

**UM ESTUDO DE PROPAGAÇÃO DE ONDAS E
APLICAÇÃO DO SISMO NA ANÁLISE DINÂMICA
ACOPLADA A BARRAGEM EM ARCO - RESERVATÓRIO -
FUNDAÇÃO**

NEANDER BERTO MENDES

**TESE DE DOUTORADO EM ESTRUTURAS
E CONSTRUÇÃO CIVIL
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**FACULDADE DE TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**UM ESTUDO DE PROPAGAÇÃO DE ONDAS E
APLICAÇÃO DO SISMO NA ANÁLISE DINÂMICA
ACOPLADA A BARRAGEM EM ARCO - RESERVATÓRIO -
FUNDAÇÃO**

NEANDER BERTO MENDES

ORIENTADOR: LINEU JOSÉ PEDROSO

TESE DE DOUTORADO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

PUBLICAÇÃO: E.TD-7A/18

BRASÍLIA/DF: JUNHO - 2018

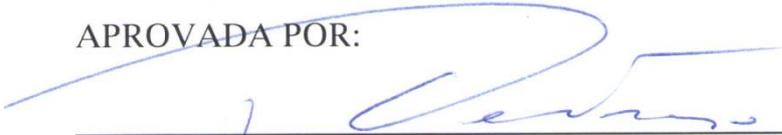
UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

UM ESTUDO DE PROPAGAÇÃO DE ONDAS E
APLICAÇÃO DO SISMO NA ANÁLISE DINÂMICA
ACOPLADA A BARRAGEM EM ARCO - RESERVATÓRIO -
FUNDAÇÃO

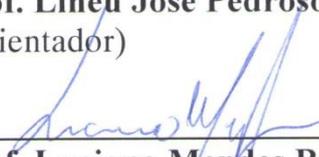
NEANDER BERTO MENDES

TESE DE DOUTORADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA FACULDADE DE TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL.

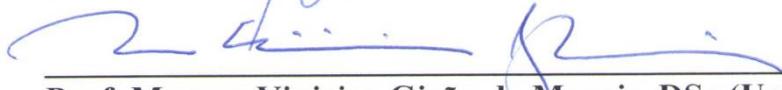
APROVADA POR:



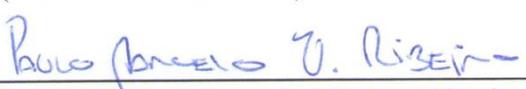
Prof. Lineu José Pedroso, Dr. Ing. (UnB/FT/ENC)
(Orientador)



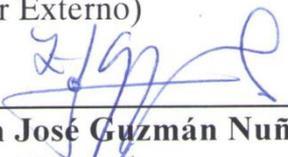
Prof. Luciano Mendes Bezerra, PhD (UnB/FT/ENC)
(Examinador Interno)



Prof. Marcus Vinicius Girão de Moraes, DSc (UnB/FT/ENM)
(Examinador Interno)



Prof. Paulo Marcelo Vieira Ribeiro, DSc (UFPE)
(Examinador Externo)



Prof. Zenón José Guzmán Nuñez Del Prado, DSc (UFG)
(Examinador Externo)

BRASÍLIA/DF, 25 DE JUNHO DE 2018

FICHA CATALOGRÁFICA

MENDES, NEANDER BERTO

Um estudo de propagação de ondas e aplicação do sismo na análise dinâmica acoplada a barragem em arco – reservatório – fundação [Distrito Federal] 2018. 289p. 210 x 297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Estruturas e Construção Civil, 2018).

Tese de Doutorado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1.Fluido-Estrutura

2.Estrutura-Estrutura

3.Método dos elementos finitos

4.Barragens em arco

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

MENDES, N. B. (2018). Um estudo de propagação de ondas e aplicação do sismo na análise dinâmica acoplada a barragem em arco – reservatório – fundação. Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil. Publicação E.TD-7A/18. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 289p.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Neander Berto Mendes

TÍTULO: Um estudo de propagação de ondas e aplicação do sismo na análise dinâmica acoplada a barragem em arco – reservatório – fundação.

GRAU: Doutor ANO: 2018

É concedida à Universidade de Brasília permissão para reproduzir cópias desta tese de doutorado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte dessa qualificação de doutorado pode ser reproduzida sem autorização por escrito do autor.

Neander Berto Mendes

Rua Dr. Olavo Batista. N° 250. Bairro Batista

75.123-480 Anápolis - GO - Brasil

e-mail: neanderberto@unb.br

AGRADECIMENTOS

A minha família, pelo apoio incondicional.

Ao professor Lineu José Pedroso, pela amizade, paciência, dedicação e valiosos ensinamentos.

Ao CNPq pelos recursos recebidos nesta tese.

“Só sei que nada sei”
Sócrates apud Platão

RESUMO

UM ESTUDO DE PROPAGAÇÃO DE ONDAS E APLICAÇÃO DO SISMO NA ANÁLISE DINÂMICA ACOPLADA A BARRAGEM EM ARCO - RESERVATÓRIO - FUNDAÇÃO

Autor: Neander Berto Mendes

Orientador: Lineu José Pedroso, Dr. Ing.

Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil

Brasília, Junho de 2018

Em engenharia de barragens, é indispensável a observância de condições rigorosas de segurança pois, dependendo do porte, seu rompimento causa graves prejuízos, diretos (como perdas de vidas humanas, danos materiais na barragem e nas zonas inundadas) e indiretos (como paralisação das atividades econômicas no local e a jusante, perda de energia elétrica que seria gerada na barragem rompida e em outras e danos físicos e/ou psicológicos aos sobreviventes). A barragem deve possuir estabilidade adequada para suportar com segurança os carregamentos (normais e extremos) de projeto. Dentre os eventos extremos a que uma barragem deve resistir, há o sismo. Quando a barragem vibra, a água também participa do movimento, portanto, durante a ação de um sismo, é de fundamental importância a consideração da interação dinâmica entre a estrutura e o fluido. Além disso, os efeitos da rocha de fundação da resposta ao terremoto de barragens são significativos e devem ser considerados em uma análise dinâmica. Este trabalho apresenta respostas (deslocamentos e tensões) de uma barragem em arco com dupla curvatura (barragem *Morrow Point*), incluindo a interação barragem-reservatório-fundação, submetida a um movimento do solo (terremoto de *Taft Lincoln School Tunnel*). Em todas as análises realizadas, utilizou-se o software ANSYS, baseado no método numérico dos elementos finitos e os resultados computados foram comparados com os disponíveis na literatura. Para atenuação das ondas espúrias de reflexão, foi utilizado elemento absorvedor no domínio finito do reservatório e camadas absorventes no domínio finito da fundação. A aplicação do sismo foi feita pela técnica de deconvolução. Como resultado final foi feita a análise completa da resposta da barragem devido ao seu peso, a pressão hidrostática e ação sísmica. A relação do módulo de Young da fundação pela barragem é igual a 1 sendo considerados todos os efeitos da interação barragem-fundação, o reservatório foi assumido como cheio e o coeficiente de reflexão da onda no contorno do reservatório foi selecionado como 0,5, sendo que a tensão de tração máxima encontrada foi de 3,69 MPa na direção do arco na ombreira inferior direita (1/5 da altura) na face montante da barragem.

ABSTRACT

A STUDY OF WAVE PROPAGATION AND APPLICATION OF THE SEISM IN THE ARC DAM - RESERVOIR - FOUNDATION COUPLED DYNAMIC ANALYSIS

Author: Neander Berto Mendes

Supervisor: Lineu José Pedroso, Dr. Ing.

Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil

Brasília, June of 2018

In dam engineering, it is indispensable to observe strict safety conditions, since, depending on the size, its disruption causes direct (such as loss of human life, damage to the dam and flooded areas) and indirect (such as a stoppage of activities, loss of electrical energy that would be generated in the ruptured dam and others and physical and / or psychological damage to the survivors) serious damages. The dam must have adequate stability to safely withstand (normal and extreme) design loads. Among the extreme events to which a dam must resist, there is the earthquake. When the dam vibrates, water also participates in the movement, so during the action of an earthquake, it is of fundamental importance to consider the dynamic interaction between the structure and the fluid. In addition, the rock foundation effects of quake response to dams are significant and should be considered in a dynamic analysis. This work presents responses (displacements and stresses) of a double-curved arc dam (Morrow Point dam), including the dam-reservoir-foundation interaction undergoing a ground movement (Taft Lincoln School Tunnel earthquake). In all analyzes, the ANSYS software was used, based on the numerical method of the finite elements and the computed results were compared with those available in the literature. For attenuation of the reflection spurious waves, absorber element was used in the finite domain of the reservoir and absorbent layers in the finite domain of the foundation. The earthquake was applied by the deconvolution technique. As a final result, a complete analysis of the dam response was made due to its weight, hydrostatic pressure and seismic action. The ratio of the Young's modulus of the foundation to the dam is equal to 1 considering all the effects of the dam-foundation interaction, the reservoir was assumed to be full and the reflection coefficient of the wave in the contour of the reservoir was selected as 0.5, being that the maximum tensile stress found was 3.69 MPa in the arch direction at the lower right side (1/5 of the height) at the face of the dam.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	MOTIVAÇÃO.....	1
1.2	PROBLEMÁTICA	5
1.3	OBJETIVOS	8
1.3.1	Objetivo geral.....	8
1.3.2	Objetivos específicos.....	9
1.4	METODOLOGIA.....	9
1.5	CONTRIBUIÇÕES DA TESE	16
1.6	ABRANGÊNCIA E LIMITAÇÕES	20
1.7	DESENVOLVIMENTO DO CONTEÚDO E ORGANIZAÇÃO DA TESE ...	22
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	24
2.1	INTRODUÇÃO.....	24
2.2	ESTADO DA ARTE.....	24
2.3	CONSIDERAÇÕES FINAIS	40
3	GENERALIDADES SOBRE BARRAGENS EM ARCO.....	41
3.1	INTRODUÇÃO.....	41
3.2	CLASSIFICAÇÃO DAS BARRAGENS	41
3.3	CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE BARRAGENS EM ARCO	42
3.4	ASPECTOS RELEVANTES NO ESTUDO DE BARRAGENS EM ARCO...	47
3.4.1	Geometria do vale.....	47
3.4.2	Fundação	51
3.5	SOLICITAÇÕES ATUANTES NUMA BARRAGEM EM ARCO.....	52
3.5.1	Ações estáticas.....	53
3.5.2	Ações dinâmicas (sismos)	56
3.6	UM BREVE HISTÓRICO DE BARRAGENS EM ARCO.....	60
3.7	BARRAGENS EM ARCO ICÔNICAS	61
3.8	ACIDENTES RELEVANTES COM BARRAGENS EM ARCO.....	62
3.8.1	Barragem St. Francis: 1928	65
3.8.2	Barragem Malpasset: 1959	66
3.8.3	Barragem Vajont: 1963	66
3.8.4	Barragem Paicoma: 1971, 1994.....	67
3.9	BARRAGENS EM ARCO NO BRASIL	68

3.9.1	Barragem do Funil.....	68
3.9.2	Barragem de Peti	71
3.10	CONSIDERAÇÕES FINAIS	72
4	FORMULAÇÃO TEÓRICA E ASPECTOS COMPUTACIONAIS.....	73
4.1	INTRODUÇÃO.....	73
4.2	SISTEMA ESTRUTURAL	73
4.3	SISTEMA ACÚSTICO (MEIO FLUIDO).....	82
4.4	ANSYS	93
4.4.1	Análises modal, harmônica e transiente	93
4.4.2	Análise de resultados	94
4.5	ELEMENTOS UTILIZADOS.....	95
4.5.1	SOLID95.....	95
4.5.2	FLUID30.....	96
4.5.3	FLUID130.....	97
4.5.4	Funções de forma.....	98
4.6	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	100
5	ELEMENTOS DE BASE PARA A ANÁLISE DO SISTEMA BRF	101
5.1	INTRODUÇÃO.....	101
5.2	SISTEMA BRF	101
5.2.1	Propriedades Físicas e Geométricas.....	101
5.2.2	Condições de Contorno	105
5.3	SOLICITAÇÃO SÍSMICA.....	109
5.4	COMPONENTES DOS SUBSISTEMAS ENVOLVIDOS.....	111
5.4.1	Barragem em Arco	112
5.4.2	Rocha de fundação.....	113
5.4.3	Interação barragem-fundação (IBF).....	113
5.4.4	Reservatório de água	114
5.4.5	Interação barragem-reservatório (IBR).....	115
5.4.6	Contorno absorvente do reservatório	115
5.5	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	117
6	PROPAGAÇÃO E ATENUAÇÃO DE ONDA EM DOMÍNIOS INFINITOS E APLICAÇÃO DO SISMO	118
6.1	INTRODUÇÃO.....	118
6.2	PARÂMETROS DE AMORTECIMENTO	118

6.3	PROPAGAÇÃO DE ONDA EM DOMÍNIOS INFINITOS	123
6.3.1	CALM - Método da Camada Absorvente de Caughey	123
6.3.2	Demonstração dos efeitos de atenuação.....	126
6.3.3	Demonstração dos efeitos de atenuação em modelos simplificados da rocha de fundação	144
6.3.4	Demonstração dos efeitos de atenuação em modelos simplificados do reservatório.....	153
6.4	LANÇAMENTO DO SISMO	157
6.5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	172
7	MODELAGEM COMPLETA 3D DO SISTEMA BRF	173
7.1	INTRODUÇÃO.....	173
7.2	MODELAGEM.....	173
7.3	MALHAMENTO E TESTES DE CONVERGÊNCIA	175
7.4	CONSIDERAÇÕES FINAIS	185
8	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	186
8.1	INTRODUÇÃO.....	186
8.2	ANÁLISE MODAL	186
8.3	ANÁLISE HARMÔNICA.....	194
8.4	ANÁLISE SÍSMICA	208
8.5	ANÁLISE ESTÁTICA	245
8.5.1	Peso Próprio	245
8.5.2	Pressão Hidrostática.....	248
8.6	ANÁLISE COMPLETA	256
8.7	SÍNTESE DOS RESULTADOS COMPARATIVOS.....	260
8.8	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	267
9	CONCLUSÕES, CONTRIBUIÇÕES E PERSPECTIVAS.....	268
9.1	SÍNTESE DA TESE E CONCLUSÕES GERAIS.....	268
9.2	VISÃO GLOBAL DAS CONTRIBUIÇÕES.....	272
9.3	PERSPECTIVAS	274
	REFERÊNCIAS	276

