



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

WINDSON BEZERRA DE AGUIAR

**UMA METODOLOGIA PROGRESSIVA PARA A ANÁLISE DE TENSÕES
PRODUZIDAS POR SISMOS EM BARRAGENS DE CONCRETO: aplicação a barragem
de Jucazinho**

Recife

2022

WINDSON BEZERRA DE AGUIAR

**UMA METODOLOGIA PROGRESSIVA PARA A ANÁLISE DE TENSÕES
PRODUZIDAS POR SISMOS EM BARRAGENS DE CONCRETO: aplicação a barragem
de Jucazinho**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de concentração: Estruturas.

Orientador: Prof. Dr. Paulo Marcelo Vieira Ribeiro.

Recife

2022

Catálogo na fonte:
Bibliotecária Sandra Maria Neri Santiago, CRB-4 / 1267

A283m Aguiar, Windson Bezerra de.
Uma metodologia progressiva para a análise de tensões produzidas por sismos em barragens de concreto: aplicação a barragem de Jucazinho / Windson Bezerra de Aguiar. – 2022.
136 f.: il., fig., tabs.

Orientador: Prof. Dr. Paulo Marcelo Vieira Ribeiro.
Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Recife, 2022.
Inclui referências e apêndices.

1. Engenharia civil. 2. Barragens. 3. Análise não linear. 4. Análise de tensões. 5. Dinâmica estrutural. 6. Sismos. 7. Elementos finitos. I. Ribeiro, Paulo Marcelo Vieira (Orientador). II. Título.

UFPE

624 CDD (22. ed.) BCTG/2022-383

WINDSON BEZERRA DE AGUIAR

**UMA METODOLOGIA PROGRESSIVA PARA A ANÁLISE DE TENSÕES
PRODUZIDAS POR SISMOS EM BARRAGENS DE CONCRETO: aplicação a barragem
de Jucazinho**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, Centro de Tecnologia e Geociências, como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Estruturas.

Aprovada em 26/08/2022.

BANCA EXAMINADORA

participação por videoconferência
Prof. Dr. Renato de Siqueira Motta (examinador interno)
Universidade Federal de Pernambuco

participação por videoconferência
Prof. Dr. Marcus Vinícius Girão de Moraes (examinador externo)
Universidade de Brasília

participação por videoconferência
Prof. Dr. Romilde Almeida de Oliveira (examinador interno)
Universidade Federal de Pernambuco

AGRADECIMENTOS

Agradeço inicialmente a Deus, grande arquiteto do meu caminho.

Agradeço aos meus pais, Sange e Wellington, pelo amor genuíno, pelos incentivos aos estudos e pela educação de berço que tento levar para o resto da minha vida.

À minha irmã, Samile, por ser meu exemplo de calma e perseverança, demonstrando que o trabalho árduo possui recompensa a altura.

À minha noiva, Karoline, por ser o meu suporte, minha alegria, minha companhia nos momentos felizes, minha conselheira nos momentos difíceis e, acima de tudo, meu exemplo de dedicação e comprometimento. Você é a prova de que o trabalho com paixão é o caminho do sucesso.

Aos meus colegas de trabalho, cúmplices das risadas e edificadores da minha experiência profissional.

Aos meus colegas de mestrado, por terem vivido e compartilhado comigo as dificuldades dessa etapa.

Agradeço ao meu orientador, Professor Paulo Marcelo, por toda a ajuda, pelos ensinamentos, conselhos e companhia durante esses anos.

RESUMO

No Brasil, não é comum observar os efeitos de terremotos relevantes, devido à formação geológica do país, que está inteiramente contida na placa sul-americana. No entanto, a ocorrência de eventos de pequena amplitude, causados pela sismicidade intraplaca, é bastante comum. Os métodos tradicionais de projeto aplicados à maioria das barragens brasileiras desconsideram esses efeitos ou se baseiam em procedimentos desatualizados, como o método do coeficiente sísmico. Este trabalho apresenta um estudo de tensões através de uma metodologia progressiva para a barragem de Jucazinho, localizada no estado de Pernambuco, Brasil, que está atualmente em reparo e reabilitação estrutural. Quatro diferentes níveis de análises são empregados. O primeiro nível refere-se à uma análise pseudo-estática, através da aplicação da carga sísmica através do método do coeficiente sísmico, na qual a barragem se comporta como um corpo rígido e não são consideradas interação entre barragem, reservatório e fundação. Em seguida, é estudada uma análise pseudo-dinâmica, que verifica a resposta espectral do sismo em uma barragem, considerando a elasticidade da estrutura. Após isso, uma nova análise é realizada, porém verificando as tensões ao aplicar a carga sísmica como uma aceleração horizontal variando no domínio do tempo, caracterizando uma análise dinâmica linear, onde a barragem, a fundação e o reservatório são modelados através do Método dos Elementos Finitos, considerando a interação dos subsistemas envolvidos. Por fim, uma última análise é considerada, na qual possui o modelo semelhante ao nível anterior, porém agora considerando a não linearidade física do material que compõe a estrutura. Ao longo dos estudos, é possível verificar a diferença no comportamento na barragem ao se considerar inicialmente um efeito conservador, ampliando a análise para um modelo mais sofisticado e mais complexo.

Palavras-chave: barragens; análise não linear; análise de tensões; dinâmica estrutural; sismos; elementos finitos.

ABSTRACT

In Brazil, it is not common to observe the effects of relevant earthquakes, due to the geological formation of the country, which is completely contained in the South American plate. However, the occurrence of small amplitude events, caused by intraplate seismicity, is quite common. The traditional design methods linked to most Brazilian dams ignore these effects or are based on outdated procedures, such as the seismic coefficient method. This work presents a stress study through a progressive methodology for the Jucazinho dam, located in the state of Pernambuco, Brazil, which is currently undergoing structural repair and rehabilitation. Four different levels of analysis are employed. The first level refers to a pseudo-static analysis, through the application of the seismic load through the seismic coefficient method, in which the dam behaves like a rigid body and it is not considered the interactions between dam, reservoir and foundation. Then, a pseudo-dynamic analysis is studied, which checks the spectral response of the earthquake in the dam, considering the elasticity of the structure. After that, a new analysis is performed, but verifying the level of stresses when applying a seismic load as a time series horizontal acceleration. The dam, foundation and the reservoir are modeled using the Finite Element Method, considering an interaction between subsystems. Finally, a last analysis is considered, which has a model similar to the previous one, but now considering the material nonlinearity. Throughout the studies, it is possible to verify the difference of the analysis in the dam when considering a conservative effect, expanding the analysis to a more sophisticated and more complex model.

Keywords: dams; nonlinear analysis; stresses analysis; structural dynamics; earthquake; finite elements.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Esquema de modelagem do nível 1.	19
Figura 2 – Esquema de modelagem do nível 2.	20
Figura 3 – Esquema de modelagem do nível 3.	21
Figura 4 – Esquema de modelagem do nível 4.	22
Figura 5 – Imagens atuais da barragem em maio de 2021, vista frontal.	26
Figura 6 – Imagens atuais da barragem em maio de 2021, vista superior lateral.	26
Figura 7 – Barragem de Jucazinho em maio de 2021, vista frontal.	27
Figura 8 – Barragem de Jucazinho em maio de 2021, vista à montante.	27
Figura 9 – Seção crítica da barragem	28
Figura 10 – Históricos de relatos sísmicos no Brasil desde 1720.	30
Figura 11 – Mapa de Zoneamento Sísmico no Brasil.	31
Figura 12 – Mapa de Zoneamento Sísmico atualizado preliminar, segundo Assumpção (2006).	32
Figura 13 – Elemento infinitesimal para determinar equação da elasticidade bidimensional.	35
Figura 14 – Numeração das condições de contorno do sistema acoplado.	40
Figura 15 – Ilustração dos parâmetros da curva de tensão vs. deformação para compressão e tensão vs. abertura de fissuras para tração uniaxial.	45
Figura 16 – Comparação entre os modelos utilizados para traçar a curva tensão vs. abertura de fissuras para tração uniaxial.	46
Figura 17 – Curvas teóricas de compressão e tração uniaxial.	47
Figura 18 – Ilustração da aplicação de cargas do nível 1: Pseudo-Estático.	49
Figura 19 – Determinação do coeficiente R_1 para cálculo do período do T_C	50
Figura 20 – Determinação do coeficiente R_2 para cálculo da pressão hidrodinâmica.	51
Figura 21 – Ilustração do carregamento aplicado na barragem utilizando o método Pseudo-Dinâmico, considerando o reservatório cheio.	53
Figura 22 – Comparação ilustrativa entre os métodos implícito e explícito.	58
Figura 23 – Representação das deformações elásticas, plásticas e inelásticas considerando o parâmetro de dano para a compressão uniaxial.	59
Figura 24 – Função potencial plástica linear e hiperbólica de Drucker-Prager (Teoria da Mecânica do Dano Contínuo).	61
Figura 25 – Superfície de escoamento no plano de tensões desviadoras, correspondente a cada valor de K	61
Figura 26 – Resumo das dimensões dos subsistemas utilizados.	64
Figura 27 – Sequência de comandos para criação do <i>Tie Constraint</i>	65
Figura 28 – Escolhendo as superfícies de contato que devem ser "unidas".	66
Figura 29 – Inserindo a condição de pressão nula na superfície superior do reservatório.	67
Figura 30 – Inserindo a condição de Sommerfeld para a região distante do reservatório.	68

Figura 31 – Escolhendo a opção de não reflexão das ondas do reservatório.	68
Figura 32 – Diferença entre visualização dos resultados através de determinados espectros de cores. Tensões em Pa.	69
Figura 33 – Modelagem e tipos de elementos dos subsistemas,	70
Figura 34 – Fluxograma de utilização do SeismoMatch (2020)	72
Figura 35 – Acelerograma do Sismo Real - ChiChi.	73
Figura 36 – Formato do gráfico de espectro alvo de um sismo.	74
Figura 37 – Comparação entre os Espectros Resposta dos sismos modificados e seus respectivos Espectros Alvo.	75
Figura 38 – Comparação entre os acelerogramas dos sismos sintéticos (modificados) e do sismo real.	76
Figura 39 – Geometria utilizada para modelagem da barragem no nível 1.	77
Figura 40 – Resumo dos carregamentos aplicados na barragem no nível 1.	78
Figura 41 – Localização dos pontos para teste de convergência e seus respectivos resultados.	80
Figura 42 – Resultado da aplicação dos carregamentos e condições de contorno na barragem do nível 1.	81
Figura 43 – Determinação da resposta espectral no período fundamental de vibração para ambos os sismo.	83
Figura 44 – Resumo dos carregamentos aplicados na barragem no nível 2.	85
Figura 45 – Resultados de Tensão Máxima Principal (referente aos esforços de tração na barragem) para os níveis 1 e 2.	86
Figura 46 – Resultados de Tensão Mínima Principal (referente aos esforços de compressão na barragem) para os níveis 1 e 2.	87
Figura 47 – Comparação entre os níveis 1 e 2 para um corte intermediário na barragem, utilizando o Sismo 1.	88
Figura 48 – Comparação entre os níveis 1 e 2 para um corte intermediário na barragem, utilizando o Sismo 2.	88
Figura 49 – Resultado das tensões em um nível intermediário entre o <i>CADAM</i> e o <i>ABAQUS</i> para o método Pseudo-Estático e Pseudo-Dinâmico.	90
Figura 50 – Resultado das tensões principais no barramento à montante entre o <i>CADAM</i> e o <i>ABAQUS</i> para o método Pseudo-Estático e Pseudo-Dinâmico.	91
Figura 51 – Nomenclatura e características dos modelos estudados na análise dinâmica.	93
Figura 52 – Dimensões dos subsistemas utilizados para modelagem do nível 3.	94
Figura 53 – Frequências naturais de vibração para os subsistemas utilizados no nível 3.	95
Figura 54 – Carregamento aplicado no modelo de análise dinâmica linear.	96
Figura 55 – Malha final para os subsistemas utilizados nas análises dinâmicas.	99
Figura 56 – Inserção dos parâmetros do comportamento não linear à tração no <i>ABAQUS</i>	101
Figura 57 – Malha final para a modelagem realizada no nível 4.	102

Figura 58 – Análise das tensões máximas e mínimas para os subsistemas da análise dinâmica linear - Sismo 1.	103
Figura 59 – Análise das tensões máximas e mínimas para os subsistemas da análise dinâmica linear - Sismo 2.	104
Figura 60 – Análise das tensões máximas e mínimas em um corte intermediário para a análise dinâmica - Sismo 1.	104
Figura 61 – Análise das tensões máximas e mínimas em um corte intermediário para a análise dinâmica - Sismo 2.	105
Figura 62 – Comparação entre os deslocamentos relativo da crista para BR1 e BRF3. . .	106
Figura 63 – Comparação entre os deslocamentos relativo da crista para BR1, BRF2 e BRF3.	107
Figura 64 – Comparação entre os deslocamentos relativo do topo para o sistema BR1 linear e BR1 não linear - Sismo 1.	108
Figura 65 – Comparação entre os deslocamentos relativo do topo para o sistema BR1 linear e BR1 não linear - Sismo 2.	109
Figura 66 – Comparação entre as tensões em um nível intermediário da barragem para o sistema BR1 Linear e BR1 Não Linear - Sismo 1.	110
Figura 67 – Comparação entre as tensões em um nível intermediário da barragem para o sistema BR1 Linear e BR1 Não Linear - Sismo 2.	111
Figura 68 – Análise do parâmetro de dano no tempo antes da ruptura ($t = 29, 20s$), no momento da ruptura ($t = 29, 22s$) e ao final do movimento sísmico ($t = 52, 78s$) para o Sismo 1.	112
Figura 69 – Análise do parâmetro de dano no tempo antes da ruptura ($t = 29, 20s$), no momento da ruptura ($t = 29, 22s$) e ao final do movimento sísmico ($t = 52, 78s$) para o Sismo 2.	112
Figura 70 – Análise das tensões máximas e mínimas entre todos os níveis - Sismo 1 (barragem em escala de cores).	116
Figura 71 – Análise das tensões máximas e mínimas entre todos os níveis - Sismo 2 (barragem em escala de cores).	117
Figura 72 – Análise das tensões máximas e mínimas entre todos os níveis - Sismo 1 (avanço das tensões no ponto máximo).	117
Figura 73 – Análise das tensões máximas e mínimas entre todos os níveis - Sismo 2 (avanço das tensões no ponto máximo).	118
Figura 74 – Resistência à compressão dos corpos de prova. Parte 1.	124
Figura 75 – Resistência à compressão dos corpos de prova. Parte 2.	125
Figura 76 – Interface inicial do <i>software SeismoMatch</i>	126
Figura 77 – Selecionando o sismo real a ser adaptado.	127
Figura 78 – Escolha do espectro alvo a ser alcançado pelo sismo modificado.	128
Figura 79 – Escolha do espectro alvo a ser alcançado pelo sismo modificado.	128

Figura 80 – Comparação entre os gráficos modificados e reais: aceleração, velocidade e deslocamento.	129
Figura 81 – Comparação entre os espectros: real, alvo e final.	130
Figura 82 – Interface do <i>CADAM</i> após inserida a geometria da barragem.	131
Figura 83 – Informações da geometria da barragem.	132
Figura 84 – Informações do concreto do tipo CCR.	132
Figura 85 – Inclusão de cortes intermediários.	133
Figura 86 – Configuração do carregamento estático.	133
Figura 87 – Configuração da galeria de drenagem.	134
Figura 88 – Configuração dos parâmetros para a análise pseudo-estática.	134
Figura 89 – Configuração dos parâmetros para a análise pseudo-dinâmica.	135
Figura 90 – Configuração as combinações de carregamento.	136
Figura 91 – Resultado das análises no <i>CADAM</i>	136

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Categorias Sísmicas segundo a NBR 15421 (2006), com comparação dos níveis de análises sísmicas adotadas neste trabalho.	33
Tabela 2 – Parâmetros de entrada no <i>ABAQUS</i> para os modelos de análise linear da barragem (concreto).	43
Tabela 3 – Parâmetros de entrada no <i>ABAQUS</i> para os modelos de análise linear do reservatório (água).	44
Tabela 4 – Resumo de parâmetros necessários para curva de tensão e deformação do concreto.	45
Tabela 5 – Período fundamental de vibração da barragem utilizando o método Pseudo-Dinâmico	50
Tabela 6 – Comparações principais entre os métodos implícito e explícito.	58
Tabela 7 – Parâmetros de plasticidade adotados no nível 4.	62
Tabela 8 – Propriedade dos materiais utilizados no nível 1.	79
Tabela 9 – Resultados da convergência de malha para três pontos na barragem, utilizando as tensões nos planos "x"(S11) e "y"(S22).	80
Tabela 10 – Resumo do carregamento sísmico equivalente a ser aplicado na barragem. .	84
Tabela 11 – Resultado das frequências naturais de vibração considerando interações entre os subsistemas.	97
Tabela 12 – Comparação da frequência natural de vibração entre Chopra e <i>ABAQUS</i> . . .	97
Tabela 13 – Resultado dos coeficientes α e β para cada tipo de interação de subsistema. .	97
Tabela 14 – Propriedades dos materiais: barragem.	97
Tabela 15 – Propriedades dos materiais: fundação.	98
Tabela 16 – Propriedades dos materiais: reservatório.	98
Tabela 17 – Parâmetros do comportamento à compressão não linear e parâmetro de dano. 100	
Tabela 18 – Parâmetros do comportamento à tração não linear e parâmetro de dano. . . .	102

LISTA DE SÍMBOLOS

α	Fator de proporcionalidade da matriz de massa para cálculo do amortecimento de Rayleigh
β	Fator de proporcionalidade da matriz de rigidez para cálculo do amortecimento de Rayleigh
\ddot{p}	Vetor da segunda derivada da pressão do fluido
\ddot{u}	Vetor aceleração nodal da estrutura
$\frac{E_f}{E_b}$	Razão entre o módulo de elasticidade da fundação e o módulo de elasticidade da barragem
\dot{p}	Vetor da primeira derivada da pressão do fluido
\dot{u}	Vetor velocidade nodal da estrutura
ϵ	Deformação específica
ϵ_{c1}	Deformação do concreto na tensão de pico para compressão
ϵ_{cu}	Deformação última do concreto para compressão
ϵ_c^{el}	Deformação elástica à compressão
ϵ_c^{in}	Deformação inelástica à compressão
ϵ_c^{pl}	Deformação plástica à compressão
ϵ_{ex}	Excentricidade (Parâmetro CDP)
ν	Coefficiente de Poisson referente ao concreto
ω	Frequência natural de vibração
ϕ	Deformada universal da barragem definida por Chopra
ψ	Ângulo de dilatação do concreto (Parâmetro CDP)
ρ	Peso específico do concreto
ρ_f	Densidade do fluido
σ_{cm}	Tensão de ruptura à compressão
σ_{ctm}	Tensão de ruptura à tração
σ_x	Tensão normal na direção x
σ_y	Tensão normal na direção y

τ_{xy}	Tensão cisalhante no plano xy
\vec{V}	Vetor velocidade do fluido
ξ	Amortecimento crítico da estrutura
a_g	Aceleração sísmica
B	Módulo volumétrico da água
c	Velocidade do som
C_e	Matriz de amortecimento da estrutura
C_f	Matriz de amortecimento do fluido
d_c	Parâmetro de dano à compressão de acordo com o método CDP
d_t	Parâmetro de dano à tração de acordo com o método CDP
dx	Deslocamento infinitesimal na direção x
dy	Deslocamento infinitesimal na direção y
E	Módulo de elasticidade do concreto
f_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto
f_{cm}	Resistência média à compressão do concreto
f_x	Forças externas na direção x
f_y	Forças externas na direção y
g	Aceleração da gravidade
G_F	Energia de fratura relativa à tração para o concreto
H_B	Altura total da barragem
H_R	Altura do reservatório da barragem
K_e	Matriz de rigidez da estrutura
K_f	Matriz de rigidez do fluido
M_e	Matriz de massa da estrutura
M_f	Matriz de massa do fluido
p	Pressão hidrodinâmica do fluido

$P(y)$	Pressão hidrostática da água ao longo da altura
$P_h(y)$	Pressão hidrodinâmica definida por Chopra ao longo da altura da barragem
P_w	Pressão hidrodinâmica de Westergaard
q	Coefficiente de admitância
R_1	Coefficiente do método pseudo-dinâmico para cálculo do período de vibração do barragem com e sem reservatório
R_2	Coefficiente para cálculo da pressão hidrodinâmica definida por Chopra
$S_a(T_C)$	Espectro resposta do sismo correspondente ao período de vibração da barragem com reservatório
s_d	Desvio padrão de uma amostra
t	Tempo de duração do efeito sísmico
T_C	Período fundamental da barragem com o reservatório
T_S	Período fundamental da barragem sem o reservatório
w	Abertura de fissuras
w	Frequência natural de vibração
w_c	Abertura de fissuras quando a tensão é nula
u	Vetor deslocamento nodal da estrutura

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	18
1.1	Motivação	18
1.2	Problemática	18
1.3	Objetivos	18
1.4	Metodologia	19
1.5	Abrangência e Limitações	22
1.6	Escopo da dissertação	23
2	CONTEXTO DA PESQUISA	25
2.1	Barragem de Jucazinho	25
2.2	Seções Críticas	27
2.3	Histórico da Barragem	28
2.4	Considerações de efeitos sísmicos	28
2.4.1	Um breve histórico de sismos no Brasil	29
2.4.2	Parâmetro de análise dos sismos em estruturas	30
3	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	34
3.1	Método dos Elementos Finitos	34
3.1.1	Formulação Teórica do MEF	34
3.1.2	Equação governante para a Barragem e Fundação	34
3.1.3	Equação governante para o Reservatório	35
3.1.4	Solução do problema desacoplado	37
3.1.5	Solução do problema acoplado	38
3.1.6	Condições de Contorno	39
3.1.7	Definição dos elementos utilizados em cada subsistema	41
3.2	Propriedade dos materiais	42
3.2.1	Propriedades Gerais	42
3.2.2	Parâmetros para a análise não linear	44
4	ASPECTOS TEÓRICOS DOS NÍVEIS DE ANÁLISE	48
4.1	Nível 1: Análise Pseudo-Estática	48
4.2	Nível 2: Análise Pseudo-Dinâmica	49
4.3	Nível 3: Análise Dinâmica Linear	53
4.3.1	Propriedades dinâmicas: considerando o amortecimento da estrutura	54
4.3.2	Modelo de fundação de massa nula	55
4.4	Nível 4: Análise Dinâmica Não-Linear	55
4.4.1	Método de cálculo para dinâmica não linear: <i>ABAQUS</i> Implícito e Explícito	56
4.4.2	Procedimento teórico do método <i>Concrete Damaged Plasticity</i> (CDP).	58
5	ASPECTOS PRÁTICOS DA MODELAGEM COMPUTACIONAL	63
5.1	Tamanho do reservatório e da fundação	63

5.2	Modelagem da fundação de massa nula	64
5.3	Condições de contorno do problema dinâmico no <i>ABAQUS</i>	64
5.4	Apresentação dos resultados e paleta de cores utilizada	69
5.5	Subsistemas envolvidos	70
6	GERAÇÃO DO SISMO ARTIFICIAL	71
6.1	Definição do Espectro Alvo	73
6.2	Definição do Espectro Resposta	74
6.3	Resultados dos sismos modificados	75
7	ANÁLISES PSEUDO-ESTÁTICA E PSEUDO-DINÂMICA	77
7.1	Análise Pseudo-Estática - Nível 1	77
7.1.1	Definição do problema	77
7.1.2	Cargas atuantes	78
7.1.3	Parâmetros da simulação e propriedade dos materiais	79
7.1.4	Malha utilizada e estudo de convergência	79
7.2	Análise Pseudo-Dinâmica - Nível 2	81
7.2.1	Definição do problema	81
7.2.2	Cargas atuantes	81
7.2.3	Parâmetros da simulação e propriedade dos materiais	85
7.2.4	Malha utilizada e estudo de convergência	85
8	RESULTADOS E DISCUSSÕES: NÍVEIS 1 E 2	86
8.1	Discussões e comparações	86
8.2	Validação dos níveis 1 e 2 utilizando o CADAM	89
9	ANÁLISES DINÂMICA LINEAR E DINÂMICA NÃO-LINEAR	92
9.1	Análise Dinâmica Linear - Nível 3	92
9.1.1	Definição do problema	92
9.1.2	Cálculo dos modos de vibração	94
9.1.3	Cargas atuantes	95
9.1.4	Parâmetros de simulação e propriedade dos materiais	96
9.1.5	Malha utilizada	98
9.2	Análise Dinâmica não linear - Nível 4	99
9.2.1	Definição do problema	99
9.2.2	Cargas atuantes	99
9.2.3	Parâmetros de simulação e propriedade dos materiais	100
9.2.4	Malha utilizada	102
10	RESULTADOS E DISCUSSÕES: NÍVEIS 3 E 4	103
10.1	Resultados do Nível 3	103
10.2	Resultados do Nível 4	107
11	CONCLUSÕES	114
12	CONSIDERAÇÕES FINAIS	119

REFERÊNCIAS	120
APÊNDICE A – DADOS DOS CORPOS DE PROVA FORNECIDOS PELA EMPRESA GEOTECHNIQUE	124
APÊNDICE B – ELABORAÇÃO DO SISMO ARTIFICIAL A PARTIR DO PROGRAMA <i>SEISMOMATCH</i>	126
APÊNDICE C – PARÂMETROS DE ENTRADA E CONFIGURAÇÃO DO MODELO DE BARRAGEM NO <i>CADAM</i>	131

1 INTRODUÇÃO

O Brasil possui no total cerca de 22.000 barragens ativas em todo o país. Sua grande maioria possui data de conclusão da construção em meados dos anos 90 e 80, conforme o Relatório de Segurança de Barragens de 2020 da ANA (2021).

Ao longo dos anos, diversos métodos de análise de tensões, avaliação de segurança da barragem e avaliação de coeficientes de segurança avançaram para um nível mais pormenorizado e aprimorado, como é o caso de análises não-lineares do material utilizado na barragem, a inclusão de efeitos dinâmicos na estrutura, interações entre barragem-reservatório e barragem-fundação, dentre outros. Os efeitos sísmicos também podem ser citados como uma análise atual, se considerarmos seu comportamento dinâmico através do monitoramento ao longo do tempo e as tensões provocadas na barragem durante seu acontecimento.

1.1 Motivação

Diante dessas considerações, este trabalho possui como motivação realizar um estudo de análises de tensões em barragens de concreto utilizando conceitos modernos e atualizados. Além disso, a análise sísmica também é considerada sob diversos níveis de análises, configurando-se assim em uma metodologia progressiva, avaliando o comportamento da barragem através de métodos simplificados, como uma análise linear sem a consideração de efeitos sísmicos dinâmicos, passando por um estudo de tensões através dos métodos pseudo-estático e pseudo-dinâmico, até uma análise mais complexa, considerando a resposta dinâmica do efeito sísmico, incluindo o aspecto não-linear do material e interação entre os subsistemas da barragem.

1.2 Problemática

A barragem de Jucazinho possui data de conclusão da construção entre 1996 e 1998 e é uma das principais obras de combate à seca do Nordeste do Brasil. Atualmente, a barragem encontra-se classificada como Categoria de Risco (CRI): alto, e Dano Potencial Associado (DPA): alto, segundo a ANA (2021). Isto é, possui um alto risco de perdas de vidas humanas e impactos econômicos, sociais e ambientais decorrentes de uma eventual ruptura.

Por conta dos problemas estruturais encontrados, alguns pesquisadores têm sido atraídos até a barragem de Jucazinho, com o objetivo estudar as causas e efeitos destas patologias, trabalhando em soluções que melhorem a operação da barragem.

1.3 Objetivos

O objetivo desta pesquisa é estudar o comportamento de tensões na barragem de Jucazinho desde as modelagens mais conservadoras, até as mais complexas, além de verificar

como seriam as tensões na barragem provocadas por efeitos sísmicos, uma vez que seu projeto original não foi elaborado considerando tais esforços.

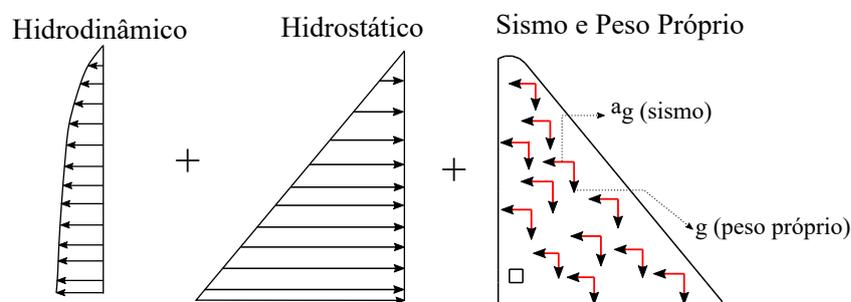
1.4 Metodologia

De forma introdutória, durante as análises progressivas, os seguintes níveis são considerados:

1. Nível 1: uma análise Pseudo-Estática.

Neste nível, a barragem é considerada como um corpo rígido, ou seja, a elasticidade da estrutura não é considerada. O reservatório provoca um carregamento triangular à montante da barragem, referente à pressão hidrostática da água. Além disso, a carga hidrodinâmica é aplicada na mesma região e é utilizado o conceito de adição de massa simplificado de Westergaard (1933). O efeito sísmico é aplicado através do Método do Coeficiente Sísmico, através da aplicação de um carregamento constante por peso na barragem, de intensidade igual à aceleração de pico do solo durante um terremoto, definido pelo *Peak Ground Acceleration* (PGA). configurando-se como uma análise Pseudo-Estática. Toda a estrutura é modelada através dos Métodos dos Elementos Finitos, com a fundação completamente rígida. A Figura 1 apresenta um esquema do problema a ser solucionado:

Figura 1 – Esquema de modelagem do nível 1.

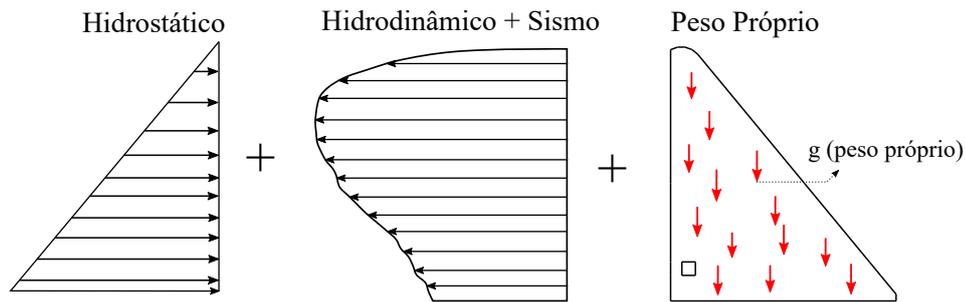


Fonte: O autor (2022).

2. Nível 2: uma análise Pseudo-Dinâmica.

Nesta etapa, o efeito de elasticidade da barragem já é considerado. O efeito sísmico é aplicado através do Método do Espectro Resposta, na qual a aceleração de pico do solo, ou *Peak Ground Acceleration* (PGA) provoca uma ação inercial na barragem que é calculada a partir de um espectro resposta. Toda a estrutura é modelada através dos Métodos dos Elementos Finitos, com a fundação completamente rígida. A carga aplicada à montante da barragem surge a partir de uma expressão definida por Chopra (1978), na qual considera os efeitos da reação reservatório juntamente com os efeitos sísmicos. A Figura 2 apresenta um resumo do problema:

Figura 2 – Esquema de modelagem do nível 2.



Fonte: O autor (2022).

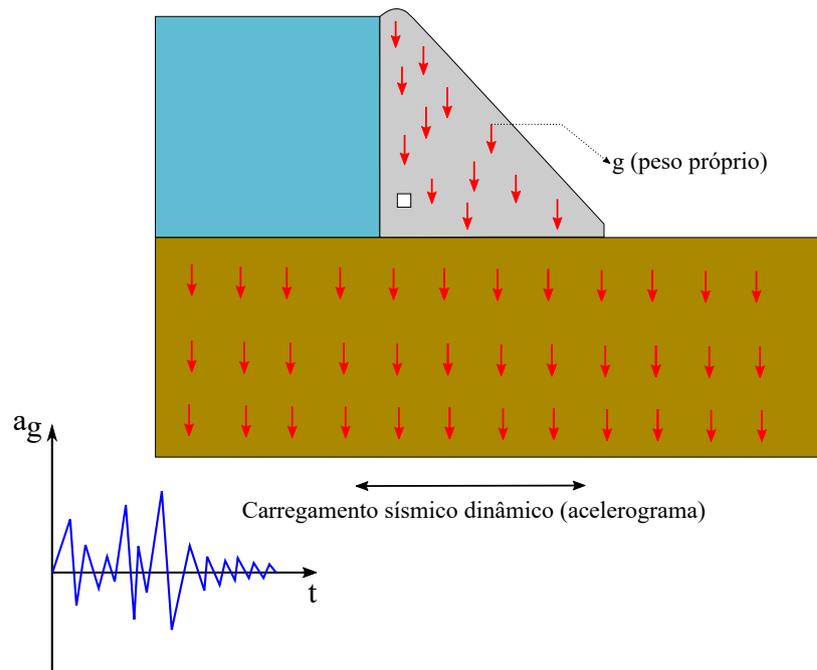
3. Nível 3: uma análise Dinâmica Linear.

Em seguida, a análise dinâmica é empregada para estudar o comportamento da barragem através de um efeito sísmico de caráter oscilatório ao longo do tempo. É possível, portanto, analisar o comportamento de tensões na barragem em uma linha do tempo durante um terremoto, observando detalhadamente os aspectos estruturais do maciço da barragem enquanto durar o efeito dinâmico.

Diversos casos são considerados com o intuito de estudar como a barragem se comporta através da inclusão de interações entre os subsistemas: barragem, reservatório e fundação. Também é possível verificar se há impactos relevantes ao considerar diferentes locais de aplicação do sismo.

Para isso, são consideradas várias combinações de subsistemas e é verificado, para cada uma delas, o comportamento de tensões em um momento de pico do sismo. Toda a estrutura é modelada através dos Métodos dos Elementos Finitos, inclusive a fundação e o reservatório. As condições de contorno entre os diversos subsistemas envolvidos serão discutidas separadamente. A Figura 3 apresenta um resumo do problema:

Figura 3 – Esquema de modelagem do nível 3.



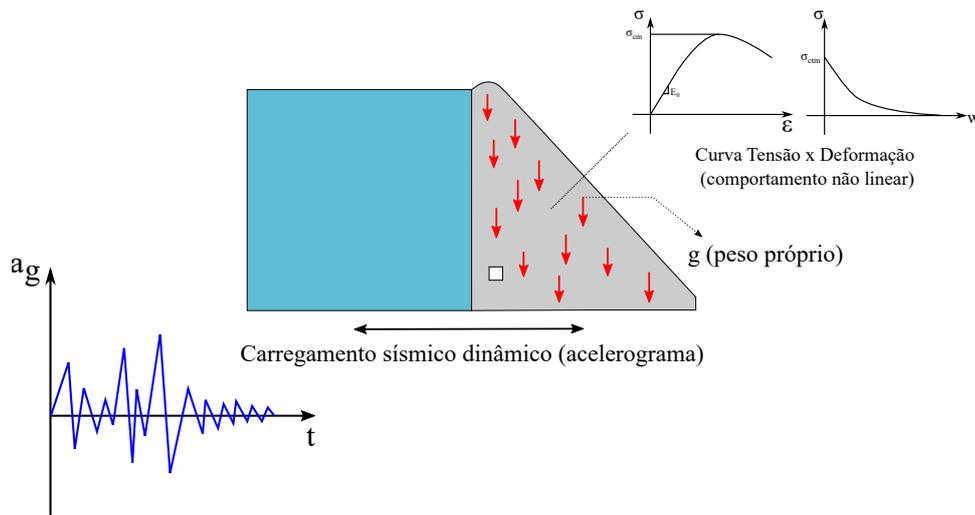
Fonte: O autor (2022).

4. Nível 4: uma análise Dinâmica Não Linear.

Por último, é elaborado um modelo com um maior nível de complexidade, correspondente a uma análise dinâmica considerando as condições de não linearidade do material do corpo da barragem, através da inclusão das curvas de tensão e deformação do concreto em seu regime elasto-plástico.

Nesse caso, é possível verificar os elementos do modelo que apresentam um maior "parâmetro de dano", principal variável a ser discutida ao utilizar o modelo *Concrete Damaged Plasticity* (CDP), apresentando possíveis pontos de ruptura por terem atingido valores limites de ruptura por compressão e/ou tração. A Figura 4 apresenta um esquema resumindo o problema:

Figura 4 – Esquema de modelagem do nível 4.



Fonte: O autor (2022).

1.5 Abrangência e Limitações

O software ABAQUS foi utilizado neste trabalho para auxiliar nas análises em todos os níveis de progressão dos modelos.

O trabalho possui como último nível de complexidade a análise não linear da barragem, considerando o efeito não linear do material, inserindo os dados da curva de tensão e deformação de compressão e tração uniaxial, utilizando o conceito do *Concrete Damaged Plasticity* (CDP). Contudo, outras condições de não linearidade podem ser estudadas, como a modelagem de fissuras já existentes na barragem e as interações não lineares das condições de contorno.

Além disso, o presente trabalho parte de parâmetros físicos do material da barragem a partir de resultados de ensaios previamente realizados pela empresa Geotechnique (2012), empresa responsável pela realização de uma vistoria técnica na barragem em 2012. Na ocasião, foram coletados corpos de prova do concreto da barragem com o objetivo de verificar as propriedades mecânicas do maciço, conforme mostrado no Apêndice A, além de estudar também se tais propriedades podem estar relacionados com a presença de patologias. Portanto, este trabalho utiliza tais dados para a modelagem da barragem.

É importante citar também que tais corpos de prova podem não representar a barragem como um todo, ou até mesmo uma parcela significativa, uma vez que foram coletadas somente amostras do barramento à jusante e da crista em algumas seções. Porém, mesmo assim, optou-se por utilizar tais dados, partindo de uma representação fiel dos dados coletados.

Para a análise do nível 3 (dinâmico linear), na qual a fundação é modelada juntamente com a barragem, é necessário a inserção de parâmetros da fundação que não são conhecidos. Portanto, a adoção de parâmetros de literatura também é objeto de estudo ao longo do trabalho.

1.6 Escopo da dissertação

A seguir, estão apontadas as principais informações de cada capítulo:

No capítulo 2, são discutidos alguns tópicos acerca do contexto da pesquisa, onde são apresentadas as principais características da barragem de Jucazinho, apontadas as principais informações sísmicas do Brasil e o motivo de realizar estudos nessa área, as condições atuais da barragem, além de apresentar algumas patologias e seções críticas.

No capítulo 3, são abordados os aspectos teóricos da modelagem numérica, como a formulação do Método dos Elementos Finitos, citando as equações governantes da estrutura, do reservatório e apresentando a solução numérica do sistema acoplado/desacoplado, com a aplicação das condições de contorno do problema e a solução matricial para uma análise dinâmica. Além disso, são discutidos os aspectos teóricos e gerais da propriedade dos materiais.

No capítulo 4, são elencados todos os procedimentos teóricos utilizados nos diferentes níveis de progressão das análises sísmicas. O nível 1, com a análise pseudo-estática, discutindo sobre o método do coeficiente sísmico. O nível 2, com a análise pseudo-dinâmica, citando um passo-a-passo da teoria elaborada por Chopra (1978). O nível 3, com a análise dinâmica linear, apresentando estudos atuais nessa área, através da modelagem de fundação de massa nula, as condições de contorno do problema, as possíveis interações entre os subsistemas e os parâmetros que devem ser utilizados nesse caso. Por último, o nível 4, referente à análise dinâmica não linear, contextualizando a teoria por trás da solução numérica do sistema não linear e do modelo *Concrete Damaged Plasticity* (CDP).

No capítulo 5, encontra-se um minucioso detalhe de como um operador pode inserir todas as teorias apresentadas no capítulo anterior em uma modelagem por MEF em seu aspecto computacional, através do software *ABAQUS* (Manual Teórico *ABAQUS* v6.6 (2006)), abordando o tamanho dos subdomínios, a inserção das condições de contorno e uma sugestão de melhor visualização dos resultados.

No capítulo 6, é apresentado todo o procedimento teórico e prático da criação de um sismo artificial, com o objetivo de simular possíveis tremores de terra na região em que se encontra a barragem, utilizando um acelerograma de um sismo existente e adaptando-o para determinadas condições. Nessa etapa, é utilizado um *software* específico para a modificação desse acelerograma e seu espectro resposta.

No capítulo 7, são apresentadas efetivamente as análises pseudo-estática (nível 1) e pseudo-dinâmica (nível 2), descrevendo o problema de forma minuciosa, apresentando detalhes do lançamento dos carregamentos, malha utilizada, condições de contorno aplicadas e propriedades dos materiais. Além disso, é realizado um teste de convergência de malha e uma discussão sobre os parâmetros adotados.

No capítulo 8, são discutidos e comparados os resultados das análises pseudo-estática (nível 1) e pseudo-dinâmica (nível 2), comparando entre eles os valores de tensões máximas e mínimas no plano principal, além de verificar o comportamento dessas tensões em um corte

intermediário na barragem.

No capítulo 9, são discutidas as análises dinâmica linear (nível 3) e dinâmica não-linear (nível 4), definindo o problema, os subdomínios utilizados em cada análise, as malhas utilizadas, as cargas aplicadas e as propriedades dos materiais. Diversos detalhes são discutidos neste capítulo, tendo em vista um maior nível de complexidade das modelagens para a análise dinâmica linear e não linear. No nível 3, são realizadas 04 modelagens, variando a interação entre os subdomínios e adotando diferentes propriedades da fundação. No nível 4, apenas uma simulação é realizada, com o objetivo de comparar com a mesma do nível 3 e estudar as diferenças entre uma simulação dinâmica linear e não linear.

No capítulo 10, são apresentados os resultados comparativos entre as 04 modelagens do nível 3, explicando os comportamentos das tensões no momento de pico de aceleração sísmica, bem como analisando as tensões máximas e mínimas no plano principal para um corte intermediário na barragem. Também é discutido o resultado da simulação do nível 4, comparando-a com a mesma modelagem do nível 3, apontando importantes resultados entre ambos os níveis.

No capítulo 11, o trabalho é finalizado com as discussões gerais de todos os níveis da análise progressiva, citando os resultados obtidos para cada sismo, bem como a indicação de áreas críticas da barragem, conforme as análises efetuadas, além de tratar sobre os aspectos de melhoria ao longo de cada modelagem e oportunidades futuras de estudos na área.

Por fim, no capítulo 12, são realizadas as considerações finais com a exemplificação de oportunidades de melhoria e novos tipos de análises.

2 CONTEXTO DA PESQUISA

A preocupação com a barragem de Jucazinho vem trazendo novas pesquisas na área de análise de tensões e recuperação da estrutura do CCR, além de verificar possíveis causas das atuais patologias.

Nesse sentido, os efeitos sísmicos da barragem, que não foram considerados em seu projeto original, são estudados em diversos níveis neste trabalho.

2.1 Barragem de Jucazinho

Jucazinho é uma barragem de Concreto Compactado a Rolo (CCR) localizada no estado de Pernambuco, que foi construída entre 1996 e 1998, possuindo altura máxima de 63 m e 442 m de extensão, sendo responsável pelo abastecimento de 16 municípios do estado, tornando-se um obra de engenharia essencial para o combate à seca na região Nordeste do país.

A barragem tem uma face vertical a montante e um declive a jusante de 0,8 V: 1,0 H. O volume total da barragem é de 426.750 m³, sendo 358.479 m³ de CCR e 68.271 m³ de concreto convencional, conforme as Figuras 5, 6, 7 e 8.

O trecho submersível da barragem corresponde ao vertedouro principal, que apresenta uma queda d'água em degraus de tamanhos diferentes, na qual é considerado um “vertedouro escalonado”. Existem dois extravasores laterais como dispositivos de sangria, localizados respectivamente nos pilares direito e esquerdo da barragem. O vertedouro principal tem comprimento de 170 m, com lâmina máxima de projeto de 6,0 m, na cota 298,0 m, o que corresponde a uma vazão máxima de 5.446,69 m³/s. Os transbordamentos laterais têm uma cota de 295,0 m e um comprimento de 57,0 m cada um. A tomada d'água da barragem consiste em uma tubulação embutida no interior da barragem, com diâmetro de 2,0 m, reduzida para 1,5 m na extremidade a jusante. Possui uma grade de proteção na parte a montante, seguido por uma comporta acionada por uma haste oca de aço carbono, servindo como tubo de aeração.

Figura 5 – Imagens atuais da barragem em maio de 2021, vista frontal.



Fonte: O autor (2022).

Figura 6 – Imagens atuais da barragem em maio de 2021, vista superior lateral.



Fonte: O autor (2022).

Figura 7 – Barragem de Jucazinho em maio de 2021, vista frontal.



Fonte: O autor (2022).

Figura 8 – Barragem de Jucazinho em maio de 2021, vista à montante.

