constante com valor que depende do tipo de material, “ P_a ” é a pressão atmosférica e “ σ'_m ” é a tensão efetiva média no ponto considerado. Para essa abordagem, os valores de k são o ponto mais importante para a definição do $G_{máx}$. Com base nos trabalhos de Seed e Idriss (1970) e Kramer (1996), existem algumas recomendações para os valores de k em função do tipo do solo, presentes no manual do usuário do Quake (Seequent, 2022), conforme apresentado na Tabela 17.

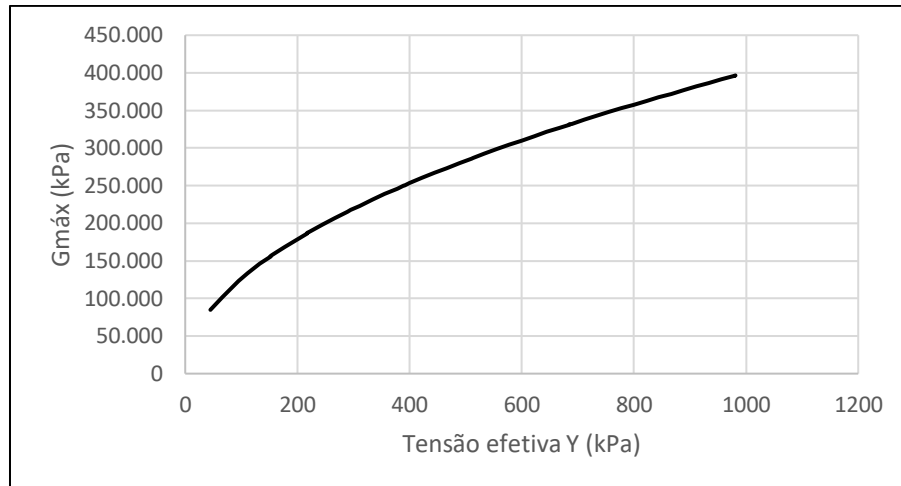
Tabela 17 – Valores de recomendados para k.

Material granular	Valor de k recomendado
Areia fofa	30
Areia medianamente compacta	50
Areia compacta	70
Pedregulho solto	80
Pedregulho medianamente compacto	130
Pedregulho compacto	180

Fonte: Seequent (2022), adaptado de Seed e Idriss (1970) e Kramer (1996).

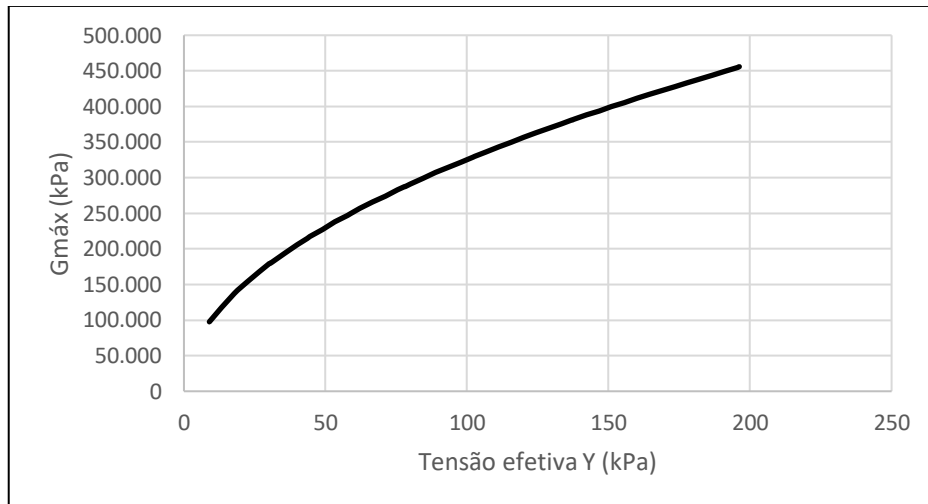
Conforme visto anteriormente, os materiais granulares componentes da barragem Armando Ribeiro Gonçalves são os materiais arenosos que compõem a fundação e os drenos e o material pedregulhoso presente no enrocamento. No presente trabalho, para os materiais arenosos e pedregulhosos, foram adotados valores de “k” como 70 e 180 respectivamente. As curvas “ $G_{máx}$ x Tensão vertical efetiva” adotadas no presente trabalho se encontram apresentadas nas Figura 80 e 81 respectivamente. Os valores apresentados nas Figuras 80 e 81 apresentam ordens de grandeza similares aos valores experimentalmente determinados para um perfil arenoso brasileiro, obtidos por Rocha e Giacheti (2016).

Figura 80 – Função $G_{máx}$ x Tensão efetiva vertical para os solos arenosos.



Fonte: Autor (2023).

Figura 81 – Função Gmáx x Tensão efetiva vertical para os solos pedregulhosos.



Fonte: Autor (2023).

Função de Gmáx adotada para solos argilosos

Devido os diferentes mecanismos de resposta quando submetidos a cargas cisalhantes entre solos granulares e coesivos, as estimativas de Gmáx se desenvolvem de formas diferentes. Pode-se basear a estimativa das curvas de Gmáx para solos coesivos com base nos trabalhos de Hardin e Drnevich (1972), Hardin (1978) e Mayne e Rix (1993). Considerando “e” como o índice de vazios, “OCR” (*Over-consolidation ratio*) como indicativo para a situação prévia de consolidação da argila, “Pa” a pressão atmosférica, “ σ'_m ” a tensão efetiva média no ponto considerado e “k” uma constante em função da plasticidade do solo, pode-se determinar o Gmax utilizando a função apresentada na Equação 20 a seguir:

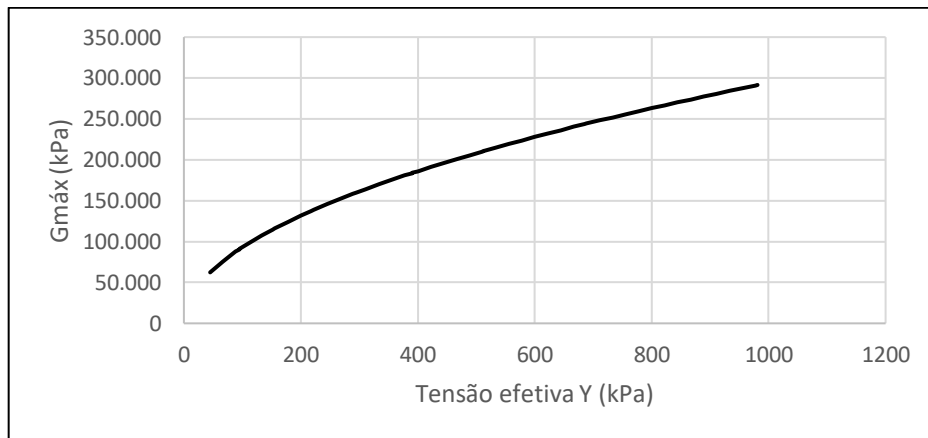
$$G_{m\acute{a}x} = 625 \left(\frac{1}{0,3+0,7e^2} \right) (OCR)^k \sqrt{\sigma'_{mPa}} \quad (\text{Equa\c{c}\~{a}o 20})$$

Onde “k” é calculado em função de IP (índice de plasticidade) pela Equação 21:

$$k = \frac{IP^{0,72}}{50} \quad (\text{Equa\c{c}\~{a}o 21})$$

Conforme visto anteriormente, os materiais coesivos que compõem o corpo da barragem Armando Ribeiro Gonçalves são os materiais IB/IB remanescente e IIA. Devido ao processo construtivo (solo removido da jazida e compactado), a descrição dos materiais feita por Rocha (2003) e a classificação SUCS desses materiais, optou-se por considerar o índice de vazios deles como 0,5; o OCR de 1 e os IP de 25, baseado em Morais (2017). A curva “G_{máx} x Tensão vertical efetiva” utilizada para solos coesivos no presente trabalho se encontra apresentada na Figura 82.

Figura 82 – Função G_{máx} x Tensão efetiva vertical para os solos coesivos.



Fonte: Autor (2023).

5.2.2.2 Função redução de G

Um solo ao ser submetido a um carregamento sísmico tende a apresentar a diminuição no seu módulo de cisalhamento, em função da ciclicidade associada a carga. Para análises LE, se faz necessário imputar as curvas de degradação do módulo cisalhante, na forma de “G/G_{máx} x Deformação cisalhante”. Assim como os valores de G_{máx}, as curvas de degradação de G tendem a apresentar características diferentes para solos granulares e argilosos, sendo preferencialmente definidas por modelos de previsão diferentes.

Função redução de G adotada para solos granulares

Uma forma de estimar as curvas de degradação de G é pelo método de Ishibashi e Zhang (1993). O modelo proposto pelos autores foi obtido com base em diversos resultados presentes na literatura, sendo também definido um método para a previsão da variação da razão de amortecimento (D), discutido posteriormente. As curvas de degradação de G, propostas pelo método de Ishibashi e Zhang (1993) tendem a apresentar distorções em função daquelas obtidas experimentalmente para argilas (Barros, 1997; Fernandes, 2018). Dessa forma, serão aplicadas, no presente trabalho, apenas para a previsão das curvas de degradação de G dos solos granulares. A equação desenvolvida por Ishibashi e Zhang (1993) para a degradação do módulo cisalhante se encontra apresentada a seguir, na Equação 22:

$$\frac{G}{G_{\text{máx}}} = K(\gamma, IP)(\sigma'_m)^{m(\gamma, PI) - m_0} \quad (\text{Equação 22})$$

Onde os valores podem ser obtidos em função das Equações 23 e 24:

$$K(\gamma, IP) = \frac{1}{2} \left\{ 1 + \tanh \left[\ln \left(\frac{0,000102 + n(IP)}{\gamma} \right)^{0,492} \right] \right\} \quad (\text{Equação 23})$$

$$m(\gamma, PI) - m_0 = \left(0,272 \left\{ 1 - \tanh \left[\ln \left(\frac{0,000556}{\gamma} \right)^{0,41} \right] \right\} \right) e^{-0,0145 IP^{1,3}} \quad (\text{Equação 24})$$

Os valores de $n(IP)$ são definidos em função do valor de IP do solo, de acordo com as relações apresentadas nas Equações 25, 26, 27 e 28.

$$IP = 0 \rightarrow n(IP) = 0,00 \quad (\text{Equação 25})$$

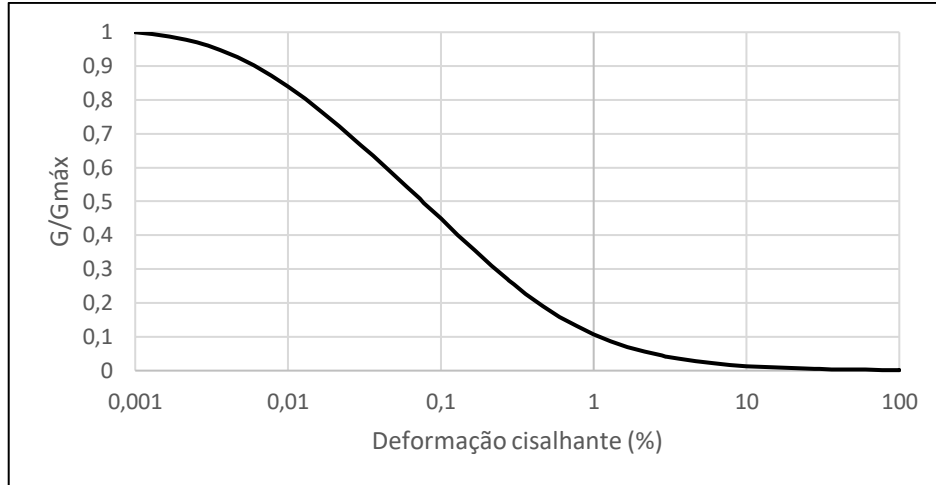
$$15 > IP > 0 \rightarrow n(IP) = 3,37 \cdot 10^{-6} IP^{1,404} \quad (\text{Equação 26})$$

$$70 > IP > 15 = 0 \rightarrow n(IP) = 7,00 \cdot 10^{-7} IP^{1,976} \quad (\text{Equação 27})$$

$$IP > 70 = 0 \rightarrow n(IP) = 2,70 \cdot 10^{-5} IP^{1,115} \quad (\text{Equação 28})$$

Dessa forma, a curva de degradação do módulo cisalhante em função da deformação cisalhante para solos granulares, adotada no presente trabalho está apresentada na Figura 83.

Figura 83 – Função G/G_{máx} x Deformação cisalhante (%) adotada para os solos granulares.



Fonte: Autor (2023).

Função redução de G adotada para solos coesivos

Outra maneira de prever o desenvolvimento da curva de degradação do módulo cisalhante de um solo é com base em um modelo hiperbólico. Inicialmente, Kondner (1963) propôs um modelo hiperbólico, que foi modificado por Hardin e Drnevich (1972). Posteriormente, Amir-Faryar *et al.* (2016) ajustaram um modelo baseado em Kondner (1963) e Hardin e Drnevich (1972). A consideração dos parâmetros de plasticidade, adensamento, e tensões confinantes, segundo o método de Amir-Farayr *et al.* (2016) devem ser considerados por meio dos coeficientes “b1”, “b2”, “b3” e “b4, definidos na equação universal e calibrados pelos autores. Dessa forma, o autor propõe uma equação universal com quatro coeficientes na forma apresentada na Equação 29 a seguir:

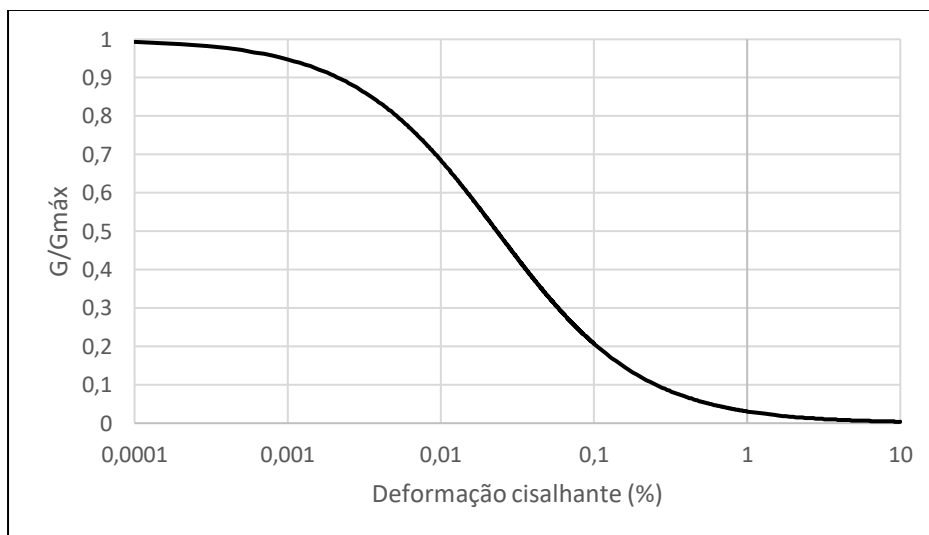
$$\frac{G}{G_{máx}} = \frac{1}{1 + b_1 \gamma^{b_2} e^{b_3 \gamma - b_4 \gamma^2}} \quad (\text{Equação 29})$$

Fernandes (2016) aponta que a previsão da curva de degradação de G com o modelo desenvolvido por Amir-Faryar *et al.* (2016), calibrado com os resultados apresentados por Darendeli (2001), apresentou boa correlação com os dados experimentais por ele obtidos com uma argila brasileira, no estado do Rio de Janeiro, dessa forma, será adotada nesse trabalho a curva de degradação de G proposta pelos autores. A equação desenvolvida por Amir-Farayr *et al.* (2016), calibrada com os dados de Darandeli (2001) para a degradação do módulo cisalhante se encontra apresentada na Equação 30 apresentada a seguir:

$$\frac{G}{G_{máx}} = \frac{1}{1 + 31,44 \gamma^{0,9174} e^{0,0314 \gamma - 0,0375 \gamma^2}} \quad (\text{Equação 30})$$

Dessa forma, a curva de degradação do módulo cisalhante em função da deformação cisalhante adotada para os solos argilosos no presente trabalho se encontra apresentada na Figura 84, a seguir.

Figura 84 – Função $G/G_{máx}$ x Deformação cisalhante (%) adotada para os solos coesivos.



Fonte: Autor (2023).

5.2.2.3 Razão de amortecimento

Assim como a degradação do módulo cisalhante, a definição da razão de amortecimento é de extrema importância para o desenvolvimento de análises sísmicas. Esse parâmetro pode ser considerado de forma simplificada como uma constante, embora, é sabido que seu módulo varia, aumentando em função do aumento da deformação cisalhante. É usual na literatura adotar-se as mesmas metodologias para a definição da degradação do módulo de cisalhamento e da variação de amortecimento.

Razão de amortecimento adotada para solos granulares

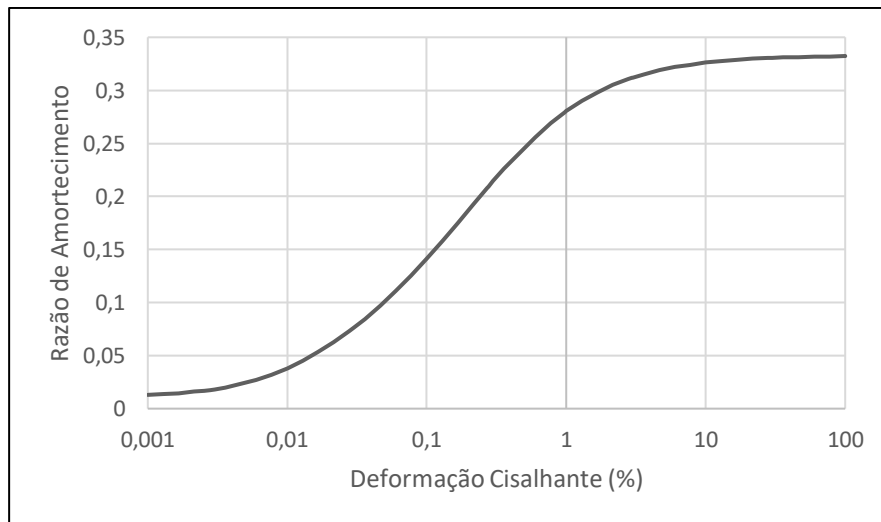
Para a definição da razão de amortecimento para solos granulares, conforme feito para a definição da função de degradação do módulo cisalhante, se adotaram as considerações desenvolvidas por Ishibashi e Zhang (1993). É importante ressaltar que a formulação desenvolvida pelos autores depende diretamente da relação $G/G_{máx}$, justificando assim a utilização da mesma metodologia para a definição de ambos os parâmetros.

As variáveis presentes na equação são o IP, a razão de redução do módulo G/G_{max} e, indiretamente, a pressão de confinamento. A equação desenvolvida por Ishibashi e Zhang (1993) para a razão de amortecimento se encontra na Equação 32 apresentada a seguir:

$$\xi = 0,333 \frac{1+e^{-0,0145IP^{1,3}}}{2} \left[0,586 \left(\frac{G}{G_{máx}} \right)^2 - 1,547 \frac{G}{G_{máx}} + 1 \right] \quad (\text{Equação 31})$$

Dessa forma, a curva da razão de amortecimento em função da deformação cisalhante adotada para os solos granulares no presente trabalho se encontra apresentada na Figura 85.

Figura 85 – Razão de amortecimento x Deformação cisalhante (%) para solos granulares.



Fonte: Autor (2023).

Razão de amortecimento adotada para solos coesivos

De forma similar ao que foi adotado para os solos granulares, para a definição da Razão de amortecimento adotada para os solos coesivos optou-se por utilizar as formulações feitas pelos mesmos autores que basearam a definição da função de degradação do módulo cisalhante. Logo, se adotaram as equações desenvolvidas por Amir-Farayr *et al.* (2016), incluindo as calibrações com os dados de Darandeli (2001). De forma similar ao que acontece para a definição da curva de degradação de G , a consideração dos parâmetros de plasticidade, adensamento, e tensões confinantes deve ser feita por meio de outros coeficientes “b1”, “b2”, “b3” e “b4, adicionados de mais um parâmetro “b5”, definidos na equação universal e calibrados pelos autores. Dessa forma, o autor propõe uma equação universal com cinco coeficientes na forma apresentada na Equação 32 a seguir:

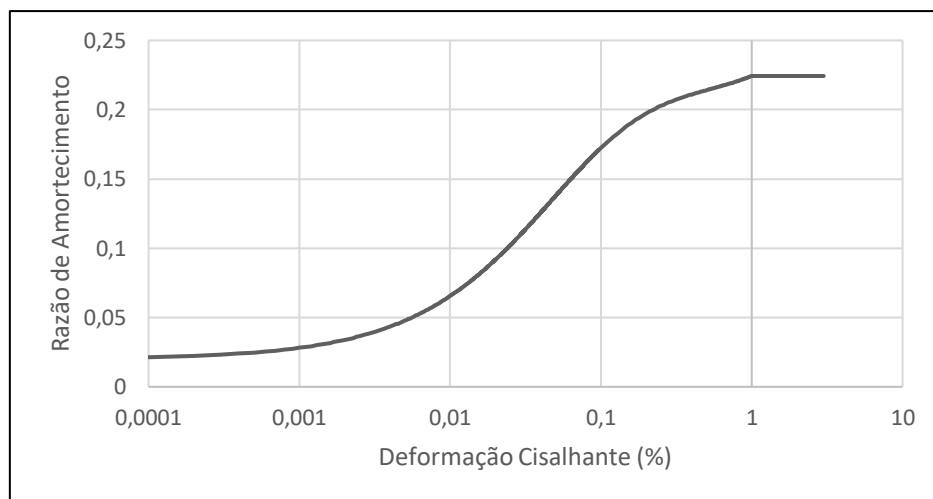
$$\xi (\%) = \{[b_1 e^{b_2 \log_{10} \gamma}][\log_{10}(\gamma + b_3)]^{b_4}\} + b_5 \quad (\text{Equação 32})$$

A equação desenvolvida por Amir-Farayr *et al.* (2016), foi calibrada com os dados de Darandeli (2001) para a razão de amortecimento, se encontrando apresentada na Equação 33 a seguir:

$$\xi (\%) = \{[6e^{1,812 \log_{10} \gamma}][\log_{10}(\gamma + 1,1)]^{-1,082}\} + 2 \quad (\text{Equação 33})$$

Dessa forma, a curva da razão de amortecimento em função da deformação cisalhante adotada para os solos coesivos no presente trabalho se encontra apresentada na Figura 86, a seguir.

Figura 86 – Razão de amortecimento x Deformação cisalhante (%) adotada para os solos coesivos.



Fonte: Autor (2023).

5.2.3 Metodologia das análises de estabilidade pós-sismo

O método de análise dinâmica com o modelo constitutivo Linear Equivalente não tem capacidade de prever de forma isolada o aparecimento de deformações permanentes, mas, pode ser utilizado de forma efetiva para avaliar a variação nas tensões dentro do maciço após a aplicação do carregamento. Essa variação pode ser responsável, por exemplo, pelo aparecimento de poropressões significativas, diminuindo a tensão efetiva dentro do maciço. Logo, de forma complementar foram desenvolvidas também análises de estabilidade pelo método de Morgenstern-Price (1965), baseado no equilíbrio limite, e pelo método de análise de

estabilidade baseadas no MEF, acopladas nas análises Tensão x Deformação pós-sismo. Por se tratarem de análises estáticas de estabilidade pós-sismo, os parâmetros de entrada e as condições de contorno são as mesmas definidas no Capítulo 2 do presente documento, variando apenas a locação temporal de análise, sendo essa análise acoplada no resultado da análise dinâmica.

5.3 Resultados das análises dinâmicas com o modelo Linear Equivalente

Serão apresentados no presente tópico os resultados das análises dinâmicas com o modelo constitutivo Linear Equivalente, apresentadas as distribuições de poro-pressões pós-sismo e as análises de estabilidade acopladas, separadas em função do tempo de retorno adotado para a definição do sismo.

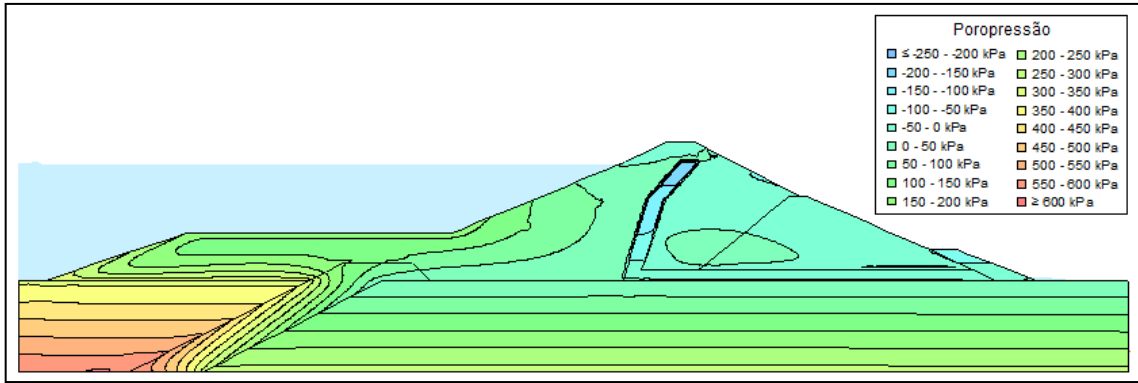
Para todos os casos analisados é possível perceber pouquíssima ou nenhuma alteração na distribuição de tensões totais causadas pelo carregamento dinâmico, não sendo apresentadas essas distribuições, apresentadas as distribuições de poropressão e análises de estabilidade pós-sismo.