LISTA DE TABELAS

Tabela 1.1 - Casos dinâmicos analisados neste trabalho baseados em Tan e Chopra (1995) e suas principais particularidades	13
Tabela 1.2 - Casos estáticos analisados neste trabalho baseados em USACE (1994) e suas principais particularidades	15
Tabela 1.3 - Caso completo analisado neste trabalho baseados em Tan e Chopra (1995) e suas principais particularidades	15
Tabela 1.4 - Outros casos analisados neste trabalho e suas principais particularidades	16
Tabela 2.1 - Participantes, programas e aproximações	37
Tabela 3.1 - Zonas Sísmicas (ABNT, 2006)	58
Tabela 3.2 - Detalhes da Usina Hidrelétrica de Funil	70
Tabela 3.3 - Detalhes da Usina Hidrelétrica de Peti.....	72
Tabela 5.1 - Detalhes do Sistema <i>Morrow Point</i>	102
Tabela 5.2 - Dimensões da barragem <i>Morrow Point</i> (Hall e Chopra, 1983, modificado)	103
Tabela 5.3 - Módulos de Young da rocha de fundação adotados.....	105
Tabela 6.1 - Relação entre resposta numérica e da literatura - Tan e Chopra (1996) – para o Caso 4F em função da frequência s	122
Tabela 6.2 - Espaços percorridos (e) e os instantes de tempo (t) do pico das ondas original (O) e refletidas (R) de transição (T) e de ida e volta (I&V) que passam pelos pontos A e B	132
Tabela 6.3 - Fatores, em porcentagem, nos instantes de tempo de 1 a 6 para o caso sem CALM e para os 10 casos com CALM analisados nos pontos A e B	134
Tabela 6.4 - Fatores, em porcentagem, nos instantes de tempo de 1 a 6 para os casos sem COMBIN14 e com COMBIN14 nos pontos A e B	142
Tabela 7.1 - Dados gerais dos níveis de refinamento para o sistema da barragem <i>Morrow Point</i>	178
Tabela 7.2 - Coeficientes de amortecimento viscoso das subcamadas da camada absorvente.....	184
Tabela 8.1 - Frequências naturais, em <i>Hz</i> e modos de vibração numéricos do Caso 1 simplificado obtidos via ANSYS	187
Tabela 8.2 - Frequências numéricas acopladas e análise dos modos do Caso 1 simplificado..	190
Tabela 8.3 - Frequências fundamentais simétrica e antissimétrica, em <i>Hz</i> e modos de vibração numéricos dos Casos 1 a 5F obtidos via ANSYS	192
Tabela 8.4 - Frequências naturais, em <i>Hz</i> e modos de vibração numéricos dos Casos 1 a 5F obtidos via ANSYS	193
Tabela 8.5 - Casos da Barragem <i>Morrow Point</i> analisados, frequências de vibração ressonantes fundamentais, razões de amortecimento e ordenadas do espectro de resposta de <i>Taft</i>	206
Tabela 8.6 - Coeficientes de amortecimento alfa e beta.....	211

Tabela 8.7 - Coeficiente de correlação de Pearson entre o sinal original do solo de campo livre e o sinal de aceleração gerado no ponto de controle	212
Tabela 8.8 - Respostas da Barragem <i>Morrow Point</i>	213
Tabela 8.9 - Coeficientes de amortecimento beta.....	257
Tabela 8.10 - Coeficiente de correlação de Pearson entre o sinal original do solo de campo livre e o sinal de aceleração gerado no ponto de controle	257

LISTA DE FIGURAS

- Figura 1.1 - (a) Classe I - problemas com acoplamento via interfaces (mostradas como uma linha espessa): (I) interação fluido-estrutura e (II) interação estrutura-estrutura; (b) Classe II – problema com acoplamento em domínios sobrepostos (poroelasticidade durante sismo) (Zienkiewicz e Taylor, 2000, modificada) 3
- Figura 1.2 - Esquema 2D do sistema barragem-reservatório-fundação, destacando as interfaces entre os meios..... 4
- Figura 1.3 - Esquemas de um sistema (a) simplificado do problema e (b) de um sistema completo que considera todos os fatores significativos da análise, que será utilizado no presente estudo..... 7
- Figura 1.4 - Esquema, em forma de matriz, que mostra os subsistemas barragem, reservatório e fundação separados e o sistema completo integrado 11
- Figura 1.5 - Esquema, em forma de matriz, que mostra as interfaces entre os subsistemas barragem, reservatório e fundação..... 12
- Figura 1.6 - Características principais dos parâmetros do efeito considerado da rocha de fundação: (a) F = Flexibilidade (apenas os efeitos da flexibilidade da fundação são considerados, desprezando a massa e o amortecimento) e (b) I = Interação (todos os efeitos da interação barragem-rocha de fundação - massa, amortecimento e flexibilidade - são incluídos)..... 14
- Figura 1.7 - Esquema mostrando o contexto da ISE em uma avaliação de engenharia de carga sísmica para uma estrutura..... 21
- Figura 2.1 - Malhas (a) grosseira e (b) refinada da barragem, fundação e reservatório (Proceedings of the ICOLD - 12th International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams, 2013) 36
- Figura 2.2 - Frequências naturais e modos de vibração dos 10 primeiros modos (Proceedings of the ICOLD - 12th International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams, 2013, modificada) 38
- Figura 3.1 - Barragem em arco: (a) planta; (b) seção A-A; (c) seção ao longo do eixo da barragem O-O (Grishin *et al.*, 1979) 42
- Figura 3.2 - Esboço típico de barragem em arco: (a) seção transversal; (b) vista em planta..... 43
- Figura 3.3 - Seção horizontal de barragem em arco (arco) (Grishin *et al.*, 1979)..... 43
- Figura 3.4 - Definição geométrica esquemática de uma barragem em arco (a) de simples curvatura e (b) de dupla curvatura (Meliço, 2010, modificada) 45
- Figura 3.5 - Relação L/H do vale e o perfil da barragem adequado (Pedroso, 2002) 48
- Figura 3.6 - Perfis esquemáticos dos variados locais de barragens (USACE, 1994, modificado)..... 48
- Figura 3.7 - (a) – Barragem em arco de espessura variável com centro único típica em um vale simétrico e (b) barragem em arco de espessura variável com dois centros típica em um vale não-simétrico (USACE, 1994)..... 51
- Figura 3.8 - Cargas em barragens em arco: (a) diagrama de carga; (b) consideração do peso próprio no caso de construção da barragem etapa por etapa, em que NMA = nível máximo da água; S = resultante das cargas horizontais; 1 - cortina de

impermeabilização grauteada; 2 - cortina de drenagem; 3 - colunas da etapa I; 4 - colunas da etapa II; 5 - juntas monolíticas da etapa I (Grishin et al., 1979) .. 54

Figura 3.9 - Mapeamento da aceleração sísmica horizontal característica no Brasil para terreno da classe B (“Rocha”) (ABNT, 2006)	58
Figura 3.10 - (a) Local da barragem em arco romana de pedra em Glanum, século I AC (Saint-Rémy-de-Provence, França). A barragem atual, a barragem de Les Peirou, foi construída sobre a fundação da barragem em arco romana em Glanum. (b) Barragem em arco de alvenaria Kebar, 1300 (26 m, rio Kebar, Irã). (c) Barragem em arco de pedra Jones Falls, 1831 (18 m, Canal Rideau, Canadá). (d) A mais antiga barragem em arco de concreto do mundo, 75 Miles, 1880 (5,04 m, Austrália). (e) Barragem em arco de concreto <i>Morrow Point</i> , 1968 (141,73 m, rio Gunnison, Colorado, EUA), a barragem estudada neste trabalho. [(a) http://staff.civil.uq.edu.au/h.chanson/pictures/peirou.jpg ; (b) http://static.panoramio.com/photos/large/46615974.jpg (c) https://en.wikipedia.org/wiki/Jones_Falls_Dam#/media/File:Jones_Falls_Dam.jpg ; (d) http://staff.civil.uq.edu.au/h.chanson/pictures/75miles.jpg ; (e) http://www.usbr.gov/projects/Facility.jsp?fac_Name=Morrow+Point+Dam&groupName=General]	61
Figura 3.11 - (a) Barragem Xiaowan, China. (b) Barragem Inguri, Geórgia. (c) Barragem Vajont, Itália. (d) Barragem Mauvoisin, Suíça. (e) Barragem Laxiwa, China. [(a) https://10mosttoday.com/wp-content/uploads/2013/07/Xiaowan_Dam.jpg ; (b) https://10mosttoday.com/wp-content/uploads/2013/07/Enguridam1.jpg ; (c) https://10mosttoday.com/wp-content/uploads/2013/07/Vajont.jpg ; (d) e (e) http://omaiordomundobr.blogspot.com.br/2013/07/as-10-barragens-mais-altas-do-mundo.html]	62
Figura 3.12 - (a) Barragem St. Francis, EUA (1928): (Ia) antes e (IIa) depois do acidente. (b) Barragem Malpasset, França (1959): (Ib) antes e (IIb) depois do acidente. (c) Barragem Vajont, Itália (1963). (d) Barragem Paicoma, EUA (1971 e 1994). [(Ia) https://en.wikipedia.org/wiki/St._Francis_Dam#/media/File:The_St._Francis_Dam.jpg ; (IIa) https://en.wikipedia.org/wiki/St._Francis_Dam#/media/File:St._Francis_Dam_after_the_1928_failure.jpg ; (b) e (c) Campos Junior, 2011; (d) https://en.wikipedia.org/wiki/Pacoima_Dam#/media/File:Pacoima_Dam.jpg]	64
Figura 3.13 - Barragem da Usina de Funil (http://www.coba.pt/imagens/work/full/bar_01.jpg)	69
Figura 3.14 - Barragem da Usina de Peti (https://static.panoramio.com/storage.googleapis.com/photos/large/22225424.jpg)	71
Figura 4.1 - Definição do vetor de tensão (ANSYS).....	73
Figura 4.2 - Designações de cores para os <i>Contour Dispalys</i>	94
Figura 4.3 - Geometria do elemento SOLID95 (Biblioteca ANSYS).....	96
Figura 4.4 - Geometria do elemento FLUID30 (Biblioteca ANSYS).....	97
Figura 4.5 - Geometria do elemento FLUID130 (Biblioteca ANSYS).....	98
Figura 4.6 - Elemento <i>brick</i> de 20 nós (ANSYS).....	99

Figura 4.7 - Elemento <i>brick</i> de 8 nós (ANSYS).....	100
Figura 5.1 - Barragem <i>Morrow Point</i> (https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/thumb/3/37/Morrowdam.JPG/800px-Morrowdam.JPG).....	101
Figura 5.2 - (a) Seção transversal central, (b) planta superior da barragem <i>Morrow Point</i>	103
Figura 5.3 - Modelos do sistema: (a) barragem-fundação e (b) barragem-reservatório-fundação da barragem <i>Morrow Point</i>	104
Figura 5.4 - Sistema barragem-reservatório-fundação e as condições de contorno adotadas.....	106
Figura 5.5 - Condições de contorno do reservatório (Seyedpoor <i>et al.</i> , 2009).....	107
Figura 5.6 - Componente S69E do terremoto de <i>Taft</i> : registro aceleração x tempo (http://nisee.berkeley.edu/data/strong_motion/caltech/volume1.d/taft_1952_s69e).....	109
Figura 5.7 - Componente S21W do terremoto de <i>Taft</i> : registro aceleração x tempo (http://nisee.berkeley.edu/data/strong_motion/caltech/volume1.d/taft_1952_n21e).....	109
Figura 5.8 - Componente vertical do terremoto de <i>Taft</i> : registro aceleração x tempo (http://nisee.berkeley.edu/data/strong_motion/caltech/volume1.d/taft_1952_vert).....	110
Figura 5.9 - Componente S69E do terremoto de <i>Taft</i> : espectro de frequências da excitação.....	110
Figura 5.10 - Componente S21W do terremoto de <i>Taft</i> : espectro de frequências da excitação.....	110
Figura 5.11 - Componente vertical do terremoto de <i>Taft</i> : espectro de frequências da excitação.....	110
Figura 5.12 - Representação do sistema barragem-reservatório-fundação segundo as abordagens (a) subestrutural e (b) direta pelo MEF (Chopra, 2017, modificada).....	112
Figura 6.1 - Métodos de medição de amortecimento.....	119
Figura 6.2 - Relação entre razão de amortecimento e frequência (para amortecimento de Rayleigh) (Clough e Penzien, 2003).....	121
Figura 6.3 - Curva do fator de perda para o amortecimento de Rayleigh (Semblat <i>et al.</i> , 2011).....	122
Figura 6.4 - Modelo com CALM (Semblat <i>et al.</i> , 2011).....	127
Figura 6.5 - Onda de Ricker de segunda ordem $R_2(t)$: amplitude máxima U_0 , <i>time shift</i> t_s e período fundamental t_p (Semblat <i>et al.</i> , 2011).....	128
Figura 6.6 - Casos para o estudo do CALM e suas particularidades, onde N é o número de subcamadas da camada absorvente.....	130
Figura 6.7 - Comparação entre o caso não amortecido e os 10 casos com camada amortecida nos pontos (a) A - no centro do meio elástico de interesse e (b) B - na interface entre o meio elástico e a camada absorvente.....	133