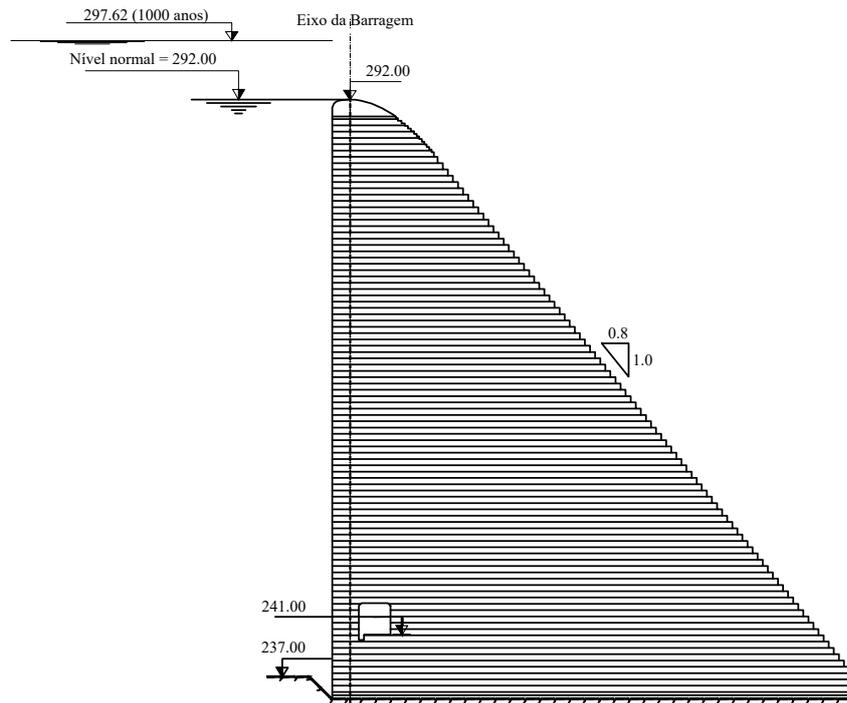


Fonte: O autor (2022).

2.2 Seções Críticas

Atualmente, a região da barragem que apresenta uma maior quantidade de patologias observadas (presença de fissuras e surgimento de vegetação no talude à jusante) é a seção vertente da barragem, sendo a seção crítica mostrada na Figura 9:

Figura 9 – Seção crítica da barragem



Fonte: O autor (2022).

Dessa forma, somente essa seção é estudada neste trabalho, com o objetivo de verificar se os problemas estruturais atuais podem ser comparados aos esforços provocados na barragem sob diversas condições, bem como o comportamento da barragem sob carregamento sísmico em seu estado atual.

2.3 Histórico da Barragem

Em 2004, ocorreu uma enchente na região da barragem que resultou no derramamento de água na face à jusante, transbordando na seção vertente. Em 2012, a empresa Geotechnique (2012) emitiu um laudo de fiscalização e de situação atual da estrutura, apontando as deteriorações causadas principalmente pela enchente de 2004, tais como: fissuras na região superior da galeria de drenagem, patologias em degraus à jusante da barragem com o surgimento de trincas, rachaduras e vegetação, armadura do concreto visível em determinados pontos e presença de rachadura transversal a jusante que se propagou da crista para o pilar direito.

Além disso, os principais pontos de discussão estavam presentes dentro da galeria de drenagem, onde é possível observar surgimentos de água localizados.

2.4 Considerações de efeitos sísmicos

Tremores de terra de grande magnitude no Brasil não são comuns. Se compararmos com países que estão próximos a bordas de placas tectônicas como Colômbia, Equador e Chile,

o Brasil possui uma atividade sísmica estável. Contudo, não é correto dizer que o país possui um risco de tremores nulo.

2.4.1 Um breve histórico de sismos no Brasil

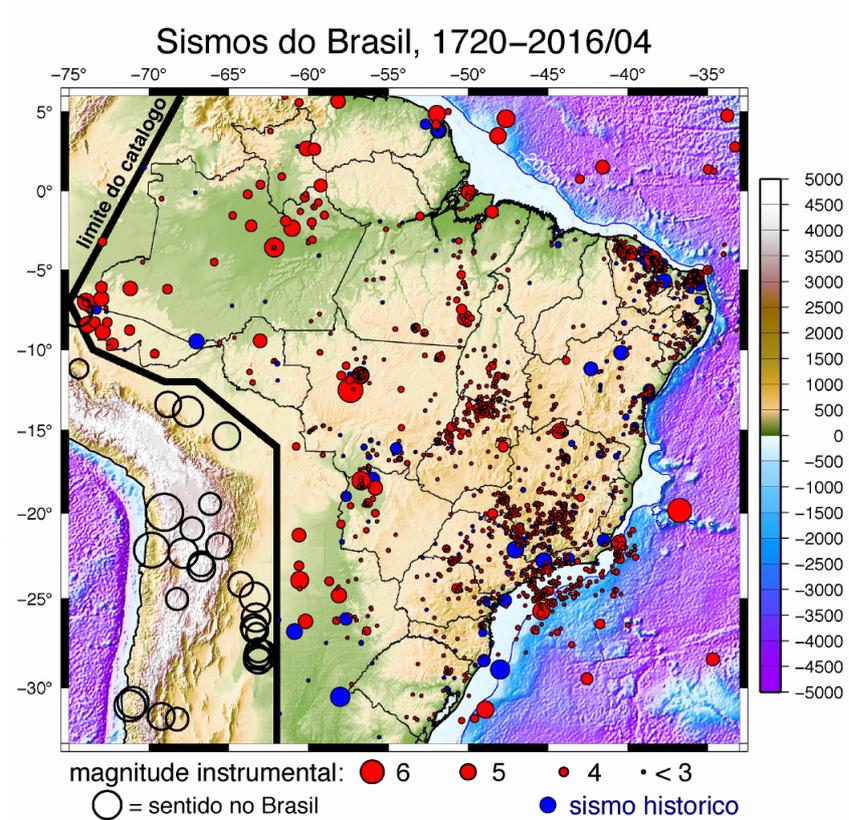
De maneira geral, a teoria tectônica é praticamente governante ao demonstrar que as regiões de encontro entre as placas são responsáveis por praticamente toda a energia liberada no planeta, em termos de eventos sísmicos. Contudo, todo o território brasileiro encontra-se inserido dentro de uma mesma placa tectônica, onde também é possível observar tremores de terra, chamados de "sismicidade intraplaca".

Nóbrega e Nóbrega (2016) trazem uma importante discussão acerca da sismicidade do Brasil e da responsabilidade da engenharia de estruturas nessa área. Ainda segundo os autores, as relativas baixas quantidades de observação desses movimentos intraplacas e suas magnitudes, dão uma "aparente sensação de segurança", que leva aos projetistas a negligenciarem as ações sísmicas durante a concepção do projeto.

Os efeitos provocados por uma sismicidade intraplaca não são raros de serem observados e têm potencial para causar danos em algumas estruturas. Conforme apontado por Assumpção et al. (2016), o Brasil possui um histórico de sismos médios e moderados (com magnitudes até 5 ou 6), medidos através de relatos sísmicos, podendo-se afirmar que "existiram também mais tremores que não foram sentidos por terem ocorridos em regiões desabitadas ou não foram detectados em estações sismográficas".

A título de exemplo, a Figura 10 mostra um histórico de relatos sísmicos já catalogados no Brasil, incluindo dados históricos e outros detectados por sismógrafos.

Figura 10 – Históricos de relatos sísmicos no Brasil desde 1720.



Fonte: Assumpção et al. (2016)

Dentre o histórico de sismos no Brasil, é comum destacar o maior deles, que ocorreu em 1955 na região norte de Mato Grosso, com magnitude de 6,2. Na ocasião, a região era desabitada, porém, ainda segundo Assumpção et al. (2016), esse mesmo sismo atualmente causaria sérios danos na área epicentral. Um tremor de magnitude semelhante ocorreu na Itália, em 2009, matando cerca de 300 pessoas.

No Brasil, sismos dessa proporção podem ocorrer duas vezes a cada século. Em contrapartida, terremotos de magnitude na ordem de 6 ocorrem uma vez por mês nos Andes, por exemplo, segundo Assumpção et al. (2016). Isso traz uma conclusão acerca das probabilidades de ocorrência de sismos fortes no Brasil: embora o país tenha uma atividade sísmica relativamente menor do que regiões de borda de placa, não é nula a ocorrência de tais fenômenos. Para construções com um maior tempo de vida útil como barragens, usinas e pontes, essas ações dinâmicas devem ser tratadas com um determinado nível de detalhe, incentivando assim, estudos envolvendo esse problema.

2.4.2 Parâmetro de análise dos sismos em estruturas

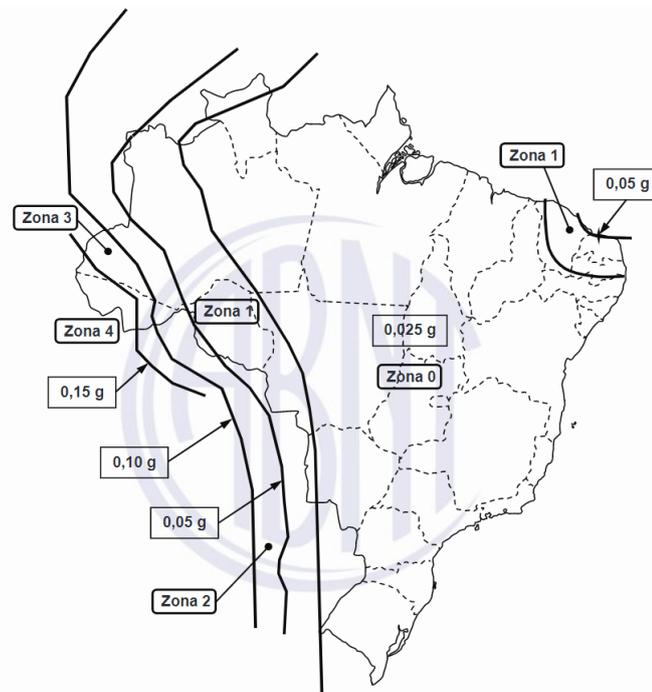
Um dos parâmetros mais utilizados para medir a magnitude de um sismo é a Aceleração Máxima do Solo ou *Peak Ground Acceleration* (PGA). Significa a aceleração máxima que o solo obteve durante um evento sísmico, correspondente à amplitude da maior aceleração absoluta

registrada. Não se trata de um valor que mede a energia total de um sismo, como é o caso da escala *Richter*, por exemplo, mas trata-se de um parâmetro que mede o quão forte foi o movimento do solo durante aquele evento.

A NBR 15421 (2006) apresenta um mapeamento de aceleração sísmica horizontal característica no Brasil, conforme ilustrado na Figura 11, na qual o município de Surubim (local onde encontra-se a barragem de Jucazinho) está inserido aproximadamente na Zona 1, com PGA máximo de 0,05g. Contudo, esses dados representam estudos da década de 90 com adoção de metodologias defasadas, utilizando resultados do projeto mundial GSHAP (*Global Seismic Hazard Assessment Program*).

Além disso, Alves (2020) alerta que o "mapa de zonas sísmicas da NBR 15421 (2006) não incorpora as características da sismicidade brasileira, por haver usado os dados de um mapa de perigo sísmico em escala mundial, mostrando uma regionalização bastante simplificada".

Figura 11 – Mapa de Zoneamento Sísmico no Brasil.

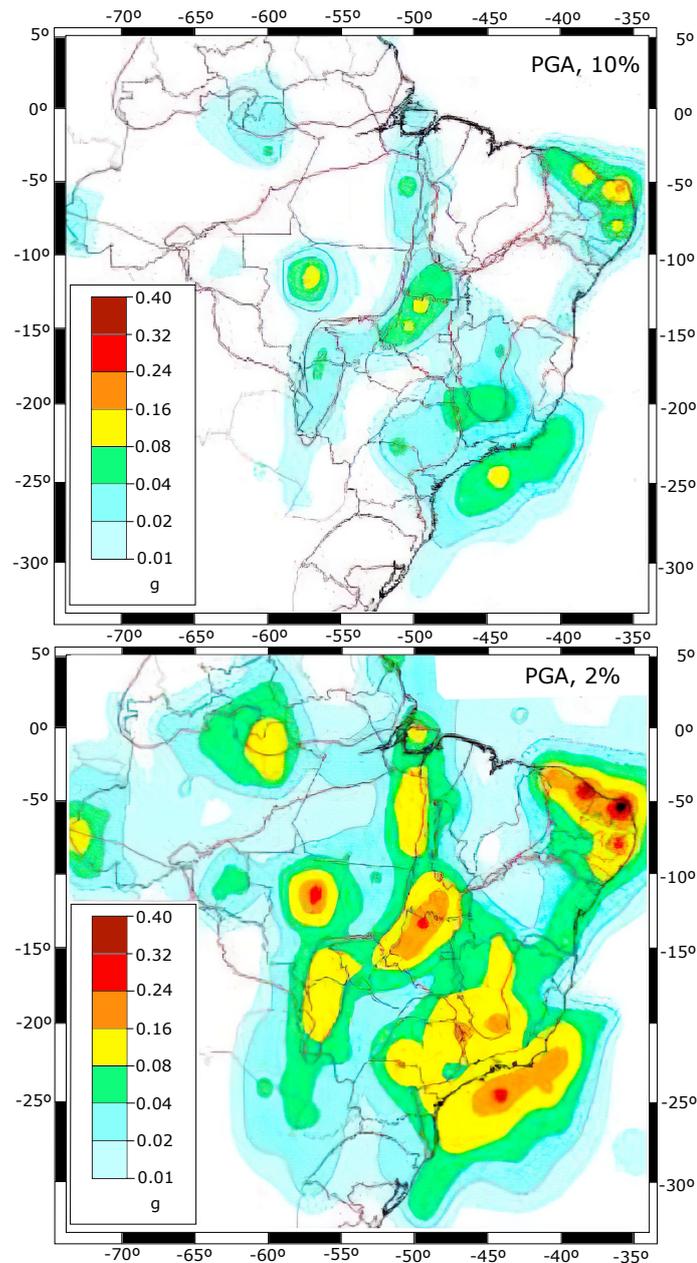


Fonte: NBR 15.421/2006.

Nesse aspecto, diversos autores defendem uma revisão da norma brasileira, como: Assumpção et al. (2016), Nóbrega e Nóbrega (2016), Alves (2020) e Miranda, Varum e Pouca (2019), uma vez que, com a evolução de estudos mais detalhados da sismicidade no Brasil, a norma possivelmente não considerou, no projeto GSHAP, algumas zonas sísmicas como a região de Porto dos Gaúchos, em Mato Grosso.

Sendo assim, considerando metodologias mais atuais, aliado a uma maior quantidade de pesquisa de eventos sísmicos no país, Assumpção et al. (2016) elaborou dois resultados preliminares de mapeamento de Zona Sísmica no Brasil atualizado, visando uma possível modificação do que é mostrado na NBR 15421 (2006), conforme a Figura 12.

Figura 12 – Mapa de Zoneamento Sísmico atualizado preliminar, segundo Assumpção (2006).



Fonte: Assumpção et al. (2016).

A Figura 12 mostra duas situações para a redefinição dos níveis de PGA nos estados brasileiros. O mapa representa a aceleração de pico em rocha, onde a figura superior refere-se a uma probabilidade de excedência de 10% durante 50 anos, correspondendo a um período de retorno de 475 anos. Já a figura de baixo, representa o mesmo para uma probabilidade de excedência de 2% durante 50 anos, correspondendo a um período de retorno de 1475 anos. As áreas verdes referem-se a valores de PGA entre 0,04g e 0,08g (podendo ocasionar trincas em alvenaria), nas áreas amarelas estão valores entre 0,08g e 0,16g (podendo ocasionar rachaduras em alvenaria e até mesmo o colapso de estruturas frágeis).

A barragem de Jucazinho está localizada na região norte do estado de Pernambuco, o que corresponde a um PGA de 0,16g com tempo de retorno de 475 anos (probabilidade de 10%

de ocorrência) e 0,24g com tempo de retorno de 1475 anos (probabilidade de 2% de ocorrência).

Ao comparar os níveis de PGA com determinadas categorias de aplicabilidade do efeito sísmico para o dimensionamento estrutural, a norma brasileira define as "Categorias Sísmicas", que encontra-se resumida na Tabela 1, citada por Nóbrega e Nóbrega (2016) e incluídas algumas correlações com os níveis de análise progressiva utilizados nesse trabalho. A sigla ME refere-se ao "Método Espectral" e o MHAT ao "Método do Histórico de Acelerações no Tempo".

Tabela 1 – Categorias Sísmicas segundo a NBR 15421 (2006), com comparação dos níveis de análises sísmicas adotadas neste trabalho.

Zonas Sísmicas	Aceleração (PGA)	Método Aplicáveis para a análise estrutural	Correlação com os níveis de análise progressiva
0	$a_g \leq 2,5\%g$	Nenhum requisito de resistência sísmica é exigido	Nenhuma
1	$2,5\%g < a_g \leq 5\%g$	Procedimento simplificado de força sísmica horizontal	Nível 1
2, 3 e 4	$a_g > 5\%g$	ME ou MHAT	Nível 2 ou 3

Fonte: O autor (2022).

Observa-se que, caso fosse considerado um valor de 0,05g, seguindo o mapa de zoneamento sísmico da norma brasileira, para a análise estrutural da barragem de Jucazinho, apenas seria necessária uma análise Pseudo-Estática, ou a utilização do método simplificado de força sísmica horizontal. Por outro lado, caso seja adotado o mapa de zoneamento sísmico atualizado proposto por Assumpção et al. (2016), para valores de 0,16g e 0,24g, seria necessária uma análise mais complexa, utilizando o método pseudo-dinâmico ou o dinâmico com a aplicação de acelerações sísmicas ao longo do tempo.

Portanto, verifica-se que há uma necessidade de atualização da norma brasileira em relação aos efeitos sísmicos no dimensionamento das estruturas. Sendo assim, neste trabalho, serão realizadas análises com dois tipos de sismos com PGA de 0,16g e 0,24g, respectivamente denominados Sismo 1 e 2, verificando a evolução dos valores de tensão na barragem para cada caso, ainda que o último possa ser considerado um evento remoto, conforme comentado anteriormente.

3 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

O presente capítulo visa definir toda a formulação teórica do método dos elementos finitos, explicando as equações governantes para a barragem, fundação e reservatório. Além disso, são apresentadas as expressões para a solução do sistema acoplado e desacoplado, comparando-as quanto à presença dos nós da interface dos subsistemas. Também são discutidos as propriedades dos materiais, incluindo as considerações para a adoção do método *Concrete Damaged Plasticity*.

3.1 Método dos Elementos Finitos

A modelagem de barragens utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF) representa hoje uma grande vantagem em comparação aos métodos tradicionais de análise dinâmica e estática. O avanço dos métodos computacionais tem se mostrado necessário para otimizar processos de análises, diminuir custos de processamentos e minimizar possíveis erros de aproximação de modelos simplificados.

3.1.1 Formulação Teórica do MEF

A formulação teórica dos problemas bidimensionais aqui apresentados podem ser solucionados aplicando a combinação da teoria do método dos elementos finitos com as equações governantes para o movimento do sistema.

Para isso, deve-se inicialmente introduzir as equações que regem a modelagem do problema para então prosseguir com a solução delas.

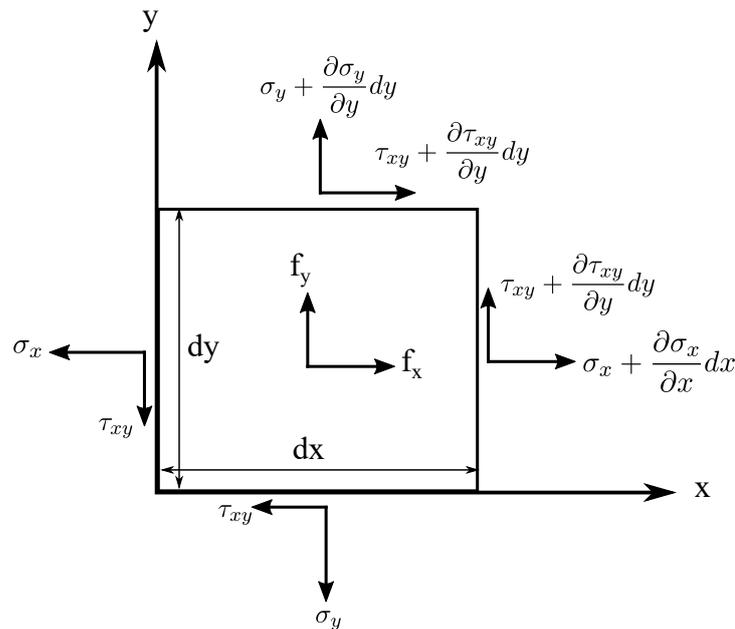
Para o sistema que constitui a barragem e a fundação, é utilizada a equação de equilíbrio da Elasticidade Bidimensional (Kwon e Bang (2018)).

Ao avançar na análise progressiva, considerando a modelagem do reservatório utilizando elementos acústicos, a equação governante desse subsistema refere-se à propagação de pressões em um fluido acústico, com aplicação do problema geral da mecânica dos fluidos. A seguir, serão discutidos em detalhes a obtenção dessas equações.

3.1.2 Equação governante para a Barragem e Fundação

Seja um elemento infinitesimal retangular com dimensões dx e dy , conforme ilustrado na Figura 13, onde também são indicadas as forças atuantes em cada face do elemento, a saber: σ_x e σ_y como tensões normais e τ_{xy} como tensão de cisalhamento. As forças por volume f_x e f_y representam as reações aplicadas no elemento.

Figura 13 – Elemento infinitesimal para determinar equação da elasticidade bidimensional.



Fonte: Burgos (2017).

Aplicando o equilíbrio para cada uma das direções x e y para esse elemento infinitesimal de espessura unitária, temos as equações 1 e 2:

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow \left(\sigma_x + \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} dx \right) dy - \sigma_x dy + \left(\tau_{xy} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} dy \right) dx - \tau_{xy} dx + f_x dx dy = 0 \quad (1)$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow \left(\sigma_y + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} dy \right) dx - \sigma_y dx + \left(\tau_{xy} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} dx \right) dy - \tau_{xy} dy + f_y dx dy = 0 \quad (2)$$

Simplificando as expressões acima, resultam as equações 3 e 4:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + f_x = 0 \quad (3)$$

$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + f_y = 0 \quad (4)$$

As expressões acima devem ser atendidas simultaneamente, formando, assim, um sistema de equações. A solução desse problema pode ser tratada tanto por meios analíticos quanto para métodos numéricos aproximados, como é o caso do Método dos Elementos Finitos, como será discutido adiante.

3.1.3 Equação governante para o Reservatório

Para determinar a equação governante para o reservatório, quando este for modelado juntamente com a estrutura, deve-se inserir algumas hipóteses simplificadoras, como afirma

Burgos (2017), que são: o material é considerado homogêneo, linearmente compressível, sem escoamento (meio acústico) e seus deslocamentos e suas derivadas são pequenos em relação à dimensão do modelo. Devem ser utilizadas três equações fundamentais:

- Equação da continuidade (conservação de massa):

$$\frac{\partial \rho_f}{\partial t} + \nabla(\rho_f \vec{V}) = 0 \quad (5)$$

- Equação quantidade de movimento de Navier-Stokes (já considerando pequenos deslocamentos):

$$\rho_f \frac{\partial \vec{V}}{\partial t} + \nabla(p) = 0 \quad (6)$$

- Equação de estado linearizada (relação entre p e ρ_f):

$$p = \rho_f c^2 \quad (7)$$

onde ρ_f é a densidade do fluido, p é a pressão hidrodinâmica, \vec{V} é o vetor velocidade do fluido, e t é o tempo e c é a velocidade de propagação do som no fluido. O divergente da velocidade pode ser escrito como $\nabla \cdot \vec{V} = \partial_x \vec{V} + \partial_y \vec{V} + \partial_z \vec{V}$ e o gradiente da pressão hidrodinâmica como $\nabla p = \partial_x p \vec{i} + \partial_y p \vec{j} + \partial_z p \vec{k}$.

Supondo que a densidade, pressão e velocidade são funções harmônicas no tempo e que a vibração seja unidimensional (na direção x), a densidade do fluido pode ser escrita como:

$$\rho_f(t) = \rho_0 e^i \Rightarrow \frac{\partial \rho_f}{\partial t} = i\omega \rho_f(t) \quad (8)$$

Com i sendo a parte imaginária, ω a frequência natural de vibração.

Uma vez adotada a condição de vibração unidirecional, a expressão 5 pode ser reescrita como:

$$\frac{\partial \rho_f}{\partial t} + \rho_f \frac{\partial \vec{V}}{\partial x} = 0 \quad (9)$$

Substituindo a equação 8 em 9, tem-se:

$$i\omega \rho_f + \rho_f \frac{\partial \vec{V}}{\partial x} = 0 \quad (10)$$

Utilizando a relação entre ρ_f e p (equação 7) no primeiro termo da expressão 10, obtém-se:

$$i\omega \frac{p}{\omega^2} + \rho_f \frac{\partial \vec{V}}{\partial x} = 0 \quad (11)$$

Agora considerando que a vibração é unidimensional, pode-se utilizar a expressão 11 na 6e utilizando também a consideração de que a velocidade é harmônica, ou seja, $\frac{\partial \vec{V}}{\partial t} = i\omega \vec{V}$, tem-se:

$$\rho_f i\omega \vec{V} + \frac{\partial p}{\partial x} = 0 \Rightarrow \vec{V} = -\frac{1}{\rho_f i\omega} \frac{\partial p}{\partial x} \quad (12)$$

Derivando os termos da expressão 12 em relação à x , tem-se:

$$\frac{\partial \vec{V}}{\partial x} = -\frac{1}{\rho_f i\omega} \frac{\partial^2 p}{\partial x^2} \quad (13)$$

Utilizando o resultado acima e substituindo-o na equação 11, obtém-se:

$$i\omega \frac{p}{\omega^2} - \frac{\rho_f}{\rho_f i\omega} \frac{\partial^2 p}{\partial x^2} = 0 \quad (14)$$

Simplificando a equação 14:

$$\frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + \left(\frac{\omega}{c}\right)^2 p = 0 \quad (15)$$

A expressão 15 acima representa a equação de Helmholtz para ondas unidirecionais. Generalizando-a para duas direções e utilizando a pressão no domínio do tempo, finalmente obtém-se a equação governante para a onda bidimensional, dada por:

$$\frac{d^2 p}{dx^2} + \frac{d^2 p}{dy^2} - \left(\frac{1}{c}\right)^2 \frac{d^2 p}{dt^2} = 0 \quad (16)$$

3.1.4 Solução do problema desacoplado

Ao tratar do problema desacoplado, isto é, sem interações entre os subsistemas, deve-se analisar separadamente as equações governantes de cada modelo e suas variáveis. Conforme comentado anteriormente, para determinar a equação de movimento da barragem (estrutura), parte-se da equação governante dada por 4, aliada com o método de Galerkin e o Método dos Resíduos Ponderados (MRP), resultando em uma equação de movimento em elementos finitos para a estrutura.

De forma análoga, partindo-se da equação 16, juntamente com o método de Galerkin e o MRP, resulta a equação que determina a pressão hidrodinâmica bidimensional em elementos finitos para o fluido.

Uma vez obtida, a partir de um elemento finito da estrutura, sua matriz de rigidez $[K_e]$ e matriz de massa $[M_e]$, juntamente com a matriz de amortecimento definida por Rayleigh, e as mesmas para um elemento do fluido, é possível solucionar a equação de movimento do sistema desacoplado, que pode ser escrita conforme as Equações 17 e 18, respectivamente para a estrutura (barragem e fundação) e reservatório (fluido), conforme discutido por Silveira, Pedroso e Marotta (2021) e Burgos (2017):

$$[M_e] \{\ddot{u}\} + [C_e] \{\dot{u}\} + \{K_e\} \{u\} = \{F_e\} = -[M_e] \{\ddot{u}_g\} \quad (17)$$

$$[M_f] \{\ddot{p}\} + [C_f] \{\dot{p}\} + \{K_f\} \{p\} = \{F_f\} = 0 \quad (18)$$

De imediato, nota-se que a equação 17 soluciona o problema para o vetor $\{u(x, y, t)\}$, referente aos deslocamentos nodais da estrutura, enquanto a equação 18 soluciona as pressões referente ao fluido, relacionado ao vetor $\{p(x, y, t)\}$.

Os vetores $\{F_e\}$ e $\{F_f\}$ são relacionados às forças externas para o problema desacoplado. O vetor $\{\ddot{u}_g\}$ representa as acelerações nodais no tempo referente ao movimento do solo imposto pelo efeito sísmico, ou seja, o acelerograma aplicado na barragem, produzindo o efeito dinâmico, no caso dos níveis 3 e 4.

Para que seja possível obter informações do fluido e da estrutura em relação às frequências de vibração, que também será estudada nos níveis de análise dinâmica, a expressão 17 deve ser considerada na sua forma mais simples, sem introdução dos parâmetros de amortecimento e considerando o sistema sem a aplicação de forças, levando à equação 19:

$$[M_e] \{\ddot{u}\} + \{K_e\} \{u\} = 0 \quad (19)$$

Considerando que os deslocamentos da barragem obedecem uma relação harmônica no tempo, pode-se dizer que:

$$\{u\} = e^{i\omega t} \Rightarrow \{\ddot{u}\} = -\omega^2 \{u\} \quad (20)$$

Aplicando o resultado de 20 em 19, tem-se:

$$([K_e] - \omega^2 [M_e]) \{u\} = 0 \quad (21)$$

A equação 21 refere-se a um problema de autovalor e autovetor, na qual é possível encontrar as frequências naturais de vibração da barragem. O mesmo raciocínio pode ser desenvolvido para encontrar as frequências naturais do reservatório, para os sistemas desacoplados.

3.1.5 Solução do problema acoplado

As técnicas anteriormente apresentadas referem-se à solução de um problema desacoplado, isto é, considera-se a estrutura separada do reservatório. Contudo, a análise progressiva da solução dinâmica engloba o processo de acoplamento do subsistema barragem-reservatório. Neste caso, as equações governantes da estrutura e do reservatório devem ser resolvidas simultaneamente.

Para tornar isso possível, deve-se introduzir a parcela referente à pressão hidrodinâmica na equação da estrutura e uma parcela referente ao deslocamento da estrutura na equação do fluido, representando a condição de contorno da interface fluido-estrutura (Silveira, Pedroso e Marotta (2021)).

Para a estrutura, a equação governante torna-se então a 22:

$$[M_e] \{\ddot{u}\} + [C_e] \{\dot{u}\} + \{K_e\} \{u\} = -[M_e] \{\ddot{u}_g\} + [Q] \{p\} \quad (22)$$

Para o fluido, a pressão hidrodinâmica passa a ser governada pela equação 23:

$$[M_f] \{\ddot{p}\} + [C_f] \{\dot{p}\} + \{K_f\} \{p\} + \rho [Q^T] \{\ddot{u}_g\} = 0 \quad (23)$$

onde ρ é a densidade do fluido e $[Q]$ é uma matriz unitária referente aos pontos de contato entre a interface barragem-reservatório, ou seja, funciona como uma matriz para selecionar apenas os pontos comuns entre os dois subsistemas.

Trabalhando simultaneamente com as equações 22 e 23, resulta-se em uma expressão diferencial ordinária de segunda ordem, definindo o acoplamento entre barragem-reservatório, dada por 24:

$$\begin{bmatrix} [M_e] & 0 \\ \rho[Q^T] & [M_f] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u} \\ \ddot{p} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} [C_e] & 0 \\ 0 & [C_f] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u} \\ \dot{p} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} [K_e] & [-Q] \\ 0 & [K_f] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ p \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -[M_e] \{\ddot{u}_g\} \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (24)$$

Para obter as informações das frequências naturais, segue-se a mesma estratégia utilizada para obter a equação 21, aplicando a condição de deformação e pressão hidrodinâmica como sendo harmônicas ao longo do tempo, a expressão 24 torna-se a 25:

$$\left(\begin{bmatrix} [K_e] & [-Q] \\ 0 & [K_f] \end{bmatrix} - \omega^2 \begin{bmatrix} [M_e] & 0 \\ \rho[Q^T] & [M_f] \end{bmatrix} \right) \begin{Bmatrix} u \\ p \end{Bmatrix} = 0 \quad (25)$$

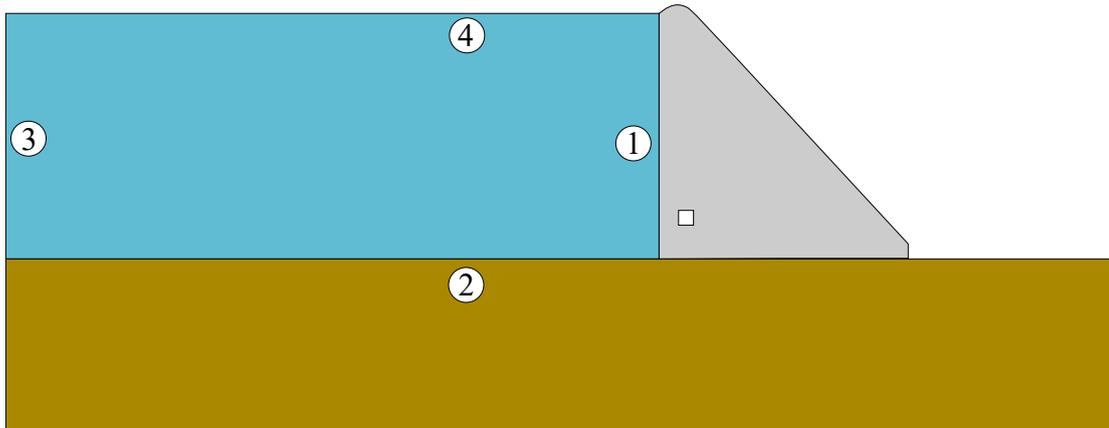
Novamente, a expressão acima refere-se a um problema de autovalor e autovetor, podendo ser solucionado para encontrar as frequências naturais do problema acoplado.

3.1.6 Condições de Contorno

Uma vez introduzidas as equações de movimento do sistema acoplado, deve-se definir então as condições de contorno a serem utilizadas no problema, principalmente nas regiões de contato entre os subsistemas: barragem, reservatório e fundação.

A Figura 14 ilustra a posição de cada condição de contorno necessária:

Figura 14 – Numeração das condições de contorno do sistema acoplado.



Fonte: O autor (2022).

1) Interação entre barragem e reservatório:

Na superfície de contato entre o reservatório e a barragem para a modelagem do sistema acoplado, não haverá passagem do fluido para o reservatório (meio impermeável), ou seja, não existe velocidade relativa entre os sistemas, segundo Mohammadnezhad, Ghaemian e Noorzad (2019).

Matematicamente, essa relação é representada pela equação 26:

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho a_n \quad (26)$$

onde n representa a direção normal à interface analisada, no caso fluido-estrutura, ρ é a densidade do fluido, e a_n é a aceleração obtida nos pontos dessa interface na direção n .

Nota-se que essa é uma expressão genérica para qualquer direção n , pois no caso das análises efetuadas neste trabalho, apenas o sismo com aceleração na direção horizontal (eixo "x") é utilizado. Nesse caso, a expressão 26 pode ser escrita como em 27:

$$\frac{\partial p}{\partial x} = -\rho \ddot{u}_x \quad (27)$$

2) Interação entre reservatório e fundação:

De maneira semelhante a da região fluido-estrutura, Mohammadnezhad, Ghaemian e Noorzad (2019) descrevem uma expressão genérica para a condição de contorno entre a interface barragem-reservatório, dada pela expressão 28:

$$\frac{\partial p}{\partial n} = \rho a_n + q \frac{\partial p}{\partial t} \quad (28)$$

onde n representa a direção normal à interface barragem-reservatório (eixo "y", nesse caso) e q é denominado de "coeficiente de admitância", apontado pelos autores Hariri-Ardebili, Mirzabozorg e Kianoush (2013) e representa a absorção das ondas do reservatório pela sua parte inferior. Esse coeficiente pode ser calculado pela equação 29, que introduz um parâmetro α , representando o coeficiente de reflexão da onda na interface analisada e c a velocidade do som no fluido.

$$q = \frac{1}{c} \left(\frac{1 - \alpha}{1 + \alpha} \right) \quad (29)$$

Apesar dos conceitos genéricos apresentados na equação 29, algumas hipóteses simplificadoras podem ser feitas. No caso de fundação rígida, por exemplo, o valor do coeficiente q é nulo, fazendo com que a equação 28 iguale-se a 26 (em módulo). O mesmo se aplica ao considerar que a fundação não absorverá nenhum efeito de onda do reservatório ($q = 0$).

Além disso, em todas as análises realizadas neste trabalho, não foram considerados efeitos sísmicos na direção transversal. Dessa forma, o movimento da barragem é restrito na direção y , fazendo com que o termo a_n da expressão 28 torne-se nulo.

Logo, com todas as considerações apresentadas, a expressão que define a condição de contorno na interface barragem-fundação é definida pela equação 30.

$$\frac{\partial p}{\partial y} = 0 \quad (30)$$

3) Região afastada do reservatório:

Na região mais afastada do reservatório, isto é, em sua extremidade esquerda, deve ser aplicada uma condição de contorno não refletiva, ou seja, não deve ser permitido o retorno de ondas de pressão provocadas pelo movimento do efeito sísmico (hipótese simplificadora). Essa condição de contorno é bastante utilizada quando há a necessidade de modelar o reservatório, porém não em sua dimensão real, limitando sua dimensão longitudinal, e é denominada condição de Sommerfeld, na qual é melhor detalhada por Espinoza, Codina e Badia (2014), dada pela equação 31, onde c é a velocidade do som na água:

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\frac{1}{c} \frac{\partial p}{\partial t} \quad (31)$$

4) Região de superfície livre do reservatório:

Por fim, a parte superior do reservatório é denominada região de superfície livre. Com a consideração de que ocorrem pequenos deslocamentos provocados pelo efeito sísmico em comparação ao tamanho do reservatório e da barragem, são negligenciadas superfícies de ondas e pressão hidrodinâmica nessa região. Essa também é uma hipótese simplificadora adotada por alguns autores como Silveira, Pedroso e Marotta (2021), Mohammadnezhad, Ghaemian e Noorzad (2019).

Dessa forma, a expressão 32 apresenta a condição de contorno para essa superfície livre:

$$p = 0 \quad (32)$$

3.1.7 Definição dos elementos utilizados em cada subsistema

O tipo de elemento a ser utilizado nas análises em MEF é um dos fatores mais importantes para a confiabilidade dos resultados. Malm (2016) defende que barragens com geometria de seção transversal contínua, tais como barragens do tipo CCR (Concreto Compactado a Rolo), é preferível utilizar a teoria do plano de tensões para os elementos da estrutura e da

fundação. Por outro lado, caso seja executada uma análise não linear através do comportamento do material, é preferível utilizar a teoria do plano de deformações "com o objetivo de prevenir o aparecimento de fissuras fora do plano".

Em uma minuciosa pesquisa bibliográfica acerca desse assunto, é possível observar que diversos autores divergem nesse sentido. Papazafeiropoulos, Tsompanakis e Psarropoulos (2011), por exemplo, utilizam o tipo de elemento plano de tensões para modelar a fundação e o estado plano de deformações para modelar a barragem em uma simulação dinâmica linear. Já Mohammadnezhad, Ghaemian e Noorzad (2019), apesar de não citarem qual tipo de elemento utilizaram em suas simulações, defendem a aplicação de ambas as teorias. Burman et al. (2012) utilizam tanto para a barragem quanto para o reservatório, a teoria do estado plano de deformações.

Portanto, percebe-se que há uma ampla gama de problemas que envolvem tanto a utilização da teoria do estado plano de tensões quanto o de deformações, apesar de observar que o primeiro é mais estudado. Dessa forma, para este trabalho, adotou-se a metodologia de Malm (2016): para as análises dos níveis 1, 2 e 3, foi utilizado o elemento do tipo plano de tensões para a modelagem da barragem e da fundação, uma vez que o principal objetivo dessas análises é verificar o comportamento das tensões no plano estudado. Nesse caso, o estado plano de tensões é o ideal pois define que as tensões fora do plano seja nula. Por outro lado, para o nível 4, é imprescindível verificar as deformações da estrutura, com o intuito de observar o aparecimento de possíveis fissuras no plano. Nesse caso, o elemento do tipo plano de deformações é ideal, pois define que as deformações fora do plano sejam nulas.

3.2 Propriedade dos materiais

Os materiais utilizados nas análises consistem basicamente das propriedades físicas do concreto CCR (Concreto Compactado a rolo) da barragem de Jucazinho, da fundação e do reservatório (caso seja analisado no modelo, que é o caso dos níveis 3 e 4). Para as análises lineares do concreto e fundação, os parâmetros fundamentais que são utilizados no ABAQUS são: coeficiente de Poisson, peso específico do concreto e módulo de elasticidade. Já no caso do reservatório, será utilizado o elemento finito acústico, conforme será comentado posteriormente, e o parâmetro de entrada necessário é o peso específico e o módulo volumétrico.

3.2.1 Propriedades Gerais

A empresa *Geotechnique* realizou uma vistoria na barragem em 2012, coletando corpos de prova na região dos degraus de talude de jusante e na crista da barragem. Essas amostras foram utilizadas em ensaios de compressão uniaxial, de onde foi possível determinar a resistência a compressão dos corpos de prova. Dados como: diâmetro do corpo de prova, peso específico e a resistência à compressão de cada uma das amostras, encontram-se no Apêndice A (Figuras 74 e 75) deste trabalho.

O peso específico do concreto foi determinado a partir do valor médio do peso específico de todas as amostras do corpo de prova, assim como o coeficiente de Poisson, cujo valor adotado foi de 0,2, já foi fornecido previamente.

Por último, é necessário determinar o módulo de elasticidade do CCR. O primeiro passo é determinar a resistência característica à compressão (f_{ck}) do concreto CCR da barragem. Para isso, utilizou-se o item 6.2.3.2 da NBR 12655 (2015), onde determina-se o valor do f_{ck} do concreto a partir de valores da resistência média (f_{cmed}) e do desvio padrão (s_d) de uma amostra com n corpos de prova, conforme expressões 33 e 34:

$$f_{ck} = f_{cmed} - 1,65 \cdot s_d \quad (33)$$

$$s_d = \sqrt{\frac{1}{n-1} \cdot \sum_{i=1}^n (f_i - f_{cmed})^2} \quad (34)$$

O segundo passo é então utilizar as relações analíticas contidas na Tabela 3.1 do Eurocode 2 (1998) para calcular o valor estimado do módulo de elasticidade do material. A ideia por trás de utilizar o Eurocode 2 (1998) ao invés da norma brasileira vem, principalmente, das relações e condições de não linearidades apresentadas na norma europeia que não são apresentadas na brasileira. Essas relações são indispensáveis ao considerar o método *Concrete Damaged Plasticity* no nível 4 de análise dinâmica não linear e serão discutidas posteriormente, estimando o gráfico de tensão e deformação para compressão e tração uniaxial do CCR.

Sendo assim, seguindo as relações recomendadas pela Tabela 3.1 do Eurocode 2 (1998), é possível definir os seguintes parâmetros de entrada para a análise linear dos modelos, conforme Tabela 2, onde ρ é o peso específico do concreto, E é o módulo de elasticidade e ν é o coeficiente de Poisson.

Tabela 2 – Parâmetros de entrada no *ABAQUS* para os modelos de análise linear da barragem (concreto).

ρ (kg/m ³)	E (MPa)	ν
2.120	24.463,95	0,2

Fonte: O autor (2022).

Os parâmetros de entrada para a modelagem da fundação, quando for o caso, segue os mesmos valores da barragem, com exceção do módulo de elasticidade, que será variado conforme avanço das análises, isto é, será estudado o comportamento dos resultados com a mudança do valor do módulo de elasticidade da fundação, e o peso específico, que será considerado nulo. Ao adotar a fundação com peso específico de valor nulo, utiliza-se um método de fundação de massa nula, que terá sua teoria discutida no tópico relacionado à análise dinâmica linear.

Já para o reservatório, quando for considerado na modelagem juntamente com a barragem, são considerados os valores usuais de peso específico e módulo volumétrico, conforme Tabela 3, onde ρ é o peso específico da água e B é o módulo volumétrico da água.

Tabela 3 – Parâmetros de entrada no *ABAQUS* para os modelos de análise linear do reservatório (água).

ρ (kg/m ³)	B (GPa)
1.000	2.10

Fonte: O autor (2022).

3.2.2 Parâmetros para a análise não linear

Existem diversas condições de não linearidade em um modelo de elementos finitos. Para o estudo do nível 4 da análise progressiva desse estudo, será utilizado o modelo da não-linearidade do material da barragem, ou seja, o concreto do tipo CCR.

Nesse sentido, o *ABAQUS* apresenta um modelo de aplicação da não-linearidade material que é usualmente utilizado para casos em que o material a ser estudado é o concreto simples, ou seja, não armado. É o caso do *Concrete Damaged Plasticity*, ou "plasticidade do concreto danificado".

Inicialmente introduzido por Lubliner et al. (1989) (utilizando a Teoria da Plasticidade) e depois aprimorado por Lee e Fenves (1998) (utilizando a Teoria da Mecânica do Dano Contínuo), este método propõe que: "a ruptura do concreto em um determinado ponto ocorre quando o estado de tensão nesse ponto alcança uma superfície de ruptura denominado superfície de escoamento". Essa superfície de ruptura move-se e deforma-se seguindo as formulações de potencial de fluxo de escoamento, de onde se determina dois dos parâmetros de entrada do método CDP: o ângulo de dilatação (ψ) e a excentricidade (ϵ_{ex}).

Esse modelo permite a análise do concreto a partir da teoria da plasticidade, adotando uma variável importante que representa a perda de rigidez do material ao ser solicitado através de carregamentos estáticos e/ou dinâmicos: o parâmetro de dano.