5.3.1 475 anos

Nível máximo operacional

Considerando a barragem com a água no nível máximo operacional, a distribuição de poropressões obtida na situação pós-sismo se encontra apresentada na Figura 87. É percebido de forma geral uma distribuição de poropressões similar àquela obtida na análise estática, sendo percebidas apenas interferências e não conformidades nas isolinhas, causadas pelo carregamento sísmico temporário e desigual. No que diz respeito ao módulo das poropressões, é possível perceber um pequeno aumento na poropressão máxima identificada, na região a montante do cut-off, passando de aproximadamente 600 kPa para 616 kPa. De forma adicional é possível perceber de forma mais marcante o aparecimento de uma região com poropressão positiva na região a jusante do filtro, algo não identificado nessa região durante a análise estática.

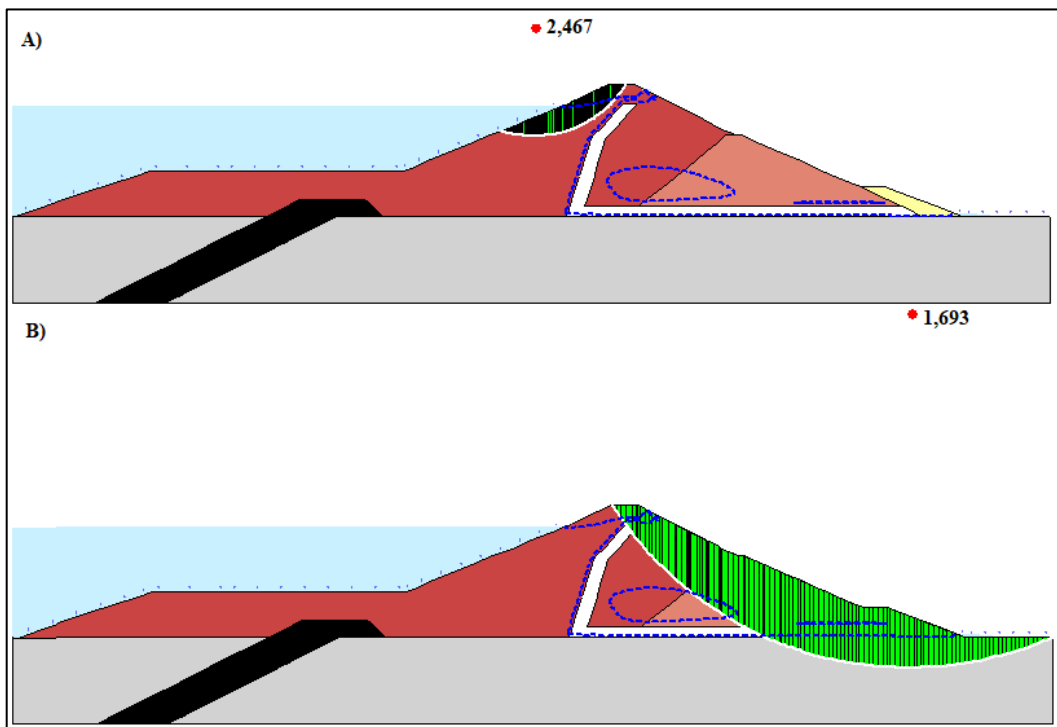
Figura 87 – Distribuição das poropressões pós-sismo, para um tempo de retorno de 475 anos, com a barragem no nível máximo operacional.



Fonte: Autor (2023).

No que diz respeito a análise de estabilidade pós-sismo por equilíbrio limite, a Figura 88 apresenta as superfícies potenciais de ruptura identificadas nas faces a montante (Figura 88a) e a jusante (Figura 88b). As superfícies potenciais críticas de ruptura obtidas são as mesmas obtidas para a barragem sob essas condições de nível de água, em condição estática, apresentando apenas redução nos FS a montante, para 2,467 e jusante 1,693, representando reduções de 0,6 e 0,2%.

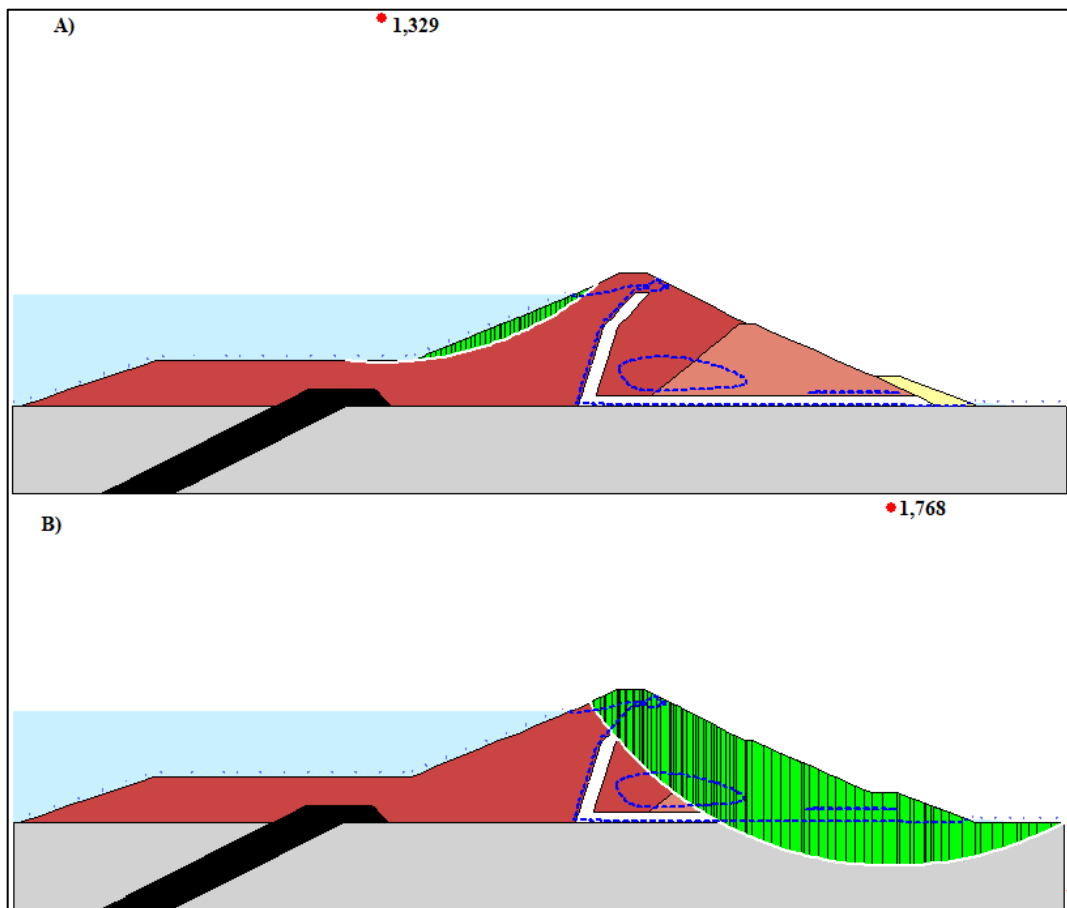
Figura 88 - Superfícies potenciais de ruptura críticas pós-sismo, utilizando a metodologia de Morgenstern-Price, com a barragem no nível máximo operacional para um tempo de retorno de 475 anos nas faces a montante (a) e jusante (b).



Fonte: Autor (2023).

Levando em consideração as análises de estabilidade pós-sismo utilizando o MEF como base, os resultados obtidos para as faces a montante (a) e jusante (b) se encontram apresentados na Figura 89. As superfícies potenciais de críticas de ruptura identificada são as mesmas obtidas nas análises estáticas, variando apenas o FS obtido. É possível perceber comportamento similar ao obtido nas análises estáticas, onde os resultados apontam um valor menor para a face a montante, podendo ser esse fenômeno associado ao fato da não consideração da força externa da água no equilíbrio da fatia. Foram obtidos para essa análise FS de 1,329 e 1,768 para as faces de montante e jusante, respectivamente, representando uma redução de 3,8% e 1,3% nos FS respectivamente.

Figura 89 - Superfícies potenciais de ruptura críticas pós-sismo, utilizando a metodologia baseada no MEF, com a barragem no nível máximo operacional para um tempo de retorno de 475 anos nas faces a montante (a) e jusante (b).

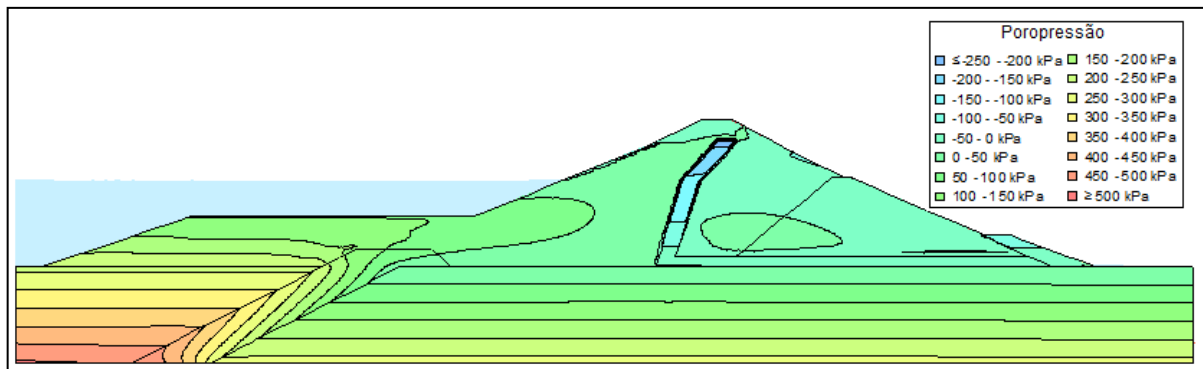


Fonte: Autor (2023).

Nível operacional intermediário

Avaliando o barramento em nível operacional intermediário submetido ao sismo definido em função de 475 anos de tempo de retorno, a distribuição de poropressões obtida na situação pós-sismo se encontra apresentada na Figura 90. É percebida uma distribuição de poropressões similar àquela obtida na análise estática, sendo praticamente igual à distribuição obtida nas análises com a barragem no nível máximo operacional. Logo, também são percebidas não conformidades nas isolinhas, um pequeno aumento na poropressão máxima identificada, na região a montante do cut-off, variando de aproximadamente 500 kPa na condição estática para 540 kPa na situação pós-sismo, e o aparecimento de poropressão positivas na região a jusante do filtro.

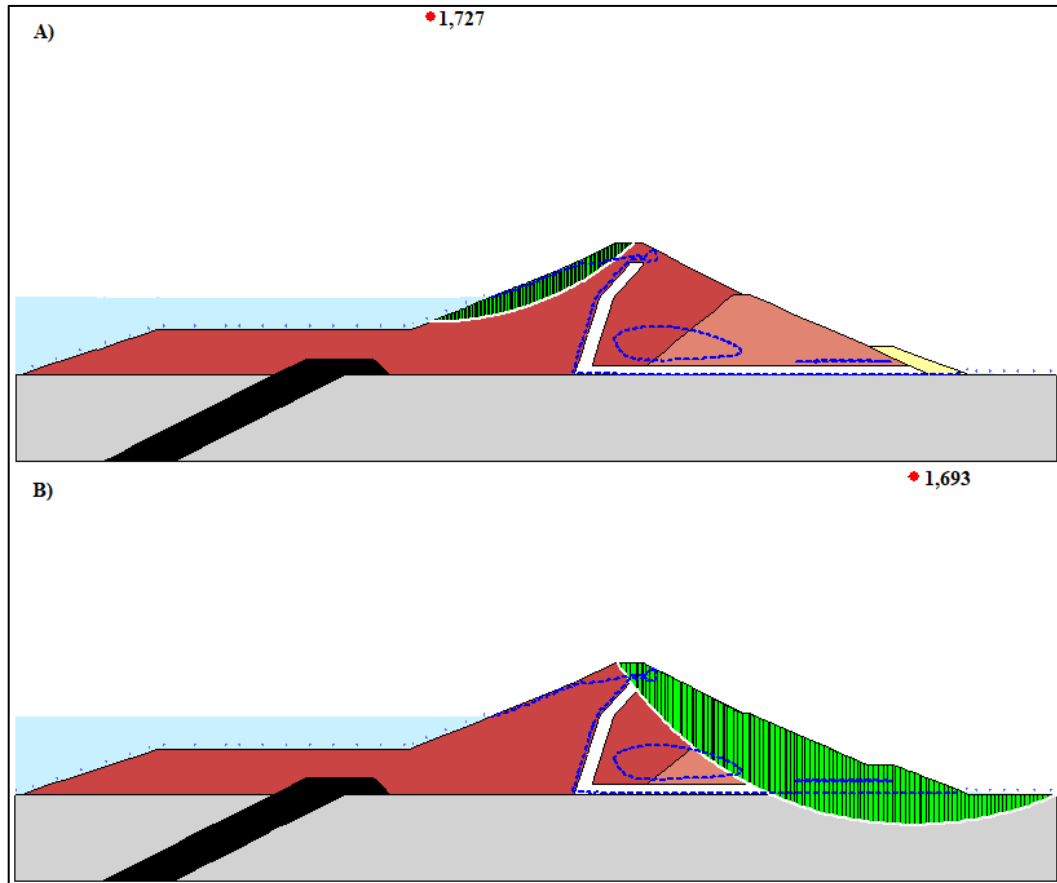
Figura 90 – Distribuição das poropressões pós-sismo, para um tempo de retorno de 475 anos, com a barragem no nível operacional intermediário.



Fonte: Autor (2023).

Avaliando a estabilidade de forma acoplada, utilizando a metodologia de Morgenstern-Price, derivada do equilíbrio limite, a Figura 91 apresenta as superfícies potenciais de ruptura identificadas nas faces a montante (a) e a jusante (b). Avaliando a Figura 91 é possível perceber que as superfícies potenciais críticas de ruptura obtidas são as mesmas obtidas na condição estática, apresentando apenas redução nos FS. O valor do FS obtido na face a montante foi de 1,727, e na face a jusante de 1,693. Esses valores representam reduções de 1,0 e 0,3% quando comparados aos FS estáticos. Assim como na avaliação da barragem no nível máximo operacional, pode-se perceber que esse nível de carregamento apresenta pouca influência na estabilidade do maciço.

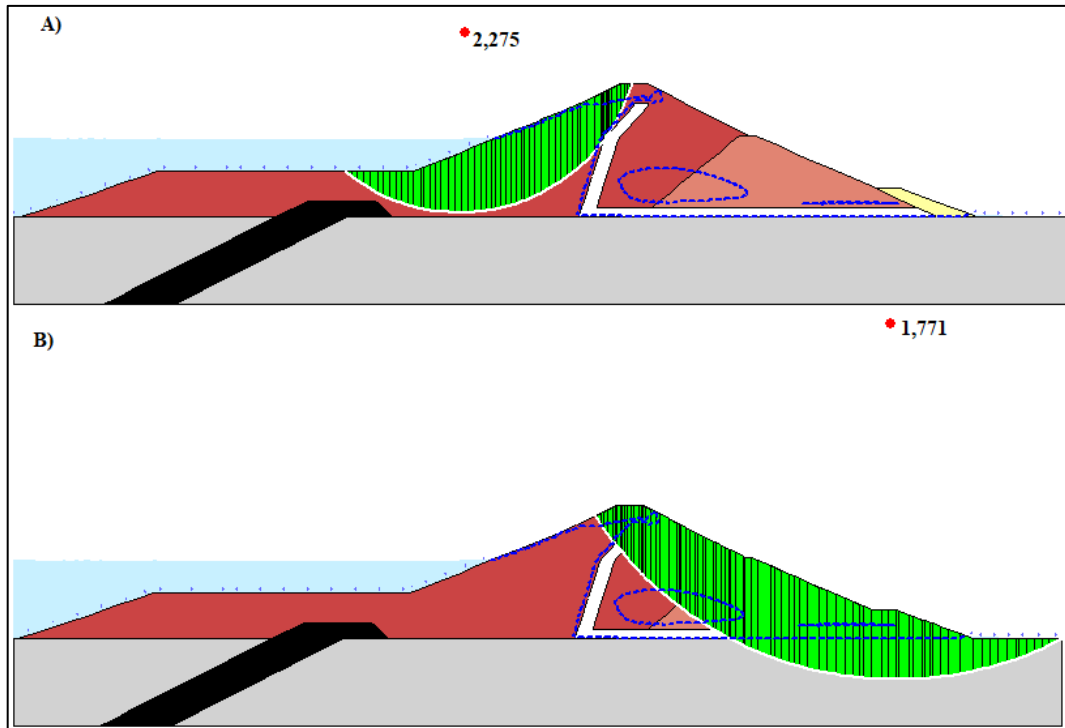
Figura 91 - Superfícies potenciais de ruptura críticas pós-sismo, utilizando a metodologia de Morgenstern-Price, com a barragem no nível operacional intermediário para um tempo de retorno de 475 anos nas faces a montante (a) e jusante (b).



Fonte: Autor (2023).

A Figura 92 apresenta os resultados das análises de estabilidade pós-sismo utilizando o MEF como base, os resultados obtidos são apresentados para as faces a montante (a) e jusante (b). É possível perceber que as superfícies potenciais de críticas de ruptura identificadas são as mesmas obtidas nas análises estáticas, apresentando reduções nos FS. De forma similar à análise estática, diferente da análise com a água no nível máximo operacional, a face a jusante foi encontrada como situação crítica de análise. Foram obtidos para essa análise FS de 2,275 e 1,771 para as faces de montante e jusante, respectivamente, representando uma redução de 0,1% e 1,2% nos FS respectivamente. Dessa forma, se percebe que a redução obtida nos FS é pequena.

Figura 92 - Superfícies potenciais de ruptura críticas pós-sismo, utilizando a metodologia baseada no MEF, com a barragem no nível operacional intermediário para um tempo de retorno de 475 anos nas faces a montante (a) e jusante (b).



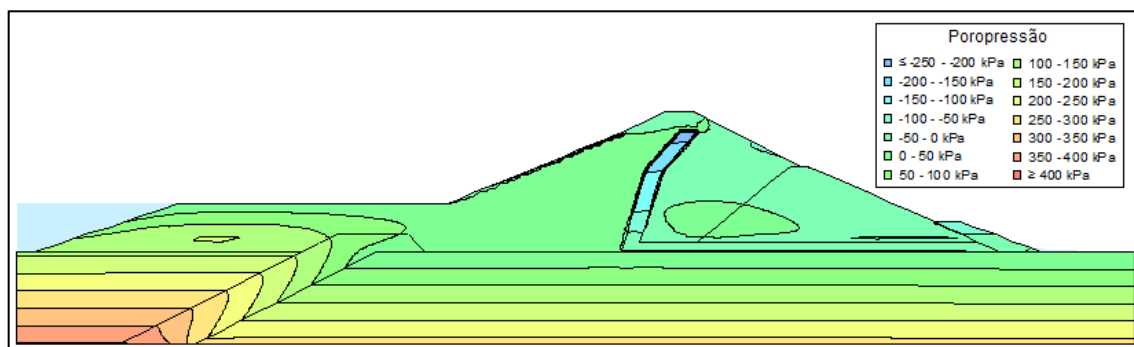
Fonte: Autor (2023).

Nível mínimo operacional

Avaliando o barramento no nível mínimo operacional, submetido ao sismo definido em função de 475 anos de tempo de retorno, a distribuição de poropressões obtida na situação pós-sismo se encontra apresentada na Figura 93. Tal qual as avaliações feitas para esse sismo com a barragem submetida aos demais níveis de água em operação, foi percebido uma distribuição de poropressões similar ao resultado da análise estática. Dessa forma, são percebidas desconformidades nas isolinhas e um pequeno aumento na poropressão máxima identificada na região a montante do cut-off. Na condição estática essa poropressão máxima tinha valor de 402 kPa, variando para 418 kPa na situação pós-sismo. Ademais, também é percebido o aparecimento de poropressões positivas na região a jusante do filtro.

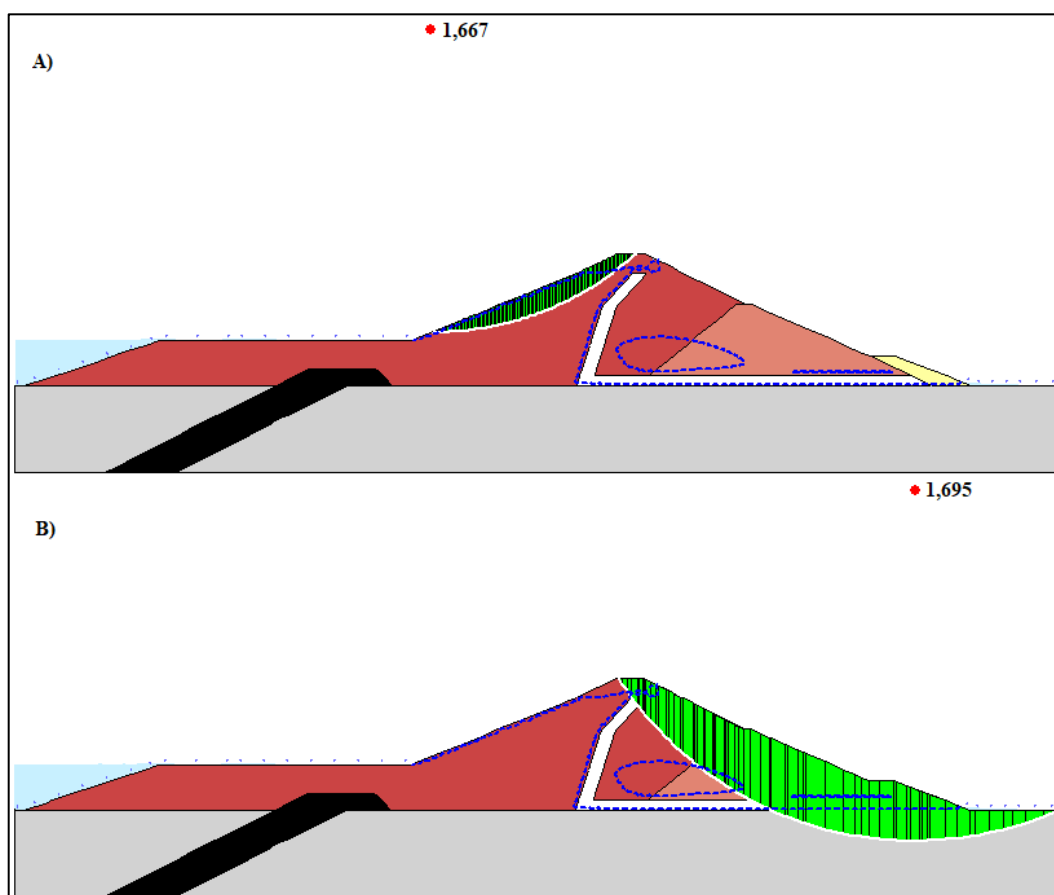
No que diz respeito a avaliação de estabilidade utilizando a metodologia de Morgenstern-Price, derivada do equilíbrio limite, a Figura 94 apresenta as superfícies potenciais de ruptura identificadas nas faces a montante (a) e a jusante (b). Avaliando a Figura 94 é possível perceber que as superfícies potenciais críticas de ruptura obtidas são as mesmas obtidas na condição estática, apresentando apenas redução nos FS. O valor do FS obtido na face a montante foi de 1,667, e na face a jusante de 1,695, dessa forma, são percebidas reduções de 1,0 e 0,2% quando comparados aos FS estáticos.

Figura 93 – Distribuição das poropressões pós-sismo, para um tempo de retorno de 475 anos, com a barragem no nível mínimo operacional.



Fonte: Autor (2023).

Figura 94 - Superfícies potenciais de ruptura críticas pós-sismo, utilizando a metodologia de Morgenstern-Price, com a barragem no nível mínimo operacional para um tempo de retorno de 475 anos nas faces a montante (a) e jusante (b).