Figura 6.8 - <i>Zoom</i> da comparação entre o caso não amortecido e os casos I, II e III nos pontos (a) A - no centro do meio elástico de interesse e (b) B – na interface entre o meio elástico e a camada absorvente	135
Figura 6.9 - <i>Zoom</i> da comparação entre o caso não amortecido e os casos III, IV e V e VI nos pontos (a) A - no centro do meio elástico de interesse e (b) B – na interface entre o meio elástico e a camada absorvente	136
Figura 6.10 - <i>Zoom</i> da comparação entre o caso não amortecido e os casos II e VII e V e VIII nos pontos (a) A - no centro do meio elástico de interesse e (b) B – na interface entre o meio elástico e a camada absorvente	137
Figura 6.11 - <i>Zoom</i> da comparação entre o caso não amortecido e os casos V, IX e X nos pontos (a) A - no centro do meio elástico de interesse e (b) B – na interface entre o meio elástico e a camada absorvente	138
Figura 6.12 - Modelos discretizados (a) sem e (b) com elementos mola-amortecedor.....	141
Figura 6.13 - Comparação entre o caso sem amortecedor e com amortecedor no contorno sobrepostos nos pontos (a) A - no centro do meio elástico - e (b) B – no contorno esquerdo.....	143
Figura 6.14 - Modelos esquemáticos da barra retangular, do semicírculo e da semiesfera sobrepostos e carga impulsiva aplicada no ponto central da face superior dos modelos, onde está localizada a origem do espaço cartesiano	145
Figura 6.15 - Modelos simplificados relacionados à rocha de fundação e suas principais particularidades.....	146
Figura 6.16 - Comparação entre os modelos não amortecido (em azul) e com camada amortecida (em laranja) nos pontos (a) A, (b) A _E , (c) A _D , (d) B e (e) C para o caso da barra retangular	148
Figura 6.17 - Comparação entre os modelos não amortecido (em azul) e com camada amortecida (em laranja) nos pontos (a) A, (b) A _E , (c) A _D , (d) B e (e) C para o caso do semicírculo.....	150
Figura 6.18 - Comparação entre os modelos não amortecido (em azul) e com camada amortecida (em laranja) nos pontos (a) A, (b) A _E , (c) A _D , (d) B e (e) C para o caso da semiesfera	152
Figura 6.19 - Modelos simplificados relacionados ao sistema barragem-reservatório e suas principais particularidades	154
Figura 6.20 - Comparação entre os modelos sem (em azul) e com (em laranja) elemento absorvente nos pontos (a) A, (b) B e (c) C para o caso 2D	155
Figura 6.21 - Comparação entre os modelos sem (em azul) e com (em laranja) elemento absorvente nos pontos (a) A, (b) B e (c) C para o caso 3D	156
Figura 6.22 - Indicação de campo livre a jusante da barragem em arco de Mauvoisin onde não há qualquer estrutura ou escavação (Proulx et al., 2004, modificada)	157
Figura 6.23 - Representação do mecanismo de entrada do terremoto através da interface barragem-fundação	158
Figura 6.24 – Exemplo de <i>drift</i> gerado na resposta ao terremoto	159
Figura 6.25 - Representação do mecanismo de entrada do terremoto através da base da rocha considerando a fundação sem massa	160

Figura 6.26 - Representação do mecanismo de entrada do terremoto por deconvolução (Chopra, 2017, modificada).....	161
Figura 6.27 - Interface meio de interesse - camada absorvente onde o terremoto foi lançado e o ponto de controle selecionado na parte superior da fundação onde o sinal de aceleração é capturado no mecanismo de deconvolução.....	163
Figura 6.28 - Representação esquemática do problema de excitação sísmica em que $u_g(t)$ é o deslocamento do solo, $u_0(t)$ é o deslocamento da interface estrutura-fundação, $u_r(t)$ é o deslocamento relativo da estrutura e $u_t(t)$ é o deslocamento total.....	164
Figura 6.29 - Carga de aceleração translacional (componente S69 do terremoto de <i>Taft</i> - em azul) aplicada nos nós da interface meio de interesse - camada absorvente e o sinal de aceleração no ponto de controle (em laranja) após o primeiro processamento.....	166
Figura 6.30 - Gráficos da (a) magnitude e da (b) fase pela frequência dos sinais da aceleração original - em azul - e no ponto de controle - em laranja.....	167
Figura 6.31 - Gráficos da (a) magnitude e da (b) fase do fator de correção para cada frequência	168
Figura 6.32 - Gráficos da (a) magnitude e da (b) fase pela frequência do sinal corrigido	169
Figura 6.33 - Aceleração corrigida (deconvolvida) a ser aplicada nos nós da interface meio de interesse - camada absorvente.....	170
Figura 6.34 – Sinal original (componente S69 do terremoto de <i>Taft</i> - em azul) e o sinal de aceleração no ponto de controle (em laranja) após o segundo processamento	170
Figura 6.35 – Correlação entre o sinal original (componente S69 do terremoto de <i>Taft</i>) e o sinal de aceleração no ponto de controle após o segundo processamento.....	171
Figura 6.36 – Correlação entre o sinal original (componente S69 do terremoto de <i>Taft</i>) e o sinal de aceleração no ponto de controle após o primeiro processamento	171
Figura 7.1 - Dados de entrada das propriedades geométricas do sistema	174
Figura 7.2 - Face montante da barragem vista do lado montante sendo que a sequência das linhas define a direção normal das áreas pela regra da mão direita.....	174
Figura 7.3 - Modelo do sistema barragem-reservatório-fundação estudado neste trabalho	175
Figura 7.4 - Dados de entrada das propriedades físicas dos materiais	176
Figura 7.5 - Dados de entrada do número de divisões dos meios-arcos da barragem e do comprimento do reservatório para o malhamento do sistema	176
Figura 7.6 – Malha em elementos finitos de metade do sistema barragem <i>Morrow Point</i> - rocha de fundação em um cânion uniformemente longo (Tan e Chopra, 1995, modificada).....	178
Figura 7.7 – Malha em elementos finitos da metade esquerda (vista do lado montante) do sistema barragem - reservatório - fundação em ANSYS indicando as dimensões básicas para construção do modelo em função da altura da barragem (H) e as linhas com as divisões dos componentes do sistema para o nível de refinamento II.....	179
Figura 7.8 – Níveis de refinamento dos modelos do sistema barragem-fundação e do sistema barragem-reservatório-fundação.....	180

Figura 7.9 – Estudo de convergência das frequências naturais fundamentais (a) simétrica e (b) antissimétrica	181
Figura 7.10 – Níveis de refinamento para os casos em que a inércia e o amortecimento da rocha de fundação são também considerados com as subcamadas da camada absorvente destacadas	182
Figura 7.11 – Resposta devido ao movimento montante do solo (ANSYS)	183
Figura 7.12 – Resposta devido ao movimento montante do solo (Tan e Chopra, 1995, modificada)	184
Figura 8.1 - Pontos onde as respostas em frequência são capturadas.....	194
Figura 8.2 - Resposta em frequência da barragem com reservatório vazio aos movimentos harmônicos do solo (a) montante, (b) vertical e (c) transversal considerando todos os efeitos da interação barragem-fundação, sendo $\omega_1^s = 27,02$ rad/s e $\omega_1^a = 23,88$ rad/s.	195
Figura 8.3 - Resposta em frequência da barragem com reservatório vazio aos movimentos harmônicos do solo (a) montante, (b) vertical e (c) transversal considerando todos os efeitos da interação barragem-fundação em Tan e Chopra (1995), sendo $\omega_1^s = 26,83$ rad/s e $\omega_1^a = 23,88$ rad/s.....	196
Figura 8.4 - Influência da idealização da rocha de fundação na resposta das barragens com reservatório vazio para movimento do solo harmônico montante para os casos (a) 2 ($E_f/E_e = 2$), (b) 3 ($E_f/E_e = 1$), (c) 4 ($E_f/E_e = 1/2$) e (d) 5 ($E_f/E_e = 1/4$)	198
Figura 8.5 - Influência da idealização da rocha de fundação na resposta das barragens com reservatório vazio para movimento do solo harmônico vertical para os casos (a) 2 ($E_f/E_e = 2$), (b) 3 ($E_f/E_e = 1$), (c) 4 ($E_f/E_e = 1/2$) e (d) 5 ($E_f/E_e = 1/4$).....	198
Figura 8.6 - Influência da idealização da rocha de fundação na resposta das barragens com reservatório vazio para movimento do solo harmônico transversal para os casos (a) 2 ($E_f/E_e = 2$), (b) 3 ($E_f/E_e = 1$), (c) 4 ($E_f/E_e = 1/2$) e (d) 5 ($E_f/E_e = 1/4$)	199
Figura 8.7 - Resposta em frequência da barragem com reservatório cheio devido ao movimento do solo montante harmônico obtidos via ANSYS, sendo $\omega_1^s = 27,02$ rad/s e $\omega_1^a = 23,88$ rad/s.	200
Figura 8.8 - Resposta em frequência da barragem com reservatório cheio devido ao movimento do solo vertical harmônico obtidos via ANSYS, sendo $\omega_1^s = 27,02$ rad/s e $\omega_1^a = 23,88$ rad/s.	201
Figura 8.9 - Resposta em frequência da barragem com reservatório cheio devido ao movimento do solo transversal harmônico obtidos via ANSYS, sendo $\omega_1^s = 27,02$ rad/s e $\omega_1^a = 23,88$ rad/s	201
Figura 8.10 - Resposta em frequência da barragem com reservatório cheio devido ao movimento do solo (a) montante, (b) vertical e (c) transversal harmônico em Tan e Chopra (1995), sendo $\omega_1^s = 26,83$ rad/s e $\omega_1^a = 23,88$ rad/s.	202
Figura 8.11 - Gráficos (a) da resposta em frequência e (b) do espectro de resposta da pseudoaceleração para o terremoto de <i>Taft</i> para o Caso 2I (montante), indicando as propriedades apresentadas na Tabela 8.5.	204
Figura 8.12 - (a) Nós da estrutura da barragem onde as tensões de tração foram capturadas e (b) ponto médio da crista da barragem na direção do semiângulo central $\theta_0 =$	

14,05°, onde as variações no tempo da componente radial do deslocamento são capturadas e as tensões de tração nas direções de arco (σ_a) e viga em balanço (σ_v) para as faces montante e jusante da barragem.....	210
Figura 8.13 - Deslocamento radial no ponto médio da crista da barragem em $\theta_0 = 14,05^\circ$ para o Caso 1 devido às componentes (a) montante, (b) vertical e (c) transversal do terremoto de <i>Taft</i>	214
Figura 8.14 - Deslocamento radial no ponto médio da crista da barragem em $\theta_0 = 14,05^\circ$ para o Caso 2I devido às componentes (a) montante, (b) vertical e (c) transversal do terremoto de <i>Taft</i>	215
Figura 8.15 - Deslocamento radial no ponto médio da crista da barragem em $\theta_0 = 14,05^\circ$ para o Caso 3I devido às componentes (a) montante, (b) vertical e (c) transversal do terremoto de <i>Taft</i>	216
Figura 8.16 - Deslocamento radial no ponto médio da crista da barragem em $\theta_0 = 14,05^\circ$ para o Caso 4I devido às componentes (a) montante, (b) vertical e (c) transversal do terremoto de <i>Taft</i>	217
Figura 8.17 - Deslocamento radial no ponto médio da crista da barragem em $\theta_0 = 14,05^\circ$ para o Caso 5I devido às componentes (a) montante, (b) vertical e (c) transversal do terremoto de <i>Taft</i>	218
Figura 8.18 - Deslocamento radial no ponto médio da crista da barragem em $\theta_0 = 14,05^\circ$ para o Caso 6 devido às componentes (a) montante, (b) vertical e (c) transversal do terremoto de <i>Taft</i>	219
Figura 8.19 - Deslocamento radial no ponto médio da crista da barragem em $\theta_0 = 14,05^\circ$ para o Caso 7 devido às componentes (a) montante, (b) vertical e (c) transversal do terremoto de <i>Taft</i>	220
Figura 8.20 - Deslocamento radial no ponto médio da crista da barragem em $\theta_0 = 14,05^\circ$ para o Caso 8 devido às componentes (a) montante, (b) vertical e (c) transversal do terremoto de <i>Taft</i>	221
Figura 8.21 - Deslocamento radial no ponto médio da crista da barragem em $\theta_0 = 14,05^\circ$ para o Caso 9 devido às componentes (a) montante, (b) vertical e (c) transversal do terremoto de <i>Taft</i>	222
Figura 8.22 - Envoltórias dos valores das tensões de tração máximas de arco (a, c, e, g, i, k) e viga em balanço (b, d, f, h, j, l) nas faces montante (a, b, e, f, i, j) e jusante (c, d, g, h, k, l) para as componentes montante (a, b, c, d), vertical (e, f, g, h) e transversal (i, j, k, l) do terremoto de <i>Taft</i> para o Caso , em Pa	224
Figura 8.23 - Envoltórias dos valores das tensões de tração máximas de arco (a, c, e, g, i, k) e viga em balanço (b, d, f, h, j, l) nas faces montante (a, b, e, f, i, j) e jusante (c, d, g, h, k, l) para as componentes montante (a, b, c, d), vertical (e, f, g, h) e transversal (i, j, k, l) do terremoto de <i>Taft</i> para o Caso 2I, em Pa	226
Figura 8.24 - Envoltórias dos valores das tensões de tração máximas de arco (a, c, e, g, i, k) e viga em balanço (b, d, f, h, j, l) nas faces montante (a, b, e, f, i, j) e jusante (c, d, g, h, k, l) para as componentes montante (a, b, c, d), vertical (e, f, g, h) e transversal (i, j, k, l) do terremoto de <i>Taft</i> para o Caso 3I, em Pa	228
Figura 8.25 - Envoltórias dos valores das tensões de tração máximas de arco (a, c, e, g, i, k) e viga em balanço (b, d, f, h, j, l) nas faces montante (a, b, e, f, i, j) e jusante (c,	