Para utilizar o modelo de plasticidade do concreto corretamente, é necessário introduzir alguns parâmetros adicionais para o material, além dos parâmetros apresentados nas propriedades gerais, como:

- 1) Propriedades elásticas: referente à resposta elástica do material na curva tensão e deformação axial;
- 2) Propriedades plásticas: referente à resposta plástica (ou inelástica) do material na curva tensão e deformação axial; e
- 3) Parâmetros de dano: referente à deterioração do material em um ciclo de carregamento e descarregamento.

Esses parâmetros acima podem ser determinados a partir de um ensaio uniaxial de compressão do concreto, gerando assim a curva de tensão e deformação do material. Contudo, caso esse ensaio não possa ser realizado, existem expressões normativas que estimam o comportamento da curva com base no módulo de elasticidade e da tensão de ruptura do concreto referente à compressão e tração uniaxial. Este último caso é o que foi utilizado em relação ao CCR de Jucazinho.

Conforme discutido em 3.2, utilizando a Tabela 3.1 do Eurocode 2 (1998), pode-se determinar a tensão de pico do concreto para compressão (σ_{cm}), o módulo de elasticidade (E_0), a tensão de pico do concreto para tração (σ_{ctm}), a deformação do concreto na tensão de pico para compressão (ϵ_{c1}) e a deformação última do concreto para compressão (ϵ_{cu}). O resumo de todos esses valores encontra-se na Tabela 4 abaixo:

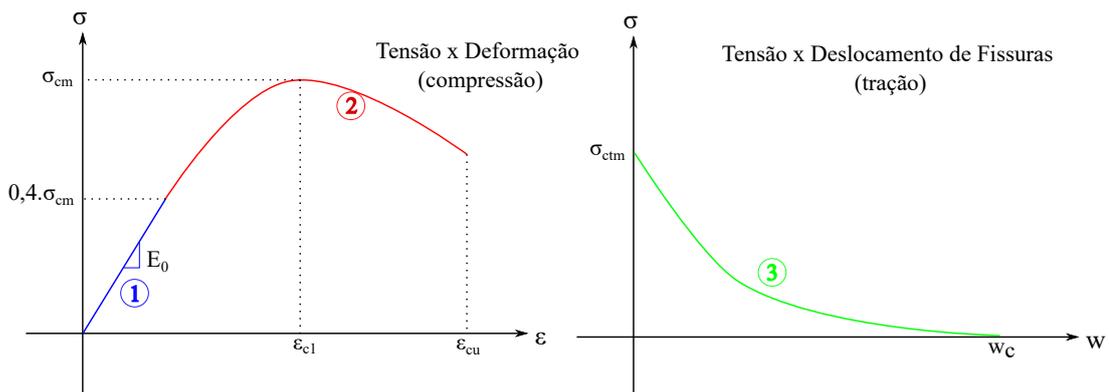
Tabela 4 – Resumo de parâmetros necessários para curva de tensão e deformação do concreto.

σ_{cm} (MPa)	σ_{ctm} (MPa)	E_0 (MPa)	ϵ_{c1}	ϵ_{cu}
14,25	1,02	24.463,95	0,00159	0,00350

Fonte: O autor (2022).

Para ficar mais claro, a Figura 15 mostra a posição de cada um desses parâmetros, bem como a definição por cores de cada uma das partes da curva, onde w é a abertura ou deslocamento de fissuras e w_c é a abertura de fissuras crítica, ambos definidos em metro.

Figura 15 – Ilustração dos parâmetros da curva de tensão vs. deformação para compressão e tensão vs. abertura de fissuras para tração uniaxial.



Fonte: O autor (2022).

A expressão referente ao trecho da curva de número 1, referente ao gráfico de tensão vs deformação da região elástica do concreto, é representada por uma equação da reta, dada pela equação 35:

$$\sigma = E_0 \epsilon \quad (35)$$

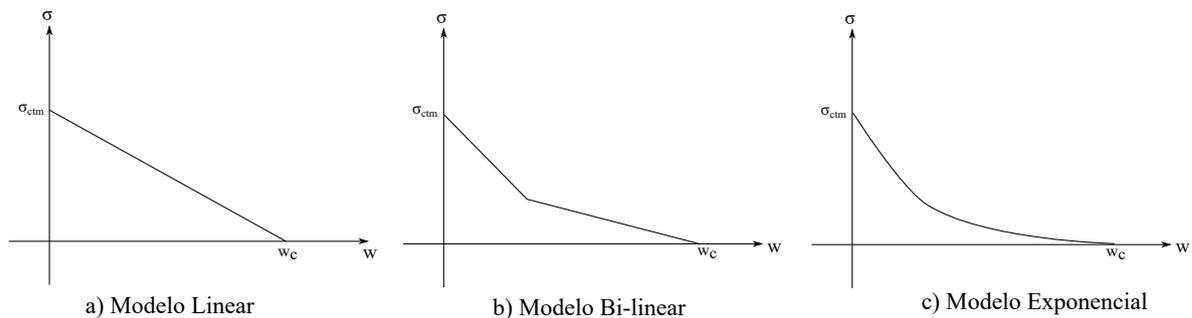
A expressão referente ao trecho da curva de número 2, referente ao trecho da curva tensão vs deformação da região plástica do concreto, é representada por uma equação definida tanto no Eurocode 2 (1998) quanto no CEB-FIP (2010), dada pela Equação 36:

$$\frac{\sigma}{\sigma_{cm}} = k \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{c1}} \right) - \frac{\left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{c1}} \right)^2}{1 + (k - 2) \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{c1}} \right)} \quad (36)$$

com $k = 1,05 E_0 (\epsilon_{c1} / \sigma_{cm})$.

A curva de número 3, representa o comportamento do material quando submetido, em um corpo de prova cilíndrico, à uma tração uniaxial. Para determinar a curva teórica desse ensaio, diversos modelos podem ser empregados. O modelo linear (Figura 16a) é utilizado em algumas normas como Eurocode 2 (1998) e CEB-FIP (2010). O modelo formulado por Hordijk (1992), conhecido como o "bi-linear" (Figura 16b) também pode ser utilizado. Contudo, o que apresenta uma maior concordância com ensaios práticos é a expressão exponencial (Figura 16c) proposta por Hordijk (1992) e, portanto, foi o método utilizado neste trabalho. Todos os modelos comentados são determinados pela energia de fratura (G_F).

Figura 16 – Comparação entre os modelos utilizados para traçar a curva tensão vs. abertura de fissuras para tração uniaxial.



Fonte: O autor (2022).

A curva número 3 é então calculada pela equação 37:

$$\frac{\sigma}{\sigma_{ctm}} = \left[1 + \left(c_1 \frac{w}{w_c} \right) \right] e^{\left(-c_2 \frac{w}{w_c} \right)} - \frac{w}{w_c} (1 + c_1^3) e^{-c_2} \quad (37)$$

Segundo o autor, a melhor aproximação da curva com os resultados experimentais foi obtida com $c_1 = 3$, $c_2 = 6,93$ e $w_c = 5,14G_F/\sigma_{ctm}$.

Resta, portanto, calcular o valor da energia de fratura G_F . Tal valor foi determinado utilizando a expressão 38, obtida pelo CEB-FIP (2010):

$$G_F = 73\sigma_{cm}^{0,18} \quad (38)$$

Um ponto importante que deve ser comentado sobre a expressão definida por Hordijk (1992) é que, em vez de ser definida como tensão vs. deformação, o eixo horizontal do gráfico é dado pela abertura de fissuras (w).

Há duas maneiras de se inserir o comportamento à tração do concreto no *ABAQUS*: utilizando dados de tensão vs. deformação, através do comportamento de "*material softening*" ou "*amolecimento do material*", e utilizando os dados de tensão vs. abertura de fissuras, através do critério de energia de fratura.

Para utilizar dados de tensão e deformação referente à tração uniaxial, segundo o manual do Manual Teórico *ABAQUS* v6.6 (2006), esses dados são eficazes quando trata-se de uma estrutura de concreto armado e nenhuma fissura localizada deve existir no modelo. Além disso,

os resultados são extremamente sensíveis ao tamanho da malha, sendo eficaz quando se utiliza um modelo mais simples, na qual todos os elementos são praticamente de mesmo tamanho de malha, o que não é o caso das análises efetuadas neste trabalho.

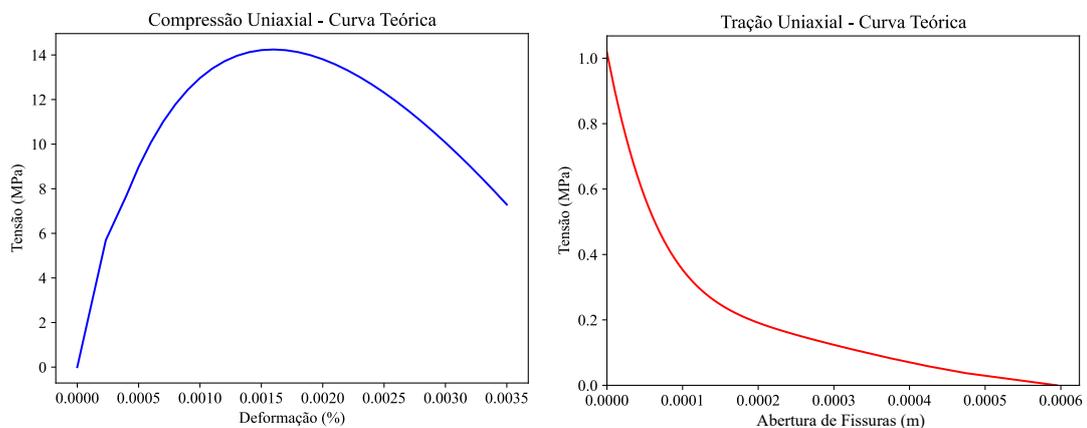
Por outro lado, pode-se utilizar a curva de tensão *vs.* abertura de fissuras através do critério de energia de falha, pois é somente dependente da energia necessária para fissurar uma área unitária (G_F). Essa energia é uma propriedade do material que não é dependente de nenhum tamanho de malha, apenas da área do gráfico mostrado na Figura 16.

Alfarah, López-Almansa e Oller (2017) fazem um estudo detalhado da sensibilidade da curva tensão e deformação de um modelo para diferentes tamanhos de malha, mostrando que os resultados de tensão em um cubo para três diferentes tipos de discretização são divergentes entre si, sugerindo a utilização de um modelo que não seja sensível ao tamanho do elemento.

Portanto, para evitar a influência do tamanho do elemento nas análises, foi utilizado o método de energia de fratura, com o cálculo da curva tensão e abertura de fissuras para a tração uniaxial do concreto.

Finalmente, com a utilização das expressões acima, foram determinadas as curvas teóricas de tensão *vs.* deformação para a compressão uniaxial e tensão *vs.* abertura de fissuras para a tração uniaxial, conforme mostrado na Figura 17:

Figura 17 – Curvas teóricas de compressão e tração uniaxial.



Fonte: O autor (2022).

4 ASPECTOS TEÓRICOS DOS NÍVEIS DE ANÁLISE

Após introduzidos os tópicos teóricos referentes às análises em elementos finitos, bem como as propriedades dos materiais a serem aplicados, prossegue-se com os aspectos teóricos dos níveis de análise deste trabalho, passando detalhadamente em todas as considerações e hipóteses simplificadoras.

4.1 Nível 1: Análise Pseudo-Estática

O primeiro nível da análise progressiva corresponde à uma análise simplificada, tanto na modelagem em elementos finitos, quanto na aplicação das cargas na barragem. A estrutura é estudada como um corpo rígido, na qual sua elasticidade não é considerada.

A aceleração sísmica é aplicada como reação inercial com o mesmo valor, em módulo, da aceleração do solo (PGA), sendo, portanto, uma carga estática distribuída em toda a barragem a_g . Uma vez que dois sismos são aplicados na estrutura, dois diferentes valores de PGA são inseridos na barragem: 0,16g e 0,24g para os sismos 1 e 2, respectivamente.

Em uma análise mais completa, o carregamento sísmico deve ser inserido de duas formas: inicialmente da montante para jusante e depois o inverso, sendo discutido os piores cenários que caracterizam uma maior concentração de tensões na barragem. Contudo, para fins didáticos e com o objetivo de deixar a quantidade de resultados mais concisa possível, neste trabalho foi considerado somente o carregamento sísmico sendo aplicado da jusante para a montante.

A pressão hidrostática é inserida como uma carga triangular na montante do reservatório. Possuindo valor nulo na altura máxima do reservatório ($H = 56$ m) e valor máximo equivalente a $\rho g H$. A equação 39 mostra a expressão da pressão hidrostática da água $P(y)$ ao longo da altura y do reservatório, onde ρ é a densidade específica da água e g é a aceleração da gravidade.

$$P(y) = \rho g (H - y) \quad (39)$$

A pressão hidrodinâmica representa a interação barragem-reservatório e é introduzida através do conceito de adição de massa desenvolvido por Westergaard (1933), através da solução de equação de Laplace e dos problemas de contorno do sistema reservatório-barragem, calculando analiticamente a distribuição de pressões ao longo da altura do reservatório. (RIBEIRO, 2006).

Nessa hipótese, o fluido é considerado incompressível e a estrutura é rígida-móvel. A ideia por trás da teoria de Westergaard (1933) é de que a movimentação da estrutura induzida pelo efeito sísmico, por exemplo, provoca um movimento no fluido, que está permanentemente em contato com a parede do reservatório. Portanto, esse sistema barragem-reservatório não pode ser tratado separadamente e deve ser estudado como um sistema acoplado (SILVA, 2007).

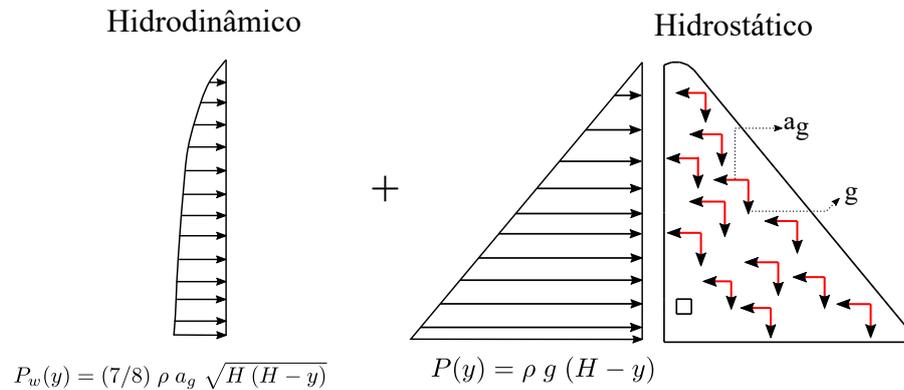
A partir da sua teoria, foi desenvolvida uma simplificação da pressão hidrodinâmica na face da barragem ($x = 0$) ao longo da altura do reservatório, dada pela equação 40:

$$P_w(0, y) = \frac{7}{8} \rho a_g \sqrt{H(H - y)} \quad (40)$$

onde ρ é o peso específico da água em kg/m^3 , H é a altura do reservatório em m , a_g é a aceleração horizontal do solo dada pelo PGA adotado em m/s^2 e P_w é o carregamento hidrodinâmico dado em N/m^2 .

A Figura 18 mostra um esquema do carregamento empregado no nível 1:

Figura 18 – Ilustração da aplicação de cargas do nível 1: Pseudo-Estático.



Fonte: O autor (2022).

4.2 Nível 2: Análise Pseudo-Dinâmica

A análise pseudo-dinâmica consiste em um método desenvolvido por Chopra (1978), na qual a força inercial absorvida pela barragem através da aplicação de uma aceleração horizontal no solo (sismo) é obtida através da resposta dinâmica da estrutura no modo fundamental de vibração.

Essa reação inercial é calculada a partir de uma expressão analítica, e os passos para determiná-la são descritos abaixo, conforme Ribeiro, Melo e Pedroso (2007):

- **1º Passo: determinação do período fundamental da barragem T_S , sem a presença do reservatório.**

Nesse caso, pode-se utilizar a equação 41, representando uma fórmula aproximada que calcula o período fundamental de vibração da barragem sem a influência do reservatório.

$$T_S = 0,01206 \frac{H_B}{\sqrt{E}} \quad (41)$$

onde T_S é o período fundamental da barragem sem a influência do reservatório em (s), H_B é a altura da barragem em (m) e E é o módulo de elasticidade do concreto em (GPa).

- **2º Passo: determinação do período fundamental da barragem T_C , com a presença do reservatório.**

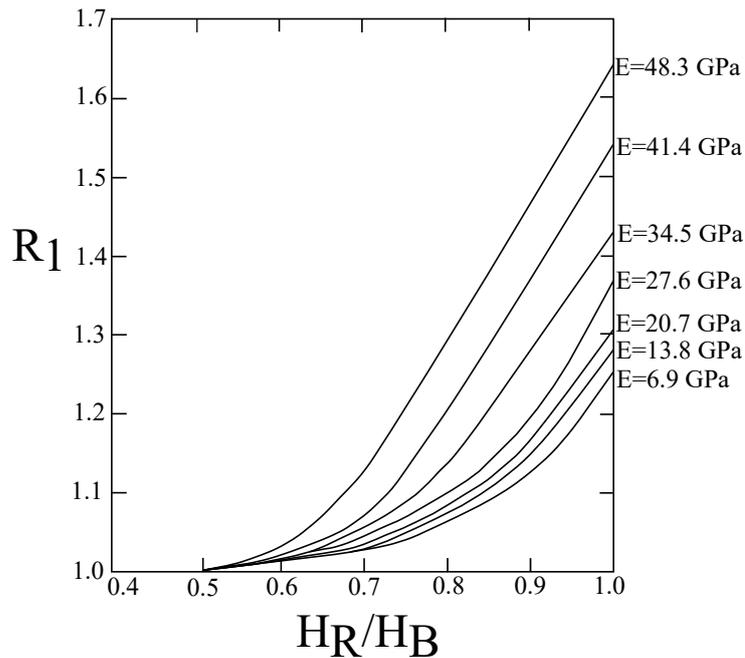
Para o cálculo do período de vibração da barragem com reservatório, a equação 42 introduz um parâmetro R_{t1} , referente à uma amplificação do período de vibração da barragem

sem a influência do reservatório.

$$T_C = R_1 T_S \quad (42)$$

O valor deste coeficiente pode ser determinado através do ábaco da Figura 19, analisando, no eixo horizontal, a razão entre a altura do reservatório e a altura da barragem e no eixo vertical direito, o módulo de elasticidade do concreto.

Figura 19 – Determinação do coeficiente R_1 para cálculo do período do T_C .



Fonte: Ribeiro, Melo e Pedroso (2007), adaptado de Chopra (1978).

No caso das análises deste trabalho, considerou-se o reservatório no nível máximo, igual à altura da barragem, ou seja, $\frac{H_R}{H_B} = 1$. O módulo de elasticidade do concreto é de 24,46 GPa, na qual será melhor comentado posteriormente na propriedade dos materiais. Dessa forma, encontra-se $R_1 = 1,32$. A altura da barragem na seção analisada neste trabalho é de 56 m.

Portanto, após o cálculo do período de vibração da barragem com e sem reservatório, a Tabela 5 apresenta um resumo dos valores obtidos:

Tabela 5 – Período fundamental de vibração da barragem utilizando o método Pseudo-Dinâmico

Modo	Período (s)	Frequência (rad/s)
Sem Reservatório (T_S)	0,1365	46,03
Com Reservatório (T_C)	0,1802	34,87

Fonte: O autor (2022).

• 3º Passo: determinando a deformada universal.

Chopra (1978) propôs uma deformada universal (ϕ) de uma barragem no período fundamental de vibração, através de diversas análises de estruturas com perfis trapezoidais,

utilizando o método dos elementos finitos. Esse valor, tabelado por Chopra (1978), forma uma curva aproximada por uma função de interpolação de 4ª ordem, discutido por Ribeiro, Melo e Pedroso (2007). Essa deformada é utilizada posteriormente para definir a parcela da força inercial que representa um dos termos da equação resultante do carregamento sísmico, que será aplicado na face à montante da barragem. A deformada universal é dada pela equação 43:

$$\phi\left(\frac{y}{H}\right) = 1,2877\left(\frac{y}{H}\right)^4 - 1,2551\left(\frac{y}{H}\right)^3 + 0,7914\left(\frac{y}{H}\right)^2 + 0,1718\left(\frac{y}{H}\right) \quad (43)$$

onde y é a coordenada da altura da barragem na face da montante em (m), H é a altura da barragem em (m) e ϕ é a deformada universal.

• **4º Passo: determinando a pressão hidrodinâmica.**

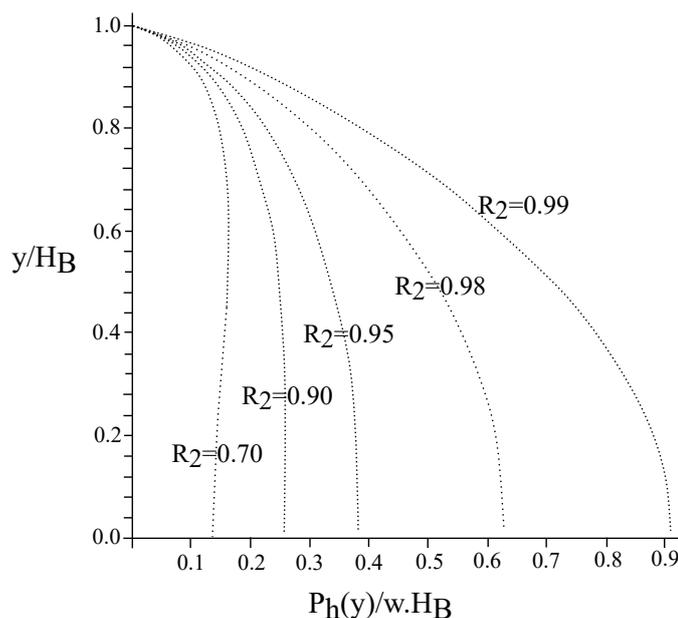
Para o cálculo da pressão hidrodinâmica aplicada ao longo da face à montante da barragem, deve-se inicialmente calcular o valor do coeficiente R_2 , dado pela Equação 44:

$$R_2 = \frac{1}{T_C} \frac{4H_R}{c} \quad (44)$$

onde T_C é o período de vibração considerando a presença do reservatório em (s), H_R é a altura do reservatório em (m) e c é a velocidade de propagação do som na água, considerado igual a 1.438,00 m/s.

A seguir, é então determinada uma relação da pressão hidrodinâmica com a altura da barragem através do ábaco da Figura 20, utilizando o valor de R_2 calculado acima. Para isso, com os valores $T_C = 0,1802s$ e $H_R = 56m$, encontra-se $R_2 = 0,865$. Dessa forma, para simplificar a sua utilização, adota-se $R_2 = 0,90$, utilizando os dados já apresentados no ábaco da Figura 20:

Figura 20 – Determinação do coeficiente R_2 para cálculo da pressão hidrodinâmica.



Com o valor do coeficiente R_2 , determina-se o valor da pressão hidrodinâmica $P_h(y)$ que é aplicada na face montante da barragem, considerando w é o peso específico da água e H_B a altura da barragem.

• **5º Passo: calculando a resultante da ação inercial aplicada à montante da barragem.**

Por fim, Chopra (1978) propõe um sistema resultante de forças que inclui a pressão hidrodinâmica com as reações inerciais provocadas na barragem através do sismo. A equação 45 resume então o carregamento que é aplicado na face a montante da barragem para a modelagem do método Pseudo-Dinâmico, incluindo a presença do fluido:

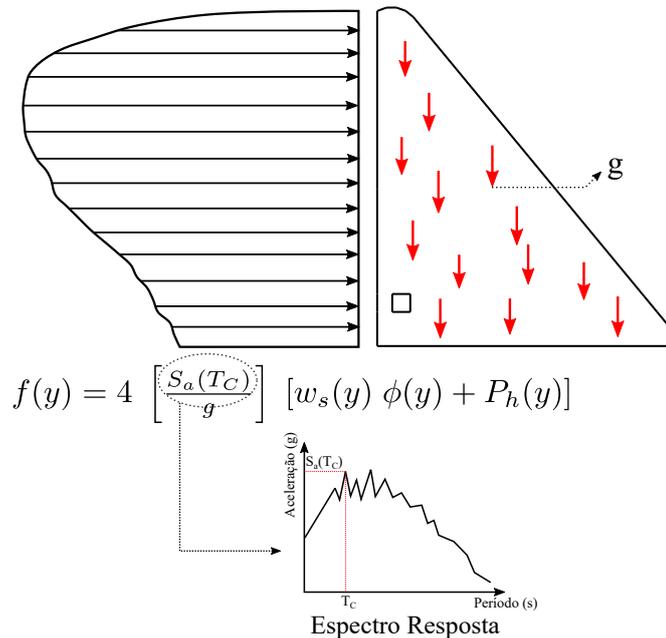
$$f_i(y) = 4 \left[\frac{S_a(T_C)}{g} \right]_i [w_s(y)\phi(y) + P_h(y)] \quad (45)$$

onde f_i é o valor do carregamento sísmico equivalente para cada um dos sismos utilizados neste trabalho; $\left[\frac{S_a(T_C)}{g} \right]_i$ é o valor do espectro resposta do sismo utilizado (sismo 1 ou 2), correspondente ao período de vibração da barragem com influência do reservatório T_C . O peso da barragem ao longo da sua altura é representado por $w_s(y)$. O valor de $\phi(y)$ representa a deformada universal da barragem, obtido seguindo os critérios do 3º Passo e $P_h(y)$ é o valor da pressão hidrodinâmica ao longo da altura da face da montante, conforme descrito no 4º Passo.

O coeficiente 4 no início da expressão 45 refere-se à expressão da resultante inercial caso seja considerado o reservatório cheio. Caso contrário, tal coeficiente deve ser igual a 3. Tais valores são resultados aproximados obtidos a partir das observações de Chopra (1978) ao analisar o carregamento pseudo-dinâmico. Os coeficientes são aproximados aos valores exatos 4 e 3 afim de simplificar a sua utilização.

No nível 2, diferentemente do nível 1, o valor do sismo sentido na barragem é amplificado levando em conta o seu período fundamental de vibração, obtido a partir do espectro resposta do sismo utilizado $S_a(T_C)$. A Figura 21 mostra um esquema das ações aplicadas na barragem utilizando o método Pseudo-Dinâmico:

Figura 21 – Ilustração do carregamento aplicado na barragem utilizando o método Pseudo-Dinâmico, considerando o reservatório cheio.



Fonte: O autor (2022).

4.3 Nível 3: Análise Dinâmica Linear

A análise dinâmica é o foco dos modelos utilizados nos níveis 3 e 4 deste trabalho. Aqui são consideradas diversas interações entre os subsistemas: barragem, reservatório e fundação.

O carregamento sísmico, inserido através dos dados do acelerograma, é o fator responsável por caracterizar a análise do nível 3 como uma análise dinâmica.

Malm (2016) discute sobre dois métodos principais utilizados em uma análise dinâmica com efeitos sísmicos:

- a) Superposição modal; e
- b) Integração direta no tempo.

O método da superposição modal é utilizado quando a resposta estrutural é linear, ou seja, nenhum efeito não linear pode ser considerado, o que limita o número de casos em que é empregado. Nesse método, duas aproximações podem ser empregadas: a análise a partir da resposta espectral (já utilizada no nível 2 deste trabalho) e a análise por integração direta ao longo do tempo. A resposta espectral determina apenas uma resposta de "pico", ou seja, o valor máximo da variável estudada (deformação máxima, tensão máxima etc.). Já a integração direta trata o carregamento sísmico como sendo uma condição de contorno de aceleração nodal ao longo do tempo, onde é possível verificar a resposta de uma determinada variável em cada intervalo de tempo definido previamente. Este, por sua vez, é o método utilizado para a análise dinâmica do nível 3.

No método de integração direta, as equações de movimento de uma análise dinâmica

são resolvidas diretamente e é utilizado para sistemas que possuem não linearidades, que é o caso das análises executadas no nível 4. Uma análise mais detalhada desse método é discutida posteriormente.

4.3.1 Propriedades dinâmicas: considerando o amortecimento da estrutura

Nas análises Pseudo-Estática e Pseudo-Dinâmica, as propriedades do material não incluíam o efeito do amortecimento da estrutura. No caso da análise dinâmica linear, isso deve ser considerado.

O *ABAQUS* utiliza o conceito de amortecimento nas propriedades dos materiais como sendo o amortecimento de Rayleigh. Esse é um dos parâmetros mais importantes a ser considerado em uma análise dinâmica.

Para isso, a matriz de amortecimento do sistema $[C]$ é considerado sendo uma combinação linear das matrizes de massa $[M]$ e rigidez $[K]$, conforme a equação 46:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (46)$$

onde os fatores α e β são, respectivamente, os fatores de proporcionalidade da matriz de massa e da matriz de rigidez.

Para determinar os fatores de proporcionalidade, deve-se resolver o sistema linear dado pela Equação 47 para cada "i-ésimo" modo de vibração:

$$\xi_i = \frac{\alpha}{2\omega_i} + \frac{\beta\omega_i}{2} \quad (47)$$

Onde ξ_i é o amortecimento crítico da estrutura corresponde ao "i-ésimo" modo de vibração e ω_i é a "i-ésima" frequência natural de vibração.

Malm (2016) recomenda a utilização do primeiro e do terceiro modo de vibração para a solução da equação acima. Sendo assim, seja ω_1 e ω_3 o valor da primeira e da terceira frequência de vibração, respectivamente, e considerando $\xi_1 = \xi_3 = \xi = 5\%$, pode-se determinar o valor de α e β a partir das expressões 48 e 49:

$$\alpha = \frac{2\xi\omega_1\omega_3}{\omega_1 + \omega_3} \quad (48)$$

$$\beta = \frac{2\xi}{\omega_1 + \omega_3} \quad (49)$$

Os dois parâmetros acima devem ser inseridos no *ABAQUS* para considerar o amortecimento da estrutura na análise dinâmica, além das demais propriedades como: peso específico do material, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson.

4.3.2 Modelo de fundação de massa nula

Um outro ponto que deve ser citado é: como modelar a fundação de uma barragem em elementos finitos para uma análise dinâmica?

Os métodos utilizados nos níveis 1 e 2 sempre consideram a fundação como sendo completamente rígida, uma vez que não são modeladas juntamente com a barragem. Contudo, isso é novamente uma simplificação de cálculo. A análise dinâmica, em algumas de suas etapas, considera a análise da fundação, bem como suas interações entre o corpo da barragem e o reservatório.

Mohammadnezhad, Ghaemian e Noorzad (2019) apresentam um estudo detalhado sobre os aspectos da modelagem da fundação em uma análise dinâmica sob efeito sísmico de um sistema barragem-reservatório-fundação. Nele, os autores citam que o método de fundação de massa nula tem sido amplamente utilizado em trabalhos similares. Esse modelo é um método proposto inicialmente por Chopra e Chakrabarti (1981), na qual a massa (densidade específica) da fundação é considerada nula e somente a matriz de rigidez é tomada para o cálculo da equação de movimento do sistema. Nesse caso, o efeito de propagação de ondas não é considerado, ou seja, a condição de contorno do movimento aplicado na base da fundação, provocado pelo efeito sísmico, alcança a base do corpo da barragem sem nenhuma dissipação de energia cinética.

Chopra e Chakrabarti (1981), Mohammadnezhad, Ghaemian e Noorzad (2019) discutem que a consideração da fundação com massa nula produz resultados superestimados, conforme comentado acima, porém ainda é a maneira mais prática de realizar um estudo considerando a sua interação com a barragem, quando não se possui as informações dos parâmetros do material. Malm (2016) também defende o uso desta técnica, que simplifica também o custo computacional quando é levado em consideração uma análise não linear, por exemplo.

4.4 Nível 4: Análise Dinâmica Não-Linear

A principal diferença entre os níveis 3 e 4 adotados neste trabalho é a inclusão da não linearidade do concreto da barragem no nível 4.

Segundo Malm (2016), existem três diferentes condições de não linearidade que pode influenciar na resposta de uma estrutura:

- a) Não linearidade do contorno ou da interação;
- b) Não linearidade geométrica; e
- c) Não linearidade material.

O primeiro caso estuda o comportamento da barragem ao tratar da resposta não linear provocada pelas juntas de dilatação, fissuras no concreto (já existentes) ou fraturas nas rochas de fundação. O segundo caso diz respeito a condição simplificadora de pequenos deslocamentos na barragem. À medida que as deformações aumentam por conta do aumento dos esforços na estrutura, essa condição não é mais válida e deve-se introduzir efeitos de segunda ordem (não

linearidade geométrica). Por último, a condição de não linearidade do material está relacionada com as propriedades físicas e é alcançada em modelos que consideram grandes esforços. Sendo assim, deve-se considerar a região não linear da curva tensão e deformação do material, utilizando conceitos próprios para essa etapa.

Ainda segundo Malm (2016), sempre que possível, as análises não lineares devem ser evitadas por conta do grande esforço computacional utilizado. Contudo, é comum utilizá-las para cálculos e verificações de estruturas já existentes, como no caso deste trabalho. O motivo disso é verificar o atual estado da barragem após o projeto e execução, verificando o comportamento dos materiais empregados de maneira mais realista e atual.

Por isso, o nível 4 da análise deste trabalho será voltado para o comportamento não linear do material da barragem.

4.4.1 Método de cálculo para dinâmica não linear: *ABAQUS* Implícito e Explícito

Existem dois métodos na qual o *ABAQUS* emprega para tratar uma simulação dinâmica. O primeiro, mais conhecido como *ABAQUS/Standard* utiliza a metodologia implícita e o segundo, *ABAQUS/Explicit* utiliza a metodologia explícita.

• Método Implícito para análise dinâmica não linear

O método implícito soluciona a equação governante para os deslocamentos globais, partindo da equação 50, dada por:

$$[M] \{\ddot{x}\} + [C] \{\dot{x}\} + \{K\} \{x\} = \{f(t)\} \quad (50)$$

Juntamente com a equação 50, também são utilizadas as expressões numéricas para sistemas dinâmicos elaborado por Hilber-Hughes-Taylor (HILBER; HUGHES, 1978) (método modificado de Newmark), dadas pelas equações 51 e 52:

$$\{x_{i+1}\} = \{x_i\} + \Delta t \{\dot{x}_i\} + \frac{\Delta t^2}{2} [(1 - 2\beta) \{\ddot{x}_i\} + 2\beta \{\ddot{x}_{i+1}\}] \quad (51)$$

$$\{\dot{x}_{i+1}\} = \{\dot{x}_i\} + \Delta t [(1 - \gamma) \{\ddot{x}_i\} + \gamma \{\ddot{x}_{i+1}\}] \quad (52)$$

Os coeficientes β e γ são adotados como sendo 1/4 e 1/2, respectivamente, conforme sugerido por Malm (2016).

Por fim, a convergência do método após cada iteração é então verificada partindo da expressão 53, utilizando o método numérico de Newton-Raphson.

$$\{x\} = [K]^{-1} \left(\{f(t)\} - [M] \{\ddot{x}\} - [C] \{\dot{x}\} \right) \quad (53)$$

Uma importante observação que deve ser feita é que no método implícito, a equação final dada por 53 utiliza a inversa da matriz de rigidez. Por conta disso, torna-se um método de alto custo computacional, se comparado com o método explícito, conforme será discutido posteriormente. Por outro lado, possui uma excelente precisão, uma vez que a convergência do método é verificada em cada iteração.

- **Método Explícito para análise dinâmica não linear**

O método explícito também parte da mesma equação governante, dada por 50 porém, as expressões 51 e 52 são substituídas pelo método das diferenças centrais, conforme Equações 54 e 55:

$$\{\dot{x}_{i+1/2}\} = \{\dot{x}_{i-1/2}\} + \frac{\Delta t_{i+1} + \Delta t_i}{2} \{\ddot{x}_i\} \quad (54)$$

$$\{x_{i+1}\} = \{x_i\} + \Delta t_{i+1} \{\dot{x}_{i+1/2}\} \quad (55)$$

Ao final de cada iteração, não é checada a convergência do modelo, tratando-se de um método condicionalmente estável (são necessários pequenos intervalos de tempo em cada incremento).

Diferentemente do método implícito, o explícito soluciona a equação governante para as acelerações nodais, sendo determinada pela Equação 56, que é uma manipulação algébrica da equação governante:

$$\{\ddot{x}\} = [M]^{-1} (\{f(t)\} - [C] \{\dot{x}\} - [K] \{x\}) \quad (56)$$

Nota-se uma diferença entre as expressões 53 e 56: no segundo caso, utiliza-se a inversa da matriz de massa do sistema. Muitas vezes, essa matriz é diagonal, o que faz com que o método explícito possua um menor custo computacional.

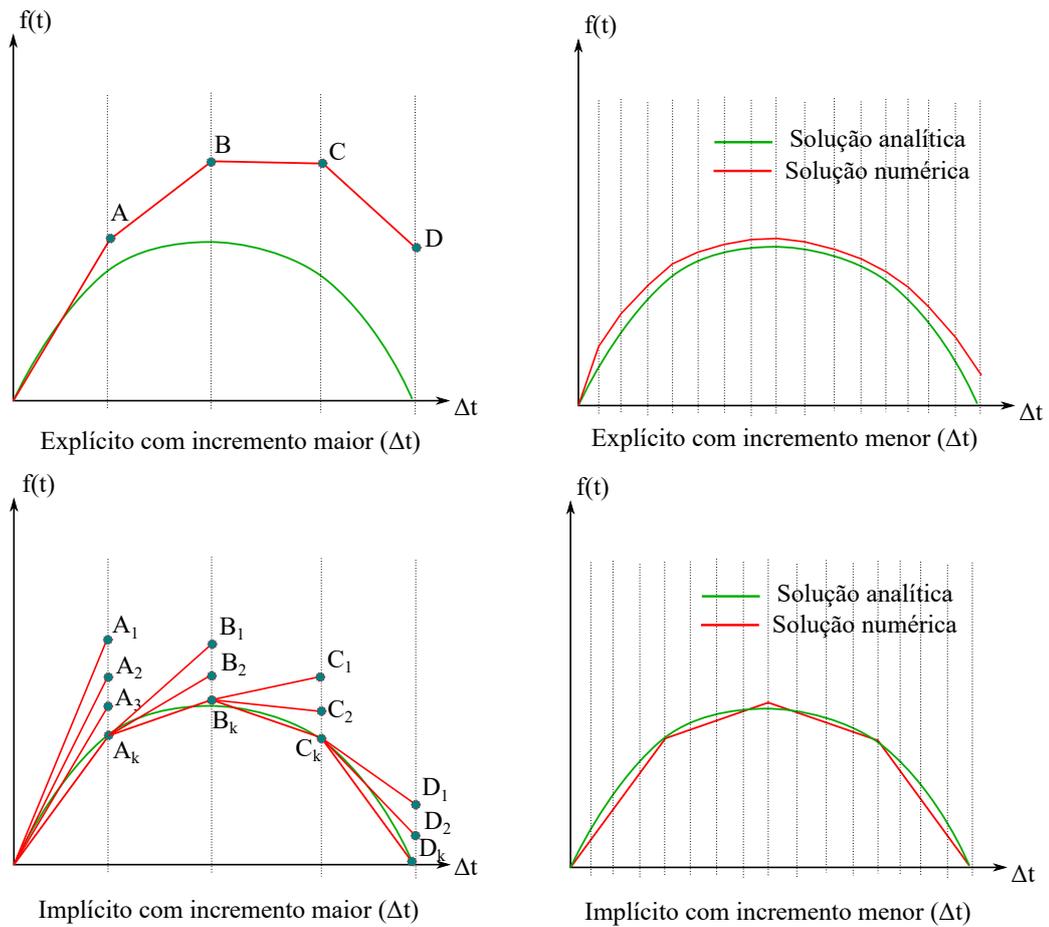
- **Comparação entre os métodos Implícito e Explícito**

Diante dos temas abordados acima, existem vantagens e desvantagens para a adoção de algum dos métodos de análise dinâmica não linear. De forma resumida, quando trata-se de método implícito ou explícito para análise de problemas dinâmicos não lineares, fala-se do tipo de algoritmo que é utilizado para fazer o incremento do tempo. O algoritmo utilizado no método explícito busca soluções de uma variável de um tempo futuro a partir dos dados disponíveis em um tempo atual, enquanto que no método implícito, isso não é possível diretamente, sendo necessário o uso do método de Newton-Raphson.

Uma vez que o método explícito não realiza a análise de convergência após cada iteração, o resultado desse método é altamente influenciado pelo tamanho do incremento de tempo que é utilizado em cada análise, funcionando como uma espécie de "extrapolação". Ao contrário do método implícito, que, ao realizar o teste de convergência com Newton-Raphson em cada iteração (segue de A_1 para A_k até atingir a convergência e só depois inicia o processo iterativo para o ponto B), torna-se mais "confiável" em relação ao tamanho do incremento de tempo utilizado.

De maneira ilustrativa, percebe-se a dependência e a importância do incremento de tempo de cada um dos métodos a partir da Figura 22:

Figura 22 – Comparação ilustrativa entre os métodos implícito e explícito.



Fonte: Obbink-Huizer (2021).

Diante dos pontos abordados acima, destacam-se algumas vantagens e desvantagens dos dois métodos, conforme Tabela 6 abaixo, extraídas do Manual Teórico ABAQUS v6.6 (2006):

Tabela 6 – Comparações principais entre os métodos implícito e explícito.

Características	Método Implícito	Método Explícito
Precisão	Maior	Menor
Convergência checada após cada iteração	Sim	Não
Custo computacional	Maior	Menor
Tipos de problemas recomendados	Problemas lineares e não lineares, problemas dinâmicos "lentos", pequenas deformações, vibrações e terremotos	Problemas altamente não lineares, problemas dinâmicos "rápidos", grandes deformações e impactos

Fonte: O autor (2022).

4.4.2 Procedimento teórico do método *Concrete Damaged Plasticity* (CDP).

Para considerar o efeito de plasticidade do concreto, com a condição de não linearidade, o ABAQUS recomenda a utilização do método *Concrete Damaged Plasticity* (CDP).

Esse método fornece uma capacidade geral para modelagem de concreto e outros materiais considerados "quase frágeis" em todos os tipos de estruturas (vigas, treliças, sólidos, etc.).

Segundo Manual Teórico ABAQUS v6.6 (2006), o modelo CDP destina-se principalmente a fornecer uma capacidade geral para a análise de estruturas de concreto submetidos à carregamentos dinâmicos. O método também é adequado para a análise de outros materiais quase frágeis, como rocha, argamassa e cerâmica, embora seja voltado para estudar o comportamento do concreto. Sob baixas pressões de confinamento, o material se comporta de maneira frágil, onde os principais mecanismos de falha são trincas provocadas por tração e o esmagamento por compressão. O comportamento frágil do concreto desaparece quando a pressão de confinamento é suficientemente grande para evitar a propagação de fissuras.

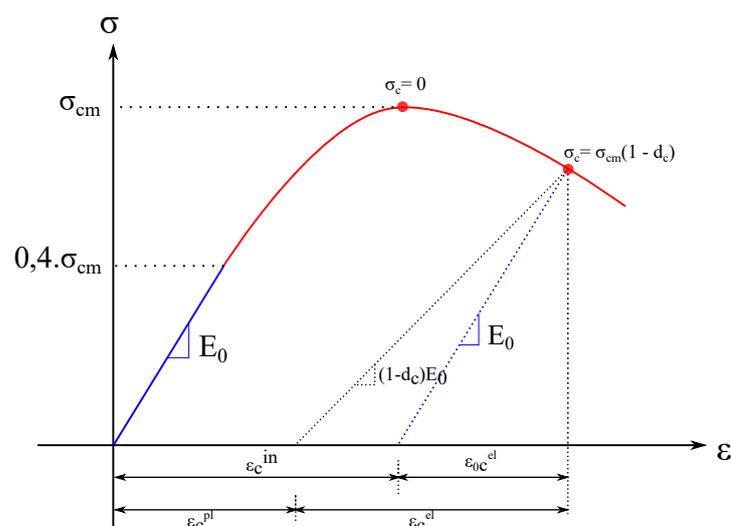
O parâmetro de dano pode ser determinado através da relação entre a tensão em um determinado ponto da curva tensão e deformação (tanto para compressão quanto para tração) e a tensão última do concreto (tensão de ruptura), conforme a equação 57 (ou 58 com a tensão em evidência):

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{cm}} \quad (57)$$

$$\sigma_c = \sigma_{cm}(1 - d_c) \quad (58)$$

O seu valor permanece nulo até atingir o ponto de tensão de ruptura, na qual aumenta gradativamente até o valor unitário à medida que a tensão diminui, conforme ilustrado pela Figura 23:

Figura 23 – Representação das deformações elásticas, plásticas e inelásticas considerando o parâmetro de dano para a compressão uniaxial.



Fonte: O autor (2022).

Em seguida, deve-se calcular e fornecer ao *ABAQUS* o valor das deformações inelásticas à compressão (ϵ_c^{in}). Analisando novamente a Figura 23, percebe-se que é possível determinar o

valor da deformação inelástica a partir da equação 59:

$$\epsilon_c^{in} = \epsilon_c - \epsilon_{0c}^{el} \quad (59)$$

Ou então, aplicando a condição de deformações elásticas, a expressão 59 transforma-se na 60:

$$\epsilon_c^{in} = \epsilon_c - \frac{\sigma_c}{E_0} \quad (60)$$

Internamente, o *software* calcula o valor das deformações plásticas, com base na equação 61 que pode ser obtida também a partir das formulações geométricas da Figura 23.

$$\epsilon_c^{pl} = \epsilon_c^{in} - \frac{d_c}{(1 - d_c)} \cdot \frac{\sigma_c}{E_0} \quad (61)$$

As mesmas relações apresentadas acima podem ser utilizadas para calcular os dados de parâmetro de dano à tração.