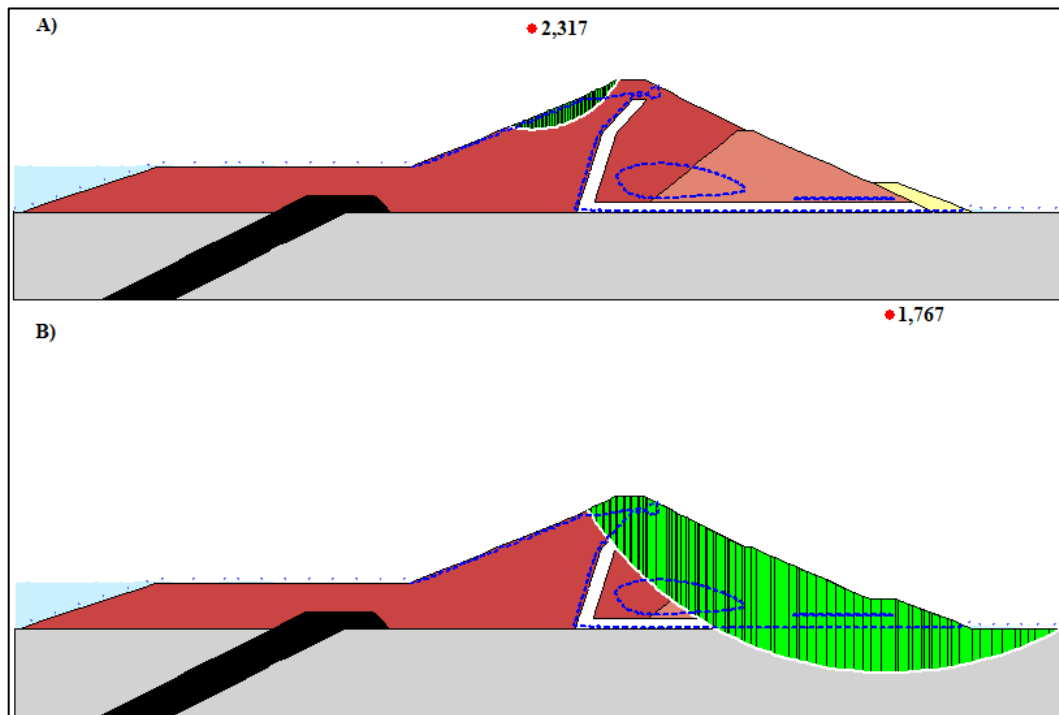


Fonte: Autor (2023).

Por fim, na Figura 95 se encontram apresentados os resultados das análises de estabilidade pós-sismo utilizando o MEF como base, os resultados obtidos são apresentados

para as faces a montante (a) e jusante (b). A superfície potencial de ruptura crítica identificada na face a jusante é a mesma obtida nas análises estáticas, todavia, a superfície crítica de ruptura identificada na face a montante é diferente da obtida na análise estática, sendo uma superfície menos profunda, se desenvolvendo completamente no maciço da barragem, com a saída da superfície crítica aproximadamente a meia altura da barragem. A face a jusante foi percebida como situação crítica de análise, de forma similar a análise estática. Foram obtidos para essa análise FS de 2,317 e 1,767 para as faces de montante e jusante, respectivamente. Essas variações nos FS representam reduções de 1,2% nos FS.

Figura 95 - Superfícies potenciais de ruptura críticas pós-sismo, utilizando a metodologia baseada no MEF, com a barragem no nível mínimo operacional para um tempo de retorno de 475 anos nas faces a montante (a) e jusante (b).



Fonte: Autor (2023).

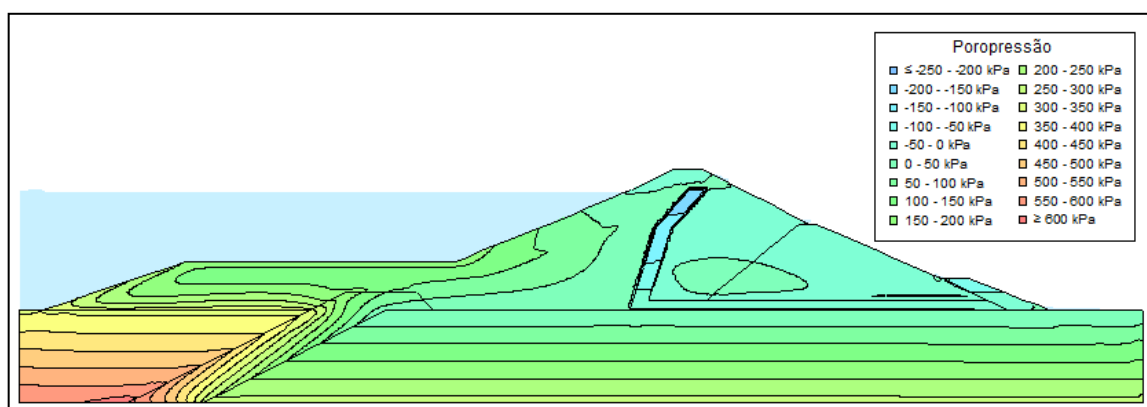
Diante do apresentado é possível perceber que o sismo definido em função de um tempo de retorno de 475 anos, apresenta pouca interferência na estabilidade da barragem, uma vez que são percebidas poucas variações na distribuição de poropressões, e, conseqüentemente pouca variação nos FS obtidos nas análises de estabilidade pós-sismo.

5.3.2 975 anos

Nível máximo operacional

Considerando a barragem com a água no nível máximo operacional, submetida a um sismo definido em função de um tempo de retorno de 975 anos, a distribuição de poropressões obtida na situação pós-sismo se encontra apresentada na Figura 96. A distribuição de poropressões é similar àquela obtida na análise estática e na análise considerando um sismo para um tempo de retorno de 475 anos, sendo igualmente percebidas apenas não conformidades nas isolinhas, porém, mais representativas. Avaliando o módulo das poropressões, é possível perceber um aumento na poropressão máxima identificada, na região a montante do *cut-off*, aumentando de aproximadamente 600 kPa na condição estática para 632 kPa na condição pós-sismo. De forma adicional, similar ao que foi percebido para o sismo de 475 anos de tempo de retorno, é possível perceber o aparecimento de uma região com poropressão positiva na região a jusante do filtro.

Figura 96 – Distribuição das poropressões pós-sismo, para um tempo de retorno de 975 anos, com a barragem no nível máximo operacional.

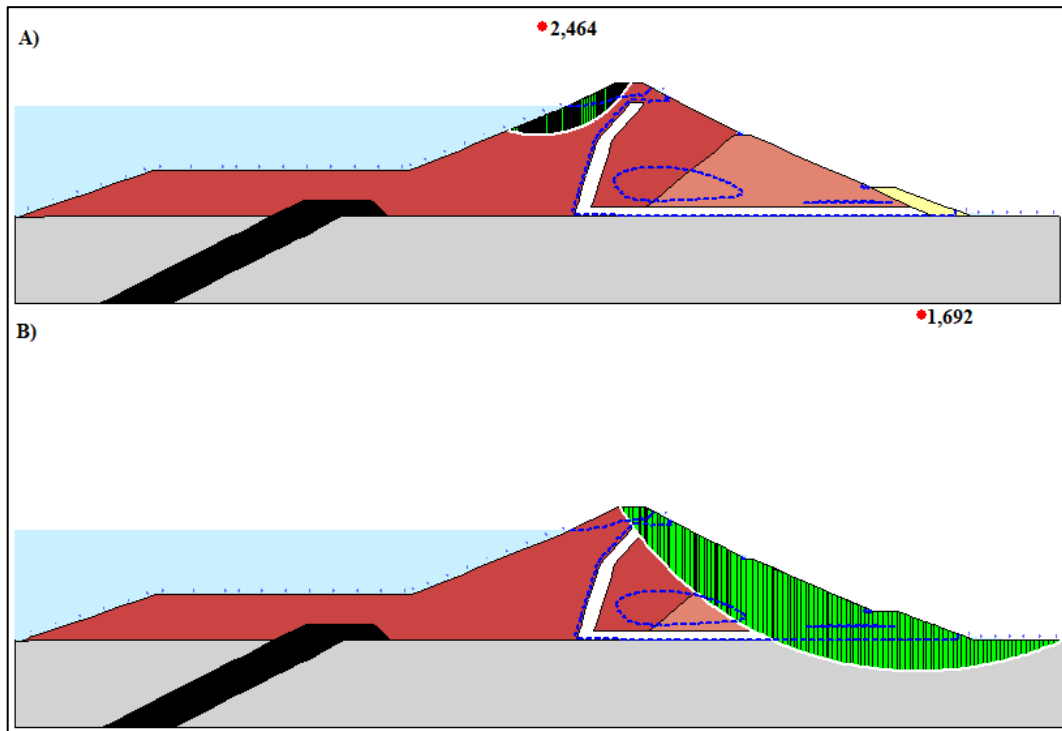


Fonte: Autor (2023).

Os resultados apresentados na Figura 97 representam as análises de estabilidade por equilíbrio limite. As superfícies potenciais de ruptura identificadas nas faces a montante (a) e a jusante (b) encontram-se apresentadas. As superfícies potenciais críticas de ruptura obtidas são as mesmas obtidas para a barragem sob essas condições de nível de água, em condição estática, variando os FS. O FS obtido na face a montante foi de 2,464 e na face a jusante de 1,692, representando reduções de 0,7% e 0,3%. Logo, para essa situação de análise, não se percebe

uma grande influência na estabilidade causada pelo sismo considerando o sismo definido para 975 anos de tempo de retorno.

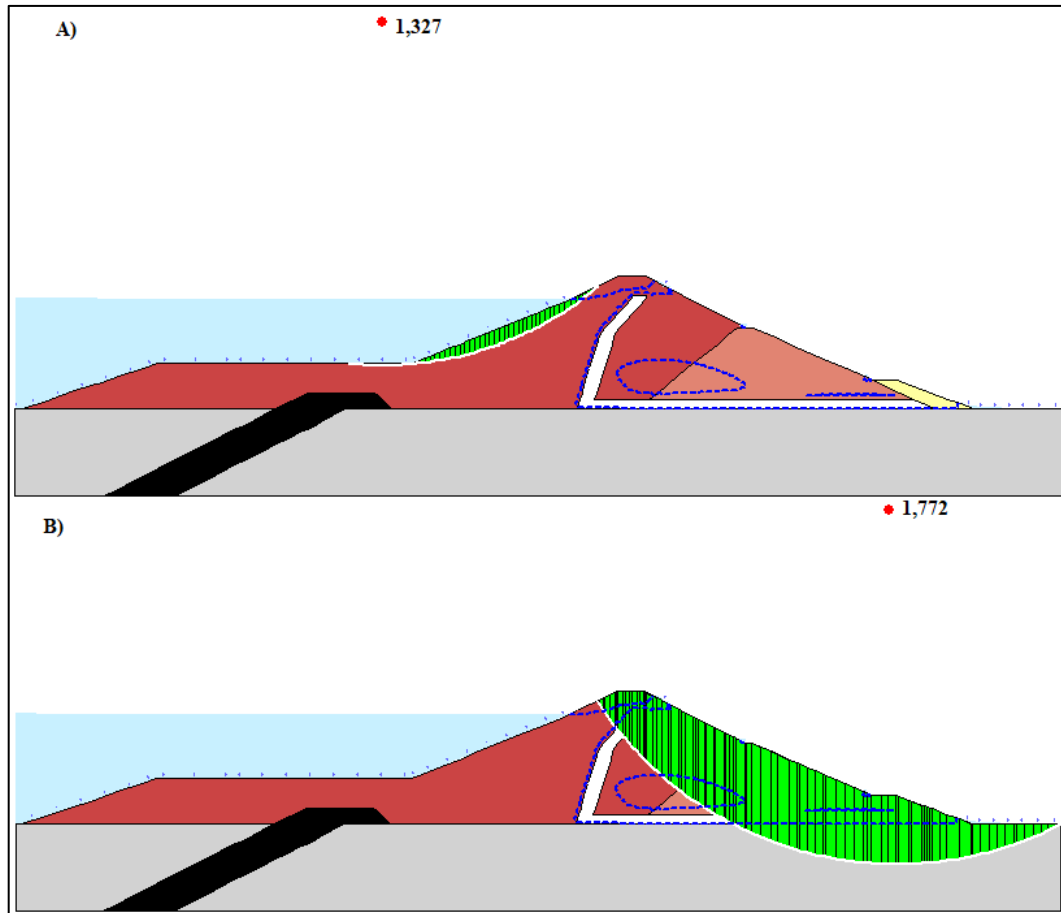
Figura 97 - Superfícies potenciais de ruptura críticas pós-sismo, utilizando a metodologia de Morgenstern-Price, com a barragem no nível máximo operacional para um tempo de retorno de 975 anos nas faces a montante (a) e jusante (b).



Fonte: Autor (2023).

Considerando as análises de estabilidade pós-sismo, utilizando o MEF, os resultados obtidos para as faces a montante (a) e jusante (b) se encontram apresentados na Figura 98. As superfícies potenciais críticas de ruptura identificadas são as mesmas obtidas nas análises estáticas, variando apenas o FS obtido. Considerando a barragem no nível máximo operacional, assim como na situação estática, a face a montante é considerada crítica. Foram obtidos para essa análise FS de 1,327 e 1,772 para as faces de montante e jusante, respectivamente, representando uma redução de 3,9% e 1,1% nos FS respectivamente.

Figura 98 - Superfícies potenciais de ruptura críticas pós-sismo, utilizando a metodologia baseada no MEF, com a barragem no nível máximo operacional para um tempo de retorno de 975 anos nas faces a montante (a) e jusante (b).

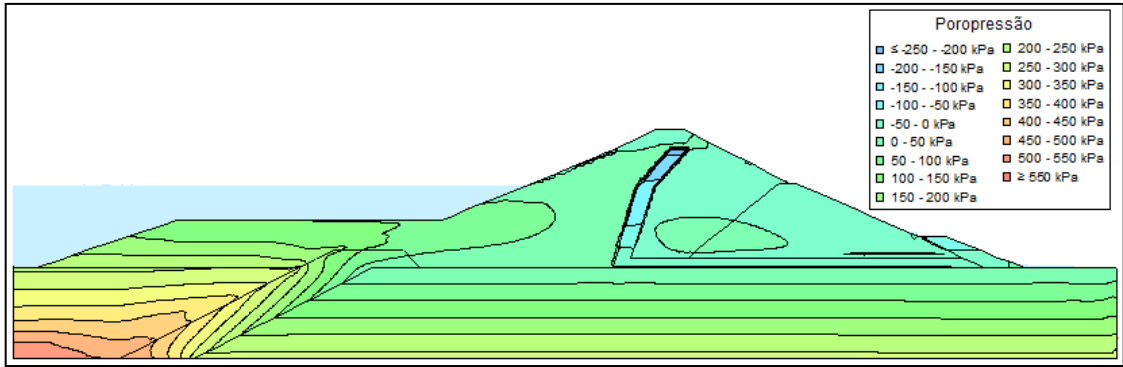


Fonte: Autor (2023).

Nível operacional intermediário

A distribuição de poropressões obtida na situação pós-sismo da barragem com água no nível operacional intermediário se encontra apresentada na Figura 99, considerando o barramento submetido ao sismo definido em função de 975 anos de tempo de retorno. Assim como na situação da barragem com o nível máximo operacional, foi percebida uma distribuição de poropressões similar àquela obtida na análise estática, sendo praticamente igual, sendo percebidas não conformidades nas isolinhas, variando principalmente na região a montante da barragem, sendo percebido um pequeno aumento na poropressão máxima identificada, na região a montante do *cut-off*, variando de aproximadamente 500 kPa na condição estática para 550 kPa na situação pós-sismo. Ademais, também percebido, de forma similar as outras situações de análise, se é notado o aparecimento de poropressão positivas na região a jusante do filtro.

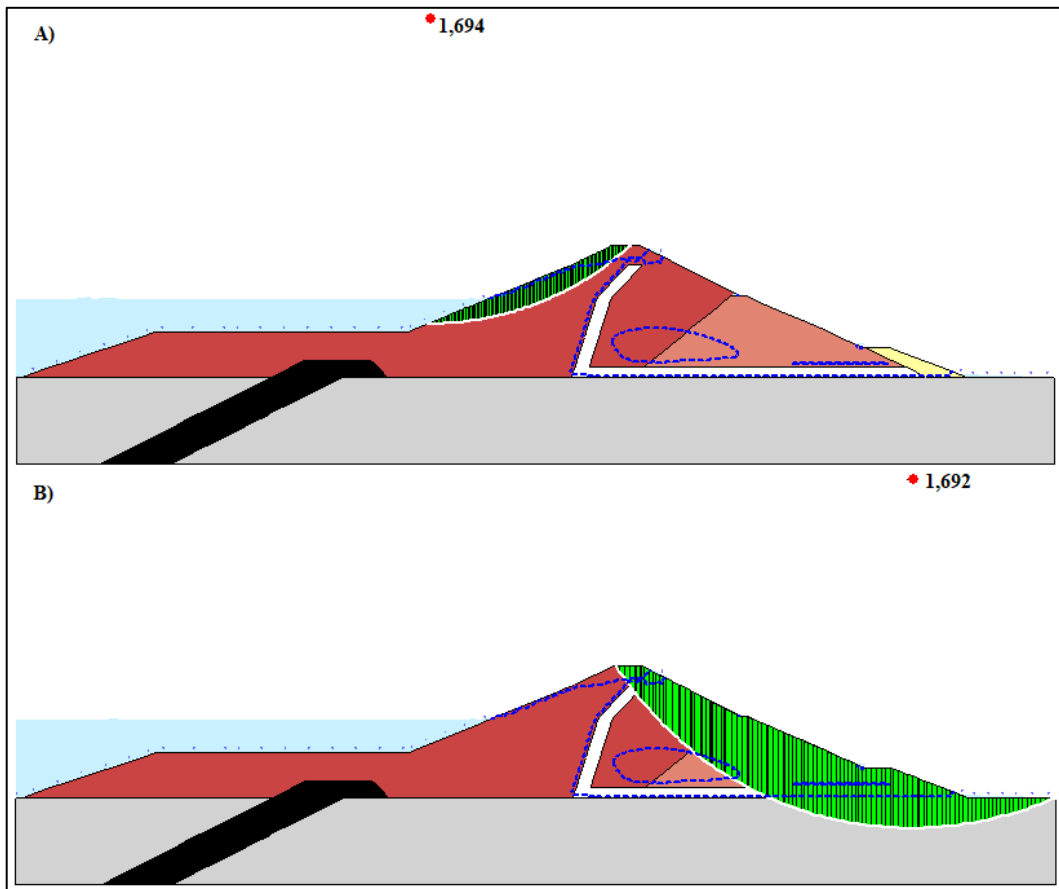
Figura 99 – Distribuição das poropressões pós-sismo, para um tempo de retorno de 975 anos, com a barragem no nível operacional intermediário.



Fonte: Autor (2023).

Avaliando a estabilidade, de forma acoplada, utilizando a metodologia de Morgenstern-Price derivada do equilíbrio limite, a Figura 100 apresenta as superfícies potenciais de ruptura identificadas nas faces a montante (a) e a jusante (b).

Figura 100 - Superfícies potenciais de ruptura críticas pós-sismo, utilizando a metodologia de Morgenstern-Price, com a barragem no nível operacional intermediário para um tempo de retorno de 975 anos nas faces a montante (a) e jusante (b).

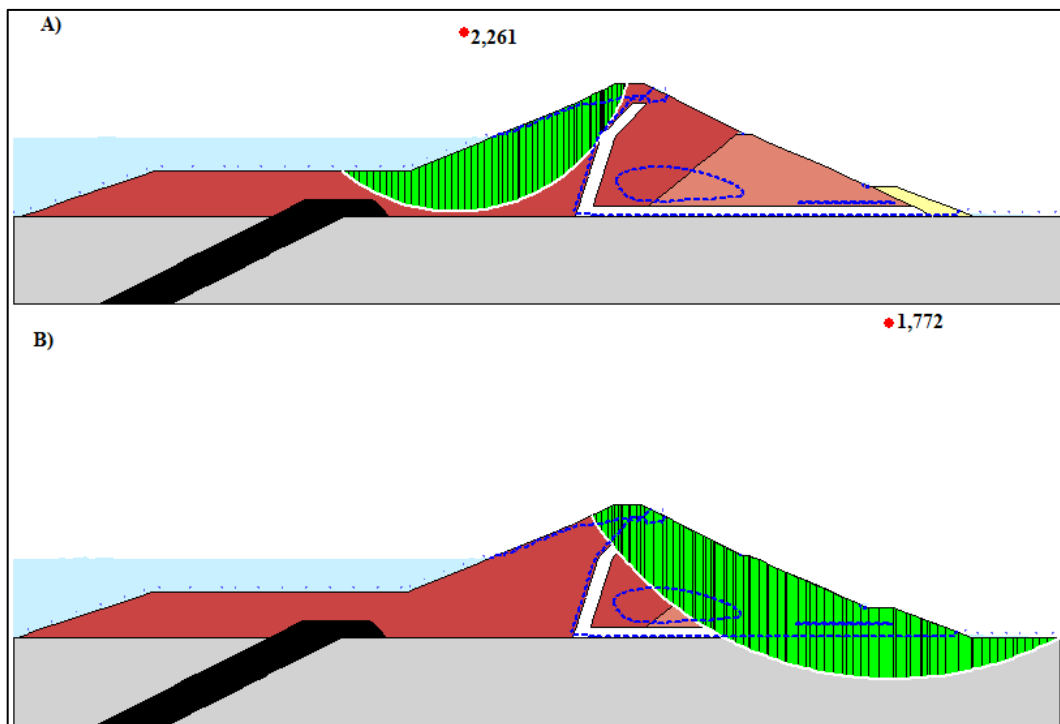


Fonte: Autor (2023).

É possível perceber que as superfícies potenciais críticas de ruptura obtidas são as mesmas obtidas para esse nível de água, considerando a condição estática, apresentando apenas redução nos FS quando da ocorrência do sismo. O valor do FS obtido na face a montante foi de 1,694, e na face a jusante de 1,692. Esses valores representam reduções de 2,9% e 0,4% quando comparados aos FS estáticos.

De forma adicional, considerando a metodologia de análise de estabilidade baseada no MEF, os resultados obtidos na situação pós-sismo, com a barragem no nível operacional intermediário se encontram apresentados na Figura 101. Os resultados obtidos são apresentados para as faces a montante (a) e jusante (b). As superfícies potenciais de críticas de ruptura identificadas são as mesmas obtidas nas análises estáticas, sendo reduzidos os FS. A face a jusante foi obtida como face crítica de análise. Foram obtidos para essa análise FS de 2,261 e 1,772 para as faces de montante e jusante, respectivamente, representando uma redução de 0,7% e 1,1% nos FS respectivamente. Assim como nos demais resultados das análises nesse nível de carregamento, foi percebida pouca variação na estabilidade do barramento pós-sismo.

Figura 101 - Superfícies potenciais de ruptura críticas pós-sismo, utilizando a metodologia baseada no MEF, com a barragem no nível operacional intermediário para um tempo de retorno de 975 anos nas faces a montante (a) e jusante (b).

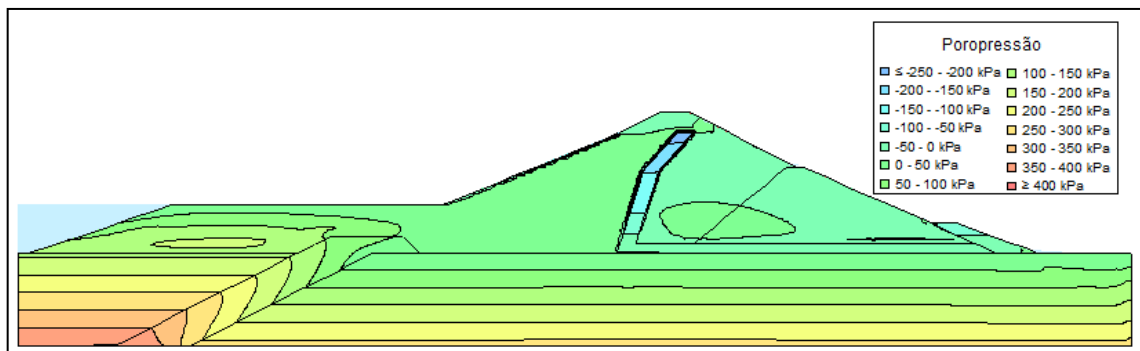


Fonte: Autor (2023).

Nível mínimo operacional

Por fim, de forma complementar, o resultado obtido considerando o barramento no nível mínimo operacional, submetido ao sismo definido em função de 975 anos de tempo de retorno, no que diz respeito a distribuição de poropressões se encontra apresentada na Figura 102. De forma similar aos resultados anteriormente apresentados para esse sismo, com a barragem submetida aos demais níveis de água em operação, foi percebida pouca interferência do sismo na distribuição de poropressões. Dessa forma, a distribuição é similar ao resultado na condição estática, sendo percebidas desconformidades nas isolinhas e um pequeno aumento na poropressão máxima identificada na região a montante do *cut-off*. Na condição estática essa poropressão máxima tinha valor de 402 kPa, variando para 440 kPa na situação pós-sismo. De forma similar ao que foi percebido nas demais análises para esse nível de carregamento, é possível observar o aparecimento de poropressões positivas a jusante do filtro.