d, g, h, k, l) para as componentes montante (a, b, c, d), vertical (e, f, g, h) e transversal (i, j, k, l) do terremoto de <i>Taft</i> para o Caso 4I, em Pa	230
Figura 8.26 - Envoltórias dos valores das tensões de tração máximas de arco (a, c, e, g, i, k) e viga em balanço (b, d, f, h, j, l) nas faces montante (a, b, e, f, i, j) e jusante (c, d, g, h, k, l) para as componentes montante (a, b, c, d), vertical (e, f, g, h) e transversal (i, j, k, l) do terremoto de <i>Taft</i> para o Caso 5I, em Pa, sobrepostas às envoltórias em Tan e Chopra (1995), em psi (1 psi = 6.894,80 Pa)	232
Figura 8.27 - Envoltórias dos valores das tensões de tração máximas de arco (a, c, e, g, i, k) e viga em balanço (b, d, f, h, j, l) nas faces montante (a, b, e, f, i, j) e jusante (c, d, g, h, k, l) para as componentes montante (a, b, c, d), vertical (e, f, g, h) e transversal (i, j, k, l) do terremoto de <i>Taft</i> para o Caso 6, em Pa	234
Figura 8.28 - Envoltórias dos valores das tensões de tração máximas de arco (a, c, e, g, i, k) e viga em balanço (b, d, f, h, j, l) nas faces montante (a, b, e, f, i, j) e jusante (c, d, g, h, k, l) para as componentes montante (a, b, c, d), vertical (e, f, g, h) e transversal (i, j, k, l) do terremoto de <i>Taft</i> para o Caso 7, em Pa	236
Figura 8.29 - Envoltórias dos valores das tensões de tração máximas de arco (a, c, e, g, i, k) e viga em balanço (b, d, f, h, j, l) nas faces montante (a, b, e, f, i, j) e jusante (c, d, g, h, k, l) para as componentes montante (a, b, c, d), vertical (e, f, g, h) e transversal (i, j, k, l) do terremoto de <i>Taft</i> para o Caso 8, em Pa	238
Figura 8.30 - Envoltórias dos valores das tensões de tração máximas de arco (a, c, e, g, i, k) e viga em balanço (b, d, f, h, j, l) nas faces montante (a, b, e, f, i, j) e jusante (c, d, g, h, k, l) para as componentes montante (a, b, c, d), vertical (e, f, g, h) e transversal (i, j, k, l) do terremoto de <i>Taft</i> para o Caso 9, em Pa	240
Figura 8.31 - Deslocamento radial máximo no ponto médio da crista da barragem em $\theta_0 = 14,05^\circ$ para os 9 casos devido às componentes montante, vertical e transversal do terremoto de <i>Taft</i>	241
Figura 8.32 - Valores máximos das tensão de tração (a) de arco e (b) de viga em balanço nas faces montante e jusante devido às três componentes do terremoto de <i>Taft</i>	242
Figura 8.33 - Regiões com as maiores tensões de tração de arco (σ_A) e viga em balanço (σ_V) para as três componentes do terremoto (montante, vertical e transversal) para reservatório vazio e cheio nas faces (a) montante e (b) jusante. Em (c) a direção das fissuras de tensões de tração de arco e viga em balanço.	244
Figura 8.34 -Deslocamento radial na seção transversal central da barragem <i>Morrow Point</i> devido à ação do peso próprio.	245
Figura 8.35 - Tensões de (a) arco e (b) viga em balanço nas faces montante e jusante na seção transversal central da barragem <i>Morrow Point</i> devido a ação do peso próprio.....	246
Figura 8.36 - Tensões de arco nas faces (a) montante e (b) jusante e tensões de viga em balanço nas faces (c) montante e (d) jusante da barragem <i>Morrow Point</i> devido à ação do peso próprio para o Caso 10	247
Figura 8.37 - Tensões de arco nas faces (a) montante e (b) jusante e tensões de viga em balanço nas faces (c) montante e (d) jusante da barragem <i>Morrow Point</i> devido à ação do peso próprio para o Caso 11	247

Figura 8.38 - Tensões de arco nas faces (a) montante e (b) jusante e tensões de viga em balanço nas faces (c) montante e (d) jusante da barragem <i>Morrow Point</i> devido à ação do peso próprio para o Caso 12	248
Figura 8.39 - Deslocamento radial na seção transversal central (a) numericamente e (b) em USACE (1994) da barragem <i>Morrow Point</i> devido à ação da carga hidrostática sendo que a água é considerada agindo na fundação, conforme indicado em (c).....	249
Figura 8.40 - Tensões de [(a) e (b)] arco e [(c) e (d)] viga em balanço nas faces montante e jusante na seção transversal central da barragem <i>Morrow Point</i> obtidos [(a) e (c)] numericamente e [(b) e (d)] por USACE (1994) devido à ação da pressão hidrostática.....	250
Figura 8.41 - Tensões de arco nas faces (a) montante e (b) jusante e tensões de viga em balanço nas faces (c) montante e (d) jusante da barragem <i>Morrow Point</i> devido à ação da carga hidrostática para o Caso 10	251
Figura 8.42 - Tensões de arco nas faces (a) montante e (b) jusante e tensões de viga em balanço nas faces (c) montante e (d) jusante da barragem <i>Morrow Point</i> devido à ação da carga hidrostática para o Caso 11	252
Figura 8.43 - Tensões de arco nas faces (a) montante e (b) jusante e tensões de viga em balanço nas faces (c) montante e (d) jusante da barragem <i>Morrow Point</i> devido à ação da carga hidrostática para o Caso 12	253
Figura 8.44 - Deslocamento radial na seção transversal centra da barragem <i>Morrow Point</i> obtidos numericamente devido à ação da pressão hidrostática e do peso próprio e carga hidrostática combinados para os Casos (a) 10, (b) 11 e (c) 12.....	254
Figura 8.45 - Tensões de (a) arco e (b) viga em balanço nas faces montante e jusante na seção transversal central da barragem <i>Morrow Point</i> obtidos numericamente devido à ação da pressão hidrostática e do peso próprio e carga hidrostática combinados para o Caso 10	254
Figura 8.46 - Tensões de (a) arco e (b) viga em balanço nas faces montante e jusante na seção transversal central da barragem <i>Morrow Point</i> obtidos numericamente devido à ação da pressão hidrostática e do peso próprio e carga hidrostática combinados para o Caso 11	255
Figura 8.47 - Tensões de (a) arco e (b) viga em balanço nas faces montante e jusante na seção transversal central da barragem <i>Morrow Point</i> obtidos numericamente devido à ação da pressão hidrostática e do peso próprio e carga hidrostática combinados para o Caso 12	255
Figura 8.48 - Envoltórias dos valores das tensões máximas de arco (a, b, e, f) e viga em balanço (c, d, g, h) nas faces montante (a, b, c, d) e jusante (e, f, g, h) da barragem <i>Morrow Point</i> com reservatório cheio e contorno não-absorvente ($\alpha = 0,5$), apoiada em rocha de fundação flexível ($E_f/E_e = 1$) devido às componentes montante, vertical e transversal do terremoto de <i>Taft</i> , simultaneamente, incluído as tensões estáticas iniciais devidas ao peso próprio e à carga hidrostática, numéricas (a, c, e, g), em MPa e em Tan e Chopra (1995) (b, d, f, h), em psi (1 psi = 6.894,80 Pa)	259
Figura 8.49 - Comparativos entre as propriedades do modo fundamental: (a) frequência ressonante (f_1), em Hz, (b) razão de amortecimento efetiva (ζ_1) e (c)	

pseudoaceleração correspondente à frequência fundamental e razão de amortecimento (S_a) da literatura - Tan e Chopra (1996) e numéricas para a componente montante do terremoto de <i>Taft</i>	260
Figura 8.50 - Comparativos entre as respostas sísmicas: (a) deslocamento radial máximo no ponto médio da crista da barragem em $\theta_0 = 14,05^\circ$ e os valores máximos de tensões de tração de arco (b,d) e viga em balanço (c,e) nas faces montante (b,c) e jusante (d,e), da literatura - Tan e Chopra (1996) e numéricas para a componente montante do terremoto de <i>Taft</i>	262
Figura 8.51 - Comparativos entre as propriedades do modo fundamental: (a) frequência ressonante (f_1), em Hz, (b) razão de amortecimento efetiva (ζ_1) e (c) pseudoaceleração correspondente à frequência fundamental e razão de amortecimento (S_a) da literatura - Tan e Chopra (1996) e numéricas para a componente vertical do terremoto de <i>Taft</i>	263
Figura 8.52 - Comparativos entre as respostas sísmicas: (a) deslocamento radial máximo no ponto médio da crista da barragem em $\theta_0 = 14,05^\circ$ e os valores máximos de tensões de tração de arco (b,d) e viga em balanço (c,e) nas faces montante (b,c) e jusante (d,e), da literatura - Tan e Chopra (1996) e numéricas para a componente vertical do terremoto de <i>Taft</i>	264
Figura 8.53 - Comparativos entre as propriedades do modo fundamental: (a) frequência ressonante (f_1), em Hz, (b) razão de amortecimento efetiva (ζ_1) e (c) pseudoaceleração correspondente à frequência fundamental e razão de amortecimento (S_a) da literatura - Tan e Chopra (1996) e numéricas para a componente transversal do terremoto de <i>Taft</i>	265
Figura 8.54 - Comparativos entre as respostas sísmicas: (a) deslocamento radial máximo no ponto médio da crista da barragem em $\theta_0 = 14,05^\circ$ e os valores máximos de tensões de tração de arco (b,d) e viga em balanço (c,e) nas faces montante (b,c) e jusante (d,e), da literatura - Tan e Chopra (1996) e numéricas para a componente transversal do terremoto de <i>Taft</i>	267
Figura 9.1 - Deslocamento radial no ponto médio da crista da barragem em $\theta_0 = 14,05^\circ$ para o Caso 2I devido à componente montante do terremoto de <i>Taft</i> , sem e com CALM.....	274

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURAS E ABREVIACÕES

2D	- Duas dimensões
3D	- Três dimensões
ABNT	- Associação Brasileira de Normas Técnicas
a	- Água
a_g	- Aceleração da gravidade
$\acute{a}rea_f$	- Área da resistência distribuída
$\acute{a}rea_p$	- Área sobre a qual a pressão age
B	- Largura da seção transversal a partir do eixo
B_1	- Largura da crista da barragem medida na seção transversal central
B_2	- Largura da base da barragem medida na seção transversal central
BRF	- Barragem-Reservatório-Fundação
$[B_u]$	- Matriz deslocamento-deformação
$[C]$	- Matriz de amortecimento
c	- Velocidade do som
CH	- Carga hidrostática
CALM	- <i>Caughey Absorbing Layer Method</i> (Método da Camada Absorvente de Caughey)
$[C_e]$	- Matriz de amortecimento estrutural
$[C_e^p]$	- Matriz de amortecimento do fluido
$[D]$	- Elasticidade, ou matriz de rigidez elástica ou matriz tensão-deformação
$[D]^{-1}$	- Matriz de flexibilidade
dV	- Volume infinitesimal
E	- Leste
E	- Módulo de Young (ou módulo de elasticidade longitudinal)
e	- Estrutura
EFS	- Estrutura-Fluido-Solo
F	- Flexibilidade
FE	- Fluido-Estrutura
$\{F^a\}$	- Vetor de carga aplicada
$\{F^{accel}\}$	- Vetor força aceleração

$\{F_e^{nd}\}$	- Forças nodais aplicadas ao elemento
$\{F_e^{pr}\}$	- vetor de pressão do elemento estrutural
$\{F_e^{th}\}$	- Vetor de carga térmica do elemento estrutural
f	- Frequência, em Hertz
f	- Fundação
f_i	- Força inercial
ft	- Pé (0,3048 m)
G	- Peso próprio da barragem
G	- Módulo de cisalhamento
g	- Aceleração da gravidade
GDFE	- Grupo de Dinâmica e Fluido-Estrutura
g_x, g_y e g_z	- Componentes da aceleração devido à gravidade
H_b	- Altura da barragem medida na seção transversal central
H_r	- Altura de água
I	- Interação barragem-fundação
IBF	- Interação barragem-fundação
IBR	- Interação barragem-reservatório
IFE	- Interação fluido-estrutura
IRF	- Interação reservatório-fundação
j	- Jusante
$[K]$	- Matriz de rigidez
k	- Rigidez da fundação em unidades de força por comprimento por unidade de área
$[K_e]$	- Matriz de rigidez do elemento estrutural
$[K_e^f]$	- Matriz de rigidez da fundação do elemento estrutural
$[K_e^p]$	- Matriz de rigidez do fluido
$[K^{fs}]$	- Matriz de rigidez acoplada
L	- Comprimento
$[M]$	- Matriz de massa
m	- Massa
m	- Montante
MA	- Massa adicional