- Parâmetros da Plasticidade:

O método CDP é baseado na teoria da plasticidade e possui parâmetros de entrada que devem ser inseridos no *ABAQUS* para representar corretamente a curva tensão e deformação tanto na sua parte elástica, quanto na plástica.

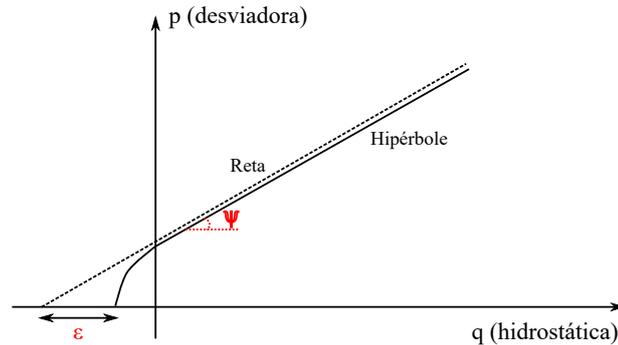
Esses parâmetros são: ângulo de dilatação (ψ), excentricidade (ϵ), razão (σ_{b0}/σ_{c0}) e K .

Todos esses podem ser obtidos através de um ensaio de compressão triaxial, submetido em corpos de prova de concreto. Contudo, uma vez que não foi possível obter resultados desse ensaio, será consultado em diversas literaturas os intervalos de valores mais utilizados para o concreto.

De maneira introdutória, o ângulo de dilatação (ψ) é determinado traçando-se a função potencial plástica linear e a hiperbólica de Drucker-Prager (é o que define a regra de escoamento) e representa a inclinação entre a direção do incremento de deformação plástica e a direção vertical, fisicamente interpretado como ângulo de atrito interno do concreto (Guerra (2017)). Observando a Figura 24, representando a tensão desviatória, ou desviadora, (p) = $\sigma_1 - \sigma_3$ com a tensão hidrostática (q), é possível identificar visualmente os parâmetros que são obtidos. De acordo com o Manual Teórico ABAQUS v6.6 (2006), os valores recomendados para o ângulo de dilatação do concreto estão entre 30° e 40°.

A excentricidade (ϵ) também é determinada a partir do gráfico mostrado na Figura 24, representando a taxa de aproximação da hipérbole potencial plástica com a sua reta assíntota.

Figura 24 – Função potencial plástica linear e hiperbólica de Drucker-Prager (Teoria da Mecânica do Dano Contínuo).

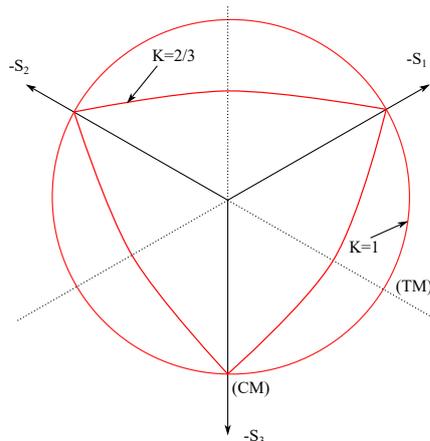


Fonte: Guerra (2017).

O parâmetro $(\sigma_{b0}/\sigma_{c0})$ representa a relação entre a resistência do concreto no estado biaxial e uniaxial de tensões. Kupfer, Hilsdorf e Rusch (1969) citam que resultados mais confiáveis em relação ao estado biaxial e uniaxial de tensões do concreto são os obtidos através de uma aproximação com uma equação elíptica para a resistência à compressão uniforme biaxial, que leva a uma relação $(\sigma_{b0}/\sigma_{c0}) = 1,16$. Tal valor também é recomendado pelo Manual Teórico ABAQUS v6.6 (2006) e será utilizado neste trabalho.

Para entender o parâmetro K , deve-se primeiramente compreender a Figura 25. Os eixos x, y e z representam as tensões principais de Von Mises (considerando as tensões nos 3 eixos), através de sua teoria de ruptura. O eixo TM : *Tensile Meridian*, ou meridiano de tensões, representa todos os pontos na qual satisfaz a expressão $\sigma_{max} = \sigma_1 \geq \sigma_2 = \sigma_3$ e o eixo CM : *Compressive Meridian*, ou meridiano de compressões, representa todos os pontos na qual satisfaz a expressão $\sigma_{max} = \sigma_1 = \sigma_2 \geq \sigma_3$.

Figura 25 – Superfície de escoamento no plano de tensões desviadoras, correspondente a cada valor de K .



Fonte: Labibzadeh, Zakeri e Shoaib (2017).

O parâmetro K representa a envoltória de ruptura de escoamento, conforme mostrado na Figura 25. Tensões de escoamento no plano de tensões desviadoras corresponde a diferentes valores de K . Quando $K = 1$, a envoltória corresponde à um formato esférico, e quando

$K = 2/3$, essa envoltória limita o formato esférico. Segundo Labibzadeh, Zakeri e Shoaib (2017), para o concreto, o intervalo de valores de K que melhor representa os ensaios experimentais está entre 0,5 e 1,0.

Uma vez que não foi possível obter informações sobre a obtenção desses parâmetros através de testes, foram consultados valores comumente utilizados para o concreto. Extraindo as informações do manual do Manual Teórico ABAQUS v6.6 (2006), além das recomendações de Malm (2016) e Labibzadeh, Zakeri e Shoaib (2017), os valores dos parâmetros para o método CDP foram adotados conforme a Tabela 7 a seguir:

Tabela 7 – Parâmetros de plasticidade adotados no nível 4.

$\psi(^{\circ})$	ϵ	σ_{b0}/σ_{c0}	K
30	0,1	1,16	0,56

Fonte: O autor (2022).

5 ASPECTOS PRÁTICOS DA MODELAGEM COMPUTACIONAL

As práticas computacionais na modelagem de um problema de barragem, principalmente com interações entre os subsistemas, podem ser uma informação valiosa para diminuir produzir fielmente as relações matemáticas apresentadas anteriormente. Principalmente em softwares comerciais, como é o caso do *ABAQUS*, existem maneiras particulares de definir as condições de contorno do problema, o tamanho da malha, dentre outros.

Aqui serão comentados os principais pontos práticos da modelagem do problema da barragem de Jucazinho no *ABAQUS*.

5.1 Tamanho do reservatório e da fundação

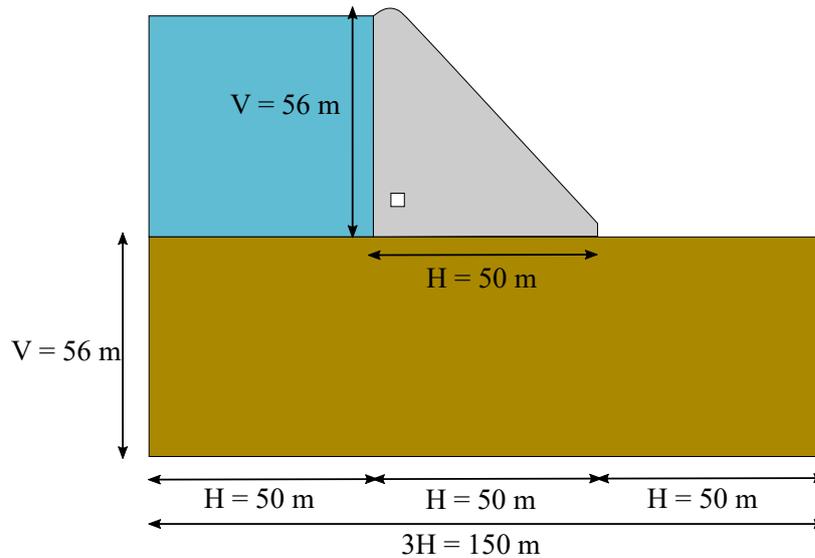
O objetivo principal das análises é verificar o comportamento da barragem sob diversas condições. Portanto, a modelagem do reservatório e da fundação, muitas vezes, é representada por tamanho limitado, não sendo exatamente como existe no terreno.

Dessa forma, Malm (2016) introduz algumas regras gerais para a modelagem desses subsistemas:

- 1) A profundidade da fundação (V) a ser inserida abaixo da barragem, deve possuir, no mínimo, o mesmo tamanho da altura da barragem;
- 2) O comprimento longitudinal da fundação é normalmente definido como sendo igual a três vezes o valor do comprimento longitudinal da barragem (H), de forma que fique dividido em três partes igualmente espaçadas, com cada uma delas medindo, no mínimo, o mesmo valor do comprimento da barragem;
- 3) Caso não seja inserida a condição de contorno (condição de Sommerfeld) de não reflexão das ondas provocadas pela pressão hidrodinâmica, o comprimento longitudinal do reservatório a ser inserido à montante da barragem, deve ter, no mínimo, duas vezes o valor da altura da barragem.

Para melhor ilustrar as condições apresentadas acima, a Figura 26 resume todas essas considerações:

Figura 26 – Resumo das dimensões dos subsistemas utilizados.



Fonte: O autor (2022).

Observa-se que a condição 3 já é obedecida pela adoção da condição de contorno de Sommerfeld e, por isso, a dimensão longitudinal do reservatório ficou condicionada ao valor limite da fundação.

5.2 Modelagem da fundação de massa nula

Conforme comentado em tópicos anteriores, a fundação foi modelada utilizando o método dos elementos finitos, porém foi utilizado o conceito de fundação de massa nula, com o objetivo principal de evitar a propagação de ondas causadas pelo efeito sísmico na da fundação da barragem para o corpo da estrutura. Nesse caso, apenas a matriz de rigidez é levada em conta para a análise.

Para que isso seja possível, é necessário inserir, nas propriedades dos materiais, a densidade específica com um valor nulo, além do módulo de elasticidade. Dessa forma, a matriz de massa para cada elemento que faz parte da fundação não é considerada nos cálculos.

5.3 Condições de contorno do problema dinâmico no ABAQUS

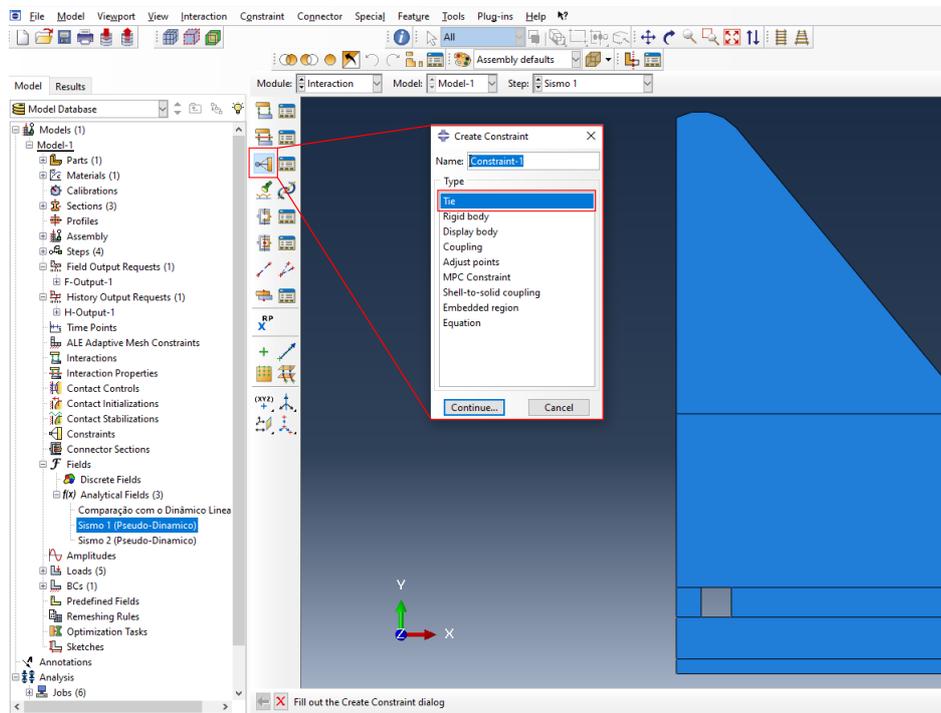
As condições de contorno que devem ser inseridas no modelo são:

1) Interação entre fluido-estrutura: para a solução das equações diferenciais do sistema acoplado (elemento acústico e elemento no estado plano de deformações ou tensões) é necessário informar ao ABAQUS que os nós da interface entre os dois tipos de elementos devem ser "colados", ou seja, a condição de contorno que deve ser inserida é do tipo *Tie Constraint*. Essa condição pode ser inserida utilizando o ABAQUS/CAE pelos comandos:

"Interaction -> Create Constraint -> Tie -> Surface-to-surface."

A Figura 27 ilustra a sequência de comandos para a ordem explicada acima:

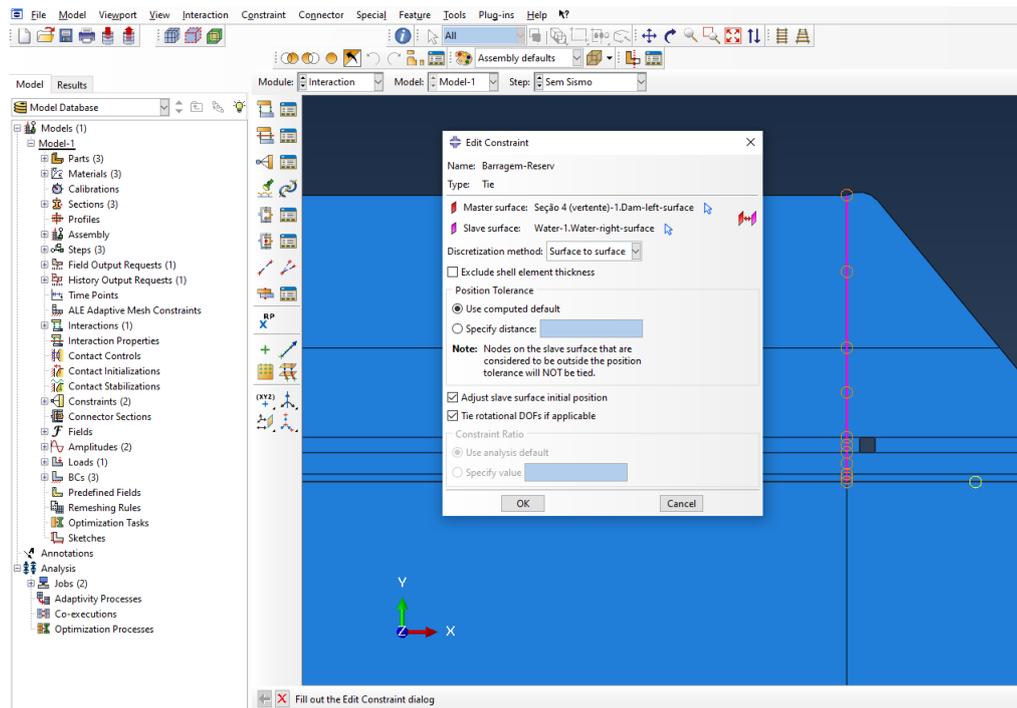
Figura 27 – Sequência de comandos para criação do *Tie Constraint*.



Fonte: O autor (2022).

Em seguida, deve-se escolher a superfície de contato *master*, que nesse caso é a barragem e a superfície de contato *slave*, representando a superfície do reservatório, conforme ilustrado pela Figura 28:

Figura 28 – Escolhendo as superfícies de contato que devem ser "unidas".



Fonte: O autor (2022).

2) Interação entre barragem-fundação: segue o mesmo passo do tipo de interação entre a barragem e o reservatório, porém, nesse contorno, o sistema acoplado é referente ao mesmo tipo de elemento, ou seja, tanto barragem quanto fundação são elementos do tipo "plano de deformações ou plano de tensões":

"Interaction -> Create Constraint -> Tie -> Surface-to-surface."

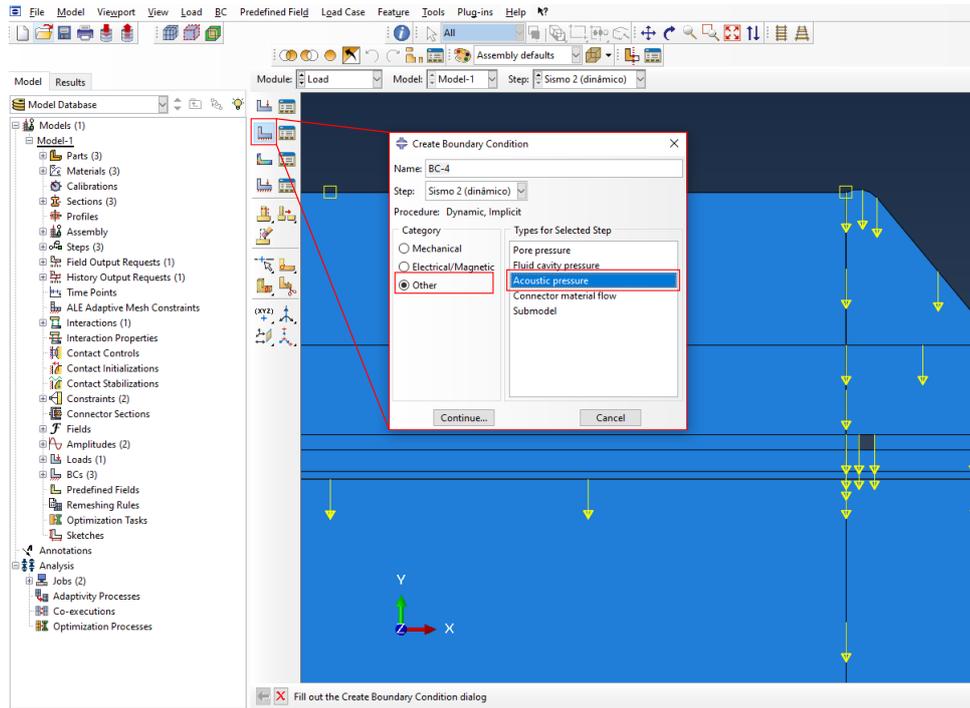
Nesse caso, deve-se seguir os mesmos passos ilustrados nas Figuras 27 e 28.

3) Região de superfície livre do reservatório: aqui a condição de contorno pede que todos os nós dessa superfície possuam pressão nula. No *ABAQUS/CAE* isso é inserido a partir de uma condição de contorno (carregamento) nos elementos acústicos de pressão nula, através do seguinte comando:

"Loads -> Create Boundary Conditions -> Category: Other -> Acoustic Pressure."

A Figura 29 ilustra o processo dentro do *ABAQUS*. Observa-se que, diferentemente da opção *"Tie Constraint"*, a condição de pressão nula é um carregamento imposto nos nós da superfície superior do reservatório, estando na opção *Load* e não em *Interaction*.

Figura 29 – Inserindo a condição de pressão nula na superfície superior do reservatório.



Fonte: O autor (2022).

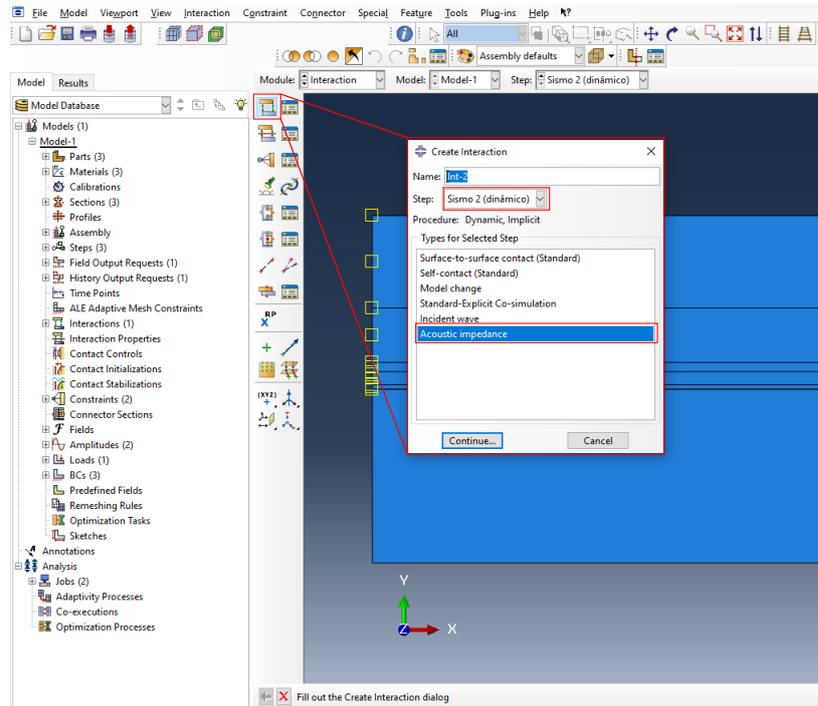
Por fim, deve-se selecionar a superfície superior do reservatório, indicando que essa é uma região onde a pressão é nula.

3) Condição de contorno de Sommerfeld: como já explicado anteriormente, esta condição de contorno impede que ondas de pressão provocadas pelo efeito dinâmico do sismo no reservatório não provoque uma reflexão ao atingir o limite do modelo. Essa condição é inserida no *ABAQUS/CAE* através do comando:

"Interaction -> Create Interaction -> Acoustic Impedance -> Definition: Nonreflecting."

A Figura 30 ilustra os passos mostrados acima:

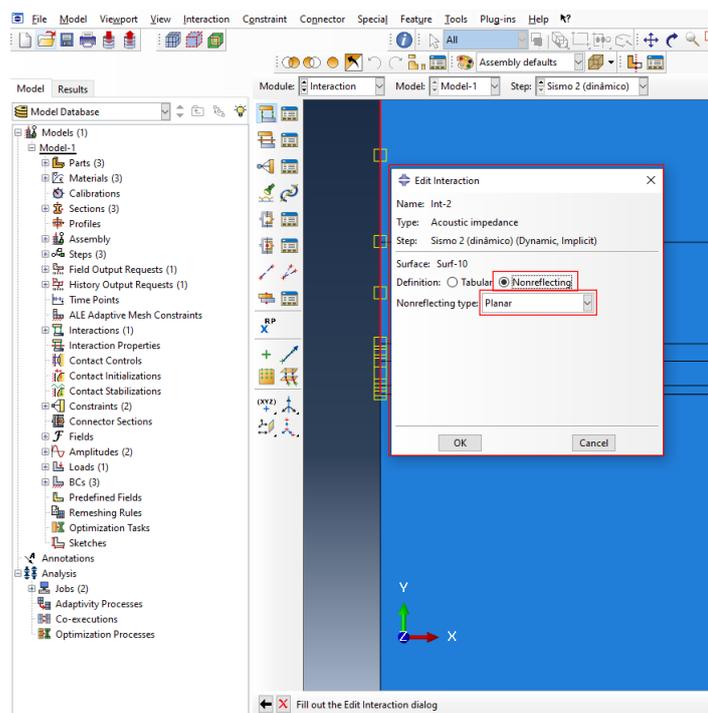
Figura 30 – Inserindo a condição de Sommerfeld para a região distante do reservatório.



Fonte: O autor (2022).

Ao selecionar a superfície distante do reservatório, deve-se escolher a condição de não reflexão das ondas através da opção "Nonreflecting", conforme mostrado na Figura 31:

Figura 31 – Escolhendo a opção de não reflexão das ondas do reservatório.



Fonte: O autor (2022).

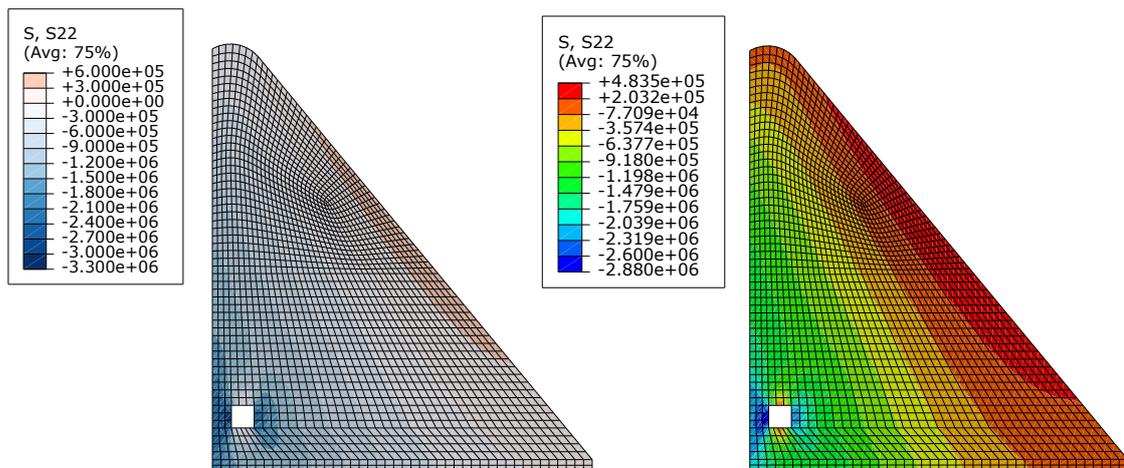
5.4 Apresentação dos resultados e paleta de cores utilizada

Um interessante artigo publicado por Bäker (2018) discute a forma como os resultados das simulações são apresentados ao utilizar um programa de elementos finitos.

A maneira mais encontrada na literatura é a apresentação dos resultados através de um espectro de cores do tipo "arco-íris". Segundo o autor, os gradientes das cores desse espectro podem ser difíceis de interpretar uma vez que "a visão de cores humana tem uma sensibilidade diferente em diferentes partes do espectro". Além disso, pessoas com deficiência de visão de cores que são incapazes de discernir certas frequências como vermelho, verde e amarelo, são prejudicadas com esse tipo de resultado.

Um outro ponto importante é na interpretação rápida dos resultados utilizando a paleta de cores. Para um resultado que apresenta um intervalo de valores positivos e negativos, isto é, passando pelo valor nulo, muitas vezes torna-se difícil interpretá-lo pelo espectro de cores do tipo "arco-íris". Nesse sentido, adotar uma paleta de cores que traduza a cor nula como uma cor neutra, facilita a rápida interpretação dos resultados, conforme mostrado pela Figura 32:

Figura 32 – Diferença entre visualização dos resultados através de determinados espectros de cores. Tensões em Pa.



Fonte: O autor (2022).

O resultado apresentado à direita da Figura 32 representa a visualização padrão do *ABAQUS* para as tensões S22 (tensões no eixo vertical) do modelo do Nível 2 (Pseudo-Dinâmico) com a aplicação do efeito sísmico 1.

À esquerda, tem-se uma visualização modificada com um espectro de cores variando da cor rosa claro para a cor azul, passando por uma cor neutra, nesse caso a cor branca, representando os valores nulos do modelo.

Percebe-se, portanto, que a região de cor branca destaca os elementos que possuem valores de tensão próximos ao valor nulo, ao contrário do que se percebe com a paleta de cores do tipo "arco-íris", uma vez que a transição entre os valores positivos e negativos de tensão ocorre praticamente em uma mesma cor.

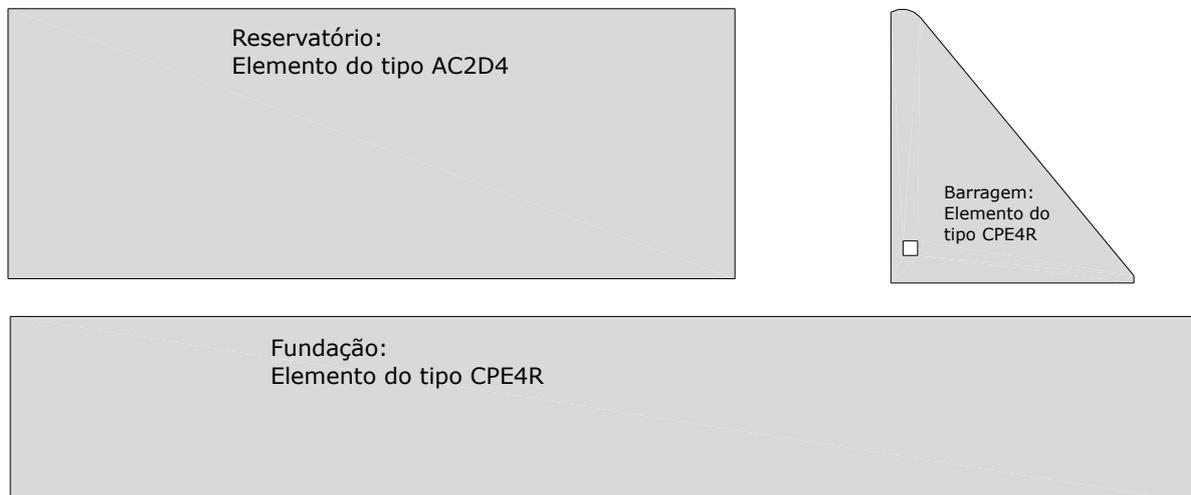
5.5 Subsistemas envolvidos

O estudo das interações entre subsistemas são essenciais para uma análise dinâmica de uma estrutura. Ao provocar um movimento de uma estrutura que possui contato com um fluido, este movimento inevitavelmente se propaga ao fluido, que por sua vez provoca vibrações induzidas em seu contato com a estrutura. Por esse motivo, o conjunto fluido-estrutura deve ser tratado como um sistema acoplado, sendo impossível analisar separadamente as respostas ao movimento. (SILVA, 2007).

As análises Pseudo-Estática e Pseudo-Dinâmica introduzem o conceito das interações entre os subsistemas barragem e reservatório. Contudo, essa análise é tratada de maneira simplificada. No Pseudo-Estático, o efeito hidrodinâmico é na verdade uma consequência da interação barragem-reservatório que a água produz no maciço ao aplicar um efeito sísmico. No Pseudo-Dinâmico, essa interação também é produzida devida ao efeito hidrodinâmico da água. Contudo seu cálculo se dá de maneira diferente do nível 1, conforme comentado anteriormente. Nesses dois métodos, o fluido é considerado incompressível, demonstrando resultados conservadores.

Para inserir os subsistemas no *ABAQUS*, deve-se modelar cada um deles como uma parte diferente, juntando-os de acordo com as superfícies de contato. A Figura 33 ilustra os subsistemas no *software*.

Figura 33 – Modelagem e tipos de elementos dos subsistemas,



Fonte: O autor (2022).

6 GERAÇÃO DO SISMO ARTIFICIAL

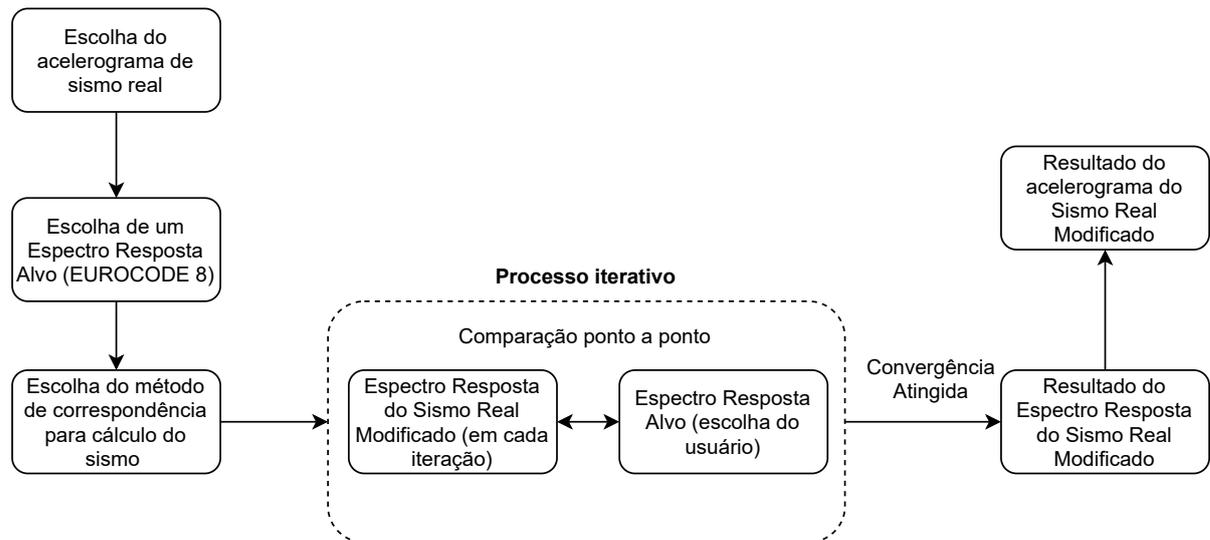
Com o auxílio do software SeismoMatch (2020), é possível estudar o comportamento de algumas metodologias para criação de um sismo sintético (artificial). O primeiro método consiste na aproximação de um sismo sintético, com este sendo criado a partir de uma função Gaussiana de ruído branco, compatível com o espectro alvo e, em seguida, adaptando-o no domínio no tempo e frequência com o uso das transformadas de Fourier. O segundo método inicia-se com um acelerograma gerado a partir de um processo randômico para o cálculo da amplitude de um somatório de funções senoidais, adaptando o sismo no domínio da frequência com a utilização da transformada de Fourier. O último método parte de um dado histórico de um acelerograma real, porém adaptando o seu espectro resposta até atingir uma compatibilidade com o espectro alvo.

Para a criação de um acelerograma sintético, é utilizado o software SeismoMatch (2020), que possui metodologia voltada para a criação de sismos artificiais que partem de um acelerograma com dados históricos reais. Nesse programa, existem dois métodos principais de adaptação do sismo real, utilizando funções que ajustam a resposta espectral da aceleração do solo para se tornar compatível com a resposta espectral alvo escolhida pelo usuário. Em ambos os métodos, são utilizados algoritmos com funções do tipo *wavelets*, ao contrário de outros métodos que utilizam as transformadas de Fourier no tratamento de dados de um sismo artificial.

De maneira introdutória, as funções *wavelets* são capazes de decompor uma ou mais expressões, tornando possível a sua análise em pequenas partições, ou pequenos intervalos de tempo, ao longo do domínio. Essa decomposição é chamada de "transformada *wavelet*" e pode ser utilizada tanto no domínio da frequência quanto no domínio do tempo, fazendo com que seja uma ferramenta importante na análise de processamento de sinais, por exemplo.

A Figura 34 mostra um fluxograma com um resumo das etapas de utilização do SeismoMatch (2020) até atingir o resultado do sismo real sintético e seu respectivo espectro resposta.

Figura 34 – Fluxograma de utilização do SeismoMatch (2020)



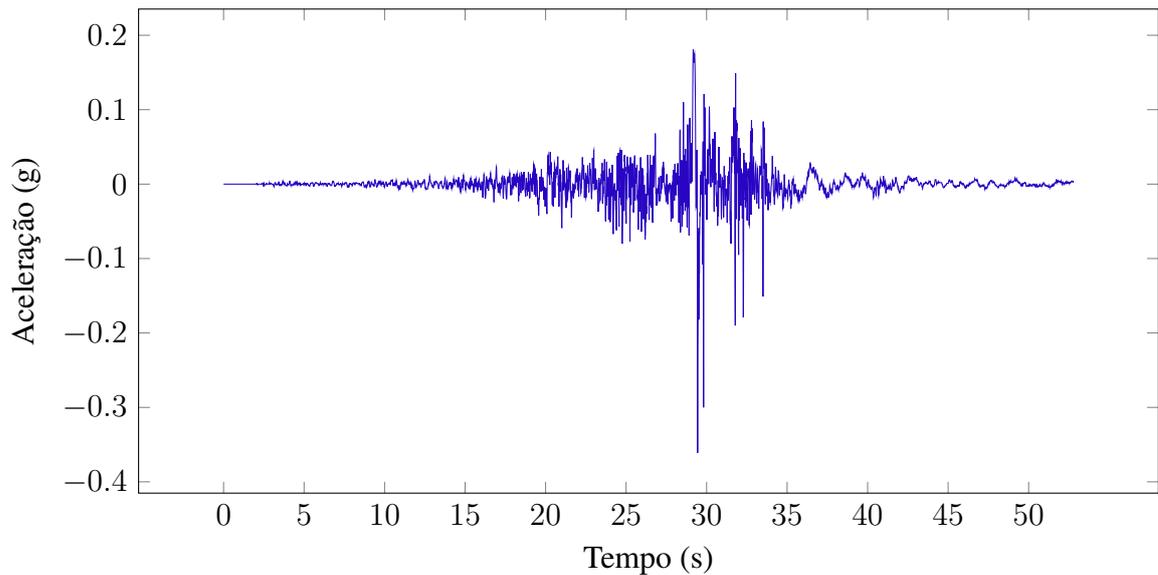
Fonte: O autor (2022).

O método utilizado neste trabalho é representado pelo algoritmo de Atik e Abrahamson (2010), que introduz o conceito de utilização de funções *wavelets* para modificar o acelerograma inicial do sismo, de maneira que sua resposta espectral seja compatível com o espectro alvo. Essa metodologia afirma que "se $a(t)$ é o acelerograma inicial do sismo, o objetivo é então modificar $a(t)$ tal que sua resposta espectral calculada coincida com o espectro alvo ao longo de todo o intervalo de frequência, mantendo a coerência da curva de velocidade e deslocamento do sismo ao longo do tempo."

O acelerograma real escolhido para ser adaptado em dois tipos de sismos com PGA de 0,16g e 0,24g, respectivamente, foi o do terremoto de ChiChi, localizado em Taiwan, pois, dentre as opções disponíveis dos dados sísmicos contidos no *software*, este foi o que representou o valor de PGA mais próximo dos valores a serem atingidos. O terremoto de Chichi alcançou um PGA de aproximadamente 0,36g.

A Figura 35 mostra a aceleração horizontal do solo ao longo do tempo.

Figura 35 – Acelerograma do Sismo Real - ChiChi.



Fonte: O autor (2022).

6.1 Definição do Espectro Alvo

Atualmente, diversos manuais e normas internacionais padronizam a elaboração, através da definição de alguns parâmetros de entrada, do valor do espectro resposta de um sismo (real ou modificado).

Para o método de geração de sismo artificial através da modificação de um acelerograma real, o espectro resposta que é gerado através de uma norma internacional é uma informação necessária para o parâmetro de adaptação do acelerograma final, na qual sofre sucessivas iterações para que o espectro resposta do acelerograma se aproxime, na medida do possível, do espectro inicialmente configurado como "modelo". Por esse motivo, chama-se de "espectro alvo" ou "espectro resposta alvo" as definições de normas internacionais.

Para a definição do espectro resposta alvo deste trabalho, utilizou-se o Eurocode 8 (1998), que define a resposta espectral do sismo como sendo uma "resposta elástica" que pode ser totalmente definida através das seguintes expressões, para a componente horizontal de uma ação sísmica:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g S \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta 2,5 - 1) \right] \quad (62)$$

$$0 \leq T_B \leq T_C : S_e(T) = a_g S \eta 2,5 \quad (63)$$

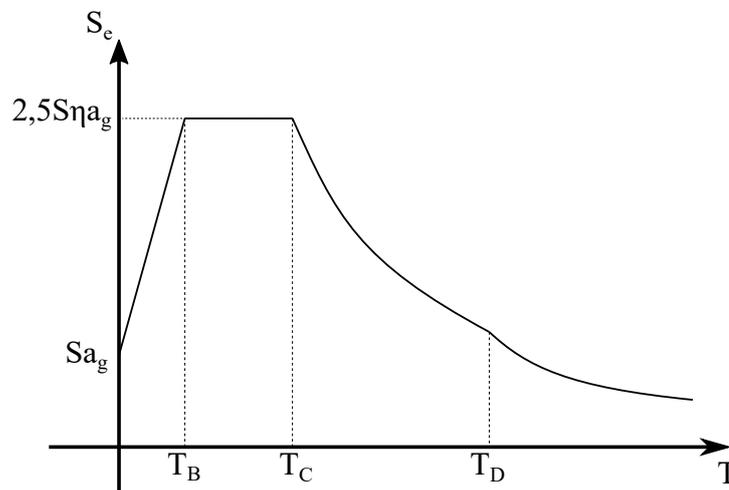
$$0 \leq T_C \leq T_D : S_e(T) = a_g S \eta 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (64)$$

$$0 \leq T_D \leq 4s : S_e(T) = a_g S \eta 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (65)$$

onde $S_e(T)$ é o valor do espectro resposta, T é o período de vibração de um sistema de um grau de liberdade, a_g é o valor do PGA do sismo a ser estudado, T_B representa o período do gráfico da resposta espectral na qual se dá o início do valor constante referente à máxima aceleração espectral, T_C representa o período do gráfico da resposta espectral na qual se dá o fim do valor constante referente à máxima aceleração espectral, T_D é o valor que define o início do intervalo na qual representa um deslocamento constante do espectro. O fator S representa o tipo de solo e η é o fator de correção do amortecimento, cujo valor de referência é $\eta = 1$ para um amortecimento de 5% (usualmente utilizado em carregamento sísmicos em estruturas, como comentando na seção 2P do Eurocode 8 (1998)).

O conjunto de equações colocado acima é representado pela Figura 36, que ilustra o formato geral da resposta espectral de um sismo, segundo o Eurocode 8 (1998):

Figura 36 – Formato do gráfico de espectro alvo de um sismo.



Fonte: Eurocode 8 (1998).

As variáveis S , T_B , T_C e T_D , podem ser determinadas a partir da escolha do tipo de solo de fundação, definidos pela Tabela 3.1 e 3.2 do Eurocode 8 (1998).

6.2 Definição do Espectro Resposta

A resposta espectral de um sismo é obtida a partir da integração no domínio do tempo de um movimento de um sistema de um grau de liberdade, ou *Single Degree of Freedom* (SDOF). Seu resultado pode ser interpretado como o valor máximo local da resposta de um SDOF relacionado a um determinado coeficiente de amortecimento. Para um dado período do sistema, a resposta máxima é computada e esse processo é continuado para todos os possíveis períodos de um SDOF. Ao final do processo, todos esses valores máximos são plotados ao longo do tempo, configurando-se assim no espectro de resposta do sismo.

A equação de movimento de um SDOF $x(t)$ sujeita a uma aceleração sísmica no domínio do tempo $x_g(t)$ é dada pela Equação 66:

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + kx(t) = -m\ddot{x}_g(t) \quad (66)$$

Substituindo $\omega_0 = \sqrt{k/m}$ e $\xi = \frac{c}{2m\omega_0}$ na expressão acima, deduz-se a Equação 67:

$$\ddot{x}(t) + 2\xi\omega_0\dot{x}(t) + kx(t) = -\ddot{x}_g(t) \quad (67)$$

A solução da expressão acima pode ser calculada através de diversos métodos analíticos e numéricos, porém o programa *SeismoMatch* opta pela utilização do método numérico de Newmark (1959).

Uma expressão analítica pode ser determinada utilizando-se a integral de Duhamel, dada pela Equação 68:

$$|x(t)|_{max} = \left| \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) \frac{e^{-\xi\omega_0(t-\tau)}}{\omega_d} \text{sen}(\omega_d)(t-\tau) d\tau \right|_{max} \quad (68)$$

onde ξ é o fator de amortecimento do SDOF, ω_0 é período natural de vibração e $\omega_d = \omega_0\sqrt{1-\xi^2}$.

Por fim, a aceleração espectral é dada pela equação 69:

$$S_a(\xi, \omega_0) = |\ddot{x}_g(t) + \ddot{x}(t)|_{max} \quad (69)$$

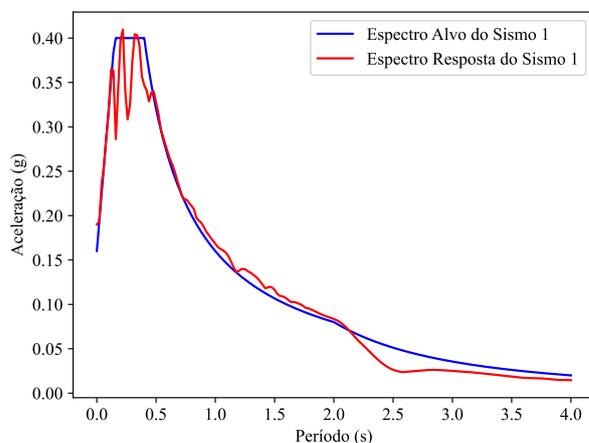
6.3 Resultados dos sismos modificados

Após as considerações acima, os dois sismos que serão utilizados nas análises dinâmica e pseudo-dinâmica são denominados Sismo 1 e 2, com PGA de 0,16g e 0,24g, respectivamente.

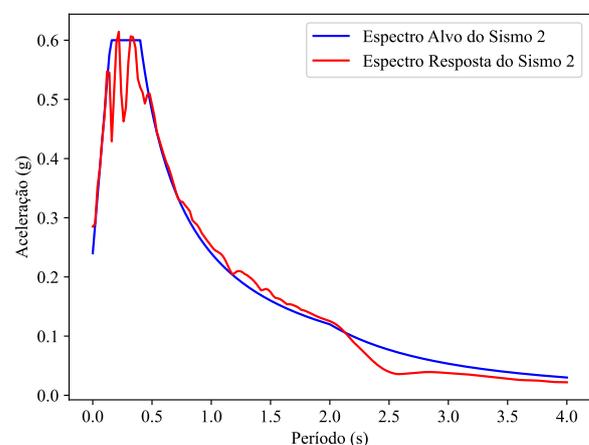
As Figuras 37(a) e 37(b) mostram os resultados das resposta espectrais dos dois sismos com o espectro alvo definido segundo os critérios do Eurocode 8 (1998), para cada valor diferente de PGA, um novo espectro alvo é gerado. Por outro lado, para cada acelerograma modificado do sismo real, tem-se um novo espectro resposta gerado a partir dele.

As Figuras 38(a) e 38(b) mostram a comparação entre os dois acelerogramas modificados com o acelerograma real do sismo de ChiChi.