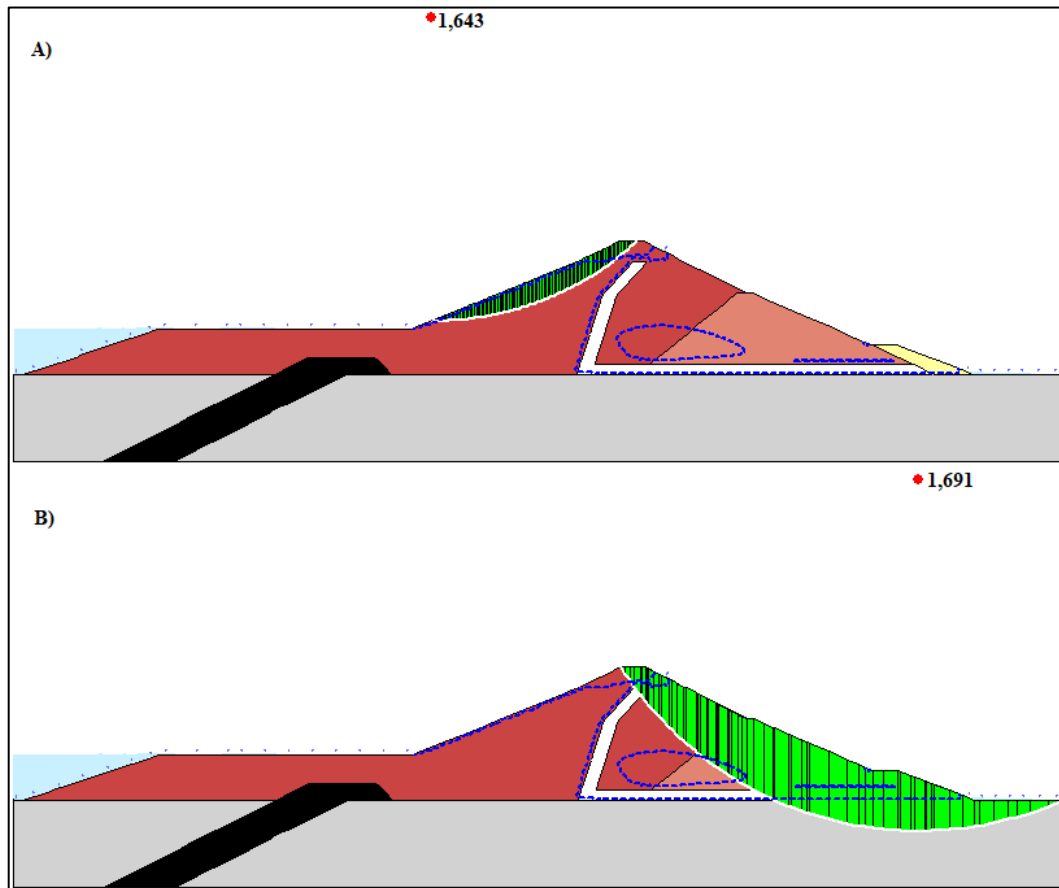
Figura 102 – Distribuição das poropressões pós-sismo, para um tempo de retorno de 975 anos, com a barragem no nível mínimo operacional.



Fonte: Autor (2023).

Em se tratando dos resultados da avaliação de estabilidade utilizando a metodologia de Morgenstern-Price (1965), a Figura 103 apresenta as superfícies potenciais de ruptura identificadas nas faces a montante (a) e a jusante (b). Avaliando a Figura 103 é possível perceber que as superfícies potenciais críticas de ruptura obtidas são as mesmas obtidas na condição estática, reduzindo apenas os valores obtidos para os FS. O valor do FS obtido na face a montante foi de 1,643, e na face a jusante de 1,691. Logo, são percebidas reduções de 2,4% e 0,4% nos FS quando comparados aos FS estáticos, respectivamente, nas faces a montante e jusante.

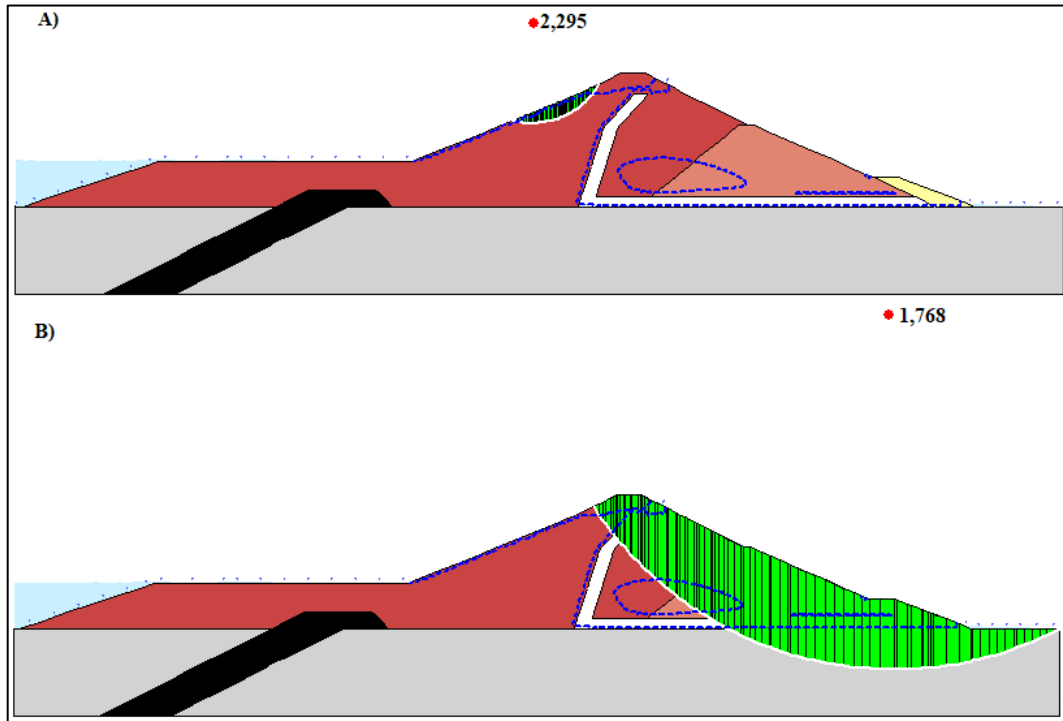
Figura 103 - Superfícies potenciais de ruptura críticas pós-sismo, utilizando a metodologia de Morgenstern-Price, com a barragem no nível mínimo operacional para um tempo de retorno de 975 anos nas faces a montante (a) e jusante (b).



Fonte: Autor (2023).

Por fim, na Figura 104 se encontram apresentados os resultados das análises de estabilidade pós-sismo utilizando o MEF como base, os resultados obtidos são apresentados para as faces a montante (a) e jusante (b). A superfície potencial de ruptura crítica identificada na face a jusante é a mesma obtida nas análises estáticas, todavia, a superfície crítica de ruptura identificada na face a montante é diferente da obtida na análise estática, sendo a mesma superfície obtida na análise com a barragem no nível mínimo operacional, submetida ao sismo definido em função do tempo de retorno de 475 anos. A face a jusante foi percebida como situação crítica de análise, de forma similar a análise estática. Foram obtidos para essa análise FS de 2,295 e 1,768 para as faces de montante e jusante, respectivamente. Essas variações nos FS representam reduções de 2,1% e 1,2% nos FS respectivamente.

Figura 104 - Superfícies potenciais de ruptura críticas pós-sismo, utilizando a metodologia baseada no MEF, com a barragem no nível mínimo operacional para um tempo de retorno de 975 anos nas faces a montante (a) e jusante (b).



Fonte: Autor (2023).

Diante do apresentado é possível perceber que o sismo aplicado, definido em função de um tempo de retorno de 975 anos, apresenta maior influência que o sismo definido para um tempo de retorno de 475 anos, porém, ainda é percebido que o carregamento apresentado representa pouca interferência na estabilidade da barragem, sendo a mesma considerada estável em todos os cenários avaliados.

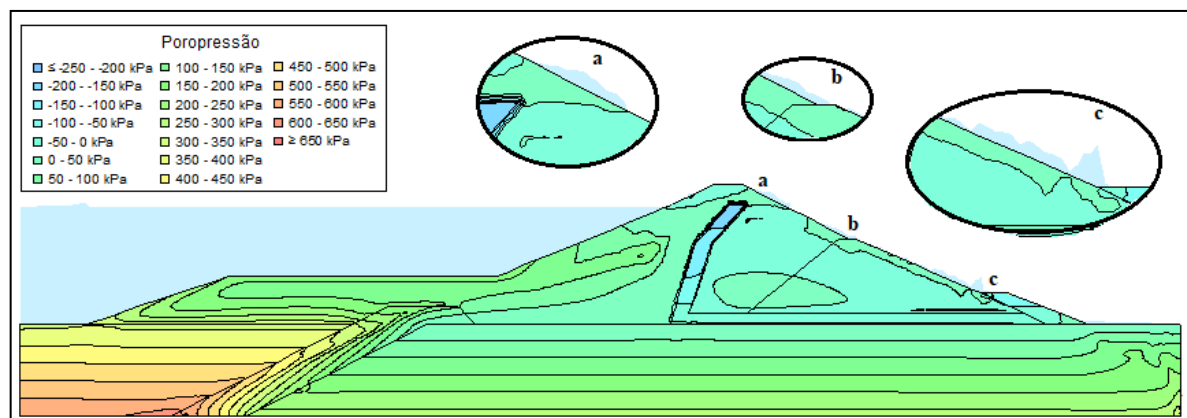
5.3.3 2.475 anos

Nível máximo operacional

Aplicando na modelagem o sismo definido em função de um tempo de retorno de 2.475 anos, considerando a barragem com a água no nível máximo operacional, a Figura 105 apresenta a distribuição de poropressão pós-sismo, sendo aplicadas aproximações nas regiões “a”, “b” e “c”, onde se pode é destacado o aparecimento de regiões onde se percebe o afloramento de água pela face da barragem. No que diz respeito à distribuição de poropressões,

se é percebida uma maior influência do sismo na sua distribuição, quando comparada aos resultados dos demais níveis de carregamento, percebida de forma marcante uma zona interna e na face da região a jusante da barragem com o aparecimento de poropressões positivas. As inconformidades na distribuição das poropressões é mais acentuada, principalmente na região a montante da barragem. A poropressão máxima identificada, na região a montante do *cut-off*, apresenta valor de aproximadamente 655 kPa, o que representa aproximadamente 55 kPa de aumento quando comparado aos 600 kPa da situação estática. Conforme percebido na Figura 105, e apresentado com maior ênfase nas regiões de aproximação, é possível perceber o afloramento de água na face a jusante do barramento. Esse fenômeno está associado ao aparecimento de poropressões positivas na face do maciço, e as variações na linha de fluxo, anteriormente bem estabelecida na situação estática de análise.

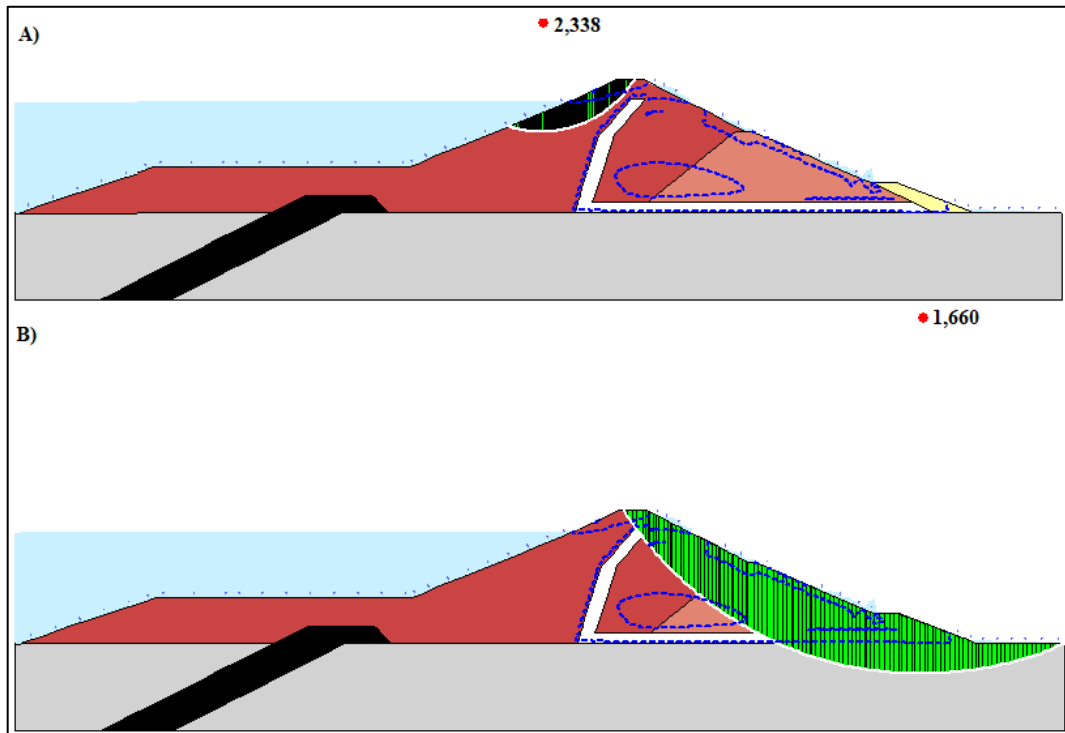
Figura 105 – Distribuição das poropressões pós-sismo, para um tempo de retorno de 2.475 anos, com a barragem no nível máximo operacional.



Fonte: Autor (2023).

Os resultados das análises de estabilidade por equilíbrio limite se encontram apresentados na Figura 106, sendo as superfícies potenciais críticas de ruptura presentes na face a montante (a) e jusante (b). As superfícies potenciais críticas de ruptura identificadas apresentam formato semelhante às obtidas na situação estática, embora, apresentem leves diferenças. Dessa forma, se tem superfícies circulares, sendo a superfície potencial de ruptura crítica da face a montante pouco profunda, se desenvolvendo inteiramente no corpo da barragem, e a superfície na face a jusante mais profunda, chegando a passar pelo solo de fundação. O FS obtido na face a montante foi de 2,338 e na face a jusante de 1,660, representando reduções de 5,8% e 2,2% nos FS quando comparados aos obtidos na situação estática.

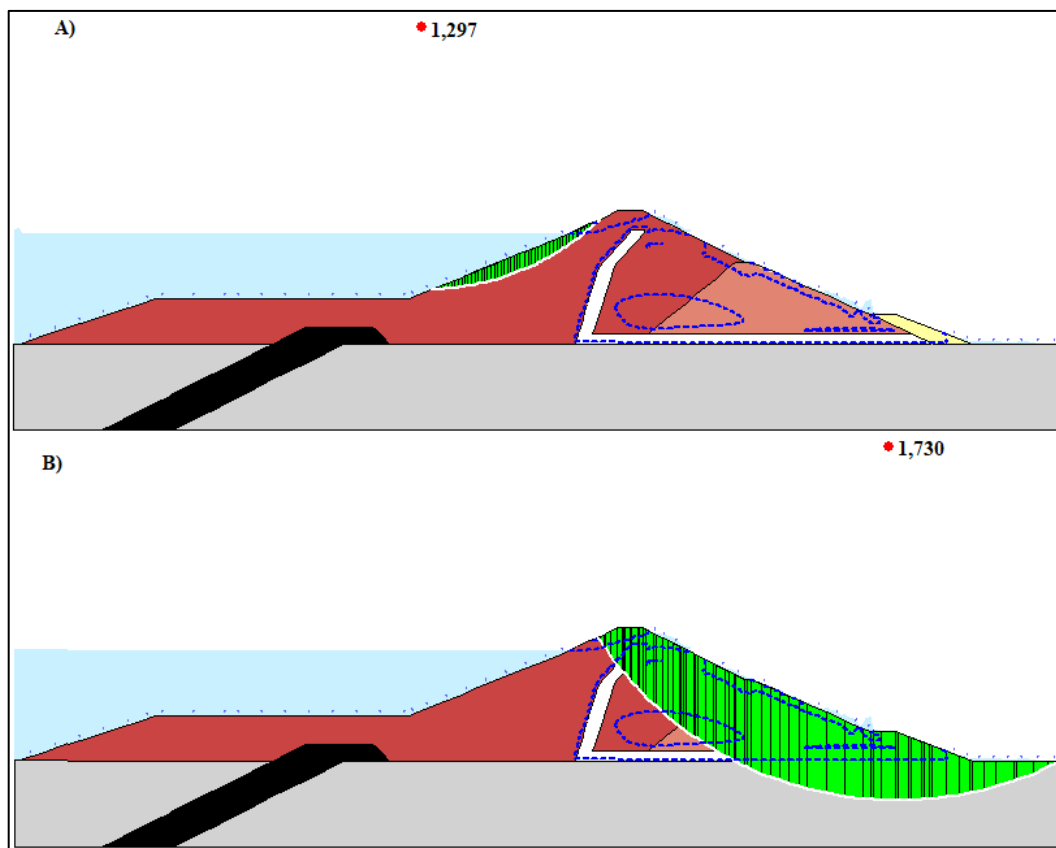
Figura 106 - Superfícies potenciais de ruptura críticas pós-sismo, utilizando a metodologia de Morgenstern-Price, com a barragem no nível máximo operacional para um tempo de retorno de 2.475 anos nas faces a montante (a) e jusante (b).



Fonte: Autor (2023).

Por fim, as superfícies potenciais de ruptura críticas obtidas considerando o MEF estão apresentadas na Figura 107a (face a montante) e 107b (face a jusante). As superfícies potenciais críticas de ruptura identificadas são similares àquelas obtidas nas análises estáticas, variando pouco o formato e apresentando redução no FS obtido. Considerando a barragem no nível máximo operacional, os resultados são similares aos obtidos na condição estática de avaliação, indicando a face a montante como face crítica na análise de ruptura. Foram obtidos para essa análise FS de 1,297 e 1,730 para as faces de montante e jusante, respectivamente, representando reduções de 6,1% e 3,5% nos FS respectivamente.

Figura 107 - Superfícies potenciais de ruptura críticas pós-sismo, utilizando a metodologia baseada no MEF, com a barragem no nível máximo operacional para um tempo de retorno de 2.475 anos nas faces a montante (a) e jusante (b).

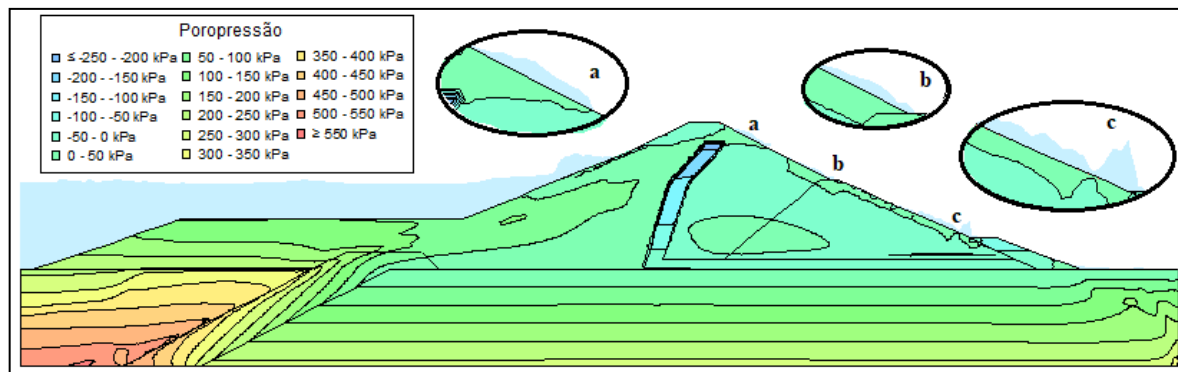


Fonte: Autor (2023).

Nível operacional intermediário

Aplicando na modelagem o sismo definido em função de um tempo de retorno de 2.475 anos, considerando a barragem com a água no nível máximo operacional, a Figura 108 apresenta a distribuição de poropressão pós-sismo, sendo feita uma aproximação nas regiões “a”, “b” e “c”. Assim como para a situação com o barramento cheio, para esse nível de carregamento, se é notado o aparecimento de poropressões positivas na face jusante da barragem, causando afloramento. Além disso, se percebe outra região destacada de poropressão positiva, similar ao que percebido nas demais situações analisadas. As inconformidades na distribuição das poropressões são relevantes, principalmente na região a montante da barragem. A poropressão máxima identificada, na região a montante do *cut-off*, apresenta valor de aproximadamente 565 kPa, maior do que os 500 kPa percebidos na situação de análise estática.

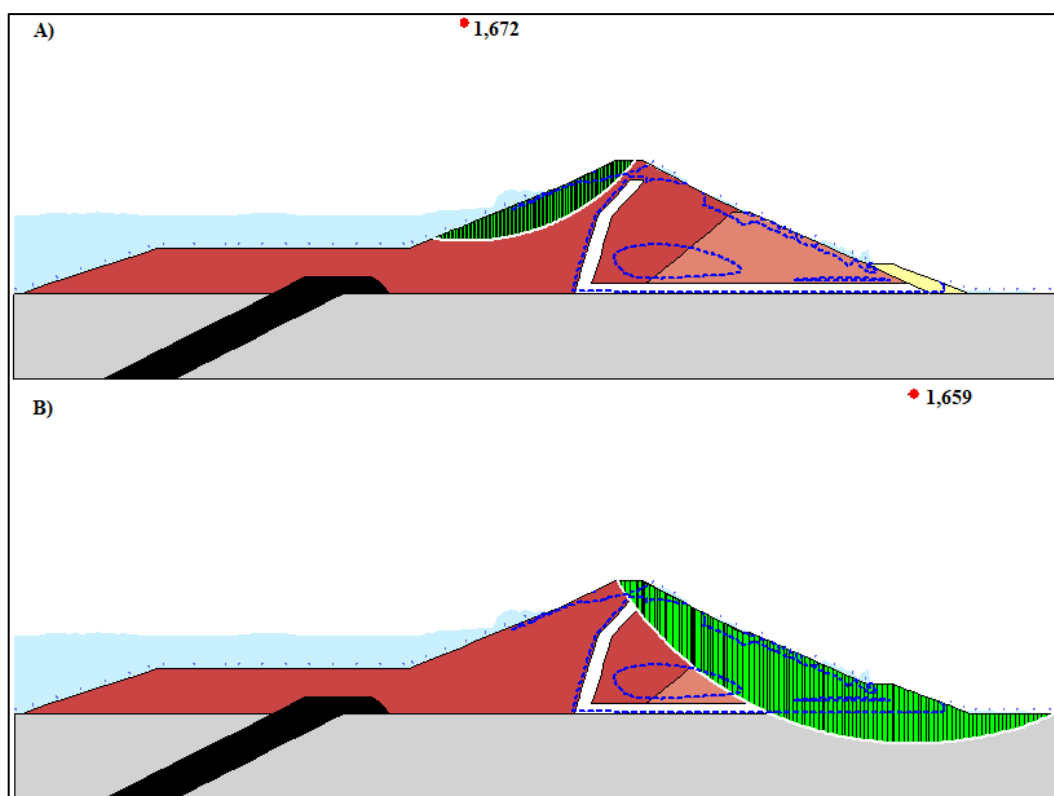
Figura 108 – Distribuição das poropressões pós-sismo, para um tempo de retorno de 2.475 anos, com a barragem no nível operacional intermediário.



Fonte: Autor (2023).

Avaliando a estabilidade, de forma acoplada, utilizando a metodologia de Morgenstern-Price, a Figura 109 apresenta as superfícies potenciais de ruptura críticas identificadas nas faces a montante (a) e a jusante (b).

Figura 109 - Superfícies potenciais de ruptura críticas pós-sismo, utilizando a metodologia de Morgenstern-Price, com a barragem no nível operacional intermediário para um tempo de retorno de 2.475 anos nas faces a montante (a) e jusante (b).

