

**UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL
MESTRADO ACADÊMICO EM ENGENHARIA CIVIL**

ANDERSSEN BARBOSA DOS SANTOS

**UM ESTUDO DINÂMICO DE UMA BARRAGEM ARCO GRAVIDADE
CONSIDERANDO AS JUNTAS DE CONTRAÇÃO**

DISSERTAÇÃO

CURITIBA

2018

ANDERSSEN BARBOSA DOS SANTOS

**UM ESTUDO DINÂMICO DE UMA BARRAGEM ARCO GRAVIDADE
CONSIDERANDO AS JUNTAS DE CONTRAÇÃO**

Dissertação apresentada como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil do Programa de Pós-Graduação Em Engenharia Civil (PPGEC), da Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

Orientador: Prof. Dr. João Elias Abdalla Filho

CURITIBA

2018

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação

S237e Santos, Anderssen Barbosa dos
2018 Um estudo dinâmico de uma barragem arco gravidade considerando as juntas de contração / Anderssen Barbosa dos Santos.-- 2018.
124 f.: il.; 30 cm.

Disponível também via World Wide Web.
Texto em português, com resumo em inglês.
Dissertação (Mestrado) - Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Curitiba, 2018.
Bibliografia: p. 117-124.

1. Barragens de concreto. 2. Dinâmica - Análise.
3. Método dos elementos finitos. 4. Juntas (Engenharia).
5. Engenharia civil - Dissertações. I. Abdala Filho, João Elias, orient. II. Universidade Tecnológica Federal do Paraná - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, inst. III. Título.

CDD: Ed. 22 -- 624

TERMO DE APROVAÇÃO DE DISSERTAÇÃO Nº 154

A Dissertação de Mestrado intitulada UM ESTUDO DINÂMICO DE UMA BARRAGEM ARCO GRAVIDADE CONSIDERANDO AS JUNTAS DE CONTRAÇÃO, defendida em sessão pública pelo candidato **Anderssen Barbosa dos Santos**, no dia 28 de junho de 2018, foi julgada para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, área de concentração Construção Civil, e aprovada em sua forma final, pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

BANCA EXAMINADORA:

Prof(a). Dr(a). João Elias Abdalla Filho - Presidente - UTFPR

Prof(a). Dr(a). José Marques Filho - UFPR

Prof(a). Dr(a). Roberto Dalledone Machado – UFPR

A via original deste documento encontra-se arquivada na Secretaria do Programa, contendo a assinatura da Coordenação após a entrega da versão corrigida do trabalho.

Curitiba, 28 de junho de 2018.

Carimbo e Assinatura do(a) Coordenador(a) do Programa

Dedico este trabalho à minha família.
Minha mãe Célia.
Minhas irmãs Vera, Lucimara e Elizane.
Meus irmãos Geovani e Usiel.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao meu orientador Prof. Dr. João Elias Abdalla, pela sabedoria com que me guiou nesta trajetória.

Agradeço à Dra. Danusa Haick Tavares pelo apoio durante a pesquisa.

Agradeço à Intertechne Consultores S.A. pela cessão do programa Diana® e das informações nessa pesquisa.

Agradeço aos Prof. Dr. José Marques Filho e Prof. Dr. Roberto Dalledone Machado pelas contribuições dadas a este trabalho.

A Maria Lígia Freire Guilherme pela ajuda e dedicação.

Gostaria de deixar registrado também, o meu reconhecimento à minha família, pois acredito que sem o apoio deles seria muito difícil vencer esse desafio.

Enfim, a todos os que por algum motivo contribuíram para a realização desta pesquisa.

“Despite knowing the journey and where it leads. I embrace it. And I welcome every moment of it.”

(CHIANG, T.)

RESUMO

SANTOS, Anderssen Barbosa. **Um estudo dinâmico de uma barragem arco-gravidade considerando as juntas de contração**. 2018. 130 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Curitiba, 2018.

As barragens de arco gravidade em concreto compactado com rolos têm a estabilidade e segurança controladas por tensões. São construídas como blocos separados por juntas de contração verticais preenchidas com argamassa. Nesta contribuição, um estudo é conduzido para investigar a resposta sísmica de uma barragem arco gravidade de concreto compactado com rolos, incluindo as juntas de contração e a interação barragem-reservatório-fundação. Para este propósito é considerado uma barragem arco-gravidade, em estudo preliminar, a ser construída em uma zona sísmica da Turquia. As juntas de contração são consideradas em um comportamento linear, onde as propriedades elásticas do preenchimentos das juntas trazem uma redução à rigidez do arco. A Interação Fluido-Estrutura (FSI) é considerada modelando o reservatório com elementos acústicos, com as pressões dinâmicas obtidas pela aproximação Euleriana. Considerando uma malha refinada obtida em um estudo de convergência das tensões verticais no contato barragem-fundação e a análise de frequências naturais do corpo da estrutura da barragem. A interação barragem-reservatório é primeiramente validada em análise de modos de vibração e frequências naturais. Em seguida, uma investigação abrangente das características sísmicas do sistema de barragem-reservatório-fundação de barragem de concreto arco-gravidade é realizada com base em uma análise dinâmica tridimensional. Os resultados apresentam a influência da descontinuidade das juntas de contração nos deslocamentos e tensões obtidos em uma análise sísmica. Essas informações são importantes no projeto de barragens, definindo o dimensionamento do concreto, distribuição de resistências no corpo da estrutura, bem como na avaliação da estabilidade e segurança.

Palavras-chave: Barragem arco gravidade. Análise dinâmica. Método dos elementos finitos. Juntas de contração.

ABSTRACT

SANTOS, Anderssen Barbosa. **A dynamic study of an arch-gravity dam considering contraction joints**. 2018. 124 p. (Dissertation (Master Degree in Civil Engineering) - Federal Technology University - Paraná. Curitiba, 2018.

The arch-gravity dams in roller-compacted concrete have stability and safety controlled by stresses. They are constructed as blocks separated by vertical contraction joints filled with mortar. In this contribution, a study is conducted to investigate the seismic response of a roller compacted concrete arch gravity dam due to seismic loads, including the contraction joints and dam-reservoir-foundation interaction. To this purpose is considered an arch gravity dam, in preliminary study, to be built in a seismic zone of Turkey. The contraction joints are considered in a linear behavior, where the elastic properties of joints infills brings a reduction to the arch stiffness. The Fluid-Structure Interaction (FSI) is considered by modeling the reservoir with acoustic elements with the dynamic pressures obtained by the Eulerian approach. Considering a refined mesh obtained in a convergence study on a foundation stresses and dam body natural frequencies analysis. The dam-reservoir interaction is first validated in a natural frequencies and mode vibrations analysis. Then a comprehensive investigation of the seismic characteristics of the concrete arch-gravity dam-reservoir-foundation system is carried out based on a three dimensional dynamic analyses. The results present the contraction joints discontinuity influence, in displacements and tensions obtained in a seismic analysis. This information is important in dam project, defining concrete design, resistances distribution in structure body, as well in stability and safety evaluation.

Keywords: Arch-gravity dam. Dynamic analysis. Finite element method. Contraction joint.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

| | |
|---|----|
| Figura 1 - Vista aérea da Hoover Dam..... | 13 |
| Figura 2 - Modelo da barragem e da junta adotado por Fenves et al. (1992) | 25 |
| Figura 3 - Modelo do elemento não linear de junta adotado por Hesari et al. (2014)..... | 26 |
| Figura 4 - Comportamento não linear de junta adotado por Azmi e Paultre (2002) .. | 26 |
| Figura 5 – Modelo de junta equivalente adotado por Dowling (1988) | 27 |
| Figura 6 - Processo construtivo de barragem arco gravidade em CCR | 31 |
| Figura 7 - Sistema de um grau de liberdade | 34 |
| Figura 8 - Sistema de múltiplos graus de liberdade | 36 |
| Figura 9 – Representação esquemática da integração direta no tempo | 41 |
| Figura 10 - Distribuição de aceleração constante entre passos de tempo | 42 |
| Figura 11 - Distribuição de aceleração linear entre passos de tempo | 43 |
| Figura 12 - Amortecimento de <i>Rayleigh</i> | 45 |
| Figura 13 - Modelo tridimensional de elementos finitos | 52 |
| Figura 14 - Modelo interação Fluido Estrutura | 56 |
| Figura 15 - Perfil da barragem..... | 61 |
| Figura 16 - Vista superior da barragem..... | 62 |
| Figura 17 - Vista de montante da barragem..... | 63 |
| Figura 18 - Modelo geométrico da barragem e do maciço de rocha | 63 |
| Figura 19 - Elemento <i>CTE30</i> | 64 |
| Figura 20 - Malha de elementos finitos da barragem | 65 |
| Figura 21 - Malha do elementos finitos do maciço rochoso | 66 |
| Figura 22 - Elemento <i>CTE10H</i> | 66 |
| Figura 23 - Malha de elementos finitos do reservatório..... | 67 |
| Figura 24 - Elemento <i>CT36I</i> | 67 |
| Figura 25 - Malha de elementos finitos da interface da junta de contração | 68 |
| Figura 26 - Elemento <i>BT18S6</i> | 68 |
| Figura 27 - Malha de elementos finitos da interface barragem-reservatório | 69 |
| Figura 28 - Condições de contorno do maciço rochoso | 70 |
| Figura 29 - Condições de contorno do reservatório | 71 |
| Figura 30 - Malha do modelo completo em elementos finitos | 72 |
| Figura 31 - Pontos de análise de refino da malha | 73 |
| Figura 32 - Refino da malha na base da barragem | 74 |
| Figura 33 - Convergência da malha na base | 74 |
| Figura 34 - Refino da malha no corpo da barragem..... | 75 |
| Figura 35 - Convergência da malha da estrutura | 76 |
| Figura 36 - Módulo de elasticidade do CCR de amostras de barragens | 76 |
| Figura 37 - Módulo de elasticidade das rochas | 77 |
| Figura 38 - Módulo de elasticidade das rochas, | 78 |

| | |
|--|-----|
| Figura 39 - Diagrama de pressão hidrostática..... | 81 |
| Figura 40 - Pressão hidrostática no modelo de elemento finito..... | 81 |
| Figura 41 - Histograma de acelerações horizontais MDE | 82 |
| Figura 42 – Deslocamentos horizontais (cm) - Modelo Com Junta | 84 |
| Figura 43 - Deslocamentos horizontais (cm) - Modelo Sem Junta | 85 |
| Figura 44 - Tensões verticais (MPa) - Não Usual Estática | 86 |
| Figura 45 - Tensões verticais (MPa) - Usual Estática | 87 |
| Figura 46 - Tensões horizontais (MPa)- Não Usual Estática..... | 88 |
| Figura 47 - Tensões Horizontais (MPa) - Usual Estática..... | 89 |
| Figura 48 - Modos de Vibração - Modelo Com Junta Sem Fluido..... | 90 |
| Figura 49 - Modos de Vibração - Modelo Sem Junta Sem Fluido..... | 91 |
| Figura 50 - Modos de Vibração - Modelo Com Junta Com Fluido..... | 92 |
| Figura 51 - Modos de Vibração - Modelo Sem Junta Com Fluido..... | 93 |
| Figura 52 – Vista superior da barragem arco gravidade representando amplificadamente os deslocamentos relativos | 94 |
| Figura 53 - Deslocamentos na crista - Modelo Com Junta..... | 96 |
| Figura 54 - Nós na crista da barragem..... | 96 |
| Figura 55 - Deslocamentos horizontais (cm) - Modelo Com Junta..... | 97 |
| Figura 56 - Deslocamentos na crista - Modelo Sem Junta..... | 97 |
| Figura 57 - Deslocamentos - Modelo Sem Junta | 98 |
| Figura 58 - Deslocamentos Nó 5..... | 98 |
| Figura 59 - Deslocamentos no perfil da barragem | 99 |
| Figura 60 - Pontos face de montante da barragem | 100 |
| Figura 61 - Nós da base para sondagem dos deslocamentos | 100 |
| Figura 62 - Deslocamentos na base – Modelo Com Junta..... | 101 |
| Figura 63 - Deslocamentos na base - Modelo Sem Junta..... | 101 |
| Figura 64 - Deslocamentos Nó 17..... | 102 |
| Figura 65 – Deslocamentos relativos entre blocos..... | 103 |
| Figura 66 - Tensões verticais (MPa) – Deformação para jusante | 104 |
| Figura 67 – Tensões verticais (MPa) – Perfil do Bloco 5..... | 105 |
| Figura 68 - Tensões verticais (MPa) – Deformação para montante | 106 |
| Figura 69 – Tensões verticais (MPa) – Perfil do Bloco 5..... | 106 |
| Figura 70 - Tensões circunferenciais (MPa) - Modelo Com Junta (t = 9,78 s) - Modelo Sem Junta (t = 8,18 s)..... | 107 |
| Figura 71 – Tensões circunferenciais – Seção El. 950,00 | 108 |
| Figura 72 - Tensões circunferenciais (MPa) - Modelo Com Junta (t = 22,38 s)- Modelo Sem Junta (t = 6,84 s) | 109 |
| Figura 73 – Tensões verticais (MPa) – Seção El. 950,00 | 109 |
| Figura 74 – Dimensionamento e zoneamento do concreto da barragem..... | 112 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|--|-----|
| Tabela 1 - Propriedades das juntas de contração | 29 |
| Tabela 2 - Diferença percentual das frequências naturais | 29 |
| Tabela 3 - Parâmetros para o método de <i>Newmark</i> | 44 |
| Tabela 4 - Modelos de análise | 71 |
| Tabela 5 - Parâmetros dos materiais | 79 |
| Tabela 6 - Parâmetros da junta de contração | 79 |
| Tabela 7 - Condições de Carregamento | 83 |
| Tabela 8 – Condições de carregamentos equivalentes..... | 83 |
| Tabela 9 - Combinações de carregamento | 83 |
| Tabela 10 – Tabela de comparação de tensões verticais – Não Usual Estática | 86 |
| Tabela 11 – Tabela de comparação de tensões verticais – Usual Estática | 87 |
| Tabela 12 – Tabela de comparação de tensões horizontais – Não ,Usual Estática.. | 88 |
| Tabela 13 – Tabela de comparação de tensões verticais – Usual Estática | 89 |
| Tabela 14 - Modos de Vibração - Modelo Com Junta Sem Fluido | 90 |
| Tabela 15 - Modos de Vibração – Modelo Sem Junta Sem Fluido | 91 |
| Tabela 16 - Modos de Vibração – Modelo Com Junta Com Fluido | 92 |
| Tabela 17 - Modos de Vibração – Modelo Sem Junta Com Fluido | 93 |
| Tabela 18 - Amortecimento de Rayleigh | 95 |
| Tabela 19 – Tabela de comparação dos deslocamentos na crista..... | 99 |
| Tabela 20 – Tabela de comparação de tensões verticais | 105 |
| Tabela 21 – Tabela de comparação de tensões verticais | 107 |
| Tabela 22 – Tabela de comparação de tensões circunferenciais..... | 108 |
| Tabela 23 – Tabela de comparação de tensões circunferenciais..... | 110 |

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E ACRÔNIMOS

LISTA DE SIGLAS

| | |
|-------|---|
| CCR | Concreto Compactado com Rolo |
| CEMPF | <i>Cumulative Effective Mass Participation Factor</i> (Fator de Participação de Massa Efetivo Cumulativo) |
| EM | <i>Engineering Manual</i> |
| EMPF | <i>Effective Mass Participation Factor</i> (Fator de Participação de Massa Efetivo) |
| EUA | Estados Unidos da América |
| GL | Grau de Liberdade |
| MDE | <i>Maximum Design Earthquake</i> (Sismo Máximo de Projeto) |
| USACE | <i>United States Army Corps of Engineers</i> |

LISTA DE ABREVIATURAS

| | | |
|--------------|--------------------------------|---------|
| m | massa | kg |
| \ddot{u} | aceleração | m^2/s |
| C | amortecimento | kg/s |
| \dot{u} | velocidade | m/s |
| k | rigidez | N/m |
| u | deslocamentos | m |
| F | força | N |
| t | tempo | s |
| ω | frequência angular | rad/s |
| f_n | frequência natural | Hz |
| T_n | período natural | s |
| A | constante de integração | - |
| B | constante de integração | - |
| \ddot{u}_g | aceleração da base (m/s^2) | m/s^2 |
| $[M]$ | matriz de massa | kg |
| $\{i\}$ | vetor de acelerações | m^2/s |

| | | |
|---------------|---|-------------------|
| $[C]$ | matriz de amortecimento | - |
| $\{\dot{u}\}$ | vetor de velocidade | m/s |
| $[K]$ | matriz de rigidez | N/m |
| $\{u\}$ | vetor de deslocamentos | m |
| n | número do modo de vibração | - |
| q_n | função harmônica do modo n | m |
| $\{\phi_n\}$ | vetor de forma do modo n | - |
| $\{q\}$ | vetor de coordenadas modais | m |
| $\{F\}$ | vetor de forças modais | N |
| ρ_n | fator de participação de massa do modo n | - |
| m_r | massa ligada ao grau de liberdade r | kg |
| ϕ_{nr} | o coeficiente do modo de vibração n no grau de liberdade r | - |
| m_{tot} | massa total da estrutura | kg |
| R_t | força arbitrária variável no tempo | N |
| β | parâmetro de integração de Newmark | - |
| γ | parâmetro de integração de Newmark | - |
| μ | coeficiente do amortecimento de Rayleigh proporcional à massa | 1/s |
| λ | coeficiente do amortecimento de Rayleigh proporcional à rigidez | s |
| p | pressão hidrodinâmica | kN/m ² |
| c_s | velocidade sônica do fluido | m/s |
| β | módulo de compressibilidade do fluido | kN/m ² |
| ρ | densidade do fluido (t/m ³) | t/m ³ |
| n_F | normal externo no domínio do fluido | - |
| n_S | normal externo no domínio da estrutura(-) | - |
| \ddot{u}_F | aceleração no domínio do fluido | m/s ² |
| \ddot{u}_S | aceleração no domínio da estrutura | m/s ² |
| $\alpha\beta$ | coeficiente de reflexão da onda no fundo do reservatório | - |
| ξ | coordenadas normalizadas do elemento | - |
| η | coordenadas normalizadas do elemento | - |
| ζ | coordenadas normalizadas do elemento | - |

| | | |
|-------------------|---|-------------------|
| R_f | raio da base barragem | m |
| E_r | módulo de elasticidade rocha | kN/m ³ |
| E_c | módulo de elasticidade concreto | kN/m ³ |
| H | altura da barragem | m |
| ρ_c | densidade do concreto | t/m ³ |
| g | aceleração da gravidade | m ² /s |
| V | volume da barragem | m ³ |
| ρ_a | densidade da água | t/m ³ |
| h | profundidade do reservatório | m |
| $\{u\}$ | Vetor de deslocamentos | m |
| $[N]$ | Matriz de funções de interpolações | - |
| $[U]$ | Vetor de deslocamentos nodais | m |
| m | Número do elemento | - |
| $\{\varepsilon\}$ | Vetor de deformações | m/m |
| $\{\sigma\}$ | Vetor de tensões no elemento | N/m ² |
| $[D]$ | Matriz de elasticidade | N/m ² |
| $\{\sigma_0\}$ | Tensões iniciais no elemento | N/m ² |
| f^S | forças de superfície | N |
| f^B | forças do corpo | N |
| F^i | forças concentradas | N |
| $\{U\}$ | deslocamentos virtuais | m |
| F | vetor de força nodal aplicada em cada nó da estrutura completa. | N |
| p | vetor de forças do elemento | N |
| p_B | vetor das forças de corpo do elemento | N |
| p_S | vetor forças de superfície do elemento | N |
| p_I | vetor de tensões iniciais do elemento | N |
| p_C | vetor de forças concentradas do elemento | N |
| f_c | resistência a compressão do concreto | N/m ² |
| f'_c | tensão admissível à compressão do concreto | N/m ² |
| f'_{cd} | tensão dinâmica admissível à compressão do concreto | N/m ² |

SUMÁRIO

| | |
|--|-----------|
| 1 INTRODUÇÃO | 13 |
| 1.1 OBJETIVOS | 15 |
| 1.1.1 Objetivos Gerais | 15 |
| 1.1.2 Objetivos Específicos..... | 15 |
| 1.2 LIMITAÇÕES DE ESCOPO | 16 |
| 1.3 JUSTIFICATIVA..... | 17 |
| 1.4 DESCRIÇÃO DOS TRABALHOS | 18 |
| 1.5 ESTRUTURA DO TRABALHO | 19 |
| 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA | 21 |
| 2.1 NÃO LINEARIDADES EM BARRAGENS | 21 |
| 2.2 JUNTAS DE CONTRAÇÃO EM BARRAGEM EM ARCO..... | 21 |
| 2.2.1 Importância no Processo Construtivo | 21 |
| 2.2.2 Análise Sísmica | 22 |
| 2.2.3 Efeito nas tensões | 22 |
| 2.2.4 Métodos de Modelagem Numérica | 23 |
| 2.2.4.1 Método das fissuras distribuídas..... | 23 |
| 2.2.5 Elementos de rigidez pontual e elementos de interface..... | 23 |
| 2.2.6 Estudos realizados e resultados obtidos..... | 24 |
| 2.3 BARRAGEM EM ARCO DE CONCRETO COMPACTADO COM ROLOS | 30 |
| 2.3.1 Concreto compactado com rolo | 30 |
| 2.3.2 Método construtivo..... | 30 |
| 3 EMBASAMENTO TEÓRICO | 33 |
| 3.1 DINÂMICA DE ESTRUTURAS | 33 |
| 3.1.1 Análise dinâmica..... | 33 |
| 3.1.1.1 Sistema de um grau de liberdade | 33 |
| 3.1.1.2 Sistema de múltiplos graus de liberdade | 36 |
| 3.1.2 Análise modal | 37 |
| 3.1.2.1 Modos de vibração..... | 37 |
| 3.1.3 Participação de massa..... | 39 |
| 3.1.3.1 Fator de participação de massa efetiva | 39 |
| 3.1.4 Análise sísmica com histórico de acelerações..... | 40 |
| 3.1.4.1 Método da integração direta implícita | 41 |
| 3.1.5 Amortecimento de Rayleigh | 44 |
| 3.2 METODO DOS ELEMENTOS FINITOS | 46 |
| 3.2.1 Formulação geral do método dos elementos finitos..... | 47 |
| 3.2.1.1 Funções de deslocamento | 47 |
| 3.2.1.2 Deformações..... | 47 |
| 3.2.1.3 Tensões | 48 |

| | | |
|-----------|---|-----------|
| 3.2.1.4 | Forças | 48 |
| 3.2.1.5 | Rigidez do elemento | 49 |
| 3.2.1.6 | Equações de equilíbrio | 50 |
| 3.3 | MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS EM ANÁLISE DINÂMICA | 52 |
| 3.3.1 | Interação Barragem-Fundação | 52 |
| 3.3.1.1 | Modelo de fundação sem massa | 52 |
| 3.3.1.2 | Tamanho do maciço de fundação | 53 |
| 3.3.1.3 | Condição de contorno | 53 |
| 3.3.2 | Interação barragem-reservatório | 54 |
| 3.3.2.1 | Elemento de fluido acústico | 55 |
| 3.3.2.2 | Condições de contorno da interação barragem-reservatório | 56 |
| 3.3.2.2.1 | <i>Interação barragem-reservatório, ΓI</i> | 56 |
| 3.3.2.2.2 | <i>Superfície do reservatório, ΓS</i> | 57 |
| 3.3.2.2.3 | <i>Extremidade do reservatório, ΓE</i> | 58 |
| 3.3.2.2.4 | <i>Interação fundação reservatório, ΓB</i> | 58 |
| 3.4 | NÃO LINEARIDADES ESTRUTURAIS | 59 |
| 3.4.1 | Análises Não Lineares | 59 |
| 3.4.2 | Não linearidade Material | 60 |
| 3.4.3 | Não Linearidade Geométrica | 60 |
| 3.4.4 | Não linearidade de contato | 60 |
| 4 | METODOLOGIA | 61 |
| 4.1 | BARRAGEM EM ESTUDO | 61 |
| 4.2 | MODELO GEOMÉTRICO | 63 |
| 4.3 | MODELO EM ELEMENTOS FINITOS | 64 |
| 4.3.1 | Malha da barragem arco gravidade | 64 |
| 4.3.2 | Malha da fundação | 65 |
| 4.3.3 | Malha do Reservatório | 66 |
| 4.3.4 | Malha das juntas de contração | 67 |
| 4.3.5 | Modelo da interface reservatório barragem | 68 |
| 4.3.6 | Condições de contorno | 69 |
| 4.3.6.1 | Delimitação do maciço rochoso | 69 |
| 4.3.6.2 | Delimitação do fluido do reservatório | 70 |
| 4.3.7 | Modelos de análise | 71 |
| 4.3.8 | Refino da malha | 72 |
| 4.3.8.1 | Contato barragem-fundação | 73 |
| 4.3.8.2 | - Estrutura da barragem | 75 |
| 4.4 | PROPRIEDADE DOS MATERIAIS | 76 |
| 4.4.1 | Concreto Compactado com Rolo (CCR) | 76 |
| 4.4.2 | Rocha da fundação | 77 |
| 4.4.3 | Reservatório | 79 |
| 4.4.4 | Parâmetros adotados | 79 |

| | |
|---|------------|
| 4.5 CARREGAMENTOS | 79 |
| 4.5.1 Carregamentos estáticos | 80 |
| 4.5.1.1 Peso próprio | 80 |
| 4.5.1.2 Pressão hidrostática | 80 |
| 4.5.2 Carregamentos dinâmicos | 81 |
| 4.5.2.1 Sismo | 82 |
| 4.5.3 Combinação de carregamentos | 83 |
| 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES | 84 |
| 5.1 ANÁLISE ESTÁTICA | 84 |
| 5.1.1 Análise estática dos deslocamentos | 84 |
| 5.1.2 Análise estática das tensões | 85 |
| 5.2 ANÁLISE DE FREQUÊNCIAS | 89 |
| 5.2.1 Análise dos modos de vibração e frequências | 90 |
| 5.2.2 Amortecimento de <i>Rayleigh</i> | 94 |
| 5.3 ANÁLISE DO HISTÓRICO DE ACELERAÇÕES | 95 |
| 5.3.1 Análise dos deslocamentos | 95 |
| 5.3.2 Análise das tensões | 103 |
| 5.3.3 Dimensionamento | 111 |
| 6 CONCLUSÕES | 113 |
| 6.1 TRABALHOS FUTUROS | 116 |
| REFERÊNCIAS | 117 |

1 INTRODUÇÃO

As barragens são construídas para o propósito de abastecimento de água, controle de inundações, irrigação, navegação, controle de sedimentos e geração de energia hidrelétrica, CIGB-ICOLD (2018). São classificadas de acordo com o material de composição, que geralmente são construídas, de aterro e de concreto. As principais variantes modernas de barragem de concreto são categorizadas conforme seu sistema estrutural, em que os esforços podem ser transmitidos para a fundação por gravidade, nas formas de contrafortes e arcos, (NOVAK et al., 2007).

A barragem de concreto arco gravidade (exemplo na Figura 1) combina as características da barragem de gravidade, que depende inteiramente de sua própria massa para a estabilidade, e as características de barragem em arco, que transmite a maior parte da carga hidrostática horizontalmente para as ombreiras do leito do rio. Assim, sua estabilidade e segurança são controladas pelas tensões verticais e tensões desenvolvidas no arco.



Figura 1 - Vista aérea da Hoover Dam
Fonte: Latham (2018)

A segurança de grandes barragens é importante, pois sua falha tem consequências desastrosas nos aspectos econômico e social. A consideração mais realista dos fatores que afetam o comportamento estrutural no desenvolvimento de novos projetos aumenta a segurança durante a operação, particularmente nesse tipo de estrutura que consiste em um complexo sistema estrutural tridimensional com descontinuidades originadas do processo construtivo, como as juntas de contração, e que podem ser construídas em regiões sísmicas e próximas a falhas geológicas ativas.

Durante um evento sísmico uma barragem apresenta comportamentos e interações não lineares e desenvolve um complexo sistema dinâmico. Para observar esses efeitos é possível realizar uma análise dinâmica não linear, que considera o histórico de acelerações de um terremoto, que pode ser realizada pelo método de integração de *Newmark*. No domínio do tempo, o amortecimento de *Rayleigh* é introduzido em termos de coeficientes proporcionais à rigidez e massa, baseados nas frequências naturais de vibração.

A excitação dinâmica em barragens desenvolve forças inerciais adicionais, além das que são desenvolvidas nas estruturas em geral, gerados pela interação barragem-reservatório. São pressões dinâmicas que se somam às pressões estáticas, e que podem ser obtidas pelo método analítico de massa aderida de *Westergaard*, que é um método aproximado. Um método mais preciso para simular essa interação não linear é modelar diretamente o domínio do fluido do reservatório com Elementos Finitos Acústico Elementos de Fluido, em que a pressão dinâmica é obtida pela formulação de pressão *Euleriana*.

As descontinuidades da barragem devido ao processo construtivo conferem à estrutura um comportamento não linear. Por ser uma estrutura de concreto de grande porte, a barragem arco gravidade é construída em fases em distintos blocos separados por juntas verticais para contração térmica, para levar em consideração dos efeitos termais concreto. Em estudos realizados em barragens em arco (apresentados no item 2.2), observa-se que, quando essas estruturas são submetidas a sismos severos as juntas de contração, mesmo injetadas, modificam a resposta da estrutura devido às propriedades dessas descontinuidades no corpo da barragem. Em comparação com análises lineares que consideram a estrutura monolítica sem juntas de contração, as análises dinâmicas estruturais das barragens em arco que consideram as não linearidades das juntas de contração apresentam a amplificação

dos máximos deslocamentos, redistribuição das tensões no corpo da barragem, alívio das tensões circunferenciais e amplificação das tensões verticais.

Nesta contribuição, um estudo é conduzido para investigar a resposta sísmica de uma barragem arco gravidade de concreto compactado com rolos, incluindo as juntas de contração e a interação barragem-reservatório-fundação. Para este propósito é considerado uma barragem arco-gravidade, em estudo preliminar, a ser construída em uma zona sísmica da Turquia. As juntas de contração são consideradas em um comportamento linear, onde as propriedades elásticas do preenchimentos das juntas trazem uma redução à rigidez do arco. A Interação Fluido-Estrutura (FSI) é considerada modelando o reservatório com elementos acústicos, com as pressões dinâmicas obtidas pela aproximação Euleriana. Considerando uma malha refinada obtida em um estudo de convergência das tensões verticais no contato barragem-fundação e a análise de frequências naturais do corpo da estrutura da barragem. A interação barragem-reservatório é primeiramente validada em análise de modos de vibração e frequências naturais. Em seguida, uma investigação abrangente das características sísmicas do sistema de barragem-reservatório-fundação de barragem de concreto arco-gravidade é realizada com base em uma análise dinâmica tridimensional.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivos Gerais

O objetivo desse estudo é investigar a resposta sísmica de uma barragem arco gravidade de concreto compactado com rolos, em uma análise dinâmica tridimensional, incluindo as juntas de contração, a interação barragem-reservatório-fundação e uma malha refinada de elementos finitos.

1.1.2 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos são:

- 1) Realizar um estudo de convergência de tensões verticais no contato barragem e de frequências naturais da estrutura da barragem
- 2) Avaliar a influência das juntas de contração na análise estática da barragem arco gravidade
- 3) Avaliar a influência da das juntas de contração nas frequências naturais da barragem arco gravidade
- 4) Avaliar a interação fluido estrutura em uma análise de modos de vibrações e frequências naturais.
- 5) Avaliar a resposta sísmica de uma barragem arco gravidade considerando as juntas de contração

1.2 LIMITAÇÕES DE ESCOPO

Para atingir os objetivos anteriormente explicitados são adotadas limitações aos temas que fogem ao foco da pesquisa.

A representação das juntas de contração considera somente suas propriedades lineares elásticas, de modo que, não será considerada a abertura das juntas de contração que atribui com comportamento não linear a essa descontinuidade.

Devido premissa de engaste da estrutura de concreto à fundação, em que não será considerada a abertura e propagação de fratura no contato concreto rocha, de maneira que também não serão consideradas as pressões no contato concreto-rocha, ou seja, subpressões.

A representação do reservatório em elementos finitos por elementos acústicos, assume as premissas de fluido incompressível, irrotacional e invíscido.

O material da barragem e da fundação assumem a hipótese de comportamento isotrópico linear elástico. De modo que se excluem o estudo de abertura e propagação de fratura no concreto, que lhe atribuem um comportamento elasto-plástico não linear. Não são considerados também os fraturamentos característicos do maciço rochoso da fundação, que lhe atribuem um comportamento anisotrópico.

Para obter a máxima resposta da estrutura serão considerados os modos vibração dominantes, que ocorrem na direção do fluxo do rio. De forma que não serão

consideradas as acelerações sísmicas verticais e não serão consideradas as acelerações sísmicas transversais ao fluxo.

A representação topográfica do modelo da fundação é uma simplificação da real topografia do local de construção da barragem.

1.3 JUSTIFICATIVA

A barragem arco gravidade tem sua estabilidade controlada pelo equilíbrio dos esforços circunferenciais e verticais, e no controle dos deslocamentos.

Conforme estudos realizados (apresentados no item 2.2), a inclusão de juntas de contração altera o estado de tensões e deslocamentos da estrutura, porém grande parte desses estudos são realizados em estruturas de barragens puramente em arco, havendo a necessidade de estudar como ocorrem essas alterações em uma estrutura de barragem arco gravidade sob cargas estáticas e dinâmicas.

A barragem em arco gravidade deve ser resistente a esforços sísmicos que causam oscilações na estrutura e aumentam as solicitações atuantes em relação ao cenário estático. Essas oscilações perturbam o sistema barragem-fundação-reservatório, gerando interações não lineares na interface entre a estrutura da barragem e o fluido do reservatório, que solicita a estrutura com pressões dinâmicas que se somam às forças hidrostáticas.

Para uma definição mais precisa das tensões e deslocamentos, podem ser desenvolvidas análises através de modelos matemáticos com base no método dos elementos finitos que possibilitem a simulação do cenário estático e dinâmico dos carregamentos, comportamentos estruturais e interações não-lineares.

Para melhorar a qualidade da solução obtida pelo método dos elementos finitos, um estudo de convergência deve ser realizado com o refinamento da malha.

Os resultados dessas análises possibilitam avaliar a estabilidade e segurança da estrutura, efetuar dimensionamento econômico e zoneamento adequado das classes de concreto.

1.4 DESCRIÇÃO DOS TRABALHOS

A barragem a ser construída na região no distrito de Siirt, na Turquia, teve as suas definições geométricas e local de implantação, obtidos em estudos preliminares realizados pela Intertechne S. A. Com base nessas informações é construído o modelo geométrico tridimensional da estrutura da barragem, o modelo geométrico é construído tridimensionalmente como uma aproximação da topografia real do local de implantação através do programa AutoCad®.

Com base no modelo geométrico, é desenvolvido o modelo em elementos finitos no programa Diana®, em que a malha é definida com base nos estudos de convergência de tensões e frequências, definindo o Modelo Com Junta Sem Fluido. Na sequência, com base na geometria da barragem e do vale, é elaborado o modelo do reservatório. Entre o modelo da barragem e o modelo do reservatório é inserido o modelo de interface para simular a interação fluido-estrutura. Definindo o Modelo Com Junta Com Fluido. Por fim a barragem é separada em blocos e são inseridos os modelos de interface para simular as juntas de contração, resultando nos Modelo Sem Junta Sem Fluido e Modelo Sem Junta Com Fluido.

São executadas as análises estáticas no Modelo Com Junta e Modelo Sem Junta, considerando a combinação Não Usual Estática que contém somente o carregamento do peso próprio, e a combinação Usual Estática que inclui o carregamento do peso próprio e o as pressões hidrostáticas correspondentes ao nível normal de operação.

Na sequência, são executadas as análises de frequências naturais no Modelo Com Junta e Modelo Sem Junta na primeira etapa para avaliação das juntas de contração. Posteriormente, é analisada a interação barragem-reservatório no Modelo Com Junta Com Fluido e Modelo Sem Junta Com Fluido.

Finalmente, são executadas as análises dinâmicas considerando o histórico de acelerações horizontais referentes Sismo Máximo de Projeto (MDE) obtido em estudo específico de ameaça sísmica realizada na região a ser construída a barragem que é objeto desse estudo. O sismo será aplicado considerando a combinação Dinâmica Extrema aplicada no Modelo Com Junta Com Fluido e Modelo Não-Linear Com Fluido, é aplicado ao amortecimento de *Rayleigh* na barragem e na fundação e análise é realizada pelo método de integração direta implícita de *Newmark*.

Os resultados obtidos em cada análise são apresentados, e é realizada a comparação entre os modelos analisados. Quando aplicável, são trazidos à discussão os resultados obtidos por outros autores.

As conclusões são apresentadas com base resultados obtidos e discussões realizadas.

1.5 ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho é composto por 6 capítulos incluindo este introdutório, dispostos da seguinte maneira:

O primeiro capítulo deste trabalho apresenta uma introdução ao tema, os objetivos, a justificativa e a resumo dos trabalhos.

O segundo capítulo apresenta uma síntese bibliográfica de trabalhos que abordam o estudo das juntas de contração em barragens em arco em análise sísmica. Inicialmente se apresenta os efeitos da não linearidade das juntas de contração e na sequência, a importância do processo construtivo. Destaca-se o efeito das juntas de contração nas tensões obtidas em análises dinâmicas. Discute-se os métodos de modelagem numérica das juntas de contração e finalmente apresentam-se estudos realizados e resultados obtidos.

No terceiro capítulo é apresentada a fundamentação teórica sobre dinâmica de estruturas com a apresentação de sistemas e suas equações do movimento, abordando também a análise modal e o conceito de participação de massa modal, a análise do histórico de acelerações no tempo pelo método da integração direta e o amortecimento de *Rayleigh*. Também é apresentada uma abordagem sobre a modelagem em elementos finitos tridimensionais para análises estáticas e dinâmicas. Também são discutidas as considerações sobre os modelos da barragem, da fundação e do reservatório, e suas interações e condições de contorno. E, por fim, são destacadas as não linearidades estruturais e específicas de uma barragem arco gravidade.