Figura 37 – Comparação entre os Espectros Resposta dos sismos modificados e seus respectivos Espectros Alvo.

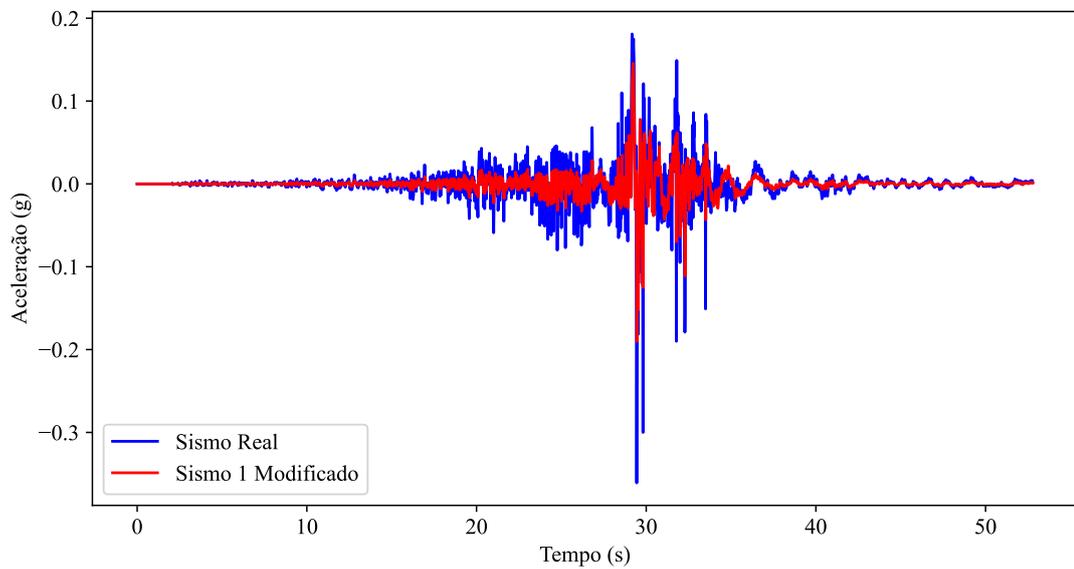


(a) Espectro Alvo e Espectro Resposta do Sismo 1

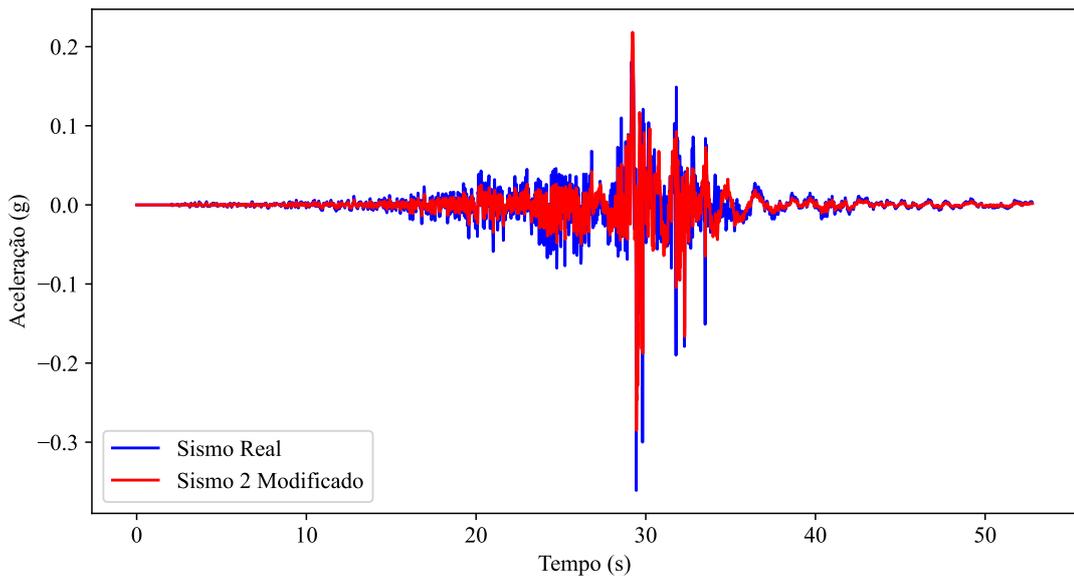


(b) Espectro Alvo e Espectro Resposta do Sismo 2

Figura 38 – Comparação entre os acelerogramas dos sismos sintéticos (modificados) e do sismo real.



(a) Acelerograma do Sismo 1 (PGA = 0,16g) e do Sismo real (ChiChi).



(b) Acelerograma do Sismo 2 (PGA = 0,24g) e do Sismo real (ChiChi).

Fonte: O autor (2022).

Por fim, o Apêndice B reúne todas as etapas utilizadas para a geração do sismo artificial utilizado neste trabalho, bem como os comentários de cada opção, visando uma melhor facilidade à representação dos dados obtidos aqui.

7 ANÁLISES PSEUDO-ESTÁTICA E PSEUDO-DINÂMICA

Aqui serão mostrados e discutidos os modelos das análises do nível 1: Pseudo-Estático e nível 2: Pseudo-Dinâmico. A convergência de malha foi estudada para determinar um valor aproximado de elementos no modelo que demonstre um resultado satisfatório para um menor gasto computacional possível.

Os parâmetros utilizados em cada simulação, para cada sismo analisado, também são relacionados de modo a estudar o comportamento da barragem em diversas condições de carregamento.

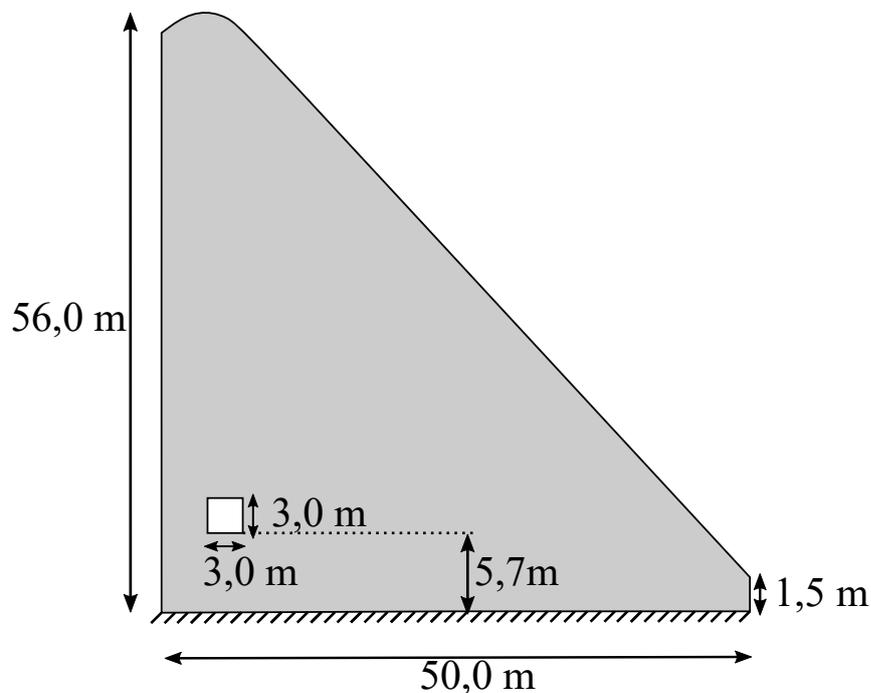
7.1 Análise Pseudo-Estática - Nível 1

Nessa etapa são discutidos todos os detalhes para a modelagem da análise pseudo-estática, nível 1.

7.1.1 Definição do problema

A Figura 39 mostra as dimensões utilizadas para modelar a barragem no nível 1. Nesse caso, apenas a barragem é criada em elementos finitos e as demais cargas acrescentadas na mesma. A fundação é completamente rígida e é definida, para isso, uma condição de contorno engastada na sua base.

Figura 39 – Geometria utilizada para modelagem da barragem no nível 1.



Fonte: O autor (2022).

7.1.2 Cargas atuantes

As cargas atuantes na barragem nesse nível são: carga hidrostática, carga hidrodinâmica, carregamento sísmico e peso próprio.

- Carregamento Hidrostático:

O carregamento hidrostático é definido por uma carga triangular, possuindo o valor nulo no topo da barragem e valor máximo na sua base (ρgh), aplicado no sentido de montante para jusante. A equação que rege essa carga é a 39.

- Carregamento Hidrodinâmico:

O carregamento hidrodinâmico é definido pela expressão simplificadora de Westergaard (1933), conforme 40, possuindo valor nulo no topo da barragem e máximo na sua base. Possui sentido contrário ao carregamento hidrostático uma vez que é considerado o sismo aplicado na barragem no sentido de jusante para montante, ou seja, segue o mesmo sentido do carregamento sísmico.

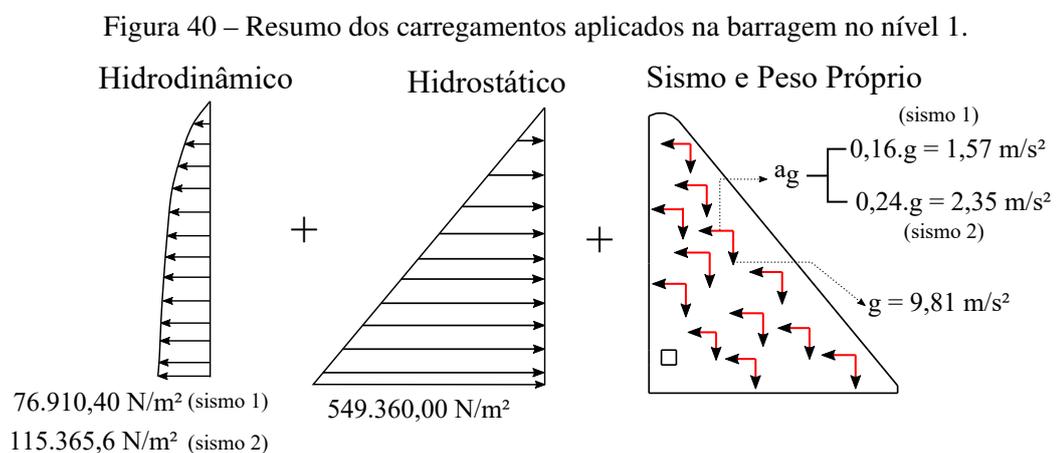
- Peso Próprio:

O peso próprio é definido por um carregamento por área da barragem, inserido no *ABAQUS* como sendo *Gravity Load* e aplicado em toda a sua superfície interna. Possui uma magnitude de $g = 9,81 \text{ m/s}^2$. O sentido do carregamento é de cima para baixo.

- Carregamento Sísmico:

Assim como o peso próprio, o carregamento sísmico é inserido como *Gravity Load* e possui sentido da jusante para montante.

Um resumo de todos os carregamentos e respectivas magnitudes estão ilustrados na Figura 40:



Fonte: O autor (2022).

7.1.3 Parâmetros da simulação e propriedade dos materiais

Em relação à propriedade dos materiais do nível 1, é necessário definir no *ABAQUS* três informações para cálculo das matrizes de rigidez e de massa: a densidade do material, o módulo de elasticidade e seu coeficiente de Poisson. Nesse caso, a Tabela 8 a seguir resume os parâmetros utilizados nessa simulação:

Tabela 8 – Propriedade dos materiais utilizados no nível 1.

Densidade (kg/m^3)	Módulo de Elasticidade (MPa)	Coef. Poisson
2.120,00	24.463,95	0,2

Fonte: O autor (2022).

7.1.4 Malha utilizada e estudo de convergência

Um importante critério de confiabilidade dos resultados em elementos finitos é a convergência de malha.

A convergência de malha, chamada de "teste de sensibilidade de malha" por Malm (2016), serve para validar que a malha utilizada no modelo de elementos finitos é suficientemente detalhada a ponto de possuir resultados confiáveis. Em resumo, representa uma determinada quantidade de elementos em um ponto "ótimo" de relativo custo computacional.

Caso a malha seja mais refinada, aumentando significativamente o custo computacional do modelo, os resultados pouco são modificados, garantindo uma determinada convergência.

Para isso, foram verificados três diferentes pontos na barragem: A, na região superior (próximo à crista); B, em uma região próxima à galeria de drenagem; e C, em uma região próxima à jusante, conforme mostrado na Figura 41.

Diversos casos com diferentes números de elementos foram testados, de modo a gerar uma configuração de pontos que fosse possível observar uma convergência de tensões. Dessa forma, analisando ainda os gráficos mostrados na Figura 41, verifica-se que, a partir do quarto ponto, do menos discretizado para o mais discretizado, os valores de tensões tanto para o plano horizontal quanto para o vertical, pouco se alteram à medida em que o modelo torna-se mais discretizado (maior quantidade de elementos).

A Tabela 9 apresenta os valores das tensões S11 e S22 para os três pontos A, B, C do modelo. Apesar da proximidade dos valores, deve-se também verificar a quantidade de elementos que o modelo forneceu para aquele resultado, verificando que há uma convergência nos valores de cada ponto.

Portanto, decidiu-se adotar, para todas as análises que envolvem a modelagem da barragem, um modelo com aproximadamente 2.200 elementos.

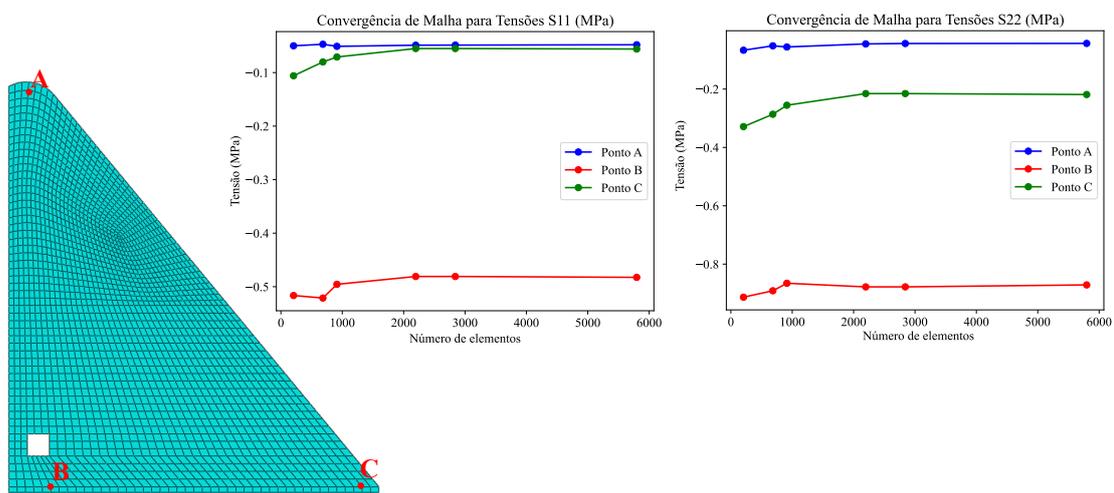
Tabela 9 – Resultados da convergência de malha para três pontos na barragem, utilizando as tensões nos planos "x"(S11) e "y"(S22).

Ponto A			Ponto B		
# elementos	S11 (MPa)	S22 (MPa)	# elementos	S11 (MPa)	S22 (MPa)
5797	-0,0480	-0,0435	5797	-0,4825	-0,8712
2841	-0,0487	-0,0438	2841	-0,4809	-0,8779
2197	-0,0488	-0,0452	2197	-0,4809	-0,8780
913	-0,0510	-0,0557	913	-0,4955	-0,8655
684	-0,0471	-0,0518	684	-0,5212	-0,8913
206	-0,0500	-0,0669	206	-0,5164	-0,9133

Ponto C		
# elementos	S11 (MPa)	S22 (MPa)
5797	-0,0560	-0,2187
2841	-0,0551	-0,2155
2197	-0,0551	-0,2155
913	-0,0709	-0,2555
684	-0,0802	-0,2864
206	-0,1059	-0,3287

Fonte: O autor (2022).

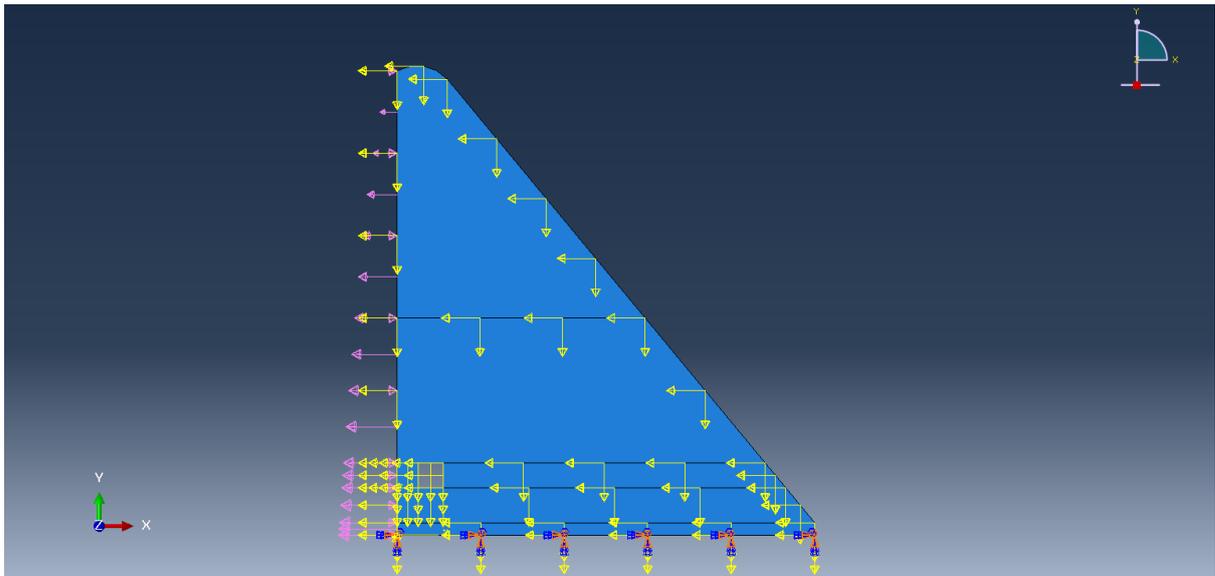
Figura 41 – Localização dos pontos para teste de convergência e seus respectivos resultados.



Fonte: O autor (2022).

Portanto, a Figura 42 mostra o esquema completo dos carregamentos inseridos na barragem e as condições de contorno aplicadas no ABAQUS:

Figura 42 – Resultado da aplicação dos carregamentos e condições de contorno na barragem do nível 1.



Fonte: O autor (2022).

7.2 Análise Pseudo-Dinâmica - Nível 2

Nessa etapa são discutidos todos os detalhes para a modelagem da análise pseudo-dinâmica, nível 2.

7.2.1 Definição do problema

No caso do nível 2, método pseudo-dinâmico, a geometria para a modelagem da barragem segue a mesma representada pela Figura 39. O que muda nesse caso são os carregamentos aplicados na barragem.

7.2.2 Cargas atuantes

As cargas atuantes na barragem nesse nível são: carga hidrostática, peso próprio e carregamento sísmico equivalente (contempla o carregamento hidrodinâmico e o efeito sísmico).

- Carregamento Hidrostático:

Segue o mesmo procedimento utilizado no nível 1.

- Peso Próprio:

Também segue o mesmo procedimento do nível 1.

- Carregamento sísmico equivalente:

Nessa etapa, feita exclusivamente para o método pseudo-dinâmico, devem ser utilizadas as expressões desenvolvidas na seção 4.2, onde é apresentado os passos que devem ser seguidos para determinar o carregamento sísmico equivalente.

Inicialmente, deve-se calcular o valor do período da barragem sem o reservatório T_S , dada pela equação 41:

$$T_S = 0,01206 \frac{H_B}{\sqrt{E}} = 0,01206 \frac{56}{\sqrt{24,46}} = 0,1365s \quad (70)$$

Seguindo para o 2º passo, analisando o ábaco da Figura 19 e sabendo que $E = 24,26GPa$, encontra-se $R_1 = 1,32$, aproximadamente.

Com isso, o período de vibração da barragem com a presença do reservatório é:

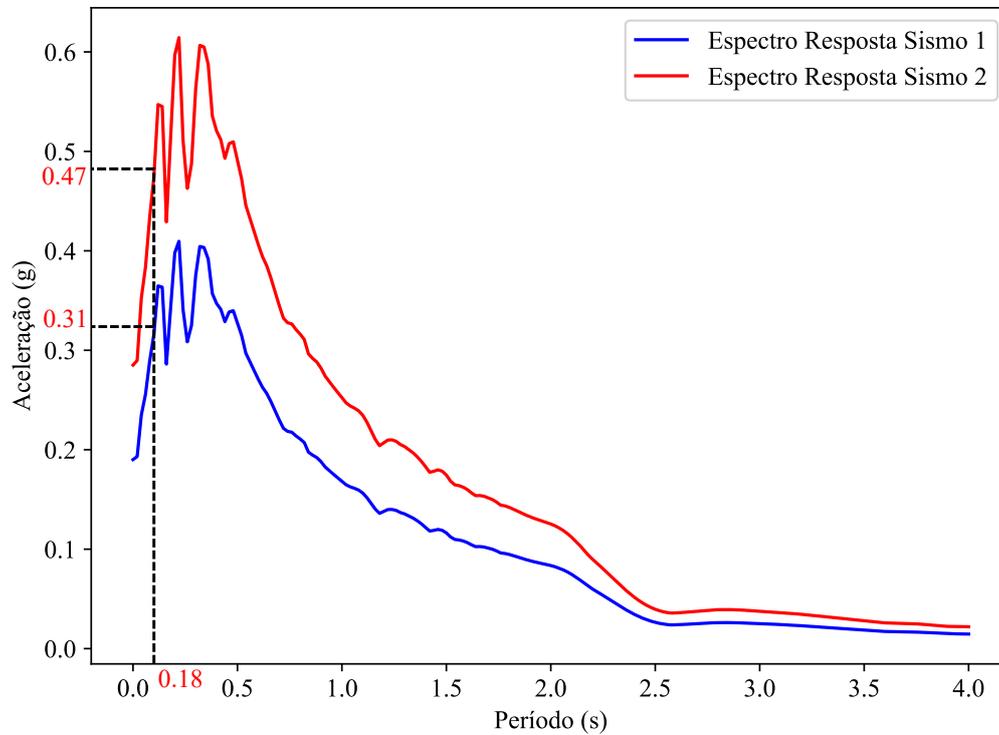
$$T_C = R_1 T_S = 1,32 \cdot 0,1365 = 0,1802s \quad (71)$$

A seguir, determina-se a deformada universal da barragem, conforme explicado detalhadamente na seção 4.2. Para cada discretização na altura da barragem, variando o valor de $\frac{y}{H_B}$, determina-se a deformada correspondente através da equação 43.

Para determinar a parcela da pressão hidrodinâmica, deve ser utilizada a Figura 20, para um valor de $R_2 = 0,90$. Observa-se que, nesse caso, os valores de $\frac{P_h(y)}{wH_B}$ são obtidos visualmente e aproximados, podendo, eventualmente, gerar um determinado grau de erro na exatidão dos valores.

Para determinar o valor da resposta espectral do sismo, deve-se analisar o gráfico do espectro resposta de cada um deles e verificar qual o valor da aceleração correspondente ao período de vibração da barragem com o reservatório, mostrado na Figura 43:

Figura 43 – Determinação da resposta espectral no período fundamental de vibração para ambos os sismo.



Fonte: O autor (2022).

Dessa forma, os valores de $S_a(T_C)$ para os Sismo 1 e 2 são, respectivamente, 0,31g e 0,47g.

A Tabela 10 a seguir mostra os resultados de acordo com os passos a serem realizados para a determinação do carregamento sísmico equivalente para ambos os sismos. Deve-se observar que, para os exemplos estudados aqui, considerou-se o reservatório cheio, onde tem-se a altura da barragem H_B igual a altura do reservatório H_R .

Tabela 10 – Resumo do carregamento sísmico equivalente a ser aplicado na barragem.

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	Sismo 1 (8)	Sismo 2 (9)
y (m)	y/H_B	$P_h(y)/w.H_B$	$P_h(y)(kN/m)$	$T(y)$ (m)	$w_s(y)(kN/m)$	$\psi(y/H)$	$f_1(y)(kN/m)$	$f_2(y)(kN/m)$
56,00	1,000	0,000	0,000	6,000	124,783	0,996	155,99	233,86
53,76	0,960	0,080	43,949	7,760	161,386	0,878	232,97	349,25
51,52	0,920	0,115	63,176	9,520	197,989	0,773	271,46	406,95
49,28	0,880	0,150	82,404	11,280	234,592	0,681	304,00	455,73
47,04	0,840	0,175	96,138	13,040	271,195	0,600	324,94	487,13
44,80	0,800	0,190	104,378	14,800	307,799	0,529	335,36	502,74
42,56	0,760	0,200	109,872	16,560	344,402	0,466	339,56	509,04
40,32	0,720	0,210	115,366	18,320	381,005	0,412	341,68	512,22
38,08	0,680	0,220	120,859	20,080	417,608	0,363	342,27	513,11
35,84	0,640	0,230	126,353	21,840	454,211	0,321	341,74	512,31
33,60	0,600	0,240	131,846	23,600	490,814	0,284	340,37	510,26
31,36	0,560	0,245	134,593	25,360	527,417	0,251	334,90	502,06
29,12	0,520	0,250	137,340	27,120	564,020	0,221	328,90	493,07
26,88	0,480	0,250	137,340	28,880	600,623	0,194	318,96	478,17
24,64	0,440	0,260	142,834	30,640	637,226	0,170	315,43	472,88
22,40	0,400	0,270	148,327	32,400	673,829	0,148	311,39	466,82
20,16	0,360	0,270	148,327	34,160	710,432	0,127	299,91	449,60
17,92	0,320	0,270	148,327	35,920	747,035	0,108	287,86	431,54
15,68	0,280	0,270	148,327	37,680	783,638	0,091	275,25	412,64
13,44	0,240	0,270	148,327	39,440	820,242	0,074	262,14	392,98
11,20	0,200	0,270	148,327	41,200	856,845	0,058	248,64	372,74
8,96	0,160	0,270	148,327	42,960	893,448	0,043	234,95	352,21
8,70	0,155	0,270	148,327	43,164	897,696	0,042	233,36	349,83
6,72	0,120	0,270	148,327	44,720	930,051	0,030	221,37	331,86
5,70	0,102	0,270	148,327	45,521	946,718	0,025	215,33	322,81
4,48	0,080	0,270	148,327	46,480	966,654	0,018	208,32	312,30
2,24	0,040	0,270	148,327	48,240	1003,257	0,008	196,36	294,37
1,50	0,027	0,270	148,327	48,821	1015,349	0,005	192,77	288,99
0,00	0,000	0,270	148,327	50,000	1039,860	0,000	186,21	279,15

Fonte: O autor (2022).

A coluna (1) refere-se à altura da barragem (medida à montante) em cada segmento.

A coluna (2) representa a razão entre a altura da barragem em cada segmento dividido pela sua altura total.

A coluna (3) é a razão entre a pressão hidrodinâmica e o produto entre o peso específico da água e a altura total da barragem. Esses valores foram obtidos a partir da Figura 20, a partir do valor de $R_2 = 0,90$.

A coluna (4) é o produto da coluna (3) com os valores de $w = 9,81kN/m$ e $H_B = 56m$.

A coluna (5), denominado de $T(y)$, representa a distância horizontal entre a extremidade da jusante e da montante em cada altura y .

A coluna (6) é o produto da coluna (5) com o valor do peso específico do concreto ($\rho_c = 20,80kN/m^3$), considerando um valor de profundidade unitário.

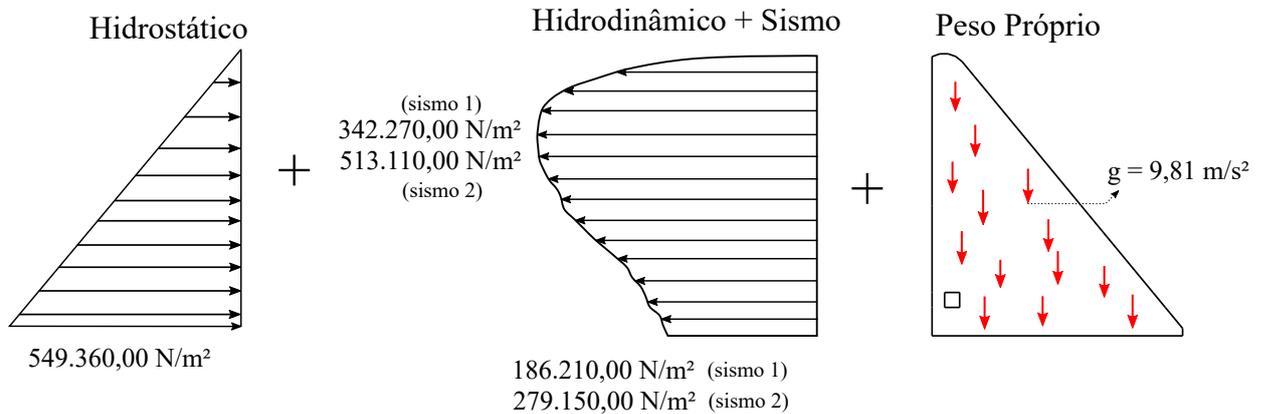
A coluna (7) é a deformada universal da barragem calculada a partir da expressão 43.

A coluna (8), finalmente, representa o carregamento sísmico equivalente calculado a partir da aplicação da equação 45 para o sismo 1, utilizando os dados calculados em cada linha.

A coluna (9) é o carregamento sísmico equivalente para o sismo 2, conforme calculado na coluna (8).

Portanto, em resumo, a Figura 44 ilustra os carregamentos aplicados na barragem no nível 2, obtidos a partir dos resultados anteriormente discutidos:

Figura 44 – Resumo dos carregamentos aplicados na barragem no nível 2.



Fonte: O autor (2022).

7.2.3 Parâmetros da simulação e propriedade dos materiais

As propriedades dos materiais inseridas na modelagem do nível 2 são as mesmas para o nível 1, uma vez que as diferenças de modelagem de ambos ocorre apenas no carregamento aplicado na barragem. Dessa forma, deve-se seguir os mesmos procedimentos explicados na seção 7.1.3.

7.2.4 Malha utilizada e estudo de convergência

Assim como as propriedades dos materiais, a malha utilizada foi a mesma do nível 1. Portanto, deve-se seguir os procedimentos adotados na seção 7.1.4.

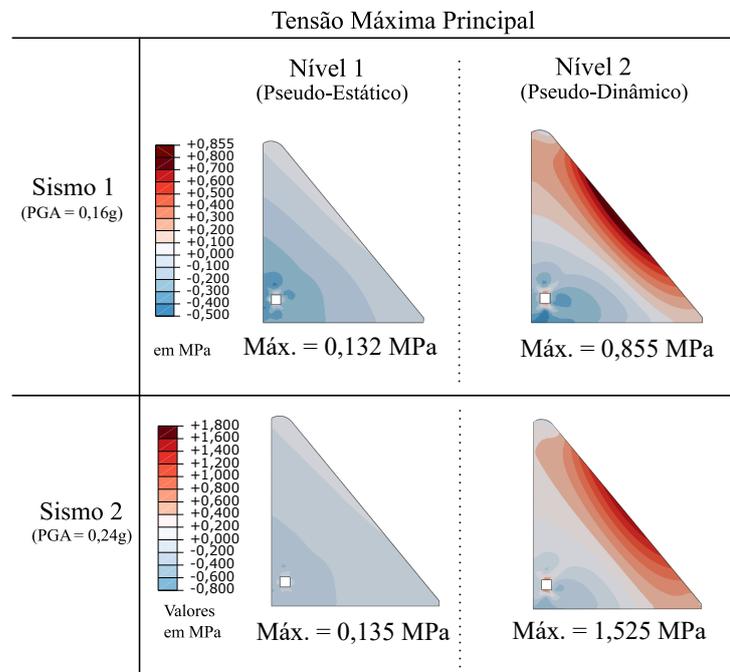
8 RESULTADOS E DISCUSSÕES: NÍVEIS 1 E 2

Nessa seção, serão discutidos os resultados obtidos a partir da modelagem dos níveis 1 e 2, comparando ambos os métodos e verificando os locais de concentração de tensões que merecem destaque.

8.1 Discussões e comparações

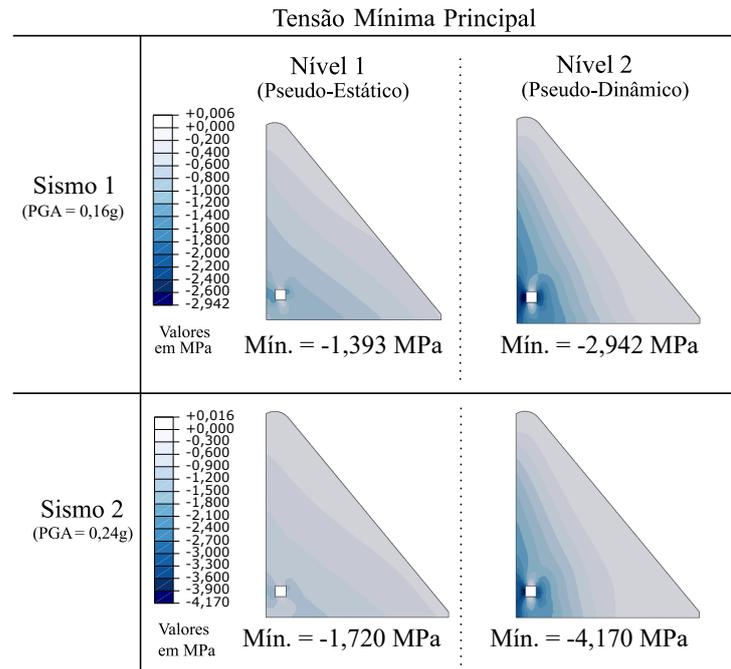
As Figuras 45 e 46 comparam os resultados da tensão máxima no plano principal realizadas para os métodos pseudo-estático e pseudo-dinâmico, para cada um dos sismos gerados, sismos 1 e 2, respectivamente.

Figura 45 – Resultados de Tensão Máxima Principal (referente aos esforços de tração na barragem) para os níveis 1 e 2.



Fonte: O autor (2022).

Figura 46 – Resultados de Tensão Mínima Principal (referente aos esforços de compressão na barragem) para os níveis 1 e 2.



Fonte: O autor (2022).

Em uma primeira análise, percebe-se que para as tensões máximas principais (Figura 45) os esforços encontrados são, em sua maior parte, relacionados à tração, enquanto para as tensões mínimas principais (Figura 46), compressão. O método pseudo-dinâmico produz esforços de tração na barragem ao longo da face à jusante, representado pela região de coloração avermelhada da Figura 45. Por outro lado, o pseudo-estático apresenta valores bem menores de tração, se comparado com o pseudo-dinâmico, também na região à jusante.

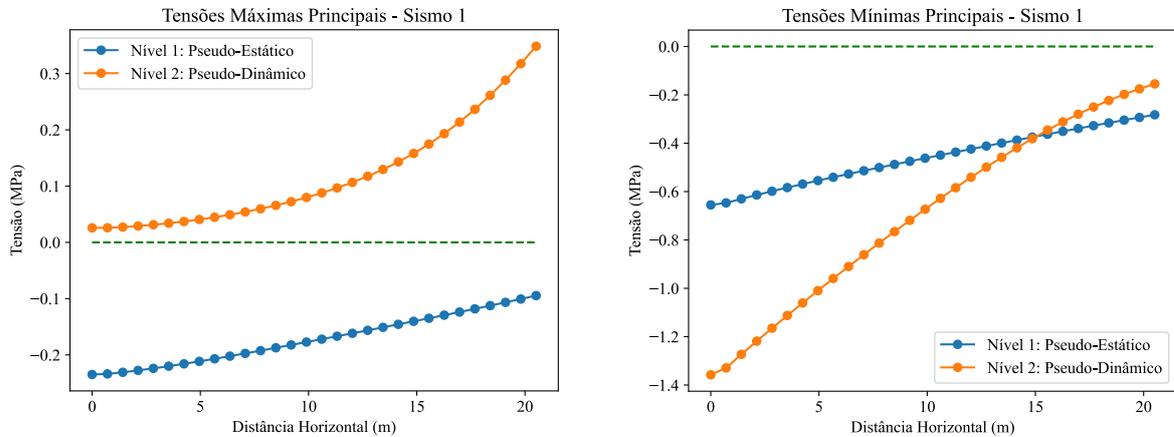
Analisando agora o resultado apresentado na Figura 46, é possível observar uma concentração de tensões de compressão no entorno da galeria de drenagem. Para o pseudo-dinâmico, os resultados são mais expressivos comparado ao pseudo-estático.

Foi utilizada uma mesma escala de cores em cada sismo, com o objetivo de comparar, sob uma mesma ótica, a diferença da magnitude de tensões entre os níveis 1 e 2. Nesse aspecto, as análises do nível 2 apresentaram maiores valores de tração e compressão, em comparação ao nível 1.

Além disso, foram analisados os valores de tensões para cada um dos resultados acima em um corte intermediário da barragem, localizado a uma altura de aproximadamente 26 m da base.

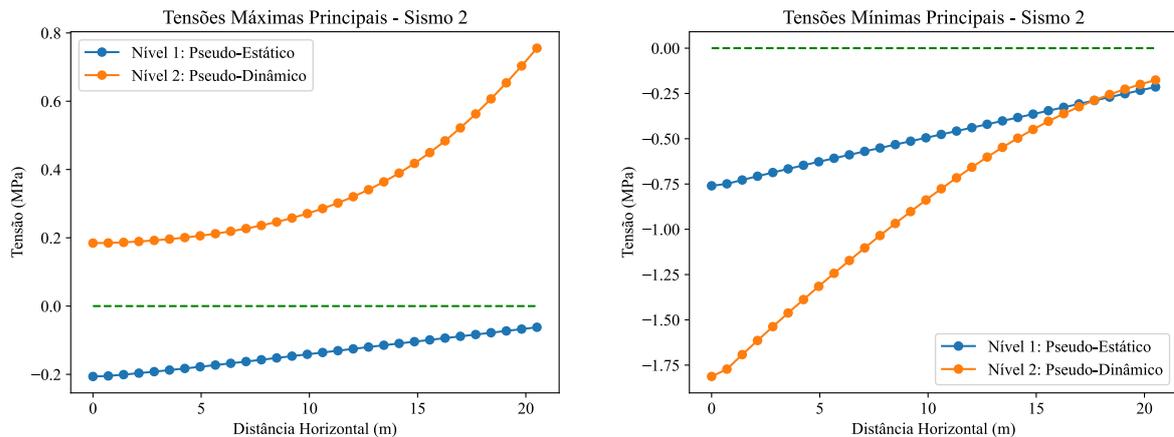
A Figura 47 mostra esse resultado para o Sismo 1 comparando o corte intermediário para os níveis 1 e 2, enquanto a Figura 48 mostra a mesma comparação considerando o Sismo 2.

Figura 47 – Comparação entre os níveis 1 e 2 para um corte intermediário na barragem, utilizando o Sismo 1.



Fonte: O autor (2022).

Figura 48 – Comparação entre os níveis 1 e 2 para um corte intermediário na barragem, utilizando o Sismo 2.



Fonte: O autor (2022).

Observando o comportamento de tensões em um nível intermediário da barragem, Figuras 47 e 48, percebe-se que o Nível 1 apresenta esforços próximos do valor nulo para as tensões máximas no plano principal, enquanto o Nível 2 apresenta esforços de tração crescente à medida em que se aproxima da jusante. De maneira geral, as tensões no método pseudo-dinâmico são mais significativas do que no pseudo-estático. Tal diferença de comportamento está relacionado aos valores da resultante das cargas aplicadas em ambos os níveis, mais especificamente na altura do corte intermediário.

No nível 1, as cargas aplicadas na face da montante da barragem, em conjunto com o coeficiente sísmico aplicado em todo o maciço e o carregamento hidrodinâmico proposto por Westergaard (1933), resulta em um valor menor do que aquele comparado ao método pseudo-dinâmico (deve-se atentar para o sentido das cargas, onde tanto o efeito hidrodinâmico quanto o

sismo provoca uma redução no valor do carregamento hidrostático). Por outro lado, no nível 2, o carregamento total aplicado na face à montante é predominantemente negativo (com resultante para a esquerda) no seu nível intermediário. É possível observar essa diferença comparando as Figuras 40 e 44.

Além disso, analisando somente o nível 1 (Pseudo-Estático) em relação aos dois sismos, o aumento do carregamento sísmico aplicado em todo o maciço da barragem, provocado pelo aumento do valor do PGA, de 0,16g para 0,24g, produz somente uma pequena redução dos valores de compressão nas tensões máximas principais, saindo de -0,23 MPa para -0,20 MPa. Isso traduz o fato de que o carregamento hidrostático (que não está em função do PGA) é o mais significativo nesse caso.

Por fim, é importante destacar mais uma vez que para os estudos realizados neste trabalho, tanto no método dos coeficientes sísmicos (nível 1) quanto para o método do espectro resposta (nível 2), a reação do carregamento sísmico aplicado no solo (PGA) é introduzida na barragem em apenas um único sentido, isto é, da jusante para a montante, não levando em conta o efeito oscilatório do terremoto.

8.2 Validação dos níveis 1 e 2 utilizando o CADAM

Os resultados mostrados na seção anterior devem ser verificados quanto à confiabilidade, realizando, para isso, uma validação das análises partindo de um outro *software*, ou até mesmo de um resultado analítico.

Nesse aspecto, Malm (2016) mais uma vez comenta sobre a importância e, até mesmo, uma obrigatoriedade de uma validação dos resultados de um método numérico. Essa validação pode ser feita de algumas maneiras. O primeiro é através de um modelo simplificado, não necessariamente o mesmo do resultado final, mas com um objetivo de verificar condições de carregamento a partir de uma estrutura mais simples, em que seja possível verificar os deslocamentos e tensões de forma analítica. No caso de barragens de gravidade, por exemplo, pode-se utilizar uma estrutura simplificada através de um modelo de colunas verticais, para obter uma estimativa de um comportamento esperado.

O segundo método é através de uma simplificação de um modelo mais complexo, utilizando adaptações geométricas, como no caso da utilização de um modelo 2D como estrutura de validação de uma análise 3D.

Por último, pode-se também realizar a validação de um modelo utilizando um outro *software* de manipulação mais simplificada, aplicando outro método de cálculo de tensões, verificando se este produz resultados similares ao modelo estudado.

No caso deste trabalho, foi adotada a última opção, fazendo a validação dos modelos Pseudo-Estático e Pseudo-Dinâmico com o auxílio do *software CADAM*.

Desenvolvido por Leclerc, Léger e Tinawi (2003), o *CADAM* é um *software* voltado para a análise de estabilidade e estudo de tensões através de simulações de barragens em duas

dimensões, que permite a análise pelo método pseudo-estático e pelo pseudo-dinâmico.

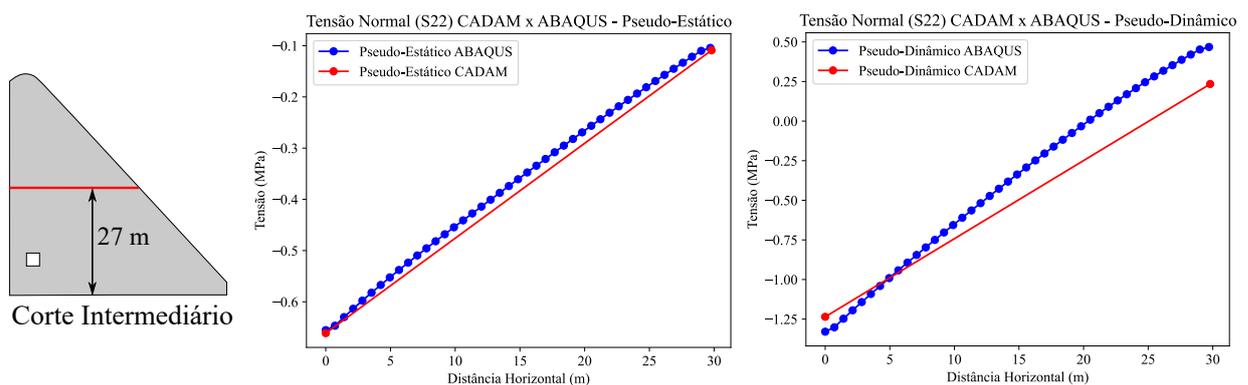
O Apêndice C mostra detalhadamente os parâmetros inseridos no *CADAM*, de forma que seja o mais próximo possível dos parâmetros de entrada no *ABAQUS*, para fins comparativos.

Para a validação do modelo, apenas o sismo 1 ($PGA = 0,16g$) foi levado em consideração e possui o mesmo sentido daquele aplicado na análise em elementos finitos.

O modelo em elementos finitos permite uma análise detalhada da geometria, bem como o correto posicionamento da galeria de drenagem. Em contrapartida, o *CADAM* possui uma limitação quanto ao posicionamento da galeria e a utilização de geometria não retilíneas, como é o caso da crista da barragem de Jucazinho na seção vertente, mesmo que possua uma interface gráfica simples que permita o usuário compreender rapidamente as funcionalidades do programa.