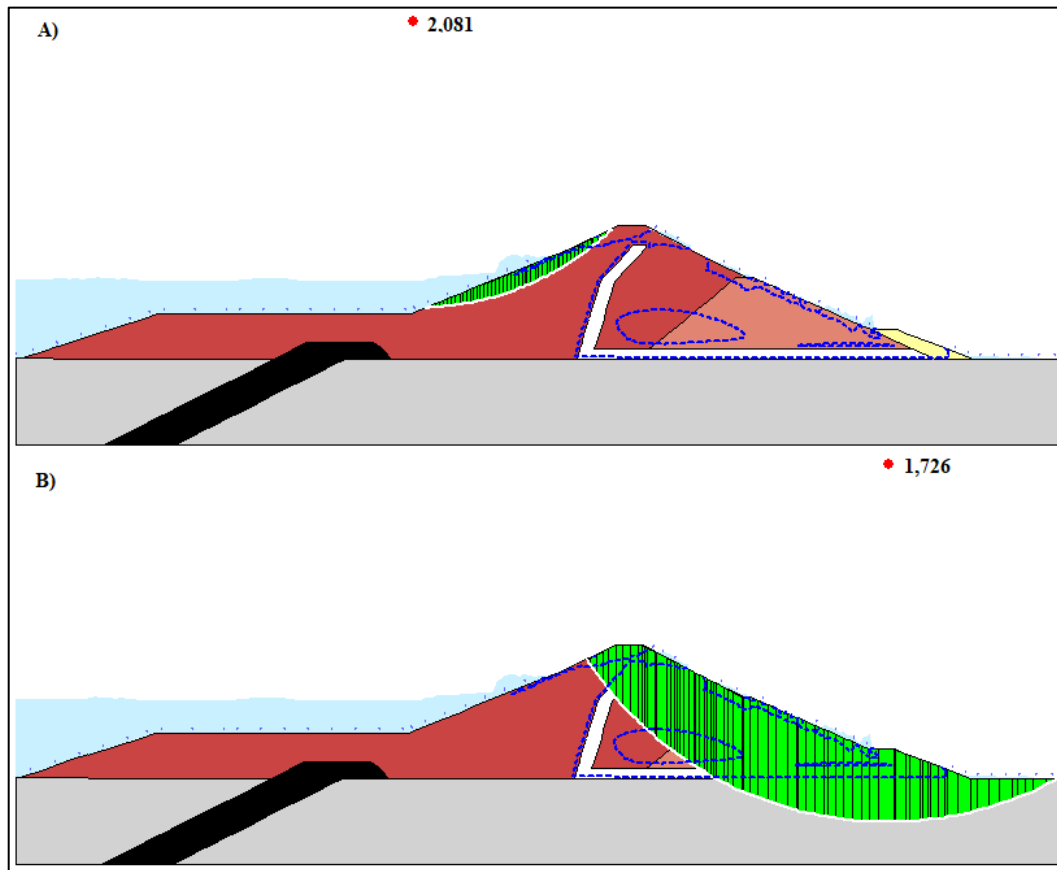


Fonte: Autor (2023).

Na face a montante é percebida uma superfície de ruptura diferente daquela obtida na situação estática, presente tamanho parecido, a superfície de ruptura encontrada é mais

profunda. No caso da face a jusante da barragem, a superfície potencial de ruptura crítica é a mesma encontrada nas análises estáticas, apenas diminuindo o FS. Na face a montante o FS identificado foi de 1,672, enquanto na face a jusante o FS encontrado é de 1,659. Esses valores representam reduções de 4,2% e 2,3% quando comparados aos FS estáticos.

Figura 110 - Superfícies potenciais de ruptura críticas pós-sismo, utilizando a metodologia baseada no MEF, com a barragem no nível operacional intermediário para um tempo de retorno de 2.475 anos nas faces a montante (a) e jusante (b).



Fonte: Autor (2023).

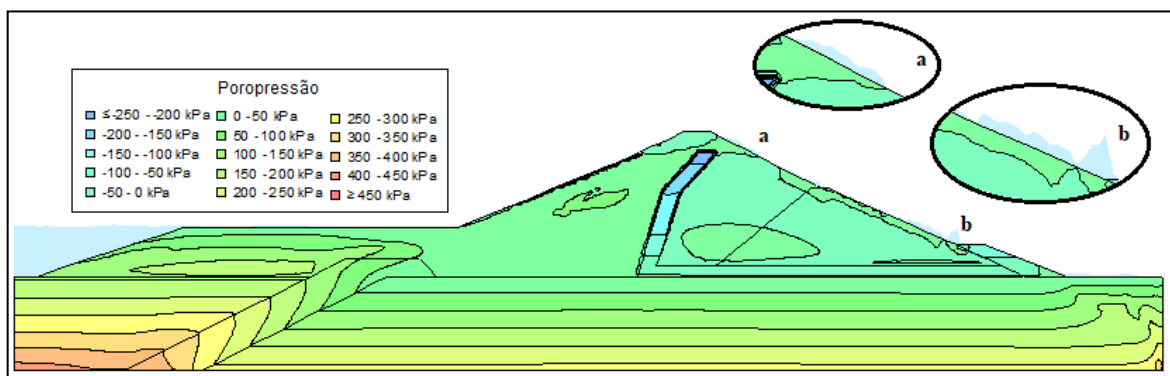
Por fim, os resultados obtidos considerando a metodologia de análise de estabilidade baseada no MEF, com a barragem no nível operacional intermediário, se encontram apresentados na Figura 110a, para a face a montante, e 110b para a face a jusante. A superfície potencial de crítica de ruptura identificada na face a jusante é idêntica àquela superfície obtida na análise estática, apresentando redução nos FS, de forma distinta, a superfície potencial de ruptura crítica obtida para a face a montante é diferente, sendo alongada e mais superficial, se desenvolvendo completamente dentro do maciço da barragem. Foram obtidos para essa análise FS de 2,081 e 1,726 para as faces de montante e jusante, respectivamente, representando

reduções de 8,6% e 3,7% nos FS respectivamente. Assim como nos demais resultados das análises nesse nível de carregamento, foi percebida pouca variação na estabilidade do barramento pós-sismo.

Nível mínimo operacional

A distribuição de poropressões obtida considerando o barramento no nível mínimo operacional, submetido ao sismo definido em função de 2.475 anos de tempo de retorno, se encontra apresentada na Figura 111, sendo destacadas as regiões “a” e “b”, onde se concentram os afloramentos de água. A influência do carregamento na poropressão se desenvolveu de forma parecida aos que foi apresentado nos demais resultados para esse nível de carregamento. Dessa forma, são percebidas desconformidades relevantes nas isolinhas, com o aparecimento de poropressões positivas na região a jusante da barragem, inclusive na região da face. Logo, devido as poropressões positivas na face a jusante, também se é notado o aparecimento de afloramento dessa água, assim como em todas as análises para esse carregamento. É também notado um incremento na poropressão máxima identificada na região a montante do *cut-off*, variando de aproximadamente 400 kPa na condição estática para 480 kPa na situação pós-sismo.

Figura 111 – Distribuição das poropressões pós-sismo, para um tempo de retorno de 2.475 anos, com a barragem no nível mínimo operacional.

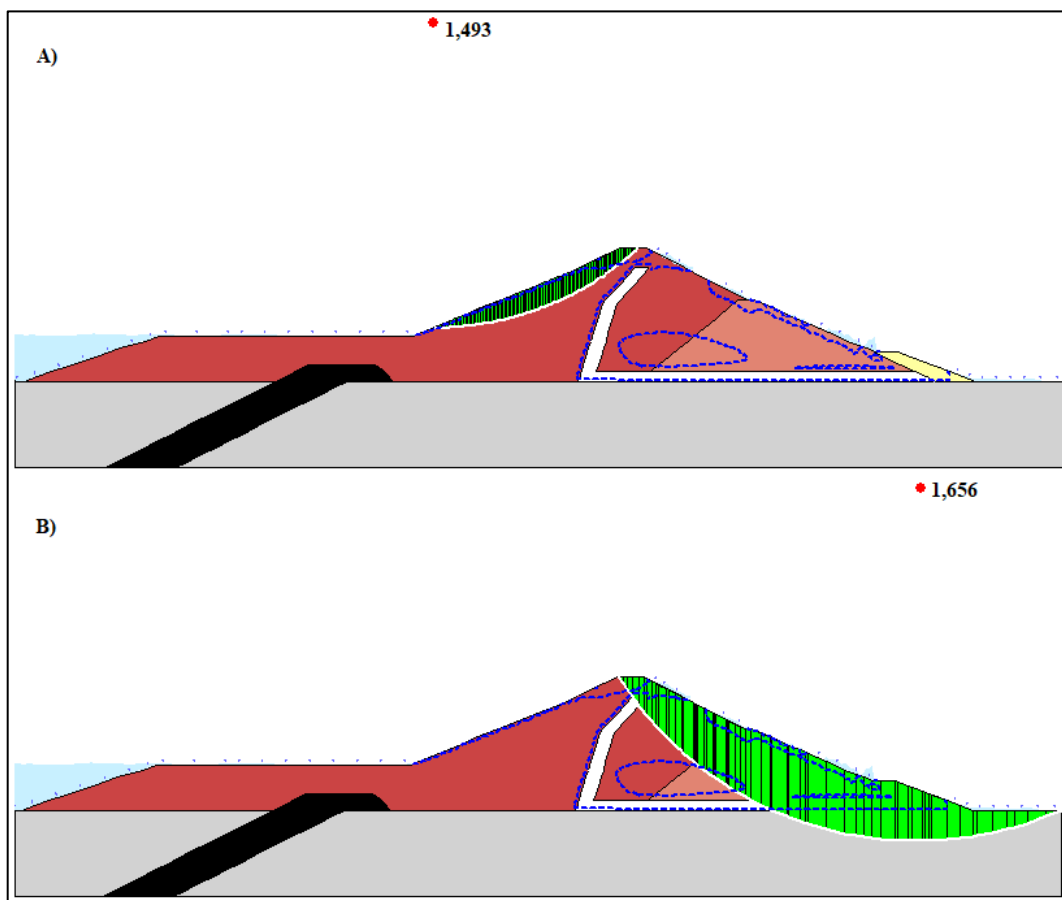


Fonte: Autor (2023).

A Figura 112 apresenta as superfícies potenciais de ruptura identificadas nas faces a montante (a) e a jusante (b), considerando as análises desenvolvidas com a metodologia de Morgenstern-Price (1965). Avaliando a Figura 112 é possível perceber que as superfícies potenciais críticas de ruptura obtidas são as mesmas obtidas na condição estática, apresentando

redução nos valores obtidos de FS. O valor do FS obtido na face a montante foi de 1,493, e na face a jusante de 1,656. Esses valores representam reduções de 11,3% e 2,5% nos FS quando comparados aos FS estáticos, respectivamente, nas faces a montante e jusante.

Figura 112 - Superfícies potenciais de ruptura críticas pós-sismo, utilizando a metodologia de Morgenstern-Price, com a barragem no nível mínimo operacional para um tempo de retorno de 2.475 anos nas faces a montante (a) e jusante (b).

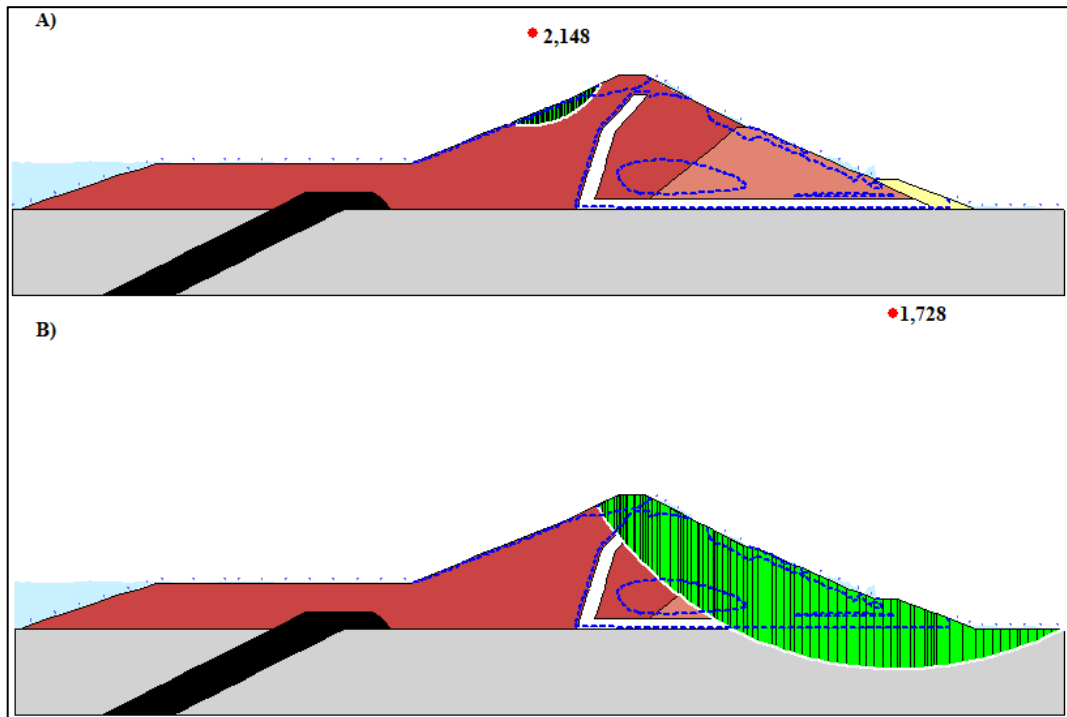


Fonte: Autor (2023).

Por fim, na Figura 113 se encontram apresentados os resultados das análises de estabilidade pós-sismo utilizando o MEF como base. Os resultados obtidos são apresentados para as faces a montante (a) e jusante (b). A superfície potencial de ruptura crítica identificada na face a jusante é a mesma obtida nas análises estáticas. A superfície crítica de ruptura identificada na face a montante é similar às superfícies obtidas nas análises dinâmicas para os demais níveis de água analisados, com leves diferenças, para esse nível de carregamento. Foram obtidos para essa análise FS de 2,148 e 1,728 para as faces de montante e jusante,

respectivamente. Essas variações nos FS representam reduções de 8,4% e 3,4% nos FS respectivamente.

Figura 113 - Superfícies potenciais de ruptura críticas pós-sismo, utilizando a metodologia baseada no MEF, com a barragem no nível mínimo operacional para um tempo de retorno de 2.475 anos nas faces a montante (a) e jusante (b).



Fonte: Autor (2023).

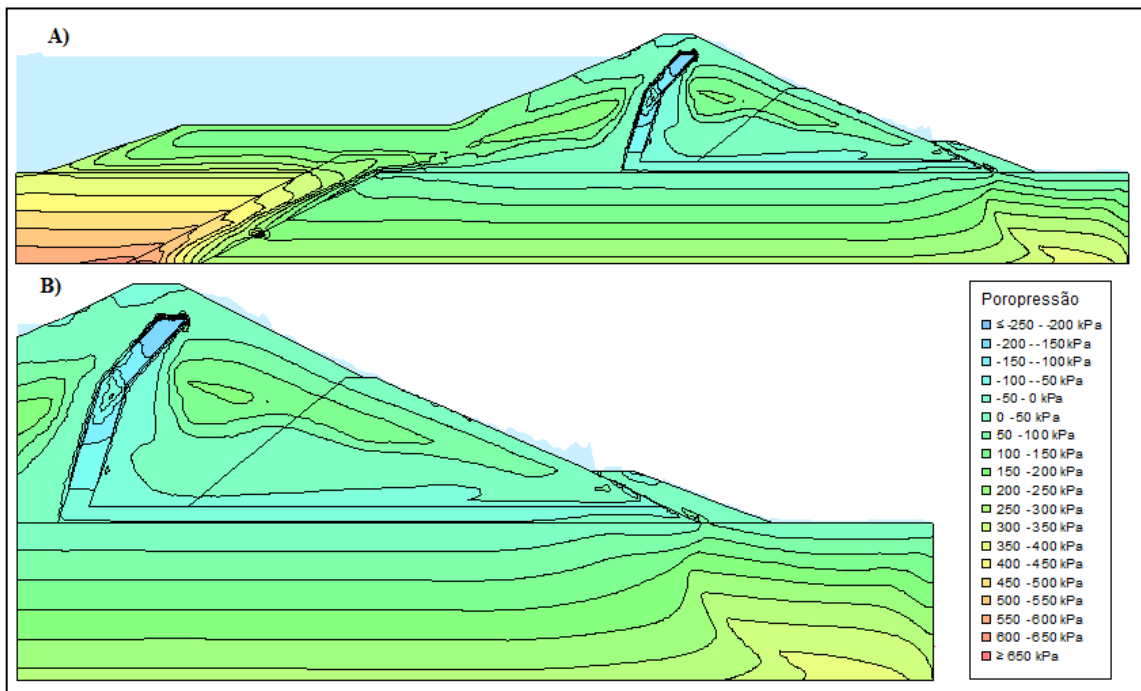
Diante do apresentado, é possível perceber que para as análises de estabilidade desenvolvidas com esse nível de carregamento, ainda não são percebidas rupturas desencadeadas, todavia, se é notada redução nos FS obtidos. Todavia, esse nível de carregamento desencadeou o aparecimento de poropressão positiva na face, sendo possível identificar o afloramento de água livre nessa superfície. Esse comportamento pode ser prejudicial para a estrutura da barragem, uma vez que pode erodir o talude a jusante, aumentando o risco associado, principalmente na falta de manutenção adequada.

5.3.4 10.000 anos

Nível máximo operacional

Avaliando a situação mais crítica de análise, ou seja, aplicando na modelagem o sismo definido em função de um tempo de retorno de 10.000 anos, considerando a barragem com a água no nível máximo operacional, a Figura 114a apresenta a distribuição de poropressão pós-sismo. Na Figura 114b se encontra uma aproximação da face a jusante da barragem, para a percepção com maior nível de detalhe. Diferentemente das demais situações de carregamentos analisadas, é possível perceber uma grande influência do sismo na distribuição de poropressões para o caso estudado. Na face a montante se é possível perceber descontinuidades, com maior aparecimento de poropressões positivas próximas à face.

Figura 114 – Distribuição das poropressões pós-sismo, para um tempo de retorno de 10.000 anos (a), e detalhe da distribuição das poropressões na face a jusante (b), com a barragem no nível máximo operacional.



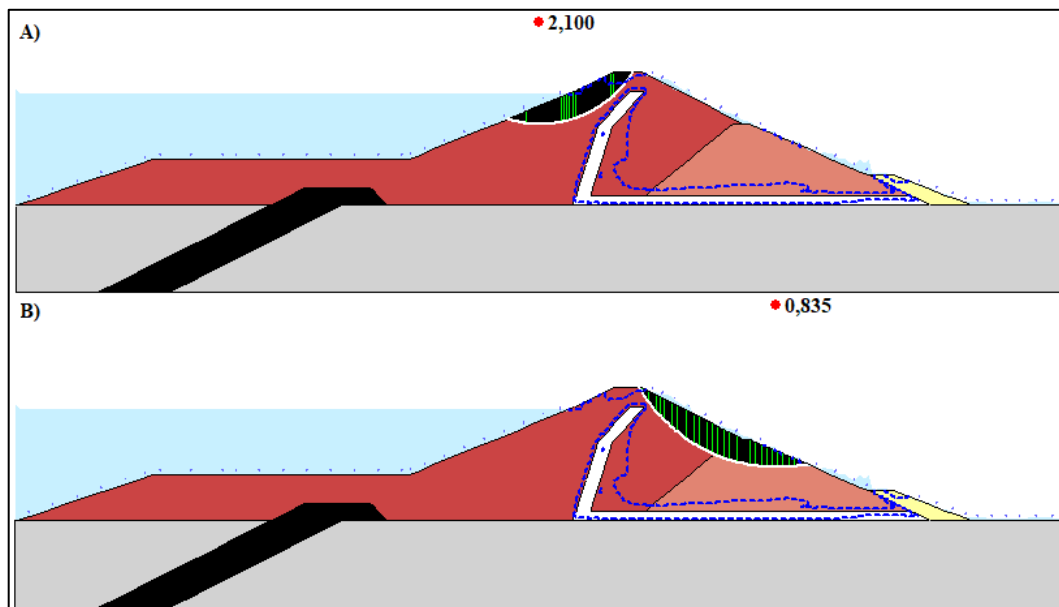
Fonte: Autor (2023).

Na região do maciço a jusante do filtro, é possível perceber de forma mais marcante a influência do carregamento, sendo percebido o aparecimento de poropressões positivas por praticamente todo o maciço. A poropressão máxima identificada continua na região a montante do *cut-off*, apresentando um aumento de aproximadamente 600 kPa na situação estática para 655 na situação pós-sismo. Assim como para o carregamento definido para o tempo de retorno de 2.475 anos, se é percebido o aparecimento de água aflorante na superfície a jusante da

barragem. Esse comportamento era esperado, uma vez que com o aumento do carregamento, se esperava um aumento de poropressão positiva, evidenciando essa tendência.

Os resultados das análises de estabilidade por equilíbrio limite feitas de forma acoplada se encontram apresentados na Figura 115. As superfícies potenciais de ruptura críticas identificadas nas faces a montante (a) e jusante (b) são apresentadas. A superfície de ruptura crítica identificada na face a montante da barragem é a mesma obtida na situação estática de análise, apresentando apenas uma redução no FS. Todavia, de forma distinta, a superfície potencial crítica de ruptura identificada na face a jusante apresenta formato diferente da obtida nas análises estáticas, sendo uma superfície circular mais rasa, se desenvolvendo completamente dentro do corpo do maciço da barragem, não chegando ao solo de fundação. Foram obtidos FS de 2,100 na face a montante, sendo esse um FS que indica bom nível de segurança, porém, para a face a jusante o FS obtido foi de 0,835, o que indica de forma clara a ocorrência de ruptura. Dessa forma, os valores de FS apresentados nessa situação representam reduções de 15,4% e 50,8%.

Figura 115 - Superfícies potenciais de ruptura críticas pós-sismo, utilizando a metodologia de Morgenstern-Price, com a barragem no nível máximo operacional para um tempo de retorno de 10.000 anos nas faces a montante (a) e jusante (b).

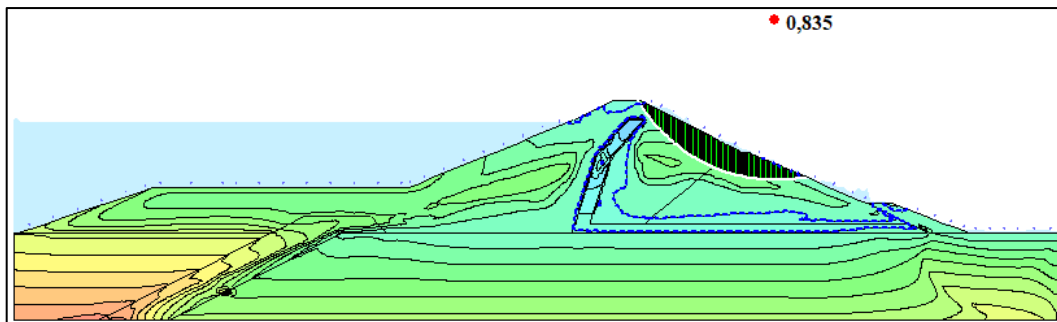


Fonte: Autor (2023).

As reduções identificadas são consideravelmente mais significativas do que as obtidas com os demais níveis de carregamento, especialmente na face a jusante. O comportamento

percebido na face a jusante, que indica a ocorrência clara de ruptura, pode ser relacionado com o aparecimento relevante de poropressões positivas nessa região do maciço, criando um plano de concentração de tensões, sobre o qual a superfície de ruptura crítica se desenvolve, conforme percebido na sobreposição da superfície de ruptura crítica e da distribuição de poropressões, apresentada na Figura 116.

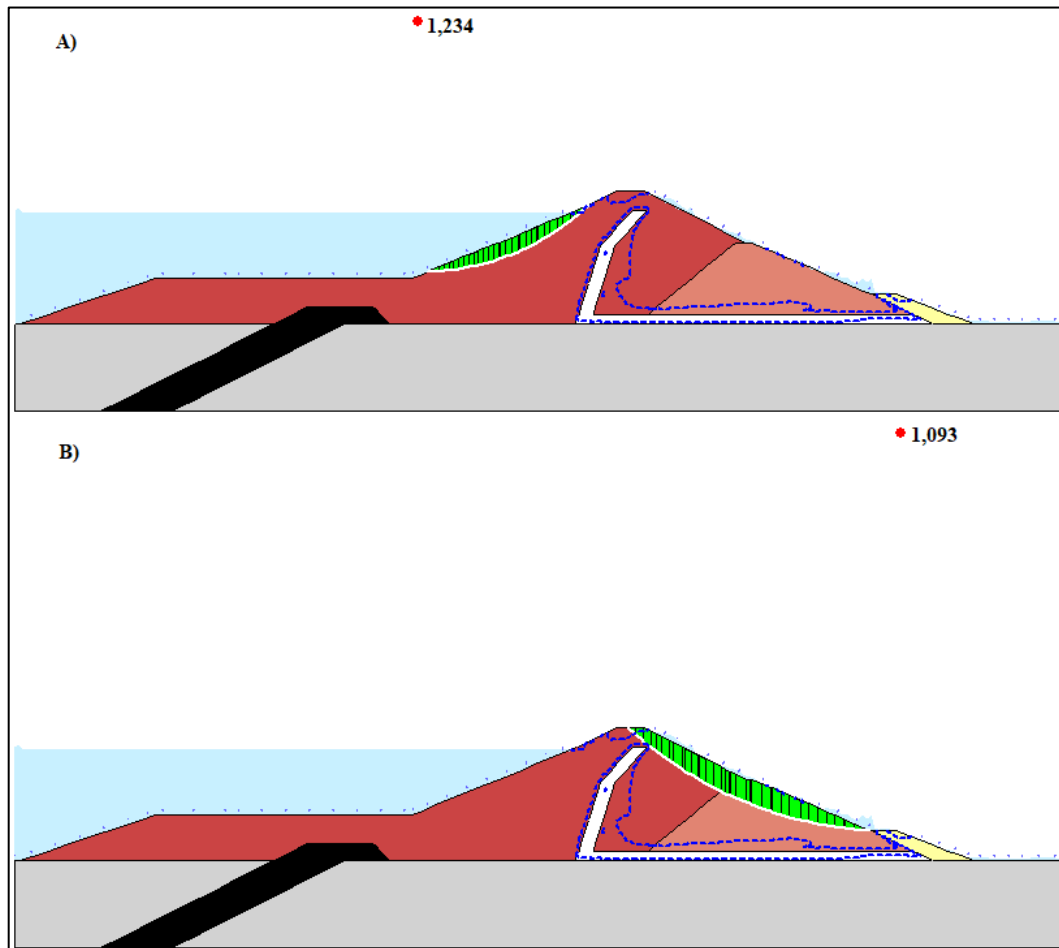
Figura 116 - Sobreposição da distribuição de poropressões e superfície potencial de ruptura crítica obtida por equilíbrio limite, com a barragem no nível máximo operacional, para um tempo de retorno de 10.000 anos na face a jusante.