O quarto capítulo apresenta a metodologia utilizada. Contém as informações sobre a barragem em estudo e suas características, e o desenvolvimento do modelo em elementos finitos com a apresentação dos elementos que compõem a malha do sistema estrutural que é avaliada por estudos de refinamentos. São definidas as

propriedades dos materiais com embasamento nos valores adotados, bem como os carregamentos e combinações a são considerados nas com base nos manuais do *United States Army Corps of Engineering* (USACE).

O quinto capítulo apresenta os resultados obtidos nas análises estática, modal e dinâmica, obtidas no Modelo Com Junta e Não Linear, que são analisados, discutidos e comparados.

O sexto capítulo apresenta as conclusões e as sugestões para trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Esta seção apresenta os estudos realizados sobre a consideração e simulação das juntas de contração em barragem em arco em análises sísmicas, abordando sua importância e influência.

2.1 NÃO LINEARIDADES EM BARRAGENS

Em geral, para as barragens de concreto, as não linearidades devido às fissuras existentes e às juntas de contração geralmente se manifestam, uma vez que as cargas são suficientes para mobilizar o atrito nas juntas ou para abri-las. O comportamento não linear das juntas de contração é ativado assim que a intensidade da carga é suficiente para romper sua ligação. À medida que a intensidade da carga continua a aumentar, a não linearidade do material, como o início de novas aberturas ou o escoamento do material nas aberturas existentes também pode ocorrer. Finalmente, à medida que as tensões e os deslocamentos aumentam, a suposição geral de pequenos deslocamentos pode não ser mais válida e, portanto, surgem os efeitos da segunda ordem, de não linearidade geométrica, que podem ser considerados. (MALM, 2016). Um terremoto severo é capaz de mobilizar esses efeitos que devem ser estudados pois alteram a resposta sísmica da estrutura.

2.2 JUNTAS DE CONTRAÇÃO EM BARRAGEM EM ARCO

Muitas barragens têm juntas de contração e uma das razões para isso é controlar as forças de tração que podem ser causadas por contrações por resfriamento do concreto e variações de temperatura. A abertura de uma junta alivia os esforços de tração que passam pela junta, (USACE, 2007).

2.2.1 Importância no Processo Construtivo

As juntas de contração facilitam a construção da barragem em arco, uma vez que podem ser construídos blocos monolíticos separados pelas juntas de contração, (USACE, 2003). As juntas de contração geralmente são injetadas na conclusão da

construção da barragem ou em estágios que também podem incluir chaves de cisalhamento para resistência adicional. No entanto, as juntas de contração têm resistência à tração limitada e podem abrir e fechar quando a barragem for sismicamente excitada, (USACE., 2007). Esse tipo de comportamento pode ser relevante para casos em que a fonte de excitação seja relativamente intensa como em um terremoto.

2.2.2 Análise Sísmica

Há efeitos importantes devido excitação sísmica, que influem na interação barragem-reservatório, barragem-fundação e reservatório-fundação, que se faz necessário o uso de modelos que incluam esses três fatores e façam a interação entre eles incluindo o efeito das juntas de contração, (DOMINGUEZ e MAESO, 1993) .O comportamento das juntas de contração na resposta das barragens em arco pode ser considerado como um típico problema de contato com atrito e aberturas iniciais. Os problemas envolvendo contato com atrito e aberturas iniciais estão entre os mais desafiadores na Mecânica dos Sólidos e, ao mesmo tempo, de importância prática relevante em muitas áreas da engenharia. Apesar de vários procedimentos de formulação terem sido desenvolvidos para problemas de contato, ainda há uma grande necessidade de uma solução confiável, precisa, especialmente um método mais efetivo (ZHAO et al., 2008).

2.2.3 Efeito nas tensões

Fenves et al. (1992) assim como Chopra (1994), confirma que a análise da barragem em modelo monolítico invariavelmente apresenta tensões de tração dinâmica na direção circunferencial que excedem os valores estáticos das tensões de compressão. A abertura de juntas de contração afeta a resposta sísmica de uma barragem de várias maneiras, como será discutido a seguir. A liberação de tensões circunferenciais nas juntas redistribui forças dos arcos para os blocos em forças verticais. Sob um sismo severo, é possível que os blocos apresentar tensões significativamente maiores que as obtidas com a estrutura monolítica. A perda de rigidez em arco prolonga os períodos de vibração da barragem, possivelmente

deslocando os para diferentes partes do espectro de resposta sísmico, e também alterando a resposta máxima. Finalmente, a abertura cíclica e o fechamento das juntas de contração podem degradar a região da junta e causar falhas locais no concreto.

2.2.4 Métodos de Modelagem Numérica

Duas abordagens que normalmente são usadas na modelagem de fissuras e juntas de elementos finitos foram identificadas na literatura, o método de fissuras distribuídas e o uso de elementos de junta ou elementos de interface.

2.2.4.1 Método das fissuras distribuídas

Tzamtzis (2003) mostra que na aproximação da fissura distribuída abordado no estudo conduzido por Zienkiewics et al. (1980), discutido por Norman e Anderson (1985) e também apresentado Mlakar (1987), as fissuras e as juntas são modeladas modificando adequadamente as propriedades do material nos pontos de integração de elementos finitos regulares. Se a energia de deformação liberada por um redução de rigidez pontual é igual à energia de tensão liberada pela abertura de uma fissura discreta, então o comportamento estrutural global será o mesmo quando a energia de deformação for redistribuída. Um procedimento de elementos finitos para modelar a resposta não linear ao terremoto de uma barragem à gravidade de concreto foi apresentado nos estudos conduzidos por El-Aidi e Hall (1989) usando técnicas que incluem fissuramento por tração com posterior abertura, fechamento e deslizamento. Aplicações adicionais de modelos de fissuras distribuídas na análise de barragens à gravidade de concreto é discutida em (NORMAN e ANDERSON, 1985).

2.2.5 Elementos de rigidez pontual e elementos de interface

Os elementos de rigidez pontual ou molas são um dos modelos de junta em elementos finitos. Esses tipos de molas são normalmente designados para terem uma força infinita em compressão e ter um esforço limitada em tração. São ligações através de rigidez em direções determinadas, colocadas entre elementos, o que significa que elas representam a junta conectando os nós de elementos finitos de lados opostos.

A representação da abertura e fechamento gradual das juntas de contração com o uso de molas nas juntas em barragens em arco requer uma discretização de elementos finitos múltiplos na espessura, mostrada na Figura 5, porque se a barragem é modelada usando uma única camada de elementos ao longo da sua espessura em conjunto com molas de juntas, a solução provavelmente será muito imprecisa (DOWLING, 1988).

Tzamtzis (2003) mostra os estudos realizados para ligação entre blocos em barragens de concreto que são construídas como um sistema de blocos de concreto independentes separados por juntas. O comportamento das juntas nas barragens em arco foi descrito pela primeira vez por Clough (1980). Os elementos com maior sofisticação para a época abordados por Ricketts e Zienkiewicz (1975), também estudado por Row e Schriker (1984) e O'Connor (1985)), foram emprestados dos métodos utilizados na Mecânica das Rochas Goodman et al. (1986). Estudos apresentaram tentativas de representar a abertura das juntas na análise dinâmica de barragens nos estudos realizados por Tzamtzis (1994), com elementos de interface por Azmi e Paultre (2002) e também por Lotfi e Espandar (2002). Foram utilizados para representar a abertura e o fechamento gradual das juntas de contração vertical e possíveis planos horizontais presentes em uma barragem do arco.

2.2.6 Estudos realizados e resultados obtidos

Row e Schriker (1984) realizaram pela primeira vez uma análise dinâmica de uma barragem em arco tridimensional que considera a abertura das juntas. Os efeitos da abertura foram modelados por elementos de interface de espessura zero, que possuem rigidez infinita em compressão e rigidez zero em tração. Os resultados indicam que a abertura ocorreu em todas as cinco juntas de contração consideradas para a barragem Xiang Hong Dain, quando submetidas ao histórico de acelerações do terremoto El Centro 1940 N-S.

Fenves et al. (1992) desenvolveram um elemento de mola não linear tridimensional, estudando um procedimento numérico de solução eficiente para resolver as equações não lineares do movimento, e investigando os efeitos da abertura das juntas na resposta sísmica de uma típica barragem em arco.

Os modelos de elementos finitos da barragem em arco anteriormente mencionado consideram que as juntas separam os blocos, como mostrado na Figura

2. Vários elementos de junta distribuídos na espessura do modelo da barragem, representam a abertura da junta de contração entre dois blocos. Uma região de elementos sólidos proporciona uma transição entre os elementos da junta e os elementos dos blocos.

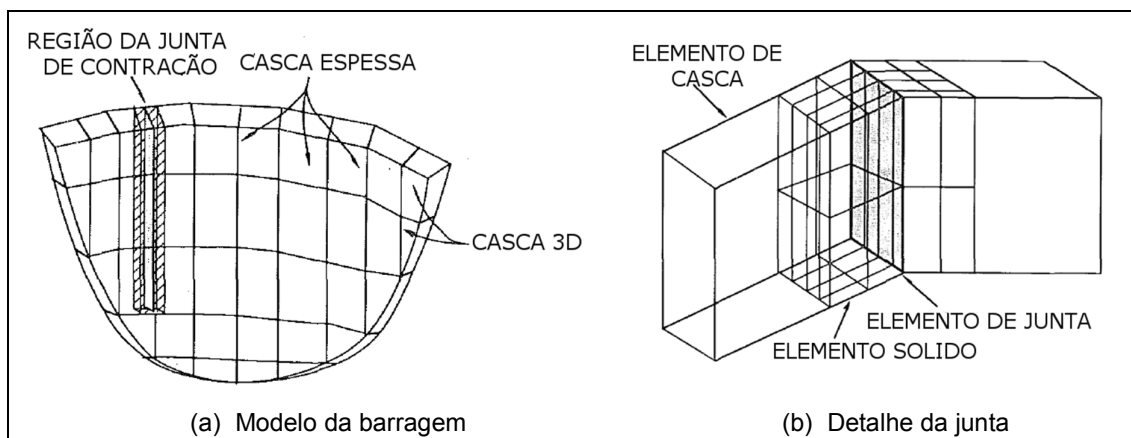


Figura 2 - Modelo da barragem e da junta adotado por Fenves et al. (1992)

Fonte: Adaptado de Fenves et al. (1992)

Permitir a abertura das juntas aliviou os esforços de tração e as tensões máximas em arco foram reduzidas em 50,00 % a 60,00 %. As tensões verticais máximas foram amplificadas à medida que as cargas são transferidas dos arcos verticalmente para os blocos. O deslocamento da crista aumenta ligeiramente quando a abertura é permitida.

Hesari et al. (2014) realizam uma análise utilizando um modelo de elementos finitos tridimensional da barragem em arco de dupla curvatura Karun-1 localizada no Irã, que possui 372,0 m de crista e 200,0 m de altura. Propuseram um primeiro modelo da barragem foi feito considerando a estrutura monolítica e, posteriormente, um Modelo Sem Junta, foi feito considerando o efeito das aberturas das juntas de contração, com espaçamentos entre 15,0 e 20,0 m entre elas.

O elemento não linear considerado para a representação das juntas consiste em duas superfícies coincidentes. O modelo do elemento e o comportamento não linear de tensões e deslocamentos relativos entre as superfícies funciona como apresentado na Figura 3.

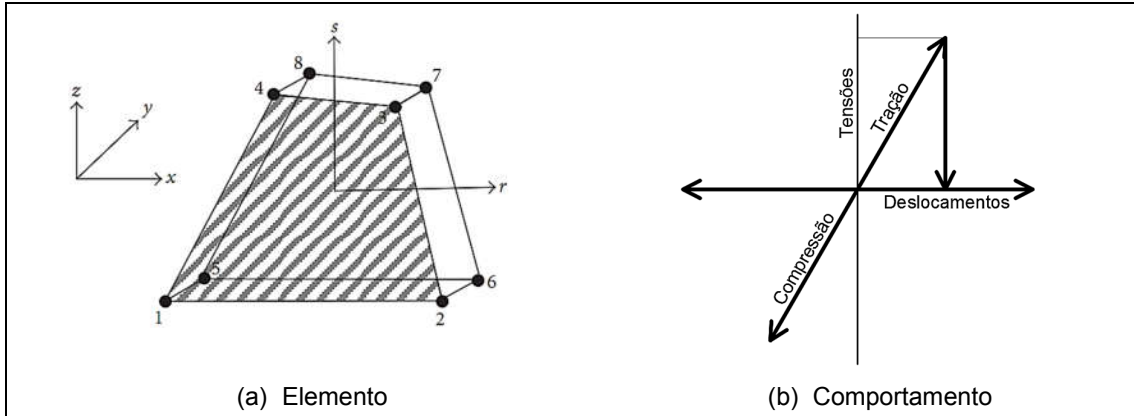


Figura 3 - Modelo do elemento não linear de junta adotado por Hesari et al. (2014)

Fonte: Adaptado de Hesari et al. (2014)

De acordo com os resultados obtidos nos modelos com e sem juntas, Hesari et al. (2014) conclui que, as tensões máximas ocorreram nas ombreiras e os máximos deslocamentos ocorreram na crista, principalmente no ponto central. Com a inclusão das juntas de contração as tensões de tração reduziram consideravelmente, porém houve aumento nos deslocamentos.

Azmi e Paultre (2002) desenvolveram elemento não linear tridimensional com espessura zero para conectar duas faces adjacentes, simulando o movimento normal u_n e tangencial u_t das juntas de contração. Quando a junta está aberta as forças normal F_n e tangencial F_t são nulas. Se fechadas, quando o esforço tangencial solicitante supera o valor da tangencial resistente F_g , há o deslizamento relativo entre blocos até atingir a nova condição de equilíbrio, como pode ser observado na Figura 4. As propriedades elásticas da junta são definidas pela rigidez normal k_n e tangencial k_t .

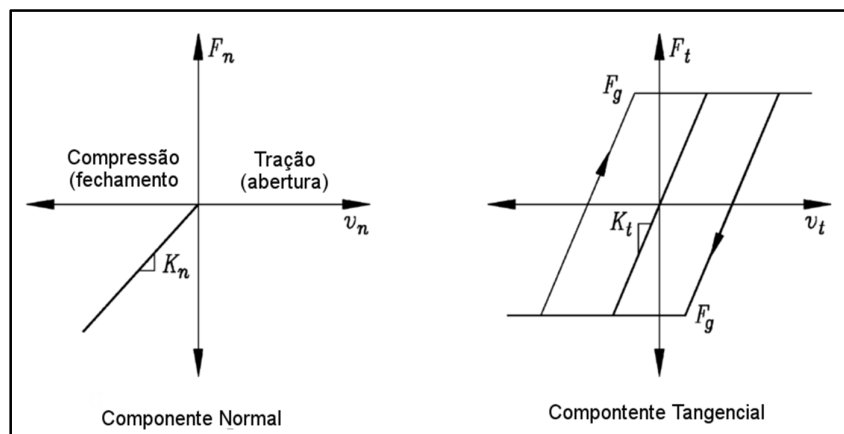


Figura 4 - Comportamento não linear de junta adotado por Azmi e Paultre (2002)

Fonte: Adaptado de Azmi e Paultre (2002)

A análise foi feita na barragem Big Tujunga, Los Angeles, EUA. A estrutura com comprimento de crista de 122,0 m e altura de 77,0 m, com 7 juntas de contração a cada 15,0 m, por simplificação foram consideradas 3 juntas de contração no modelo de elementos finitos da barragem.

Verificou-se que com a inclusão de graus de liberdade tangenciais nas juntas de contração, reduziram-se os valores máximos de sua abertura. O deslizamento relativo entre blocos foi observado reduzindo-se a abertura total, dissipando 15% da energia total por meio das descontinuidades do maciço. Obteve-se também a redução das tensões de tração horizontal, e os deslocamentos máximos tiveram pouca variação, porém prolongando os períodos entre esses deslocamentos.

Conclui-se que a consideração de juntas de contração na estrutura da barragem representa uma situação mais realista sob o ponto de vista de distribuição de tensões, pois a análise que não considera as juntas de contração gera maiores tensões de tração que o material dessas juntas podem suportar, por serem planos de fraqueza.

Dowling (1988) estudou a resposta não linear sísmica de uma barragem em arco. Foi desenvolvido um elemento de mola não linear com dois graus de liberdade para representar a gradual abertura e fechamento das juntas, representado em elementos bidimensionais, mostrado na Figura 5. Foi realizada a generalização do elemento de junta na modelagem tridimensional da barragem em arco de Pacoima nos EUA.

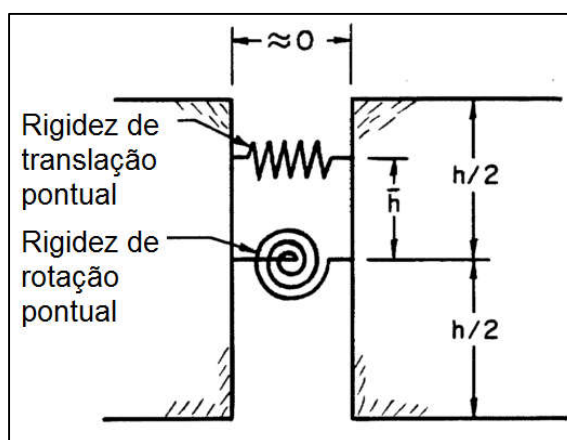


Figura 5 – Modelo de junta equivalente adotado por Dowling (1988)
 Fonte: Adaptado de Dowling (1988)

Os resultados mostram que, mesmo para abalos sísmicos moderados, vários fenômenos não lineares são obtidos com vários graus de importância. Desses, o mais

importante é a abertura das partes superiores das juntas de contração. A abertura e separação dessas juntas ocorreram mesmo para níveis moderados de excitação e afetam significativamente a resposta da barragem. Foi observada a dissipação das tensões causada pelas juntas de contração, onde se conclui que a não consideração das juntas pode superestimar o valor das tensões na barragem.

Feng et al. (2011) destacam que a partir da experiência obtida no estudo de Pacoima Dam por Downling (1988), a consideração da abertura de juntas em barragem em arco durante severos eventos sísmicos é inevitável e é um fator importante na avaliação de segurança de barragens em arco. Foi realizado o estudo de a resposta não linear com juntas de contração, na barragem de Xiaowan, China, com 292,0 m de altura e comprimento de crista de 920,0 m. Durante a construção, foram executadas 48 juntas de contração, porém por simplificação foram consideradas 25 juntas, que resultaram em blocos com aproximadamente 20,0 m de largura mais ao centro e 40,0 m de largura próximo às ombreiras.

Os aspectos importantes observados de acordo com os resultados, foram a deterioração da integridade da estrutura e a significativa transferência das componentes das tensões circunferenciais para tensões verticais, principalmente na porção superior ao centro da barragem. Assim, a abertura de juntas tem que ser considerada no dimensionamento para avaliação da resistência à eventos sísmicos severos. Para obter resultados mais acurados é necessário simular todas as juntas projetadas para a região central, e que o número de juntas simuladas pode ser reduzido significativamente se o interesse é somente na distribuição de tensões.

Conclui-se que a liberação da rigidez do arco devido à abertura de juntas leva à redução das tensões de tração na direção do arco e aumento nas tensões verticais.. Assim, é desejável controlar a abertura de juntas para que se possa se atingir a condição ótima no dimensionamento às tensões circunferenciais e verticais.

Mlakar (1987) estudou a resposta ao terremoto de três barragens de diferentes alturas usando um modelo de fissura distribuídas para concreto. Os resultados obtidos revelaram que na barragem mais baixa as fissuras aconteceram na base e nas mais altas as fissuras se manifestaram em elevações superiores.

Lotfi e Espandar (2002) realizaram um estudo da variação dos parâmetros das juntas de contração, em que são variados os valores a rigidez normal k_n e tangencial k_t , em razão do módulo de elasticidade do concreto E_c . As condições das juntas de contração foram consideradas em cinco casos simbolicamente numeradas por Lotfi e

Espandar (2002) como caso J1 para o modelo sem juntas, os casos que consideram as juntas de contração são numerados de J6, J7 e J8 em que varia-se as propriedades das juntas de contração, mostradas na Tabela 1. A condição J9 que considera as juntas perimetrais não será mostrado aqui. Os valores de a rigidez normal k_n e tangencial k_t em contraste com os valores indicados por Fenves et al (1989).

Tabela 1 - Propriedades das juntas de contração

| Junta | k_n/E_c | k_t/E_c |
|-------|-----------|-----------|
| J6 | 4.00 | 0.10 |
| J7 | 4.00 | 2.00 |
| J8 | 0.04 | 0.02 |

Fonte: Adaptado de Lotfi et al. (2002)

Esse estudo avalia a distribuição de tensões e deslocamentos com a inclusão das juntas de contração. Os valores dos parâmetros de rigidez que apresentam menor distorção nos fenômenos da inclusão das descontinuidades no corpo da barragem são os considerados na junta J6. Considerando também o critério da diferença percentual em relação às frequências naturais da estrutura monolítica, que no caso da junta J6 apresenta o valor de 2,50 %, como mostra a Tabela 2:

Tabela 2 - Diferença percentual das frequências naturais

| Junta | Frequências Modo 1 (Hz) | Frequências Modo 2 (Hz) | Diferença com relação a J1 (Monolítico) (%) |
|-----------------|----------------------------|----------------------------|--|
| J1 (Monolítico) | 1.754592 | 2.034370 | ---- |
| J6 | 1.711163 | 2.000056 | 2.50 |
| J7 | 1.743429 | 2.024375 | 0.60 |
| J8 | 1.376971 | 1.601738 | 22.00 |

Fonte: Adaptado de Lotfi et al. (2002)

Conclui-se que a diferença percentual na frequência fundamental do sistema em comparação ao caso linear, pode ser usada como um critério básico para avaliar a seleção apropriada dos parâmetros de rigidez da junta. Pois conforme assumido como hipótese preliminar, as frequências naturais de casos com juntas de contração devem, teoricamente, estar muito próximas dos valores obtidos no caso sem juntas de contração, caso monolítico, se os coeficientes de rigidez da junta forem apropriados. E também devido ao fato de que não há grande abertura negativa da junta mostram que os valores do coeficiente de rigidez da junta foram selecionados em uma faixa adequada neste caso

2.3 BARRAGEM EM ARCO DE CONCRETO COMPACTADO COM ROLOS

2.3.1 Concreto compactado com rolo

Conforme definido por Andriolo (1998), o concreto compactado com rolo (CCR) como uma tecnologia caracterizada pelo uso de rolos na compactação. Segundo Marques (2005), a evolução do conceito do concreto massa convencional para a proposição do CCR foi consequência natural da necessidade de tornar competitivas as soluções em concreto para barragens de aproveitamentos hidráulicos. O raciocínio básico focou-se no incremento da velocidade de produção através da mecanização e diminuição da mão de obra por produto unitário, aliada a conceituação de baixos consumos de cimento. Identicamente ao caso de utilização de concreto massa, as preocupações se concentram na permeabilidade e parâmetros que comporá a estrutura civil.

As propriedades do CCR são similares às do concreto convencional vibrado (CCV). O que basicamente difere os dois processos é o modo de adensamento. Caso não ocorra a similitude entre o concreto compactado e o convencional, as causas podem ser atribuídas à dosagem, granulometria e no índice de vazios. Assim como é possível projetar uma vasta gama de dosagens para o concreto convencional, de modo a fazê-lo a atender a determinados requisitos, o mesmo ocorre com o CCR. (ANDRIOLO, 1998).

2.3.2 Método construtivo

A diferença da barragem em arco de concreto compactado com rolos (CCR) com relação à de concreto convencional vibrado (CCV) é basicamente o método construtivo. Este método é apresentado no trabalho de (BOSSONEY et al., 2006).

Segundo Bossoney et al. (2006), em vez de comprometer a prática comum bem estabelecida da construção da barragem de arco, desistindo de alguns conceitos de projeto de barragens de arco, adapta-se a tecnologia de CCR às principais características das barragens em arco. Portanto, a tecnologia proposta acaba por ser uma alternativa de construção, que usa o CCR como um mero material que afeta apenas o processo construtivo.

No processo construtivo um aspecto importante é o tratamento das juntas horizontais, para garantir o limite adequado entre os lançamentos sucessivos de concreto atribuindo resistência ao cisalhamento nessa junta e estanqueidade. Isto é apropriado para todos tipos de barragens de concreto, mais ainda relevante no caso de barragens de arco.

Outro aspecto é a formação das juntas de contração para serem preenchidas com argamassa antes do enchimento do reservatório, de modo a conferir o efeito de arco à estrutura.

O dimensionamento da estrutura da barragem permanece praticamente inalterado, com impacto limitado no comportamento estrutural e na manutenção da barragem durante a operação. A tecnologia de concreto, entre outros, a alta resistência à compressão necessária e as questões térmicas a serem abordadas. Após o resfriamento do concreto, são preservados.

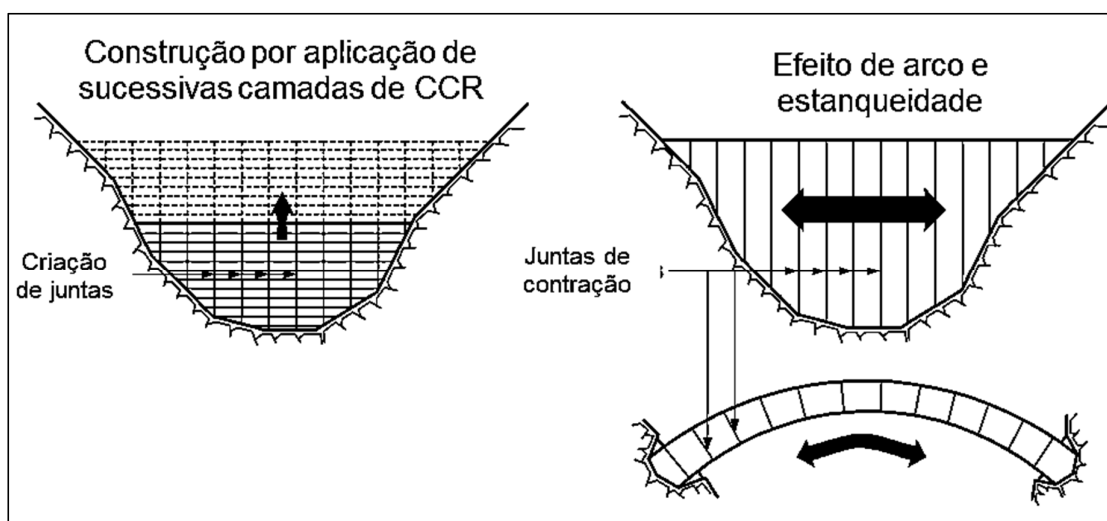


Figura 6 - Processo construtivo de barragem arco gravidade em CCR

Fonte: Adaptado de (BOSSONEY et al., 2006)

Segundo Bossoney et al.(2006) no método de construção da barragem em arco em CCR, como mostrado na Figura 6, as juntas de contração são criadas enquanto concreto é lançado em toda a planta da barragem. Para serem efetivas, essas juntas devem ser contínuas e bem delimitadas, capazes de serem injetáveis na consolidação da barragem. Além disso, devem ser quanto menos obstrutivas o possível às atividades de lançamento do CCR, e devem ser de rápida execução. O espaçamento entre duas juntas transversais deve situar-se entre 20,00 m e 30,00 m.

As juntas horizontais são espaçadas a cada 30,00 cm, a cada espessura de uma camada de CCR, são tratadas de forma especial que fornece a força de cisalhamento necessária entre camadas e não cria caminhos de alta permeabilidade dentro do corpo da barragem.

Os traços de CCR com características de alta resistência produzidos, podem atingir de 35,00 a 40,00 MPa de resistência à compressão. Além disso, as dosagens de CCR devem ser estanques, semelhantes às de CCV. Sempre que exigido por algumas condições locais específicas, a questão do resfriamento de concreto é realizada implementando pós-refrigeração, da mesma forma como é aplicada na construção da barragem de arco em CCV.

3 EMBASAMENTO TEÓRICO

Neste capítulo, uma breve introdução à base teórica dos aspectos da dinâmica de estruturas é apresentada. O objetivo desta seção é fornecer uma introdução a alguns conceitos que podem ser úteis ao analisar problemas dinâmicos estruturais.

3.1 DINÂMICA DE ESTRUTURAS

Conforme definido por Remor (2017), no cálculo das estruturas, o problema dinâmico difere do estático em dois importantes aspectos. A primeira diferença é a variação da carga com o tempo na análise dinâmica. Portanto, para cada intervalo de tempo existe uma variação de carga e resposta. Diferentemente da solução estática no segundo, onde se obtém apenas uma resposta, a solução dinâmica estabelece uma sucessão de respostas correspondentes a todos os intervalos de tempos considerados, levando a soluções mais complexas e que consomem mais tempo de processamento.

3.1.1 Análise dinâmica

Este item apresenta os assuntos destacados por Hellgren (2014) e Berneheim (2016) sobre os aspectos de análise dinâmica em barragens, com os conceitos apresentados por Chopra (2014) em dinâmica de estruturas, incluindo o desenvolvimento da equação do movimento para uma estrutura de um único grau de liberdade (1GL) e então será estendido para uma estrutura de n graus de liberdade (NGL).

3.1.1.1 Sistema de um grau de liberdade

Um sistema dinâmico na sua forma mais simples pode ser idealizado como um corpo rígido com massa conectado a uma mola sem massa sobre uma superfície sem atrito. O sistema pode ser complementado com um amortecimento viscoso que

expressa a capacidade de dissipação de energia. Essa configuração do sistema dinâmico é apresentada na Figura 7.

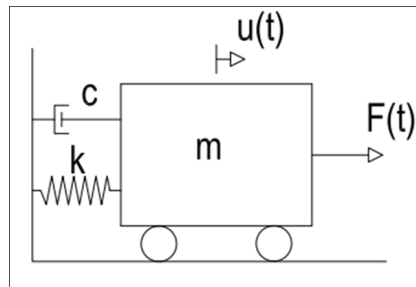


Figura 7 - Sistema de um grau de liberdade
Fonte: Adaptado de Chopra (2014)

Essa configuração pode ser referida como um sistema de 1 grau de liberdade, 1GL. O movimento de corpo rígido no grau de liberdade u , é descrito pela equação (1), denotada como equação do movimento, (CHOPRA, 2014).

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = F(t) \quad (1)$$

Em que:

m = Massa (kg)

\ddot{u} = aceleração (m^2/s)

C = amortecimento (kg/s)

\dot{u} = velocidade (m/s)

k = rigidez (kN/m)

u = deslocamentos (m)

F = força (kN)

t = tempo (s)

Se a força da equação (1) é aplicada, então resulta num deslocamento do corpo, u , e na sequência corpo é liberado, então este começa a oscilar. Se não for considerado amortecimento, a oscilação sobre a base continuará indefinidamente. A oscilação pode ser descrita como a frequência angular, ω , que é dada pela equação (2).

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (2)$$

Em que:

ω = frequência angular (rad/s)

A frequência natural é o número de ciclos completos que o sistema executa em um segundo e é definido pela equação (3).

$$f_n = \frac{2\pi}{\omega} \quad (3)$$

Em que:

$$f_n =$$

frequência natural (Hz)

O período natural é o tempo de uma oscilação completa do corpo ou sistema que é definido pela equação (4).

$$T_n = \frac{\omega}{2\pi} \quad (4)$$

Em que:

T_n = período natural (s)

Se o amortecimento viscoso da Figura 7 é considerado, a amplitude da oscilação irá decrescer gradualmente e a energia é dissipada. A equação do movimento, equação (1), é uma equação diferencial de segunda ordem. A solução da equação, portanto requer que as condições iniciais $u = u(0)$ e $\dot{u} = \dot{u}(0)$ sejam conhecidas. A solução da equação do movimento é apresentada na equação (5).

$$u(t) = A \cos(\omega_n t) + B \sin(\omega_n t) + \frac{F(t)}{k} \quad (5)$$

Em que:

A e B são constantes de integração.

No contexto de dinâmica das estruturas, as condições iniciais são normalmente com a estrutura em repouso. Isso resulta nas soluções $A = F(t)$ e $B = 0$. Para problemas dinâmicos relativos a sismos, a força externa da equação do movimento é substituída por uma força devido ao sismo atuando na direção oposta da aceleração da base. A equação do movimento considerando a excitação de base é apresentada na equação (6), (CHOPRA, 2014).

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g \quad (6)$$

Em que:

\ddot{u}_g = aceleração da base (m/s²)

3.1.1.2 Sistema de múltiplos graus de liberdade

Poucas estruturas podem ser representadas por um sistema se um grau de liberdade. Portanto o sistema de N graus de liberdade (NGL) são os que representam mais as situações reais. Um exemplo de um sistema NGL idealizado, consiste em dois corpos rígidos, com massa, três amortecedores viscosos e três molas é mostrado na Figura 8.

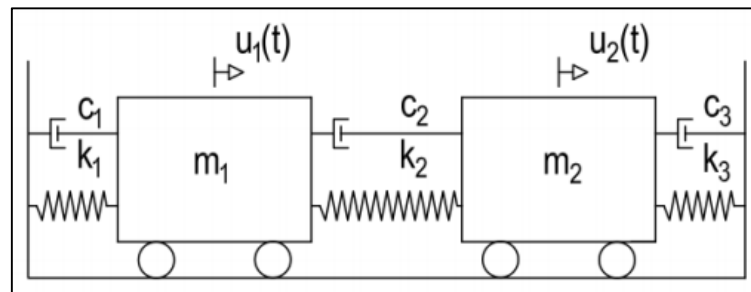


Figura 8 - Sistema de múltiplos graus de liberdade
Fonte: (CHOPRA, 2014)

A equação do movimento do sistema idealizado na Figura 8 é apresentado na condição de equilíbrio na equação (7).

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 \\ -c_2 & c_1 + c_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_1 + k_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (7)$$

A equação (7) escrita na forma mais compacta é apresentada na equação (8).

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = 0 \quad (8)$$

Em que:

$[M]$ = matriz de massa (kg)

$\{\ddot{u}\}$ = vetor de acelerações (m²/s)

$[C]$ = matriz de amortecimento (kg/s)

$\{\dot{u}\}$ = vetor de velocidade (m/s)

$[K]$ = matriz de rigidez (N/m)

$\{u\}$ = vetor de deslocamentos (m)

3.1.2 Análise modal

Toda estrutura tem a tendência de vibrar em certas frequências, chamadas frequências naturais. Cada frequência natural está associada a uma determinada forma, denominada de modo, que o modelo tende a assumir ao vibrar a uma certa frequência.

A análise modal é um método para resolver o comportamento dinâmico de uma estrutura. Pode representar também a primeira etapa, na resolução da deformação do sistema completo de múltiplos graus de liberdade. A análise modal determina as frequências naturais de vibração da estrutura e os modos naturais correspondentes. Na sequência se apresenta o desenvolvimento da análise modal conforme Chopra (2014).

3.1.2.1 Modos de vibração

A forma de um modo natural n , é descrito por um vetor independente de tempo ϕ_n . O deslocamento dependente do tempo é introduzido por uma função harmônica, apresentado na equação (9).

$$q_n(t) = A_n \cos \omega_n t + B_n \text{sen} \omega_n t \quad (9)$$

Em que:

q_n = função harmônica do modo n (m)

O vetor de forma e a função harmônica descreve o deslocamento do modo natural. O vetor de deslocamento é descrito pela equação (10).

$$u(t) = \{\phi_n\} q_n(t) \quad (10)$$

Em que:

$\{\phi_n\}$ = é o vetor que descreve a forma de deformação do modo n (-)

Na sequência do desenvolvimento, equação (7), é considerada sem amortecimento. Se o deslocamento e aceleração da equação (7) sem amortecimento, são substituídas pela solução da equação (9) e sua derivada segunda, multiplicada por ϕ_n . Então a equação resultante relaciona a frequência natural angular e os modos de vibração à rigidez e massa, como se observa na equação (11).

$$[k - \omega_n^2 m] \phi_n = 0 \quad (11)$$

Se ϕ_n for diferente de zero, um vetor de frequências naturais angulares pode ser obtido da equação (12).

$$\det[K - \omega^2 M] = 0 \quad (12)$$

Quando as frequências naturais angulares são conhecidas a equação (11) pode ser resolvida para os modos de vibração. Modos de vibração e frequências naturais podem ser estruturados em matrizes como mostra a equação (13).

$$\Phi = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} & \cdots & \phi_{1n} \\ \phi_{21} & \phi_{22} & \cdots & \phi_{2n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \phi_{n1} & \phi_{n2} & \cdots & \phi_{nn} \end{bmatrix} \quad \Omega^2 = \begin{bmatrix} \omega_1^2 & & & \\ & \omega_2^2 & & \\ & & \ddots & \\ & & & \omega_n^2 \end{bmatrix} \quad (13)$$

Os modos naturais têm a inerente propriedade de serem ortogonais. Essa é uma propriedade importante que permitem que as matrizes de massa e rigidez sejam reduzidas a matrizes diagonais. A operação é mostrada na equação (14) e equação (15). As reduções às matrizes diagonais permitem o desacoplamento em equações do movimento individuais para cada modo natural de vibração.

$$M = \Phi^T m \Phi \quad (14)$$

$$K = \Phi^T k \Phi \quad (15)$$

Se o amortecimento é considerado, a equação do movimento do sistema dinâmico pode ser descrita pela equação (16) como a soma de equações ou pela equação (17) com matrizes diagonais. Deslocamentos são descritos na coordenada modal q , conforme equação (10).

$$\sum_{r=1}^N \Phi_n^T m \Phi_r \ddot{q} + \sum_{r=1}^N \Phi_n^T c \Phi_r \dot{q} + \sum_{r=1}^N \Phi_n^T k \Phi_r q = \Phi_n^T F(t) \quad (16)$$

Em que:

q = coordenada modal (m)

$$M\ddot{q} + C\dot{q} + Kq = F(t) \quad (17)$$

Em que:

$\{q\}$ = vetor de coordenadas modais (m)

$\{F\}$ = vetor de forças modais (kN)

3.1.3 Participação de massa

Para um grande número de equações desacopladas, todas as equações não requerem avaliação para obter uma resposta precisa na maioria dos casos. Assim, a avaliação de uma quantidade suficiente de equações proporcionará economia de tempo. O número apropriado de modos pode ser escolhido a partir de uma consideração do fator de participação em massa, dada na equação (18), (DATTA, 2010).

$$\rho_n = \frac{\sum_{r=1}^n m_r \phi_{nr}}{m_{tot}} \quad (18)$$

Em que:

ρ_n = fator de participação de massa do modo de vibração n (kg/kg)

m_r = massa correspondente ao r -ésimo grau de liberdade (kg)

ϕ_{nr} = é o coeficiente do modo de vibração n no grau de liberdade r (-)

m_{tot} = massa total da estrutura (kg)

A quantidade modos a serem considerados é determinado pela equação (19).