$[M_e]$	- Matriz de massa do elemento estrutural
MCE	- <i>Maximum credible earthquake</i>
MEF	- Método dos Elementos Finitos
$[M_e^p]$	- Matriz de massa do fluido
$[M^{fs}]$	- Matriz de massa acoplada
MM	- Modo misto
$\{n\}$	- Normal unitária à interface S
$\{N_e\}$	- Função de forma do elemento estrutural para os deslocamentos
NMA	- Nível Máximo da Água
$\{N_p\}$	- Função de forma do elemento fluido para a pressão
NBR	- Norma Brasileira
$[N_u]$	- Matriz das funções de forma
$[N_{u_n}]$	- Matriz das funções de forma para movimentos normais à superfície
OBE	- <i>Operating basis earthquake</i>
$\{P\}$	- Vetor pressão aplicada
$\{P_e\}$	- Vetor de pressão nodal
PP	- Peso próprio
r	- Absorção no contorno
RA	- Rigidez adicional
R_0	- Raio central do arco
R_x, R_y e R_z	- Resistências distribuídas
S	- Energia de deformação
S	- Resultante das cargas horizontais
s	- Coordenada ao longo do eixo neutro do arco
S_a	- Pseudo-aceleração
t	- Tempo
$\{u_e\}$	- Vetor de deslocamento nodal
$\{\dot{u}_e\}$	- Vetor de velocidade nodal
$\{\ddot{u}_e\}$	- Vetor aceleração nodal
U-P	- Deslocamento-Pressão

UX	- Translação na direção x nodal
UY	- Translação na direção y nodal
UZ	- Translação na direção z nodal
W	- Oeste
$\{w\}$	- Vetor de deslocamentos de um ponto geral
Wh	- Pressão hidrostática
W_{in}	- Energia de entrada total
$Wsilt$	- Pressão do sedimento
Ww	- Pressão de ondas
x, y e z	- Coordenadas cartesianas
α	- Coeficiente de amortecimento de Rayleigh alfa
α	- Coeficiente de reflexão de onda
β	- Coeficiente de amortecimento de Rayleigh beta
δ	- Operador virtual
$\{\delta\}$	- Vetor de deslocamentos e pressões
δP	- Variação virtual na pressão
$\{\varepsilon\}$	- Vetor de deformação total
$\{\varepsilon^{el}\}$	- Vetor de deformação elástica
$\{\varepsilon^{th}\}$	- Vetor de deformação térmica
ζ	- Coeficiente de amortecimento viscoso
η	- Coeficiente de amortecimento histerético
θ_0	- Semi-ângulo central do arco
λ	- Comprimento de onda
ν	- Razão de Poisson
μ_e	- Viscosidade efetiva
ρ	- Densidade
$\{\sigma\}$	- Vetor de tensão
ω	- Frequência natural circular de vibração

1 INTRODUÇÃO

1.1 MOTIVAÇÃO

Assim como é o caso de todas as grandes estruturas civis ou militares, as barragens são construídas para um fim específico. Dentre as barragens de uso único, 17,4% têm a função de produzir energia elétrica, a hidroeletricidade. Sendo a eletricidade a única forma de energia cujo controle, utilização e conversão em outras formas é relativamente fácil, ela é, e provavelmente continuará a ser, a forma principal de energia utilizada pelo homem. Considerada a importância estratégica da energia elétrica, tanto para a economia como para a qualidade de vida da população, o estudo de barragens é inteiramente legitimado, sendo a hidroeletricidade uma fonte de energia renovável (Mendes, 2013).

No Brasil, a grande maioria das estruturas de barramento é do tipo gravidade, e até o presente momento apenas uma barragem em arco fora construída no Rio de Janeiro (Barragem do Funil). Ressalta-se que estas barragens estão envelhecendo e os cuidados com a manutenção devem ser tomados. Novas construções para atender à demanda de energia em nosso país visam alternativas a este tipo de estrutura. Com isto as barragens em arco para pequenas centrais hidrelétricas - PCHs - podem e devem ser consideradas como alternativas mais viáveis do ponto de vista estrutural, econômico e ambiental, sendo este último, o fator principal que vem estimulando cada vez mais pesquisas de novas soluções que sejam menos agressivas (Campos Junior, 2011).

Nos mais diferentes países do mundo, a exemplo do Brasil, têm sido frequentes as polêmicas e os conflitos em torno dos impactos provocados pelo planejamento, implantação e operação de barragens. As barragens são criticadas por seus impactos socioambientais, como, entre outros, a inundação de terras férteis, a destruição de florestas e de patrimônio genético, o alagamento de cidades e infraestruturas, o deslocamento compulsório de pessoas, a degradação das condições de reprodução sociocultural de populações tradicionais. Neste sentido, as barragens em arco costumam gerar impactos bastante reduzidos, por serem geralmente construídas em vales estreitos e encaixados, em rios cujos acidentes naturais como saltos e quedas, favorecem a geração hidrelétrica e exigem pequenos reservatórios.

Segundo o Ministério da Integração Nacional (2002), as barragens são obras geralmente associadas a um elevado potencial de risco devido à possibilidade de um eventual colapso, com consequências catastróficas para as estruturas das próprias barragens, ao meio ambiente, com destruição da fauna e flora, e pela perda de vidas humanas. Uma barragem segura é aquela cujo desempenho satisfaça as exigências de comportamento necessárias para evitar incidentes e acidentes que se referem a aspectos estruturais, econômicos, ambientais e sociais. A barragem, ao longo de suas fundações e ombreiras, deve possuir estabilidade adequada para suportar com segurança os carregamentos extremos, como cheias e sismos, bem como as cargas normais do projeto.

Durante a ação de um sismo, é de fundamental importância a consideração da interação dinâmica entre a estrutura da barragem, o fluido do reservatório e o solo da fundação. A interação entre meios contínuos diferentes aparece nesse e em vários outros problemas práticos de Engenharia. A solução do problema se dá de forma simultânea, não sendo possível a solução de apenas um meio individualmente. Dependendo do tipo de problema e dos valores das constantes físicas envolvidas, o acoplamento pode ser forte ou fraco, de acordo com o grau de interação (Souza Júnior, 2006).

Zienkiewicz e Taylor (2000) apresentam duas classes de problemas acoplados:

- Classe I: Envolve os casos no qual o acoplamento entre os diferentes domínios ocorre em uma interface via imposição das condições de contorno. Os meios sofrem diferentes processos de discretização, mas na interface há um acoplamento entre eles, que são fisicamente semelhantes. Nessa classe de problemas estão a interação fluido-estrutura (domínios fisicamente diferentes) e estrutura-estrutura (domínios fisicamente idênticos).
- Classe II: Estes problemas se caracterizam pela superposição dos domínios (parcial ou total). O acoplamento se dá nas equações diferenciais que governam diferentes fenômenos físicos. Nesta classe estão a análise térmica de tensões, a estabilidade de solos e a percolação em meios porosos e a extrusão metálica no qual um fluxo plástico é acoplado a um campo térmico.

A Figura 1.1 ilustra exemplos das duas classes de problemas.

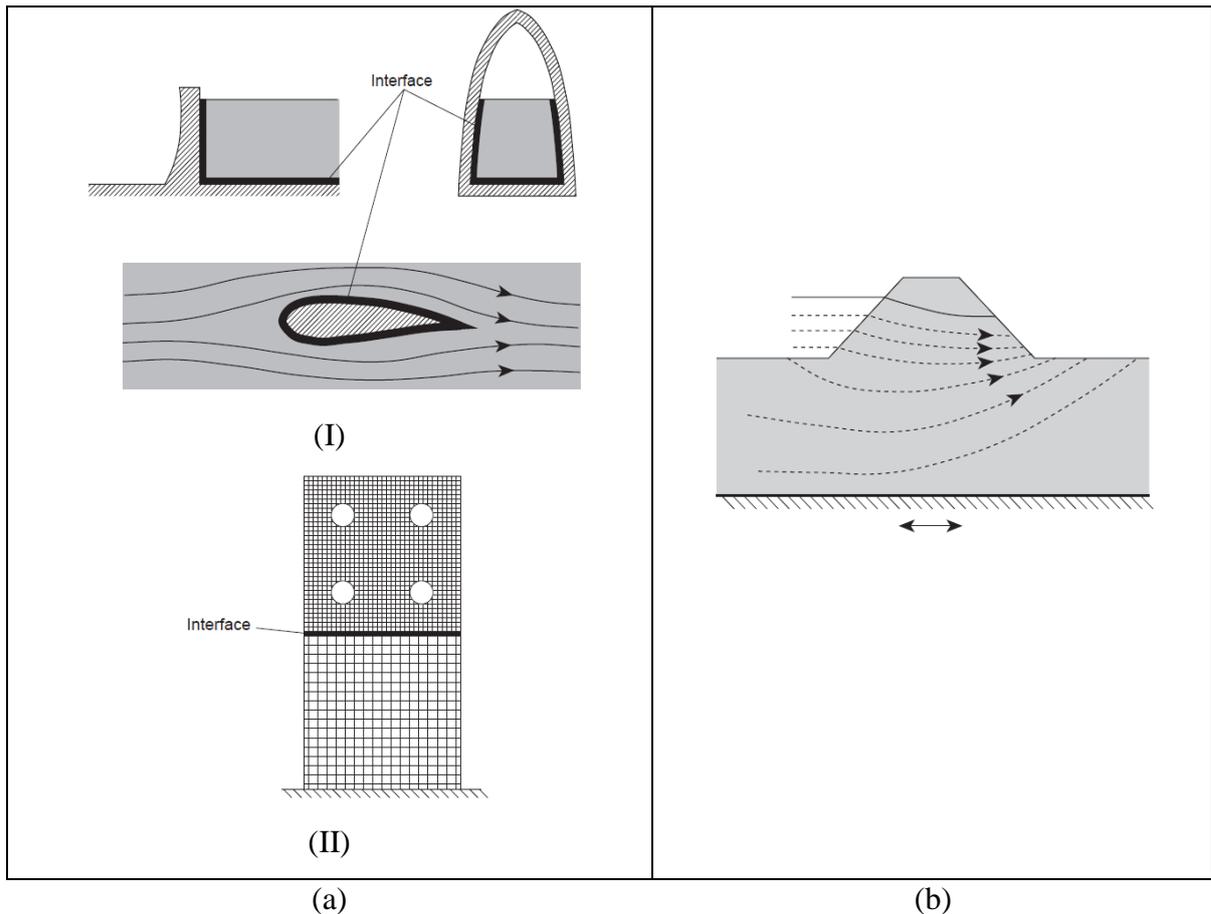


Figura 1.1 – (a) Classe I - problemas com acoplamento via interfaces (mostradas como uma linha espessa): (I) interação fluido-estrutura e (II) interação estrutura-estrutura; (b) Classe II – problema com acoplamento em domínios sobrepostos (poroelasticidade durante sismo) (Zienkiewicz e Taylor, 2000, modificada)

O objeto de estudo desta tese de doutorado está alicerçado na análise sísmica de barragens em arco incluindo a interação barragem-reservatório-rocha de fundação. Os acoplamentos via interfaces, do problema aqui abordado, fazem parte da Classe I de problemas acoplados: interação fluido-estrutura, nas interfaces barragem-reservatório e fundação-reservatório e interação estrutura-estrutura na interface barragem-fundação. A Figura 1.2 apresenta um esquema 2D do sistema barragem-reservatório-fundação, destacando as interfaces entre os meios.

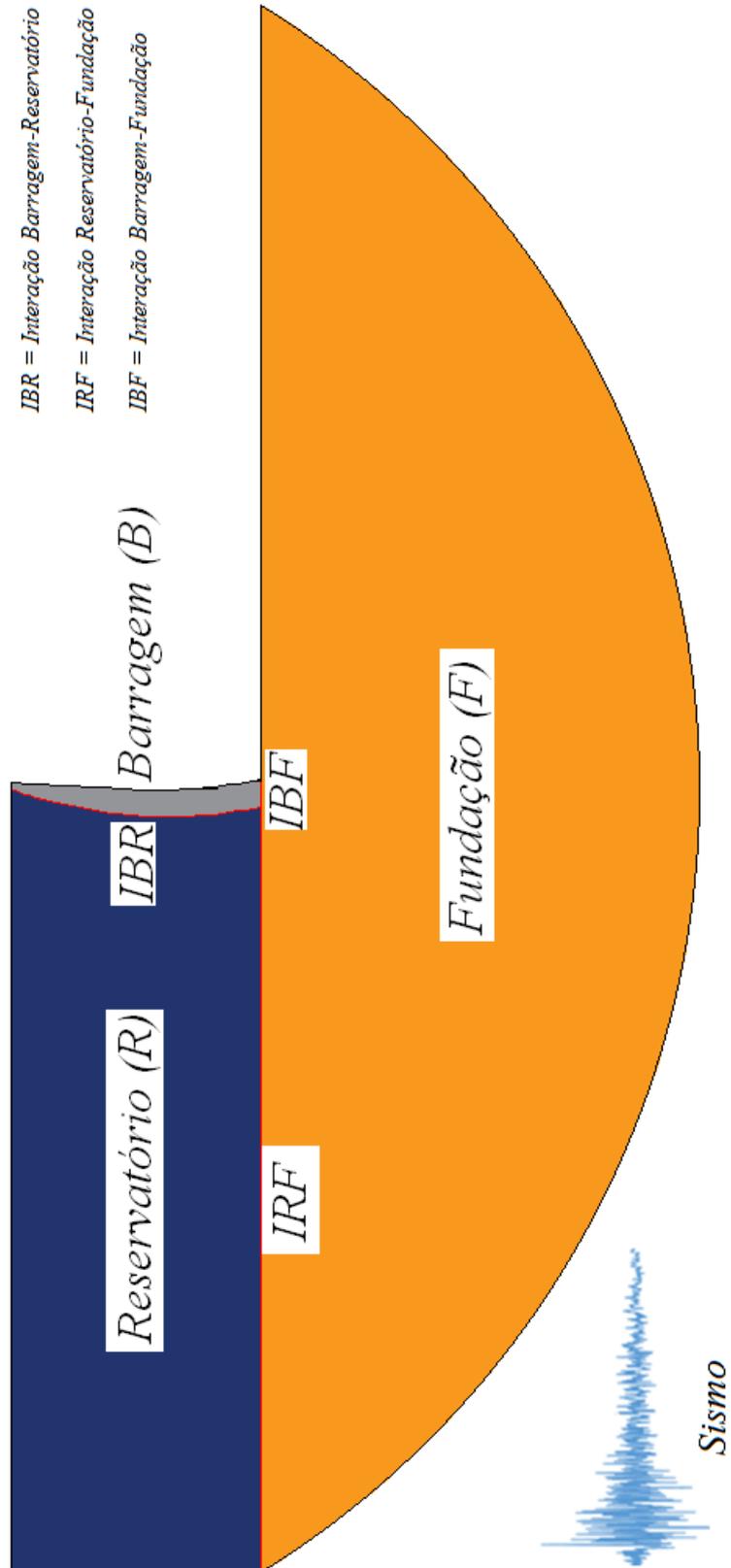


Figura 1.2 - Esquema 2D do sistema barragem-reservatório-fundação, destacando as interfaces entre os meios.