Fonte: Autor (2023).

Por fim, as superfícies potenciais de ruptura críticas obtidas considerando o MEF estão apresentadas na Figura 117, apresentadas as faces a montante (a) e jusante (b). A superfície de ruptura crítica identificada na face a montante é similar àquela identificada na situação de análise estática, porém, sendo um pouco menos alongada e mais superficial, se desenvolvendo dentro do maciço do barramento. A superfície de ruptura crítica na face a jusante é uma superfície circular que se desenvolve no corpo da barragem, não chegando ao filtro ou solo de fundação, diferentemente da situação de análise estática. Foram obtidos FS de 1,234 e 1,093 para as faces de montante e jusante, respectivamente. Esses FS obtidos representam reduções para as faces de montante e jusante 10,6% e 39,0% nos FS, respectivamente, comparando com os resultados de análise estática. Dessa forma, se percebe comportamento similar ao percebido nas análises por equilíbrio limite, com uma redução maior que nos outros níveis de carregamento no FS, sendo mais considerável na face a jusante. Todavia, para a análise pelo MEF não é identificada a ruptura, embora o FS fique próximo à unidade, não indicando um nível de segurança adequado.

Figura 117 - Superfícies potenciais de ruptura críticas pós-sismo, utilizando a metodologia baseada no MEF, com a barragem no nível máximo operacional para um tempo de retorno de 10.000 anos nas faces a montante (a) e jusante (b).



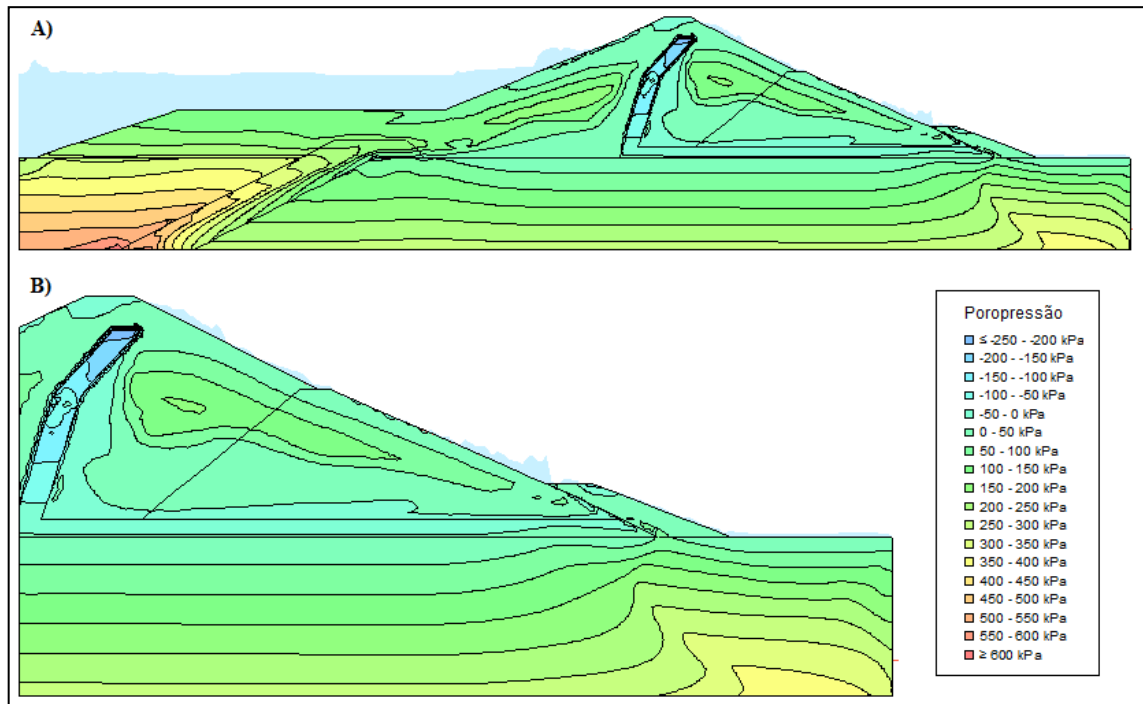
Fonte: Autor (2023).

Nível operacional intermediário

A distribuição de poropressões pós-sismo, obtida na modelagem desenvolvida com o sismo definido em função de um tempo de retorno de 10.000 anos, considerando a barragem com a água no nível operacional intermediário se encontra apresentada na Figura 118a, com um detalhe com maior aproximação da face a jusante, apresentado na Figura 118b. A distribuição de poropressões obtida é similar àquela obtida para a situação de análise com a barragem no nível máximo operacional, variando o nível de interferência nas isolinhas e poropressões na região a montante. É percebido de forma similar um aumento na poropressão máxima identificada, passando de 500 kPa na situação estática para 640 kPa na situação pós-

sismo. É notado o aparecimento de poropressões na região a jusante do barramento, incluindo na região da face, o que provoca o afloramento de água.

Figura 118 – Distribuição das poropressões pós-sismo, para um tempo de retorno de 10.000 anos (a), e detalhe da distribuição das poropressões na face a jusante (b), com a barragem no nível operacional intermediário.



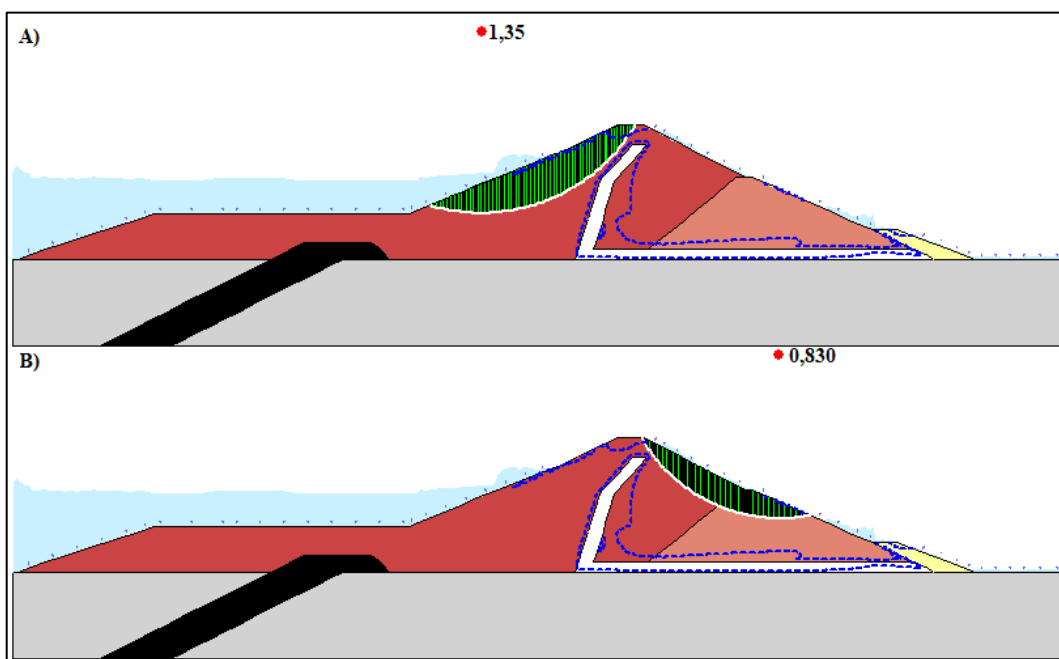
Fonte: Autor (2023).

Os resultados da análise de estabilidade acoplada utilizando a metodologia de Morgenstern-Price, a Figura 119 apresenta as superfícies potenciais de ruptura críticas identificadas nas faces a montante (a) e a jusante (b). A superfície de ruptura crítica identificada na face a montante da barragem é circular, apresentando certa profundidade, porém, se desenvolvendo inteiramente dentro do maciço da barragem, não passando pelo filtro ou solo de fundação. Todavia, de forma distinta, a superfície potencial crítica de ruptura identificada na face a jusante é a mesma identificada para a situação com o barramento no nível máximo operacional, para esse nível de carregamento, variando apenas o FS. Dessa forma, foram obtidos FS de 1,351 na face a montante, ainda sendo esse um FS que indica bom nível de segurança, e 0,830, na face a jusante o que indica de forma clara a ocorrência de ruptura.

Os valores de FS obtidos para esse na situação pós-sismo, para esse nível carregamento, representam reduções de 22,6% e 51,1%. Assim como na situação de análise com a barragem no nível máximo operacional, as reduções identificadas são significativas,

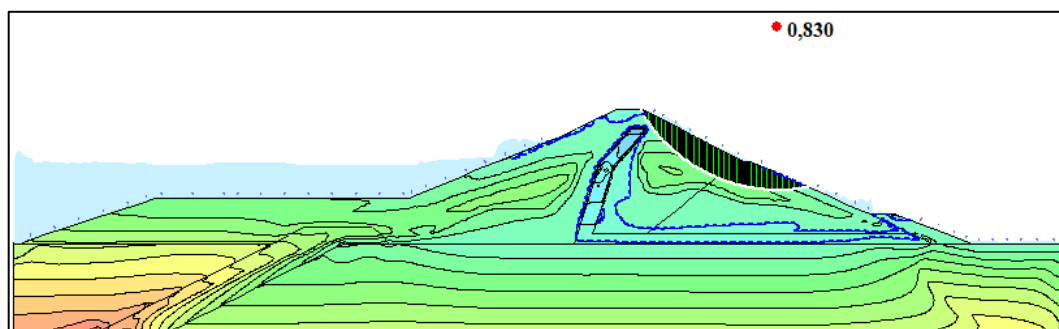
especialmente na face a jusante. É percebida a mesma relação entre a concentração de poropressões positivas e a desestabilização do talude que foi percebida na análise com a água no nível máximo operacional, apresentada a sobreposição da distribuição da poropressão e a superfície potencial crítica de ruptura identificada na Figura 120.

Figura 119 - Superfícies potenciais de ruptura críticas pós-sismo, utilizando a metodologia de Morgenstern-Price, com a barragem no nível operacional intermediário para um tempo de retorno de 10.000 anos nas faces a montante (a) e jusante (b).



Fonte: Autor (2023).

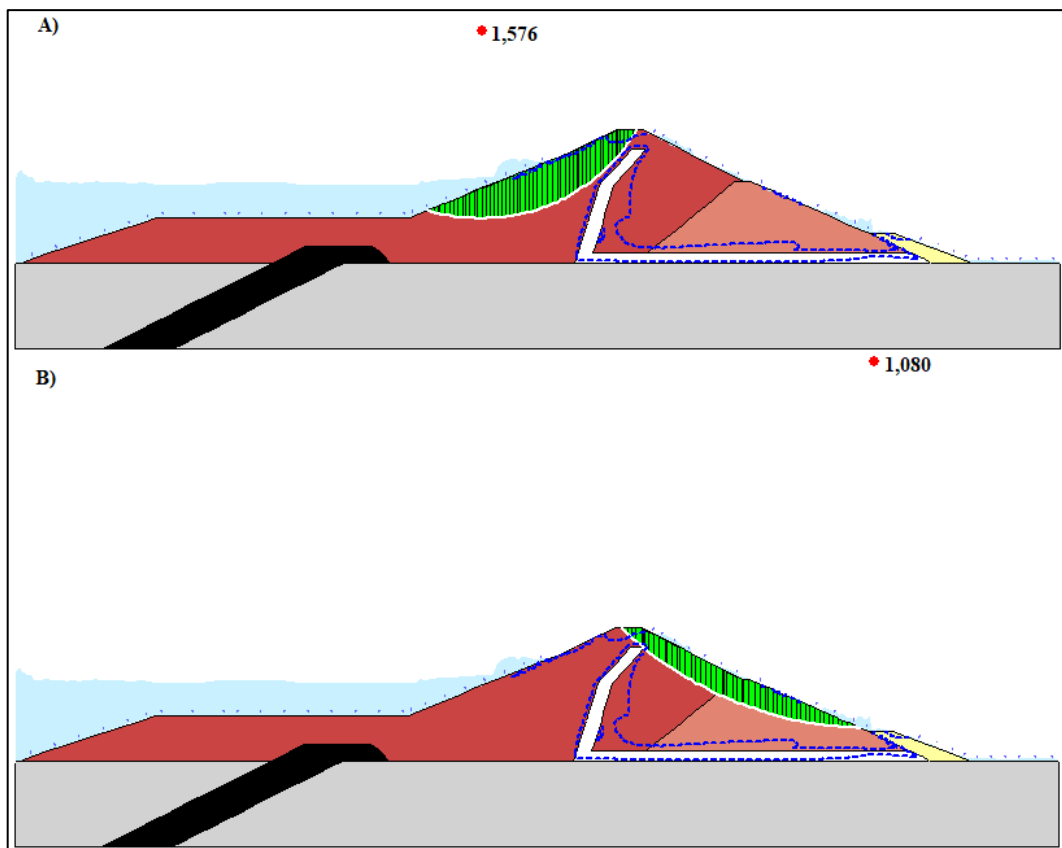
Figura 120 - Sobreposição da distribuição de poropressões e superfície potencial de ruptura crítica obtida por equilíbrio limite, com a barragem no nível operacional intermediário, para um tempo de retorno de 10.000 anos na face a jusante.



Fonte: Autor (2023).

As superfícies potenciais de ruptura críticas obtidas utilizando o MEF estão apresentadas na Figura 121a, na face a montante e Figura 121b, na face a jusante. Considerando a superfície de ruptura crítica na face a montante tem-se uma superfície circular, com certa profundidade, se desenvolvendo inteiramente no corpo do maciço. Já no que diz respeito a superfície potencial de ruptura crítica na face a jusante, tem-se a mesma superfície obtida na análise considerando a água no nível máximo operacional. Foram obtidos FS de 1,576 e 1,080 para as faces de montante e jusante, respectivamente. Comparando os FS obtidos aos FS estáticos, é possível perceber reduções de 26,3% na face a montante e 39,8% na face a jusante. Para essa análise, de forma similar ao que ocorre com a água no nível máximo operacional, também não é percebida ruptura, embora o FS da face a jusante esteja próximo a unidade, indicando um baixo nível de segurança associado.

Figura 121 - Superfícies potenciais de ruptura críticas pós-sismo, utilizando a metodologia baseada no MEF, com a barragem no nível operacional intermediário para um tempo de retorno de 10.000 anos nas faces a montante (a) e jusante (b).

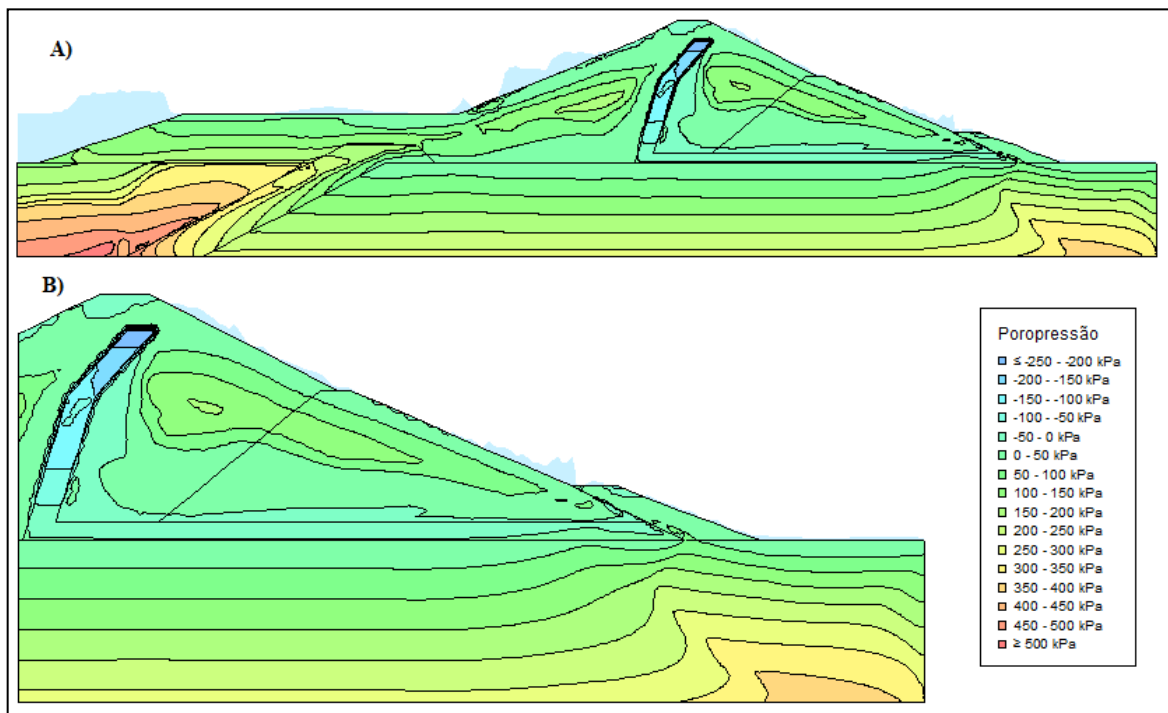


Fonte: Autor (2023).

Nível mínimo operacional

A última situação em análise diz respeito a avaliação, dos diferentes níveis de operação da água, com o carregamento sísmico definido em função de um tempo de retorno de 10.000 anos. A distribuição de poropressões pós-sismo é indicada na Figura 122a, sendo feita uma aproximação na face a jusante na Figura 122b. A distribuição de poropressões obtida é similar àquelas obtidas nas demais análises da barragem, quando submetida a esse nível de carregamento. Dessa forma, são percebidas interferências consideráveis nas isolinhas, e percebido um aumento na poropressão máxima identificada, na região a montante do *cut-off*, variando de um valor 400 kPa na situação estática, para 540 kPa na situação pós-sismo. De forma mais relevante, assim como nas demais situações, para esse nível de carregamento é notado o aparecimento de poropressões na região a jusante do barramento, incluindo na região da face, o que provoca o afloramento de água e tendência de mobilização de rupturas.

Figura 122 – Distribuição das poropressões pós-sismo, para um tempo de retorno de 10.000 anos (a), e detalhe da distribuição das poropressões na face a jusante (b), com a barragem no nível mínimo operacional.

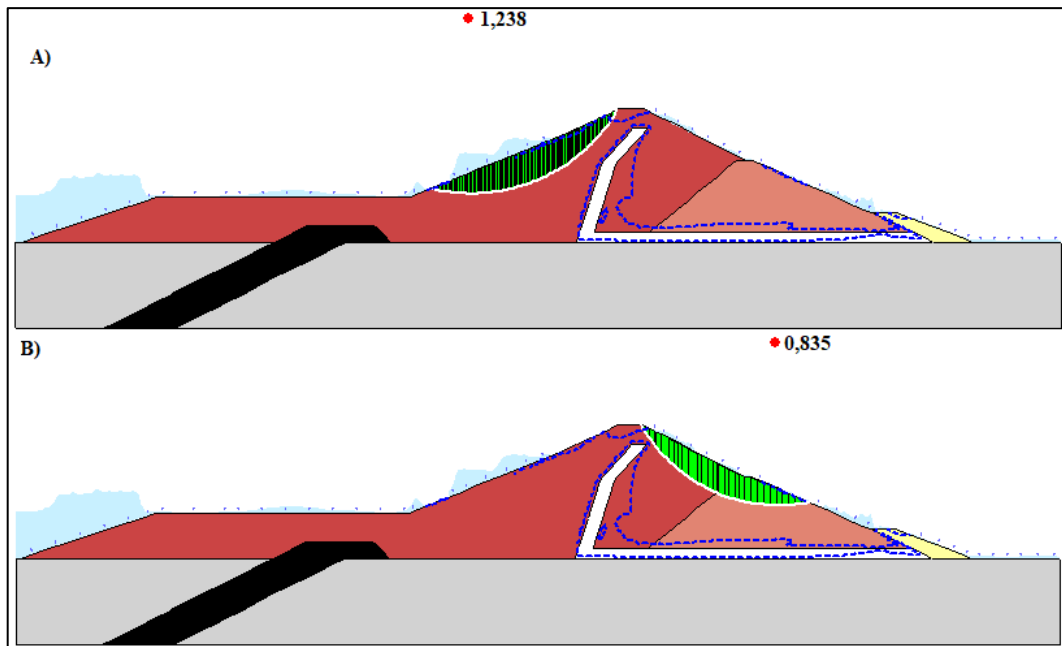


Fonte: Autor (2023).

A Figura 123a e 123b apresentam as superfícies potenciais críticas de ruptura identificadas nas análises por equilíbrio limite, para esse nível de carregamento, na situação pós-sismo nas faces a montante e jusante respectivamente. As superfícies críticas de ruptura

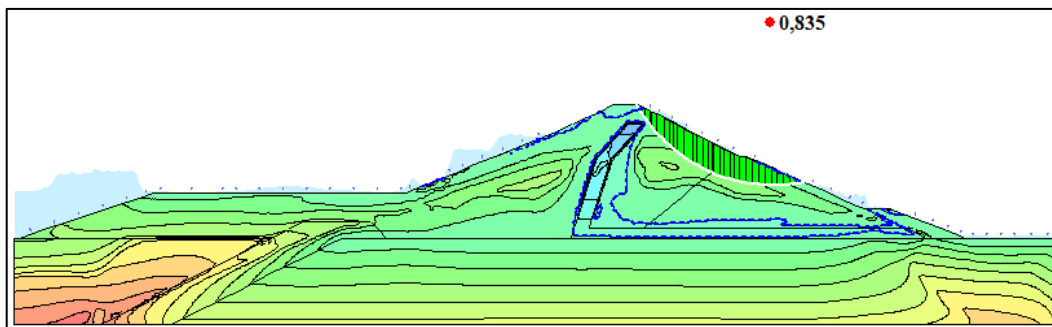
identificadas nas faces a jusante e montante são as mesmas identificadas na situação desse nível sísmico, com a água da barragem no nível operacional intermediário, apresentando apenas reduções nos FS. Os FS encontrados são de 1,238 e 0,825 para as faces a montante e jusante respectivamente, representando reduções de 26,4% e 51,4% nos FS, quando comparados a situação estática. Assim como nas demais situações para esse nível de carregamento, é identificada a ocorrência de rupturas na face a jusante, embora a face a montante ainda mantenha um nível de segurança aceitável. De forma similar ao que ocorre nas demais análises feitas para esse sismo, o desenvolvimento da superfície crítica de ruptura na face a jusante acontece de forma similar a superfície de acúmulo de tensões de poropressão, percebida na distribuição, dessa forma, se é apresentado na Figura 124 a sobreposição da distribuição de tensões e a superfície crítica de ruptura.

Figura 123 - Superfícies potenciais de ruptura críticas pós-sismo, utilizando a metodologia de Morgenstern-Price, com a barragem no nível mínimo operacional para um tempo de retorno de 10.000 anos nas faces a montante (a) e jusante (b).



Fonte: Autor (2023).