Os valores de referência de 80,00% a 90,00% são abordados no item 3.1.3.1.

$$80,00\% \leq \sum_{n=1}^N \rho_n \leq 90,00\% \quad (19)$$

3.1.3.1 Fator de participação de massa efetiva

O método para avaliar a importância de cada modo de vibração é a participação de massa em cada modo vibração, que considera que para os modos com massas efetivas relativamente altas podem ser facilmente excitados por

excitação de base. Por outro lado, os modos com baixas massas efetivas não podem ser facilmente excitados dessa maneira.

Nessa metodologia, o Fator de Participação de Massa Efetiva (EMPF) fornece uma medida da energia contida em cada modo ressonante, pois representa a quantidade de massa do sistema que participa em um modo particular. Um modo com uma grande massa efetiva geralmente é um contribuinte significativo para a resposta do sistema. É possível calcular um EMPF para uma direção particular (x, y ou z) e a soma das massas efetivas para todos os modos em uma determinada direção de resposta deve ser igual à massa total da estrutura.

Priestley et al. (1996) indicam que um valor a ser adotado para a soma de todos os EMPF, conhecido como Fator de Participação em Massa Eficaz Cumulativo, (CEMPF) de 80,00 % a 90,00 % representa bem a resposta da estrutura. Portanto, se, por exemplo, foi esperada uma vibração na direção x, é preciso manter os modos de cálculo até que a soma de todos os EMPF na direção x seja entre cerca de 80,00 e 90,00%. Isso deve garantir uma consistência nos resultados, pois será possível comparar a frequência excitante com as frequências naturais.

3.1.4 Análise sísmica com histórico de acelerações

A análise com histórico de acelerações é realizada quando o carregamento depende do tempo. A entrada para o cálculo consiste em valores de uma quantidade de carga, comumente discretizada em intervalos de tempo uniformemente espaçados, denotados por históricos de acelerações. Para resolver a resposta estrutural em relação ao histórico de acelerações, são empregados procedimentos numérico de passo de tempo, (USACE, 1994).

Para esses problemas com carga variável arbitrária não é possível ter uma solução analítica. Dessa forma a integração direta no tempo divide a equação do movimentos em passos de tempo Δt . Nesse caso o equilíbrio é atingindo em intervalos discretos de tempo, mas não contínuo. A equação do movimento no instante de tempo t em notação matricial, conforme equação (22).

$$M\ddot{u}_t + C\dot{u}_t + Ku_t = R_t \quad (20)$$

Onde R_t é a força variável no tempo. Os vetores de deslocamento u_t , velocidade \dot{u}_t e aceleração \ddot{u}_t são conhecidos no tempo t e se $t = 0$ são chamadas de condições iniciais. Integração direta no tempo permite, baseado na quantidade de movimento no tempo t calcular a resposta do sistema no tempo $t + \Delta t$ com a equação de movimento escrita na equação (21).

$$M\ddot{u}_{t+\Delta t} + C\dot{u}_{t+\Delta t} + Ku_{t+\Delta t} = R_{t+\Delta t} \quad (21)$$

A Figura 9 mostra a representação esquemática da integração direta no tempo.

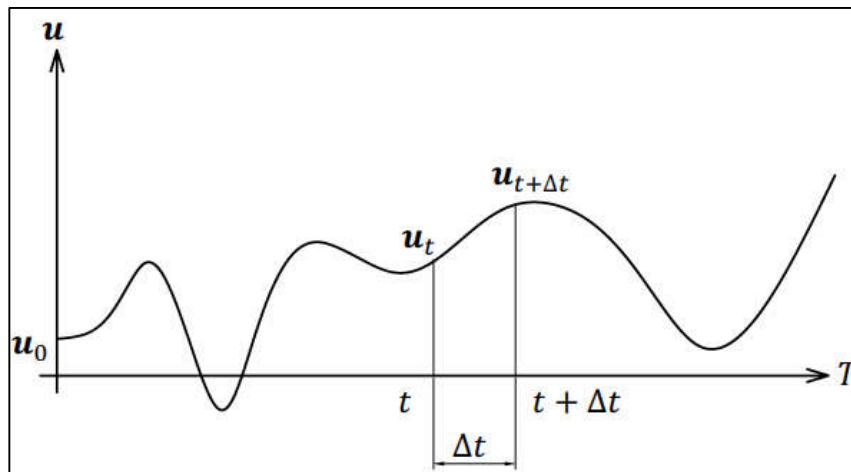


Figura 9 – Representação esquemática da integração direta no tempo
Fonte: Goldgruber (2015)

Dependendo na escolha da integração temporal hipóteses são feitas para escalonamento de t para $t + \Delta t$.

Os métodos de integração direta no tempo podem ser classificados como explícito ou implícito. O método explícito usa equação diferencial no tempo t para prever a solução no tempo $t + \Delta t$ enquanto o método implícito resolve equação diferencial no tempo $t + \Delta t$ baseado na solução no tempo t . Exemplos de métodos numéricos são, o método da diferença central que é explícito, o método de Newmark, método da aceleração média e o método de Wilson, que são implícitos.

3.1.4.1 Método da integração direta implícita

A técnica de integração implícita aplica a integração passo a passo. Para cada passo de integração o equilíbrio de forças deve ser obtido. O equilíbrio do próximo passo é alcançado pelo equilíbrio de equações no próximo passo de tempo, $t + \Delta t$.

Por essas condições de aproximação pertinentes ao $t + \Delta t$ precisam ser assumidas para satisfazer a equação de equilíbrio. Essas suposições podem ser executadas de maneiras diferentes dependendo do método de integração aplicado. Entretanto, o método de assumir as condições do próximo passo tem impacto na estabilidade do método em conjunto com o comprimento do passo. Um método implícito muito utilizado é o método de *Newmark*, USACE (2003). Como mencionado por Goldgruber (2015), Newmark (1959) derivou suas equações baseado duas diferentes hipóteses, em que a aceleração entre dois instantes de tempo é constante ou linear.

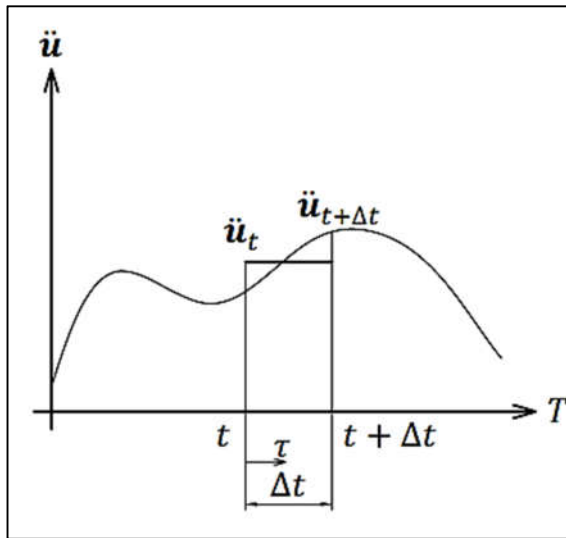


Figura 10 - Distribuição de aceleração constante entre passos de tempo
Fonte: Goldgruber (2015)

Assumindo a distribuição de aceleração constante, como mostrado na Figura 10, a quantidade de movimento no tempo $t + \Delta t$ se desenvolve pelas equações (22), (23) e (24).

$$\ddot{u}(\tau) = \frac{1}{2}(\ddot{u}_t + \ddot{u}_{t+\Delta t}) \quad (22)$$

$$\dot{u}_{t+\Delta t} = \int_0^{\tau} \ddot{u}(\tau) d\tau = \dot{u}_t + \frac{1}{2}\tau(\ddot{u}_t + \ddot{u}_{t+\Delta t}) \quad (23)$$

$$u_{t+\Delta t} = \iint_0^{\Delta t} \ddot{u}(\tau) d\tau = u_t + \dot{u}_t\tau + \frac{1}{4}\tau^2(\ddot{u}_t + \ddot{u}_{t+\Delta t}) \quad (24)$$

A Figura 11 apresenta a distribuição linear entre as acelerações no tempo t e o tempo $t + \Delta t$.

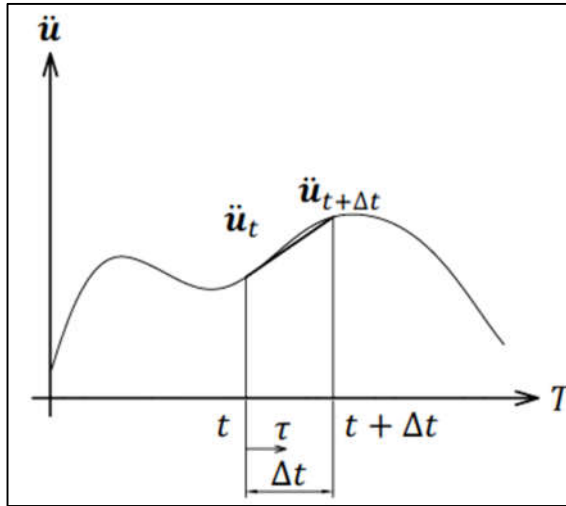


Figura 11 - Distribuição de aceleração linear entre passos de tempo
Fonte: Goldgruber (2015)

A distribuição das acelerações lineares desenvolve as seguintes quantidades de movimentos dados pelas equações (25), (26) e (27).

$$\ddot{u}(\tau) = \ddot{u}_t + \tau \frac{(\ddot{u}_{t+\Delta t} + \ddot{u}_t)}{\Delta t} \quad (25)$$

$$\dot{u}_{t+\Delta t} = \int_0^\tau \ddot{u}(\tau) d\tau = \dot{u}_t + \ddot{u}_t \tau + \frac{1}{2\Delta t} \tau^2 (\ddot{u}_{t+\Delta t} - \ddot{u}_t) \quad (26)$$

$$u_{t+\Delta t} = \iint_0^\tau \ddot{u}(\tau) d\tau = u_t + \dot{u}_t \tau + \ddot{u}_t \frac{1}{2} \tau^2 + \frac{1}{6\Delta t} \tau^3 (\ddot{u}_{t+\Delta t} - \ddot{u}_t) \quad (27)$$

Combinando as equações da distribuição constante e distribuição linear aproxima $t = \Delta t$ e adicionando duas constantes γ e β fornece as equações de equilíbrio de deslocamento e velocidade, $u_{t+\Delta t}$ e $\dot{u}_{t+\Delta t}$, usados no método de Newmark estão apresentados na equação (28) e equação (29), (NEWMARK, 1959).

$$u_{t+\Delta t} = u_t + \Delta t \dot{u}_t + \Delta t^2 \left(\left(\frac{1}{2} - \beta \right) \ddot{u}_t + \beta \ddot{u}_{t+\Delta t} \right) \quad (28)$$

$$\dot{u}_{t+\Delta t} = \dot{u}_{t+\Delta t} + \Delta t((1 - \gamma)\ddot{u}_t + \gamma\ddot{u}_{t+\Delta t}) \quad (29)$$

Em que:

β, γ = parâmetros que controlam a estabilidade e acurácia da solução (-)

Os fatores de ponderação foram encontrados por Newmark (1959) e, para certos valores de γ e β , o valor pode ser interpretado como propriedades físicas adicionais do sistema. Dependendo da aceleração assumida a escolha dos parâmetros, γ e β variam. Alguns métodos comuns e seus parâmetros são apresentados na Tabela 3.

Tabela 3 - Parâmetros para o método de Newmark

| Método | Tipo | β | γ |
|-------------------|-----------|---------|----------|
| Trapezoidal | Implícita | 0,25 | 0,50 |
| Aceleração linear | Implícita | 0,17 | 0,50 |
| Diferença Central | Explícita | 0,00 | 0,50 |

Fonte: Adaptado de Hellgren (2014)

De acordo com o manual (USACE, 2003), no método de *Newmark* o parâmetro γ deve ser definido como $\gamma = 1/2$ e o método é incondicionalmente estável para valor de $\beta = 1/4$.

3.1.5 Amortecimento de Rayleigh

Uma maneira muito comum de introduzir o amortecimento em um modelo de elementos finitos é através amortecimento de *Rayleigh* (ANDERSSON e MALM, 2004). O amortecimento de *Rayleigh* é um amortecimento do material, sendo que o coeficiente de amortecimento é proporcional a matriz de massa e rigidez, é obtido pela equação (30).

$$c = \mu M + \lambda K \quad (30)$$

Em que:

μ = coeficiente proporcional à massa (1/s)

λ = coeficiente proporcional à rigidez (s)

Os parâmetros μ e λ são aplicados para ponderar o amortecimento do material. A relação entre o amortecimento e a frequência é dada pela equação (31).

$$\xi = \frac{\mu}{2\omega_n} + \lambda \frac{\omega_n}{2} \quad (31)$$

Em que:

ξ = razão de amortecimento (%)

A Figura 12 apresenta a plotagem da equação (31) com os coeficientes de amortecimento conhecidos ξ_i e ξ_j , que correspondem às frequências ω_i e ω_j . As constantes μ e λ podem ser obtidas por um par simultâneo de equações, através da equação (32).

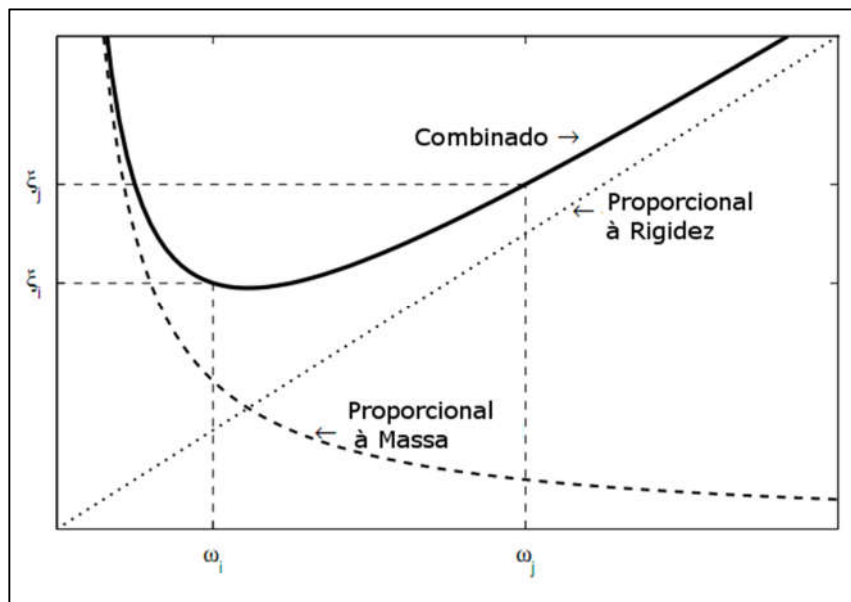


Figura 12 - Amortecimento de *Rayleigh*
Fonte: Adaptado de Clough e Penzien (2003)

$$\begin{Bmatrix} \mu \\ \lambda \end{Bmatrix} = 2 \frac{\omega_i \omega_j}{\omega_i^2 - \omega_j^2} \begin{bmatrix} \omega_i & -\omega_j \\ 1/\omega_i & -1/\omega_j \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \xi_i \\ \xi_j \end{Bmatrix} \quad (32)$$

Se $\xi_i = \xi_j$ equação (33) pode ser reduzida para:

$$\begin{Bmatrix} \mu \\ \lambda \end{Bmatrix} = \frac{2\xi}{\omega_i + \omega_j} \begin{bmatrix} \omega_i \omega_j \\ 1 \end{bmatrix} \quad (33)$$

A formulação escalar se desenvolve conforme a equação (34).

$$\mu + \lambda \omega_i^2 = 2\omega_i \xi_i \quad (34)$$

Isolado o coeficiente de ponderação proporcional à massa para duas frequências naturais específicas é obtido pela equação (35) e o coeficiente proporcional à rigidez é obtido pela equação (36)

$$\mu = \xi \frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad (35)$$

$$\lambda = \xi \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \quad (36)$$

O amortecimento de *Rayleigh* depende da frequência do movimento. É diretamente aplicável para casos de excitações com picos, claro, para sistemas que possuem a propriedade de que o amortecimento varia com a frequência, como o amortecimento de *Rayleigh*. Em outros casos, as opções dos parâmetros de *Rayleigh* não são óbvias e os parâmetros devem ser escolhidos com atenção. Normalmente, ω_i e ω_j são escolhidos como frequência correspondente ao primeiro e terceiro modos e aos primeiro e quinto modos (ANDERSSON e MALM, 2004).

3.2 METODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Segundo Ghanaat (1993) o método de elementos finitos é um método de análise numérica pelo qual uma estrutura, como uma barragem em arco, é idealizada como um conjunto de subdivisões (elementos finitos), interligada em um número discreto de pontos nodais com um número finito de incógnitas. Os deslocamentos desses pontos nodais localizados nos limites de cada elemento finito representam as variáveis básicas desconhecidas. O comportamento de cada elemento finito é aproximado por um conjunto de funções assumidas que representam deslocamentos dentro da região do elemento em termos de deslocamentos nodais do elemento. Essas funções de deslocamento são muitas vezes em uma forma que garante a continuidade entre elementos adjacentes e, portanto, em toda a estrutura completa. Com os deslocamentos conhecidos em todos os pontos dentro do elemento, as deformações em qualquer ponto também estarão disponíveis em termos de deslocamentos nodais. Estas deformações, juntamente com quaisquer deformações iniciais e a relação tensão deformação do material, definirão o estado de tensões em

todo o elemento e seu contorno. Usando as relações deformações-deslocamentos e de tensões-deslocamentos, a rigidez de cada elemento pode ser obtida satisfazendo a condição de equilíbrio de força entre um sistema de forças nodais equivalentes com as tensões do contorno e qualquer carga distribuída que atua sobre o elemento.

3.2.1 Formulação geral do método dos elementos finitos

O procedimento geral de discretização de elementos finitos e a derivação de equações de equilíbrio são resumidos de acordo com Zienkiewics (1971) e Bathe e Wilson (1976). Considera-se um elemento finito tridimensional e derivam-se os deslocamentos do elemento, as tensões, deformações e rigidez.

3.2.1.1 Funções de deslocamento

A hipótese básica da análise em elementos finitos é que os deslocamentos u dentro de todo o sistema podem ser expressos em termos de funções de interpolação de elementos N e o vetor de deslocamentos nodais U , conforme equação (37).

$$\{u\} = [N]\{U\} \quad (37)$$

A característica mais importante do método é que as funções de interpolação são aplicadas separadamente para cada elemento m , como dado pela equação (38):

$$\{u\}^m = [N]^m \{U\}^m = [N_i, N_j, N_k, \dots] \begin{Bmatrix} U_i \\ U_j \\ U_k \\ \vdots \end{Bmatrix} \quad (38)$$

3.2.1.2 Deformações

Com deslocamentos conhecidos em todos os pontos, as deformações em qualquer ponto podem ser obtidas pela diferenciação apropriada dos deslocamentos assumidos. As deformações em notação matricial são dadas por:

$$\{\varepsilon\} = [B]\{U\} \quad (39)$$

Para um problema tridimensional, as seis componentes de deformação são definidas na equação (40), (TIMOSHENKO e GOODIER, 1970).

$$\{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zy} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial y} \\ \frac{\partial w}{\partial z} \\ \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \\ \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \end{Bmatrix} \quad (40)$$

A matriz de funções de interpolação de deformações do elemento é facilmente obtida pela combinação das equações (38) e (40).

3.2.1.3 Tensões

As tensões em um elemento finito estão relacionadas às deformações do elemento, como dado pela equação (41).

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\} + \{\sigma_0\} \quad (41)$$

Em que:

$[D]$ = matriz de elasticidade

$\{\sigma_0\}$ = tensões iniciais no elemento

3.2.1.4 Forças

As cargas externas que atuam sobre um corpo tridimensional são forças de superfície f^S , forças do corpo f^B e forças concentradas F^i . Essas forças, em geral, consistem em três componentes correspondentes aos três eixos de coordenadas, dados pelas equações (42), (43) e (44).

$$\{f^B\} = \begin{bmatrix} f_X^B \\ f_Y^B \\ f_Z^B \end{bmatrix} \quad (42)$$

$$\{f^S\} = \begin{bmatrix} f_X^S \\ f_Y^S \\ f_Z^S \end{bmatrix} \quad (43)$$

$$\{F^i\} = \begin{bmatrix} F_X^i \\ F_Y^i \\ F_Z^i \end{bmatrix} \quad (44)$$

3.2.1.5 Rigidez do elemento

O método mais simples para obter a matriz de rigidez de um elemento finito é usar o princípio dos deslocamentos virtuais, conforme abordado por Zienkiewics (1971) e Bathe e Wilson (1976).

Este princípio afirma que o equilíbrio do corpo exige que, para quaisquer pequenos deslocamentos virtuais cinemáticos impostas ao corpo, o trabalho virtual interno total seja igual ao trabalho virtual externo total, conforme demonstrado na equação (45).

$$\int_V \varepsilon^T \sigma dV = \int_V U^T f^B dV + \int_S U^S f^S dS + \sum_i U^T F^i \quad (45)$$

O lado esquerdo da equação (45) corresponde ao trabalho interno. É igual às tensões σ passando pelas deformações virtuais ε que correspondem aos deslocamentos virtuais impostos U . Substituindo as equações (39) e (41) no lado esquerdo da equação (45), a matriz de rigidez dos elementos finitos expressa em termos de grau de liberdade nodal do elemento $\{U\}^m$ é obtida pela equação (46).

$$[k]^m = \int_V [[B]^T [D] [B]]^m dV^m \quad (46)$$

O lado direito da equação (47) é igual ao trabalho feito pelas forças atuantes no elemento f^B, f^S e F^i passando pelos deslocamentos virtuais $\{U\}$ e levando às forças nodais equivalentes.

3.2.1.6 Equações de equilíbrio

O trabalho virtual da equação (47) é facilmente aplicado a uma estrutura inteira, aproximada como um conjunto de elementos finitos discretos. Isto é conseguido reescrevendo a equação (47) como uma soma de integrações sobre o volume e as áreas de todos os elementos finitos e assumindo que os deslocamentos dentro de cada elemento são expressos em termos de deslocamentos nodais de toda a estrutura, na equação (47).

$$\sum_m \int_V [\varepsilon^T \sigma dV]^m = \sum_m \int_V [U^T f^B dV]^m + \sum_m \int_S [U^S f^S dS]^m + \sum_i U^T F^i \quad (47)$$

Em que:

$$m = 1, 2 \dots N$$

N = número de elementos finitos

Uma característica importante a observar é que as integrações são realizadas separadamente para cada elemento e, portanto, as coordenadas locais dos elementos podem ser usadas por conveniência. Substituindo os deslocamentos, deformações e tensões na equação (47), obtemos a equação (50).

$$\begin{aligned} U^T \left\{ \sum_m \int_V [[B]^T [D] [B] dV]^m \right\} U \\ = U^T \left\{ \sum_m \int_V [[N]^T \{f^B\} dV]^m \right\} + U^T \left\{ \sum_m \int_S [[U^S]^T \{f^S\} dS]^m \right\} \\ - U^T \left\{ \sum_m \int_V [[B^T] \sigma dV]^m \right\} + U^T F \end{aligned} \quad (48)$$

Em que F é o vetor de força nodal aplicada em cada nó da estrutura completa.

Pela imposição dos deslocamentos virtuais unitários $U^T = I$, as equações de equilíbrio estático do conjunto de elementos é obtida pela equação (49).

$$ku = p \quad (49)$$

Em que:

$$p = p_B + p_S - p_I + p_C \quad (50)$$

A matriz k é a rigidez da estrutura completa e é igual ao lado esquerdo da equação (48). O vetor de força p inclui os efeitos das forças de corpo, forças de superfície, tensões iniciais e forças concentradas, do elemento.

Além disso, as forças de inércia e amortecimento do elemento podem ser incluídas como parte das forças do corpo para representar o comportamento dinâmico do sistema. A aproximação das acelerações e velocidades do elemento pelas mesmas funções de interpolação que na equação (38), e dado pela equação (49).

$$p_B = \sum_m \int_V [[N]^T [\{f^B\} - \rho N \ddot{u} - \lambda N \dot{u}] dV]^m \quad (51)$$

Em que

\dot{u} = vetores de velocidades nodais

\ddot{u} = vetores de acelerações nodais

ρ = densidade do material

λ = parâmetro de amortecimento do elemento m

Portando, as equações de equilíbrio da estrutura completa para um caso dinâmico é dado pela equação (50).

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p \quad (52)$$

Em que

m = matriz de massa

c = matriz de amortecimento

Na prática, no entanto, parâmetros de amortecimento não são definidos para elementos individuais. Em vez disso, a matriz c é aproximada usando as matrizes de massa e rigidez da estrutura completa.

3.3 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS EM ANÁLISE DINÂMICA

A análise dinâmica de barragens circunferenciais para o carregamento de terremoto deve-se basear em uma idealização tridimensional do sistema barragem-água-fundação (Figura 13), que conta com a interação significativa dos efeitos da rocha da fundação e do reservatório, (USACE, 1994).

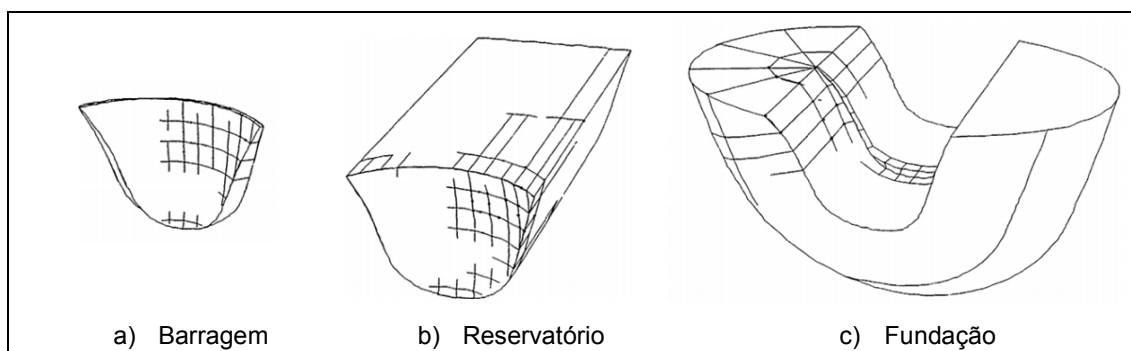


Figura 13 - Modelo tridimensional de elementos finitos
Fonte: Adaptado de Ghanaat (1993)

3.3.1 Interação Barragem-Fundação

Um fator importante na modelagem de sistemas de barragem-fundação reservatório e sua carga sísmica é a interação da fundação com a estrutura. Na análise das interações barragem-fundação, o terremoto estimula um complexo sistema dinâmico. O efeito desta interação deve ser considerado na obtenção de deslocamentos e tensões, produzidos sob cargas estáticas e dinâmicas nas grandes estruturas, particularmente em barragens (IWPRDC, 2004)

Idealmente, um modelo de base deve incluir as características geológicas significativas da rocha e também deve se estender a uma distância na qual a interação com a barragem se torna insignificante. Geralmente, é impossível apresentar todas as descontinuidades na rocha de forma realista porque os dados geológicos da rocha exigem sondagem e também porque fundação teria que ser que analisada de forma anisotrópica e não linear. Por estas razões, uma idealização extremamente simples do maciço deformável é comumente usada em aplicações práticas (CLOUGH, 1980).

3.3.1.1 Modelo de fundação sem massa

Especificamente, uma porção apropriada do maciço rochosa deformável é idealizado como parte do modelo de elementos finitos da barragem em arco, que inclui

apenas a elasticidade da rocha de fundação, (GHANAAT, 1993). O modelo de fundação assume que a massa do modelo da fundação é zero. O maciço de fundação neste caso funciona simplesmente como um sistema com propriedades flexíveis no mecanismo de interação barragem-fundação (ZIENKIEWICZ et al., 1984).

Contudo Chuhan et al. (2009) mencionam que essa abordagem de fundação sem massa que considera apenas a flexibilidade da base e ignora a interação inercial da barragem-fundação, superestima a resposta da barragem nas análises linear e não linear.

3.3.1.2 Tamanho do maciço de fundação

O tamanho do modelo de fundação é controlado de modo que os deslocamentos estáticos e as tensões induzidas na barragem não sejam alteradas por um aumento adicional do tamanho da base. Na análise dinâmica, as frequências naturais e os modos de vibração controlam a resposta da barragem aos terremotos. Portanto, o tamanho de um modelo de base deve ser selecionado para que os deslocamentos e tensões estáticas, bem como as frequências naturais e os modos, sejam calculado com precisão. As frequências naturais do sistema de barragem-fundação diminuem à medida que o tamanho da base flexível aumenta (CLOUGH et al., 1985) e (FOK, 1985), mas para a base sem massa, as mudanças são insignificantes quando o tamanho do raio da base é maior do que uma altura de barragem, com exceção das rochas de fundação com módulo de elasticidade muito baixo. Para fins mais práticos, um modelo de base sem massa com raio igual a uma altura de barragem é adequado. No entanto, quando a relação de módulo de elasticidade da rocha E_r , com o módulo de elasticidade concreto E_c , é inferior a metade $E_r/E_c < 1/2$, deve ser usado um modelo com raio da fundação R_f igual a duas vezes a altura da barragem H , no entanto $R_f = 2H$, (USACE, 1994).

3.3.1.3 Condição de contorno

A limitação realizada no contorno do elemento de fundação dessa porção idealizada de material elástico é realizada de forma rígida. Esta é uma das limitações associadas a esta abordagem na medida em que as rochas geralmente se estendem a grandes profundidades, não existe obviamente um limite rígido. No entanto, foram

realizados estudos que mostram que, dependendo da proporção do módulo de deformação da base para o módulo de elasticidade da barragem, a extensão do modelo de base pode ser estimada. Conforme abordado no item anterior. Se um modelo de fundação é representativo ou não é decidido com base em se o aumento de dimensões afeta qualquer uma das deflexões, tensões ou frequências naturais na barragem, (USACE, 1994).

3.3.2 Interação barragem-reservatório

O reservatório e barragem interagem dinamicamente um com o outro. Os dois não podem ser desacoplados e analisados de forma independente (ZIENKIEWICZ e TAYLOR, 2000). O processo de carregamento interativo dinâmico contínuo resulta em cargas hidrodinâmicas que são exercidas sobre a superfície do paramento de montante da barragem. O carregamento hidrodinâmico é o aspecto mais importante e complexo a medir e tem uma influência significativa nas características dinâmicas da estrutura (LEUNG et al., 2008)

De forma mais simples, esta interação pode ser representada por uma "massa aderida" à barragem, primeiro formulada por Westergaard (1933). Uma representação mais precisa da massa aderida é obtida usando uma formulação de elementos finitos que inclui a geometria complicada da barragem em arco e do reservatório (KUO, 1982). Métodos mais complexos tem sido empregados pra considerar efeitos importantes, tais como a deformabilidade da barragem, a compressibilidade da água, os efeitos não lineares e a interação barragem-fundação (DU et al., 2006). As novas formulações, como em elementos finitos, têm sido complementadas com a evolução de computação de alta performance, o que tornou a análise dessas estruturas mais eficiente e realista. Além disso, eles trouxeram módulos de interação complexos, tornando a modelagem desse efeito mais laborioso e complexo do que a teoria da massa aderida (SCHEULEN et al., 2010). No entanto, eles resultam em aproximações melhoradas, pois são feitas considerações importantes, como os parâmetros e condições de contorno, que consideram a interação do fluido do reservatório com a fundação e a barragem, extensão infinita do reservatório e superfície livre.

Um método para representar a interação barragem-reservatório é modelar o reservatório com elementos acústicos ou elementos de fluido que utilizam a aproximação *Euleriana*, em que, como menciona Amina et al. (2015) os

deslocamentos são as variáveis na estrutura e as pressões são as variáveis no fluido, assim, um programa de computador para fins especiais é necessário para obter a solução dos sistemas acoplados.

3.3.2.1 Elemento de fluido acústico

Nesta seção é apresentada a descrição realizada por Chatterjee (2013) sobre formulação do elemento de fluido acústico utilizado pelo Diana®.

Westergaard (1933) desenvolveu expressões analíticas para calcular a pressão hidrodinâmica em uma barragem com a face de montante vertical sujeita a terremotos. Mais tarde, com o advento da análise de elementos finitos como uma ferramenta numérica eficiente e com o grande salto computacional, a análise numérica de barragens tornou-se mais fácil e rápida.

O elemento de contorno do fluido usado no modelo do Diana® pode representar três condições de contorno: absorção no leito, superfície livre e radiação de contorno ou condição de *Sommerfeld*.

A Figura 14 mostra o modelo genérico da interação fluido estrutura. O fluido é caracterizado por uma única variável de pressão dinâmica p e o acoplamento com a estrutura é obtido pela consideração das forças de interface e uma idealização padrão de elemento finito. Assumindo o estado linear do fluido, a equação de onda correspondente pode ser escrita pela equação (53).

$$\nabla^2 p = \frac{1}{c_s^2} \ddot{p} \quad (53)$$

Em que:

p = pressão hidrodinâmica (kN/m²)

c_s = velocidade de onda (m/s)

Na equação acima, c_s é a velocidade de onda definida pela equação (54).

$$c_s = \sqrt{\frac{\beta}{\rho}} \quad (54)$$

Em que:

β = módulo de compressibilidade do fluido (kN/m²)

ρ = densidade do fluido (m/s)

3.3.2.2 Condições de contorno da interação barragem-reservatório

Nessa seção são apresentadas as condições para a interação barragem-fundação reservatório. As quatro condições de contorno apresentadas esquematicamente na Figura 14. Essas interações são:

- Interação barragem-reservatório, Γ_I .
- Interação fundação-reservatório, Γ_b .
- Superfície do reservatório, Γ_s .
- Extremidade do reservatório, Γ_e .

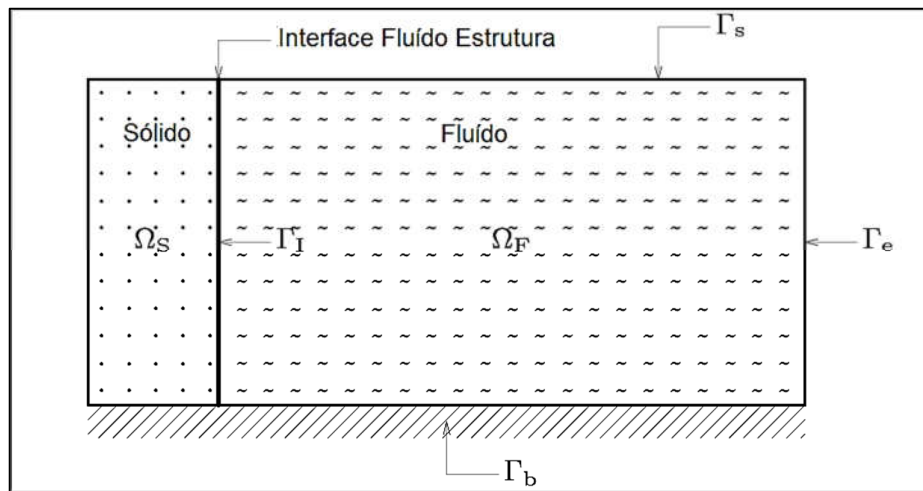


Figura 14 - Modelo interação Fluido Estrutura
Fonte: adaptado de Manie (2017)

3.3.2.2.1 Interação barragem-reservatório, Γ_I .

A interação fluido estrutura obedece a seguinte condição de contorno, em que a pressão no domínio do fluido é dado pela equação (55) o movimento do meio acústico é diretamente acoplado ao movimento de um sólido conforme condição estabelecida na equação (56).

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho_F n_F^T \ddot{u}_F \quad (55)$$

$$\partial n_s = p n_F \quad (56)$$

Em que

n_F = normal externo no domínio do fluido (-)

n_S = normal externo no domínio da estrutura (-)

\ddot{u}_F = aceleração no domínio do fluido (m/s²)

\ddot{u}_S = aceleração no domínio da estrutura (m/s²)

A continuidade entre os elementos de fluido e estruturais é assegurada mantendo os deslocamentos normais do fluido e da estrutura iguais conforme a equação (57).

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho_F n_F^T \ddot{u}_S \quad (57)$$

3.3.2.2 Superfície do reservatório, Γ_S .

A condição de superfície livre (superfície da água) é dada pela equação (58).

$$p = \rho_F g u_z \quad (58)$$

Em que:

g = aceleração da gravidade (m²/s)

u_z = deslocamento normal à superfície (m)

z = distância normal à superfície livre (m)

Usando a seguinte relação entre a aceleração (normal à superfície livre) e a mudança de pressão em relação à profundidade do líquido dado pela equação (59).

$$\ddot{u}_z = \frac{-1}{\rho_F} \frac{\partial p}{\partial z} \quad (59)$$

Pode-se obter a condição de superfície livre linearizada para as ondas de primeira ordem, reescrevendo equação (60).

$$\frac{\partial p}{\partial z} = -\frac{1}{g} \ddot{p} \quad (60)$$

3.3.2.2.3 Extremidade do reservatório, Γ_E .

A condição de *Sommerfeld* fisicamente significa que as ondas produzidas e irradiadas das fontes devem se espalhar para o infinito com a velocidade c_s , e nenhuma onda pode ser irradiada do infinito para as singularidades do campo. Esta condição tem sido amplamente utilizada para investigar problemas incompressíveis de radiação de ondas de água. Esta condição de limite de radiação para domínio de fluido de extensão infinita pode ser estabelecida como se segue. Pode-se supor que apenas existiriam ondas planas se o limite do fluido tivesse sido colocado a uma distância suficientemente grande. Nesse caso, as ondas de entrada não estão presentes e a equação (61) se torna válida.

$$p = f(x - c_s t) \quad (61)$$

Em que x positivo denota a direção externa. Tomando derivadas parciais de p em relação ao espaço (x) e tempo (t) e depois eliminando f das equações resultantes, pode-se obter a condição de limite de radiação, equação (62).

$$\frac{\partial p}{\partial x} = -\frac{1}{c_s} \dot{p} \quad (62)$$

A condição acima é denominada como condição de radiação de *Sommerfeld* e seria aplicada em um plano normal à direção da velocidade da onda.