A participação crescente de empreiteiras nacionais construindo obras deste tipo em zonas sísmicas (região norte em direção aos Andes, por exemplo, ou mesmo em outros países localizados nesta cordilheira), a crescente conscientização da necessidade do projeto sismo-resistente (com a primeira norma aprovada em 2006), e a carência de estudos desta natureza em território nacional fortalecem a importância deste estudo (Ribeiro, 2006).

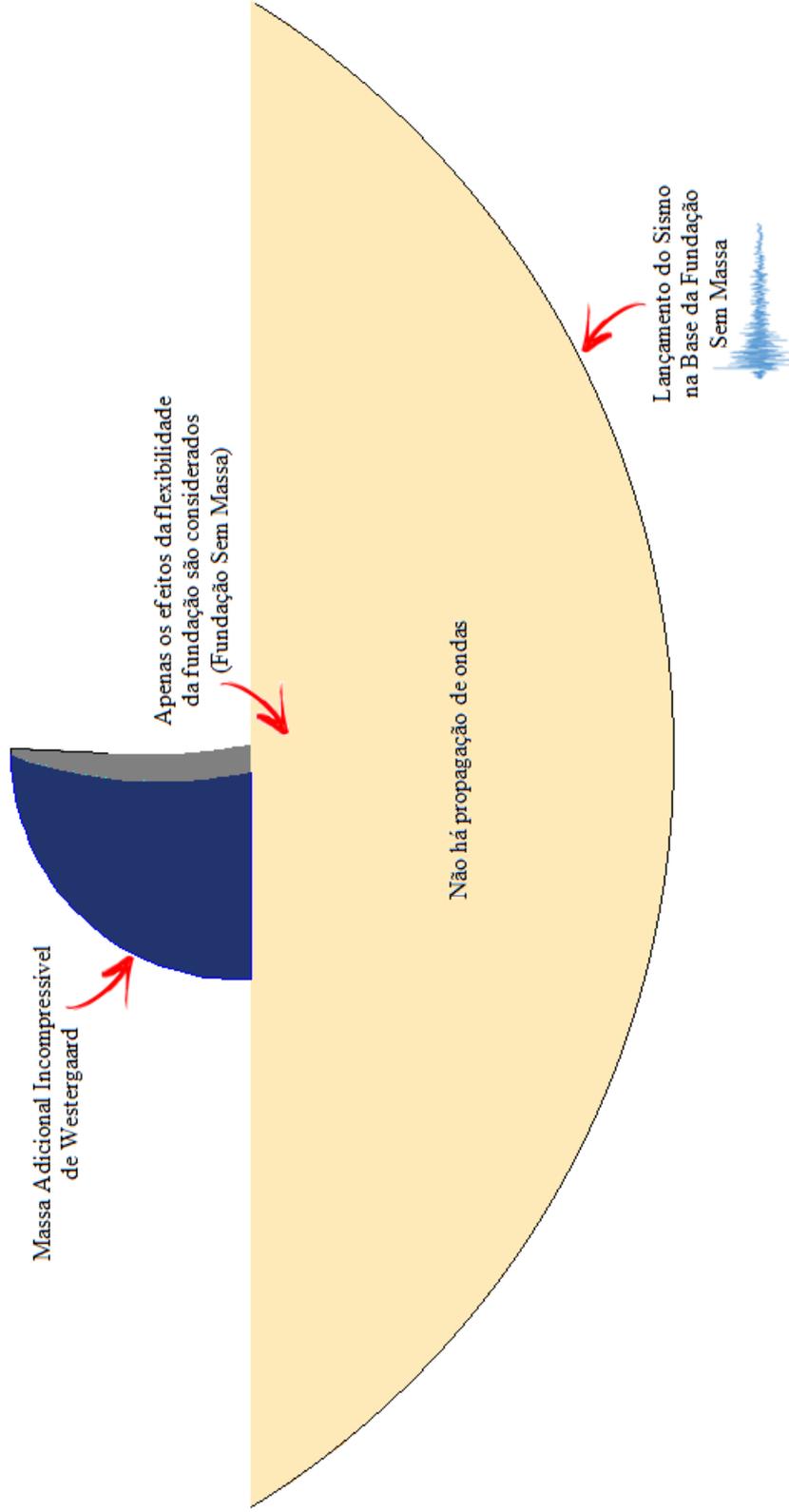
As barragens em arco são praticamente inexistentes no Brasil, e a falta de conhecimento sobre as mesmas tem sido um dos maiores obstáculos à sua difusão e utilização. Nesse sentido, este trabalho vem para dar uma contribuição na construção desse conhecimento.

1.2 PROBLEMÁTICA

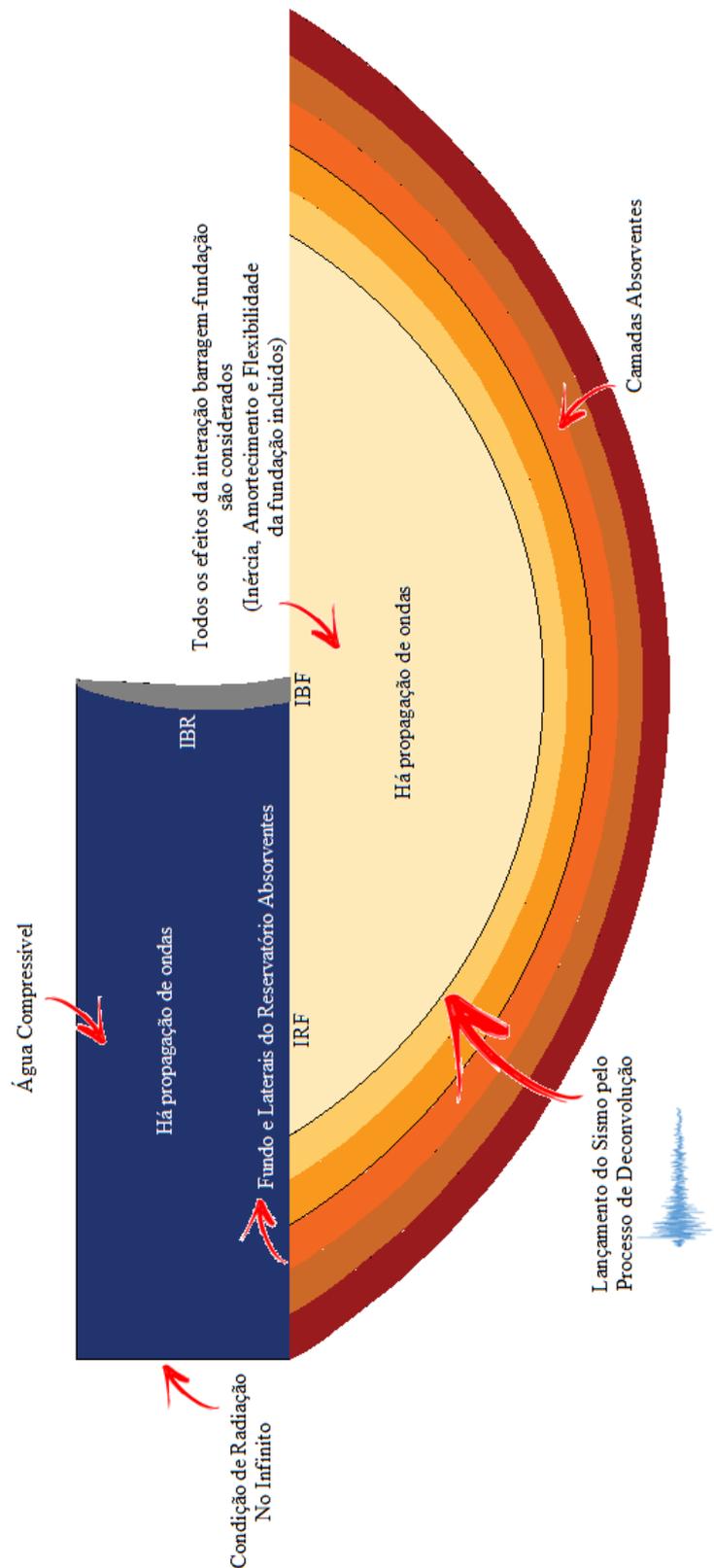
Chopra (2008) identificou os fatores que influenciam significativamente as análises tridimensionais de barragens em arco: a dimensão semi-ilimitada do reservatório e os domínios da rocha de fundação, a interação barragem-água, absorção de onda na fronteira do reservatório, a compressibilidade da água, a interação barragem-rocha de fundação e a variação espacial no movimento do solo na interface barragem-rocha. Através de uma série de análises de exemplos de várias barragens reais, a significância dos fatores acima referidos foi demonstrada. A conclusão é de que esses parâmetros devem todos ser incluídos no cálculo de demandas sísmicas em barragens em arco. No entanto, segundo Chopra (2008), a maioria das análises em elementos finitos de barragens realizada na prática profissional é baseada em softwares comerciais que ignoram estes fatores.

Diante de tal afirmação, o problema abordado neste trabalho consiste na análise dinâmica de barragens em arco numericamente pelo método dos elementos finitos utilizando o software comercial ANSYS considerando todos os fatores citados. Perante isso, sob o ponto de vista da construção de um conhecimento, a análise de um sistema complexo, como é o sistema barragem em arco-reservatório de água-rocha de fundação submetido a forças sísmicas, exige um percurso metodológico especial.

A Figura 1.3 apresenta em (a) um esquema de um sistema simplificado do problema e em (b) de um sistema completo que considera todos os fatores significativos da análise, que será utilizado no presente estudo.



(a)



(b)

Figura 1.3 - Esquemas de um sistema (a) simplificado do problema e (b) de um sistema completo que considera todos os fatores significativos da análise, que será utilizado no presente estudo.

Como pode ser observado nos apontamentos da Figura 1.3(a), em sistemas simplificados, para evitar o problema da reflexão de onda em domínios que devem ser considerados infinitos, considera-se apenas os efeitos da flexibilidade da fundação, que funciona como uma mola. Isso permite o lançamento do sismo na base da rocha, fazendo com que o sinal chegue idêntico a interface barragem-fundação. No entanto, todos os efeitos devem ser considerados. No caso completo, Figura 1.3(b), todos os efeitos da interação barragem-fundação são incluídos, através da consideração da massa, do amortecimento e da flexibilidade da fundação. Isso gera propagação de onda no meio, no que se propõe aqui o uso de camadas absorventes na atenuação de ondas de reflexão nos contornos finitos do modelo e a técnica de deconvolução como mecanismo de entrada do sismo. No domínio fluido, no sistema simplificado mostrado, considera-se uma massa adicional de Westergaard incompressível, o que evita a propagação de onda. No entanto essa é uma solução grosseira para o problema. Em uma análise mais refinada, o reservatório deve ser discretizado, a água considerada compressível, o contorno distante, absorvente - de modo a atenuar a reflexão de ondas -, além de considerar os efeitos absorventes de sedimentos em seu fundo e em suas laterais.

Este trabalho vem, portanto, contribuir na criação de meios de aprofundar investigações que permitam conhecer como os vários fatores que afetam o comportamento dinâmico barragem em arco-reservatório de água-rocha de fundação interferem no sistema por ocasião de um sismo. A problemática do estudo em questão está ligada à geração de conhecimento a respeito desse assunto através do desenvolvimento de uma metodologia para análise de problemas dessa natureza.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo geral

Este trabalho tem por objetivo o estudo da influência de aspectos das interações fluido-estrutura (barragem-reservatório e reservatório-fundação) e estrutura-estrutura (barragem-fundação) no comportamento dinâmico do sistema barragem em arco-reservatório de água-rocha de fundação submetido a um sismo, contribuindo assim para uma ampliação do conhecimento disponível no domínio em questão, a respeito do tema, e o desenvolvimento

de uma metodologia adequada que forneça o suporte técnico para a prática de projetos seguros e confiáveis, preocupação importante na engenharia de barragens.

1.3.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos se caracterizam por tarefas gradativas na abordagem do problema:

- Realizar estudos de aspectos relevantes em barragens em arco;
- Analisar o comportamento dinâmico de barragens em arco através da reprodução de casos da literatura especializada;
- Proceder à análise estática de barragens em arco, com vistas à uma análise prática dessas estruturas combinando os efeitos das cargas estáticas com a resposta ao terremoto;
- Validar os resultados via software comercial ANSYS;
- Estudar procedimentos para atenuação de ondas propagadas na fundação;
- Elaborar técnicas eficientes para o lançamento dos sismos na fundação, com verificação de suas repercussões na zona de interesse da estrutura;
- Implementar uma metodologia robusta e progressiva que permita tratar de forma adequada um problema tão amplo e complexo.

1.4 METODOLOGIA

Neste trabalho foram utilizadas duas metodologias científicas: (1) revisão bibliográfica, através de pesquisas na literatura técnica especializada - artigos científicos, teses de doutorado, dissertações de mestrado, relatórios técnicos e livros da área - e (2) estudo de casos por meio da reprodução de casos da literatura técnica, verificando e validando os resultados encontrados. Todos os casos são analisados numericamente pelo Método dos Elementos Finitos (MEF) via software ANSYS.