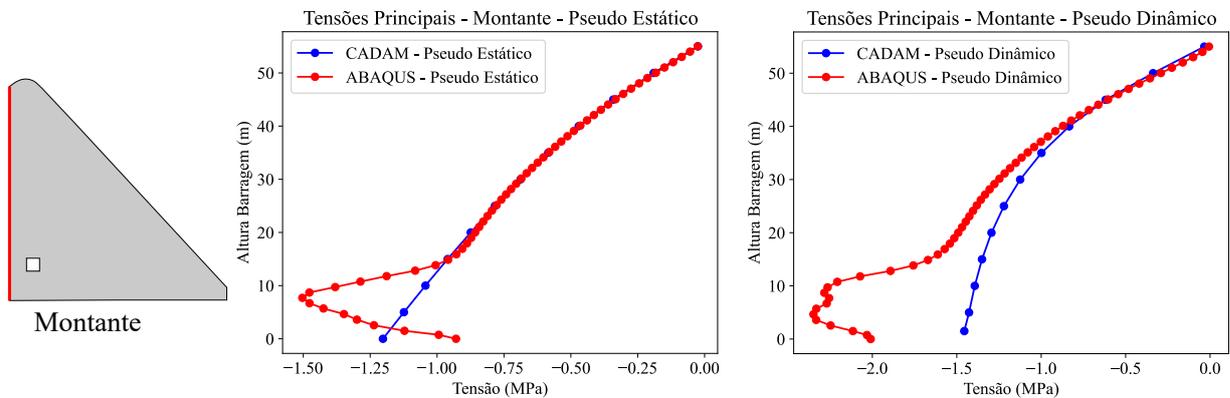
Afim de comparar os mesmos resultados, no *CADAM* foram selecionadas as tensões normais ao plano de corte e no *ABAQUS* as tensões *S22* (tensões na direção "y"). A Figura 49 mostra a comparação entre os dois programas para o corte intermediário na barragem:

Figura 49 – Resultado das tensões em um nível intermediário entre o *CADAM* e o *ABAQUS* para o método Pseudo-Estático e Pseudo-Dinâmico.



Fonte: O autor (2022).

Figura 50 – Resultado das tensões principais no barramento à montante entre o *CADAM* e o *ABAQUS* para o método Pseudo-Estático e Pseudo-Dinâmico.



Fonte: O autor (2022).

Observando a Figura 49, percebe-se uma certa correlação entre os resultados dos dois programas. A reta representada pelos resultados do *CADAM* refere-se à solução analítica dada pelo programa, ou seja, considera-se que todas as tensões ao longo do corte intermediário obedecem a equação da reta. Por outro lado, o formato não retilíneo da curva em azul, representando o resultado do *ABAQUS*, possui um valor mais discriminado em vários pontos, que significam os valores de tensão em cada ponto do elemento que permanece em contato com o corte intermediário.

Analisando a Figura 50, é possível perceber que há uma grande correlação das tensões principais no barramento à montante conforme aproxima-se da crista. Contudo, na região próxima à galeria de drenagem, os resultados entre ambos os softwares divergem, apresentando uma possível concentração de tensões ocasionado pela galeria de drenagem, na qual somente é observado através de uma modelagem numérica pelo *ABAQUS*.

O método Pseudo-Estático comprovou uma determinada correlação entre os dois *softwares*, uma vez que os carregamentos aplicados foram exatamente os mesmos.

Para o método Pseudo-Dinâmico, há uma pequena diferença entre os resultados ao longo da distância horizontal da barragem. Isso se deve, principalmente, ao fato de que o carregamento sísmico equivalente é calculo internamente a partir de dados de entrada fornecidos no *CADAM*. Já no *ABAQUS*, este carregamento foi inserido a partir do cálculo passo-a-passo e de maneira aproximada, conforme comentado em seções anteriores. Percebe-se que, muitas vezes, alguns parâmetros de carregamento foram obtidos a partir de gráficos e extraídos visualmente, o que pode acarretar um determinado percentual de erro se comparado ao mesmo carregamento no *CADAM*.

Mesmo assim, o formato das duas curvas e a proximidade dos resultados viabilizam a comparação entre ambos os métodos analítico (*CADAM*) e numérico (*ABAQUS*).

9 ANÁLISES DINÂMICA LINEAR E DINÂMICA NÃO-LINEAR

Aqui serão mostrados e discutidos os modelos utilizados para a análise dinâmica linear e não linear, sendo denominados respectivamente os níveis 3 e 4.

A análise dinâmica linear envolve diversas considerações nas aplicações das condições de contorno e nas interações entre os subsistemas do modelo. Para que seja possível analisar os efeitos que essas interações influenciam no resultado, é necessário dividir a análise dinâmica em diversos casos, alterando a relação do módulo de elasticidade da barragem e do fundação e as interações entre os subsistemas considerados em cada modelo.

Para o nível 4, o objetivo principal é observar o efeito que a não linearidade do concreto da barragem produz no modelo, em comparação ao resultados obtidos utilizando a análise dinâmica linear, bem como verificar, através do parâmetro de dano, os possíveis elementos que sofrerão redução de rigidez com a aplicação do efeito sísmico.

9.1 Análise Dinâmica Linear - Nível 3

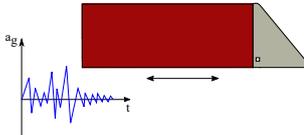
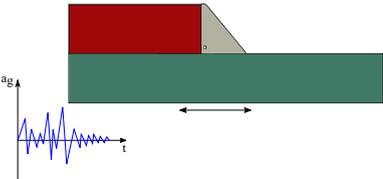
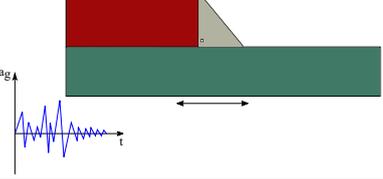
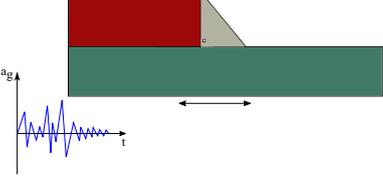
Nessa etapa são apontados todos os detalhes da modelagem do nível 3: análise dinâmica linear, em relação à definição do problema, cálculo dos modos de vibração, cargas atuantes, parâmetros de simulação e malha utilizada.

9.1.1 Definição do problema

A própria análise dinâmica linear envolve diversos parâmetros e considerações que devem ser analisadas de maneira progressiva. Essa ideia inicial fomenta uma discussão que ainda é amplamente debatida em situações desse tipo, como: diferentes considerações de interações entre os subsistemas e parâmetros físicos da fundação em um modelo barragem-fundação-reservatório.

Nesse sentido, foi desenvolvida uma estratégia de análise progressiva própria para o Nível 3, com o objetivo de verificar as diferenças de resultados conforme as considerações comentadas acima. A Figura 51 mostra um resumo dos modelos utilizados na análise dinâmica linear, verificando, em cada um deles, o comportamento da evolução de tensões. Em todos os casos, o carregamento dinâmico sísmico foi aplicado no inferior da barragem/fundação, sempre no limite inferior do modelo.

Figura 51 – Nomenclatura e características dos modelos estudados na análise dinâmica.

Nomenclatura	Modelo	Subsistema	Elasticidade da Fundação
BR1		Barragem Reservatório	$E_f/E_b = \infty$ * * Fundação Rígida
BRF1		Barragem Reservatório Fundação	$E_f/E_b = 1$
BRF2		Barragem Reservatório Fundação	$E_f/E_b = 5$
BRF3		Barragem Reservatório Fundação	$E_f/E_b = 20$

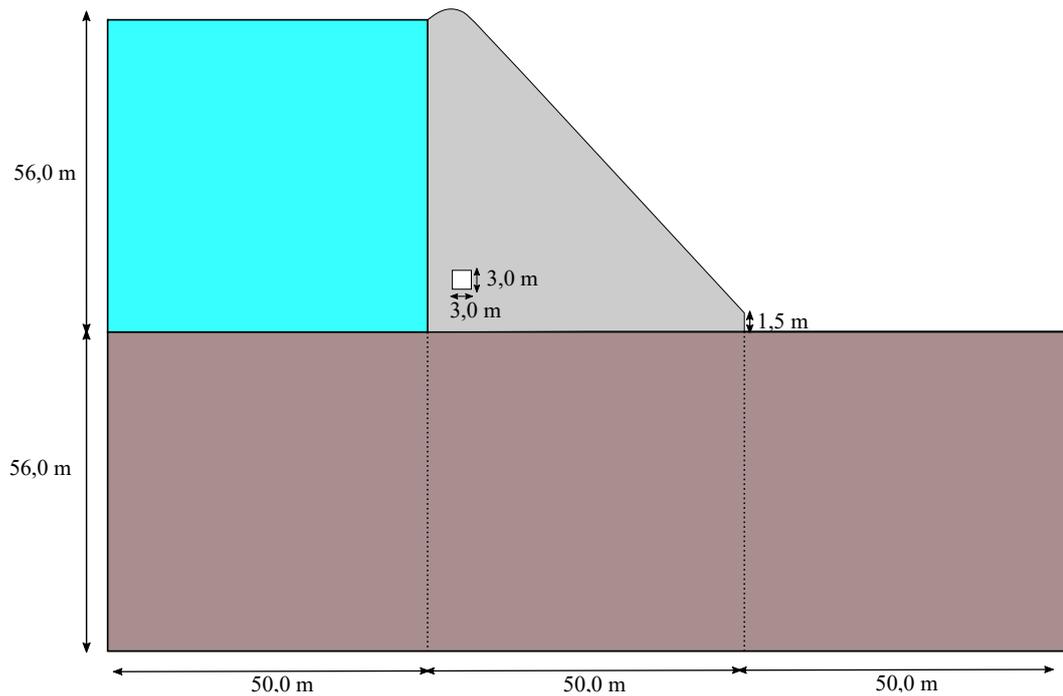
Fonte: O autor (2022).

Para cada um desses modelos, foi realizada a análise dinâmica linear considerando a aplicação dos dois sismos. As tensões máximas e mínimas foram comparadas entre cada modelo, considerando toda a barragem, bem como a comparação de um nível horizontal e intermediário da barragem, representando um "retrato" das tensões nesse momento.

O subsistema BR1 representa apenas a interação entre a barragem e o reservatório, considerando a fundação rígida. Já as análises para BRF1, BRF2 e BRF3 representam a interação entre barragem-reservatório-fundação, porém aumentando a relação entre o módulo de elasticidade da fundação e da barragem, ou seja, tornando, progressivamente, a fundação cada vez mais rígida. Por esse motivo, é esperado que o nível BRF3 possua um comportamento mais próximo ao do BR1, à medida em que se torna mais semelhante à modelagem de um sistema que possua somente interação entre a barragem e o reservatório.

Em relação à geometria dos subsistemas, foi obedecido o disposto no item 5.1 definindo os limites da fundação e do reservatório. A Figura 52 apresenta as dimensões utilizadas para a modelagem da análise dinâmica linear:

Figura 52 – Dimensões dos subsistemas utilizados para modelagem do nível 3.



Fonte: O autor (2022).

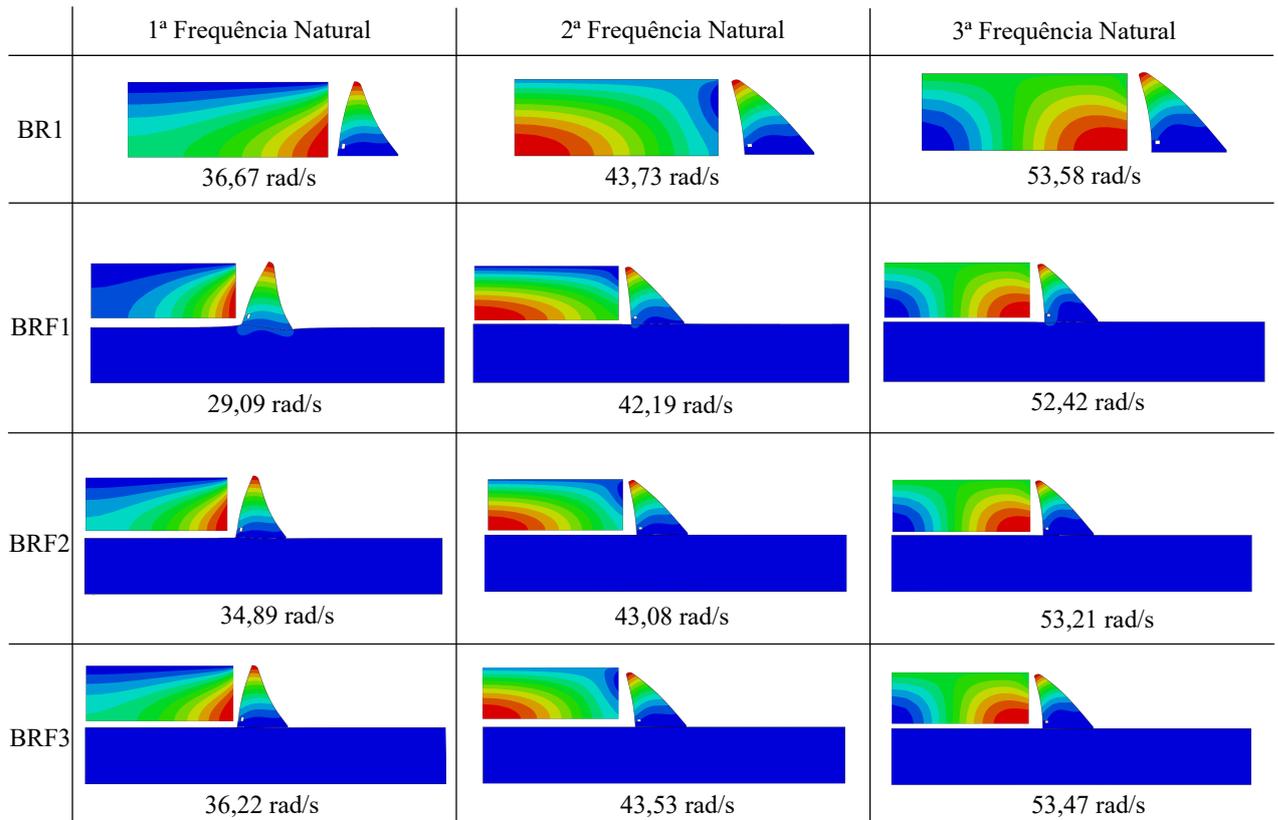
9.1.2 Cálculo dos modos de vibração

Para uma análise dinâmica precisa, é imprescindível a consideração do amortecimento da estrutura. Para isso, conforme comentado na seção 4.3.1, é necessário saber inicialmente a frequência natural de vibração da estrutura para então calcular a matriz de amortecimento global, conforme as relações de Rayleigh.

Dessa forma, como existem 04 diferentes tipos de análises dinâmica neste trabalho: BR1, BRF1, BRF2 e BRF3, é necessário calcular as frequências naturais de vibração para cada um deles.

A Figura 53 a seguir mostra os resultados das 03 primeiras frequências naturais de vibração e seus respectivos valores para cada um dos subsistemas:

Figura 53 – Frequências naturais de vibração para os subsistemas utilizados no nível 3.



Fonte: O autor (2022).

Analisando a Figura 53, observa-se que o sistema BR1, na qual contém a fundação rígida e não modelada em elementos finitos, possui valores de frequências naturais mais próximas ao sistema BRF3 do que em relação aos demais.

Comparando os diferentes casos de elasticidade da fundação (BRF1, BRF2 e BRF3), verifica-se que, sequencialmente, as frequências naturais aumentam à medida que a fundação torna-se mais rígida.

9.1.3 Cargas atuantes

As cargas aplicadas na barragem para o nível 3 são: peso próprio, carregamento dinâmico sísmico e pressão nula no topo do reservatório.

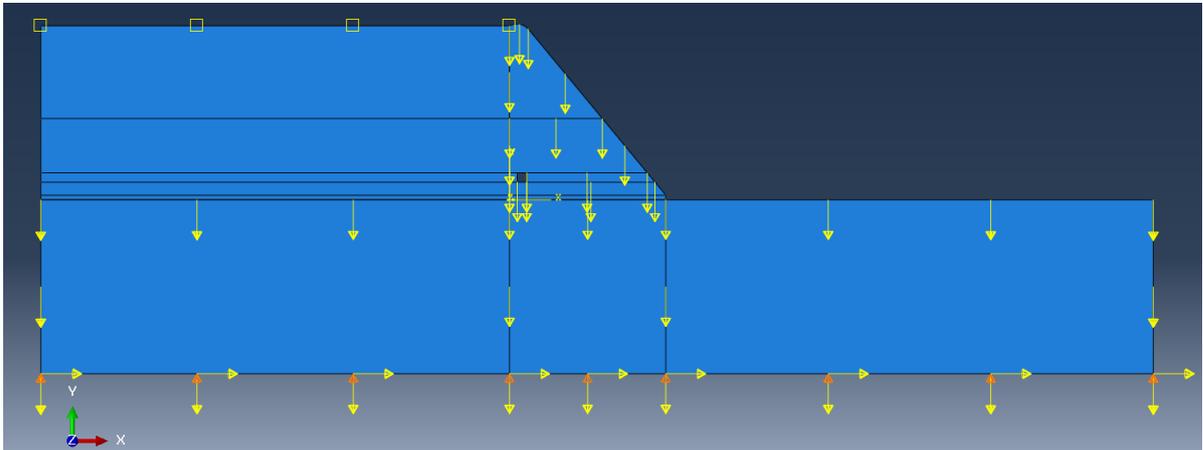
O carregamento hidrostático e hidrodinâmico já são provenientes da utilização do elemento acústico para a definição do reservatório. Uma vez que os nós da interface barragem-reservatório estão ligados entre si, a equação governante engloba também os efeitos de pressão acústica do fluido.

O carregamento sísmico é inserido como uma condição de contorno na região inferior da fundação. Dessa forma, é aplicada uma condição de aceleração nessa superfície, através de

uma amplitude tabelada a cada 0,01 segundos.

Para melhor exemplificar essa etapa, a Figura 54 ilustra os carregamentos aplicados na barragem, bem como algumas condições de contorno:

Figura 54 – Carregamento aplicado no modelo de análise dinâmica linear.



Fonte: O autor (2022).

As setas amarelas verticais para baixo representam o carregamento de peso próprio. A condição de carregamento de pressão nula no topo do reservatório é representado pelo símbolo quadrado, nessa mesma superfície. Já a seta horizontal indica o carregamento sísmico que é inserido como uma condição de contorno do tipo aceleração nodal. Dessa forma, todos os nós dos elementos que representam o inferior da fundação são forçados a obter a aceleração dinâmica representada por cada sismo em um determinado intervalo de tempo a ser inserido pelo usuário.

Devido à presença da condição de contorno do tipo aceleração nodal na parte inferior da barragem, esses mesmos nós devem possuir apenas o deslocamento vertical restringido, uma vez que não há a consideração de efeito sísmico nessa direção.

9.1.4 Parâmetros de simulação e propriedade dos materiais

Inicialmente, para definir corretamente o amortecimento de Rayleigh para cada análise dinâmica a ser aplicado na barragem, deve-se calcular os coeficientes α e β conforme discutido na seção 4.3.1, que, por sua vez, necessita do primeiro e do terceiro modo de vibração e suas respectivas frequências naturais, indicado pelas equações 48 e 49.

Dessa forma, conforme a Figura 53, foram calculadas as três primeiras frequências naturais de vibração de cada subsistema dinâmico, conforme resumido na Tabela 11:

Tabela 11 – Resultado das frequências naturais de vibração considerando interações entre os subsistemas.

Frequência Natural (rad/s)				
Modo de Vibração	BR1	BRF1	BRF2	BRF3
1°	36,67	29,09	34,89	36,22
2°	43,73	42,19	43,08	43,53
3°	53,58	52,42	53,21	53,47

Fonte: O autor (2022).

É interessante também analisar o valor da primeira frequência natural de vibração obtido por um programa de elementos finitos com o valor calculado pela Tabela 5. O valor calculado pelo *ABAQUS* foi de 36,67 rad/s, enquanto o mesmo valor determinado pelas equações do Pseudo-Dinâmico de Chopra (1978) foi de 34,87 rad/s, apresentando um erro percentual de aproximadamente 5%. Tais valores são consideravelmente próximos, uma vez que há, ocasionalmente, um possível erro visual na obtenção do coeficiente *R1* para cálculo do período de vibração da barragem com influência do reservatório do método Pseudo-Dinâmico.

Tabela 12 – Comparação da frequência natural de vibração entre Chopra e *ABAQUS*.

Chopra	<i>ABAQUS</i>	Erro Percentual (%)
34,87	36,67	5,16

Fonte: O autor (2022).

Logo, é possível calcular os coeficientes da expressão do amortecimento de Rayleigh, utilizando as equações 47,48 e 49, bem como considerado o amortecimento crítico como $\xi_1 = 5\%$, obtendo-se os valores dos parâmetros α e β , respectivamente, os coeficientes de combinação linear das matrizes de massa e rigidez.

Dessa forma, os resultados obtidos são mostrados na Tabela 13:

Tabela 13 – Resultado dos coeficientes α e β para cada tipo de interação de subsistema.

Subsistema analisado	α (1/s)	β (s)
BR1	2,1770	0,00111
BRF1	1,8708	0,00122
BRF2	2,1073	0,00113
BRF3	2,1593	0,00111

Fonte: O autor (2022).

Além disso, para a barragem também devem ser definidas as propriedades elásticas (módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson) e a densidade, conforme mostrado na Tabela 14:

Tabela 14 – Propriedades dos materiais: barragem.

Densidade (kg/m^3)	Módulo de Elasticidade (MPa)	Coef. Poisson
2.120,00	24.463,95	0,2

Fonte: O autor (2022).

Para a fundação, as propriedades a serem inseridas são: propriedades elásticas (módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson) e densidade. A densidade, conforme comentado na seção 4.3.2 é adotada como valor nulo, para que seja possível considerar apenas a matriz de rigidez dos seus elementos. Já o módulo de elasticidade varia de acordo com o subsistema utilizado: BRF1, BRF2 e BRF3, possuindo respectivamente, o módulo de elasticidade igual a 1, 5 e 20 vezes do valor da barragem. Resumidamente, a Tabela 15 apresenta esses resultados para as propriedades da fundação:

Tabela 15 – Propriedades dos materiais: fundação.

Densidade (kg/m ³)	Módulo de Elasticidade (MPa)			Coef. Poisson
	BRF1	BRF2	BRF3	
0	24.463,95	122.319,75	489.279,00	0,2

Fonte: O autor (2022).

Por último, restam as propriedades do reservatório: módulo volumétrico da água (ou *Bulk Modulus*) e sua densidade. Seguindo as recomendações dos parâmetros do reservatório recomendadas por Malm (2016), utiliza-se os parâmetros resumidos na Tabela 16:

Tabela 16 – Propriedades dos materiais: reservatório.

Densidade (kg/m ³)	Módulo Volumétrico (MPa)
1.000,00	2.100,00

Fonte: O autor (2022).

9.1.5 Malha utilizada

A barragem possui o mesmo nível de discretização dos níveis 1 e 2. Portanto, a convergência de malha adotada anteriormente continua válida para a análise dinâmica linear. No caso da modelagem da fundação, a sua face superior deve coincidir com os nós da parte inferior da barragem. Portanto, na região central da fundação, os elementos são mais discretizados. Por outro lado, na região à esquerda e à direita, não há a necessidade de tamanha discretização, uma vez que o estudo de tensões se dará apenas na região do maciço da barragem. Dessa forma, opta-se por espaçar mais a distância entre nós consecutivos à medida em que se afasta do centro da fundação.

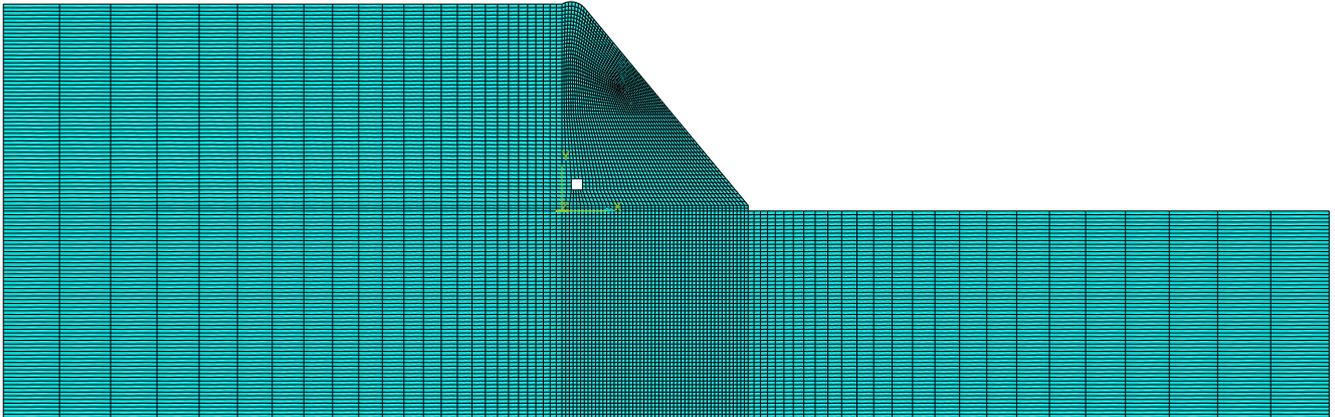
De maneira semelhante, os nós da face à direita do reservatório devem ser os mesmos da face à esquerda da barragem, de modo a solucionar o problema acoplado entre elementos acústicos e elementos do tipo plano de tensões/deformações, o que limita o espaçamento vertical entre os nós. Em relação ao espaçamento horizontal, segue o mesmo padrão adotado pela fundação.

A barragem é composta por 2.402 elementos do tipo plano de deformações: CPE4R (plano de deformações composto por 4 nós, bidimensional e de integração reduzida), a fundação é composta por 5.600 elementos do tipo plano de deformações: CPE4R (plano de deformações

composto por 4 nós, bidimensional e de integração reduzida) e o reservatório é composto por 1400 elementos do tipo AC2D4 (acústico de 4 nós bidimensional).

O resultado final da malha dos subsistemas é mostrado na Figura 55:

Figura 55 – Malha final para os subsistemas utilizados nas análises dinâmicas.



Fonte: O autor (2022).

9.2 Análise Dinâmica não linear - Nível 4

Nessa etapa são apontados todos os detalhes da modelagem do nível 4: análise dinâmica não linear, em relação à definição do problema, cargas atuantes, parâmetros de simulação e malha utilizada.

9.2.1 Definição do problema

O problema da análise dinâmica não linear é semelhante ao da análise linear, com a diferença de que deve ser considerada a não linearidade do concreto do maciço da barragem, utilizando, para isso, o método *Concrete Damaged Plasticity*. Dessa forma, as geometrias do problema são as mesmas apresentadas na Figura 52.

Além disso, a análise do nível 4 compreende somente o subsistema BR1, ou seja, apenas a barragem e o reservatório são modelados, uma vez que o estudo das diferentes considerações do módulo de elasticidade da fundação já foi realizado no nível 3.

Portanto, o nível 4 deste trabalho visa comparar a diferença entre uma simulação dinâmica linear e não linear considerando a fundação rígida e não modelada no *ABAQUS*.

9.2.2 Cargas atuantes

As cargas atuantes na barragem durante a análise dinâmica não linear são exatamente as mesmas de uma análise dinâmica linear, pois a diferença entre ambos os métodos se dá somente na propriedade não linear do concreto da barragem. Dessa forma, deve-se seguir os procedimentos mostrados na seção 9.1.4.

9.2.3 Parâmetros de simulação e propriedade dos materiais

Os parâmetros referentes à densidade e propriedades elásticas da barragem, reservatório e fundação são as mesmas apresentadas nas Tabelas 14, 16 e 15, porém, para a análise do nível 4, é necessário inserir os parâmetros do método CDP: plasticidade (*Plasticity*), comportamento à compressão (*Compressive Behavior*) e o comportamento à tração (*Tensile Behavior*).

- Parâmetros do comportamento à compressão:

Nessa etapa, devem ser inseridos, através de uma tabela, os valores de tensão e deformação da região não elástica da curva de compressão uniaxial, ou seja, a curva representada pela cor vermelha da Figura 15. A deformação inelástica pode ser calculada utilizando a expressão 60. Devem ser informados os valores da primeira e segunda coluna da Tabela 17.

Em seguida, é inserido o parâmetro de dano referente à curva de compressão do concreto, utilizando a equação 57. Observa-se, através da terceira coluna da Tabela 17 e da própria expressão 57, que o parâmetro de dano possui valor nulo até o momento em que atinge a tensão de ruptura relativa à compressão, aumentando de valor gradativamente à medida que se afasta desse mesmo ponto. Nessa etapa, devem ser inseridas a primeira e a terceira coluna da Tabela 17.

Tabela 17 – Parâmetros do comportamento à compressão não linear e parâmetro de dano.

Tensão (MPa)	$\epsilon_C^{in}(\%)$	d_C
5,698	0,0000	0,000
7,690	0,0086	0,000
8,978	0,0133	0,000
10,076	0,0188	0,000
11,006	0,0250	0,000
11,787	0,0318	0,000
12,436	0,0392	0,000
12,966	0,0470	0,000
13,390	0,0553	0,000
13,719	0,0639	0,000
13,961	0,0729	0,000
14,125	0,0823	0,000
14,218	0,0919	0,000
14,245	0,1018	0,000
14,214	0,1119	0,002
14,127	0,1223	0,008
13,990	0,1328	0,018
13,808	0,1436	0,031
13,582	0,1545	0,047
13,317	0,1656	0,065
13,015	0,1768	0,086
12,680	0,1882	0,110
12,312	0,1997	0,136
11,915	0,2113	0,164
11,491	0,2230	0,193
11,041	0,2349	0,225
10,567	0,2468	0,258
10,070	0,2588	0,293
9,551	0,2710	0,330
9,013	0,2832	0,367
8,456	0,2954	0,406
7,882	0,3078	0,447
7,290	0,3202	0,488

Fonte: O autor (2022).

- Parâmetros do comportamento à tração:

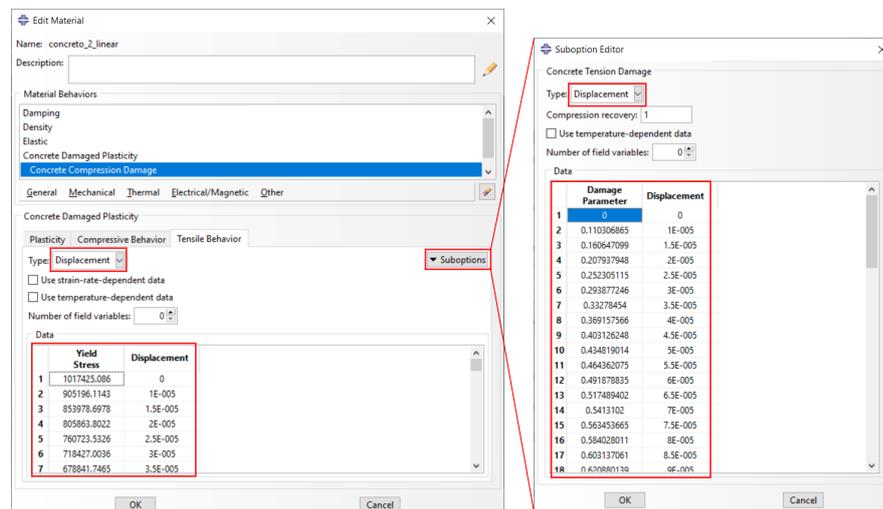
Em relação aos parâmetros do comportamento à tração, optou-se por utilizar os dados da curva tensão (σ) vs. abertura de fissuras (w), conforme comentado na seção 3.2.2.

Sendo assim, deve-se inicialmente selecionar a opção *Displacement*, ao invés de *Strain*, na opção *Type*, para só então inserir os dados da curva tensão vs. abertura de fissuras, conforme mostrado na Figura 56.

Em seguida, deve-se inserir também o parâmetro de dano à tração (d_T), calculado conforme a expressão 57, modificando apenas a tensão de ruptura por compressão ($\sigma_{cm} = 14,25MPa$) para a tensão de ruptura por tração ($\sigma_{ctm} = 1,02MPa$).

Os resultados de tensão, abertura de fissuras e parâmetro de dano à tração estão mostrados na Tabela 18:

Figura 56 – Inserção dos parâmetros do comportamento não linear à tração no ABAQUS.



Fonte: O autor (2022).

Tabela 18 – Parâmetros do comportamento à tração não linear e parâmetro de dano.

Tensão (MPa)	w (m)	d_i	Tensão (MPa)	w (m)	d_i
1,017	0,00000	0,000	0,215	0,000175	0,788
0,905	0,00001	0,110	0,210	0,00018	0,794
0,854	0,000015	0,161	0,205	0,000185	0,799
0,806	0,00002	0,208	0,200	0,00019	0,803
0,761	0,000025	0,252	0,196	0,000195	0,808
0,718	0,00003	0,294	0,191	0,0002	0,812
0,679	0,000035	0,333	0,187	0,000205	0,816
0,642	0,00004	0,369	0,183	0,00021	0,820
0,607	0,000045	0,403	0,179	0,000215	0,824
0,575	0,00005	0,435	0,175	0,00022	0,828
0,545	0,000055	0,464	0,172	0,000225	0,831
0,517	0,00006	0,492	0,168	0,00023	0,835
0,491	0,000065	0,517	0,164	0,000235	0,838
0,467	0,00007	0,541	0,161	0,00024	0,842
0,444	0,000075	0,563	0,158	0,000245	0,845
0,423	0,00008	0,584	0,154	0,00025	0,848
0,404	0,000085	0,603	0,151	0,000255	0,851
0,386	0,00009	0,621	0,148	0,00026	0,855
0,369	0,000095	0,637	0,145	0,000265	0,858
0,353	0,0001	0,653	0,142	0,00027	0,861
0,339	0,000105	0,667	0,139	0,000275	0,864
0,326	0,00011	0,680	0,136	0,00028	0,867
0,313	0,000115	0,692	0,133	0,000285	0,870
0,302	0,00012	0,704	0,130	0,00029	0,873
0,291	0,000125	0,714	0,127	0,000295	0,875
0,281	0,00013	0,724	0,124	0,0003	0,878
0,271	0,000135	0,733	0,121	0,000305	0,881
0,263	0,00014	0,742	0,118	0,00031	0,884
0,255	0,000145	0,750	0,115	0,000315	0,887
0,247	0,00015	0,757	0,112	0,00032	0,890
0,240	0,000155	0,764	0,109	0,000325	0,892
0,233	0,00016	0,771	0,083	0,000375	0,919
0,227	0,000165	0,777	0,058	0,000425	0,943
0,221	0,00017	0,783	0,037	0,000475	0,964

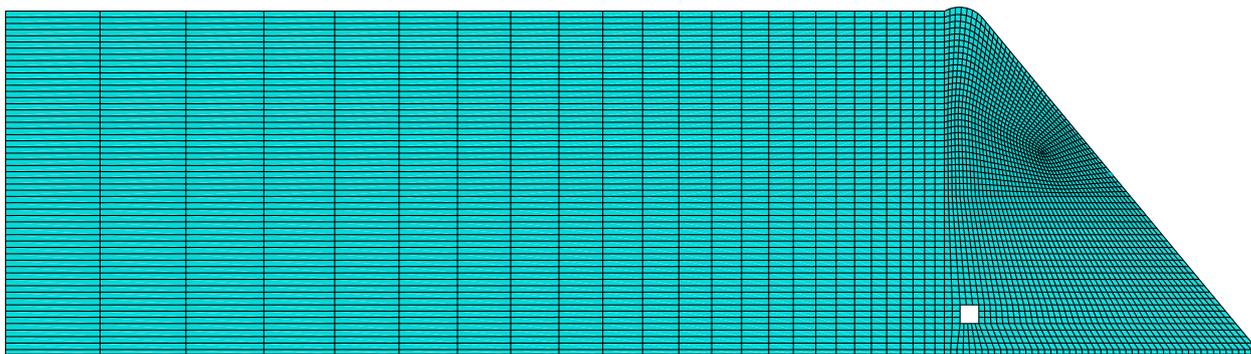
Fonte: O autor (2022).

9.2.4 Malha utilizada

Conforme comentado em seções anteriores, a malha utilizada no nível 4 possui a mesma configuração da malha utilizada no subsistema BR1 do nível 3. A barragem possui 2.402 elementos do tipo CPS4R (plano de tensões composto por 4 nós, bidimensional e de integração reduzida). O reservatório possui 1.400 elementos do tipo AC2D4 (elemento acústico de 4 nós, bidimensional).

A Figura 57 mostra a configuração final da malha utilizada na análise dinâmica não linear, a ser comparado com o sistema BR1 do nível 3.

Figura 57 – Malha final para a modelagem realizada no nível 4.



Fonte: O autor (2022).

10 RESULTADOS E DISCUSSÕES: NÍVEIS 3 E 4

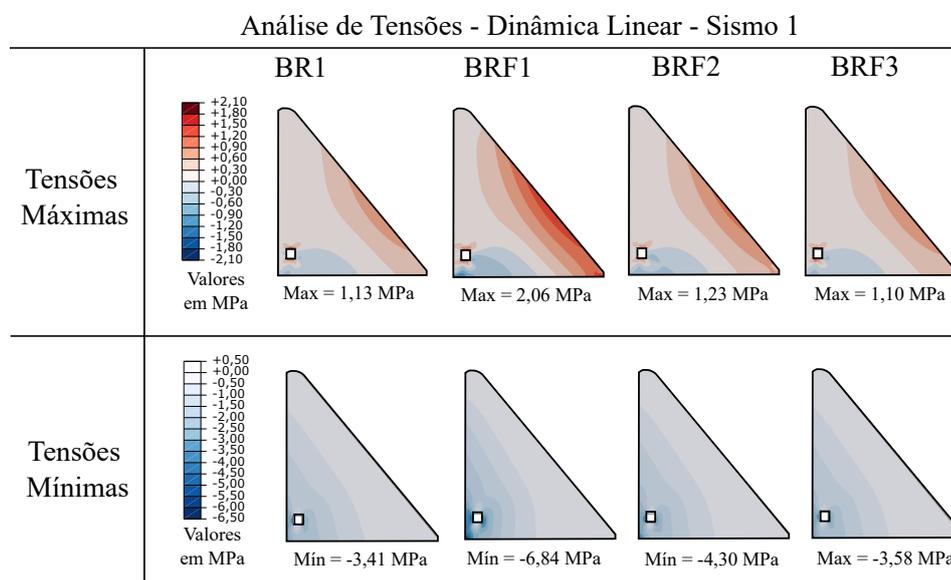
Nessa etapa são apresentados os resultados das análises dinâmicas lineares e não lineares, bem como a comparação entre os modelos.

10.1 Resultados do Nível 3

Para cada subsistema da análise dinâmica, observaram-se as tensões em um nível intermediário, assim como utilizado para comparar as tensões dos níveis 1 e 2, no tempo referente ao maior valor do deslocamento relativo do topo à esquerda, ou seja, o tempo referente ao maior valor negativo do deslocamento, respectivamente para os modelos BR1, BRF1, BRF2, BRF3: 29,22 s, 29,93 s, 29,24 s, 29,23 s e 29,66 s.

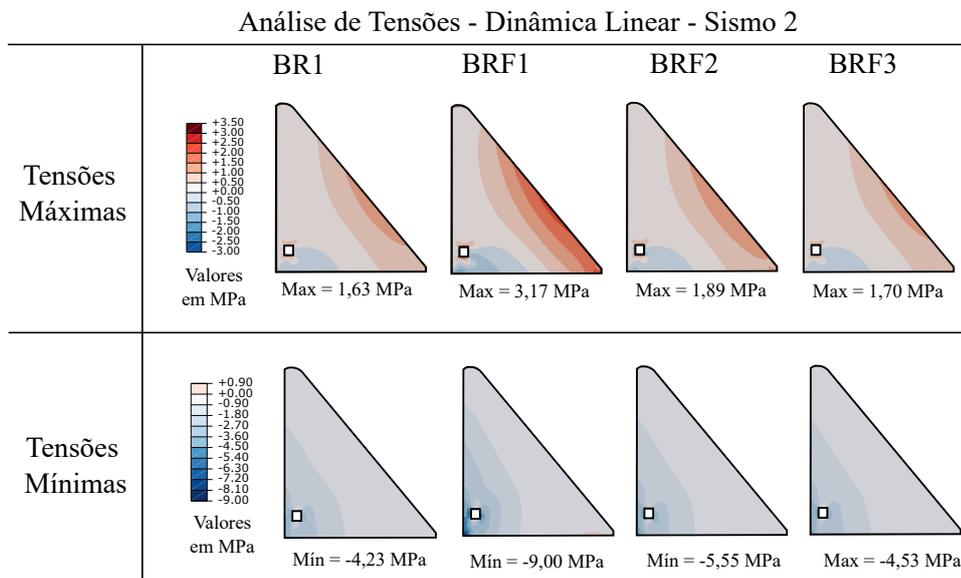
A Figura 58 mostra a comparação dos resultados das tensões máximas no plano principal (tração) e tensões mínimas no plano principal (compressão) na barragem para o Sismo 1 (referente à 0,16g com período de retorno de 475 anos), considerando uma mesma escala de cores para todos os subsistemas analisados. O mesmo é apresentado para o Sismo 2 (referente à 0,24g com período de retorno de 1475 anos), conforme mostrado na Figura 59:

Figura 58 – Análise das tensões máximas e mínimas para os subsistemas da análise dinâmica linear - Sismo 1.



Fonte: O autor (2022).

Figura 59 – Análise das tensões máximas e mínimas para os subsistemas da análise dinâmica linear - Sismo 2.

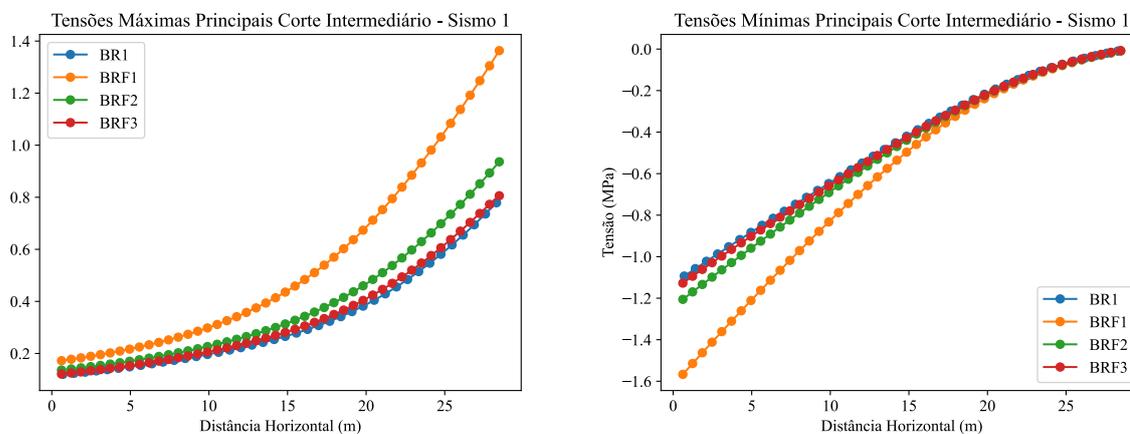


Fonte: O autor (2022).

Os resultados das figuras acima mostram que o subsistema BRF1 apresentou os maiores valores de tensões referentes à tração e compressão. Em todos os casos, há uma região de tração na face à jusante da barragem, além da região próxima à galeria de drenagem. No caso de tensões de compressão, há uma maior concentração no entorno da galeria de drenagem.

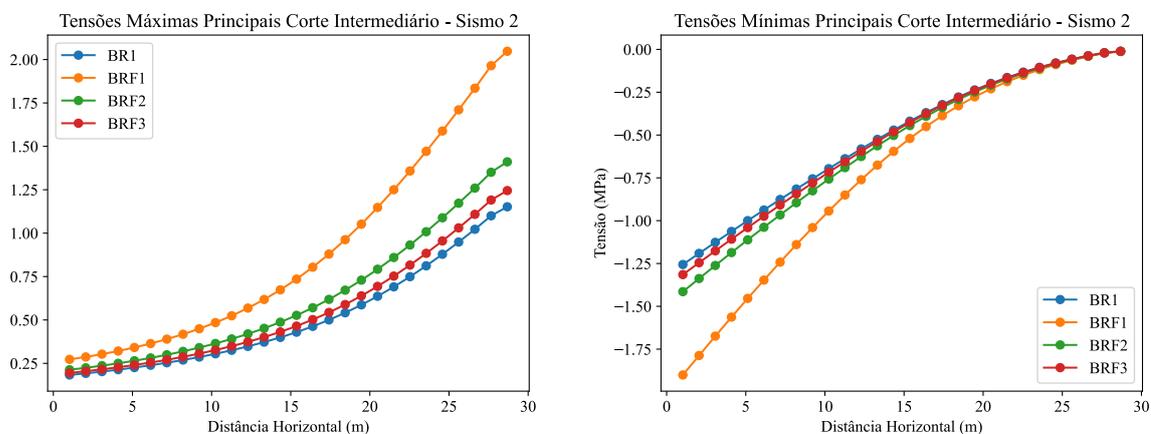
A Figura 60 apresenta as tensões máximas e mínimas no corte intermediário (aproximadamente a 26 m da base da barragem, representando uma nível médio) da seção com base na aplicação do carregamento dinâmico correspondente ao sismo 1, enquanto que a Figura 61 representa o mesmo para o sismo 2.

Figura 60 – Análise das tensões máximas e mínimas em um corte intermediário para a análise dinâmica - Sismo 1.



Fonte: O autor (2022).

Figura 61 – Análise das tensões máximas e mínimas em um corte intermediário para a análise dinâmica - Sismo 2.



Fonte: O autor (2022).

Além da verificação das tensões ao longo da seção intermediária, é possível também comparar os deslocamentos relativos da crista da barragem em relação ao ponto de deslocamento nulo (local de aplicação do sismo).