3.3.2.2.4 Interação fundação reservatório, Γ_B

Outro aspecto importante é definir uma condição que é aplicável na parte inferior do domínio fluido. O leito do reservatório reflete parcialmente as ondas e a extensão da reflexão ou absorção dependem do material do leito que é representado por um coeficiente de reflexão de onda e é dado pela equação (63).

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\frac{1 - \alpha\beta}{c_s(1 + \alpha\beta)} \dot{p} \quad (63)$$

Em que:

$\alpha\beta$ = coeficiente de reflexão da onda no fundo do reservatório (-)

Na equação (63) $\alpha\beta$ o coeficiente é uma razão entre a amplitude da onda de pressão hidrodinâmica refletida e a amplitude da onda de pressão de propagação incidente no fundo do reservatório. O coeficiente de reflexão da onda, no DIANA®, pode variar entre -1,00 para absorção total e uma fundação flexível e +1,00 reflexão total em uma fundação rígida.

3.4 NÃO LINEARIDADES ESTRUTURAIS

Este item apresenta uma abordagem realizada por Berneheim (2016) sobre os conceitos de não linearidades estruturais apresentadas por Cook (2002).

3.4.1 Análises Não Lineares

Com análises não lineares, é possível descrever fenômenos que se afastam do comportamento estritamente linear. Portanto, o método é versátil, e aplicável a uma ampla variedade de problemas. No entanto, a capacidade de descrever um comportamento não linear envolve complexidade na produção de modelos matemáticos e numéricos realistas, para representar esses fenômenos, bem como resolver as equações não lineares resultantes. Dentro do campo da engenharia estrutural, a não linearidade pode ser categorizada em três grupos principais.

- Material
- Geométrico
- Contato

O fator comum para todas as categorias é que a solução é dependente do deslocamento. Este fato produz a mesma dificuldade para um algoritmo de solução dinâmica implícita, bem como para um algoritmo estático equivalente. Métodos semelhantes são, portanto, aplicados à solução. Dentro de um passo de tempo Δt , iterações podem ser necessárias para a solução convergir, isto é, para satisfazer as equações de equilíbrio.

3.4.2 Não linearidade Material

Decorre do fato do material não apresentar uma relação tensão deformação linear (não segue a lei de *Hooke*), isto é, o comportamento do material não é elástico linear. Os efeitos não lineares são descritos por formas mais complexas de equações constitutivas (matrizes constitutivas não lineares e/ou equações constitutivas em termos de taxas ou incrementos). Pode-se ter também não linearidade física nas relações momento rotação de conexões semirrígidas ou flexíveis, ou de rótulas inelásticas oriundas de mecanismos de colapso localizados (flambagem, plastificação ou fissuração localizadas em componentes estruturais).

3.4.3 Não Linearidade Geométrica.

Uma estrutura pode ter um comportamento não linear, ainda que constituída de um material que obedeça à lei de *Hooke*. Para valores relativamente grandes de deslocamentos, a deflexão lateral de um membro pode trazer como consequência, o aparecimento de esforços adicionais consideráveis, denominadas de segunda ordem, em virtude da presença de um esforço normal. A esse tipo de comportamento não linear, dá-se o nome de não linearidade geométrica. Neste caso os efeitos não lineares estão associados às equações de equilíbrio, que consideram a configuração deformada, e as relações deformação deslocamento. A hipótese de primeira ordem é uma aproximação linear, no qual o equilíbrio é considerado na estrutura sem deformação.

3.4.4 Não linearidade de contato

A não linearidade de contato pode ser da forma em que uma junta é submetida a abertura e fechamento. Tal comportamento pode levar a uma variação na área e tensões de contato. As partes deslizantes podem exercer forças de atrito. A implementação de contato em cálculos de elementos finitos é comumente alcançada pela aplicação de elementos de contato com formulações adequadas a cada condição particular.

4 METODOLOGIA

Esta seção apresenta a barragem em estudo, os processos metodológicos e considerações adotadas no desenvolvimento dos modelos em elementos finitos para as análises estruturais.

4.1 BARRAGEM EM ESTUDO

Uma análise das tensões e deformações foi realizada em uma barragem em arco gravidade de concreto compactado com rolo (CCR), atualmente em fase de estudos preliminares, localizada no distrito de Siirt na Turquia, que é uma região sismicamente ativa ao longo da placa tectônica sudeste Anatoliana.

A barragem apresentada na Figura 15 tem a crista na El. 985,00 m e a base na El. 829,00 m, o que resulta numa altura máxima de 156,00 m. Apresenta a face de montante reta na direção vertical e inclinação a jusante é de 0,50 H: 1,00 V.

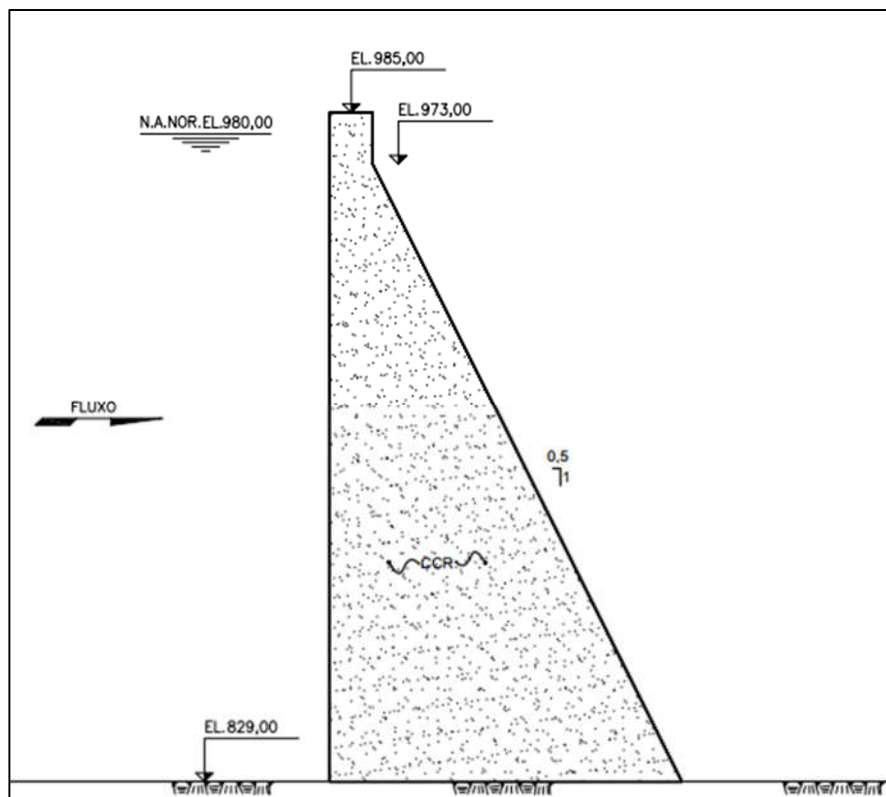


Figura 15 - Perfil da barragem

Fonte: Autoria própria

Na horizontal a face de montante apresenta uma curvatura em arco com raio de 253,00 m. O comprimento desenvolvido em arco de ombreira a ombreira é de 336,00 metros é dividido radialmente em 9 blocos com espaçamento angular de 8° entre cada bloco, conforme Figura 16.

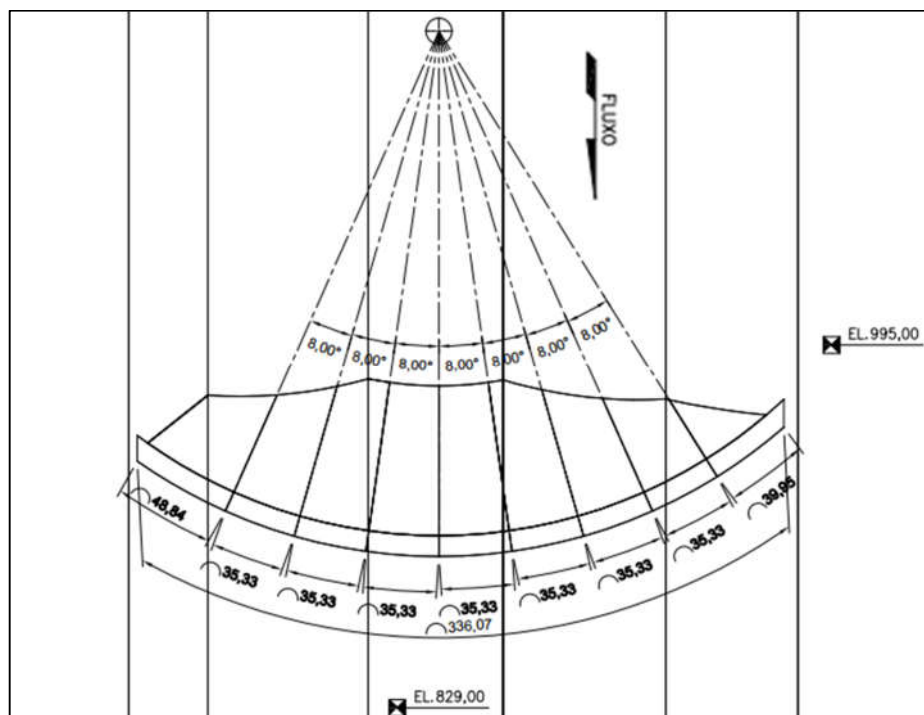


Figura 16 - Vista superior da barragem

Fonte: Autoria própria

A representação do vale do leito rio é uma simplificação da topografia do local de implantação da barragem. A ombreira direita sobe com uma inclinação média de 1,05 H: 1,00 V a partir da cota da base até a El. 903,40, a partir desse ponto até o topo do terreno a ombreira se fecha numa inclinação de 0,70 H: 1,00 V. A ombreira esquerda sobe com uma inclinação média de 1,05 H: 1,00 V a partir da cota da base até a El. 902,40, a partir desse ponto até o topo do terreno a ombreira se fecha numa inclinação de 0,40 H: 1,00 V. O que confere uma assimetria entre a ombreira esquerda e a ombreira direita.

O fundo do vale apresenta uma largura aproximada de 65,00 m e o topo do terreno possui uma largura aproximada de 322,60 m, conforme Figura 17.

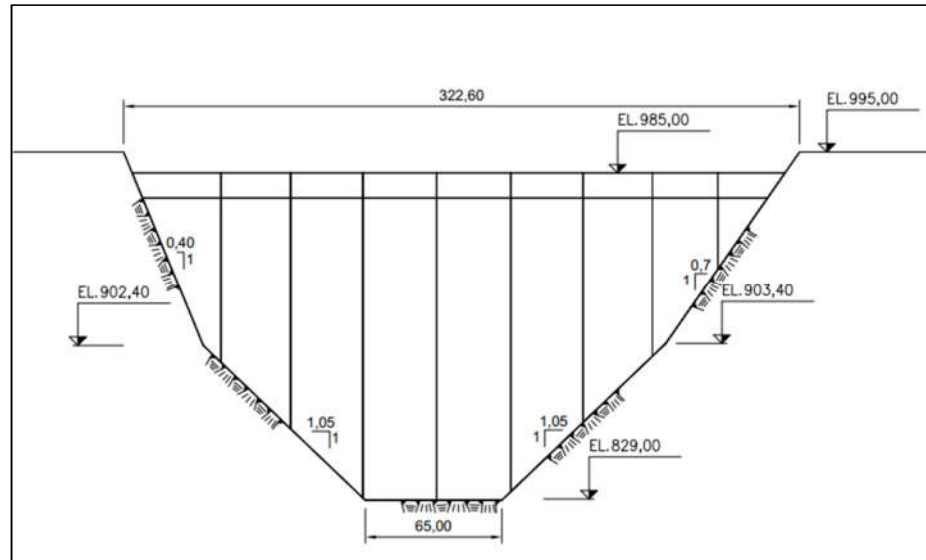


Figura 17 - Vista de montante da barragem

Fonte: Autoria própria

4.2 MODELO GEOMÉTRICO

O modelo geométrico tridimensional (Figura 18) da barragem de concreto e do maciço rochoso foi construído através do programa AutoCad®.

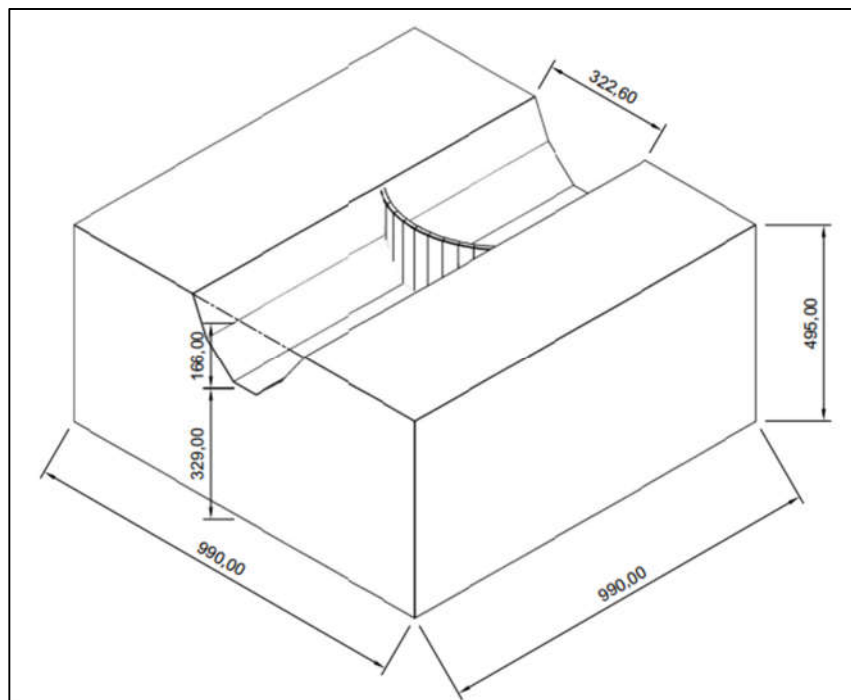


Figura 18 - Modelo geométrico da barragem e do maciço de rocha

Fonte: Autoria própria

A geometria da estrutura de concreto teve suas dimensões detalhadas anteriormente. O topo de rocha foi modelado com dimensão vertical de 495,00 m, o que representa aproximadamente 3 vezes a altura máxima da barragem, a largura e comprimento modelado com dimensão de 990,00 m, o que representa aproximadamente 3 vezes o comprimento da crista, que segue aproximadamente os critérios apresentados anteriormente.

4.3 MODELO EM ELEMENTOS FINITOS

Tendo como base geométrica o modelo apresentado no item anterior, o modelo numérico foi construído no programa Diana® que é dedicado à análises tridimensionais com base no método de elementos finitos.

4.3.1 Malha da barragem arco gravidade

A da barragem será composta por elementos tetraédricos com arestas de dimensões de 8,0 m no corpo da estrutura e com refinamento para as regiões de contato concreto fundação em que os elementos são reduzidos para as dimensões de 4,0 m.

Para esse estudo foi selecionado o tetraedro *CTE30* (Figura 19) que é um elemento isoparamétrico de pirâmide de 3 faces e 10 nós, com interpolação quadrática e integração numérica.

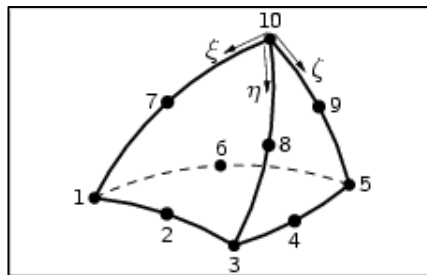


Figura 19 - Elemento CTE30

Fonte: Manie (2017)

O polinômio de translação U_{xyz} pode ser representado conforme equação (64)

$$u_i(\xi, \eta, \zeta) = a_0 + a_1\xi + a_2\eta + a_3\zeta + a_4\xi\eta + a_5\eta\zeta + a_6\xi\zeta + a_7\xi^2 + a_8\eta^2 + a_9\zeta^2 \quad (64)$$

Em que:

ξ, η, ζ = coordenadas normalizadas do elemento (-)

Tipicamente, esses polinômios produzem uma tensão e distribuição de tensão linearmente variável sobre o volume do elemento. No contato concreto rocha a estrutura está totalmente vinculada à fundação em todo o perímetro de contato, no leito do rio e nas ombreiras.

Representação da malha em elementos finitos na Figura 20.

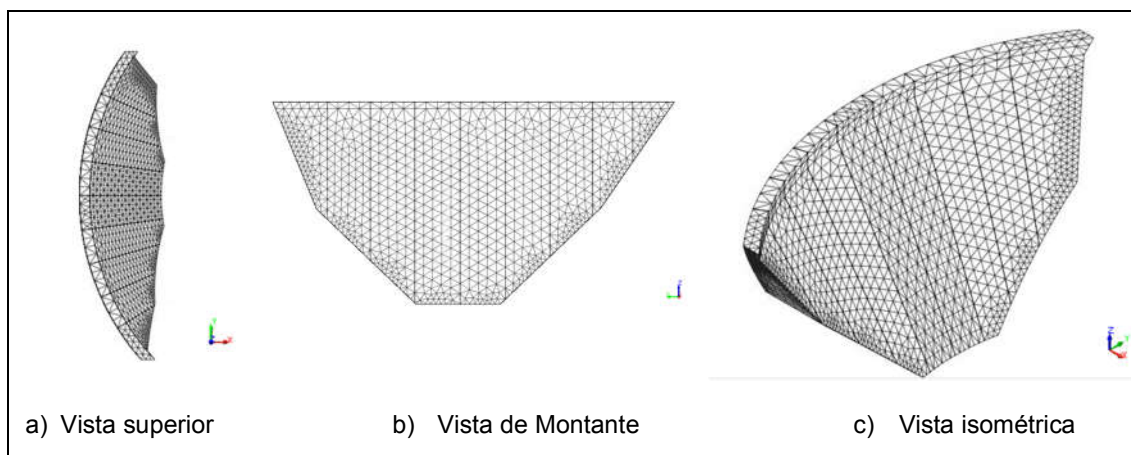


Figura 20 - Malha de elementos finitos da barragem
Fonte: Autoria própria

Os elementos de composição da estrutura da barragem terão o comportamento do material de Concreto Compactado com Rolo considerando o como isotrópico elástico linear.

4.3.2 Malha da fundação

A malha do maciço rochoso é composta por elementos tetraedricos com dimensões de variam conforme se aproximam da barragem, com elementos maiores nos limites da fundação e com elementos menores junto à fundação da barragem. Nos contornos os elementos iniciam com controle de dimensão de 100,0 m, o controle de 50,0 ocorre nos elementos imediatamente próximos ao contorno, variando para elementos com 20,0 m. Próximo à região de vinculação concreto rocha a malha varia de 10,0 m para elementos de 4,0 m.

Para esse estudo foi selecionado o tetraedro *CTE30* (Figura 19), que compõe a malha em elementos finitos na Figura 21.

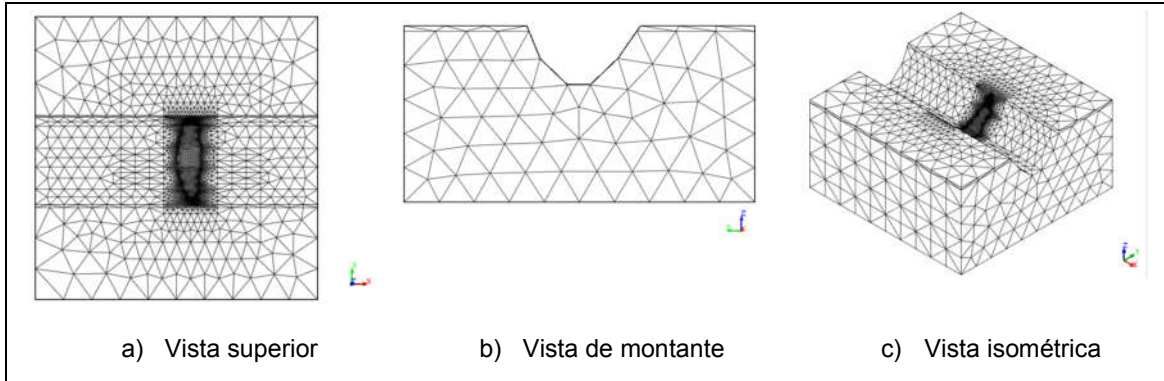


Figura 21 - Malha do elementos finitos do maciço rochoso

Fonte: Aatoria própria

Os elementos do maciço rochoso terão o comportamento do material considerado como isotrópico elástico linear

4.3.3 Malha do Reservatório

O reservatório é modelado por malhas de elementos tridimensionais, que para esse estudo foi selecionado o tetraedro *CTE10H* (Figura 22) que é um elemento isoparamétrico de pirâmide de 3 faces e 10 nós, com interpolação quadrática e integração numérica.

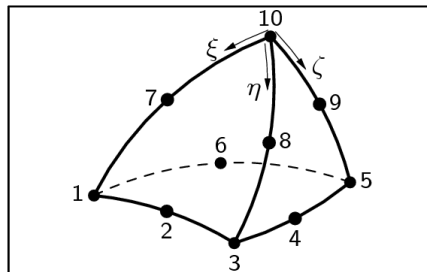


Figura 22 - Elemento CTE10H

Fonte: Manie et al (2016)

O polinômio para o potencial ϕ pode ser expressado conforme equação (65):

$$\phi(\xi, \eta, \zeta) = a_0 + a_1\xi + a_2\eta + a_3\zeta + a_4\xi\eta + a_5\eta\zeta + a_6\xi\eta + a_7\xi^2 + a_8\eta^2 + a_9\zeta^2 \quad (65)$$

O modelo do reservatório se conforma em toda a topografia do vale e também à geometria da face da barragem. A representação do meio fluído é composta por uma malha de elementos tetraédricos com dimensão de 50,0 m em sua maior parte

transicionando para a malha da face da barragem na região de contato concreto água. Representação da malha em elementos finitos na Figura 23.

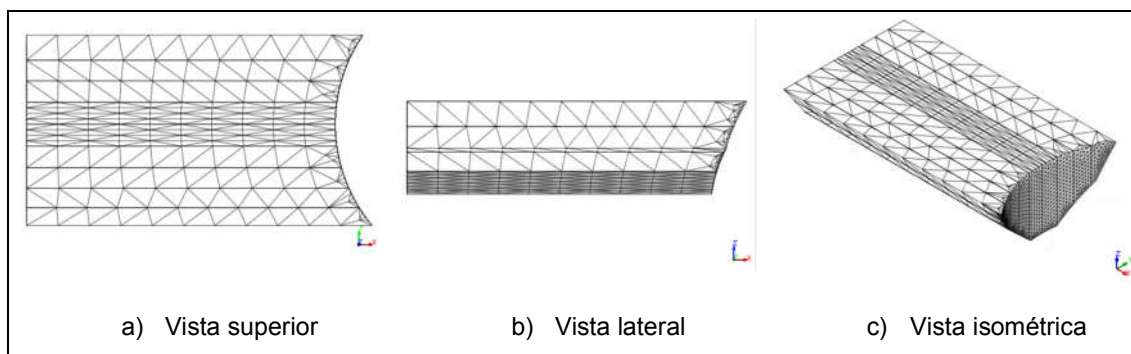


Figura 23 - Malha de elementos finitos do reservatório

Fonte: Autoria própria

Essa modelagem assume o comportamento de fluido incompressível, que permite a transferências dos esforços dinâmicos gerados pelo sismo à estrutura por meio de acoplamento de massa à face de montante da barragem.

4.3.4 Malha das juntas de contração

As juntas de contração foram modeladas com elementos de interface para representar a não linearidade geométrica no contato entre os blocos da barragem, para representar esse fenômeno foi adotado o elemento *CT36I* (Figura 24), que é um elemento de interface entre dois planos numa configuração tridimensional. Os eixos locais x , y e z para os deslocamentos são localizados como eixo x a aresta entre os nós 1 e 2 e o eixo z perpendicular ao plano. Variáveis são orientadas nos eixos locais x , y e z . O elemento é baseado em interpolação quadrática.

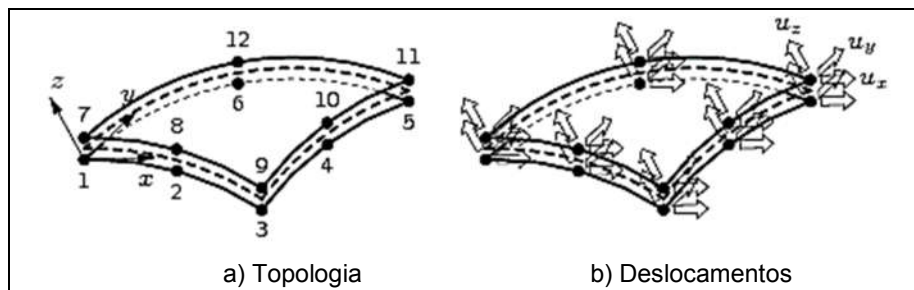


Figura 24 - Elemento *CT36I*

Fonte: Manie (2017)

As juntas de contração são compostas por uma malha de elementos triangulares planos bidimensionais, que conectam os elementos sólidos dos blocos da barragem e dessa forma a malha terá a mesmas dimensões das arestas da barragem,

já que os elementos sólidos e planos possuem vinculação completa no plano da junta de contração. A representação da malha em elementos finitos está na Figura 25.

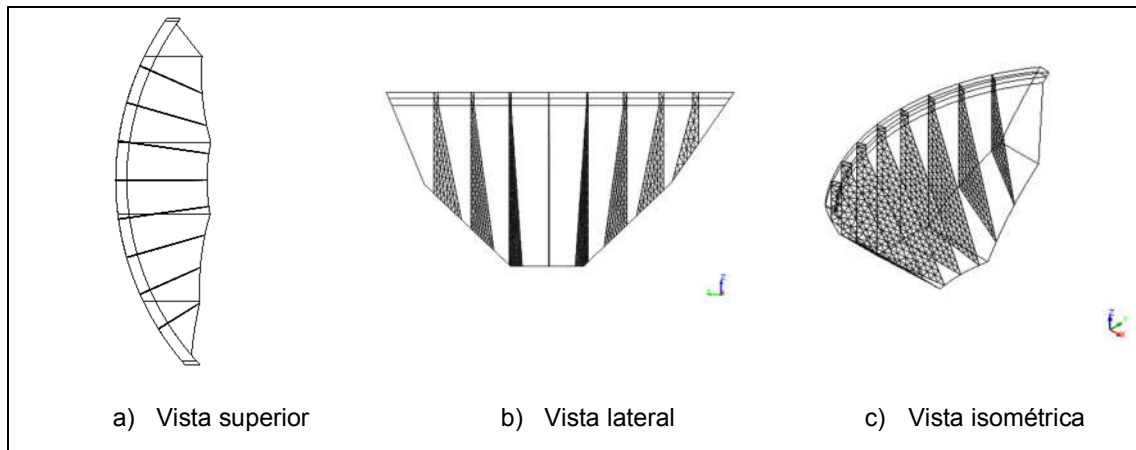


Figura 25 - Malha de elementos finitos da interface da junta de contração

Fonte: Autoria própria

4.3.5 Modelo da interface reservatório barragem

A interação do reservatório com a estrutura da barragem é realizada através de um elemento de interface *BT18S6* (Figura 26) que é um elemento plano de interface fluido estrutura que é localizado entre as faces de elementos estruturais quadráticos (tridimensionais) e elementos de fluido quadrático tridimensional.

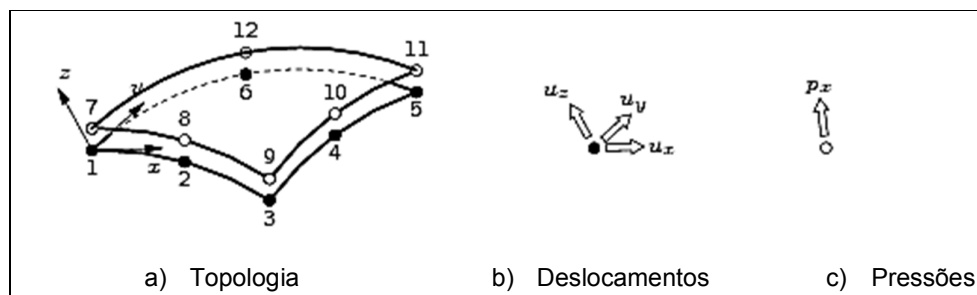


Figura 26 - Elemento *BT18S6*

Fonte: Manie et al (2016)

Com base na interpolação quadrática isoparamétrica para deslocamentos e interpolação linear para as pressões, ele modela a continuidade entre o deslocamento normal no lado estrutural e a pressão no lado fluido.

A interação representada pela água do reservatório e a estrutura da barragem é realizada pelos elementos de interface que estão completamente vinculados à face da barragem em todos os nós, Figura 27, de forma que a malha possui as mesmas dimensões do da malha corpo da barragem, da crista até o engastamento nas

encostas e fundo de vale, e acompanham toda a geometria em curva da face de montante da barragem.

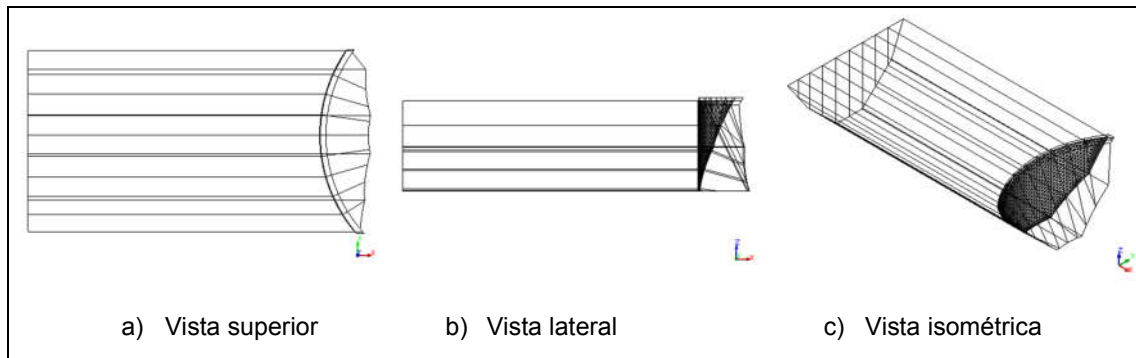


Figura 27 - Malha de elementos finitos da interface barragem-reservatório

Fonte: Autoria própria

Essa interface entre o meio fluido e a estrutura de concreto desenvolve o efeito dinâmico do reservatório sob excitação sísmica à estrutura, em que se considera que a água adiciona uma porção de massa à face montante da barragem que sob acelerações sísmicas amplificam os esforços hidrostáticos atuantes.

4.3.6 Condições de contorno

As condições de contorno aplicadas no modelo do maciço rochoso e no modelo do reservatório são os seguintes

4.3.6.1 Delimitação do maciço rochoso

Para boa representação da rocha da fundação, foi adotado um volume apropriado do maciço rochoso da fundação com extensão mínima que representa adequadamente os efeitos de flexibilidade da fundação, em que o critério de raio mínimo da fundação, R_f , foi selecionado como uma distância que para qualquer aumento de R_f tem efeitos insignificantes e tensões e deformações na barragem, adotando o critério indicado pelo USACE (1994), em que o raio da fundação R_f em relação à altura da barragem, seja $R_f > (E_c/E_r)H$. Para esse estudo essa relação resulta em $R_f > 2H$, sendo adotada a relação de $R_f = 3H$ para limitar a extensão do domínio da fundação, aplicando as condições de contorno rígidas restringindo as translações das direções x, y e z , conforme demonstrado na Figura 28. Por

consequência a mesma limitação se estende a extensão do domínio do fluido do reservatório.

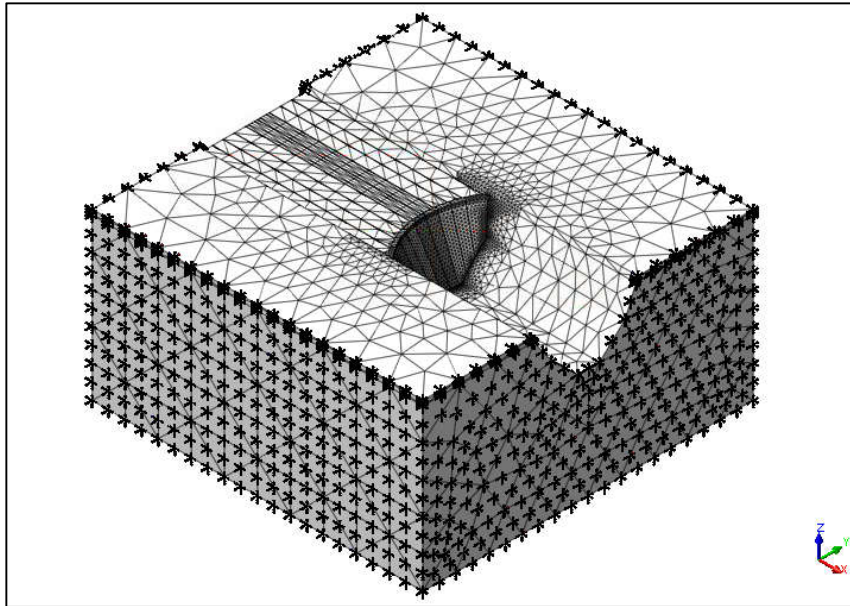


Figura 28 - Condições de contorno do maciço rochoso
Fonte: Autoria própria

4.3.6.2 Delimitação do fluido do reservatório

As delimitações do sólido do reservatório (Figura 29) são determinadas pelas seguintes interações:

- Interação barragem-reservatório que é realizada pelo elemento de interface que transmite as pressões do fluido para a estrutura da barragem.
- Interação fundação-reservatório no contato entre os elementos de fluido e os elementos da fundação, determina a reflexão da pressão hidrodinâmica pela fundação. Quanto mais rígida a fundação, maior a reflexão da pressão
- Superfície do reservatório, definida como superfície livre, em que a pressão na superfície é a pressão atmosférica.
- Extremidade do reservatório está a uma distância da estrutura que se assume o limite da extensão infinita do reservatório,

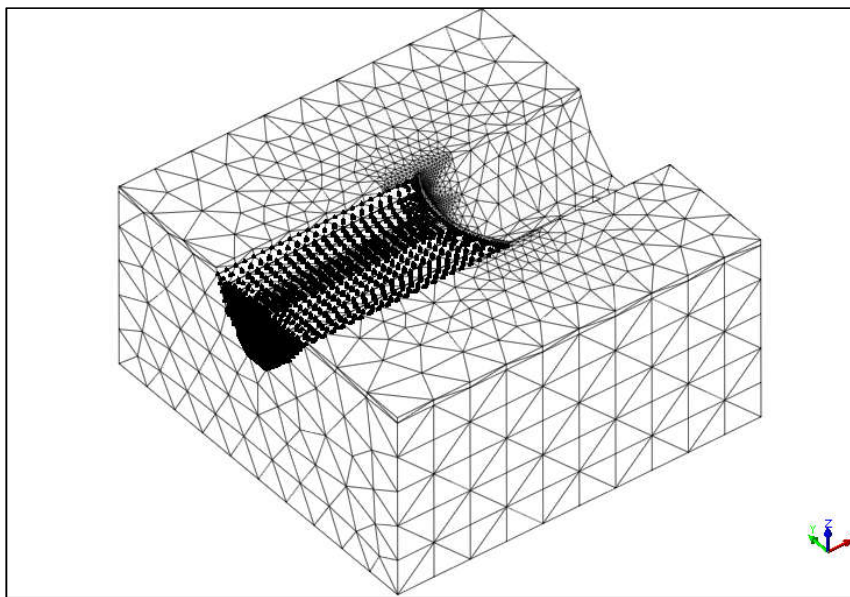


Figura 29 - Condições de contorno do reservatório
Fonte: Autoria própria

4.3.7 Modelos de análise

As análises foram realizadas nos modelos conforme apresenta a Tabela 4, o sistema completo em elementos finitos tridimensional, fundação barragem-reservatório é apresentado na Figura 30.

Tabela 4 -Modelos de análise

| Modelos | Análises | | |
|-----------------------------|----------|-------------|----------|
| | Estática | Frequências | Dinâmica |
| Modelo Com Junta Sem Fluido | 1 | 1 | |
| Modelo Sem Junta Sem Fluido | 1 | 1 | |
| Modelo Com Junta Com Fluido | | 1 | 1 |
| Modelo Sem Junta Com Fluido | | 1 | 1 |

Fonte: Autoria própria

Todos os modelos consideram a estrutura engastada na fundação, sem descontinuidade entre a estrutura e a fundação.