Os casos reproduzidos da literatura são baseados principalmente nos trabalhos de Tan e Chopra (1995) e Tan e Chopra (1996), que analisaram a resposta dinâmica da barragem *Morrow Point*, barragem em arco com dupla curvatura de concreto localizada no rio *Gunnison*, Colorado, EUA, submetida (1) a uma aceleração harmônica unitária do solo e (2) ao movimento do solo registrado em *Taft Lincoln School Tunnel, Kern County*,

Califórnia, EUA, em 21 de julho de 1952, para uma série de parâmetros, tais como: níveis de água do reservatório (de vazio a completamente cheio), flexibilidade da rocha de fundação (de rígida a muito mole), considerando apenas a flexibilidade da fundação (F) e todos os efeitos da interação barragem-rocha de fundação (I), absorção de ondas hidrodinâmicas nos aluviões e sedimentos no contorno do reservatório (de não-absorvente a completamente absorvente), para as três componentes do terremoto (separadamente e simultaneamente).

Pode-se assim definir como a síntese metodológica desse trabalho que dado o alvo (um caso da literatura), estratégias progressivas são desenvolvidas para reproduzi-lo (por um caminho diverso do da literatura), observando a cada passo as discrepâncias encontradas e refinando o processo na etapa seguinte.

O problema abordado é baseado em um sistema constituído de três subsistemas – a barragem, o reservatório e a fundação – que se relacionam entre si através de suas interfaces. A Figura 1.4 apresenta um esquema, em forma de matriz, que mostra esses subsistemas separados e o sistema completo integrado. A Figura 1.5 apresenta, em destaque, as interfaces entre esses subsistemas.

A Tabela 1.1 sintetiza os casos reproduzidos de Tan e Chopra (1995) e analisados neste trabalho, apresentando suas principais particularidades: a condição da rocha de fundação (se rígida ou flexível), a relação entre o módulo de Young do solo da fundação e do concreto da barragem, se o reservatório está vazio ou completamente cheio e se o fundo e laterais do reservatório são não-absorventes ou absorventes. São realizadas análises dinâmicas modal para os casos 1 a 5F e harmônica e transiente (sísmica) para todos os 9 casos mostrados na Tabela 1.1. Na análise sísmica dos Casos 1 a 9 são consideradas as componentes montante, vertical e transversal do terremoto, separadamente.

O Caso 0 apresenta análise modal do sistema *Morrow Point* simplificado; ele é dividido em três subcasos: estrutura desacoplada, fluido desacoplado e fluido-estrutura acoplado. Neste caso, a fundação rígida discretizada é substituída por engastamento nas ombreiras e na base da barragem.

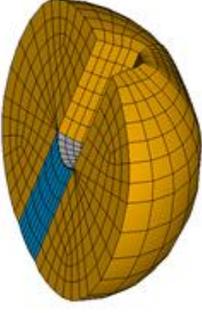
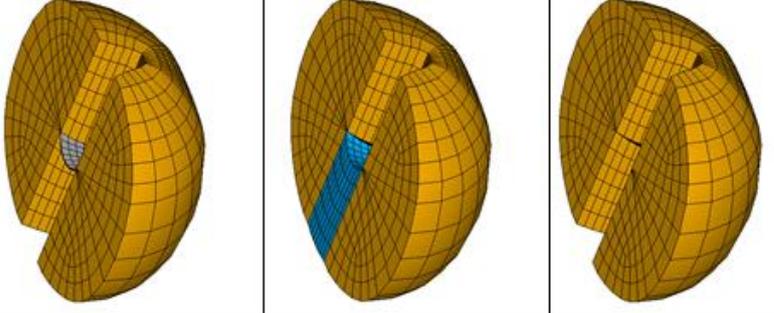
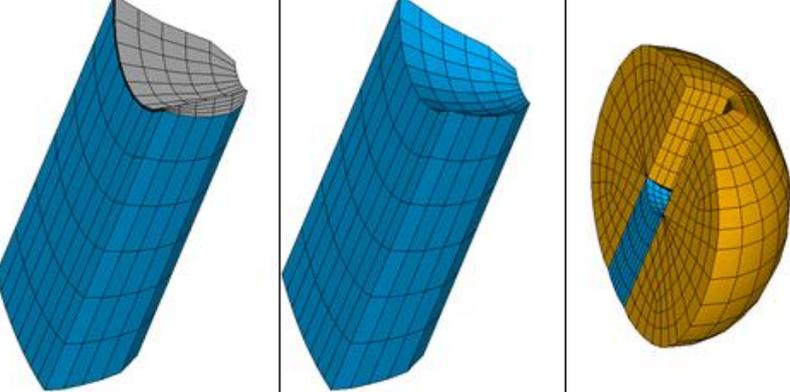
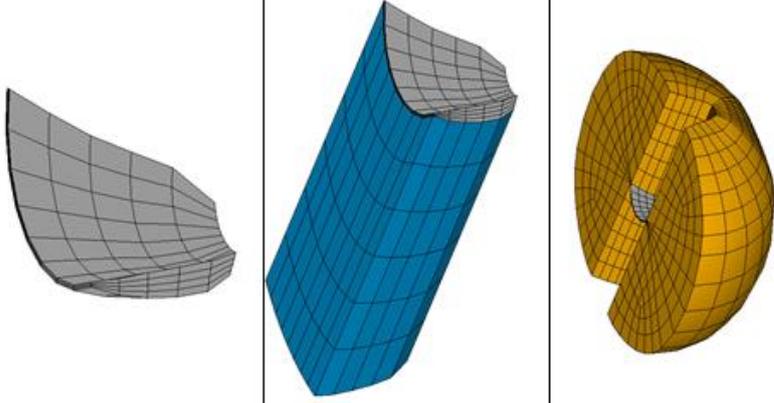
				EFS (BRF)	Sistema Integrado
				Solo (Fundação)	
				Fluido (Reservatório)	Subsistemas
				Estrutura (Barragem)	
Estrutura (Barragem)					Abordagem
	Fluido (Reservatório)	Solo (Fundação)			

Figura 1.4 – Esquema, em forma de matriz, que mostra os subsistemas barragem, reservatório e fundação separados e o sistema completo integrado

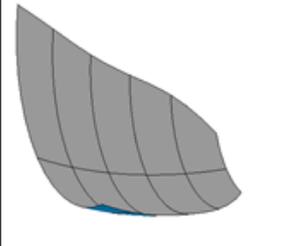
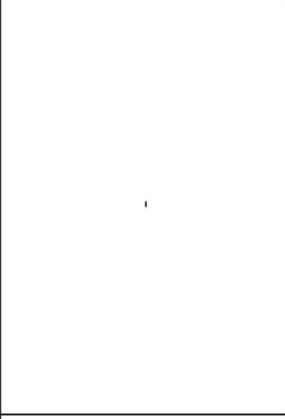
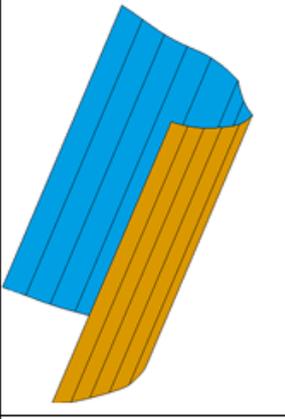
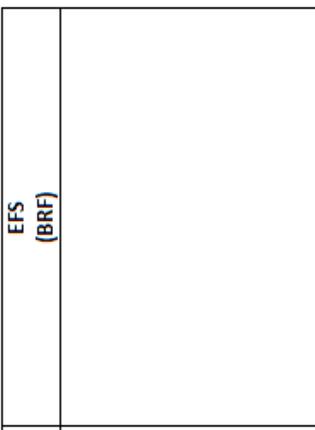
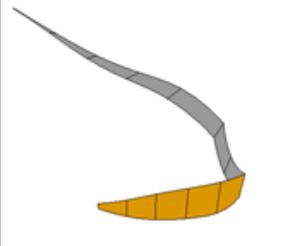
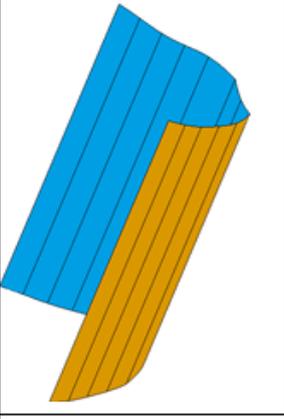
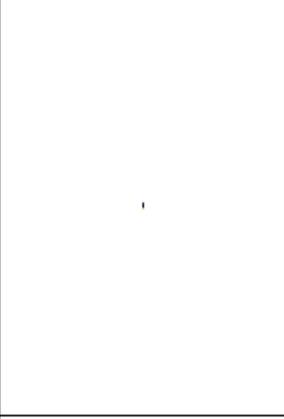
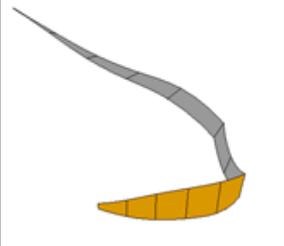
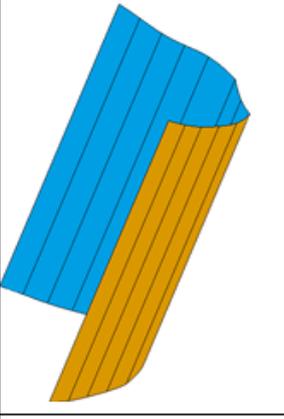
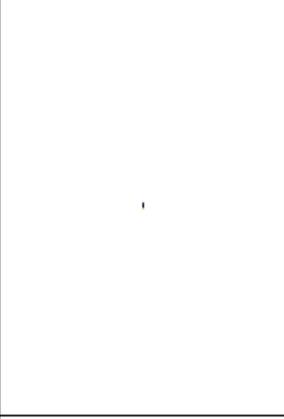
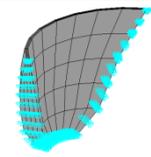
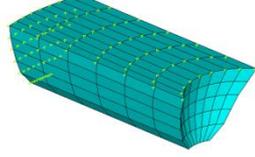
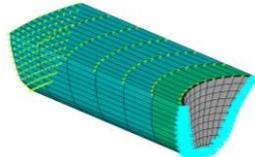
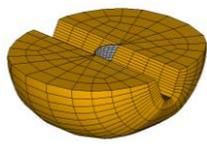
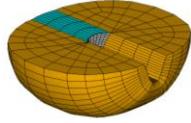
Interfaces	Estrutura (Barragem)	Fluido (Reservatório)	Solo (Fundação)	EFS (BRF)
Estrutura (Barragem)				
Fluido (Reservatório)				
Solo (Fundação)				
Abordagem	Subsistemas			Sistema Integrado

Figura 1.5 – Esquema, em forma de matriz, que mostra as interfaces entre os subsistemas barragem, reservatório e fundação

Tabela 1.1 - Casos dinâmicos analisados neste trabalho baseados em Tan e Chopra (1995) e suas principais particularidades

Caso (Análise Dinâmica)	Esquema	Rocha de Fundação		Água Represada		Contorno do Reservatório		
		Condição	E_f/E_e	Efeito Considerado	Condição	H_R/H_B	Condição	α
0		Rígida	-	-	Vazio	0	-	-
		-	-	-	Cheio	1	-	-
		Rígida	-	-	Cheio	1	-	-
1		Rígida	∞	-	Vazio	0	-	-
2		Flexível	2	F I	Vazio	0	-	-
3		Flexível	1	F I	Vazio	0	-	-
4		Flexível	$\frac{1}{2}$	F I	Vazio	0	-	-
5		Flexível	$\frac{1}{4}$	F I	Vazio	0	-	-
6		Rígida	∞	-	Cheio	1	Não-Absorvente	1
7		Rígida	∞	-	Cheio	1	Absorvente	0,5
8		Flexível	1	I	Cheio	1	Não-Absorvente	1
9		Flexível	1	I	Cheio	1	Absorvente	0,5

Legenda: E_f/E_e = Relação entre os módulos de Young da fundação e da estrutura; H_R/H_B = Relação entre o nível do reservatório e a altura da barragem; α = coeficiente de reflexão da onda; F = Flexibilidade (apenas os efeitos da flexibilidade da fundação são considerados); I = Interação (todos os efeitos da interação barragem-rocha de fundação são incluídos).

O parâmetro “Efeito Considerado” da rocha de fundação nos casos em que essa é flexível, é definido pelas siglas F e I, onde F indica que apenas os efeitos de flexibilidade da rocha de fundação são tomados, desprezando os efeitos de inércia e amortecimento - o que é realizado em análises padrão -, e I indica que todos os efeitos – inércia, amortecimento e

flexibilidade - da interação barragem-rocha de fundação são incluídos. A análise do problema considerando apenas a flexibilidade (F) da rocha é comumente realizada em função do fato de que a ausência de massa na fundação (m_f) faz com que essa funcione como uma mola, eliminando o problema de reflexão de ondas espúrias nas fronteiras do modelo em elementos finitos; entretanto o modelo não contempla todos os efeitos da interação barragem-fundação que, segundo Tan e Chopra (1996), são significativos e devem ser considerados na análise. A Figura 1.6 apresenta as características principais dos dois parâmetros: F, sem massa, sem ondas e I, com massa e com ondas.