Para fins simplificarórios, apenas o Sismo 2 foi levado em consideração para a análise comparativa dos deslocamentos relativos, uma vez que a diferença entre ambos os sismos seria apenas de magnitude e amplitude entre os gráficos.

Para analisar corretamente cada caso, inicialmente são comparados alguns resultados esperados, conforme os seguintes:

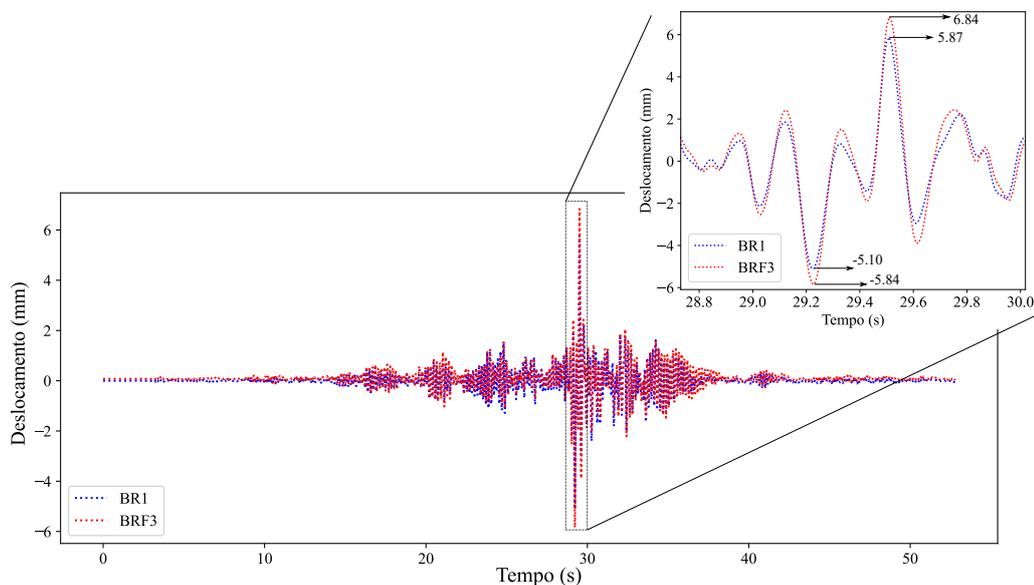
- Comparação entre BR1 e BRF3:

Nesse caso, procura-se estudar o comportamento das tensões com base na comparação de dois casos semelhantes em termos de rigidez na fundação. O caso BR1 representa uma fundação completamente rígida, porém não modelada em elementos finitos. Já o caso BRF3 é referente ao modelo com a representação da fundação em elementos finitos, que possui uma rigidez 20 vezes superior ao corpo da barragem. É esperado, portanto, que os resultados sejam de certa forma semelhantes, pois com a utilização da rigidez da fundação muito superior ao da barragem, considera-se que o sistema possua uma fundação rígida como o sistema BR1.

Observando a Figura 61, por exemplo, verifica-se que os resultados de tensões na seção intermediária são bastante próximos entre BR1 e BRF3, o que era esperado, conforme comentado anteriormente.

Agora, comparando o resultado dos deslocamentos relativos da crista, tem-se a Figura 62:

Figura 62 – Comparação entre os deslocamentos relativo da crista para BR1 e BRF3.



Fonte: O autor (2022).

O resultado entre os dois gráficos são bastante semelhantes, inclusive nos valores de pico para os deslocamentos à direita e à esquerda. O valor do deslocamento relativo da crista positivo (para a direita) é de 5,87 mm para o BR1 e de 6,84 mm para o BRF3, enquanto que o deslocamento negativo (para a esquerda) é de 5,10 mm para o BR1 e 5,84 mm para o BRF3.

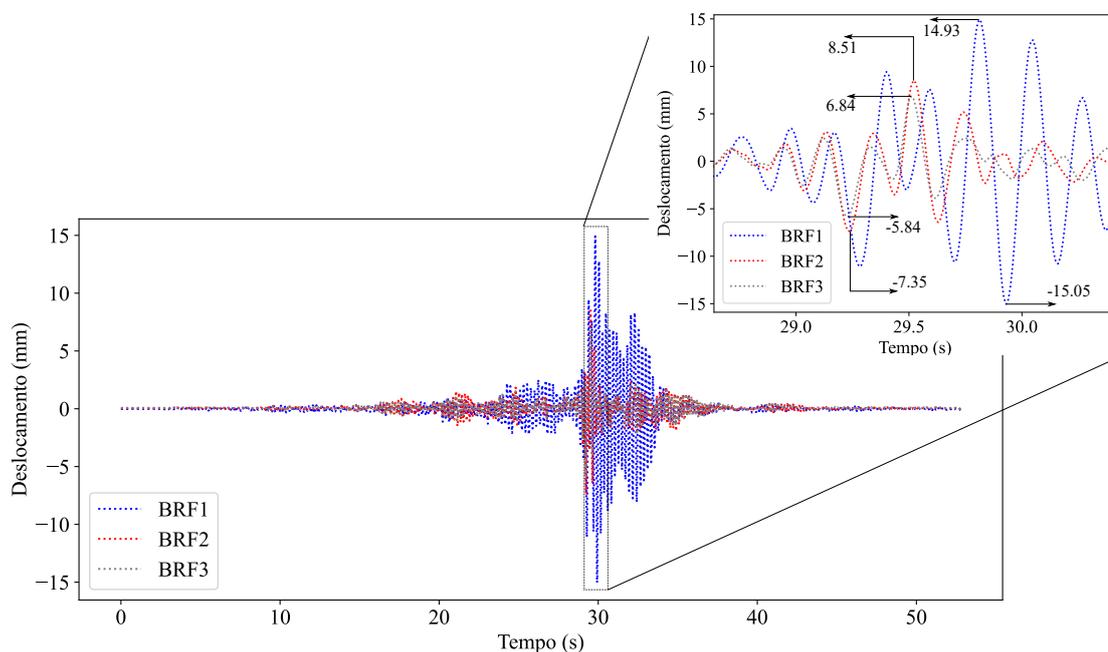
A proximidade dos valores encontrados tanto na análise de tensões da barragem como um todo quanto nos deslocamentos relativos sugere que, para uma fundação bastante rígida, isto é, quanto maior o módulo de elasticidade do material de fundação em comparação ao da barragem, mais próximo é o resultado de uma análise na qual não se considera a influência direta da fundação. Nesse caso, uma vez que não seja possível identificar com precisão as propriedades da fundação, mas que há um conhecimento acerca do material predominante, de modo que seja possível estimar o seu módulo de elasticidade para fins de comparação com o da barragem, é preferível adotar um sistema mais simplificado como o BR1, considerando a fundação totalmente rígida na modelagem e que possui um custo computacional relativamente menor.

- Comparação entre BRF1, BRF2 e BRF3:

Nesse caso, o principal objetivo é verificar o comportamento dos resultados com o aumento progressivo da relação entre os módulos de elasticidade da barragem e fundação, isto é, tornando a fundação cada vez mais rígida.

A Figura 63 apresenta a comparação dos deslocamentos relativos entre a crista a base da barragem para os 03 modelos:

Figura 63 – Comparação entre os deslocamentos relativo da crista para BR1, BRF2 e BRF3.



Fonte: O autor (2022).

Inicialmente, percebe-se que o sistema BRF1, cujo módulo de elasticidade da fundação é o mesmo da barragem, apresenta os maiores valores de deslocamento relativo, apresentando os resultados mais críticos em termos de tensão e magnitude de deslocamento. Em seguida, aumentando-se o módulo da elasticidade da fundação em 5 vezes, os resultados de deslocamentos são reduzidos de maneira geral, assim como o último sistema BRF3. Percebe-se, portanto, que à medida que a fundação torna-se mais rígida, os resultados buscam uma convergência com o sistema BR1 (fundação não modelada e completamente rígida). O mesmo comportamento é observado nas tensões no corte intermediário (Figura 61).

Esse resultado reforça a importância do conhecimento dos parâmetros da fundação para a modelagem dinâmica de uma barragem. Caso a fundação possua uma rigidez próxima à da barragem, os deslocamentos são amplificados e, neste caso, possuem valores na ordem de 14,93 mm (para a direita) e 15,05 mm (para a esquerda). Caso contrário, em uma fundação muito mais rígida do que a barragem, tais valores tornam-se 6,84 mm (para a direita) e 5,84 mm (para a esquerda), representando uma redução no intervalo de 50 a 60%. No entanto, essas conclusões se referem apenas ao sismo em questão, nas condições especificadas da barragem (geometria, propriedades dos materiais) e, portanto, podem não refletir demais situações para excitações sísmicas diversas.

10.2 Resultados do Nível 4

Concluídas as análises do nível 3, inicia-se a análise do último nível: dinâmica não linear.

Uma vez inseridos todos os parâmetros referente ao modelo *Concrete Damaged Plasticity*, mantiveram-se todas as outras demais propriedades físicas, número de elementos e malha para o modelo do nível 4.

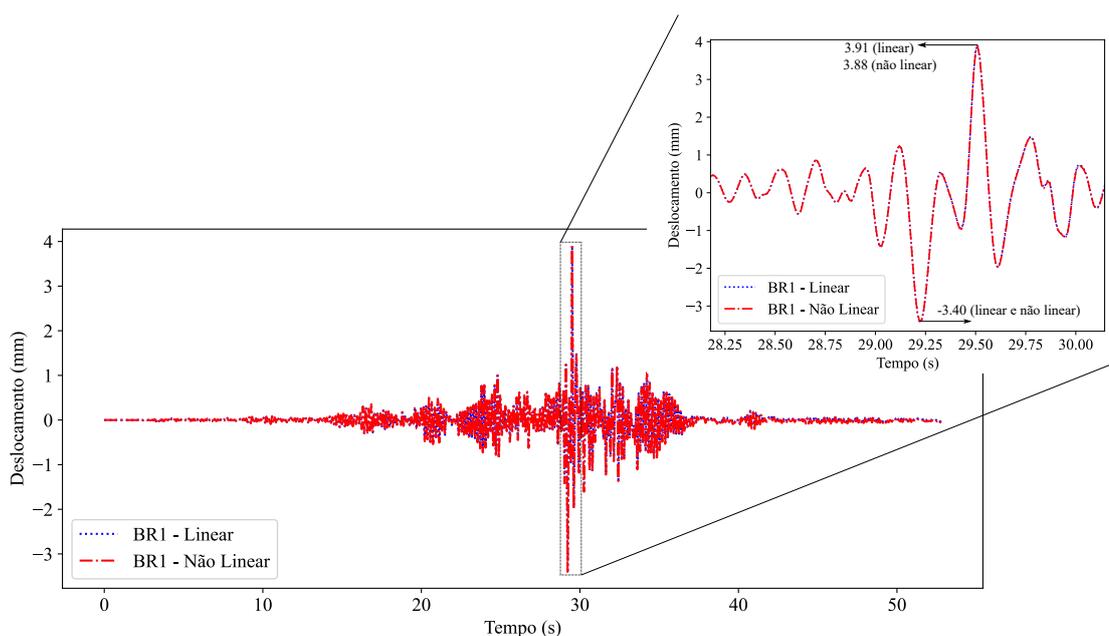
Enquanto no nível 3 foram necessários diversos subsistemas para analisar o comportamento de tensões na barragem, no nível 4 apenas foi considerado o subsistema BR1, ou seja, apenas o modelo barragem e reservatório foi utilizado, considerado a fundação completamente rígida.

Conforme comentado na seção anterior, o foco de analisar diversos subsistemas em uma análise dinâmica foi apenas pontual, isto é, não foi necessário discutir e comparar cada caso com seu respectivo modelo não linear, uma vez que este possui um custo computacional elevado, se comparado a uma análise linear.

O objetivo de estudo desse último nível de progressão é verificar o comportamento do parâmetro de dano que representa a perda de rigidez de um determinado elemento quando este é submetido à tensões de compressão e tração superiores às tensões de ruptura fornecidos pela curva de tensão e deformação do material, fornecendo assim, informações importantes e precisas sobre localização de regiões críticas na barragem, podendo ser o foco de tratamentos e reforços posteriores.

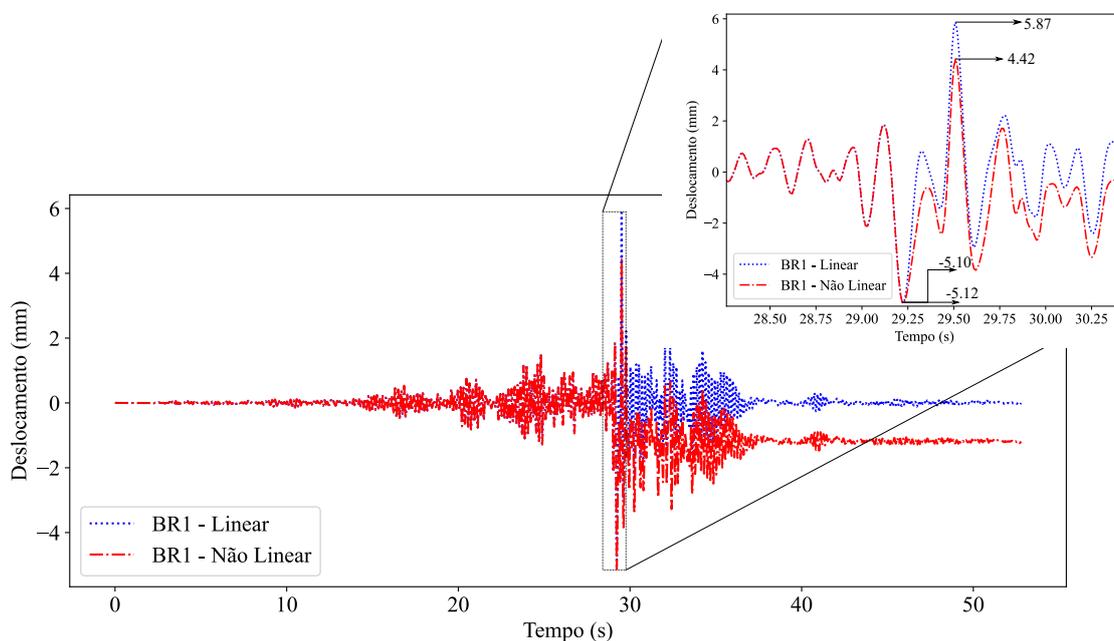
Inicialmente, foram comparadas as curvas de deslocamento relativo do topo da barragem entre os sistemas BR1 linear e não linear. A Figura 64 compara ambos para o caso de carregamento dinâmico relacionado ao Sismo 1 e a Figura 65 para o caso do Sismo 2:

Figura 64 – Comparação entre os deslocamentos relativo do topo para o sistema BR1 linear e BR1 não linear - Sismo 1.



Fonte: O autor (2022).

Figura 65 – Comparação entre os deslocamentos relativo do topo para o sistema BR1 linear e BR1 não linear - Sismo 2.



Fonte: O autor (2022).

Analisando a Figura 64, referente ao sismo 1, verifica-se que as curvas são praticamente coincidentes, isto é, em termos de deslocamento relativo, as análises dinâmica linear e não linear pouco se diferenciam. Isso ocorre possivelmente por conta dos elementos, de maneira geral e significativa, não ultrapassarem os valores de tensões de ruptura para compressão ou tração, fazendo com que o material não tenha atingido a parte não linear de seu comportamento.

Por outro lado, observando a Figura 65, existe um ponto importante relacionado ao tempo de 29,22 segundos. Até esse tempo, praticamente as curvas são coincidentes, correlacionando quase que perfeitamente os modelos linear e não linear. Contudo, a partir do tempo referente à 29,22 segundos, os deslocamentos relativos do topo apresentam um "desalinhamento" entre as curvas.

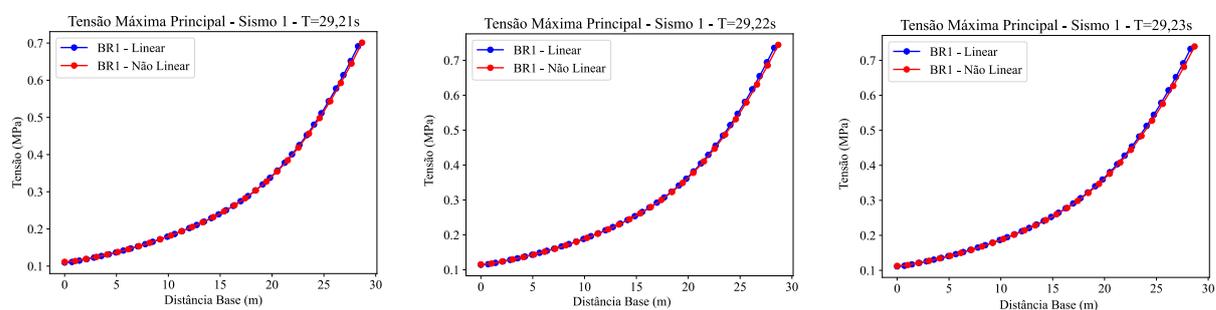
A curva referente ao comportamento não linear (BR1 - Não Linear), sugere uma possível perda de rigidez em alguns elementos da barragem após 29,22 segundos, fazendo com que o deslocamento relativo do topo da barragem oscile em torno de uma posição não nula, ao contrário do que ocorre com a análise dinâmica linear. Dessa forma, o comportamento dos gráficos sugere que a barragem apresentou um comportamento não linear, superando as tensões de ruptura para compressão e/ou tração. Além disso, na análise não linear, é possível verificar o momento exato em que a barragem apresenta um comportamento não linear.

Percebe-se que há uma concordância entre o aspecto visual de ambas as curvas, ainda que ocorra um "desvio" no gráfico referente ao método de análise não linear.

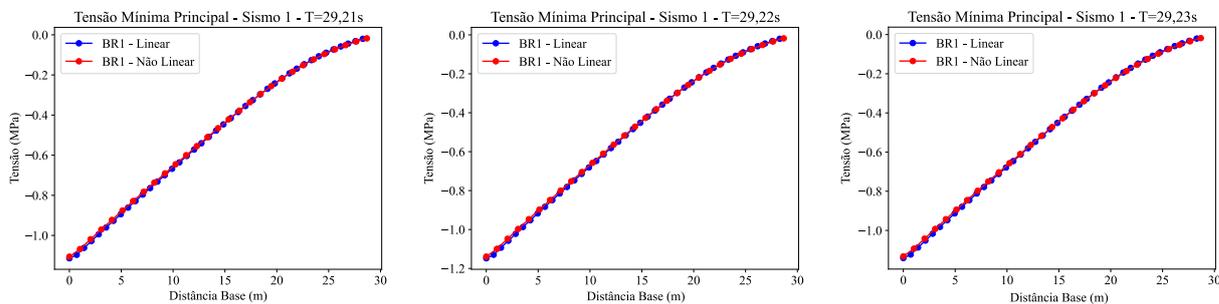
Para melhor visualizar o comportamento da barragem na condição de não linearidade,

foram analisadas as curvas de tensão máxima e mínima no plano principal para uma seção intermediária da barragem nos tempos: $t = 29,21s$ (momento antes do comportamento não linear), $t = 29,22s$ (possível tempo crítico, isto é, entrada no comportamento não linear) e $t = 29,23s$ (momento após o tempo crítico). A Figura 66a compara os valores de tensão máxima, relativas à tração, entre a análise dinâmica linear e não linear para a condição de carregamento do Sismo 1. Para as tensões mínimas, relativas à compressão, os resultados em um corte intermediário podem ser vistos na Figura 66b. A mesma análise é realizada para o Sismo 2, conforme as Figuras 67a e 67b:

Figura 66 – Comparação entre as tensões em um nível intermediário da barragem para o sistema BR1 Linear e BR1 Não Linear - Sismo 1.



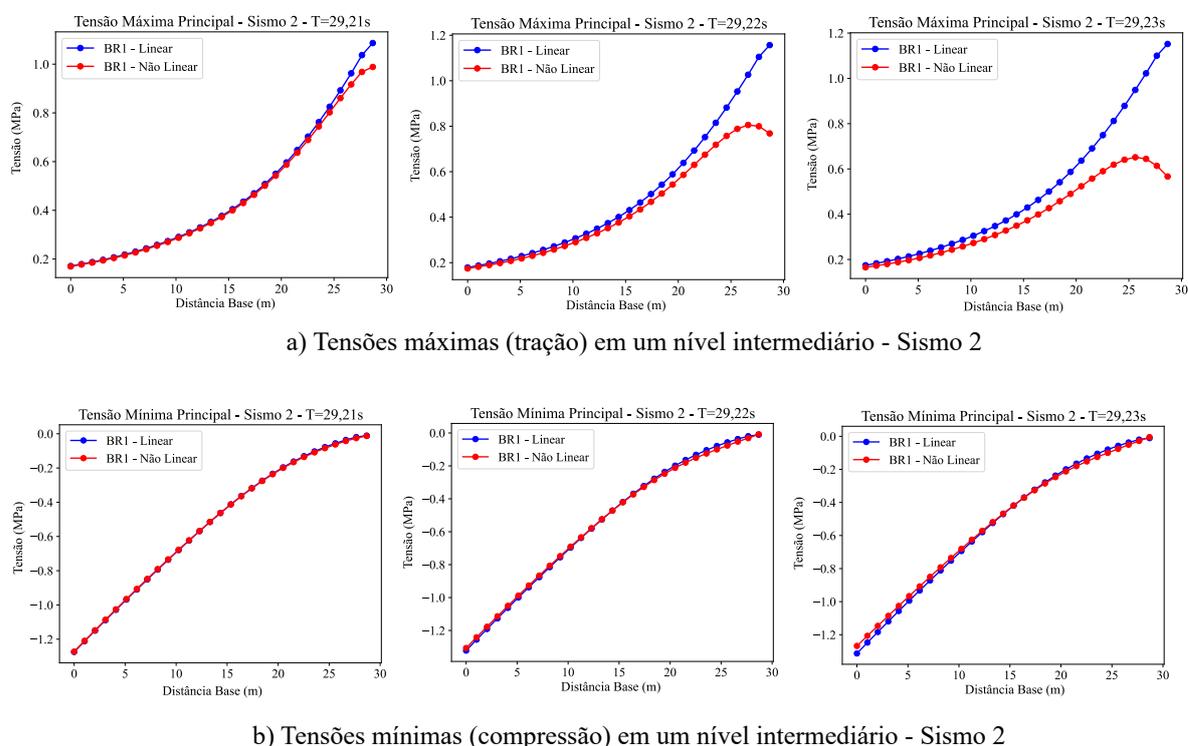
a) Tensões máximas (tração) em um nível intermediário - Sismo 1



b) Tensões mínimas (compressão) em um nível intermediário - Sismo 1

Fonte: O autor (2022).

Figura 67 – Comparação entre as tensões em um nível intermediário da barragem para o sistema BR1 Linear e BR1 Não Linear - Sismo 2.



Fonte: O autor (2022).

Analisando as Figuras 66a e 66b, verifica-se que, assim como nos deslocamentos relativos, a análise dinâmica linear pouco difere da dinâmica não linear, sugerindo que para a magnitude do Sismo 1, os valores de tensões na barragem estariam dentro do comportamento linear do material.

Por outro lado, as Figuras 67a e 67b indicam uma possível condição de perda de rigidez da barragem na região à jusante, conforme as curvas se distanciam uma da outra para o caso de tensão máxima principal. Percebe-se que em um momento imediatamente antes do tempo crítico, as curvas são praticamente coincidentes, enquanto que em um momento imediatamente após esse tempo, os elementos da seção intermediária mais próximas à região jusante diminuem o valor de tensão que apresentaram antes da ruptura, indicando que tais elementos possivelmente passaram do valor de tensão de ruptura (σ_{ctm}), seguindo o caminho da curva tensão *vs.* abertura de fissuras da Figura 15, entrando na região não linear do comportamento do material.

Observando o mesmo intervalo de tempo para as tensões mínimas (referente majoritariamente ao comportamento à compressão), percebe-se que praticamente nada é modificado entre os dois modelos.

Logo, sugere-se que há uma região crítica em relação ao comportamento à tração para os elementos próximos ao corte intermediário à jusante, mas não à compressão.

Conforme comentado anteriormente, o principal parâmetro que deve ser verificado no Nível 4 é o parâmetro de dano, que é informado como um dos parâmetros de entrada no método

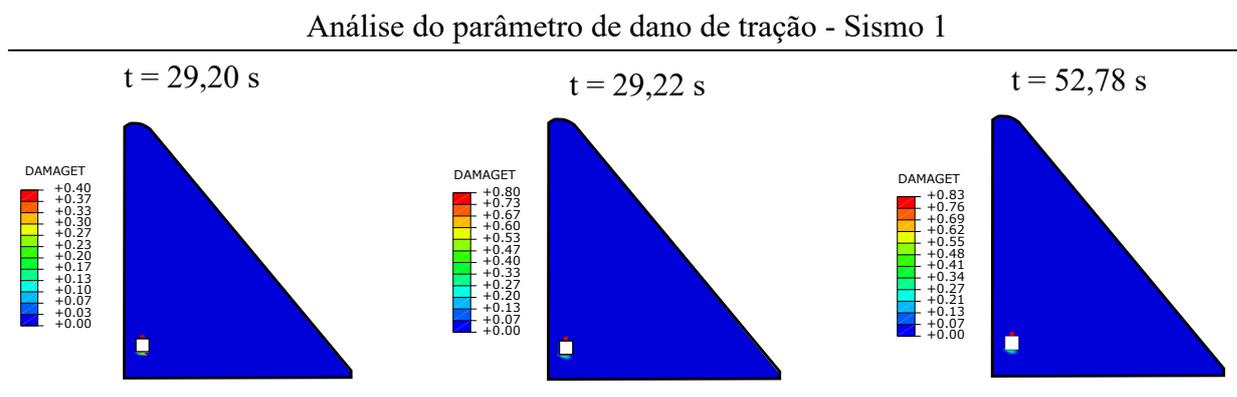
CDP.

Na análise em questão, não foram verificadas alterações no parâmetro de dano relativo à compressão (d_C), ou seja, nenhum elemento do modelo durante a análise dinâmica com o Sismo 2 ultrapassou o valor de tensão de ruptura à compressão ($\sigma_{cm}=14,25$ MPa), conforme mostrado também na Figura 15.

Agora analisando o parâmetro de dano relativo à tração (d_T), quanto mais próximo ao valor unitário, maior é a "distância" do valor da tensão em relação à tensão de ruptura à tração ($\sigma_{ctm}=1,02$ MPa), indicando que determinado elemento já ultrapassou o ponto de ruptura.

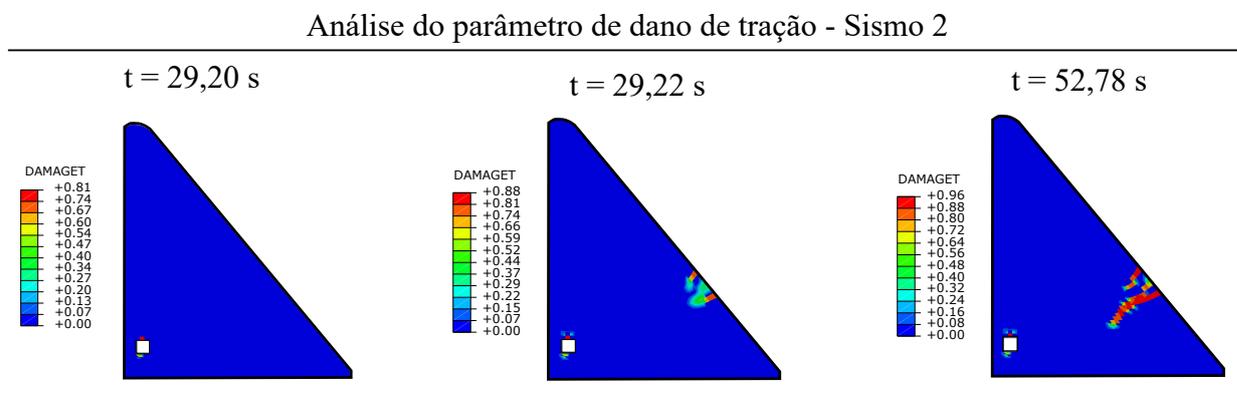
Sendo assim, a Figura 68 mostra os resultados obtidos para o parâmetro de dano de tração referente ao Sismo 1 e a Figura 69 referente ao Sismo 2, indicando os elementos que sofrem essa perda de rigidez e o seu momento exato:

Figura 68 – Análise do parâmetro de dano no tempo antes da ruptura ($t = 29,20s$), no momento da ruptura ($t = 29,22s$) e ao final do movimento sísmico ($t = 52,78s$) para o Sismo 1.



Fonte: O autor (2022).

Figura 69 – Análise do parâmetro de dano no tempo antes da ruptura ($t = 29,20s$), no momento da ruptura ($t = 29,22s$) e ao final do movimento sísmico ($t = 52,78s$) para o Sismo 2.



Fonte: O autor (2022).

Portanto, conforme comentado anteriormente, o resultado das figuras acima comprovam

que o Sismo 2 provoca uma possível propagação de fissuras (perda de rigidez) na região à jusante da barragem, bem como na região superior da galeria de drenagem. Porém, em relação ao Sismo 1, apenas no entorno da galeria de drenagem que existe uma determinada perda de rigidez.

Esses resultados já eram esperados por conta da análise dinâmica do Nível 3, onde o subsistema BR1 apresentou valores de tensões à tração acima de (σ_{ctm}) , indicando a necessidade de estudo de uma análise não linear por conta do comportamento do material.

11 CONCLUSÕES

Ao final das análises, foi possível observar o comportamento de tensões na barragem ao longo de 4 níveis progressivos de metodologia, passando por métodos simplificados, facilmente definidos por meios analíticos ou numéricos, até os mais sofisticados, que exigem um maior nível de detalhamento através de uma modelagem numérica e com um maior conhecimento das propriedades dos materiais que compõem os subsistemas.

Em relação ao método pseudo-estático, estudado neste trabalho como sendo o nível 1, verificou-se que apresenta resultados defasados em relação aos novos métodos, não demonstrando o real comportamento da barragem em uma análise sísmica simplificada. Comparado com o método pseudo-dinâmico, a barragem apresentou valores de tensões subestimados, podendo ocasionar erros de dimensionamento ao adotar as suas simplificações. Assim como comentado por Malm (2016) e Ribeiro, Melo e Pedroso (2007), o método pseudo-estático tem se tornado cada vez menos recomendado para análises de tensões em barragens, por não incorporar, principalmente, a elasticidade da estrutura, onde o efeito sísmico é tratado como uma carga constante ao longo do maciço da barragem.

O método pseudo-dinâmico, denominado nível 2, apresentou valores de tensões significativamente maiores que o pseudo-estático em ambos os sismos, uma vez que a carga resultante aplicada na face à montante também é maior, incorporando assim o efeito da amplificação do espectro resposta do sismo, através das expressões definidas por Chopra (1978). O valor máximo de tração obtido na barragem pelo método pseudo-dinâmico foi de aproximadamente 0,85 MPa para o Sismo 1 e 1,52 MPa para o Sismo 2, ambos concentrados na região à jusante do maciço. Para os valores de compressão máximo observados, resultou em 2,94 MPa para o Sismo 1 e 4,17 MPa para o Sismo 2.

Analisando as propriedades do concreto do tipo CCR da barragem, observou-se que os valores de tensão de ruptura à compressão e à tração, calculado a partir de curvas teóricas, foram respectivamente ($\sigma_{cm} = 14,25MPa$) e ($\sigma_{ctm} = 1,02MPa$). Dessa forma, comparando com os valores obtidos pelo pseudo-dinâmico, verifica-se que em relação à compressão, a barragem provavelmente não apresentaria nenhum comportamento não linear. Contudo, em relação à tração, as análises utilizando o sismo 2 sugere que esse carregamento é suficiente para provocar um comportamento não linear, trazendo a necessidade de utilização de metodologias mais sofisticadas para esse caso. Ambos os métodos pseudo-estático e pseudo-dinâmico foram validados com a utilização do programa *CADAM*.

Em relação ao estudo da análise dinâmica linear, percebe-se que há uma grande dependência das propriedades físicas dos subsistemas, como por exemplo o módulo de elasticidade da fundação. Existe uma diferença significativa entre a modelagem da barragem não considerando a fundação (ou seja, esta completamente rígida) e a modelagem da fundação com a rigidez igual ao da barragem.

Ainda em relação ao nível 3, o pior caso para a análise de tensões foi o sistema

BRF1, que é referente à modelagem da barragem-reservatório-fundação, em que o módulo de elasticidade da barragem e da fundação possuem o mesmo valor. Adotar essa condição de igualdade para este parâmetro não representa uma boa representatividade com as condições reais, uma vez que as fundações geralmente são aplicadas em meios rochosos ou em materiais mais rígidos do que o concreto utilizado no maciço da barragem.

Como esperado, à medida que a rigidez da fundação é aumentada, seguindo com a sequência BRF1, BRF2 e BRF3, mais próximo é o resultado com o do subsistema BR1 (fundação completamente rígida). Isso faz com que a análise seja sensível ao módulo de elasticidade da fundação, quando considerado. Dessa forma, cresce a importância do estudo da fundação da barragem em análises atuais, antes e depois de sua construção.

Passando a tratar somente do subsistema BR1, na qual é comparado entre as análises lineares e não lineares, verificou-se o seguinte: em relação ao sismo 1, o maior valor de tração observado foi de 1,13 MPa, localizado na região próxima à galeria de drenagem. Na face à jusante, os valores de tração foram menores que o da tensão de ruptura, como é possível observar através das tensões obtidas pelo corte intermediário.

Já para o sismo 2, o subsistema BR1 apresentou um valor de tração máximo de 1,63 MPa, também na região próxima à galeria de drenagem. Na face à jusante, as tensões observadas também foram superiores ao valor da tensão de ruptura, conforme mostrado no corte intermediário desse caso. Dessa forma, é esperado que a barragem BR1 apresente um comportamento não linear para o efeito dinâmico provocado pelo sismo 2 na face à jusante e na região próxima à galeria de drenagem.

Essas conclusões são confirmadas ao efetuar uma análise não linear do subsistema BR1. Para a condição de carregamento do Sismo 2, o parâmetro de dano, que é a principal variável para o método *Concrete Damaged Plasticity*, apontou diversos elementos com resultados acima da tensão de ruptura por tração, provocando perda de rigidez dessa região. Para o sismo 1, conforme observado no nível 3, apenas a região próxima à galeria de drenagem foi afetada.

Ainda sobre os resultados do nível 4, é possível identificar o exato momento em que a perda de rigidez é iniciada na face à jusante da barragem, bem como sua propagação ao longo do tempo. Trata-se de uma análise sofisticada que traz resultados importantes e precisos em relação à visualização de possíveis fissuras propagadas por efeitos dinâmicos no modelo.

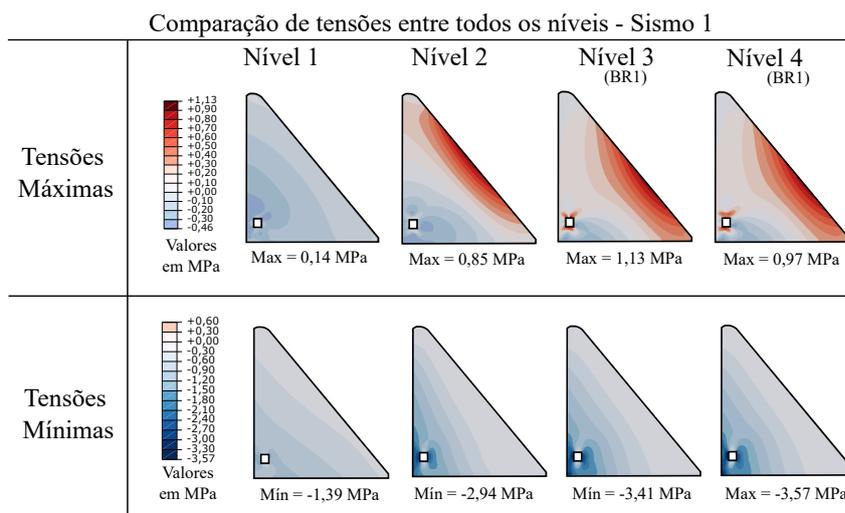
De maneira geral, em relação aos 04 níveis de progressão estudados neste trabalho, é possível observar que à medida em que se decide optar por uma análise mais sofisticada, maior é a necessidade dos parâmetros e propriedade dos materiais e da fundação. Caso contrário, o método pseudo-dinâmico oferece resultados compatíveis com as análises dinâmicas, o que torna uma excelente opção prática e simplificada para início de uma investigação mais complexa.

Em relação à utilização da qual nível para uma análise de tensões em barragens de maneira prática, deve-se observar os resultados apresentados nas Figuras 70 e 71. A Figura 70 compara as tensões máximas e mínimas para cada nível estudado neste trabalho, em relação à condição de carregamento do Sismo 1, mostrando o espectro de cores para toda a seção estudada.

Já a Figura 71 mostra o mesmo em relação à condição de carregamento do Sismo 2.

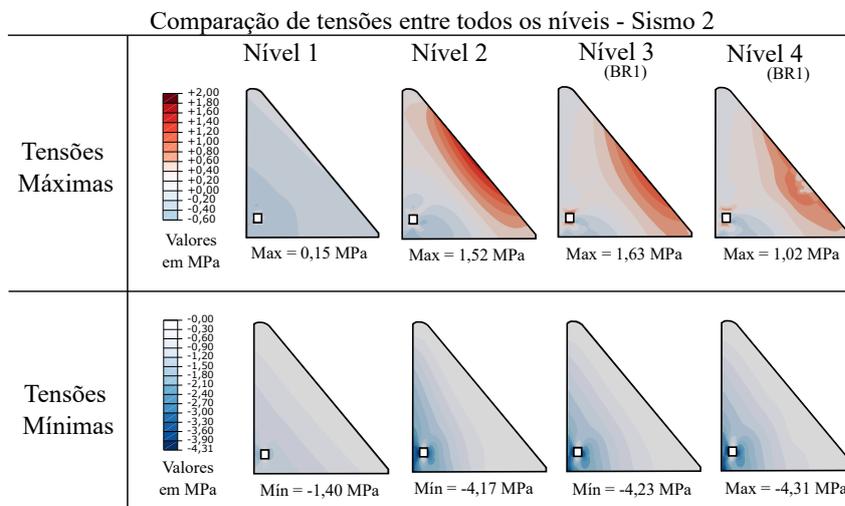
Conforme comentado anteriormente, o nível 1 (pseudo-estático) apresentou os menores valores de tração e compressão entre todos os outros níveis, por conta de suas hipóteses simplificadoras e, muitas vezes, não representando efetivamente a estrutura como um todo. Por outro lado, o nível 2 (pseudo-dinâmico) apresentou resultados bastante próximos de uma análise dinâmica linear e não linear (comparando com os níveis 3 e 4), sugerindo que as hipóteses simplificadoras de Chopra (1978) são aceitáveis. Isso faz com que o método pseudo-dinâmico seja uma ferramenta adequada e prática para estudar os efeitos sísmicos em uma seção da barragem quando não se dispõe da totalidade de informações e parâmetros técnicos da fundação, por exemplo, tornando-se uma opção com baixo custo computacional e sendo possível sua aplicação tanto de maneira analítica quanto numérica. Também é possível observar essa viabilidade de utilização do nível 2 ao verificar o avanço das tensões máximas e mínimas em cada nível (Figuras 72 e 73).

Figura 70 – Análise das tensões máximas e mínimas entre todos os níveis - Sismo 1 (barragem em escala de cores).



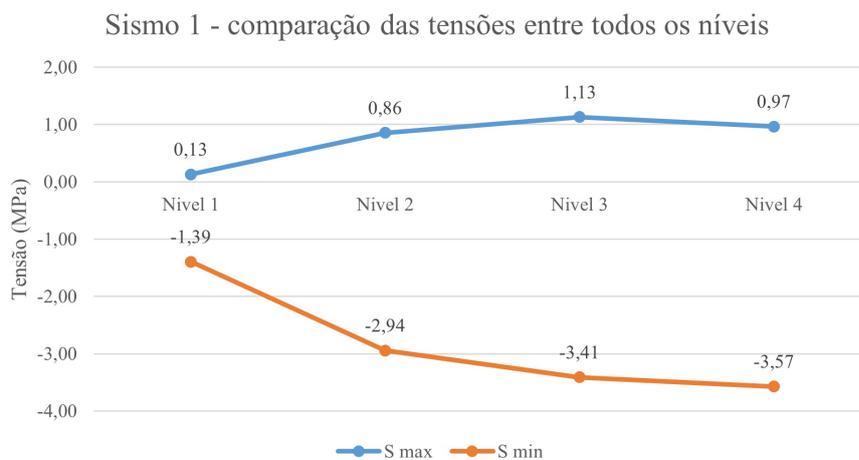
Fonte: O autor (2022).

Figura 71 – Análise das tensões máximas e mínimas entre todos os níveis - Sismo 2 (barragem em escala de cores).



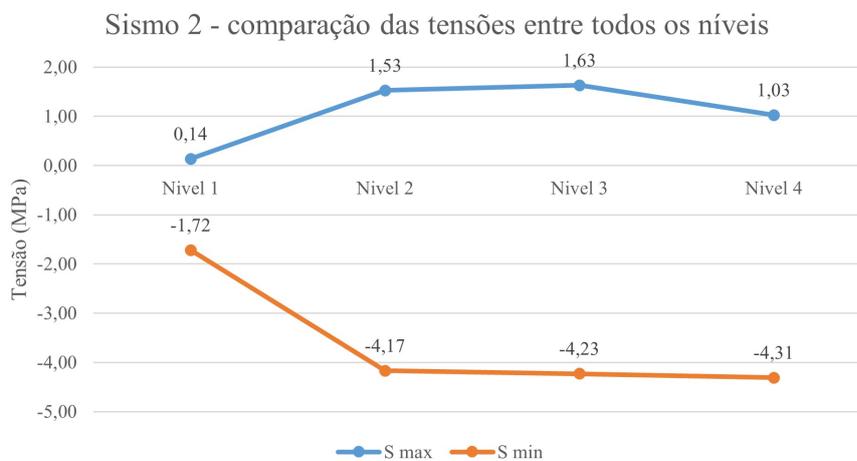
Fonte: O autor (2022).

Figura 72 – Análise das tensões máximas e mínimas entre todos os níveis - Sismo 1 (avanço das tensões no ponto máximo).



Fonte: O autor (2022).

Figura 73 – Análise das tensões máximas e mínimas entre todos os níveis - Sismo 2 (avanço das tensões no ponto máximo).



Fonte: O autor (2022).

Passando a tratar da magnitude dos sismos, conforme comentado na seção 2.4, um terremoto de PGA com valor de 0,24g é ainda uma realidade remota na região em que se encontra a barragem, mesmo não sendo nula a probabilidade de acontecimento desta magnitude, o que ameniza as situações extremas de carregamento estudadas ao longo do trabalho.

12 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Por fim, com todas as considerações apontadas até o momento, é possível elencar alguns tópicos de melhoria que não foram contemplados neste trabalho, porém que podem ser discutidos posteriormente, tais como:

- A análise do sistema barragem-reservatório-fundação com a modelagem da fundação com massa, discutindo a influência desse parâmetro na análise de tensões e propagação do efeito dinâmico;
- A criação de uma codificação própria, com linguagem de programação moderna, como Python, para comparação dos resultados da análise dinâmica com programas comerciais;
- A modelagem tridimensional da barragem, com a inclusão de elementos do tipo Eulerianos para simular o reservatório; e
- Inclusão de fissuras já existentes na barragem, configurando-se como um outro tipo de análise não linear, em conjunto com a adoção de não linearidade material.

REFERÊNCIAS

- ALFARAH, B.; LÓPEZ-ALMANSA, F.; OLLER, S. **New methodology for calculating damage variables evolution in plastic damage model for rc structures.** *Engineering Structures*, Elsevier, v. 132, p. 70–86, 2017. Citado na página 47.
- ALVES, F. de V. **ESTUDO DE SISMICIDADE DO BRASIL PARA REVISÃO DA ABNT NBR.** Dissertação (Mestrado) — Universidade Federal do Rio de Janeiro, Recife, jun. 2020. Citado na página 31.
- ANA, A. N. D. E. S. B. B. **Relatório de segurança de barragens 2020.** Brasília, 2021. 130 p. Citado na página 18.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15421:** Projeto de estruturas resistentes a sismos - procedimento. Rio de Janeiro, 2006. 26 p. Citado 3 vezes nas páginas 11, 31 e 33.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12655:** Concreto de cimento portland - preparo, controle, recebimento e aceitação - procedimento. Rio de Janeiro, 2015. 29 p. Citado na página 43.
- ASSUMPÇÃO, M. d. S. et al. **Terremotos no brasil:** preparando-se para eventos raros. *Boletim SBGf*, n. 96, p. 25–29, 2016. Citado 5 vezes nas páginas 29, 30, 31, 32 e 33.
- ATIK, L. A.; ABRAHAMSON, N. **An improved method for nonstationary spectral matching.** *Earthquake Spectra.*, v. 26, p. 601 – 617, 2010. Citado na página 72.
- BÄKER, M. **How to get meaningful and correct results from your finite element model.** *arXiv preprint arXiv:1811.05753*, 2018. Citado na página 69.
- BRUSSELS: EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Eurocode 2: Design of concrete structures.:** Part 1-1: General rules and rules for buildings. [S.l.], 1998. 231 p. Citado 3 vezes nas páginas 43, 45 e 46.
- BRUSSELS: EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance.:** Part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings. [S.l.], 1998. 231 p. Citado 4 vezes nas páginas 73, 74, 75 e 127.
- BURGOS, R. G. **Solução de problemas vibroacústicos bidimensionais: exemplos, códigos e aplicações computacionais.** Dissertação (Mestrado) — Universidade Federal de Pernambuco, Recife, jun. 2017. Citado 3 vezes nas páginas 35, 36 e 37.
- BURMAN, A. et al. **Coupled gravity dam–foundation analysis using a simplified direct method of soil–structure interaction.** *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Elsevier, v. 34, n. 1, p. 62–68, 2012. Citado na página 42.
- CHOPRA, A. K. **Earthquake resistant design of concrete gravity dams.** *Journal of the Structural Division, ASCE.*, v. 104, p. 953–971, 1978. Citado 9 vezes nas páginas 19, 23, 49, 50, 51, 52, 97, 114 e 116.
- CHOPRA, A. K.; CHAKRABARTI, P. **Earthquake analysis of concrete gravity dams including dam-water-foundation rock interaction.** *Earthquake Engineering and Structural Dynamics.*, v. 9, p. 363–383, 1981. Citado na página 55.