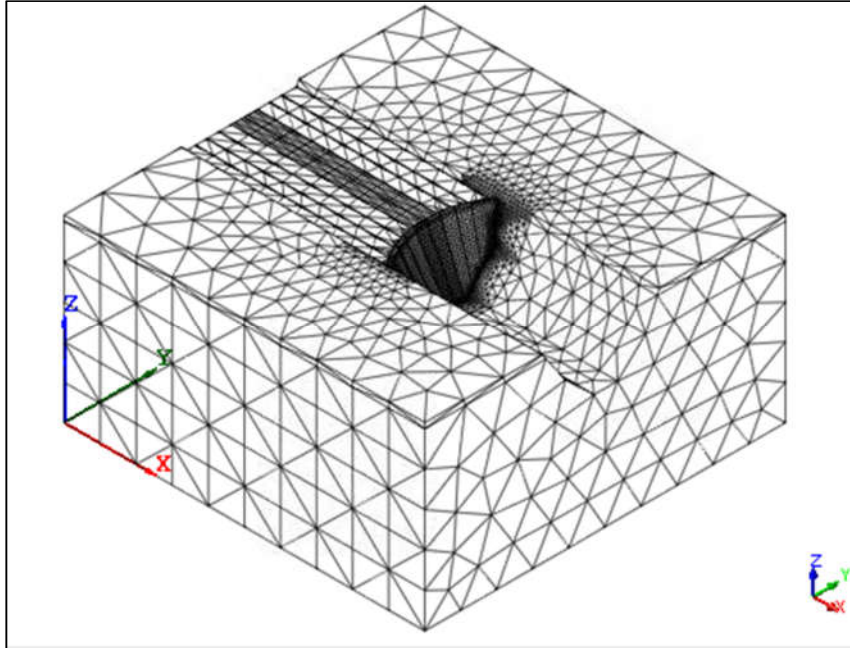


Figura 30 - Malha do modelo completo em elementos finitos
Fonte: Autoria própria

4.3.8 Refino da malha

Uma forma de melhorar a qualidade da solução obtida pelo método de elementos finitos é refinar a malha. Na literatura existem duas estratégias básicas de refino, o refino p e o refino h, (COOK, 2002):

- O refinamento h, onde h se refere ao tamanho do elemento, é a opção de aumentar o número do mesmo tipo de elemento para diminuir o erro de discretização. O que resulta em um refinamento linear.
- O Refinamento p, onde p se refere ao maior grau polinomial do elemento. O aumento de p fornece um número maior de nós de um elemento e maior capacidade de representação. O refinamento, entretanto, não é uniforme, já que o refinamento p é dependente do polinômio do elemento.

Os estudos de refino de malha foram realizados no contato barragem-fundação e também no corpo da barragem. A análise de convergência de tensões foi realizada com os valores de tensões na base da estrutura, no contato com a fundação, obtidas entre os pontos 1 e 2. A análise de frequências naturais da estrutura foi realizada com os valores extraídos do ponto 3, esses pontos estão localizados na Figura 31.

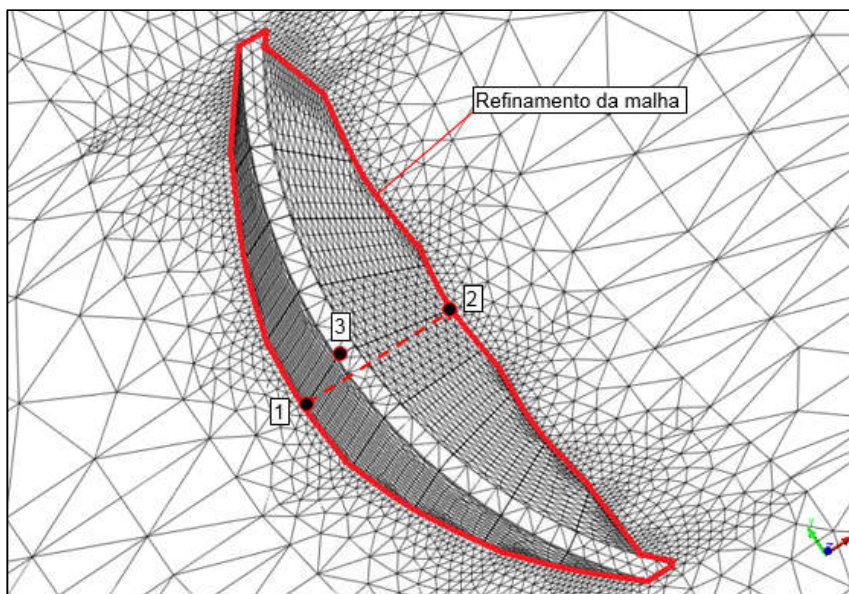


Figura 31 - Pontos de análise de refino da malha
Fonte: Autoria própria

4.3.8.1 Contato barragem-fundação

No contato concreto rocha assume-se um comportamento elástico entre a barragem e a fundação. Dessa forma, nessa região, principalmente no perímetro montante e jusante da barragem, há a necessidade de realizar um estudo de convergência através do refinamento da malha, para adequar a representação nas zonas de concentração de tensões.

O refinamento realizado levou em conta a convergência nos valores de tensões obtidas na base, onde o tamanho dos elementos h foi reduzido sucessivamente a partir da dimensão $h = 10,0$ m para $h = 4,0$ m, do corpo da barragem para a base, como pode ser observado na Figura 32.

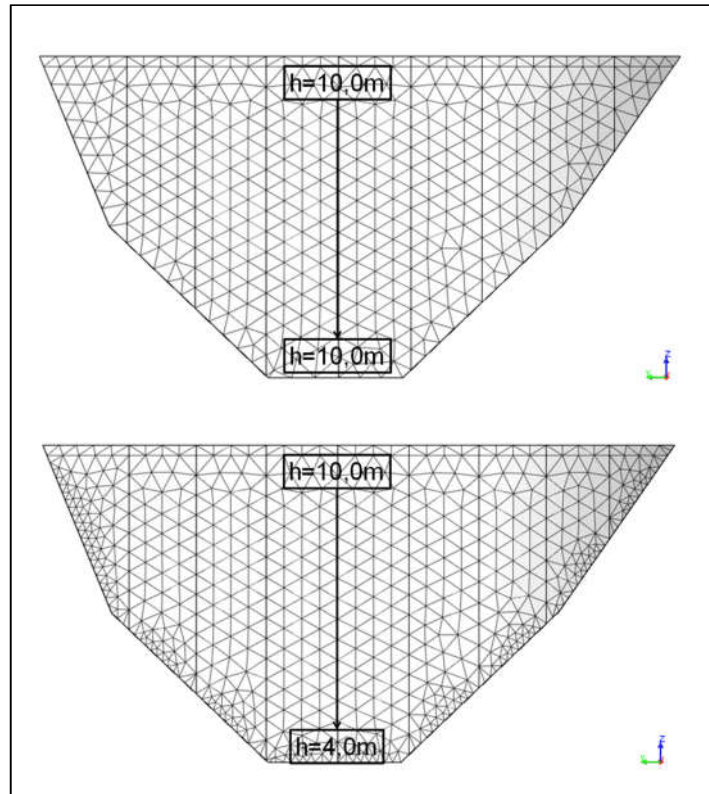


Figura 32 - Refino da malha na base da barragem
Fonte: Autoria própria

A Figura 33 demonstra a convergência das tensões verticais medidas entre o pé de montante e o pé de jusante na direção do fluxo (Pontos 1 e 2, Figura 31), onde observa-se uma convergência nos valores de tensões com a dimensão de malha $h = 4,0\text{ m}$.

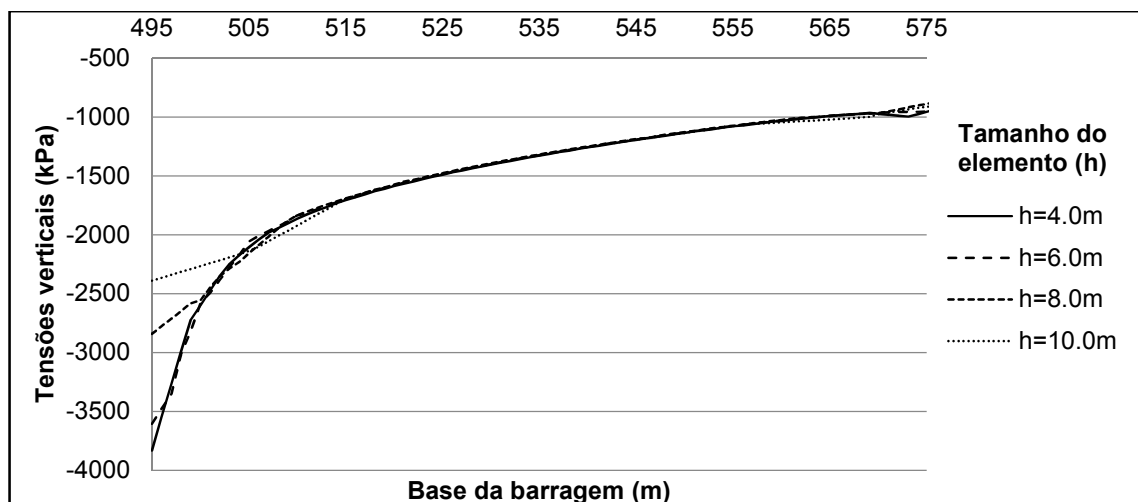


Figura 33 - Convergência da malha na base
Fonte: Autoria própria

4.3.8.2- Estrutura da barragem

Durante a análise dinâmica da estrutura a malha adotada deverá representar de maneira consistente a resposta da estrutura às excitações sísmicas provocadas pelo movimento da fundação.

Na verificação da malha da barragem foi adotado como critério a verificação das convergências das vibrações naturais em 10 modos.

O refinamento realizado levou em conta convergência nos valores das frequências obtidas no corpo da estrutura, onde o tamanho dos elementos foi reduzido sucessivamente a partir da dimensão $h = 10,0$ m para $h = 4,0$ m, a partir da base para o corpo da barragem, como pode ser observado na Figura 34.

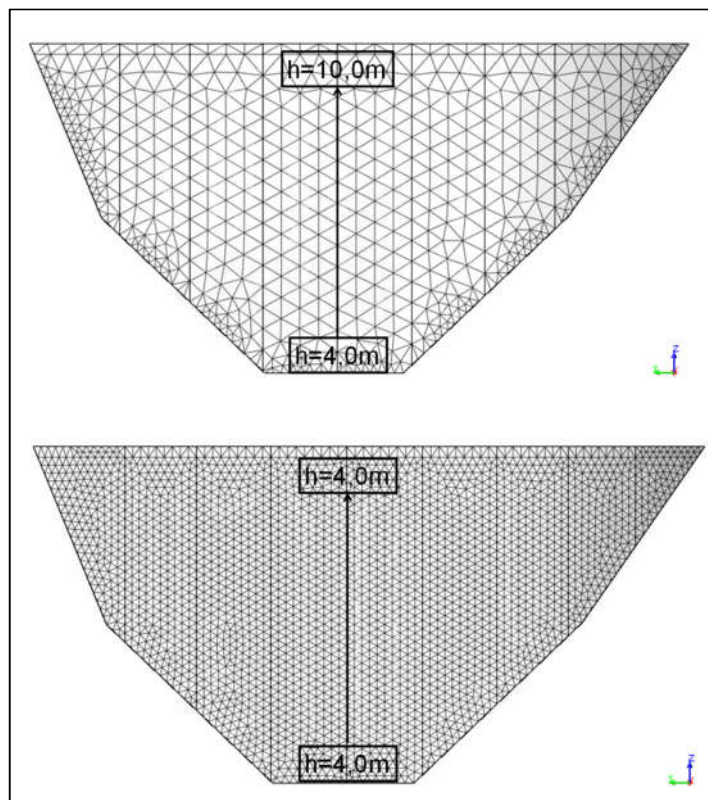


Figura 34 - Refino da malha no corpo da barragem

Fonte: Autoria própria

A Figura 35 demonstra a convergência das tensões verticais medidas na crista da barragem, no ponto central onde haverá a maior amplitude de deslocamentos (Ponto 3, Figura 31), Observa-se uma convergência imediata nos valores de frequência na primeira variação da malha com a dimensão de malha $h = 8,0$ m.

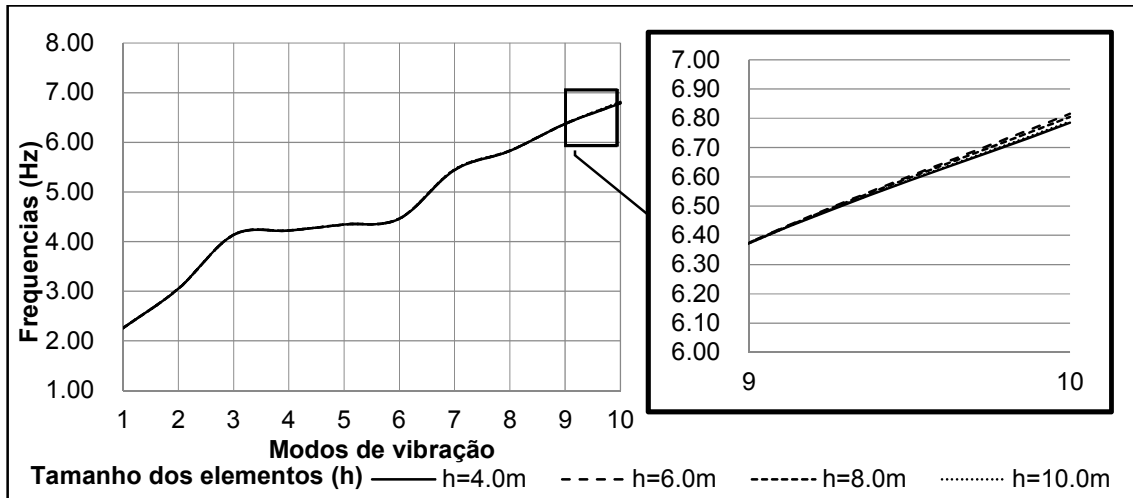


Figura 35 - Convergência da malha da estrutura
Fonte: Autoria própria

4.4 PROPRIEDADE DOS MATERIAIS

4.4.1 Concreto Compactado com Rolo (CCR)

Foi considerado que o concreto compactado com rolo, que compõe a estrutura da barragem em arco gravidade, terá as propriedades adotadas conforme indica Pacelli (1997) que apresenta os valores obtidos para o módulo de elasticidade do concreto de amostras retiradas em projetos existentes, Figura 36.

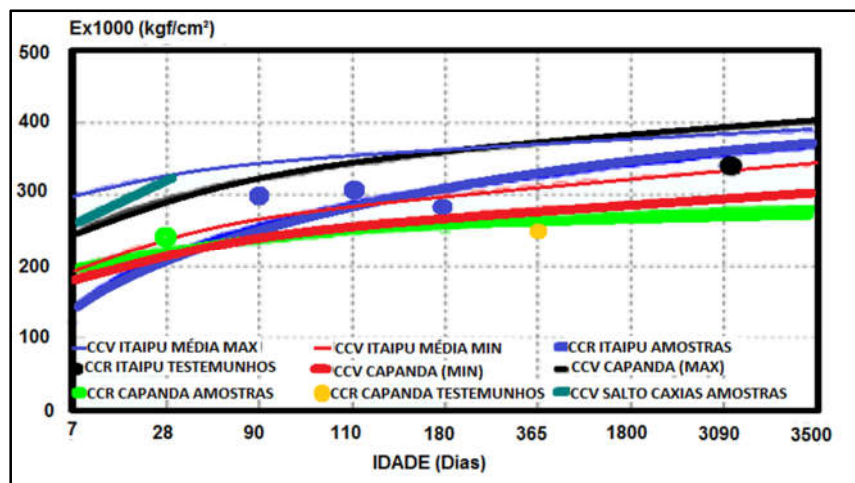


Figura 36 - Módulo de elasticidade do CCR de amostras de barragens
Fonte: Adaptado de Pacelli (1997).

Assim serão adotados os parâmetros elásticos de 20,00 Gpa para o módulo de elasticidade e 0,20 para o coeficiente de Poisson, que conforme menciona Andriolo (1998) para o CCR apresenta valores similares aos valores obtidos para concreto convencional que varia de 0,17 a 0,22.

4.4.2 Rocha da fundação

Na região da barragem os maciços rochosos estão compreendidos principalmente por quartzo xisto, gnaiss e quartzitos. Vallejo et al. (2002) apresenta valores de módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson para rochas intactas, Figura 37.

| Rocha Sã | Módulo de elasticidade estático, E kg/cm ² (x 10 ⁵) | Módulo de elasticidade dinâmico, E_d kg/cm ² (x 10 ⁵) | Coefficiente de Poisson, ν |
|------------|--|--|--------------------------------|
| Andesito | 3.0-4.0 | | 0.23-0.32 |
| Anfibolito | 1.3-9.2 | 4.6-10.5 | |
| Anhidrito | 0.15-7.6 | | 0.1-0.4 (0.24-0.31) |
| Arenito | 0.3-6.1 | 0.5-5.6 | 0.19-0.38 (0.25) |
| Basalto | 3.2-1.0 | 4.1-8.7 | 0.12-0.33 (0.25-0.30) |
| Calcário | 1.5-9.0 (2.9-6.0) | 0.8-9.9 | 0.08-0.24 (0.11-0.15) |
| Quartzito | 2.2-10 (4.2-8.5) | | 0.28 |
| Diabásio | 6.9-9.6 | 6.0-9.8 | |
| Diorito | 0.2-1.7 | 2.5-4.4 | |
| Dolomia | 0.4-5.1 | 2.2-8.6 | 0.29-0.34 |
| Gabro | 1-6.5 | | 0.12-0.20 |
| Gnaiss | 1.7-8.1 (5.3-5.5) | 2.5-10.5 | 0.08-0.40 (0.20-0.30) |
| Xisto | 0.6-3.9 (2.0) | | 0.01-0.31 (0.12) |
| Granito | 1.7-7.7 | 1.0-8.4 | 0.1-0.4 (0.18-0.24) |
| Grauvaca | 4.7-6.3 | 2.3-10.7 | |
| Siltito | 5.3-7.5 | 0.7-6.5 | 0.25 |
| Foelho | 0.3-2.2 | 1.0-7.0 | 0.25-0.29 |
| Marga | 0.4-3.4 | 1.0-4.9 | |
| Mármore | 2.8-7.2 | | 0.1-0.4 (0.23) |
| Micaxisto | 0.1-2.0 | | |
| Filito | 0.5-3.0 | | |
| Sal | 0.5-2.0 | | 0.22 |
| Turfá | 0.3-7.6 | | 0.24-0.29 |
| Giz | 1.5-3.6 | | |

Valores máximos e mínimos. Valores médios entre aspas.

Figura 37 - Módulo de elasticidade das rochas

FONTE: Adaptado de Vallejo et al. (2002)

Para o gnaiss, o módulo de elasticidade apresenta valores médios de na faixa de 17,00 a 81,00 GPa e coeficiente de Poisson de 0,08 a 0,40, módulo de

elasticidade de 5,00 a 30,00 GPa para o xisto e módulo de elasticidade de 22,00 a 100,00 GPa para o quartzito.e coeficiente de Poisson de 0,08 a 0,24.

Rocha (1973) apresenta valores de módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson para rochas intactas e alteradas, como mostrado na Figura 38, em que, para o gnaissse alterado, o módulo de elasticidade é de 50,00 GPa e coeficiente de Poisson de 0,09, para o gnaissse intacto esses valores são respectivamente 93,00 GPa e 0,22. Dependendo da direção da xistosidade, módulo de elasticidade para o xisto varia entre 3,85 a 13,50 GPa e o coeficiente de Poisson de 0,14 a 0,20. O módulo de elasticidade adotado para o quartzito de 75,60 GPa e coeficiente de Poisson de 0,26.

| Tipo de rocha | E (10^3 kg/cm^2) | ν | σ_c kg/cm ² |
|------------------------|---------------------------------|-------|----------------------------------|
| Granito são | 760 | 0,21 | 1180 |
| Granito alterado | 204 | 0,10 | 350 |
| Granito muito alterado | 125 | 0,09 | 139 |
| Granodiorito | 665 | 0,23 | 1981 |
| Basalto | 1000 | 0,27 | 2155 |
| Pórfiro | 960 | 0,26 | 917 |
| Gnaissse | 933 | 0,22 | 1600 |
| Gnaissse alterado | 501 | 0,09 | 1150 |
| Xisto * | 1350 | 0,20 | 935 |
| Xisto * | 635 | 0,21 | 750 |
| Xisto ** | 385 | 0,14 | 1140 |
| Micaxisto * | 760 | 0,23 | 495 |
| Ardósia | 773 | 0,14 | 1740 |
| Quartzito | 756 | 0,26 | 3000 |
| Calcário | 830 | 0,23 | 1130 |
| Gesso | 88 | 0,19 | 137 |
| Cré | 40 | 0,22 | 32 |
| Grés | 538 | 0,25 | 820 |
| Conglomerado | 1060 | 0,20 | 2440 |

* Paralelo à xistosidade.
** Normal à xistosidade.

Figura 38 - Módulo de elasticidade das rochas,
Fonte: Adaptado de Rocha (1973)

Os parâmetros de referência apresentados por Vallejo et al. (2002) e por Rocha (1973) são referentes a amostras de rocha tanto intactas de amostras mais profundas, como de amostras alteradas. São referentes a composições mais superficiais, e não levam em conta as descontinuidades sub horizontais e sub verticais que invariavelmente compõem os maciços rochosos, entre outros tipos de fraturamentos. Assim sendo, a estrutura do maciço deve se apresentar mais deformável e menos resistentes em sua composição total do que as amostras isoladas. Com base nesse conceito serão considerados parâmetros elásticos de 10,00 GPa para o módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson de 0,30.

4.4.3 Reservatório

O reservatório será considerado com o nível relativo à condição normal de operação, ou seja, o nível de água a montante da barragem será considerado na El. 980,00 em que o nível de jusante associado à essa condição é inexistente, considerado como seco no pé do talude de jusante da barragem. O peso específico para os carregamentos hidrostáticos devido ao reservatório será considerado como 10,00 KN/m³.

4.4.4 Parâmetros adotados

Em resumo os parâmetros adotados são apresentados na Tabela 5.

Tabela 5 - Parâmetros dos materiais

| Parâmetros | CCR | Rocha | Água |
|--------------------------------------|-------|-------|-------|
| Peso Específico (KN/m ³) | 24,00 | - | 10,00 |
| Módulo de elasticidade (GPa) | 20,00 | 10,00 | - |
| Coefficiente de Poisson | 0,20 | 0,30 | - |

Fonte: Autoria própria

Os parâmetros da junta de contração foram adotados com base no estudo de Lofti et al (2002), que relaciona os valores de rigidez normal k_n e rigidez tangencial k_t com o módulo de elasticidade do concreto E_c . As condições das juntas de contração são mostradas na Tabela 6.

Tabela 6 - Parâmetros da junta de contração

| k_n/E_c | k_t/E_c |
|-----------|-----------|
| 4,00 | 0,10 |

Fonte: Autoria própria

4.5 CARREGAMENTOS

As análises estruturais realizadas na barragem em arco gravidade considera a aplicação de carregamentos estáticos e dinâmicos.

4.5.1 Carregamentos estáticos

Os carregamentos estáticos correspondem ao peso próprio da barragem e às pressões hidrostáticas do reservatório.

4.5.1.1 Peso próprio

A aplicação do peso próprio considera a massa específica do CCR de 2,40 t/m³ e aceleração da gravidade de 10,00 m/s², ou seja, o peso específico de 24,00 kN/m³.

O peso próprio é considerado com a aplicação da gravidade no corpo do modelo numérico e são calculadas com base no volume e na densidade do material da estrutura, conforme equação (66)

$$P_c = \rho_c g V \quad (66)$$

Em que:

ρ_c = densidade do concreto (t/m³)

g = aceleração da gravidade (m²/s).

V = volume da barragem (m³)

4.5.1.2 Pressão hidrostática

A pressão hidrostática considera que cada metro de profundidade de água é aplicada a pressão no valor da massa específica da água de 1,00 t/m³/m e aceleração da gravidade de 10,00 m/s², ou seja, a aplicação do peso específico de 10,00 kN/m³/m na profundidade do reservatório conforme ilustra a Figura 39. Assim a pressão hidrostática é expressa na equação (67).

$$P_a = \rho_a g h \quad (67)$$

Em que:

ρ_a = densidade da água (t/m³)

h = profundidade do reservatório (m)

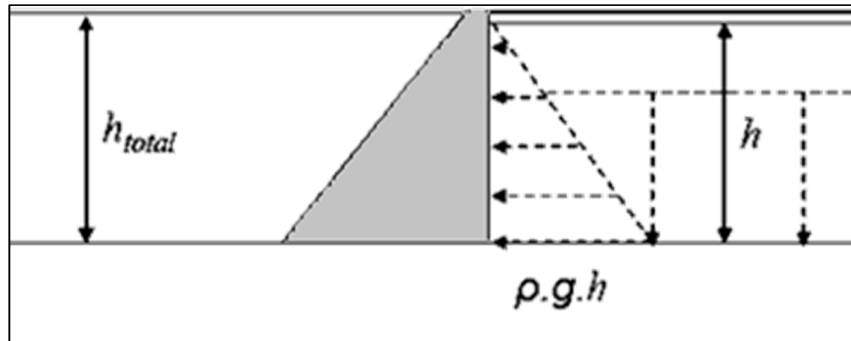


Figura 39 - Diagrama de pressão hidrostática

Fonte: Adaptado de Manie (2018)

No modelo de elementos finitos a pressão hidrostática é aplicada na face de montante da barragem e no leito do rio e ombreiras da fundação do maciço rochoso de fundação, Figura 40.

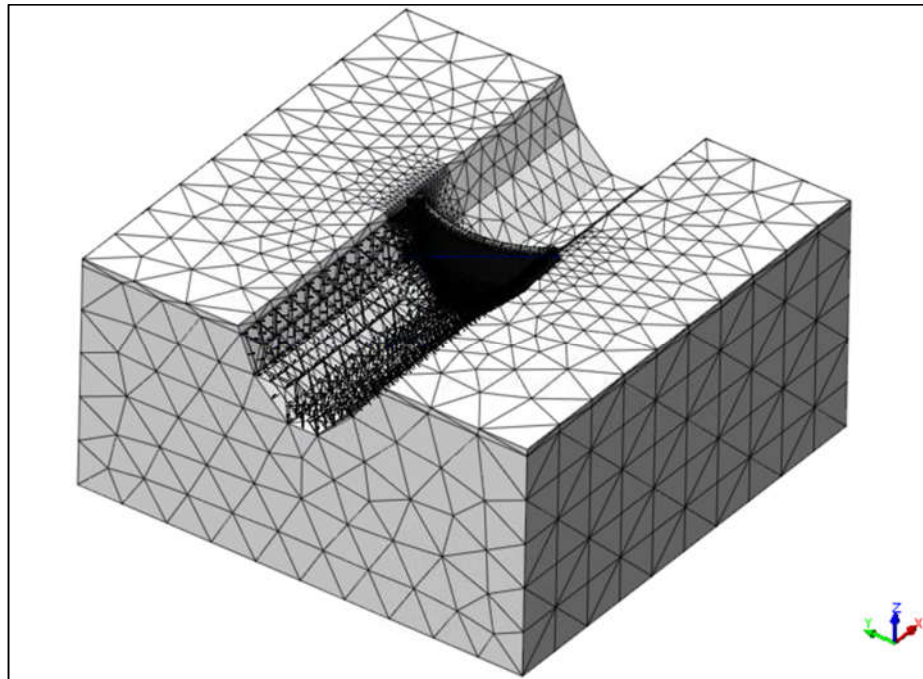


Figura 40 - Pressão hidrostática no modelo de elemento finito

Fonte: Autoria própria

4.5.2 Carregamentos dinâmicos

Os carregamentos dinâmicos correspondem à excitação sísmica, sendo essas as acelerações horizontais no tempo, que geram forças inerciais relativas ao peso próprio da barragem e do reservatório.

4.5.2.1 Sismo

A carga dinâmica é o sismo máximo de projeto (MDE), que é definido pelo ICOLD (1989) como o máximo nível de excitação sísmica para o qual a estrutura deve ser dimensionada. Para esse estudo, o MDE foi estabelecido como o sismo com a probabilidade de 2,00 % de ser excedido em 50 anos, o que significa um período de retorno de 2.475 anos. Foi apresentado em um relatório de avaliação de ameaça sísmica realizado para o local de construção da barragem. Neste estudo específico conduzido por Çetin e Yunatci (2013), análises probabilísticas foram realizadas, com o objetivo de produzir espectros de acelerações de projeto e históricos de acelerações referentes ao local de estudo, para serem aplicados em análises de espectros de resposta e análises não-lineares de históricos de acelerações. O histórico de acelerações horizontais obtido é mostrado na Figura 41, as maiores acelerações ocorrem entre os tempos $t = 6,0$ s e $t = 24,0$ s, não excedendo $3,0 \text{ m/s}^2$

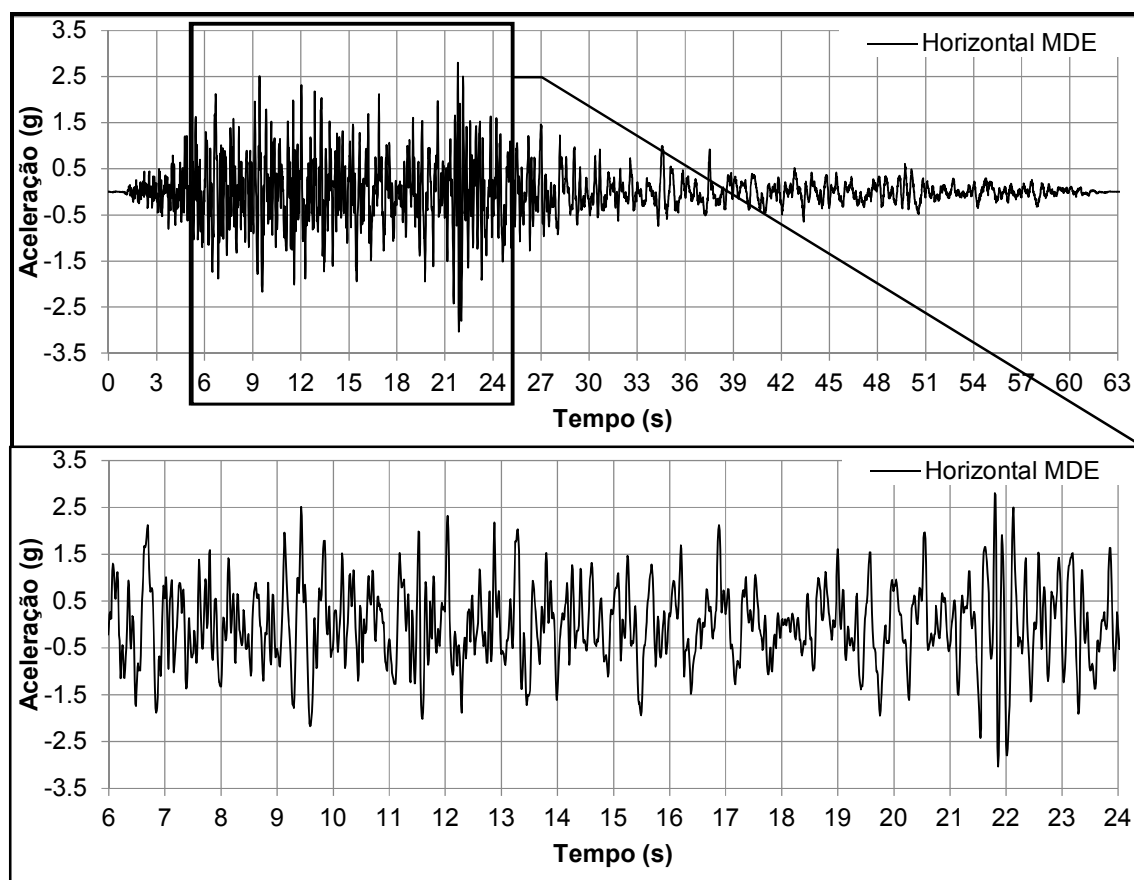


Figura 41 - Histograma de acelerações horizontais MDE

Fonte: Adaptado de (ÇETIN e YUNATCI, 2013)

4.5.3 Combinação de carregamentos

As condições de carregamento adotadas são conforme USACE (1994), apresentados na Tabela 7.

Tabela 7 - Condições de Carregamento

| Condição | Descrição |
|--------------------|---|
| Usual Estática | Nível de Água Normal de Operação |
| Não Usual Estática | Final de Construção Reservatório Vazio |
| Extrema Dinâmica | Nível de Água Normal de Operação Sismo Máximo de Projeto |

Fonte: Autoria própria

Pelo critério da ELETROBRAS (2003) as condições de carregamento têm sua equivalência conforme apresentados na Tabela 8.

Tabela 8 – Condições de carregamentos equivalentes

| Condições de carregamentos | |
|----------------------------|--|
| USACE (1994) | ELETROBRÁS (2003) |
| Usual Estática | Condição de Carregamento Normal |
| Não Usual Estática | Condição de Carregamento de Construção |
| Extrema Dinâmica | Condição de Carregamento Limite |

Fonte: Autoria própria

As combinações de carregamentos relacionados às condições estabelecidas estão apresentadas na Tabela 9.

Tabela 9 - Combinações de carregamento

| Carregamentos | Peso Próprio | Pressão Hidrostática | Sismo |
|--------------------|--------------|----------------------|-------|
| Usual Estática | 1 | 1 | |
| Não Usual Estática | 1 | | |
| Extrema Dinâmica | 1 | 1 | 1 |

Fonte: Autoria própria

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Nesta seção são apresentados e discutidos os principais resultados obtidos ao tema e apresentadas comparação com os resultados de outros autores.

5.1 ANÁLISE ESTÁTICA

A análise estática realizada considera a verificação da estrutura considerando a combinação Não Usual Estática e Usual Estática aplicados no modelo sem juntas de contração, denominado Modelo Com Junta, e no modelo com juntas de contração, denominado Modelo Sem Junta.

5.1.1 Análise estática dos deslocamentos

Os deslocamentos horizontais obtidos na análise estática realizada no Modelo Com Junta é apresentada na Figura 42. Os valores máximos de deslocamentos foram obtidos na crista da barragem, na direção do fluxo do rio. Considerando a combinação Não Usual Estática resultou no máximo deslocamento de 2,81 cm para montante e da combinação Usual Estática foi de 1,94 cm para jusante.

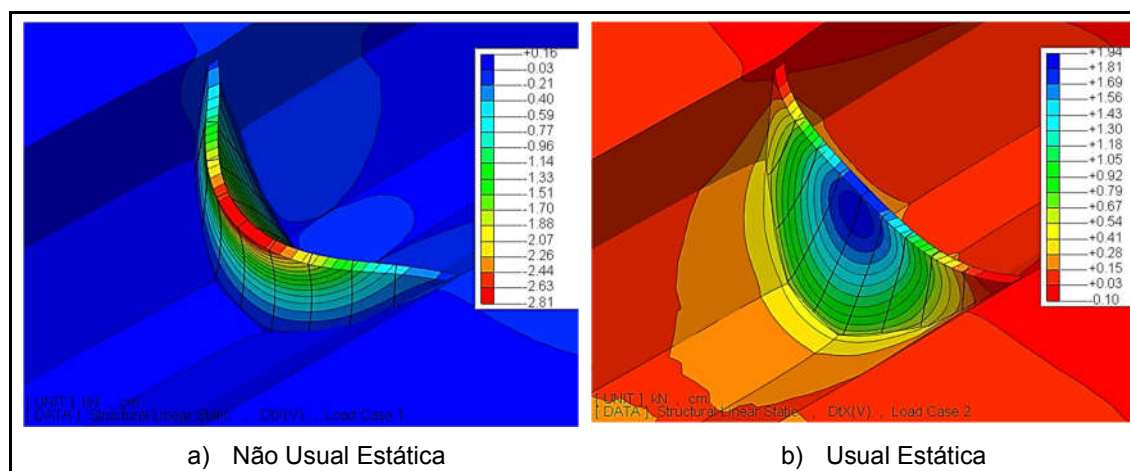


Figura 42 – Deslocamentos horizontais (cm) - Modelo Com Junta

Fonte: Autoria própria

Os deslocamentos horizontais obtidos na análise estática realizada no Modelo Sem Junta (Figura 43) apresentam acréscimos em relação ao Modelo Com Junta

(Figura 42). Considerando a combinação Não Usual Estática, há o acréscimo de 1,00 %, resultando no máximo deslocamento de 2,84 cm para montante, e da combinação Usual Estática, há um acréscimo de 9,00 %, resultando no máximo deslocamento de 2,11 cm para jusante.

Os valores máximos também foram obtidos na crista da barragem, na direção do fluxo do rio

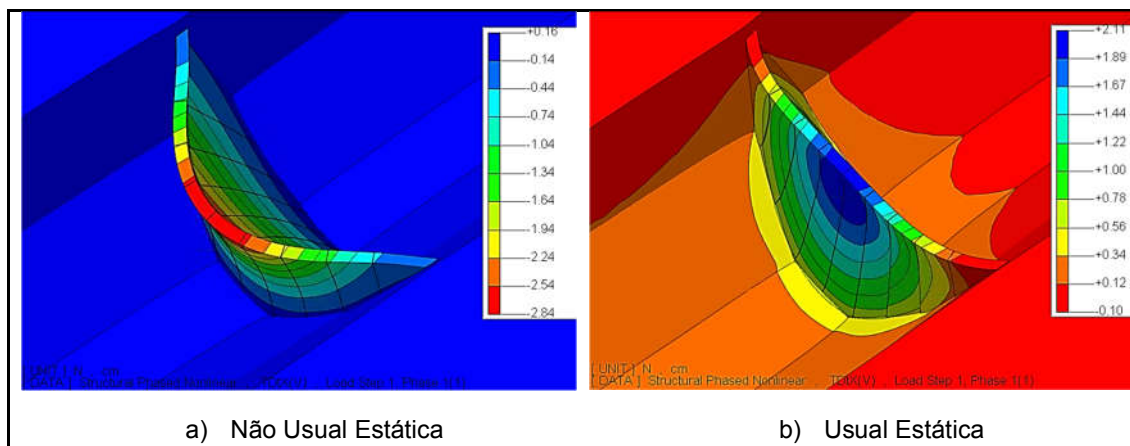


Figura 43 - Deslocamentos horizontais (cm) - Modelo Sem Junta

Fonte: Autoria própria

5.1.2 Análise estática das tensões

As tensões verticais obtidas pela aplicação dos carregamentos da combinação Não Usual Estática são apresentadas na Figura 44. No Modelo Com Junta se obtém o valor máximo de compressão de 10,64 MPa, na região do pé de montante da barragem. Na região central superior do talude jusante se apresentam trações, em que o máximo valor é de 0,38 MPa.

No Modelo Sem Junta é obtido o valor máximo de compressão de 10,85 MPa que é uma diferença de apenas 2,00 % em relação ao Modelo Com Junta, a tração máxima obtida de 0,92 MPa, é maior que o dobro do Modelo Com Junta, ainda se mantendo em valores baixos, como mostra a Tabela 10.