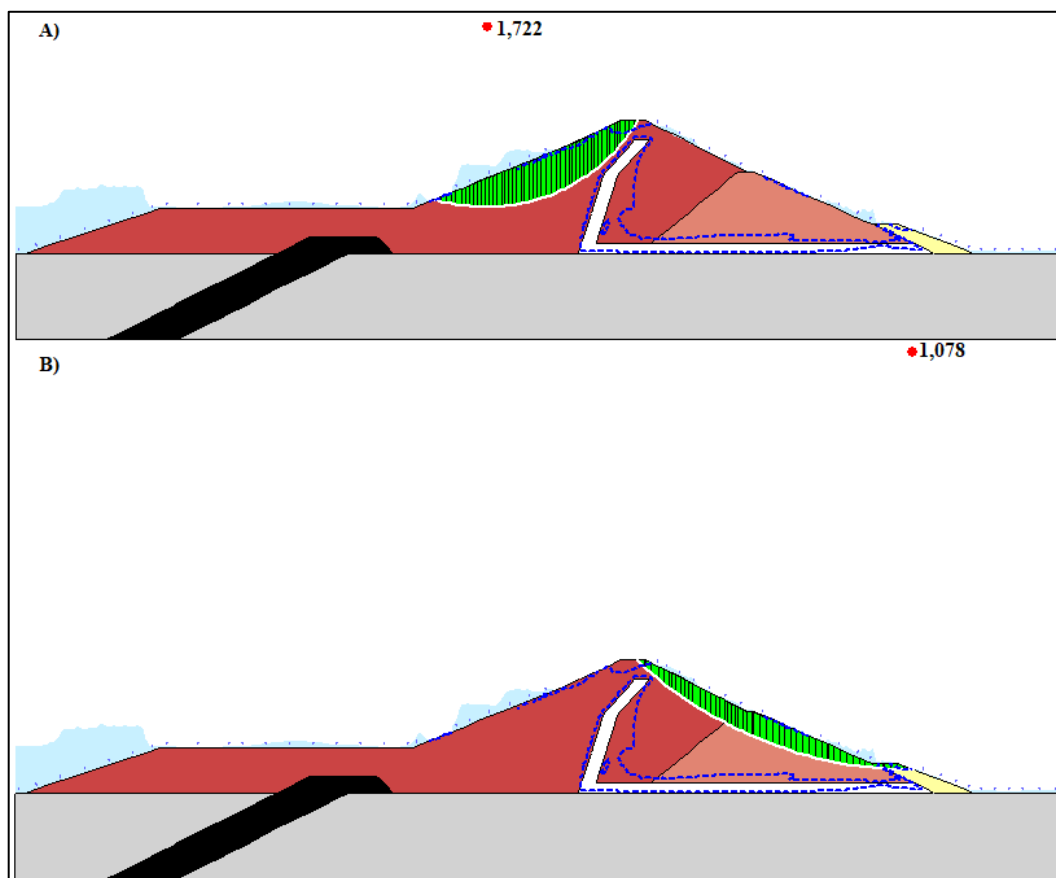
Figura 124 - Sobreposição da distribuição de poropressões e superfície potencial de ruptura crítica obtida por equilíbrio limite, com a barragem no nível mínimo operacional, para um tempo de retorno de 10.000 anos na face a jusante.



Fonte: Autor (2023).

Por fim, no que diz respeito as análises de estabilidade utilizando o MEF, as superfícies potenciais de ruptura críticas identificadas se encontram apresentadas para as faces a montante e jusante, respectivamente, nas Figuras 125a e 125b.

Figura 125 - Superfícies potenciais de ruptura críticas pós-sismo, utilizando a metodologia baseada no MEF, com a barragem no nível mínimo operacional para um tempo de retorno de 10.000 anos nas faces a montante (a) e jusante (b).



Fonte: Autor (2023).

As superfícies são as mesmas identificadas na situação de análise com a barragem no nível médio operacional, variando o FS, que se encontra em 1,722 na face a montante e 1,078 na face a jusante. Esses FS representam variações de 26,5% e 39,7% quando comparados à situação estática de análise. Assim como percebido nas demais análises para esse sismo, não é percebida ruptura utilizando o MEF, embora o FS da face a jusante apresente valor muito próximo a unidade.

Diante do apresentado é possível perceber que, para esse nível de carregamento, a barragem não pode ser considerada segura, uma vez que são desencadeadas o afloramento de água na face a jusante, contribuindo com a erosão, e é percebido o aparecimento de poropressões significantes na região a jusante do maciço, o que tende a desencadear o aparecimento de rupturas, identificadas nas análises por equilíbrio limite. Nas análises pelo MEF são obtidos FS próximos a unidade, embora ainda se mantenham maiores que 1.

5.4 Discussões e considerações finais das análises dinâmicas com o modelo Linear Equivalente

Considerando as distribuições de poropressões apresentadas, é possível perceber que, independentemente do nível de água presente na barragem, a distribuição de poropressões pós-sismo da barragem é similar. Esse comportamento pode ser relacionado ao fato de barragem se encontrar com o fluxo interno estabelecido, mantendo-se praticamente constante dentro da magnitude das variações consideradas nas análises. É também possível perceber que quanto maior o tempo de retorno utilizado para definir o sismo, e, por consequência, quanto maior a magnitude associada ao PGA do sismo, maior a tendência de aparecimento de poropressões positivas, em especial na face a jusante.

Para os sismos de menor magnitude, definidos em função de tempos de retorno de 475 e 975 anos, a distribuição de poropressões mantém-se praticamente sem alterações em comparação à distribuição estática, dessa forma, ambos os resultados obtidos apresentam grande similaridade quando comparados. Diferentemente, considerando os tempos de retorno maiores (2.475 e 10.000 anos), foi possível perceber o aparecimento de poropressões positivas na face, o que pode levar ao afloramento dessa água. Para a situação de análise mais crítica, sendo considerado o tempo de retorno de 10.000 anos, para além das poropressões positivas na face, são percebidas poropressões positivas na região interna do maciço, a jusante do filtro. Dessa forma é possível notar que essa poropressão cria um caminho preferencial de concentração de poropressões.

De forma acoplada ao desenvolvimento das novas distribuições de poropressões, foram desenvolvidas as análises de estabilidade. A Tabela 18 apresenta, de forma resumida, os FS obtidos para as análises de estabilidade pós-sismo desenvolvidas acopladas às análises dinâmicas com o modelo constitutivo Linear Equivalente, com o método de Morgenstern-Price (1965). Também são apresentados na Tabela 18 os tempos de retorno associados, reduções em comparação a situação estática, e valores de magnitude relacionável, considerando Housner (1970).

Tabela 18 - Resumo dos FS obtidos nas análises de estabilidade pós-sismo, utilizando a metodologia de Morgenstern-Price (1965).

Equilíbrio limite							
Face a montante							
Tempo de retorno	Magnitude associada (Housner, 1970)	Nível operacional da barragem					
		Mínimo		Médio		Máximo	
		FS	Redução do FS	FS	Redução do FS	FS	Redução do FS
Estática	-	1,683	-	1,745	-	2,481	-
475 anos	>5	1,667	1,0%	1,727	1,0%	2,467	0,6%
975 anos	5<M<5,5	1,643	2,4%	1,694	2,9%	2,464	0,7%
2.475 anos	5,5>M>6	1,493	11,3%	1,672	4,2%	2,338	5,8%
10.000 anos	6,5>M>7	1,238	26,4%	1,351	22,6%	2,100	15,4%
Face a jusante							
Tempo de retorno	Magnitude associada (Housner, 1970)	Nível operacional da barragem					
		Mínimo		Médio		Máximo	
		FS	Redução do FS	FS	Redução do FS	FS	Redução do FS
Estática	-	1,698	-	1,698	-	1,697	-
475 anos	>5	1,695	0,2%	1,693	0,3%	1,693	0,2%
975 anos	5<M<5,5	1,691	0,4%	1,692	0,4%	1,692	0,3%
2.475 anos	5,5>M>6	1,656	2,5%	1,659	2,3%	1,660	2,2%
10.000 anos	6,5>M>7	0,825	51,4%	0,830	51,1%	0,835	50,8%

Fonte: Autor (2023).

Com base na Tabela 18 e nos resultados apresentados, é possível perceber que para a face a jusante, não são percebidas grandes interferências do nível de água atuante na barragem, sendo sempre percebidas variações similares, dependendo apenas do nível sísmico associado. De forma oposta, a estabilidade da face a montante apresenta maior influência do nível da água atuante na barragem. Ademais, são percebidos sempre FS críticos na face a jusante. Ambos os

comportamentos percebidos podem ser associados ao fato de a água atuar como carga externa estabilizante nos casos onde há nível de água agindo na face a montante do barramento, ou seja, essa face tende a apresentar maior estabilidade, mesmo que apresente maiores variações com a sazonalidade desse parâmetro.

Pode-se perceber também na Tabela 18, devido à pouca influência dos carregamentos na distribuição de poropressões discutida anteriormente, que a aplicação dos primeiros níveis de carregamento sísmico, associados aos tempos de retorno de 475 e 975 anos, apresentam pouca redução nos valores de FS. É possível perceber também que esse nível de carregamento se encontra associado a terremotos de magnitude menores do que 5,5. Terremotos dessa magnitude foram percebidos no estado do Rio Grande do Norte durante a década de 80, e o barramento permaneceu estável sem grandes impactos, de forma similar ao resultado de análise obtido.

De forma similar, considerando os resultados apresentados na Tabela 18 para o sismo avaliado com o tempo de retorno de 2.475 anos, também é percebida relativamente pouca variação na distribuição de poropressões dentro do maciço, dessa forma, tal qual para os casos com tempos de retorno menores, não se é percebida grande perda de estabilidade dos maciços, refletida por meio da baixa variação nos FS. Esse nível de carregamento diz respeito a terremotos de magnitude entre 5,5 e 6, valores não experimentados pela barragem em seu recorte histórico, mas de ocorrência possível no território brasileiro.

Por fim, é possível inferir também com base nos dados presentes na Tabela 18 que para o barramento submetido ao nível mais extremo de carregamento, definido em função de um tempo de retorno de 10.000 anos, o barramento apresenta comportamento distinto. São percebidas rupturas na face a jusante, independentemente do nível de água analisado, assim como grandes variações nos FS da face a montante, mesmo que de forma insuficiente para alterar a condição de estabilidade. Esse comportamento pode ser associado ao aparecimento de poropressões positivas em toda região a jusante do filtro, no corpo da barragem, criando um caminho de concentração de poropressões. O aparecimento de poropressões positivas tende a causar uma diminuição nas tensões efetivas encontradas, diminuindo por consequência resistência ao cisalhamento efetiva dos materiais constituintes da barragem, criando a tendência de ocorrência de rupturas.

De forma similar também foram desenvolvidas análises acopladas de estabilidade com o método que considera o MEF. Dessa forma, a Tabela 19 apresenta os FS obtidos para as análises de estabilidade pós-sismo, desenvolvidas acopladas às análises dinâmicas com o modelo constitutivo Linear Equivalente, com a metodologia que leva em consideração o MEF.

Ademais, são apresentados também os tempos de retorno, as reduções nos FS em comparação a situação estática, e valores de magnitude associados, considerando o trabalho de Housner (1970).

Tabela 19 - Resumo dos FS obtidos nas análises de estabilidade pós-sismo, utilizando o MEF.

MEF							
Face a montante							
Tempo de retorno	Magnitude associada (Housner, 1970)	Nível operacional da barragem					
		Mínimo		Médio		Máximo	
		FS	Redução do FS	FS	Redução do FS	FS	Redução do FS
Estática	-	2,344	-	2,277	-	1,381	-
475 anos	>5	2,317	1,2%	2,275	0,1%	1,329	3,8%
975 anos	5<M<5,5	2,295	2,1%	2,261	0,7%	1,327	3,9%
2.475 anos	5,5>M>6	2,148	8,4%	2,081	8,6%	1,297	6,1%
10.000 anos	6,5>M>7	1,722	26,5%	1,576	30,8%	1,234	10,6%
Face a jusante							
Tempo de retorno	Magnitude associada (Housner, 1970)	Nível operacional da barragem					
		Mínimo		Médio		Máximo	
		FS	Redução do FS	FS	Redução do FS	FS	Redução do FS
Estática	-	1,789	-	1,792	-	1,792	-
475 anos	>5	1,767	1,2%	1,771	1,2%	1,768	1,3%
975 anos	5<M<5,5	1,768	1,2%	1,772	1,1%	1,772	1,1%
2.475 anos	5,5>M>6	1,728	3,4%	1,726	3,7%	1,730	3,5%
10.000 anos	6,5>M>7	1,078	39,7%	1,080	39,7%	1,093	39,0%

Baseado na Tabela 19 e nos resultados apresentados, é possível perceber que em parte os resultados baseados no MEF apresentam uma tendência similar àquela obtida utilizando o método de equilíbrio limite. Dessa forma, a estabilidade da face a jusante não sofre grande variação quando são implementadas mudanças no nível de água operacional do barramento, sendo essas variações mais relevantes na face a montante.

Todavia, é possível perceber um comportamento diferente na face a montante daquele identificado nas análises por equilíbrio limite. Para as análises de estabilidade com o MEF, a situação de menor estabilidade é obtida com o barramento com a água em um nível mais alto. Esse comportamento é oposto ao percebido nas análises por equilíbrio limite. Acredita-se que esse comportamento inverso identificado seja relacionado ao fato de as análises baseadas no MEF não considerarem a água como força externa estabilizante, considerando apenas a

distribuição interna de tensões, e, de forma distinta, as análises por equilíbrio limite considerarem essa força externa estabilizante gerada pela água no equilíbrio das fatias. Todavia, não há confirmações nas diretrizes apresentadas pelo fabricante do software (Seequent, 2022) sobre essa afirmação.

Conforme visto na Tabela 19, para as análises pelo MEF, não foram identificadas situações de ruptura iminente. Para os casos e carregamentos sísmicos mais brandos, desenvolvidos a partir de sismos definidos com tempos de retorno de 475, 975 e 2.475 anos, devido também as baixas variações nas poropressões obtidas, não são identificadas reduções relevantes no FS. Dessa forma, é percebido um bom nível de estabilidade nas análises a jusante e a montante. Para essas análises, a face a montante é a face crítica quando a barragem se encontra no nível máximo operacional, sendo invertida essa tendência nas análises em que o nível da água aplicado se encontra reduzido. Esses sismos têm magnitudes associadas menores que 6, dessa forma, assim como para as análises de estabilidade pós-sismo com a metodologia de análise baseada no equilíbrio limite, a barragem se encontra em boas condições de estabilidade para esse nível de carregamento. Os sismos registrados na década de 80, com magnitude entre 5 e 6, conforme apresentado anteriormente, corroboram com o resultado dessas análises.

Avaliando a barragem submetida ao sismo mais extremo, definido em função de 10.000 anos de tempo de retorno, o comportamento percebido na Tabela 19 também é similar ao percebido nas análises de estabilidade por equilíbrio limite, com a face a jusante sendo a face crítica independentemente do nível de água associado, em função das grandes variações de poropressão positiva percebidas. Todavia, os resultados utilizando o MEF indicam maior estabilidade que os resultados baseados em equilíbrio limite, sendo percebidos sempre FS maiores do que a unidade. Porém, esses valores se encontram próximos a um, dessa forma, não se pode inferir um nível de segurança satisfatório ao resultado das análises.

6. ANÁLISE COMPARATIVA DOS RESULTADOS

Os resultados apresentados no presente documento, utilizando a abordagem pseudo-estática e a abordagem de análise dinâmica com o modelo constitutivo L.E., não podem ser diretamente comparados, uma vez que cada método possui características e fundamentação teórica completamente diferente. Todavia, considerando a determinação do PGA pelo método proposto por Cruz *et al.* (2021, 2022), e os acelerogramas definidos em função dos espectros de resposta de Úbilus, Romanel e Cascão (2013), é possível criar uma relação entre as análises, em função do PGA. A Tabela 20 apresenta os PGA e os respectivos FS definidos em análises de estabilidade por equilíbrio limite, em análise pseudo-estáticas e pós-sismo.

Tabela 20 – PGA e fatores de segurança obtidos nas diferentes análises.

Metodologia de análise	Tempo de retorno	PGA	Baixo nível		Nível intermediário		Alto nível	
			FS a Montante	FS a Jusante	FS a Montante	FS a Jusante	FS a Montante	FS a Jusante
Pseudo-estática	475	0,12	1,439	1,449	1,468	1,449	2,041	1,448
	975	0,20	1,315	1,327	1,330	1,327	1,826	1,326
	2.475	0,41	1,064	1,091	1,067	1,091	1,415	1,090
	10.000	0,69	0,877	0,903	0,877	0,903	1,118	0,903
Dinâmica	475	0,07	1,667	1,695	1,727	1,693	2,467	1,693
	975	0,10	1,643	1,691	1,694	1,692	2,464	1,692
	2.475	0,16	1,493	1,656	1,672	1,659	2,338	1,660
	10.000	0,33	1,238	0,825	1,351	0,830	2,100	0,835

Fonte: Autor (2023).

É possível perceber na Tabela 20, que, utilizando os mesmos tempos de retorno, são percebidos PGA significativamente diferentes utilizando as duas metodologias. Esse comportamento se justifica devido à concepção diferente das metodologias, uma vez que em uma delas o PGA é definido em função de um mapa de risco sísmico, e na outra o PGA é definido em função de um sismo artificial gerado por um espectro de resposta. Outro ponto passível de destaque que justifica esse comportamento é o fato de, para as análises dinâmicas na ausência de dados locais, terem sido utilizados espectros de resposta brasileiros, porém definidos na região sudeste do país, enquanto, de forma distinta, nas análises pseudo-estáticas, utilizou-se os valores retirados dos mapas de risco sísmico na região nordeste.

É possível perceber na Tabela 20 que a ordem de grandeza dos PGA definidos para as análises dinâmicas é sempre similar à ordem de grandeza percebidas para as análises pseudo-estáticas quando definidos em função de um tempo de retorno menor. Logo, o PGA da análise

dinâmica para um tempo de retorno de 475, e o PGA da análise pseudo-estática definido em função de um tempo de retorno de 10.000 anos, não possuem valores de comparação.

Dessa forma, o PGA da análise dinâmica para o tempo de retorno de 975 anos é comparável ao PGA da análise pseudo-estática para o tempo de retorno de 475 anos, o PGA da análise dinâmica para o tempo de retorno de 2.475 anos é comparável ao PGA da análise pseudo-estática para o tempo de retorno de 975 anos, e, por fim, o PGA da análise dinâmica para o tempo de retorno de 10.000 anos é comparável ao PGA da análise pseudo-estática para o tempo de retorno de 2.475 anos.

Comparando os resultados da análise dinâmica, definida em função de um tempo de retorno de 975 anos, e da análise pseudo-estática, em função de um tempo de retorno de 475 anos, é possível perceber que em nenhum caso se é percebida ruptura. Os FS pseudo-estáticos indicam que a carga aplicada não é suficiente para desencadear ruptura, assim como, o FS pós-sismo da análise dinâmica indica que não são geradas poropressões suficientes para desencadear rupturas. Dessa forma, é possível inferir que, sob esse tipo de carregamento, a barragem deve apresentar comportamento estável, não sendo percebida ruptura.

Comparando os resultados da análise dinâmica, definida em função de um tempo de retorno de 2.475 anos, e da análise pseudo-estática, em função de um tempo de retorno de 975 anos, a diferença nos PGA é um pouco mais relevante que no caso anterior, mas, ainda se consideram como comparáveis os resultados. É possível perceber um comportamento similar ao percebido avaliando o nível de carregamento anterior. Não se é identificada a ruptura nas análises pseudo-estáticas, embora, devido ao aumento do PGA se tenha uma maior redução no FS, e, também não se percebe o aparecimento de poropressões relevantes para desencadear rupturas.

De forma adicional, procedendo a comparação entre os resultados da análise dinâmica, definida em função de um tempo de retorno de 10.000 anos, e da análise pseudo-estática, em função de um tempo de retorno de 2.475 anos, percebe-se um comportamento diferente daquele visto nos níveis de carregamento anterior. Para a análise pseudo-estática não é identificada ruptura, sendo percebidos FS próximos à unidade, todavia, esses FS não são considerados aceitáveis em função da recomendação da ANA uma vez que se encontram abaixo de 1,1. Todavia, de forma distinta, aplicando a análise dinâmica se é percebido o acontecimento de rupturas na face a jusante. Essas rupturas encontram-se associadas ao aparecimento de poropressões positivas nessa região, desencadeando esses movimentos de massa.

Dessa forma, é possível perceber que o método pseudo-estático foi incapaz de prever o aparecimento dessas rupturas, pois apresentou FS maior do que a unidade, embora esse FS

tenha sido considerado inadequado. Esse comportamento é justificado uma vez que a metodologia pseudo-estática de análise desconsidera o aparecimento de poropressão durante o evento sísmico, devido à sua concepção simplificada. Esse tipo de comportamento foi relatado por Seed (1979), onde é indicado a ocorrência de ruptura em barragens, não identificadas pelo método pseudo-estático.

Os resultados obtidos, apresentados na Tabela 12, indicam que a estabilidade da barragem Armando Ribeiro Gonçalves, quando submetida a certo nível de carregamento, está intimamente relacionada com o aparecimento de poropressão positiva, dessa forma, a análise pseudo-estática pode não ser capaz de prever, em alguns casos, a real condição de estabilidade da barragem quando submetida a carregamento sísmico.

7. CONCLUSÕES

O presente trabalho desenvolveu um estudo de caso, avaliando a estabilidade da Barragem Armando Ribeiro Gonçalves. Foi avaliada a barragem em três níveis de água no reservatório, sendo considerado os níveis mínimos e máximos operacionais, nas cotas 35 m e 55 m respectivamente, e um nível operacional intermediário, na cota 45 m. Foram desenvolvidas análises Tensão x Deformação e de estabilidade na condição estática, para servir de base e balizar as análises dinâmicas. Foram desenvolvidas análises pseudo-estáticas utilizando diferentes formas para definir os coeficientes de aceleração, sendo elas a recomendação do DSD (USB, 1973), a recomendação presente nas Diretrizes para implementação de Barragens da ANA (ANA, 2016), na ausência de dados locais, e, a metodologia proposta por Cruz *et al.* (2021, 2022), para tempos de retorno entre 475 e 10.000 anos. Ademais, foram desenvolvidas análises dinâmicas com o modelo constitutivo Linear Equivalente, sob os mesmos níveis de água, para acelerogramas definidos com base em espectros de resposta desenvolvidos por Úbilus, Romanel e Cascão (2013), em função também de tempos de retorno entre 475 e 10.000 anos.

Com base nos resultados da análise pseudo-estática, é possível concluir que, seguindo a recomendação da ANA (2016), para o caso da ausência de estudo específico, a barragem se mantém completamente estável, apresentando FS consideravelmente acima do mínimo recomendado. É possível fazer conclusões similares com base nos resultados das análises utilizando a recomendação do DSD (USB, 1973) e a metodologia proposta por Cruz *et al.* (2021, 2022), para sismos definidos em função de tempos de retorno de 475 e 975 anos. Para o caso da utilização de coeficientes definidos em função de um tempo de retorno de 2.475 anos, é possível concluir que a barragem não apresenta ruptura, embora, segundo a recomendação da ANA, os FS obtidos não se encontram adequados, sendo menores do que o mínimo recomendado de 1,1. Considerando o carregamento sísmico definido em função do tempo de retorno de 10.000 anos, é possível concluir que a barragem apresenta ruptura clara, não possuindo estabilidade para esse nível de carregamento.

É possível concluir que, de forma geral, considerando a metodologia de análise pseudo-estática, a barragem apresenta bom nível de estabilidade, sendo estável sob diversas condições de carregamento, apresentando ruptura apenas no caso mais extremo de análise. Com base nos resultados da análise pseudo-estática, é possível perceber que a utilização dos coeficientes de aceleração vertical e horizontal definidos pelo Eletrobrás (Eletrobrás, 2003), indicados pela ANA (2016), na ausência de estudos locais, pode representar apenas sismos de

menor intensidade, e, dessa forma, pode não se encontrar adequado a todos os níveis de carregamento sísmico passíveis de ocorrência no Brasil, dessa forma, sendo recomendado a utilização de metodologias alternativas, por exemplo, a proposta de Cruz *et al.* (2021, 2022).

Com base nos resultados de análise dinâmica é possível concluir que a barragem se encontra estável para os três menores níveis de carregamento, definidos em função de tempos de retorno de 475, 975 e 2.475 anos. Para essas situações, não foi gerada poropressão significativa para desencadear rupturas nas análises pós-sismo. Todavia, foi possível perceber o afloramento de água na face a jusante para o caso com o tempo de retorno de 2.475 anos, indicando o aparecimento de poropressão positiva na região, mas não o suficiente para gerar ruptura. De forma complementar, é possível concluir que, para esse tipo de análise, a barragem não se encontra estável quando submetida ao carregamento definido em função de um tempo de retorno de 10.000 anos. Nesse caso foi percebido o aparecimento de poropressões positivas significativas na face a jusante, e, devido a isso, foi desencadeada a ruptura.

Procedendo uma comparação entre as metodologias é possível perceber concordância nos casos onde se pode comparar os resultados, em função do PGA. Para PGA mais baixos, foi percebida estabilidade em ambos os métodos. Para os resultados com PGA mais altos, é possível perceber que o método pseudo-estático é incapaz de perceber a ocorrência de ruptura, desencadeada pelo aparecimento de poropressões na análise dinâmica. Dessa forma, se é possível inferir que, devido sua concepção simplificada, os métodos pseudo-estáticos são válidos para análises dinâmicas, porém, possuem limitações inerentes à não consideração do aparecimento de poropressões em sua concepção. Dessa forma, com base nos resultados obtidos, é possível inferir que a utilização da metodologia de análise pseudo-estática é indicada para situações de análise mais simplificadas, com materiais de comportamento bem definido, e, em regiões que apresentem risco sísmico de moderado para baixo. Para situações onde essas condições não são alcançadas, recomenda-se a utilização de análises dinâmicas. Diante disso, pode-se inferir que, para a maioria das barragens brasileiras para reservação de água, a utilização de metodologias pseudo-estáticas, desde que bem calibradas, podem apresentar resultados representativos.