- DASSAULT SYSTÈMES SIMULIA CORP. *ABAQUS Theory Manual*. [S.l.], 2006. 1172 p. Citado 7 vezes nas páginas 23, 46, 58, 59, 60, 61 e 62.
- ESPINOZA, H.; CODINA, R.; BADIA, S. **A sommerfeld non-reflecting boundary condition for the wave equation in mixed form**. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, Elsevier, v. 276, p. 122–148, 2014. Citado na página 41.
- GEOTECHNIQUE. **Estado atual da barragem de Jucazinho e necessidade da implantação de obras emergenciais de recuperação**. *Geotechnique: consultoria e engenharia LTDA.*, Relatório técnico, 2012. Citado 2 vezes nas páginas 22 e 28.
- GUERRA, M. B. B. F. **Modelos de concepção para estruturas em concreto armado com comportamento não linear obtidos pelo método de bielas e tirantes e otimização topológica**. Tese (Doutorado) — Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia, Minas Gerais, Brasil, 2017. Disponível em: <<https://http://www.pos.dees.ufmg.br/defesas/908D.PDF>>. Citado 2 vezes nas páginas 60 e 61.
- HARIRI-ARDEBILI, M. A.; MIRZABOZORG, H.; KIANOUSH, M. R. **Seismic analysis of high arch dams considering contraction-peripheral joints coupled effects**. *Central European Journal of Engineering*, Springer, v. 3, n. 3, p. 549–564, 2013. Citado na página 40.
- HILBER, H. M.; HUGHES, T. J. **Collocation, dissipation and [overshoot] for time integration schemes in structural dynamics**. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Wiley Online Library, v. 6, n. 1, p. 99–117, 1978. Citado na página 56.
- HORDIJK, D. A. **Tensile and tensile fatigue behaviour of concrete; experiments, modelling and analyses**. *Heron*, v. 37, n. 1, 1992. Citado na página 46.
- INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE. **Bulletin 55**: Draft model code. [S.l.], 2010. 318 p. Citado 2 vezes nas páginas 45 e 46.
- JUNIOR, E. J. da S.; ARACAYO, L. A. S.; COELHO, D. P. **Comparação entre o método pseudo-dinâmico e o método espectro resposta aplicado como análise sísmica em uma barragem tipo**: Estudo de caso itaipu. *XXXVIII Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering.*, p. 5–8, 2017. Citado na página 51.
- KUPFER, H.; HILSDORF, H. K.; RUSCH, H. **Behavior of concrete under biaxial stresses**. In: *Journal proceedings*. [S.l.: s.n.], 1969. v. 66, n. 8, p. 656–666. Citado na página 61.
- KWON, Y. W.; BANG, H. **The finite element method using MATLAB**. [S.l.]: CRC press, 2018. Citado na página 34.
- LABIBZADEH, M.; ZAKERI, M.; SHOAI, A. A. **A new method for cdp input parameter identification of the abaqus software guaranteeing uniqueness and precision**. *International Journal of Structural Integrity*, Emerald Publishing Limited, 2017. Citado 2 vezes nas páginas 61 e 62.
- LECLERC, M.; LÉGER, P.; TINAWI, R. **Computer aided stability analysis of gravity dams—cadam**. *Advances in Engineering Software*, Elsevier, v. 34, n. 7, p. 403–420, 2003. Citado na página 89.
- LEE, J.; FENVES, G. L. **Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures**. *Journal of engineering mechanics*, American Society of Civil Engineers, v. 124, n. 8, p. 892–900, 1998. Citado na página 44.

- LUBLINER, J. et al. **A plastic-damage model for concrete.** *International Journal of solids and structures*, Elsevier, v. 25, n. 3, p. 299–326, 1989. Citado na página 44.
- MALM, R. **Guideline for FE analyses of concrete dams.** [S.l.]: Energiforsk, 2016. Citado 12 vezes nas páginas 41, 42, 53, 54, 55, 56, 62, 63, 79, 89, 98 e 114.
- MIRANDA, P.; VARUM, H.; POUCA, N. V. **Reflexões sobre o risco sísmico no brasil.** In: *11º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica-SÍSMICA 2019.* [S.l.: s.n.], 2019. Citado na página 31.
- MOHAMMADNEZHAD, H.; GHAEMIAN, M.; NOORZAD, A. **Seismic analysis of dam-foundation-reservoir system including the effects of foundation mass and radiation damping.** *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, Springer, v. 18, n. 1, p. 203–218, 2019. Citado 4 vezes nas páginas 40, 41, 42 e 55.
- NEWMARK, N. M. **A method of computation for structural dynamics.** *Journal of Engineering Mechanics Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers.*, p. 67 – 94, 1959. Citado na página 75.
- NÓBREGA, P. G. B. d.; NÓBREGA, S. H. S. d. **Perigo sísmico no brasil e a responsabilidade da engenharia de estruturas.** *HOLOS*, Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Rio Grande do Norte, v. 4, p. 162–175, 2016. Citado 3 vezes nas páginas 29, 31 e 33.
- OBBINK-HUIZER, C. **Implicit vs explicit finite element analysis: when to use which?** 2021. Disponível em: <<https://info.simuleon.com/blog/implicit-vs-explicit-finite-element-analysis>>. Acesso em: 02 de março de 2022. Citado na página 58.
- PAPAZAFEIROPOULOS, G.; TSOMPANAKIS, Y.; PSARROPOULOS, P. N. **Dynamic interaction of concrete dam-reservoir-foundation: Analytical and numerical solutions.** In: *Computational Methods in Earthquake Engineering.* [S.l.]: Springer, 2011. p. 455–488. Citado na página 42.
- RIBEIRO, P. M. V. **Uma Metodologia Analítica para a Avaliação do Campo de Tensões em Barragens de Concreto Durante Terremotos.** Tese (Doutorado) — Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, 2006. Disponível em: <<https://repositorio.unb.br/handle/10482/1952>>. Citado na página 48.
- RIBEIRO, P. M. V.; MELO, C. A. E.; PEDROSO, L. J. **Uma aplicação de referência do método pseudo-dinâmico para a análise sísmica de barragens de concreto gravidade.** *XXVII Seminário Nacional de Grandes Barragens*, 2007. Citado 4 vezes nas páginas 49, 50, 51 e 114.
- SEISMOMATCH. **Seismomatch - a computer program for spectrum matching of earthquake records.** *SeismoSoft*, 2020. Citado 3 vezes nas páginas 8, 71 e 72.
- SILVA, S. F. da. **Interação dinâmica barragem-reservatório: modelos analíticos e numéricos.** Tese (Doutorado) — Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, 2007. Disponível em: <https://repositorio.unb.br/bitstream/10482/5183/1/Tese_Selenio.pdf>. Citado 2 vezes nas páginas 48 e 70.
- SILVEIRA, I. V. d.; PEDROSO, L. J.; MAROTTA, G. S. **Study of the influence of the foundation and the reservoir on the dynamic response in a concrete gravity dam profile.** *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, SciELO Brasil, v. 14, 2021. Citado 3 vezes nas páginas 37, 38 e 41.

WESTERGAARD, H. M. **Water pressures on dams during earthquakes.** *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, v. 98, n. 2, p. 418–433, 1933. Citado 5 vezes nas páginas 19, 48, 78, 88 e 134.

Figura 75 – Resistência à compressão dos corpos de prova. Parte 2.

												
RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE CP DE CONCRETO COMPACTADO COM ROLO (CCR)												
CLIENTE: <u>DNOCS/PE - CONTRATO Nº 007/2011</u>			DATA: <u>13/12/2012</u>			Folha: <u>3 / 3</u>						
OBRA/LOCAL: <u>BARRAGEM DE JUCAZINHO / SURUBIM - PE</u>			TÉCNICO: <u>JOSÉ PAULINO</u>									
LOCALIZAÇÃO DA AMOSTRAGEM: <u>CRISTA DA BARRAGEM</u>												
CP	Nº	ESTACA	COTAS (m)	DADOS DO CORPO DE PROVA					CARGA DE RUPTURA (Kgf)	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO (MPa)	OBSERVAÇÃO	
				DIMENSÕES (cm)		SEÇÃO (cm ²)	PESO (g)	VOLUME (cm ³)				PESO ESP. (g/cm ³)
				DÍAM.	ALTURA							
20		19	298,45	9,31	17,31	68,04	2370	1177,79	2,01	3951	5,81	
21		17	298,55	9,30	10,50	67,89	1588	712,89	2,23	4712	6,94	
22		15	298,60	9,30	16,89	67,89	2621	1146,74	2,29	4885	7,19	
23		13	298,47	9,30	16,92	67,89	2635	1148,78	2,29	5030	7,41	
24		11	298,40	9,31	17,12	68,04	2400	1164,86	2,06	5100	7,50	
25		9	298,50	9,31	17,52	68,04	2410	1192,07	2,02	4970	7,30	
26		7	298,50	9,31	17,45	68,04	2432	1187,31	2,05	4830	7,10	
27		6	298,30	9,30	18,20	67,89	2571	1235,68	2,08	5042	7,43	
28		4	298,40	9,30	18,10	67,89	2570	1228,89	2,09	3998	5,89	
29		2	298,45	9,30	17,27	67,89	2427	1172,54	2,07	4110	6,05	
30		1	298,61	9,30	17,15	67,89	2412	1164,39	2,07	4872	7,18	

OBS: FORAM FEITOS FURROS NO MACIÇO A PARTIR DA CRISTA NAS ESTACAS 19, 17 E 6 NO TOTAL DE 80,0M . PARA EXTRAÇÃO DE TESTEMUNHOS, MAS POR QUESTÃO DE SEGURANÇA PARA NÃO CAUSAR FISSURAS NO MACIÇO, AS AMOSTRAGEM FORAM EXTRAÍDAS NO TOPO DA CRISTA E NOS DEGRAUS.

APÊNDICE B – ELABORAÇÃO DO SISMO ARTIFICIAL A PARTIR DO PROGRAMA *SEISMOMATCH*

Aqui estão mostradas todas as etapas para a criação de um sismo artificial, conforme foi utilizado neste trabalho.

O programa *SeismoMatch* foi desenvolvido pela empresa *SeismoSoft*, com o objetivo de desenvolver programas comerciais voltado para a manipulação, criação e estudo de eventos sísmicos, seja ele de eventos reais como fictícios, com o objetivo de serem utilizados em diversas áreas de estudos.

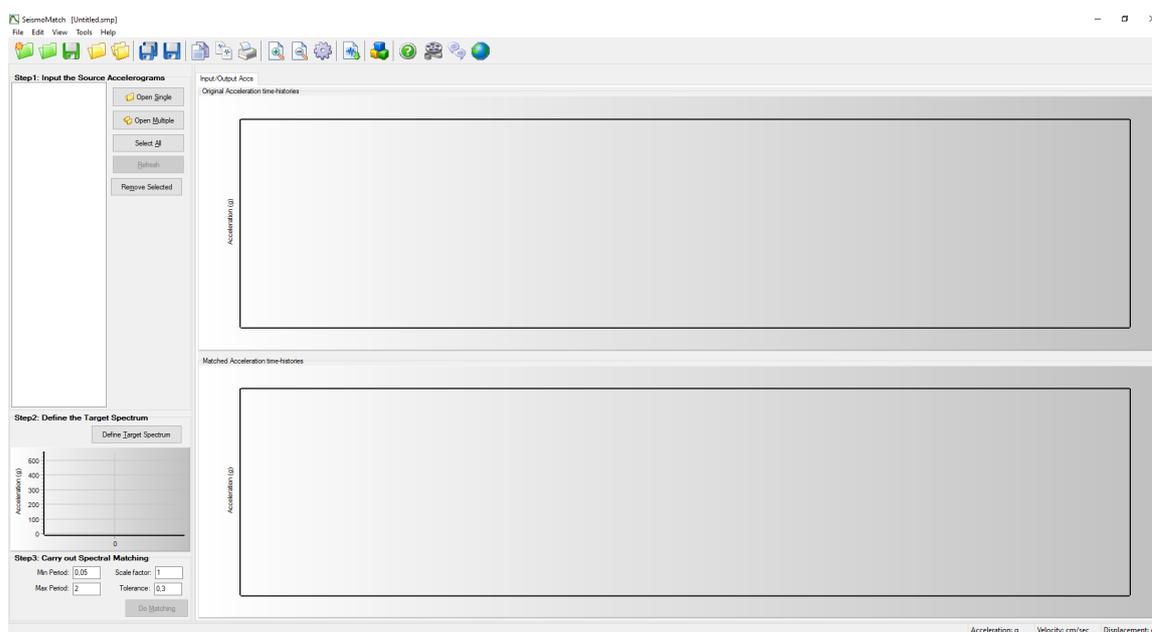
Nesse contexto, este trabalho buscou uma forma mais sofisticada de elaborar um sismo artificial para representar um evento dinâmico na barragem. Contudo, para que este seja compatível com a localização da estrutura, deve-se impor que um ajuste para obedecer aos valores de PGA adequados e tentar, ao máximo possível, obter um espectro resposta relacionado a esse sismo que representa a norma utilizada.

Dentre os programas disponíveis do *SeismoSoft*, o *SeismoMatch* possui a capacidade de criar exatamente o que foi citado anteriormente: um sismo artificial gerado a partir de um real, buscando tanto um PGA previamente definido. quanto um espectro resposta de norma.

- 1º Passo: escolha do sismo real a ser adaptado.

Inicialmente, a Figura 76 mostra a interface inicial do programa:

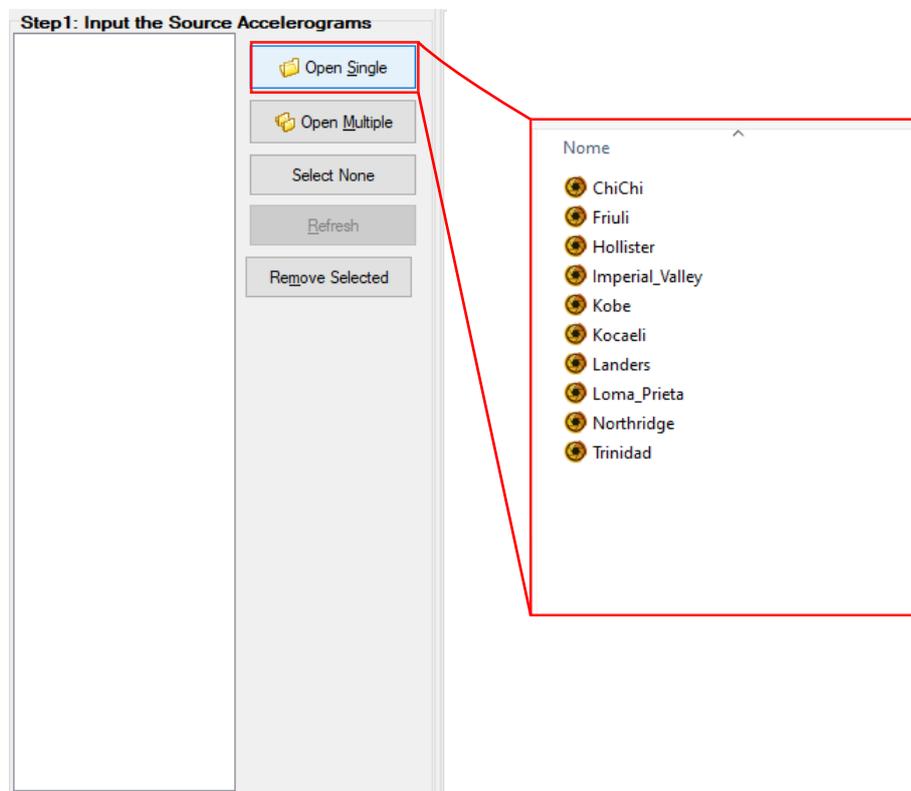
Figura 76 – Interface inicial do *software SeismoMatch*.



Em seguida, deve-se escolher o sismo real que será adaptado. Ao selecionar a opção *Open Single*, será mostrada uma janela com algumas opções de sismos que já existem no programa, conforme mostrado na Figura 77. Contudo, é possível também inserir outros dados de

acelerograma real, caso o usuário possua previamente esses valores, bastando apenas configurar um arquivo editável de formato *.txt*.

Figura 77 – Selecionando o sismo real a ser adaptado.



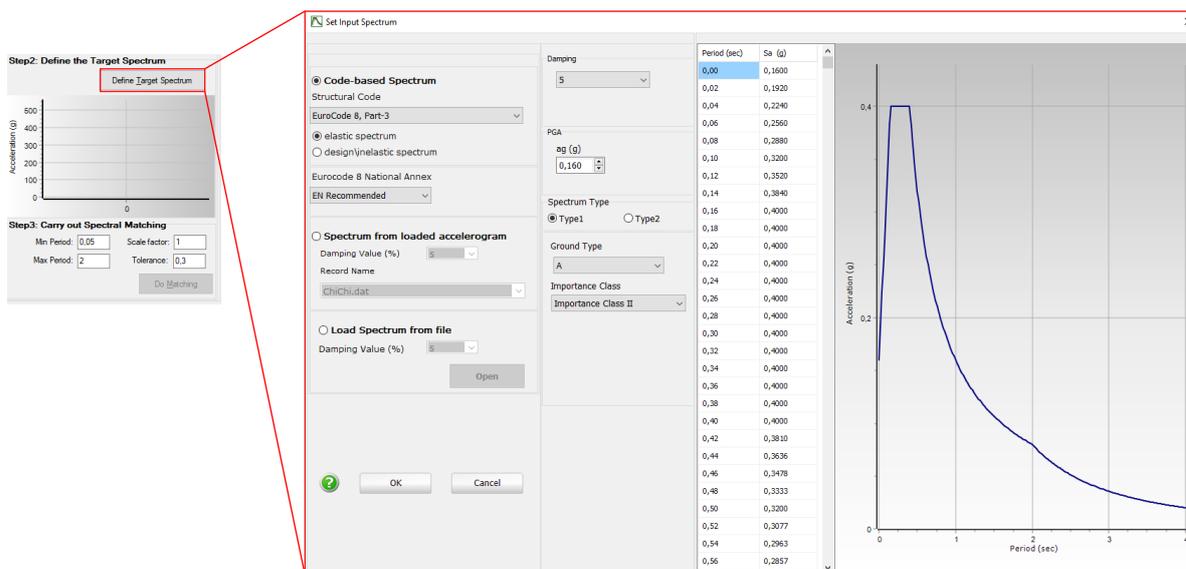
- 2º Passo: determinação do espectro alvo, oriundo de alguma norma técnica ou inserido pelo usuário.

Após a escolha do sismo real a ser modificado, é necessário introduzir qual o espectro alvo, isto é, o espectro alvo na qual o espectro resposta do sismo adaptado deve convergir, a partir da escolha de um determinado valor de PGA e a norma utilizada.

A Figura 78 mostra a interface de escolha do espectro alvo. Para este trabalho, foram utilizados os dados relacionado ao Eurocode 8 (1998). Nota-se que também é possível inserir mais dois tipos de espectros-alvos: um relacionado a um determinado acelerograma, caso o usuário já possua esses dados; e outro qualquer definido a partir de um arquivo *.txt* previamente conhecido.

Neste trabalho, foi considerado o valor de amortecimento crítico de 5%, além dos valores mostrados pela própria Figura 78, variando somente o valor de PGA de 0,16g (sismo 1) para o valor de 0,24g (sismo 2).

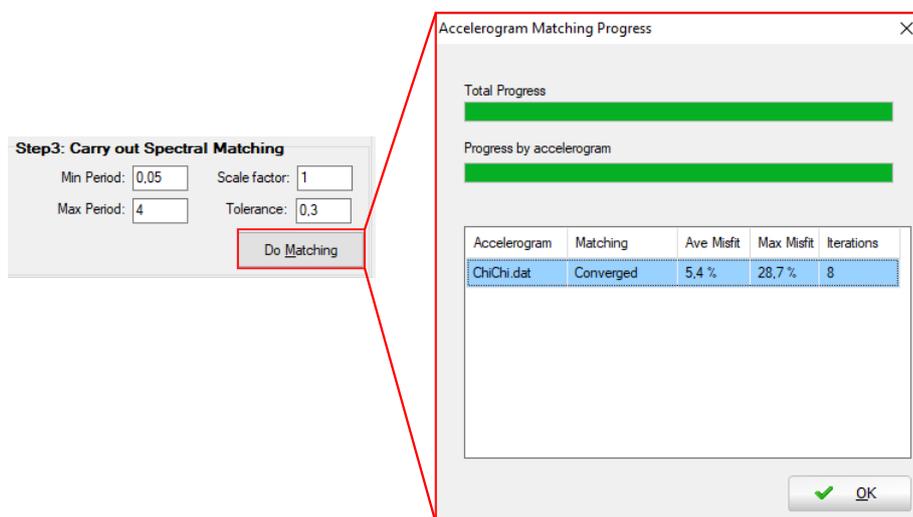
Figura 78 – Escolha do espectro alvo a ser alcançado pelo sismo modificado.



- 3º Passo: configurações finais do espectro resposta e convergência.

Ao final da escolha do espectro alvo, deve-se configurar os últimos parâmetros para então prosseguir com a convergência do acelerograma. A Figura 79 mostra esses parâmetros, bem como o resultado de convergência obtido pelo programa:

Figura 79 – Escolha do espectro alvo a ser alcançado pelo sismo modificado.



Analisando as opções finais da escolha do espectro resposta, temos as seguintes opções:
 Período mínimo em máximo: são os respectivos valores de período para qual o software utiliza para fazer a correspondência entre os espectros.

Fator de escala: fator que pode ser usado para dimensionar o histórico de tempo original (por exemplo, 9,81, se o acelerograma original for definido em "g" e o espectro alvo em

Tolerância: este parâmetro especifica a tolerância para incompatibilidade máxima que controla o processo de convergência. Para a versão estudantil do programa, o valor de 0,3 é o mínimo aceitável.

Passando para a análise de convergência, temos as seguintes opções:

Average Misfit: percentual de diferença entre os espectros ponto a ponto, considerando a média de todos eles.

Max Misfit: percentual de diferença entre os espectros ponto a ponto, considerando o valor máximo entre todos os pontos analisados.

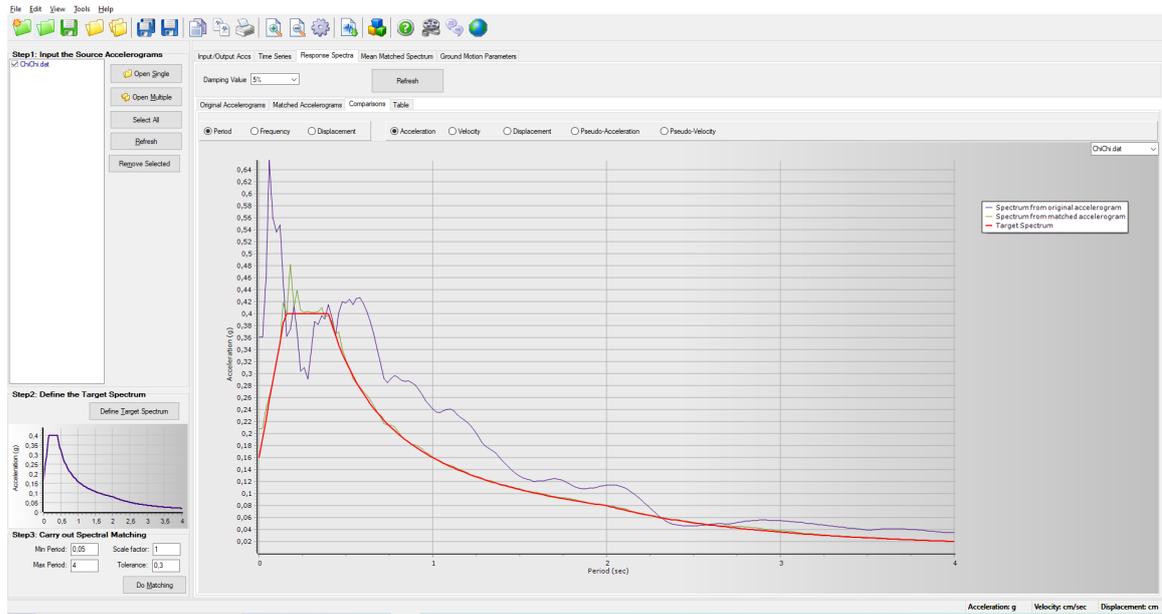
Interactions: número de interações necessárias para atingir a convergência entre os espectros (alvo e resposta do sismo modificado).

Portanto, ao final do processo de convergência, é possível verificar todos os resultados comparativos, conforme ilustrado pelas Figuras 80 e 81:

Figura 80 – Comparação entre os gráficos modificados e reais: aceleração, velocidade e deslocamento.



Figura 81 – Comparação entre os espectros: real, alvo e final.

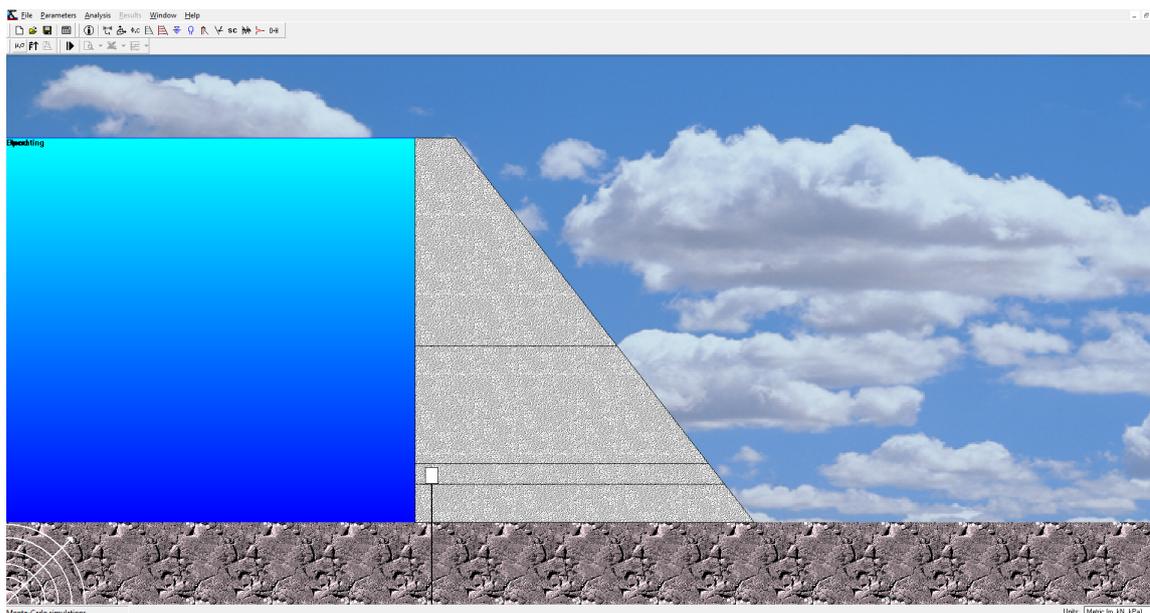


APÊNDICE C – PARÂMETROS DE ENTRADA E CONFIGURAÇÃO DO MODELO DE BARRAGEM NO *CADAM*

O objetivo de utilizar o programa *CADAM* neste trabalho é fazer a validação dos métodos pseudo-estático e pseudo-dinâmico em relação ao resultado obtido no *ABAQUS*. Para isso, deve-se, sempre que possível, definir os mesmos parâmetros de entrada nos dois *softwares*.

A Figura 82 mostra a interface inicial do programa:

Figura 82 – Interface do *CADAM* após inserida a geometria da barragem.



- 1º Passo: inserir os dados geométricos da barragem de Jucazinho.

Antes de tudo, é necessário inserir a geometria da barragem, através da opção localizada no menu superior: *Parameters* -> *Model* -> *Section geometry*, ou simplesmente pressionando F2. Os valores inseridos encontram-se na Figura 83:

Figura 83 – Informações da geometria da barragem.

Section geometry & Basic data:

Basic data:

Gravitational acceleration = 9.81 m/s²

Volumetric mass of concrete = 2.120 kg/m³

Dimensions:

L₁ = 50 m elev. A = 234.9 m

L₂ = 0 m elev. B = 234.9 m

L₃ = 6 m elev. C = 234.9 m

L₄ = 6 m elev. D = 234.9 m

elev. E = 234.9 m

elev. F = 291.9 m

elev. G = 291.9 m

Upstream foundation elev. (point H) = 234.9 m

Downstream foundation elev. (point I) = 234.9 m

- 2º Passo: definição do material da barragem.

Após a inclusão da geometria, é necessário definir o material que compõe o maciço da barragem. No caso, o concreto do tipo CCR. Para isso, deve-se seleccionar a opção *Parameters* -> *Model* -> *Lift Joints Material*, ou simplesmente pressionar F4. A Figura 84 ilustra os dados inseridos:

Figura 84 – Informações do concreto do tipo CCR.

Material Properties

Lift Joints | Base Joint | Rock Joint

List of materials

Create a material

Edit material

Remove material(s)

Concrete

Change material properties

Material name: Concrete

Compressive strength (f'c) = 14,000 kPa

Tensile strength (ft) = 0 kPa

Peak Shear Strength | Residual Shear Strength

Cohesion (c) = 0 kPa

Friction angle (φ) = 55 deg

Normal compressive stress to mobilize cohesion (σ_n) = 0 kPa

Select shear strength model:

Option 1 Option 2

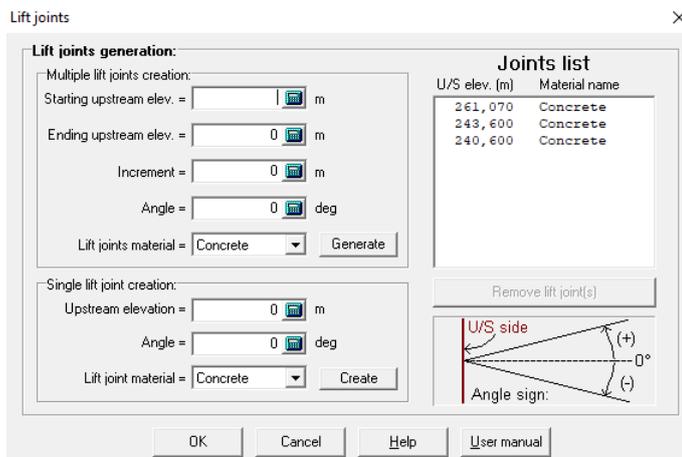
Option 1:

Option 2:

- 3º Passo: inclusão de cortes intermediários.

Nessa etapa, deve-se inserir determinados cortes horizontais na barragem, afim de avaliar, analiticamente, as tensões produzidas nessa região. Apesar de serem inseridos 3 cortes na barragem, apenas o nível intermediário, isto é, próximo a meia altura da barragem à montante, foi efetivamente utilizada, conforme mostrado na Figura 85 abaixo:

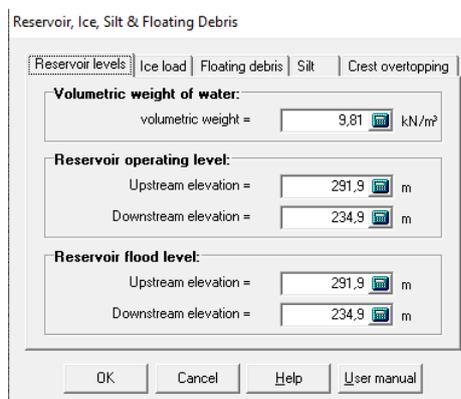
Figura 85 – Inclusão de cortes intermediários.



- 4º Passo: configuração do carregamento estático.

Agora é necessário incluir os parâmetros para cálculo do carregamento estático. No caso estudado neste trabalho, apenas o carregamento hidrostático foi considerado. Para isso, deve-se selecionar a opção *Parameters -> Static Loads -> Reservoir, ice, floating.*, ou simplesmente pressionar F7. A Figura 86 mostra os parâmetros utilizados. Observa-se que somente a aba *Reservoirs Levels* foi considerada, uma vez que as demais não se aplicam no estudo em questão.

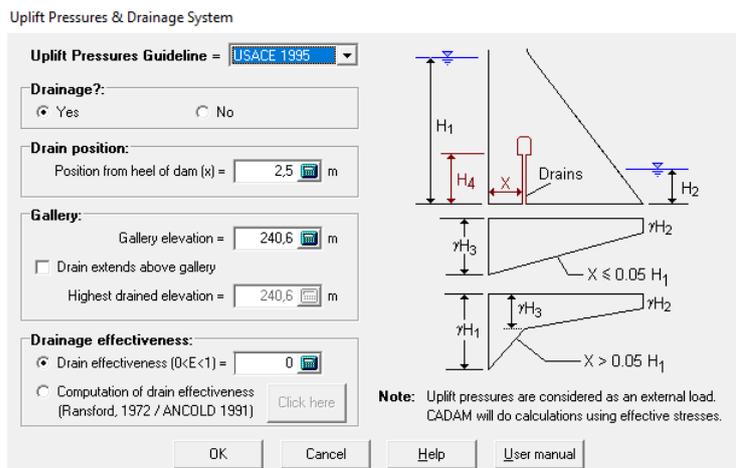
Figura 86 – Configuração do carregamento estático.



- 5º Passo: configuração da galeria de drenagem.

O programa *CADAM* também permite configurar algumas opções da galeria de drenagem, através da opção *Parameters -> Static Loads -> Drainage System*. Nesse caso, é possível selecionar a posição da galeria de drenagem em relação à base da barragem, bem como sua distância horizontal, porém, não é possível definir as duas dimensões. Dessa forma, configurou-se apenas a sua localização, conforme mostrado pela Figura 87:

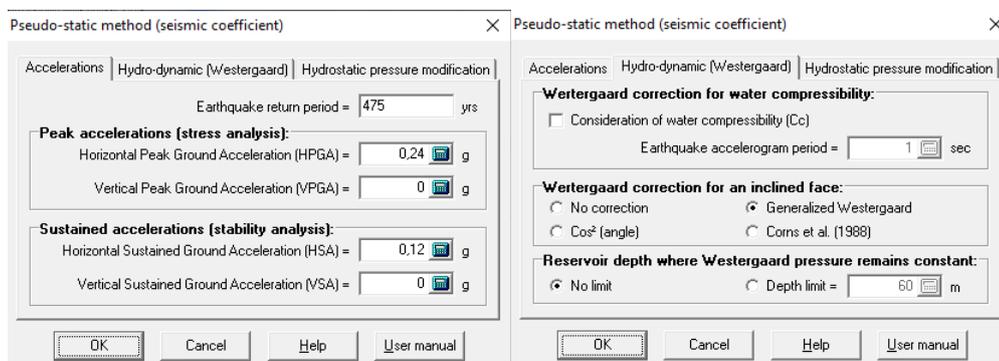
Figura 87 – Configuração da galeria de drenagem.



- 6º Passo: configurando os parâmetros da análise pseudo-estática.

Nesse passo, são configurados os parâmetros iniciais do método pseudo-estático, ou método do coeficiente sísmico, na qual são inseridos os valores de PGA, e opção de aplicação do carregamento hidrodinâmico de Westergaard (1933). Deve selecionar a opção *Parameters -> Seismic Loads -> Pseudo-Static Analysis*, ou simplesmente selecionar a opção F11, conforme mostrado na Figura 88:

Figura 88 – Configuração dos parâmetros para a análise pseudo-estática.

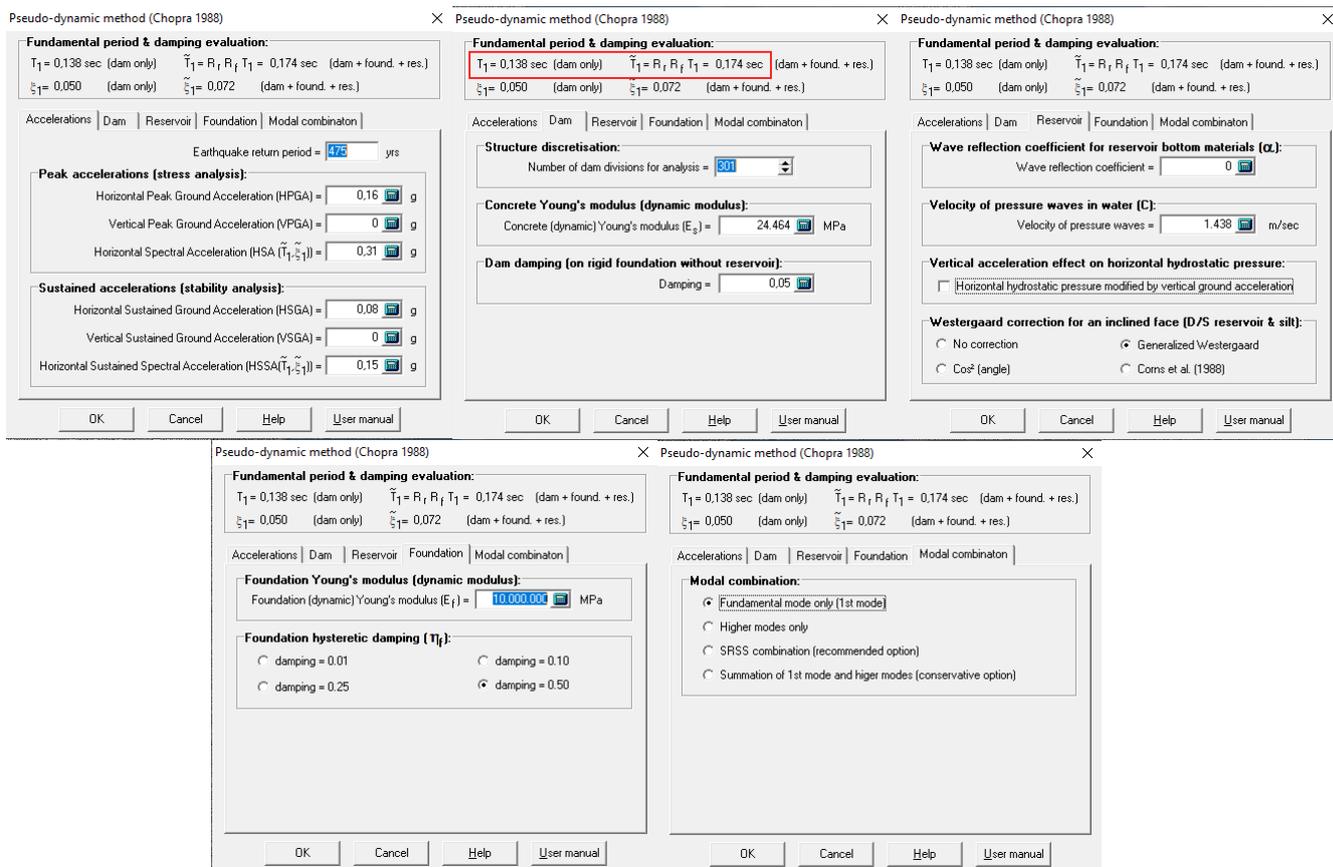


Observe que também é possível obter informações da análise de estabilidade. Como esse não foi o objetivo de estudo deste trabalho, apenas foram informados valores de PGA quaisquer, pois este campo não pode ficar vazio.

- 7º Passo: configurando os parâmetros da análise pseudo-dinâmica.

Agora deve ser informado os parâmetros de cálculo para a análise pseudo-dinâmica. Selecionando a opção *Parameters -> Seismic Loads -> Pseudo-Dynamic Analysis*, ou simplesmente pressionando F12. A Figura 89 ilustra as configurações inseridas para o caso deste trabalho:

Figura 89 – Configuração dos parâmetros para a análise pseudo-dinâmica.



Pode-se observar a proximidade dos valores do período de vibração entre o que foi obtido manualmente e o valor do *CADAM*. Para o período de vibração sem o reservatório, o resultado foi de 0,138s para o *CADAM* e 0,136s para a análise no *ABAQUS*. Já para o período de vibração com o reservatório, o resultado foi de 0,174s para o *CADAM* e 0,180s para o *ABAQUS*. Essa pequena diferença sugere mais uma vez um possível erro visual na obtenção gráfica dos coeficientes R_1 e R_2 analiticamente.

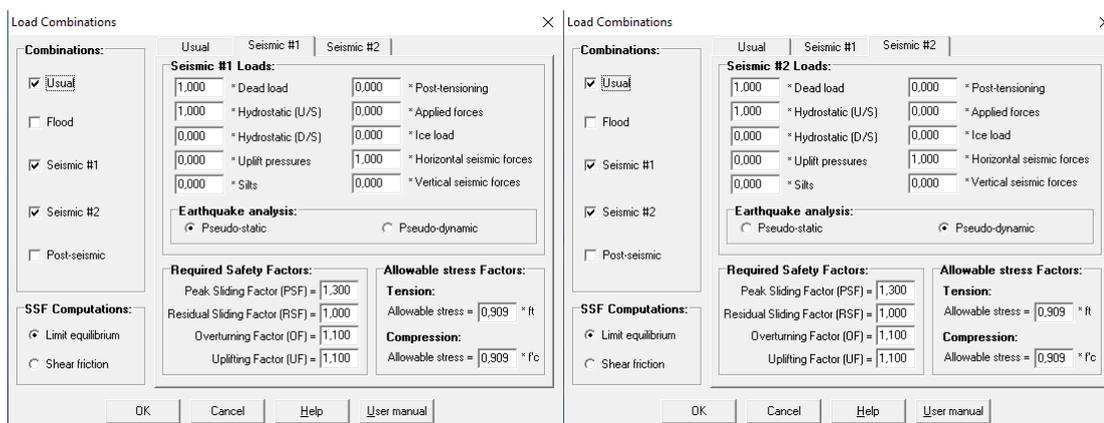
Para considerar também a fundação completamente rígida, inseriu-se um valor grande para o módulo de elasticidade da fundação.

Dessa forma, os parâmetros inseridos foram, sempre que possível, praticamente os mesmos utilizados para realizar a análise pseudo-dinâmica no *ABAQUS*.

- 8º Passo: configurando as combinações de carregamento.

Para configurar as condições de carregamento no *CADAM*, deve-se seguir as configurações adotadas pela Figura 90. A interface é auto-explicativa, onde possui duas condições de análises sísmicas, uma referente ao pseudo-estático e a outra referente ao pseudo-dinâmico.

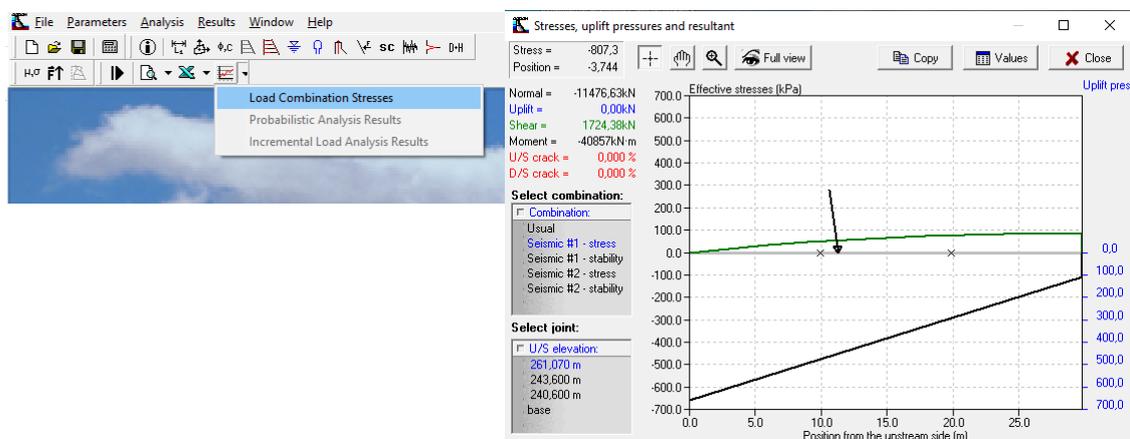
Figura 90 – Configuração as combinações de carregamento.



Por fim, ao inserir todos esses dados, deve-se prosseguir com a análise dos resultados, através da opção *Analysis -> Start Analysis*.

Existem diversas formas de analisar as tensões na barragem conforme os cortes inseridos anteriormente. A que foi utilizada neste trabalho é encontrada através do menu superior, na última linha, escolhendo a opção *Load Combination Stresses*, conforme mostrado na Figura 91:

Figura 91 – Resultado das análises no CADAM.



O sismo 1 no CADAM foi escolhido como sendo o pseudo-estático. Para a análise Pseudo-Dinâmica deve-se escolher a opção sismo 2.

Com isso, são apresentados os valores das tensões normais e cisalhantes, no qual devem ser comparados com as tensões S22 e S11 pelo ABAQUS.