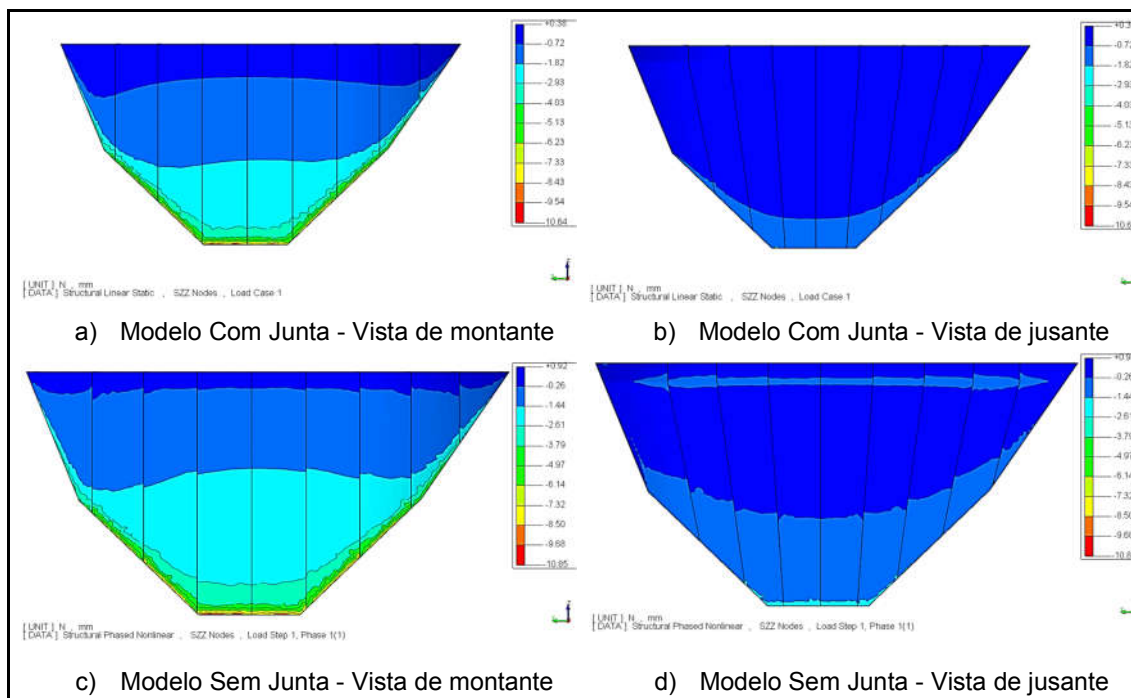


Figura 44 - Tensões verticais (MPa) - Não Usual Estática

Fonte: Autoria própria

Tabela 10 – Tabela de comparação de tensões verticais – Não Usual Estática

| Tensão | Modelo Sem Junta | Modelo Com Junta | Diferença (%) |
|------------------|------------------|------------------|---------------|
| Tração (MPa) | 0,38 | 0,92 | 240,00 |
| Compressão (MPa) | 10,64 | 10,85 | 2,00 |

Fonte: Autoria própria

Na aplicação da combinação Usual Estática apresentada na Figura 45 se apresenta o aumento das compressões no talude de jusante e nas trações no pé da barragem e recompressão da crista da barragem.

Na análise do Modelo Com Junta, a estrutura apresenta tensões verticais de compressão máxima de 5,45 MPa no pé de jusante e tração máxima de 4,04 MPa no pé de montante.

No Modelo Sem Junta, as tensões verticais obtidas apresentam acréscimos de 30,0 % na compressão e 10,0 % na tração, em que os máximos valores obtidos foram de 7,2 Mpa e 4,41 MPa, respectivamente. A crista apresenta tração de 0,24 MPa no Modelo Com Junta e compressão de 0,23 MPa no Modelo Sem Junta. Conforme apresentado na Tabela 11

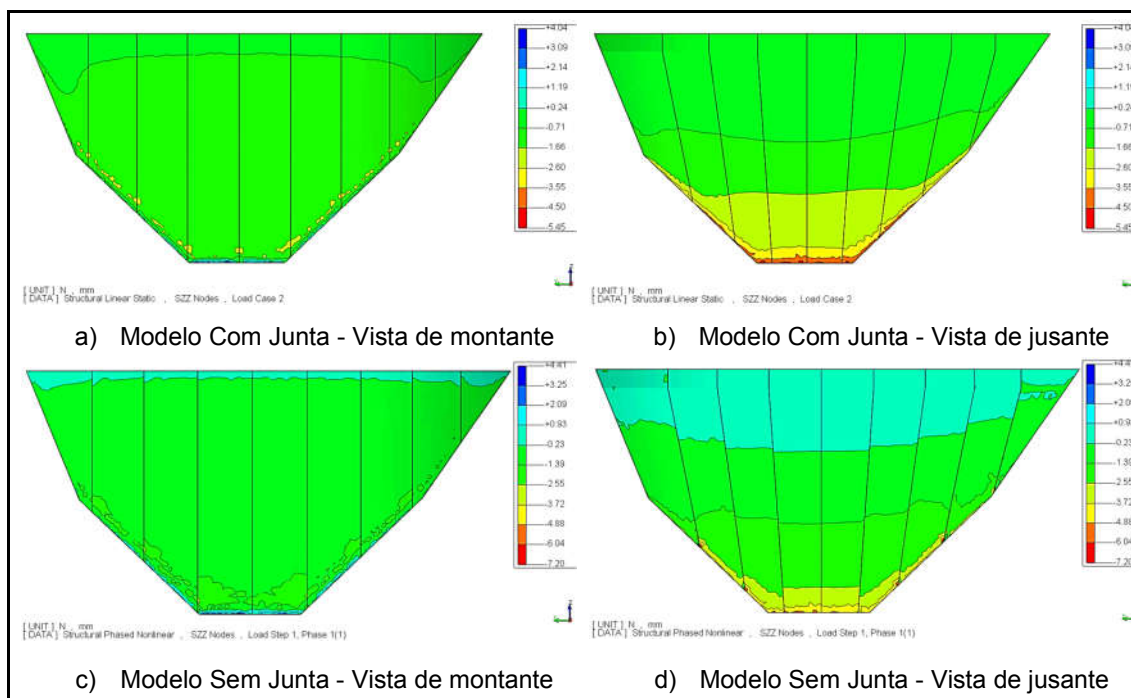


Figura 45 - Tensões verticais (MPa) - Usual Estática

Fonte: Autoria própria

Tabela 11 – Tabela de comparação de tensões verticais – Usual Estática

| Tensão | Modelo Sem Junta | Modelo Com Junta | Diferença (%) |
|------------------|------------------|------------------|---------------|
| Tração (MPa) | 4,04 | 4,41 | 10,00 |
| Compressão (MPa) | 5,45 | 7,20 | 30,00 |

Fonte: Autoria própria

As tensões circunferenciais obtidas da combinação Não Usual Estática são apresentadas na Figura 46.

Se observa que no Modelo Sem Junta as tensões de compressão aumentam na região do pé de montante e no talude de jusante, e também nas trações nas ombreiras, em relação ao Modelo Com Junta.

O valor obtido de compressão no Modelo Com Junta é de 0,03 MPa no pé de montante e no talude de jusante, e tração de 0,64 MPa nas ombreiras. O Modelo Sem Junta mostra a amplificação de 3 vezes no valor de compressão nas mesmas regiões se obtém o valor de 0,09 MPa, e a tração apresentam aumento de 14,00 % na região analisada, com valor de 0,73 MPa, o conforme apresentado na Tabela 12.

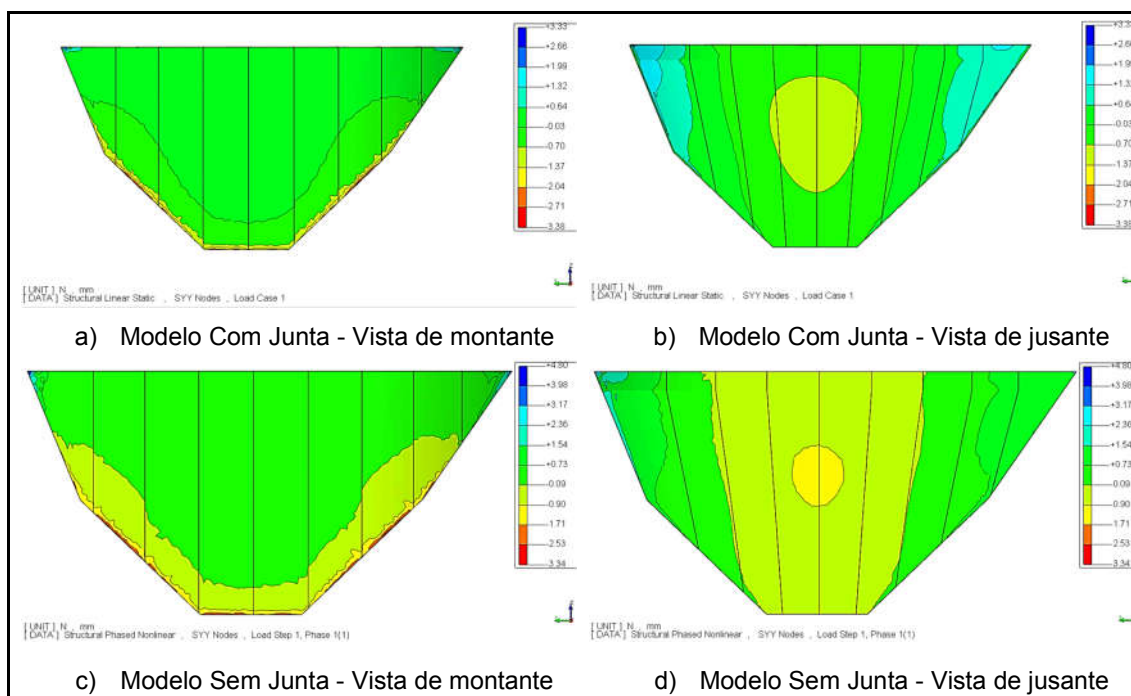


Figura 46 - Tensões horizontais (MPa)- Não Usual Estática

Fonte: Autoria própria

Tabela 12 – Tabela de comparação de tensões horizontais – Não Usual Estática

| Tensão | Modelo Sem Junta | Modelo Com Junta | Diferença (%) |
|------------------|------------------|------------------|---------------|
| Tração (MPa) | 0,64 | 0,73 | 14,00 |
| Compressão (MPa) | 0,03 | 0,09 | 300,00 |

Fonte: Autoria própria

As tensões obtidas na análise da aplicação da combinação Usual Estática apresentada na Figura 47, observa-se que há maior distribuição das compressões na face de montante assim como na crista, mesmo que em valor máximo há redução 3,00 % no valor máximo, que no Modelo Com Junta obteve-se 2,37 MPa e no Modelo Sem Junta 2,31 MPa, conforme apresentado na Tabela 13.

Os valores máximos de tração que acontecem no perímetro de montante das ombreiras, praticamente não apresentam diferenças.

Observa-se também recompressão na região central inferior do talude de jusante, que no Modelo Com Junta há tração de 0,23 MPa e no Modelo Sem Junta compressão de 0,61 MPa.

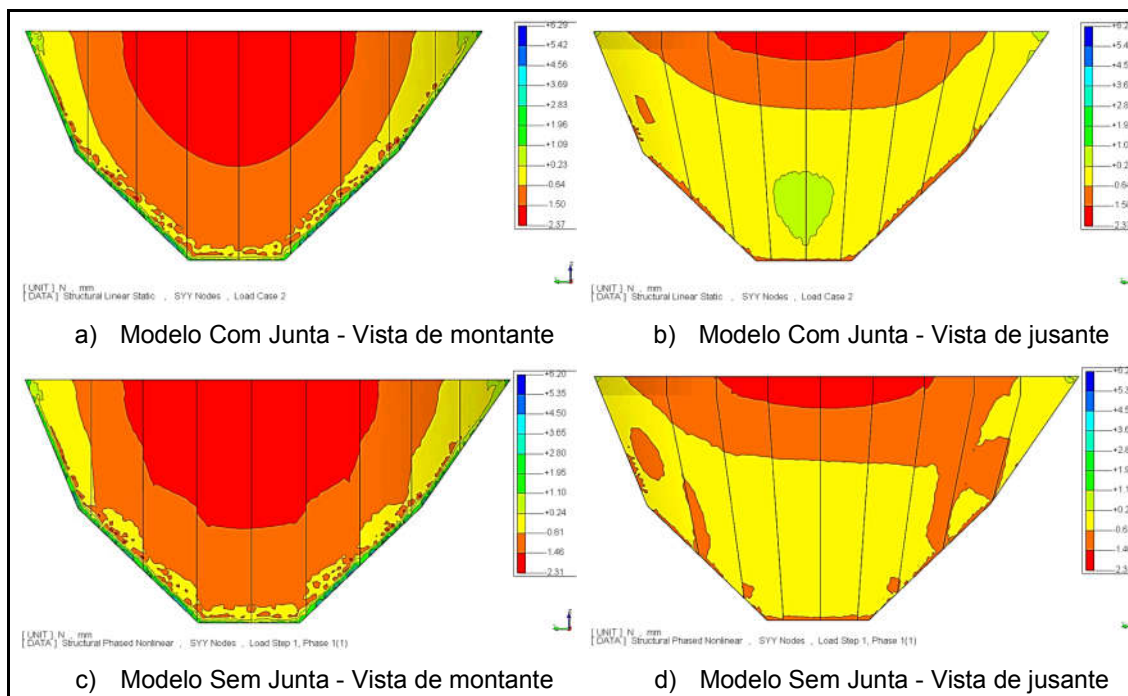


Figura 47 - Tensões Horizontais (MPa) - Usual Estática

Fonte: Autoria própria

Tabela 13 – Tabela de comparação de tensões verticais – Usual Estática

| Tensão | Modelo Sem Junta | Modelo Com Junta | Diferença (%) |
|------------------|------------------|------------------|---------------|
| Tração (MPa) | 0,23 | -0,61 | -361,00 |
| Compressão (MPa) | 2,37 | 2,31 | -3,00 |

Fonte: Autoria própria

5.2 ANÁLISE DE FREQUÊNCIAS

Na análise modal, as frequências naturais e os modos correspondentes são calculadas para a barragem. Pretende-se obter as principais formas de vibrações naturais da estrutura, onde a importância de cada modo será avaliada a partir da massa contribuinte. Os resultados fornecerão valores para determinação dos parâmetros de *Rayleigh*.

Avalia-se a influência da interação da barragem-reservatório nos modos de vibração e frequências naturais, e também a influência das juntas de contração em que é possível verificar a consistências dos parâmetros considerados para essas discontinuidades.

5.2.1 Análise dos modos de vibração e frequências

A Figura 48 apresenta os modos de vibração obtidos na análise modal no Modelo Com Junta Sem Fluido que não considera o carregamento hidrodinâmico, ou seja, não considera a contribuição da massa aderida do fluido do reservatório.

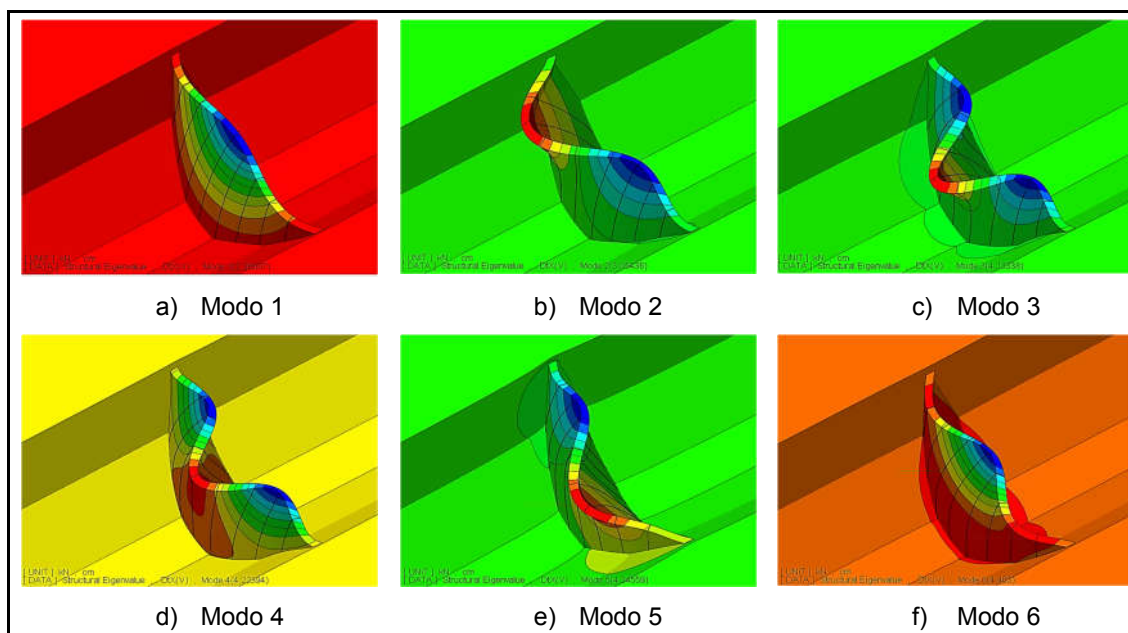


Figura 48 - Modos de Vibração - Modelo Com Junta Sem Fluido

Fonte: Autoria própria

As frequências de vibração obtidas do Modelo Com Junta Sem Fluido, estão mostradas na Tabela 14 em que se mostram a ocorrência de modos de vibração dominantes até o sexto modo em que se obtém a frequência de 4,46 Hz e a participação de massa de 85,54 %, adotando o mesmo critério indicado por Priestley et al. (1996).

Tabela 14 - Modos de Vibração - Modelo Com Junta Sem Fluido

| Modo | Frequência (Hz) | Participação de Massa (%) | Participação de Massa Cumulativo (%) |
|------|-----------------|---------------------------|--------------------------------------|
| 1 | 2.26 | 50.49 | 50.49 |
| 2 | 3.05 | 0.00 | 50.49 |
| 3 | 4.13 | 14.34 | 64.83 |
| 4 | 4.22 | 4.00 | 68.83 |
| 5 | 4.35 | 0.23 | 69.07 |
| 6 | 4.46 | 16.47 | 85.54 |

Fonte: Autoria própria

Os modos de vibração obtidos no Modelo Sem Junta Sem Fluido são apresentados na Figura 49.

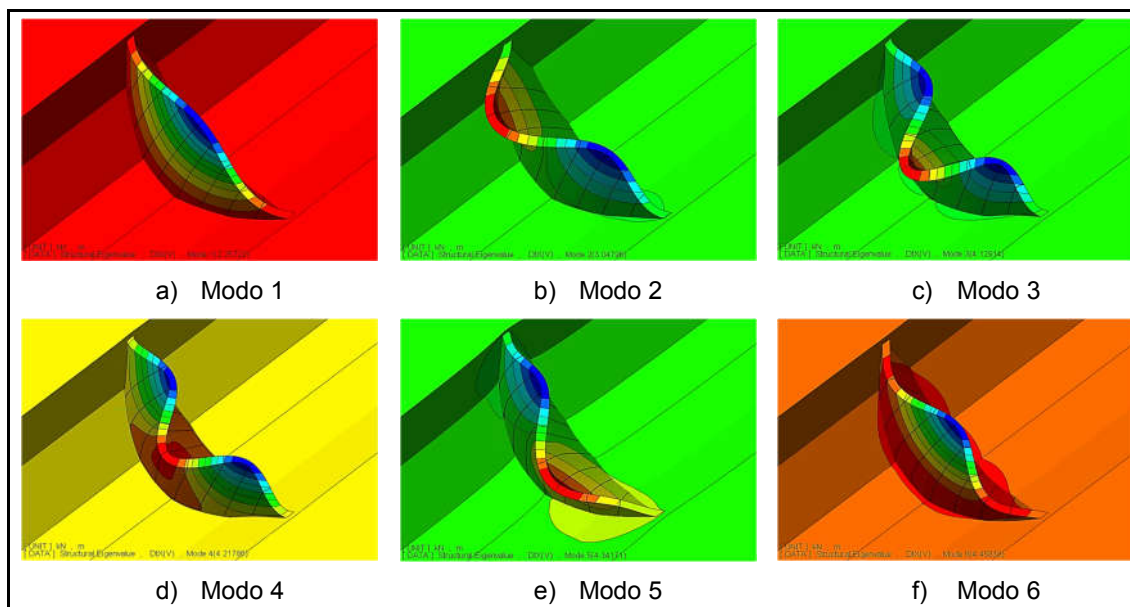


Figura 49 - Modos de Vibração - Modelo Sem Junta Sem Fluido

Fonte: Autoria própria

As frequências naturais de vibração obtidas do Modelo Sem Junta Sem Fluido, são mostradas Tabela 15 até o sexto modo em que se obtém a frequência de 4,43 Hz e a participação de massa de 85,22 %, adotando-se o critério indicado por Priestley et al. (1996).

Tabela 15 - Modos de Vibração – Modelo Sem Junta Sem Fluido

| Modo | Frequência (Hz) | Participação de Massa (%) | Participação de Massa Cumulativo (%) |
|------|-----------------|---------------------------|--------------------------------------|
| 1 | 2.24 | 50.24 | 50.24 |
| 2 | 3.00 | 0.00 | 50.24 |
| 3 | 4.09 | 11.00 | 61.24 |
| 4 | 4.18 | 7.64 | 68.88 |
| 5 | 4.32 | 0.24 | 69.12 |
| 6 | 4.43 | 16.10 | 85.22 |

Fonte: Autoria própria

Os valores obtidos apresentam reduções nos valores das frequências, quando consideradas as juntas de contração, representando 99,00 % dos valores obtidos no Modelo Com Junta, que significa que os valores estão muito próximos.

A Figura 50 apresenta os modos de vibração obtidos na análise modal no Modelo Com Junta Com Fluido, que considera o carregamento hidrodinâmico, ou seja, considera a contribuição da massa aderida do fluido do reservatório.

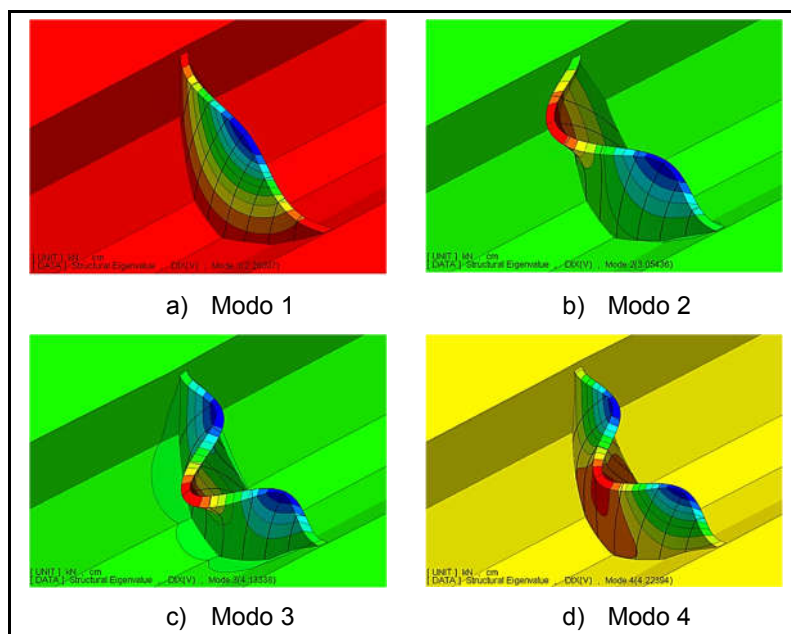


Figura 50 - Modos de Vibração - Modelo Com Junta Com Fluido

Fonte: Autoria própria

As frequências naturais de vibração obtidas do Modelo Com Junta Com Fluido, são mostrados na Tabela 16 até o quarto modo em que se obtém a frequência de 3,75 Hz e a participação de massa da estrutura juntamente com o reservatório resulta em 118,24 % do concreto, em que a massa de massa aderida do reservatório ao sistema é de 20,00 %; devido à interação fluido-estrutura.

Tabela 16 - Modos de Vibração – Modelo Com Junta Com Fluido

| Modo | Frequência (Hz) | Participação de Massa (%) | Participação de Massa Cumulativo (%) |
|------|-----------------|---------------------------|--------------------------------------|
| 1 | 1.84 | 81.28 | 81.28 |
| 2 | 2.65 | 0.00 | 81.29 |
| 3 | 3.69 | 18.73 | 100.01 |
| 4 | 3.75 | 18.23 | 118.24 |

Fonte: Autoria própria

A Figura 51 apresenta os modos de vibração obtidos na análise modal no Modelo Sem Junta Com Fluido.

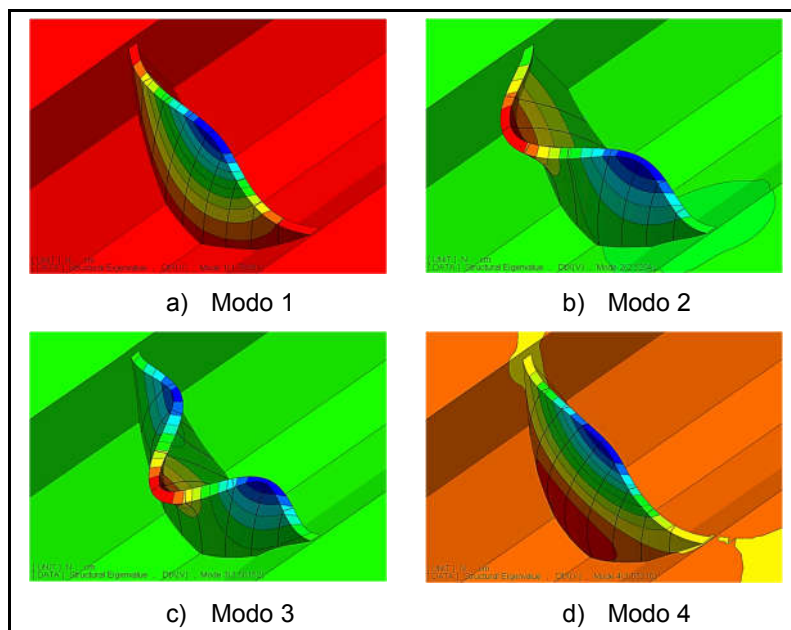


Figura 51 - Modos de Vibração - Modelo Sem Junta Com Fluido
Fonte: Aatoria própria

As frequências naturais de vibração obtidas do Modelo Sem Junta Com Fluido, são mostradas na Tabela 17 vibração até o quarto modo em que se obtém a frequência de 3,65 Hz e a participação de massa da estrutura juntamente com o reservatório resulta em 120.16 %, nesse caso devido à interação fluido-estrutura o reservatório contribui com adição de 23,00% massa ao sistema

Tabela 17 - Modos de Vibração – Modelo Sem Junta Com Fluido

| Modo | Frequência (Hz) | Participação de Massa (%) | Participação de Massa Cumulativo (%) |
|------|-----------------|---------------------------|--------------------------------------|
| 1 | 1.76 | 83.37 | 83.37 |
| 2 | 2.52 | 0.03 | 83.39 |
| 3 | 3.50 | 6.98 | 90.37 |
| 4 | 3.65 | 29.80 | 120.16 |

Fonte: Aatoria própria

As frequências obtidas nessa análise apresentaram reduções em relação ao Modelo Com Junta Com Fluido. Do Modo 1 ao Modo 4 se apresentam valores de frequências correspondentes em média 96,00 % dos valores obtidos no modelo sem juntas.

A análise de frequências assim como a participação de massas nos modos de vibrações naturais da estrutura mostra a interação fluido estrutura e atuação do efeito hidrodinâmico do reservatório sobre a estrutura da barragem, apresentando a adição

de massa à estrutura reduzindo em 80,00 % os valores de frequências naturais em relação ao modelo que não considera a interação fluido estrutura.

Como indicado por Lofti et al. (2002), a análise de frequências é também um critério para avaliação dos parâmetros das juntas de contração. A pequena diferença nas frequências naturais do Modelo Sem Junta em relação ao Modelo Com Junta demonstra uma escolha apropriada dos parâmetros de rigidez da junta. O comportamento das juntas de contração, que traz uma flexibilidade localizada nas regiões de descontinuidade, pode ser observado na Figura 52, onde os deslocamentos relativos entre os blocos são mostrados em uma vista superior da estrutura mostrando de forma ampliada a forma deformada

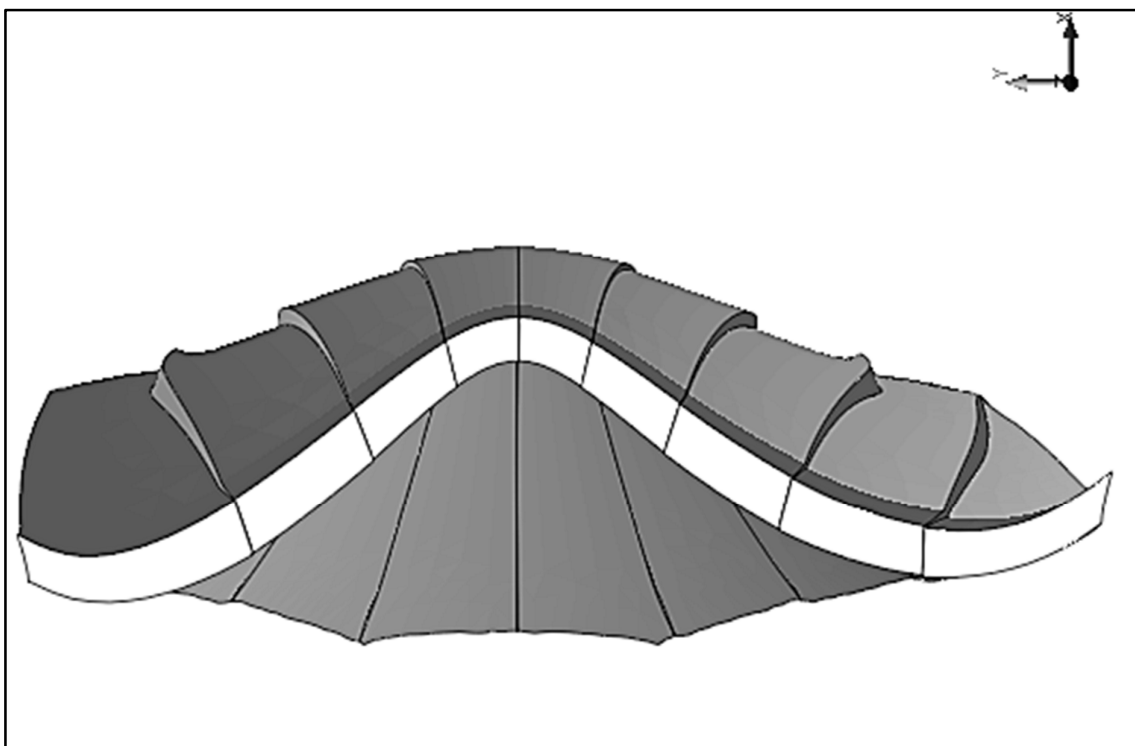


Figura 52 – Vista superior da barragem arco gravidade representando amplificadamente os deslocamentos relativos
Fonte: Autoria própria

5.2.2 Amortecimento de *Rayleigh*

O amortecimento de *Rayleigh* é aplicado na barragem e na fundação, já que a base é definida sem massa, apenas a parte proporcional da rigidez é considerada no amortecimento. Os parâmetros de amortecimento de *Rayleigh* (α e β , Tabela 18) são escolhidos para um amortecimento modal, o valor clássico de 5,0 %, validado no

estudo conduzido por Goldgruber (2013), em que variações de + 2,00 % e – 2,00 %, não influenciaram significativamente nas tensões e deslocamentos. Com as frequências obtidas para o primeiro e quarto modo dos modelos analisados com fluido, que para o Modelo Com Junta Com Fluido são respectivamente 1.84 Hz e 3.75 Hz e para o Modelo Sem Junta Com Fluido são respectivamente 1,76 Hz e 3,65 Hz.

Tabela 18 - Amortecimento de Rayleigh

| Modelo | Frequências (Hz) | | Parâmetros Rayleigh | |
|------------|------------------|--------|---------------------|---------|
| | Modo 1 | Modo 4 | α | β |
| Linear | 1.84 | 3.75 | 0.7756 | 0.0028 |
| Não Linear | 1.76 | 3.65 | 0.7473 | 0.0029 |

Fonte: Autoria própria

5.3 ANÁLISE DO HISTÓRICO DE ACELERAÇÕES

A combinação Dinâmica Extrema, considera a aplicação do histórico de acelerações no Modelo Com Junta e no Modelo Sem Junta. Obtendo deslocamentos e tensões nas situações de máxima deformação da estrutura para montante e para jusante.

5.3.1 Análise dos deslocamentos

Para verificar resposta da estrutura ao carregamentos sísmico são analisados os deslocamentos na crista da barragem, assim como no contato barragem-fundação e também ao longo da altura, da base até a crista.

O deslocamentos obtidos na crista da barragem mostra que os máximos deslocamentos obtidos no Modelo Com Junta ocorrem na região central da crista onde estão localizados os Nós 4 e 5, mostrados na Figura 53, e acontecem no passos de tempo $t = 9,78$ s e $t = 22,38$ s.

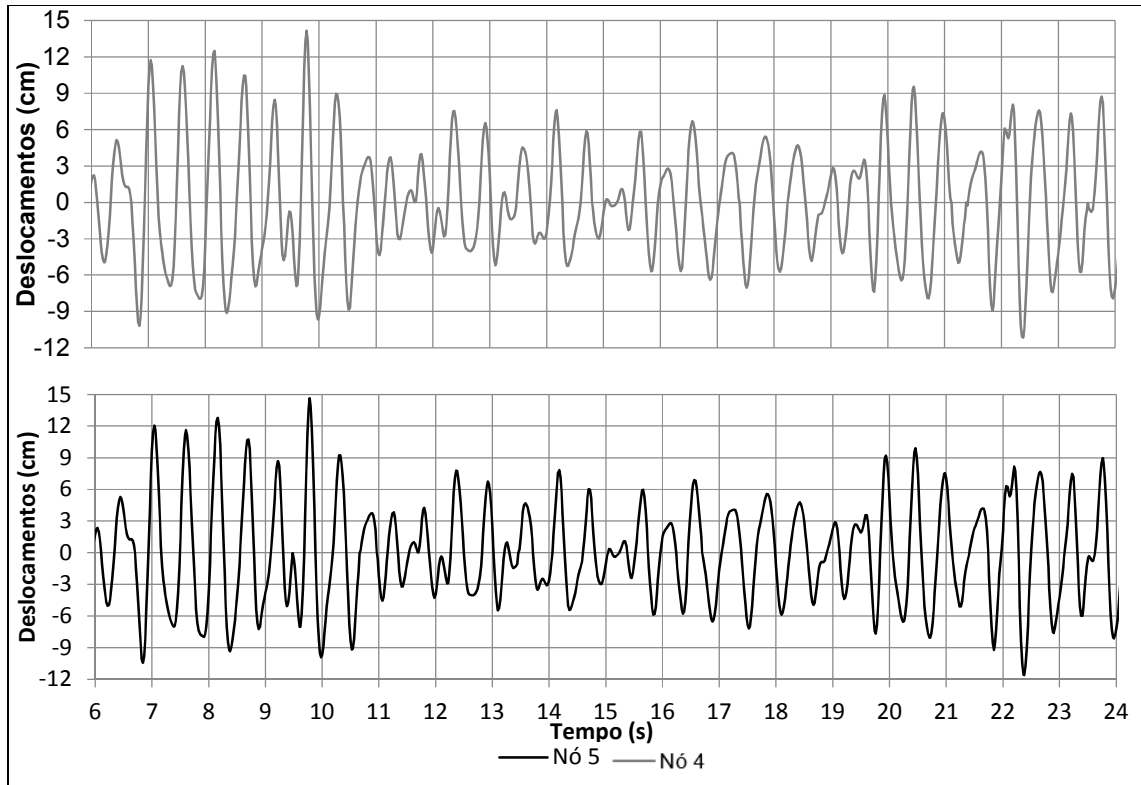


Figura 53 - Deslocamentos na crista - Modelo Com Junta

Fonte: Autoria própria

Os deslocamentos que ocorrem na crista da barragem (El. 985,00 m) são obtidos em nove pontos localizados no ponto no eixo de cada bloco, são numerados de Nó 1 a Nó 9, conforme mostra a Figura 54.

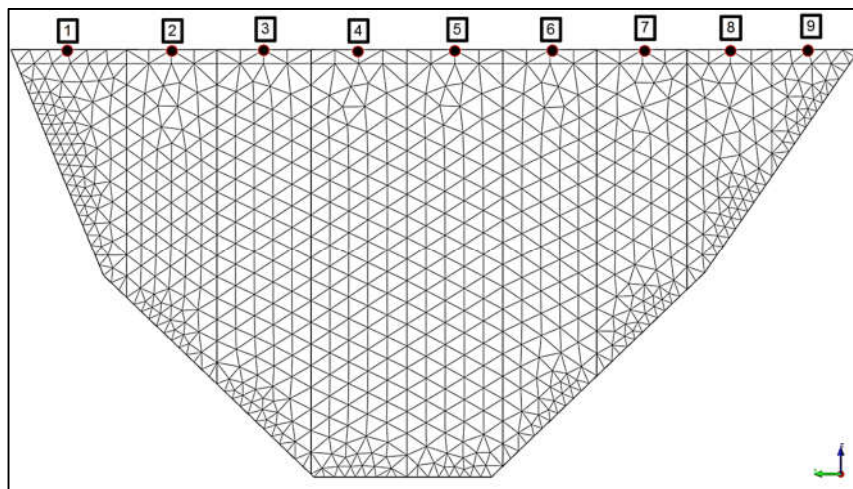


Figura 54 - Nós na crista da barragem

Fonte: Autoria própria

Como pode ser observado na Figura 55, os deslocamentos na direção do fluxo do rio mostram. No passo de tempo $t = 9,78$ s que a estrutura deforma para

jusante, e é obtido o deslocamento máximo de 15,18 cm. No passo de tempo $t = 22,38$ s a estrutura deforma para montante para montante, é obtido o deslocamento máximo de 11,92 cm.