Foi possível concluir de forma adicional que, independentemente da metodologia adotada, o nível da água retido na barragem apresenta pouco efeito nas análises da face a jusante, possuindo maior relevância nas análises desenvolvidas na face a montante. Logo, recomenda-se que a definição do nível da água seja feita em função da face analisada, sendo esse um fator secundário de influência.

7.1 Recomendações de trabalhos posteriores

Por fim, recomenda-se o desenvolvimento de trabalhos posteriores, de forma a complementar o que foi discutido no presente documento. Recomenda-se o desenvolvimento de análises de deformação permanente, na consideração das análises dinâmicas com a barragem Armando Ribeiro Gonçalves.

Recomenda-se o desenvolvimento de ensaios de laboratório com os solos da barragem Armando Ribeiro Gonçalves, com o objetivo de validar, ou calibrar os parâmetros de análise dinâmica, definidos em função de dados disponíveis na literatura no presente trabalho.

Recomenda-se de forma complementar o desenvolvimento de espectros de resposta, ou, acelerogramas representativos para a região nordeste, em especial nos estados do Rio Grande do Norte e Ceará, considerando o histórico relevante de sismos nessa região, afim de atualizar análises dinâmicas posteriores.

Por fim, recomenda-se também que sejam desenvolvidos trabalhos que avaliem a estabilidade sísmica de outras barragens brasileiras, objetivando a criação de um banco de dados que possa validar os resultados apresentados e servir como base para o desenvolvimento de recomendações futuras, nesse âmbito.

REFERÊNCIAS

- AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS E SANEAMENTO BÁSICO (Brasil). **Diretrizes para elaboração de projetos de barragens**. Brasília: ANA, 2016. 156 p., il. (Manual do empreendedor sobre segurança de barragens, 5). ISBN 9788582100417. Disponível em: https://biblioteca.ana.gov.br/sophia_web/acervo/detalhe/68803. Acesso em: 10 mar. 2023.
- AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS. (2021). **Relatório de Segurança de Barragens 2021**. Recuperado em 10 de março, 2023, de <https://www.snisb.gov.br/relatorio-anual-de-seguranca-de-barragem/2021/rsb-2021.pdf>
- AGNEW, D. C., LEE, W. H. K., KANAMORI, H., JENNINGS, P. C., & KISSLINGER, C. History of Seismology. In: **International Handbook of Earthquake and Engineering Seismology**, v. 81, n. A, p. 3-11, 2002.
- AIMAR, M., FOTI, S. Simplified Criteria to Select Ground Response Analysis Methods for Seismic Building Design: Equivalent Linear versus Nonlinear Approaches. **Bulletin of the Seismological Society of America**, v. 111, n. 4, p. 1940-1953, 2021.
- AIRES, Alexandre Duarte B. 167 p. 2006. **Estudo Tensão-Deformação da Barragem de Irapé**. Dissertação de Mestrado – Curso de Engenharia Civil com Ênfase em Geotecnia, Programa de Pós-Graduação do Núcleo de Geotecnia. Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto.
- AMIR-FARYAR, B.; AGGOUR, M. S.; MCCUEN, R. H. Universal model forms for predicting the shear modulus and material damping of soils. **Geomechanics and Geoengineering**, v. 17, n. 1, p. 60–71, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13028: Mineração — Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos contendo de sedimentos e reservação de água — Requisitos**. Rio de Janeiro: ABNT, 2018.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15421: Projeto de estruturas resistentes a sismo - Procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.
- ASSUMPÇÃO, M.; MARZA, V.; BARROS, L.; CHIMPLIGANOND, C.; SOARES, J. E.; CARVALHO, J.; CAIXETA, D.; AMORIM, A.; CABRAL, E. Reservoir induced seismicity in Brazil. **Pure Appl. Geophys.**, v. 159, p. 597-617, 2002.
- ASSUMPÇÃO, M. DE S., PIRCHINER, M., DOURADO, J. C., BARROS, L. V. Terremotos no Brasil: Preparando-se para eventos raros. **Boletim SBGf**, n. 96, p. 25-29, 2016.
- ASSUMPÇÃO, M.; FERREIRA, J.; BARROS, L.; BEZERRA, H.; FRANÇA, G. S.; BARBOSA, J. R.; MENEZES, E.; RIBOTTA, L. C.; PRICHINER, M.; NASCIMENTO, A. do; DOURADO, J. C. Intraplate seismicity in Brazil. In: TALWANI, P. (ed.). Intraplate earthquakes. São Paulo: **Cambridge University Press**, Cap. 3, p. 50-71. 2014.
- BARROS, José Maria de Camargo. **Módulo de cisalhamento dinâmico de solos tropicais**. 1997. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 1997.

BERROCAL J., ASSUMPCÃO, M., ANTEZANA, R., DIAS NETO, C. M. ORTEGA, R., FRANÇAIS H., VELOSO, J. A., Sismicidade do Brasil, Universidade de São Paulo, **IAG** – 1984.

BISHOP, A. W. The Use of the Slip Circle en the Stability Analysis of Slopes. **Geotechnique**, Vol 5, p 7-17, 1955

Boletim Sísmico Brasileiro. **Catálogo dos sismos ocorridos no Brasil**. Elaborado a partir de catálogos anteriores e mantido, desde 1982 pela USP, UFRN, UnB, IPT e UNESP, 2010.

BRITO-NEVES, B. B. de. Tectônica de placas, 50 anos: os adendos científicos e as teorias complementares. **Terrae Didatica**, Campinas, SP, v. 16, p. e020044, 2020.

BRITO, R. C. **Acelerogramas artificiais de sismos aplicados a edificações**. 2017. 77f. Dissertação (Mestrado) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 2017.

CASCONE, E., RAMPELLO, S. Decoupled seismic analysis of an earth dam. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, 23(5), 349–365, 2003.

CDA. **Dam Safety Guidelines**. Associação Canadense de Barragens, 2013.

CHAKRABORTY, D. CHOUDHURY, D. Pseudo-Static and Pseudo-Dynamic Stability Analysis of Tailings Dam Under Seismic Conditions. **Proceedings of the National Academy of Sciences**, India - Section A. 83. 63-71. 10.1007/s40010-013-0069-5, 2013).

CHUQUIMUNI, R. A. A. **Análise Numérica do Alçamento de Barragens de Terra**. 2005. 168f. Dissertação de mestrado, PUC-Rio. Rio de Janeiro. 2005.

COSTA, Cristiane de Souza. **Sismicidade em Pedra Preta-RN no período de 2013-2014**. 2016. 70f. Dissertação (Mestrado em Geodinâmica e Geofísica) - Centro de Ciências Exatas e da Terra, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2016.

CPRM (**Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais**), 2006. Mapa geológico do Estado do Rio Grande do Norte. Escala 1:500.000.

CRUZ, F. V. A. DE S., FARIA, L. G., MATARAZO, F. Y., REIS, C. J., SOUSA FILHO, M. J.; Estimativa do Pico de Aceleração Sísmica Para Barragens brasileiras, com extrapolação conforme Eurocode 8. In: **Anais da conferência brasileira sobre estabilidade de encostas**, Porto de Galinhas, 2022.

CRUZ, F. V. A. DE S., MATARAZO, F. Y., FARIA, L. G., BRETAS T., RIUL, M. (2021), Estimativa do Pico De Aceleração Sísmica (PGA) Para Barragens de Rejeito no Brasil. **Revista Brasileira De Engenharia De Barragens**, Comitê Brasileiro De Barragens, Ano VII, Vol. 11, P. 125 a 131, 2021.

DARENDELI, M. B. **Development of a new family of normalized modulus**. 2001. 394f. Tese de Doutorado. University of Texas at Austin, 2001.

DAS, B. M.; RAMANA, G. V. Principles of soil dynamics. **Stanford: cengage learning**, 2011.

DE CAMPOS, T. M. P. 1985. **Análise de Estabilidade: Métodos, Parâmetros e Pressões Neutras**, Departamento de Engenharia Civil, PUC/RJ, Rio de Janeiro.

DE MELLO, V.F.B. **A case history of a major construction period dam failure**. Amici et Alumni Em. Prof E de Beer, 1040 Bruxelas, Bélgica, p 63-78, 1982.

DEWEY, J. BYERLY, P. The early history of seismometry (to 1900). **Bulletin of the Seismological Society of America** 1969;; 59 (1): 183–227. doi: <https://doi.org/10.1785/BSSA0590010183>

DO NASCIMENTO, A.F., 1997. **Estudo da sismicidade induzida pelo reservatório da barragem do Assu (RN)**. Dissertação de mestrado, PPGG/UFRN, Brasil, 1997.

DO NASCIMENTO, A.F., Cowie, P.A., Lunn, R.J. & Pearce, R.G., 2004. Spatiotemporal evolution of induced seismicity at Açú reservoir, NE Brazil. **Geophysical Journal International**, v. 158, n. 3, pp: 1041-1052.

DUARTE, S. C. H. (2016). **Estudo comparativo de diferentes abordagens na análise sísmica de barragens de aterro**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil Especialização Geotecnia. Universidade Nova de Lisboa. Lisboa, 2016.

EL HARIRI, M., ABERCROMBIE, R.E., ROWE, C.A., DO NASCIMENTO, A.F. The role of fluids in triggering earthquakes: observations from reservoir-induced seismicity in Brazil. **Geophys. J. Int.** 181: 1566-1574, 2010.

ELETROBRAS (Brasil). **Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas**. Rio de Janeiro: Centrais Elétricas S.A., 2003.

ELIA, G.; AMOROSI, A.; CHAN, A.H.C.; KAVVADAS, M.J. Fully coupled dynamic analysis of an earth dam. **Géotechnique** 61:7, 549563, 2011.

FAJARDO, R. I. C. **Previsão numérica do comportamento dinâmico da barragem de Breapampa no Peru**. 2015. 152f. Dissertação (Mestrado) — Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

FALLAH, H.; NOFERESTI, H. Stability assessment of the Farrokhi earth embankment dam using the pseudo-static and deformation based methods, **International Journal of Mining and Geo-Engineering**. 2015.

FELLENIUS, W. Calculation of the Stability of Earth Dams. **Proceedings of the Second Congress of Large Dams**, Vol. 4, p 445-463, 1936.

FERNANDES, F., C., **Ensaio de coluna ressonante e de bender elements para medidas de módulos cisalhantes em caulim**. 2018. 165f. Dissertação (Mestrado em PEC - COPPE/UFRJ - Programa de Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.

FERREIRA, J. M., OLIVEIRA, R. T., ASSUMPCÃO, M. S. DE, MOREIRA, J. A. M., PEARCE, R. G., TAKEYA, M. K.. Correlation of seismicity and water level in the acu

reservoir - an example from Northeast Brazil. **Bulletin of the Seismological Society of America**, 85(5), 1483-1489, 1995.

FERREIRA, J. M., OLIVEIRA, T., TAKEYA, M. K., E ASSUMPCÃO, M. Superposition of local and regional stresses in northeast Brazil: evidence from focal mechanisms around the potiguar marginal basin. **Geophysical Journal International**, v. 134, n. 2, p 341-355, 1998.

FERREIRA, Joaquim Mendes. **Sismicidade e esforços no nordeste do Brasil**. 1997. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 1997.

FERREIRA, J.M., ASSUMPCÃO, M., 1983. Sismicidade do nordeste do Brasil. **Rev. Bras. Geofis.** V. 1, p. 67-88.

FERREIRA, L. R. ASSIS, A. P. Efeito Sísmico na Estabilidade de Barragens Geotécnicas. **Revista Científica de Pesquisa Aplicada à Engenharia**, v. 01, p. 41, 2017.

FERREIRA, P. A. R., FERREIRA, J. M., DO NASCIMENTO, A. F., BEZERRA, F. H. R., LIMA NETO, H. C., MENEZES, E. A. S. Seismicity Migration Induced by the Açú Reservoir, Northeast Brazil, and Implications for Fault Hydraulic Variability. **Bulletin of the Seismological Society of America**, 108(5B), 3107–3118, 2018.

FERREIRA, Pedro Augusto Rodrigues. **Estudo da sismicidade na barragem do Açú no período de 2012 a 2013**. 2016. 75f. Dissertação (Mestrado em Geodinâmica e Geofísica) - Centro de Ciências Exatas e da Terra, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2016.

FRANÇA, G. S. ASSUMPCÃO, M. NASCIMENTO P. F. RIBOTTA L. C. CHIMPLIGANOND C. N. VON HUELSEN M. G. Update of the Reservoir Triggered Seismicity of Brazil - 2008. In: 2009 AGU Fall Meeting, 2009, San Francisco. **Eos Trans. AGU**, 2009. v. 90. p. S23B-1742.

FREIRE, Lisyanne de Vasconcelos. **Modelagem do Fluxo da Barragem Eng. Armando Ribeiro Gonçalves (Açú/RN) e Análise da Eficácia de Dispositivos de Vedação em Fundação Permeável**. 2016. 73 p. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2016.

GUIMARÃES, Filipe Colen de Freitas. **Análise de desempenho de uma barragem de rejeito considerando interferências de detonações em uma mina a céu aberto**. 2020. 67 f. Dissertação (Mestrado Profissional em Engenharia Geotécnica) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2020.

GUTENBERG, B. C.F. RICHTER. Seismicity of the Earth. **Princeton University Press**, 1954.

H.B. SEED, IDRESS I.M., Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Analysis, **EERC Report No. 10- 70**, University of California, 1970

HARDIN, B. O.; DRNEVICH, V. P. Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves. **Journal of Soil Mechanics and Foundation Division**, v. 98, n. 7, p. 667–692, 1972.

HARDIN, B.O. The Nature of Stress-Strain Behaviour for Soils. Proceedings of Earthquake Engineering and Soil Dynamics, **ASCE**, Pasadena, 19-21 June 1978.

HERRERA LOAYZA, F. **Modelagem do comportamento pós-sismo de uma barragem de rejeito**. 2009. 220f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2009.

HOUSNER, G. W. Strong ground motion en Earthquake engineering, R. Wiegel, editor, Prentice Hall, **Englewood Cliffs**, New Jersey, 1970.

HYNES-GRIFFIN, M.E., FRANKLIN A.G. Rationalizing the Seismic Coefficient Method Final report, **Miscellaneous paper, GL-84-13**, Department of Army, U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS, July, 1984.

ISHIBASHI, I.; ZHANG, X.. Unified Dynamic Shear Moduli and Damping Ratios of Sand and Clay. **Soils and Foundations**, v. 33, n. 1, p. 182–191, 1993.

ISWANTO, E.R.; YEE, E.K. comparison of equivalent linear and non linear methods on ground response analysis: case study at west bangka site. **Jurnal Pengembangan Energi Nuklir**, 2016.

JANBU, N. (1954) Applications of Composite Slip Surfaces for Stability Analysis. In: Proceedins of European Conference on the Stability of Earth Slopes, Estocolmo, Vol. 3, p. 39-43.

JARDIM DE SÁ, E. F. **A Faixa Seridó (Província Borborema, nordeste do Brasil) e o seu significado geodinâmico na cadeia Brasileira/Panafricana**. Tese de Doutorado não publicada, Universidade de Brasília, Brasília, 1994.

JARITNGAM S, CHUCHOM S, LIMSAKUL C, JARITNGAM R. Slope stability analysis using neural networks. In: **The 6th mining, metallurgical and petroleum engineering conference on resources exploration and utilization for sustainable environment (REUSE)**; p. 24–6, 2001.

JIANG YS. Slope analysis using boundary elements. **Nova York: Springer-Verlag Berlin Heidelberg**. 180 p, 1989.

KAKLAMANOS, J., B. A. BRADLEY, E. M. THOMPSON, AND L. G. BAISE. Critical parameters affecting bias and variability in site-response analyses using KiK-net downhole array data, **Bull. Seismol. Soc. Am.** 103, 1733–1749, 2013.

KAKLAMANOS, J., L. G. BAISE, E. M. THOMPSON, AND L. DORFMANN. Comparison of 1D linear, equivalent-linear, and nonlinear site response models at six KiK-net validation sites, **Soil Dynam. Earthq. Eng.** 69, 207–219, 2015.

KONDNER, R. L. Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soils. **Journal of Soil Mechanics and Foundation Division**, [s. l.], v. 89, n. 1, p. 115–143, 1963.

KRAMER, S.L. Geotechnical Earthquake Engineering. Upper Saddle River, New Jersey: Prentice Hall, 1996.

LEAL, Felipe Carlos de Araújo. **Análise estática e sísmica de fundação de aerogerador em radier estaqueado**. 2021. 285f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2021.

LOPES, A.E.V.; NUNES, L.C. Intensidades sísmicas de terremotos: formulação de cenários sísmicos no Brasil. **Revista USP**, São Paulo-SP, p. 90 - 102, 01 dez. 2011.

LOWE, J. KARAFIATH, L. Stability of earth dams upon drawdown. Proceedings of the First Pan American Conference on Soil Mechanics & Foundation Engineering. **Mexican Society of Soil Mechanics**, Mexico D.F., pp 537-552. 1960.

MAKDISI, F. I.; SEED, H. B., Simplified procedure for evaluating embankment response, **J. Geotech. Engrg., ASCE**, 105, GT12, 1427-1434. 1979.

MARCUSON, W.F., FRANKLIN A.G. Seismic Design, Analisis and Remedial Measures to Improve the Stability of Existing Earth Dams - **Corps of Engineers Approach. Seismic Design of Embankments and Caverns**. T.R. Howard, Ed, New York: ASCE, 1983.

MATSUI T, SAN K. Finite element slope stability analysis by shear strength reduction technique. **Soils and Foundations**; 32:59–70, 1992.

MAYNE, P.W. RIX, G.J. Gmax-qc Relationships For Clays. **Geotechnical Testing. Journal**, GTJODJ, Vol.16 54-60, 1993.

MEJIA, I., E., O.; **Comportamento Dinâmico de Dutos Enterrados: Metodologia e Implementação Computacional**. 2008. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

MONTEIRO, G. de. 2007. **Análise Sísmica e Avaliação da Segurança Estrutural de Barragens Gravidade de Betão Compactado com Cilindro**. Tese de M.Sc., FEUP, Porto, Portugal, 2007.

MORAIS, Anderson Dantas de; **Caracterização geotécnica de sedimentos aluvionares do Rio Açu-RN**. 2017. 17 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2017.

MORALES, C., BARD, A. AND PALMA, C.. The impact of considering the vertical seismic coefficient kv on the pseudo-static slope stability analysis of downstream tailings sand dams. **Obras e Projectos** 25-33, 2022.

MORENO, Marcos George Magalhães. **Modelagem numérica com acoplamento hidromecânico da reconstrução, enchimento e comportamento da barragem de Açú/RN após o acidente no final de construção**. 2011. Tese (Doutorado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2011.

MORGENSTERN, N. R; PRICE, V. E. The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces. **Geotechnique**, Vol. 15, p. 79 – 93, 1965.

MOSTAFAEI, H., GILANI, S., GHAEMIAN, M. A Comparative Study between Pseudo-static and Dynamic Analyses on Rock Wedge Stability of an Arch Dam. **Civil Engineering Journal**, 2018.

NOBREGA, P. G. B., NOBREGA, S. H. S. Perigo sísmico no brasil e a responsabilidade da engenharia de estruturas. **Holos**, 4, 162–175, 2016.

NP EN 1998-1:2010. Eurocódigo 8 – Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos

OLIVEIRA, Desireé Alves de. **Análise do fluxo d'água na barragem Engenheiro Armando Ribeiro Gonçalves - Açú/RN**. 2014. 110f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2014.

PARISENTI, R. **Estudo de análise dinâmica e métodos da NBR 15421 para projeto de edifícios submetidos a sismos**. 2011. 214f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2011.

PETERSEN, M. D.; HARMSSEN, S. C.; JAISWAL, K. S.; RUKSTALES, K. S.; LUCO, N.; HALLER, K. M.; MUELLER, C. S.; SHUMWAY, A. M. Seismic Hazard. **Risk, and Design for South America**. v. 108, n. 2, p. 781–800, 2018.

PSARROPOULOS, P. N., TSOMPANAKIS, Y.. Stability of tailings dams under static and seismic loading. *Canadian Geotechnical Journal*, 45(5), 663–675, 2008.

ROCHA, B. GIACHETI, H. A determinação do módulo de Cisalhamento máximo (go) dos solos em furos de sondagens. **Revista Fundações & Obras Geotécnicas**. 6. 46 – 52, 2016.

ROCHA, Valdecir Osvaldo da. **Barragem Engenheiro Armando Ribeiro Gonçalves: Histórico e Avaliação do Comportamento Atual**. (2003). 240 p. Dissertação (Mestrado) - Curso de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Pós-graduação em Engenharia Sanitária, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2003.

SANTOS, J.A.; GOMES, R.C.; ANTÃO, A. Application of linear and elastoplastic models for the study of seismic local site effects. In: **8th National Congress on Geotechnics**, vol. 3, 1983-1994, LNEC, Lisboa, 2002.

SEED, H.B. Considerations in the earthquake resistant design of earth and rockfill dams”. Nineteenth Rankine Lecture. **Geotechnique** 29(3), pp. 215-263, 1979.

SEED, H.B., IDRISSE, I.M., 1970, Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses, **Earthquake Engineering Research Center, Report No. EERC 70-10**, University of California, Berkeley, California.

SEED, H.B., TOKIMATSU, K., HARDER, L.F., CHUNG, R.M., 1984, The Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations, **Report no. UCB/EERC-84/15**. Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, California.

SEQUENT Stability Modeling with GeoStudio. GeoStudio, Seequent Limited, The Bentley Subsurface Company. 2023.

SEEQUENT. **Dynamic Earthquake Modeling with GeoStudio**. GeoStudio, Seequent Limited, The Bentley Subsurface Company. 2022.

SEEQUENT. **Stress-Strain Modeling with GeoStudio**. GeoStudio, Seequent Limited, The Bentley Subsurface Company. 2022.

SHEARER, P. "Introduction to Seismology. **Cambridge University Press**, New York, 2009.

SINGH, R., ROY, D., DAS, D. A correlation for permanent earthquake-induced deformation of earth embankments. *Engineering Geology*, 90, 174–185, 2007.

SIVAKUMAR BABU, G. L.; SRIVASTAVA, A.; SAHANA, V. Analysis of stability of earthen dams in kachchh region, Gujarat, India. *Engineering Geology*, 94(3-4), 123–136. doi:10.1016/j.enggeo.2007.05.007, 2007.

SOARES, W. A. **Metodologia para avaliação do movimento sísmico padrão em locais de instalações nucleares**. 1983. 278f. Dissertação (Mestrado em Ciências e Técnicas Nucleares) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 1983.

SOTO MOROTE, C. H. **Estabilidade e Deformação de Taludes de Solo sob Carregamento Sísmico**. 2006. 136f. Dissertação (Mestrado) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

SOUZA, Andrielle Nascimento de. **Análise do comportamento da barragem engenheiro Armando Ribeiro Gonçalves - Açú/RN - durante sua construção, primeiro enchimento e operação do reservatório**. 2017. 322f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2017.

SPENCER, E. A Method of Analysis of Embankments Assuming Parallel InterSlice Forces. *Geotechnique*, Vol. 17 (1), p. 11-26, 1967.

STEWART, J. P., A. O. L. KWOK, Y. M. A. HASHASH, N. MATASOVIC, R. PYKE, Z. WANG, AND Z. YANG. Benchmarking of nonlinear seismic ground response analysis procedures, **PEER Report 2008/04**, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California, 2008.

SUAREZ, J. **Deslizamientos-análisis geotécnico**. Colombia, 2009.

TEIXEIRA, W.; TOLEDO, C.; FAIRCHILD, T.; TAIOLI, F. **Decifrando a Terra**. São Paulo: Oficina de Textos, 2003.

TELESCA, L., DO NASCIMENTO, A.F., BEZERRA, F.H.R., FERREIRA, J.M. Analyzing the temporal fluctuations of the reservoir-triggered seismicity observed at Açú (Brazil). In: **Nat. Hazards Earth Syst. Sci.** 12: 805-811, 2012.

UBILLÚS, T. V. B.; ROMANEL, C.; CASCÃO, M. Metodologia para análise de ameaça sísmica em geoestruturas. In: **XXXIV Iberian Latin-american congress on computational methods in engineering**, 2013, Pirenópolis, GO, Brazil.

USBR. **Design of Small Dams**. Washington, D.C.: United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation, 1973

VASCONCELOS, A. Risco sísmico no Brasil e seu impacto sobre grandes obras. **Jornal do Instituto de Engenharia**, Instituto de Engenharia. São Paulo, v. 58, p. 7, abr. 2010.

VILHETE, Didoney Fernandes. **Retroanálise da ruptura do talude de montante da Barragem do Açú no final do período construtivo**. 2017. 110f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2017.

VILLALOBOS, Miguel. **Modelagem numérica da resposta sísmica de depósitos de solo mole**. 2019. 143f. Dissertação de mestrado – PUC RIO. 10.17771/PUCRio.acad.45412. Rio de Janeiro, 2019.