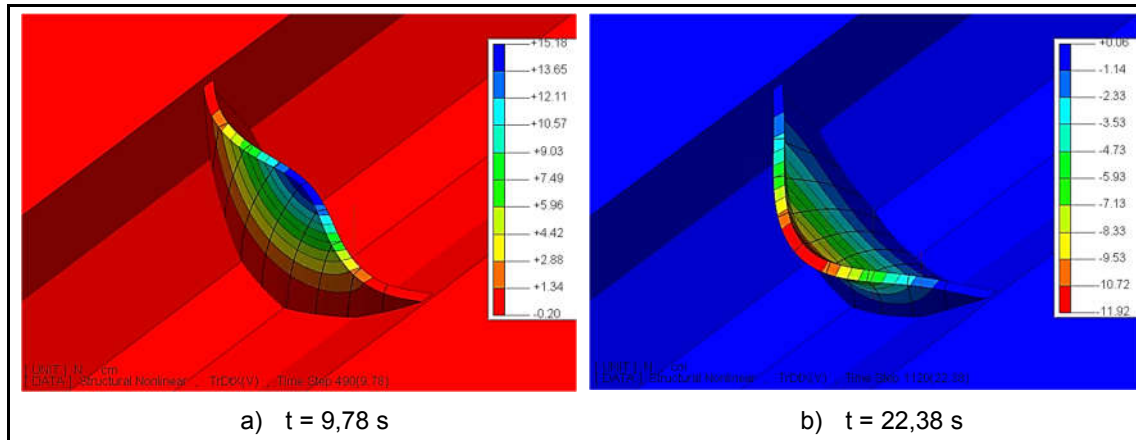


Figura 55 - Deslocamentos horizontais (cm) - Modelo Com Junta

Fonte: Autoria própria

Os resultados dos deslocamentos obtidos no Modelo Sem Junta são apresentados na Figura 56. Os máximos valores também ocorrem na crista onde estão localizados os Nós 4 e 5, nos passos de tempo $t = 6,84$ e $t = 8,18$ s.

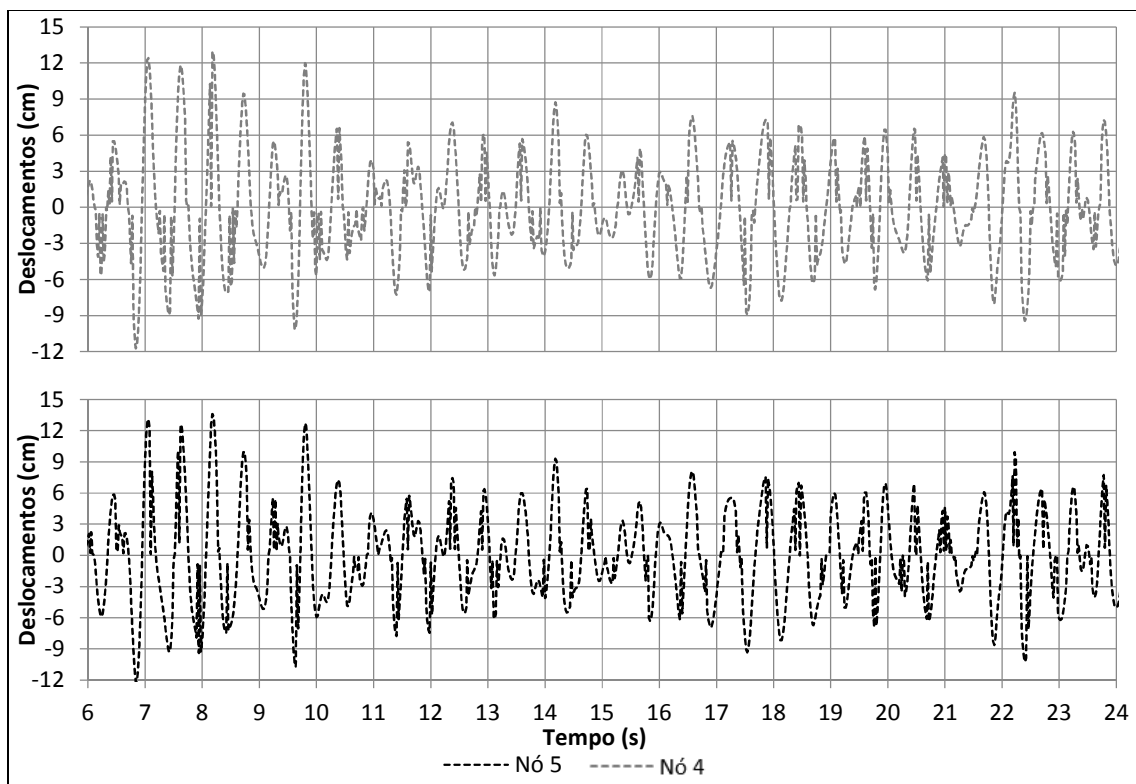


Figura 56 - Deslocamentos na crista - Modelo Sem Junta

Fonte : Autoria própria

No passo de tempo $t = 6,84$ s a barragem apresenta deformação máxima para montante com deslocamento observado de 12,63 cm, no passo de tempo $t = 8,18$ s a máxima deformação para jusante com deslocamento de 14,01 cm, conforme Figura 56.

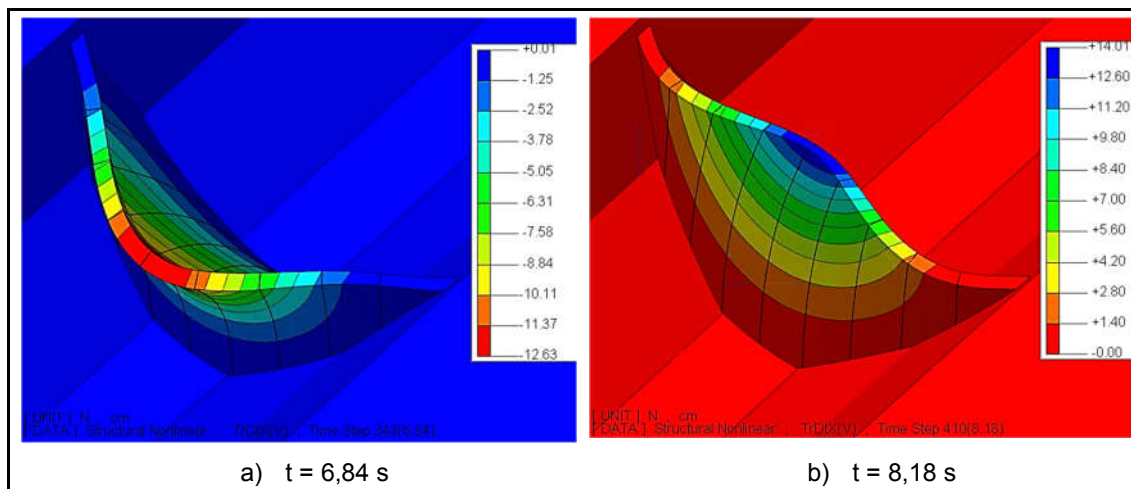


Figura 57 - Deslocamentos - Modelo Sem Junta

Fonte: Autoria própria

Conforme apresentam os resultados obtidos por Hesari et al. (2014) os máximos deslocamentos ocorreram na crista e mostram o comportamento constatado por Fenves et al. (1992), em que os máximos acontecem em diferentes passos de tempo dentro da resposta sísmica da estrutura por causa da perda da rigidez do arco causado pelas juntas de contração, conforme observado Figura 58. Conforme resultados obtidos por Azmi e Paultre (2002), pode ser observado também a prolongação dos períodos.

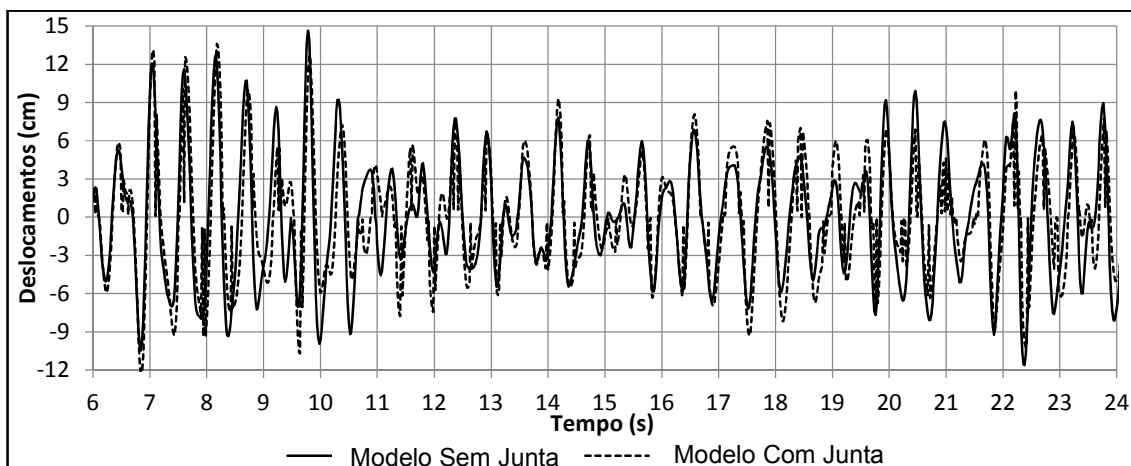


Figura 58 - Deslocamentos Nó 5

Fonte: Autoria própria

A comparação dos deslocamentos máximos está apresentada na Tabela 19.

Tabela 19 – Tabela de comparação dos deslocamentos na crista.

| Deslocamentos | Modelo Sem Junta | Modelo Com Junta | Diferença (%) |
|---------------|------------------|------------------|---------------|
| Montante | 11,92 | 12,63 | 6,00 |
| Jusante | 15,18 | 14,01 | 8,00 |

Fonte: Autoria própria

Quando analisada a deformação máxima para montante, o resultado obtido no Modelo Sem Junta ($t = 6,84$ s) apresentou acréscimo 6,00 % em relação ao Modelo Com Junta ($t = 22,38$ s). Para jusante há redução de 8,00 %, porém, de acordo com os resultados obtidos por Hesari et al. (2014) com a inclusão das juntas de contração houve aumento nesses deslocamentos. Esse comportamento se confirma nos deslocamentos obtidos na face de montante da barragem em que a redução nos deslocamentos no Modelo Com Junta apresenta redução somente a partir do Nó 28 (Figura 59).

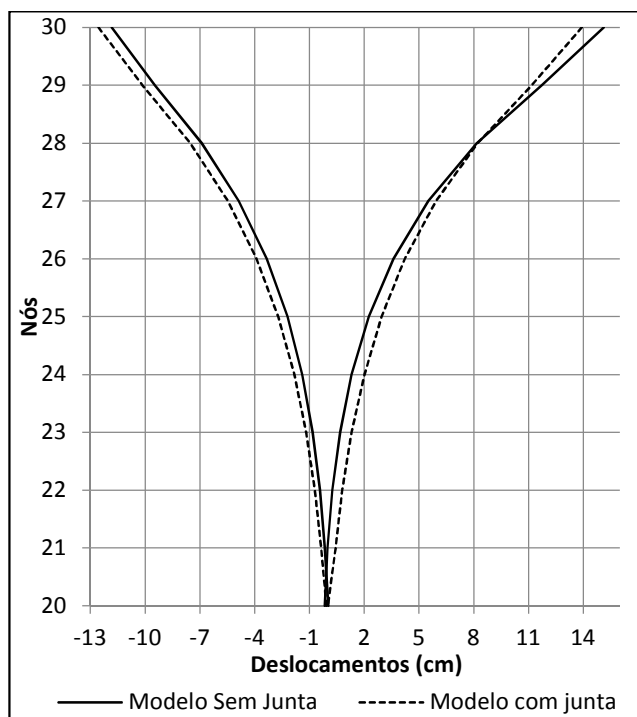


Figura 59 - Deslocamentos no perfil da barragem

Fonte: Autoria própria

Os deslocamentos que ocorrem na face de montante da são obtidos em 11 pontos localizados no ponto central de cada bloco, são numerados de Nó 20 a Nó 30, conforme mostra Figura 60.

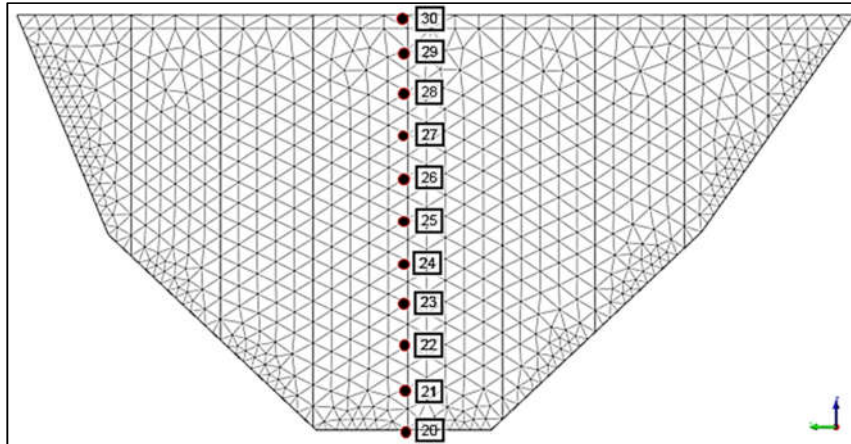


Figura 60 - Pontos face de montante da barragem
Fonte: Autoria própria

Outra avaliação é realizada na base da estrutura. Os nove pontos estão localizados no ponto central de cada bloco da barragem, numerados de Ponto 11 a Ponto 19, conforme mostra a Figura 61.

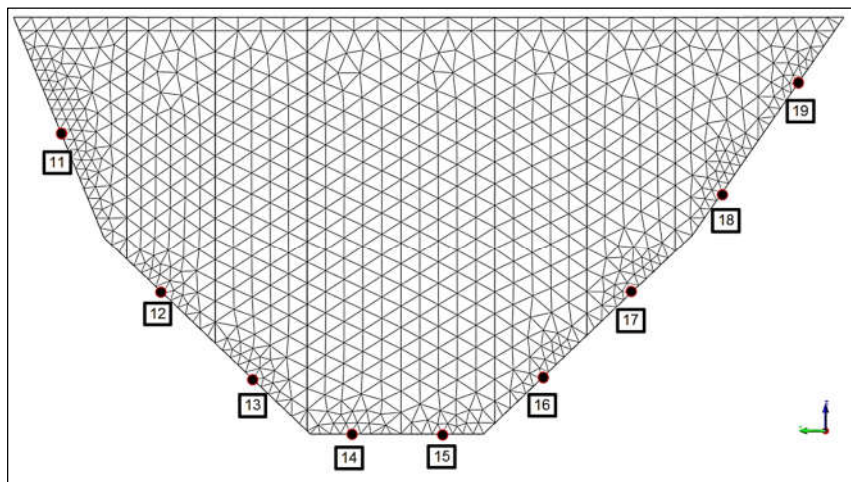


Figura 61 - Nós da base para sondagem dos deslocamentos
Fonte: Autoria própria

Os deslocamentos obtidos do Modelo Com Junta apresentam valores máximos nas ombreiras conforme pode ser observado são apresentados na Figura 62, em que os máximos são obtidos na base do bloco 2 e do bloco 7. O mesmo comportamento é observado do Modelo Sem Junta na Figura 63, nesse caso os picos de máximos foram obtidos no bloco 3 e bloco 6.

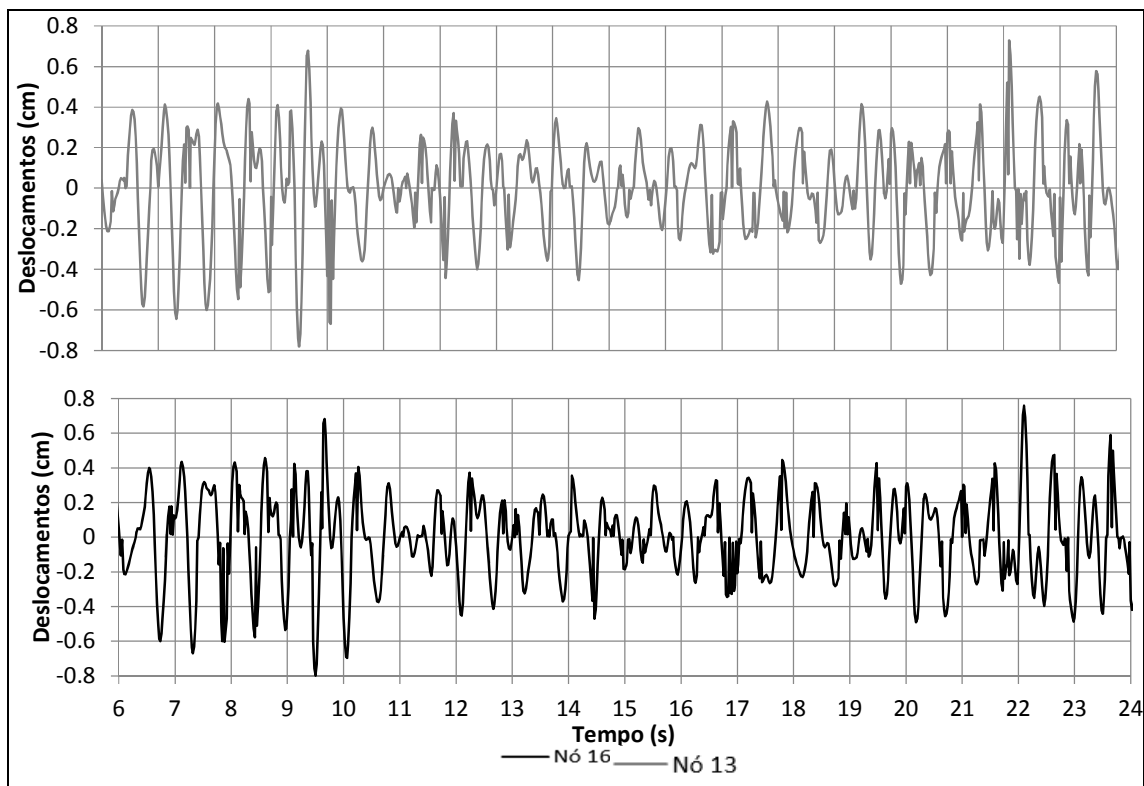


Figura 62 - Deslocamentos na base – Modelo Com Junta

Fonte: Autoria própria

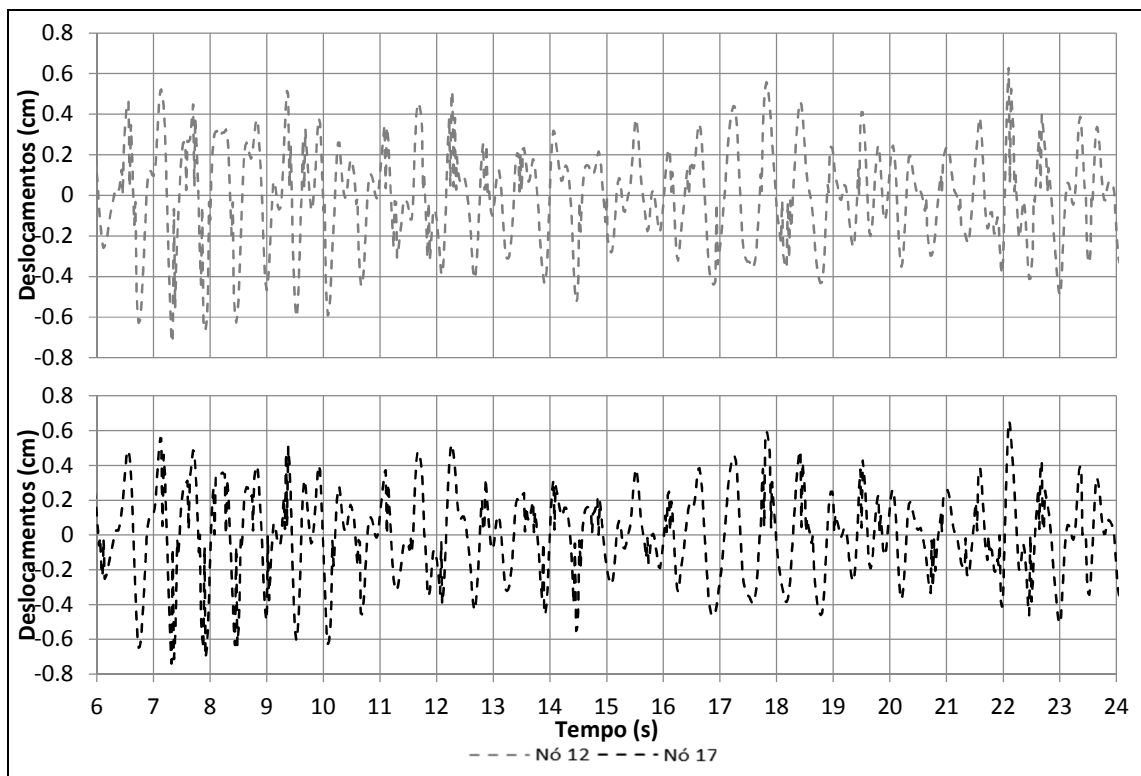


Figura 63 - Deslocamentos na base - Modelo Sem Junta

Fonte: Autoria própria

Mesmo que ao longo ao perfil da barragem o Modelo Sem Junta apresenta aumento de deslocamentos, na base os valores obtidos são menores que o Modelo Com Junta, isso é mostrado na comparação dos deslocamentos no Nó 17 na Figura 64.

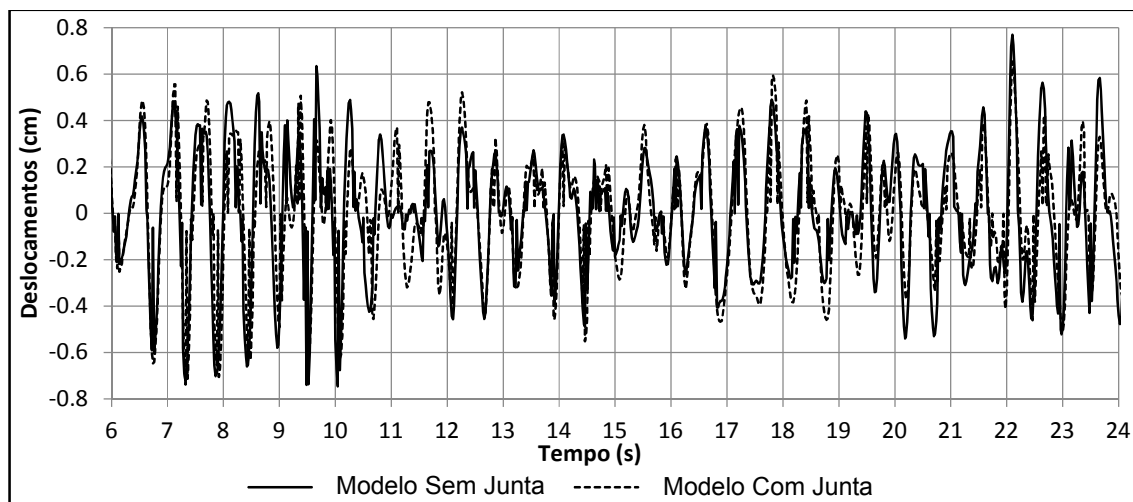


Figura 64 - Deslocamentos Nó 17

Fonte: Autoria própria

Os deslocamentos obtidos na base apresentam máximos em tempos diferentes, o Modelo Sem Junta diminui os valores de picos obtidos no Modelo Com Junta, e relativamente uniformiza os máximos no tempo.

Para verificar o comportamento das juntas foram verificados os deslocamentos relativos entre dois blocos, bloco 4 e bloco 5, que estão apresentados na Figura 23. Pode-se observar que os deslocamentos relativos na direção do fluxo são na ordem de 0,5 a 0,6 cm para os valores máximos nas oscilações a montante e a jusante, respectivamente. Os deslocamentos verticais são quase uniformes, com amplitudes de 0,4 cm, atingindo os valores máximos de 0,5 cm. A abertura ou deslocamentos relativos transversais são os menores e uniformes na resposta do histórico temporal observado, não maior que 0,1 cm.

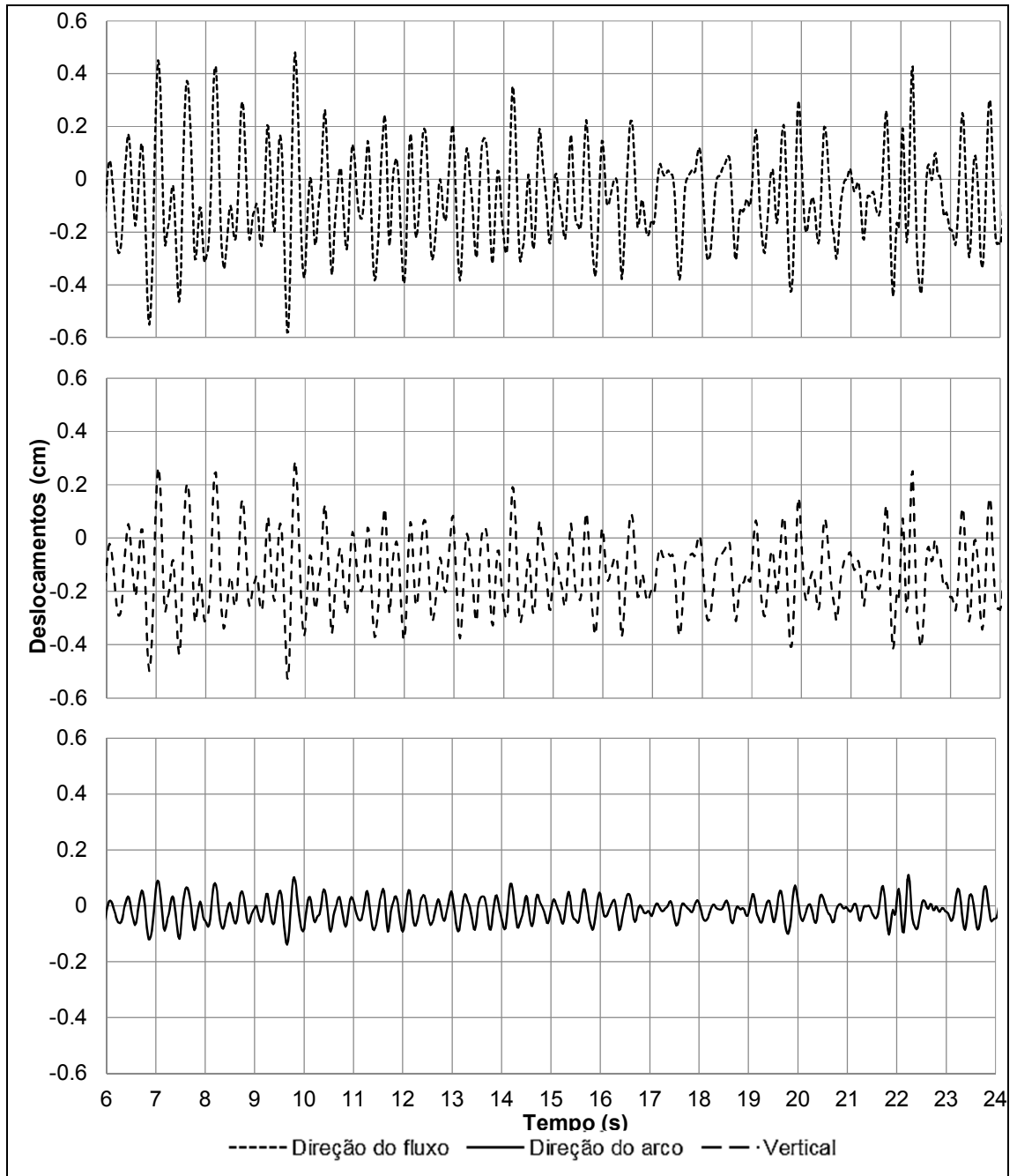


Figura 65 – Deslocamentos relativos entre blocos

Fonte: Autoria própria

5.3.2 Análise das tensões

O comportamento da estrutura no Modelo Com Junta nos passos de tempo $t = 9,78$ s e $t = 22,38$ s, tem sua correspondência no Modelo Sem Junta nos passos de tempo $t = 8,18$ s e $t = 6,84$ s, respectivamente.

As tensões verticais obtidas no passo de tempo $t = 9,78$ s obtidas no Modelo Com Junta, Figura 66, apresentam tração máxima de 6,17 MPa na região central da face de montante e compressão máxima de 5,58 na região central da face de jusante.

O Modelo Sem Junta apresenta trações nessas mesmas regiões, conforme mostra a Figura 67, porém apresenta redução de 30,0 % na tração na face de montante, com valor máximo de 4,28 MPa, obtida no tempo $t = 8,18$ s. A compressão na face de jusante apresenta pouca diferença em relação ao Modelo Com Junta, com valor de 5,47 MPa, 2,00 % de diferença. A comparação de resultados estão apresentados na Tabela 20.

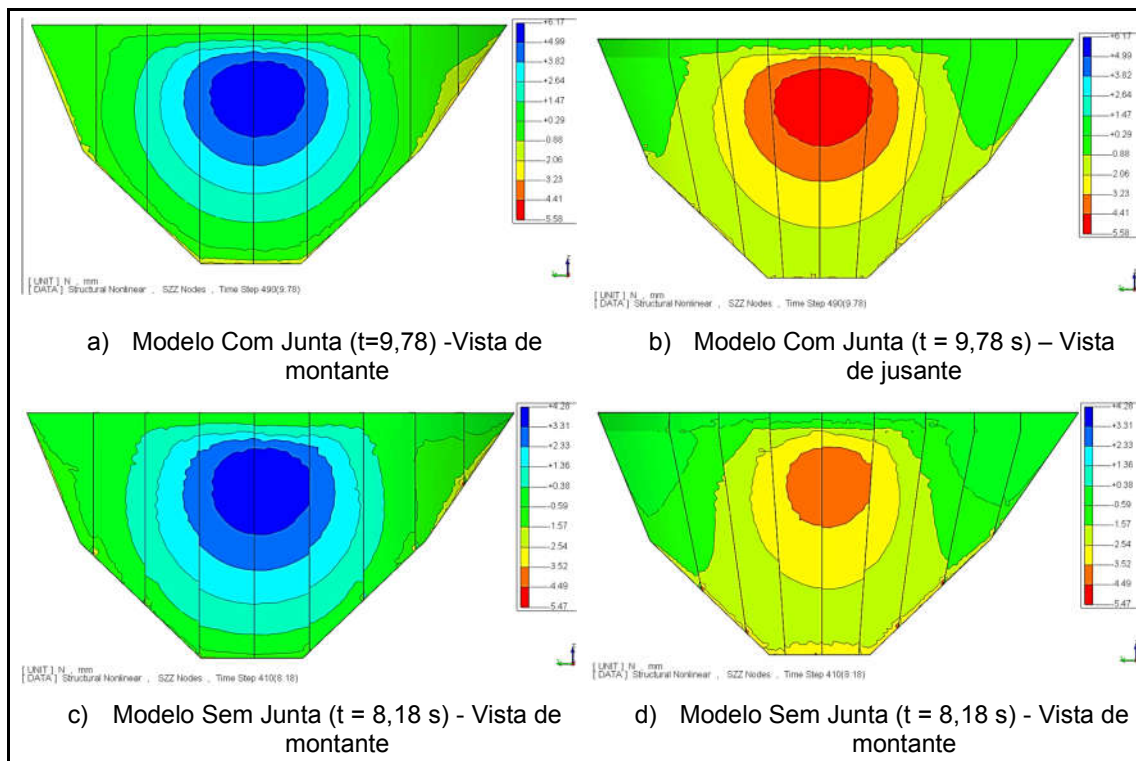


Figura 66 - Tensões verticais (MPa) – Deformação para jusante

Fonte: Autoria própria

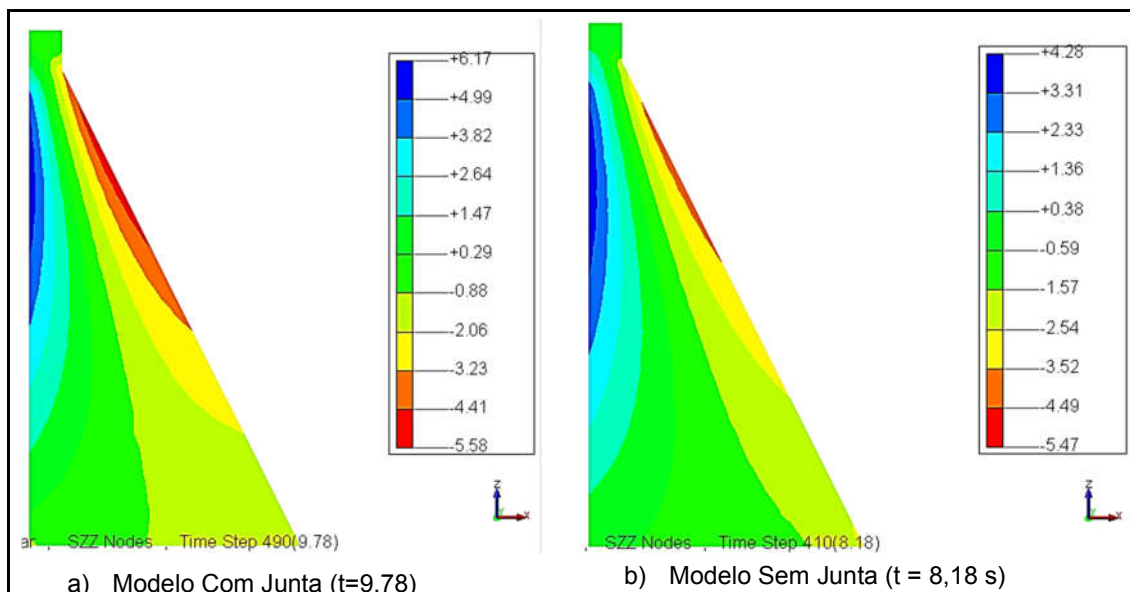


Figura 67 – Tensões verticais (MPa) – Perfil do Bloco 5

Fonte: Autoria própria

Tabela 20 – Tabela de comparação de tensões verticais

| Tensões no corpo da barragem | | | |
|------------------------------|------------------|------------------|---------------|
| Tensão | Modelo Sem Junta | Modelo Com Junta | Diferença (%) |
| Tração (MPa) | 6,17 | 4,28 | -30,00 |
| Compressão (MPa) | 5,58 | 5,47 | 2,00 |
| Tensões na base da barragem | | | |
| Tensão | Modelo Sem Junta | Modelo Com Junta | Diferença (%) |
| Compressão Montante (MPa) | 0,29 | 0,10 | -35,00 |
| Compressão Jusante (MPa) | 1,47 | 1,81 | 23,00 |

Fonte: Autoria própria

As tensões verticais obtidas no Modelo Com Junta no passo de tempo $t = 22,38$ s e no Modelo Sem Junta obtidas no tempo $t = 6,84$ s, são apresentadas na Figura 68.

Observa-se que há compressão na face de montante com valor de 7,56 MPa obtido no Modelo Com Junta e no Modelo Sem Junta esse valor aumenta 6,00 %, com valor de 8,05 MPa. As trações se apresentam na face de jusante com valor máximo de 3,38 MPa no Modelo Com Junta e no Modelo Sem Junta de 3,49 MPa, representando um acréscimo de 3,00 %. A comparação da distribuição de tensões no perfil da estrutura pode ser observado na Figura 69.

O aumento das compressões montante e das trações a jusante demonstram a redução da rigidez da estrutura provocada pelas juntas de contração. A comparação dos valores obtidos estão na Tabela 21.

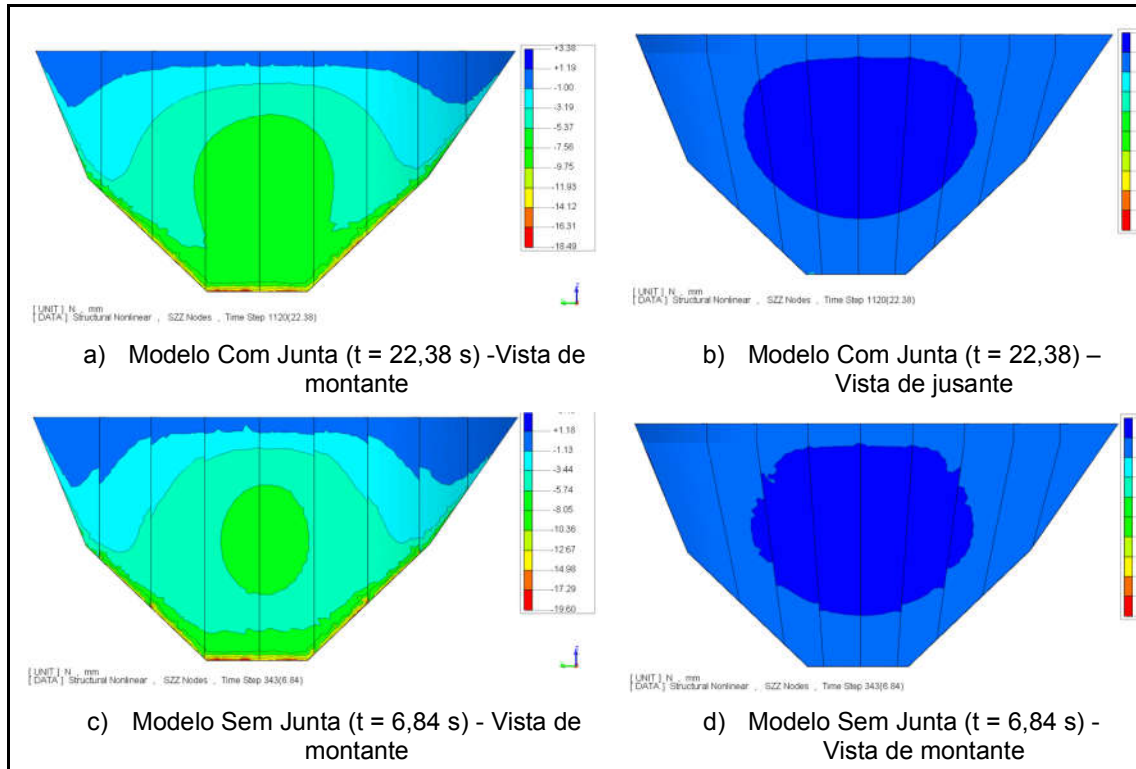


Figura 68 - Tensões verticais (MPa) – Deformação para montante

Fonte: Autoria própria

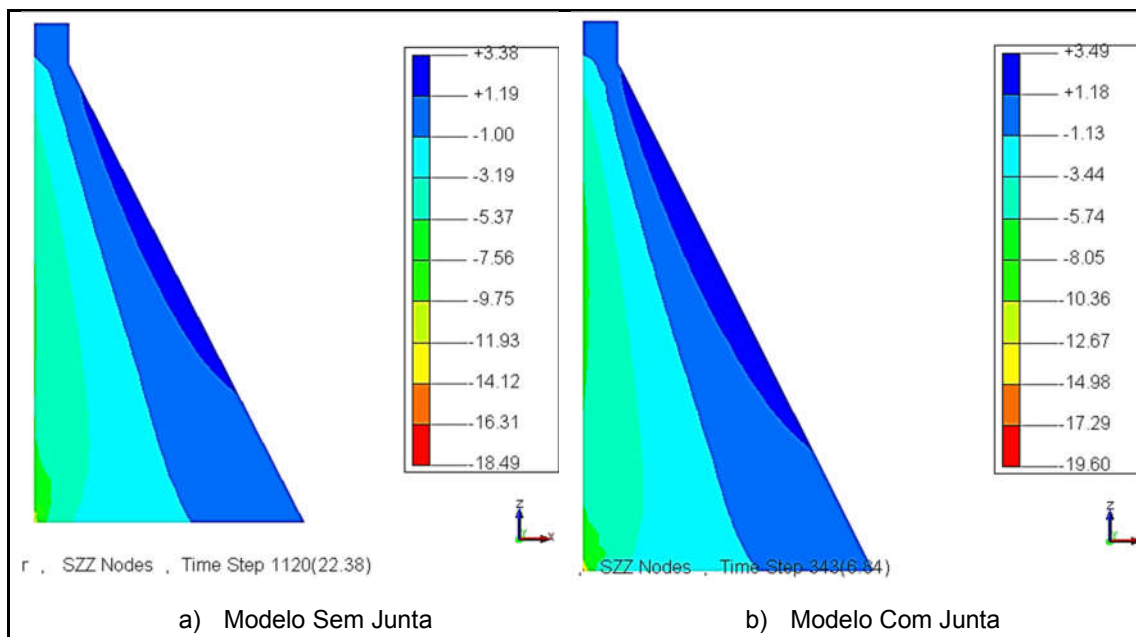


Figura 69 – Tensões verticais (MPa) – Perfil do Bloco 5

Fonte: Autoria própria

Tabela 21 – Tabela de comparação de tensões verticais

| Tensão | Modelo Sem Junta | Modelo Com Junta | Diferença (%) |
|------------------|------------------|------------------|---------------|
| Tração (MPa) | 3,38 | 3,49 | 3,00 |
| Compressão (MPa) | 7,56 | 8,05 | 6,00 |

Fonte: Autoria própria

Há pouca alteração nas tensões circunferenciais que são apresentadas na Figura 70, obtidas do Modelo Com Junta no passo de tempo $t = 9,78$ s e do Modelo Sem Junta no passo de tempo $t = 8,18$ s.

Observam-se compressões na crista da barragem, região central da face de montante e próximo às ombreiras na face de jusante. O valor máximo obtido no Modelo Com Junta foi de 8,60 MPa e Modelo Sem Junta se obteve 7,88 MPa, redução de 10,0 %. As distribuições das tensões no arco obtidas na El. 950,00, no meio da barragem, estão na Figura 71.

As trações se apresentam na parte inferior da estrutura, praticamente não há diferença entre os valores obtidos no Modelo Com Junta e o Modelo Sem Junta.

A comparação dos valores obtidos estão na Tabela 22.

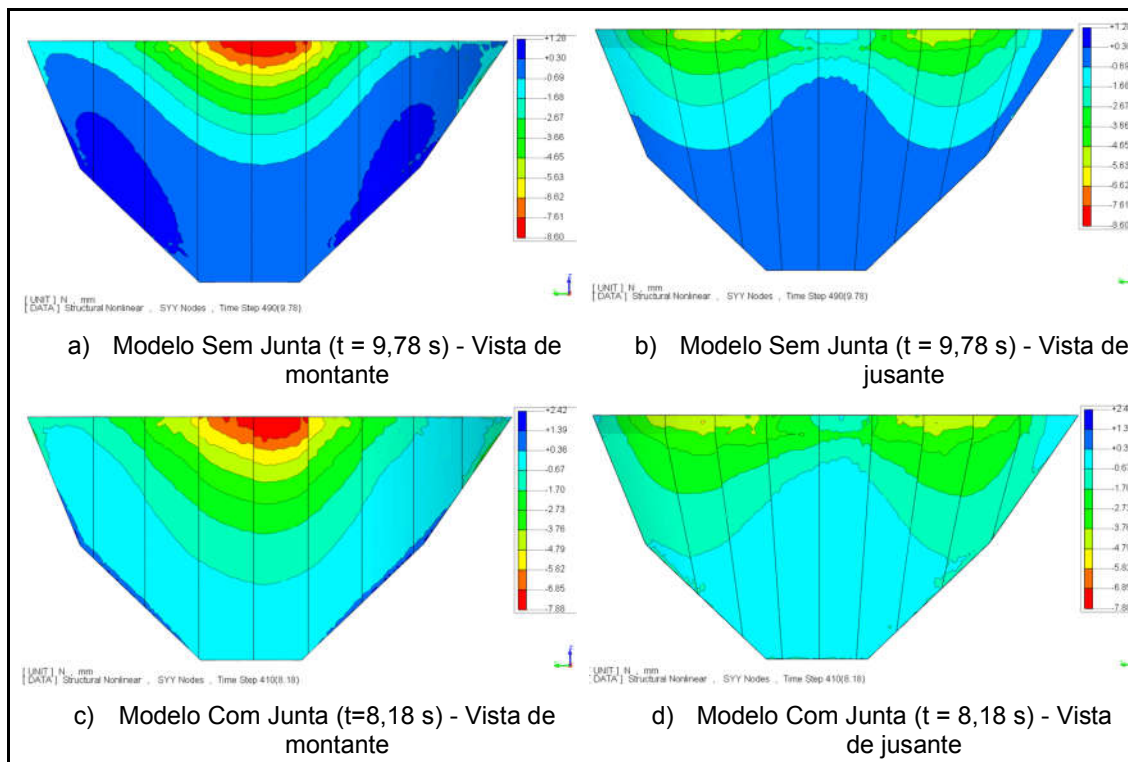


Figura 70 - Tensões circunferenciais (MPa) - Modelo Com Junta (t = 9,78 s) - Modelo Sem Junta (t = 8,18 s)

Fonte: Autoria própria

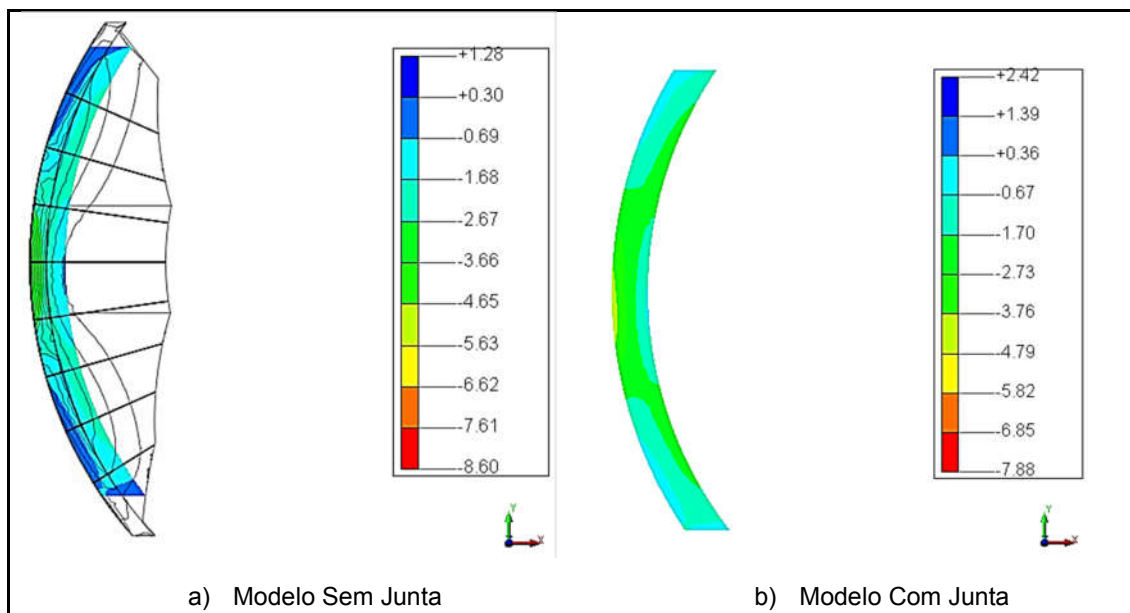


Figura 71 – Tensões circunferenciais – Seção El. 950,00
Fonte: Autoria própria

Tabela 22 – Tabela de comparação de tensões circunferenciais

| Tensão | Modelo Sem Junta | Modelo Com Junta | Diferença (%) |
|------------------|------------------|------------------|---------------|
| Tração (MPa) | 0,30 | -0,36 | 220,00 |
| Compressão (MPa) | 8,60 | 7,88 | 10,00 |

Fonte: Autoria própria

Na análise das tensões circunferenciais observa-se trações na face de montante, a jusante se apresentam compressões na região central e trações nas ombreiras, obtidas no tempo $t = 22,38$ s do Modelo Com Junta e $t = 6,84$ s do Modelo Sem Junta. A Figura 72 compara os valores obtidos no corpo da barragem, a distribuição das tensões circunferenciais no plano estão apresentados na Figura 73, com seção na El. 950,00, no meio da barragem.

As trações médias obtidas na face de montante e nas ombreiras a jusante apresentaram valor de 2,21 MPa no Modelo Com Junta e 2,10 MPa do Modelo Sem Junta, pequena diferença de 5,00 %.

A compressão no talude de jusante aumenta de 1,24 MPa do Modelo Com Junta para 1,50 do Modelo Sem Junta, acréscimo de 20,0 %.

A comparação dos valores obtidos estão apresentados na Tabela 23.

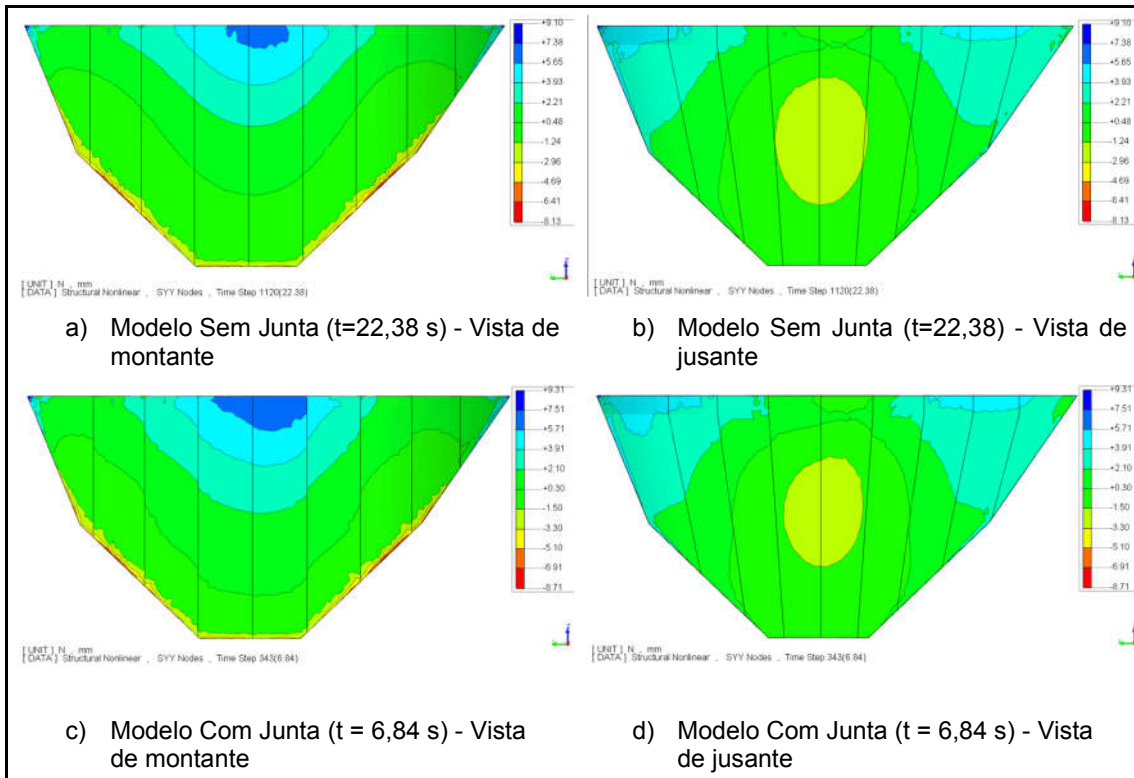


Figura 72 - Tensões circunferenciais (MPa) - Modelo Com Junta (t = 22,38 s)- Modelo Sem Junta (t = 6,84 s)

Fonte: Autoria própria

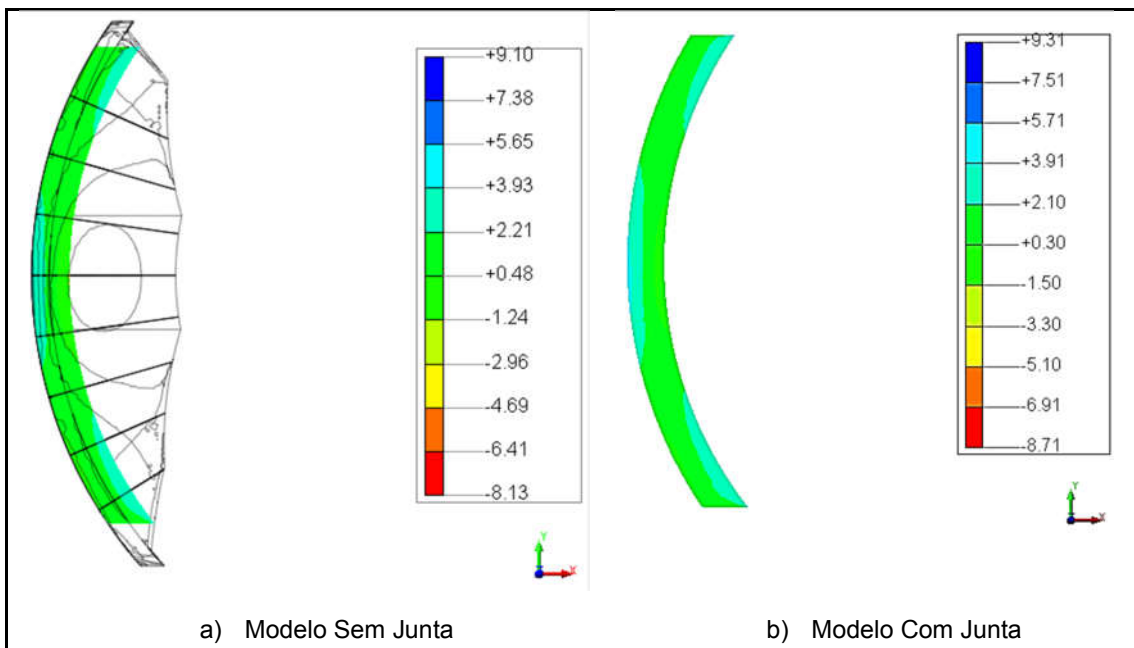


Figura 73 – Tensões verticais (MPa) – Seção El. 950,00

Fonte: Autoria própria

Tabela 23 – Tabela de comparação de tensões circunferenciais

| Tensão | Modelo Sem Junta | Modelo Com Junta | Diferença (%) |
|------------------|-------------------------|-------------------------|----------------------|
| Tração (MPa) | 2,21 | 2,10 | 5,00 |
| Compressão (MPa) | 1,20 | 1,54 | 20,00t |

Fonte: Autoria própria

Pode-se observar que os valores obtidos nas tensões circunferenciais comparados com as tensões verticais, são menores. O que evidencia que a estrutura resiste aos esforços mais gravidade do que em arco.

As tensões verticais obtidas na configuração de deslocamento em que a crista da estrutura apresenta deformação para jusante, em relação a base, há redução de tração vertical na face montante, com pouca diferença para as compressões no talude de jusante. As tensões circunferenciais apresentam reduções de tração na região superior da estrutura e passando a comprimir as regiões inferiores antes em tração.

Para as tensões verticais, quando observada a deformação para montante há aumento das compressões na face de montante e pouca alteração nas trações no talude de jusante. As tensões circunferenciais observadas nessa configuração apresentam redução de tração na região superior e aumento de compressões no talude de jusante, na região média e inferior.

Os resultados nos estudos apresentados no item 2, abordam a inclusão das juntas de contração em barragem em arco, e incluem a abertura das juntas de contração. Nesse estudo em que se estuda uma barragem em arco e não incluem a abertura das juntas, alguns resultados previstos puderam ser observados.

Observa-se a redistribuição de tensões no corpo da barragem conforme os resultados obtidos por Feng et al. (2011) e Fenves et al. (1992). As tensões circunferenciais apresentam leves reduções no corpo da barragem e reduzindo mais na região das juntas conforme os resultados apresentados por Hesari et al (2014), Fenves et al. (1992) e Azmi e Paultre (2002), e observa-se o aumento das tensões verticais de compressão na base apontado nos estudos de Feng et al. (2011) e Fenves (1992).

O fenômeno apontado por Downing (1988) e Azmi e Paultre (2002), que aponta a dissipação das tensões de tração causada pela inclusão juntas de contração é constatado tanto as tensões circunferenciais como para as tensões verticais no corpo da barragem apresentaram reduções de forma que a não consideração das juntas pode superestimar o valor das tensões na barragem.

5.3.3 Dimensionamento

Para os aspectos de dimensionamento, de acordo com os valores obtidos, algumas premissas devem ser assumidas. Em uma análise preliminar as tensões de pico, tração e compressão, obtidas a montante e a jusante, a fim de evitar um dimensionamento excessivamente conservador para a estrutura de concreto, esses picos serão ignorados (ICOLD, 1988). Para as tensões de tração obtidas nas porções superiores da barragem, os valores aqui obtidos representam um comportamento linear do material e a premissa do ICOLD (1988) deve ser assumida, que, quando é analisado o desempenho para o “cenário de risco” sísmico, e o critério de deslocamento de “não perda de reservatório” é aplicado, então a abertura de fissura no concreto pode ser tolerada, mas, neste caso, somente análises dinâmicas não lineares são apropriadas.

Levando em conta essas premissas, o dimensionamento da barragem de concreto arco-gravidade pode ser realizado usando o *Engineer Manual USACE 1110-2-2201* do USACE (1994), onde as tensões de compressão dinâmicas solicitantes para a condição de carregamento Dinâmica Extrema são dadas pela equação (68) que está relacionada à tensão de compressão estática solicitante, pela equação (69). A tensão dinâmica de tração solicitante é dada pela equação (70) e a correspondente estático é dada pela equação(71).

$$f'_{cd} = 1.5f_c \quad (68)$$

$$f'_c = \frac{f'_{cd}}{1.3} \quad (69)$$

$$f'_{td} = \frac{f'_{cd}}{10} \quad (70)$$

$$f'_t = \frac{f'_{td}}{1.3} \quad (71)$$

Adotando este critério é possível determinar resistência necessária tomando os valores máximos nos diferentes casos de resposta da barragem. Para o dimensionamento da estrutura pelas tensões de compressão obtém-se a resistência

de projeto de 10,00 MPa para a parte inferior, 5,00 MPa para a parte média e 9,00 MPa para a parte superior, quando comparado com o modelo sem juntas reduz a resistência necessária para região do meio e superior, aumentando na base. O dimensionamento para as tensões de tração resulta em um projeto excessivamente conservador para a estrutura de concreto, neste caso, um estudo de propagação de fratura é apropriado, e deve ser realizado analisando o dano sísmico e falha de tais estruturas. Em que a iniciação, crescimento e coalescência de fissuras em concreto, deve ser contempladas em uma análise numérica considerando um modelo de plasticidade por dano (MRIDHA e MAITY, 2014).

Figura 74 – Dimensionamento e zoneamento do concreto da barragem

| Tensões de compressão – Modelo Sem Junta | | | |
|---|---------------------------------------|--|---|
| Região da barragem | Solicitante (f_c) | Resistência Dinâmica (f'_{cd}) | Resistência Estática (f'_c) |
| Inferior | 7.44 | 11.16 | 8.58 |
| Média | 5.46 | 8.19 | 6.30 |
| Superior | 8.43 | 12.65 | 9.73 |
| Tensões de compressão – Modelo Com Junta | | | |
| Região da barragem | Solicitante (f_c) | Resistência Dinâmica (f'_{cd}) | Resistência Estática (f'_c) |
| Inferior | 7.91 | 11.87 | 9.13 |
| Média | 4.16 | 6.24 | 4.80 |
| Superior | 7.74 | 11.61 | 8.93 |
| Tensões de tração – Modelo Sem Junta | | | |
| Região da barragem | Solicitante (f_c) | Resistência Dinâmica (f'_{cd}) | Resistência Estática (f'_c) |
| Inferior | 0.30 | 4.50 | 3.46 |
| Média | 6.17 | 92.55 | 71.19 |
| Superior | 2.21 | 33.15 | 25.50 |
| Tensões de tração – Modelo com junta | | | |
| Região da barragem | Solicitante (f_c) | Resistência Dinâmica (f'_{cd}) | Resistência Estática (f'_c) |
| Inferior | - | - | - |
| Média | 4.28 | 64.20 | 49.38 |
| Superior | 2.1 | 31.50 | 24.23 |

Fonte: Autoria própria

6 CONCLUSÕES

Nesta contribuição, a resposta sísmica tridimensional de uma barragem de concreto compactado com rolos em arco-gravidade foi apresentada com base no modelo de elementos finitos tridimensional dinâmico não linear, usando o programa DIANA®. A simulação numérica inclui uma condição de junta de contração e a interação reservatório-fundação. Para melhorar a qualidade da solução de elementos finitos, é realizado um estudo de convergência. A efetividade da estrutura numérico que considera a interação barragem-reservatório-fundação é primeiramente validada em uma análise de frequências naturais e modos de vibrações. Em seguida, é realizado estudo de caso para caracterizar os efeitos da redução da rigidez do arco devido aos parâmetros do preenchimento das juntas de contração, Modelo Com Junta, em comparação com o modelo monolítico, Modelo Sem Junta.

As juntas de contração são modeladas como elementos de interfaces e propriedades indicadas pela literatura. O modelo da fundação é sem massa e considera somente as propriedades elásticas da rocha, com restrições rígidas posicionadas na distância da estrutura que não influencie nas tensões e deformações na região analisada, o mesmo critério para as condições de contorno é adotado para limitar o reservatório que é modelado diretamente em elementos finitos de fluido acústico para simular de forma mais precisa a interação barragem-reservatório. O amortecimento de *Rayleigh* foi aplicado na fundação e na barragem. A análise do histórico de acelerações foi realizada pelo método de integração de *Newmark*.

A análise estática foi realizada na considerando somente o peso próprio da estrutura na combinação Não Usual Estática, e também considerando a atuação das pressões hidrostáticas do reservatório na combinação Usual Estática. A análise modal foi realizada no Modelo Sem Fluido e no Modelo Com Fluido que considera as pressões hidrodinâmicas do reservatório. A análise dinâmica considera o histórico de acelerações do sismo máximo de projeto (MDE) obtido na região do projeto.

Mediante os resultados analisados no estudo estático pode-se concluir que:

- A análise estática demonstra a alteração do comportamento da estrutura com a inclusão das juntas de contração, refletido no aumento dos deslocamentos.

- Com a inclusão das juntas percebe-se a redistribuição de tensões em que são obtidos acréscimos de 10,00 % nas tensões verticais de tração, e com aumento de 30,00% nas tensões verticais de compressão.
- As tensões de arco apresentam redistribuição de tensões, em que há aumento das regiões em compressão, por consequência reduzindo as regiões tracionadas.

Mediante os resultados analisados no estudo de frequências pode-se concluir que:

- A inclusão das juntas da estrutura altera as frequências naturais da estrutura, de modo que a análise modal se mostra como um critério para avaliar os parâmetros adotados para as juntas de contração.
- A análise de frequências apresenta uma escolha apropriada dos parâmetros de junta de contração, as frequências naturais obtidas no Modelo Sem Junta ficaram próximas aos valores obtidos no Modelo Sem Junta.
- O método de participação de massa além de ser um critério para determinação dos parâmetros de *Rayleigh*, é também um bom método para avaliação da interação fluido-estrutura, em que o reservatório adiciona 23,00 % de massa ao sistema.
- A interação fluido-estrutura realizada por elementos acústicos reduziu 20,00 % as frequências naturais da estrutura.

Mediante os resultados analisados no estudo dinâmico pode-se concluir que:

- A comparação das tensões circunferenciais com as tensões verticais, mostra que o comportamento estrutural dominante ocorre pela característica de barragem de gravidade.
- Conforme os resultados obtidos nos estudos de barragem em arco, a inclusão também altera a resposta da estrutura da barragem arco gravidade, porém em de maneira menos acentuada que em estudos realizados em barragem em arco e consideram a abertura das juntas.

- Os máximos deslocamentos ocorreram na crista e com a inclusão das juntas são deslocados no espectro de resposta e os períodos são prolongados.
- O aumento dos deslocamentos com a inclusão das juntas de contração se confirma quando analisado o perfil da barragem.
- Os deslocamentos na base reduzem, o que indica o aumento dos deslocamentos relativos da crista em relação à base.
- Há redistribuição de tensões no corpo da barragem, entre esforços circunferenciais e esforços verticais. As tensões circunferenciais reduzem os máximos entre 5,00 e 10,00%, e as tensões de verticais de compressão na base aumentam entre 6,00 e 23,00%.
- As tensões de tração circunferenciais reduzem, e mesmo que os máximos de compressão também reduzam há aumento da distribuição de compressões no corpo da barragem, diminuindo as regiões tracionadas.
- As tensões de tração verticais de tração verticais reduzem 30,00%, redistribuindo em esforços de compressão circunferenciais e verticais.

Mediante os resultados analisados no estudo dinâmico pode-se concluir que:

- A inclusão das juntas de contração altera o dimensionamento da estrutura que em geral passa a ser solicitada mais em compressão do que em tração.
- A distribuição das solicitações de resistência modifica havendo maiores solicitações de resistência a compressão na base, porém região média e superior, esses valores reduzem, em contraste com a estrutura sem juntas de contração.
- Mesmo com as reduções das solicitações em tração há necessidade de realizar um estudo de propagação de fratura para evitar um dimensionamento excessivamente conservador

6.1 TRABALHOS FUTUROS.

- Realizar estudo de danos sísmicos, analisando a propagação de fraturas no concreto, com posterior dimensionamento estrutural.
- Realizar dimensionamento da estrutura considerando um estudo de propagação
- Estudar a resposta da estrutura em relação à interação fluido estrutura, comparando o método analítico de *Westergaard* com o modelo de fluido acústico em elementos finitos.
- Realizar análise paramétrica variando as propriedades elásticas da fundação em relação as propriedades elásticas do concreto, considerando as juntas de contração.
- Realizar considerando além das propriedades elásticas, a abertura das juntas de contração.

REFERÊNCIAS

AMINA, T. B.; MOHAMED, B., ANDRÉ, L., ABDELMALEK, B. Fluid-structure interaction of Brezina 3D modal analysis. **Engineering Structures**, 2015.

ANDERSSON, A.; MALM, R. **Measurement evaluation and fem simulation of bridge dynamics**. Stockholm. 2004.

ANDRIOLO, F. R. **The use of roller compacted concrete**. São Paulo, 1998.

AZMI, M.; PAULTRE, P. Three-dimensional analysis of concrete dams including contraction joint non-linearity. **Engineering Structures**, 2002.

BATHE, K. J.; WILSON, E. L. **Numerical methods in finite element analysis**. Englewood Cliffs: Prentice-Hall, 1976.

BERNEHEIM, I. . F. E. **Behavior of swedish concrete buttress dams at seismic loading**. Stockholm: Royal Institute of Technology (KTH), 2016.

ÇETIN, K. O.; YUNATCI, A. A. **Seismic hazard assessment for Pervari Dam and Hydroelectric Power Plant**. RepoDrt No 2012.03.03.01.03.78. Ankara: Middle East Technical University, 2013.

CHATTERJEE, P. Frequency response analysis of a generic dam-fluid-foundation model. **TNO DIANA**, 2013.

CHOPRA, A. K. Earthquake analysis design safety evaluation concrete dams. **Earthquake Engineering - Tenth World Conference**, 1994.

CHOPRA, A. K. **Dynamic of structures**. Edinburgh Gate: Pearson, 2014.

CHUHAN, Z.; JIANWEN, P.; JINTING, W. Influence of seismic input mechanisms and radiation damping on arch dam response. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, 2009.

CLOUGH, R. W. Nonlinear mechanisms in the seismic response of arch dams. **International Research Conference on Earthquake Engineering**, 1980.

CLOUGH, R. W.; CHANG, K. T.; CHEN, H. Q. G. Y. **Dynamic interaction effects in arch dams**. Berkeley: University of California - Earthquake Engineering Research Center, 1985.

CLOUGH, R. W.; PENZIEN, J. **Dynamics of structures**. Berkeley: Computers & Structures, 2003.

COMMISSION INTERNATIONALE DES GRANDS BARRAGES INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. **CIGB-ICOLD**. Disponível em: <http://www.icold-cigb.net/GB/dams/role_of_dams.asp>. Acesso em: 01 jun. 2018.

COOK, R. . M. D. . P. M. . W. R. **Concepts and applications of finite element analysis**. Hoboken: John Wiley & Sons, 2002.

DATTA, T. **Seismic analysis of structures**. Singapura, 2010.

DOMINGUEZ, J.; MAESO, O. Earthquake analysis of arch dams II: Dam-foundation interaction. **Journal of Engineering Mechanics**, 1993.

DOWLING, M. J. **Non-linear seismic analysis of arch dams**. Pasadena: California Institute of Technology, 1988.

DU, X.; ZHANG, Y.; ZHANG, B. Non-linear seismic response analysis of arch dam-foundation systems - Part I: Dam-foundation rock interaction. **Bulletin of Earthquake Engineering**, 2006.

EL-AIDI, B.; HALL, J. F. Non-linear earthquake response of concrete gravity dams - Part 1: Modeling. **Earthquake Engineering and Structural Dynamics**, 1989. 837-851.

EL-AIDI, B.; HALL, J. F. Non-linear earthquake response of concrete gravity dams - Part 2: Behavior. **Earthquake Engineering and Structural Dynamics**, 1989. 853-865.

ELETROBRAS, CENTRAIS ELÉTRICAS BRASILEIRAS SA. **Crerios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas**. Rio de Janeiro: ELETROBRAS-ICOLD, 2003.

FENG, J. et al. Comparative study procedure for the safety evaluation of high arch dams. **Computers and Geotechnics Journal**, 2011.

FENVES, G. L.; MOJTAHEDI, S.; REIMER, R. B. ADAP-88: **A computer program for nonlinear earthquake analysis of concrete arch dams**. **Journal of Structural Engineering**, Berkeley: University of California - Earthquake Engineering Research Center, 1989

FENVES, G. L.; MOJTAHEDI, S.; REIMER, R. B. Effect of contraction joints on earthquake response of an arch dam. **Journal of Structural Engineering**, 1992.

FOK, K. L. C. A. K. **Earthquake analysis of and response of concrete dams**. Berkeley: University of California - Earthquake Engineering Research Center, 1985.

GHANAAT, Y. **Theoretical manual for analysis of arch dams**. Emeryville: United States Army Corps of Engineers, 1993.

GOLDGRUBER, M. Influence of damping and different interaction modelling on high arch dam. **Vienna Congress on Recent Advances in Earthquake Engineering and Structural Dynamics**, Vienna, 2013.

GOLDGRUBER, M. **Nonlinear seismic modelling of concrete dams**. Graz: Graz University of Technology, 2015.

GOODMAN, R. E.; TAYLOR, R. L.; BREKKE, T. L. A model for the mechanics of jointed rock. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, 1986.

HALL, J. F. **Efficient nonlinear seismic analysis of arch dams - User's manual for SCADA**. Pasadena: California Institute of Technology, 1996.

HELLGREN, R. **Influence of fluid structure interaction on a concrete dam during seismic excitation**: Parametric analyses of an arch dam-reservoir-foundation system. Stockholm: Royal Institute of Technology (KTH), 2014.

HESARI, M. A.; GHAEMIAN, M.; SHAMSAI, A. Advanced nonlinear dynamic analysis of arch dams considering joints effects. **Advances in Mechanical Engineering**, 2014.

ICOLD, INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. **Bulletin 61: Dam design criteria - The philosophy of their selection**. Paris: CIGB-ICOLD, 1988

ICOLD, INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. **Selecting seismic parameters for large dams, guidelines**. Paris: CIGB-ICOLD, 1989

IWPRDC. **Karun IV Dam and Power Plant Project: The final stage studies:** Iran Water & Power Resources Development CO, 2004.

KUO, J. S. H. **Fluid structure interactions:** Added mass computations for incompressible fluid. Berkeley: University of California - Earthquake Engineering Research Center, 1982.

LATHAM, S. Encyclopedia Britannica. **Britannica.** Disponível em: <<https://www.britannica.com/topic/Hoover-Dam>>. Acesso em: 01 jun. 2018.

LEUNG, A. Y. T. et al. The fractal finite element method for added-mass-type problems. **International Journal for Numerical Methods in Engineering**, 2008.

LOTFI, V.; ESPANDAR, R. An investigation of joints behavior in seismic response of arch dams. **Electronic Journal of Structural Engineering**, 2002.

MALM, R. **Guideline for FE analyses of concrete dams.** Stockholm. 2016.

MANIE, J. **DIANA Finite Element Analysis User's Manual.** Netherlands: DIANA FEA BV, 2017.

MLAKAR, P. F. Nonlinear response of concrete gravity dams to strong earthquake-induced ground motion. **Computer and Structures**, 1987.

MRIDHA, S., MAITY, D. Experimental investigation on nonlinear dynamic response of concrete gravity dam-reservoir system. **Engineering Structures**, 2014.

NEWMARK, N. A method of computation for structural dynamics. **Journal of the Engineering Mechanics Division**, 1959.

NORMAN, C. D.; ANDERSON, F. A. Reanalysis of cracking in large concrete dams in the United States Army Corps of Engineers. **Proceedings of 15th Conference on Large Dams**, Lauzane, 1985.

NOVAK, P. et al. **Hydraulic structures**. Oxon: Taylor & Francis, 2007.

O' CONNOR, J. P. F. . The modelling of cracks, potential crack surfaces and construction joints in arch dams by curved surface interface elements. **Proceedings of the 15th International Conference on Large Dams**, 1985.

PACELLI, W. A. **Concreto: Massa, estrutural, projetado e compactado com rolo**. São Paulo: PINI, 1997.

PRIESTLEY, M. J. N.; SEIBLE, S.; CALVI, G. M. **Seismic design and retrofit of bridges**. New York: John Wiley & Sons, 1996.

REMOR, J. P. R. **Estudo do comportamento dinâmico de uma ponte ferroviária considerando os efeitos de lastro e de irregularidades da via**. Curitiba: Universidade Tecnológica Federal Do Paraná, 2017.

RICKETTS, R. E.; ZIENKIEWICZ, O. C. Preformed cracks and their influence on behaviour of concrete dams. **Criteria and Assumptions for Numerical Analysis of Dams: Proceedings of an International Symposium**, Swansea, 1975.

ROCHA, M. **Mecânica das rochas**. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1973.

ROW, D.; SCHRICKER, V. Seismic analysis of structures with localized non-linearities. **Proceedings of 8th World Conference on Earthquake Engineering**, 1984.

SCHEULEN, F. et al. Numerical model validation for large concrete gravity dams. **30th Annual United States Society on Dams Conference**, 2010.

TIMOSHENKO, S. P.; GOODIER, J. N. **Theory of elasticity**. New York: McGraw-Hill, 1970.

TZAMTZIS, A. D. **Dynamic finite element analysis of complex discontinuous and jointed structural systems using interface elements**. London: University of London - Department of Civil Engineering, 1994.

TZAMTZIS, A. D. Finite element modeling of cracks and joints in discontinuous structural systems. **16th American Society of Civil Engineers Engineering Mechanics Conference**, 2003.

UNITED STATES ARMY CORPS OF ENGINEERS. **EM 1110-2-2201**: Arch Dam Design. Washington: USACE, 1994.

UNITED STATES ARMY CORPS OF ENGINEERS. **EM 1110-2-6051**: Time-history dynamic analysis of concrete hydraulic structures. Washington: USACE, 2003.

UNITED STATES ARMY CORPS OF ENGINEERS. **EM 1110-2-6053**: Earthquake design and evaluation of concrete hydraulic structures. Washington: USACE, 2007.

VALLEJO, L. I. et al. **Ingeniería geológica**. Madrid: Pearson Education, 2002.

WESTERGAARD, H. M. Water pressures on dams during earthquakes. **Transactions of the American Society of Civil Engineers**, 1933.

ZHAO, L. H. et al. Non-linear seismic analysis of arch dams with contraction joints and dam-water-foundation interaction. **14th World Conference on Earthquake Engineering**, 2008.

ZIENKIEWICS, O. C. **The finite element method in engineering science**. New York: McGraw-Hill, 1971.

ZIENKIEWICS, O. C.; HINTON, E.; BICANIC, N.; FEJZO, P. **Dams and Earthquake: Computational models for the transient dynamic analysis of concrete dams**. London: The Institution of Civil Engineers, 1980.

ZIENKIEWICZ, O. C.; CLOUGH, R. W.; SEED, H. B. **Earthquake analysis procedures for concrete and earth dams: State of the art**. Paris: International Commission on Large Dams, 1984.

ZIENKIEWICZ, O. C.; TAYLOR, R. L. **The finite element method**. London: McGraw-Hill, 2000.