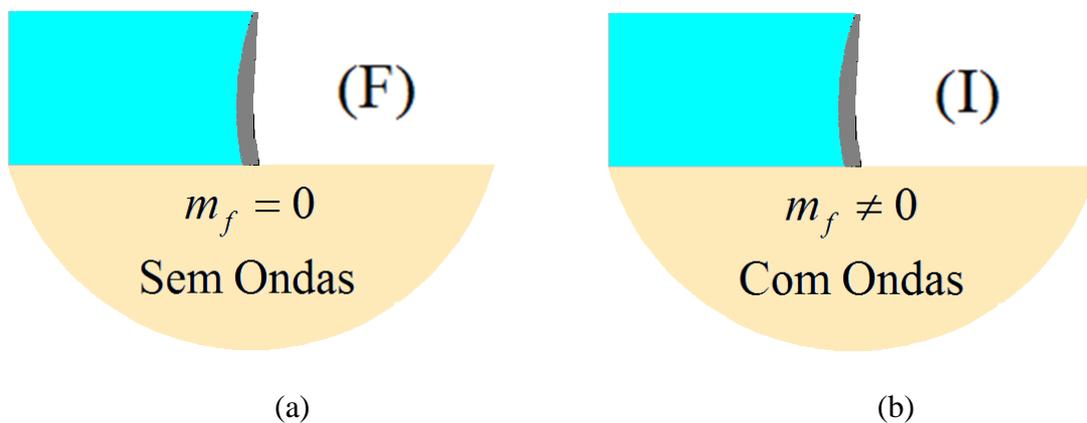
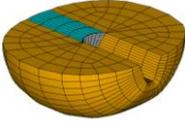


Figura 1.6 – Características principais dos parâmetros do efeito considerado da rocha de fundação: (a) F = Flexibilidade (apenas os efeitos da flexibilidade da fundação são considerados, desprezando a massa e o amortecimento) e (b) I = Interação (todos os efeitos da interação barragem-rocha de fundação - massa, amortecimento e flexibilidade - são incluídos)

Além da análise dinâmica, é feita a análise estática, considerando o peso próprio da barragem e a carga hidrostática do reservatório que é comparada a resultados apresentados em USACE (1994), para as condições mostradas na Tabela 1.2.

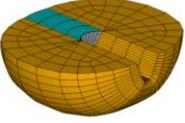
Tabela 1.2 – Casos estáticos analisados neste trabalho baseados em USACE (1994) e suas principais particularidades

Caso (Análise Estática)	Esquema	Rocha de Fundação		Carga
		Condição	E_f/E_e	
10		Rígida	∞	PP/CH
11		Flexível	1	
12		Flexível	1/5	

Legenda: PP = Peso Próprio; CH = carga hidrostática.

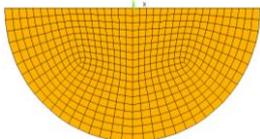
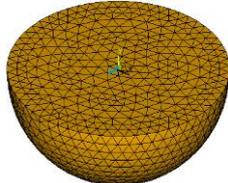
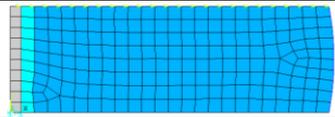
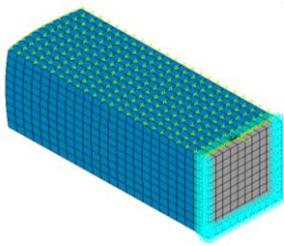
Ao final é feita a análise sísmica completa, onde os efeitos das cargas estáticas são combinados com a resposta sísmica da barragem às três componentes do movimento do solo simultaneamente considerando a interação barragem-reservatório-fundação, para a condição mostrada na Tabela 1.3.

Tabela 1.3 - Caso completo analisado neste trabalho baseado em Tan e Chopra (1995) e suas principais particularidades

Caso (Análise Completa)	Esquema	Rocha de Fundação			Água Represada		Contorno do Reservatório	
		Condição	E_f/E_e	Efeito Considerado	Condição	H_R/H_b	Condição	α
13		Flexível	1	I	Cheio	1	Absorvente	0,5

No decorrer do trabalho, alguns outros casos são desenvolvidos a fim de reforçar alguns pontos específicos do estudo, entre os quais: a propagação de onda em domínios infinitos através do Método da Camada Absorvente de Caughey (CALM) para meios sólidos e por meio de elemento fluido acústico absorvente para meios fluidos. A Tabela 1.4 mostra esses casos, suas particularidades e a seção onde se encontram.

Tabela 1.4 - Outros casos analisados neste trabalho e suas principais particularidades

Ponto Estudado	Caso	Esquema	Particularidades	Seção
CALM	Básico (Barra)		Estudo básico da propagação de onda em domínios infinitos baseado em Semblat <i>et al.</i> (2011)	6.3.2
	Barra		Estudo da propagação de onda em domínios infinitos através de modelos simplificados, começando por uma barra, depois um semicírculo e por fim uma semiesfera, que se aproxima do modelo da rocha de fundação do sistema da barragem.	6.3.3
	Semicírculo			6.3.3
	Semiesfera			6.3.3
Elemento Fluido Acústico Absorvente	2D			Estudo da propagação de onda em domínios infinitos através de elemento fluido acústico absorvente, começando por um modelo 2D e depois 3D que se aproxima do sistema da barragem.
	3D		6.3.4	

1.5 CONTRIBUIÇÕES DA TESE

Buscou-se obter algumas contribuições, com certa originalidade, neste trabalho, tais como:

- Explinar e aplicar uma metodologia progressiva para análise sísmica de barragens em arco tridimensionais considerando interação barragem-reservatório-fundação. Pergunta: como atacar uma questão dessa complexidade, que envolve várias áreas do conhecimento (tais como, engenharia de barragens, dinâmica das estruturas, análise sísmica, mecânica dos fluidos, elastostática), indo diretamente ao problema final? Qualquer análise a partir da configuração final sem se ter cumprido uma série de etapas anteriores não tem sentido, é algo irracional, um contrassenso. Neste caso, como se poderia ter certeza de que o que se estivesse sendo feito conduziria a um resultado razoável? O conhecimento e expertise nesse tipo de problema se concentra em poucos especialistas em *bureaux* de projetos e em empresas especializadas com larga experiência anterior. Nestas condições, pergunta-se: para um engenheiro que quisesse atacar esse problema, qual caminho poderia seguir já que não há disponível um conhecimento de fácil acesso? Propõe-se aqui que se sigam etapas progressivas que permitam evoluir em relação ao problema final mas que apresentem soluções analíticas ou da literatura que desenvolvam a confiança e segurança do analista, qualificando os resultados obtidos via numérica por programas computacionais de análise, no caso do presente trabalho, pelo método dos elementos finitos (MEF) via software comercial ANSYS.
- Dentre os diversos problemas apresentados no estudo, destaca-se a análise numérica de propagação de onda elástica em meio ilimitado que pode ser bastante difícil devido à reflexão de ondas espúrias nos contornos artificiais do modelo. O caso aqui analisado apresenta dois meios de tamanho semi-ilimitado: o reservatório e a rocha de fundação. O software ANSYS dispõe de um elemento acústico absorvente 3D em sua biblioteca que simula os efeitos absorventes de um domínio fluido que se estende até o infinito além do limite do domínio dos elementos acústicos finitos 3D. Este elemento efetua uma condição de contorno de absorção de segunda ordem de modo que uma onda de pressão que se afasta atingindo o contorno do modelo é “absorvida” com reflexos mínimos de volta ao domínio fluido, resolvendo assim o problema da reflexão de onda acústica na fronteira longínqua do reservatório. A biblioteca do software ANSYS 14 (a versão utilizada neste trabalho) não dispõe de um elemento sólido infinito para análise de problemas em meio sólido. Este ponto é crítico para a análise de propagação de onda em sólidos heterogêneos ou em camadas. Várias técnicas tais como Condições de Contorno Absorventes (“ABCs”, do inglês *Absorbing Boundary Conditions*),

elementos infinitos ou Camadas de Contorno Absorventes (“*ABLs*”, do inglês *Absorbing Boundary Layers*) i.e., Camadas Perfeitamente Correspondidas (“*PML*”, do inglês *Perfectly Matched Layers*) levam a uma importante redução de tais reflexões espúrias. Em artigo de Semblat *et al.* (2011), um método de camadas absorventes simples é proposto, o Método de Camada Absorvente de Caughey (“*CALM*” do inglês *Caughey Absorbing Layer Method*), baseado na formulação de amortecimento de Rayleigh/Caughey que está frequentemente disponível em softwares de elementos finitos existentes, tais como o ANSYS 14. O método consiste no seguinte: no âmbito do Método dos Elementos Finitos, um meio elástico é considerado e um sistema de camada absorvente é projetado em seus limites. A camada absorvente é assim modelada com propriedades apropriadas de amortecimento (isto é, coeficientes de amortecimento de Rayleigh/Caughey) a fim de atenuar as reflexões espúrias nos limites da malha. O *CALM* pode assim reduzir a amplitude da onda elástica proveniente do meio elástico e refletindo nos limites artificiais do meio. Essa técnica é primeiramente estudada em casos simples, baseados em Semblat *et al.* (2011), e posteriormente aplicada à rocha de fundação do presente estudo, o que constitui uma contribuição da tese para o problema de reflexão de onda elástica em meio sólido para esta classe de problemas.

- O mecanismo de entrada do terremoto em um sistema barragem-reservatório-fundação é um problema bastante envolvente e requer grande esforço em sua definição uma vez que a aplicação do movimento do solo no modelo influencia significativamente a resposta estrutural. Técnicas de entrada sísmica específicas são associadas a modelos particulares de fundação e um dos mais importantes efeitos da resposta ao terremoto no sistema barragem-fundação-reservatório é a interação entre a barragem e a rocha. Dentre os métodos de tratamento da interação solo-estrutura no domínio do tempo, o utilizado nesse trabalho é o método completo que consiste na discretização em elementos finitos tanto para a barragem como para a rocha de fundação. Segundo Boughoufalah (1988), o terremoto, geralmente um acelerograma de campo livre, pode ser introduzido de acordo com um dos seguintes mecanismos de entrada: (a) o modelo de entrada na base da rocha padrão, onde os movimentos de campo livre registrados na superfície do solo são aplicados diretamente na base da rocha de fundação deformável; (b) o modelo da rocha de fundação sem massa, que consiste no mesmo que o modelo anterior mas com a rocha de fundação deformável assumida como sendo sem massa, reduzindo o

número de graus de liberdade dinâmicos; (c) o modelo de entrada na base da rocha deconvoluido, onde os movimentos na base da rocha na rocha de fundação deformável são derivados de movimentos de campo livre pelo processo de deconvolução e (d) o modelo de campo livre na interface concreto-rocha, onde as equações do movimento do sistema completo barragem-rocha de fundação são reescritas de modo que a entrada sísmica efetiva é expressa diretamente em termos de movimentos de campo livre. O modelo (a) não fornece resultados acurados, uma vez que quando movimentos de campo livre são aplicados no nível da base da rocha eles são modificados primeiramente pela propagação através da rocha de fundação deformável e posteriormente pela interação entre a barragem e a rocha de fundação. O modelo (b) fornece resultados melhores que o modelo (a), uma vez que a ausência de massa faz com que a fundação funcione como uma mola, em outras palavras, apenas a flexibilidade da rocha de fundação é considerada, eliminando o problema da amplificação do acelerograma de campo livre do modelo (a); porém o modelo (b) não contempla todos os efeitos da interação barragem-fundação que devem ser considerados na análise. O método (d) pode ser visto como uma versão melhorada do método (b). Em ambos os métodos o acelerograma de campo livre original pode ser observado na ausência da barragem; no modelo (b) isso é obtido desprezando o efeito inercial da rocha de fundação e no modelo (d) isso é feito reescrevendo as equações de movimento em termos dos movimentos de campo livre sendo que a massa da rocha de fundação é considerada na análise representando a interação barragem-fundação de uma maneira relativamente mais realista. Neste trabalho, nos casos em que apenas os efeitos da flexibilidade da rocha de fundação são considerados (casos chamados de F) o mecanismo utilizado é o (b). Já nos casos em que todos os efeitos da interação barragem-rocha de fundação são incluídos (casos chamados de I), o mecanismo utilizado é o (c). Assim como o modelo (d), o modelo (c) é um modelo de abordagem mais realista do problema de mecanismo de entrada do terremoto. A análise deconvoluida consiste em computar um acelerograma na base da rocha de fundação que deva ter produzido o acelerograma de campo livre, depois da propagação através da fundação deformável. Assim, em conjunto com o ponto anterior, aplicar o mecanismo de entrada (c) em uma fundação cujo problema de propagação de onda é solucionado pelo CALM vem a ser uma significativa contribuição dessa tese para a análise do problema colocado.

1.6 ABRANGÊNCIA E LIMITAÇÕES

Em geral, este trabalho consiste no estudo de vibrações induzidas em barragens em arco devido a cargas sísmicas. Em função da extensão que abrange o assunto, algumas limitações foram consideradas:

- O concreto massa da barragem é assumido como sendo um material sólido elástico, linear, isotrópico e homogêneo;
- Apesar da ampla gama de possibilidades de propriedades elásticas da fundação, neste trabalho ela é idealizada como uma rocha de material sólido elástico, linear, isotrópico e homogêneo, tal como a barragem de concreto;
- Ainda sobre a fundação, cabe ressaltar, que sua abordagem não está ligada ao problema de mecânica dos solos; a escola de Mecânica dos Solos e Fundações não foi considerada nesse trabalho de modo a não agravar a complexidade do problema e não ser influenciado por outra corrente de conhecimento que trata o problema com teorias, fundamentos e ferramentas diferentes daquelas utilizadas pelo domínio da teoria das estruturas; o tratamento da fundação é feito com o olhar da mecânica dos sólidos;
- O fluido - o reservatório de água - é considerado quiescente, invíscido e linearmente compressível. Não há escoamento, somente vibração em torno de um ponto de equilíbrio (meio acústico);
- A formulação numérica adotada na análise de problemas acoplados em interação fluido-estrutura é a U-P (deslocamento U para a estrutura, pressão P para o fluido);
- A barragem é suposta concluída e em cota plena de operação quando considerado o reservatório, sendo portanto desconsideradas análises nas etapas de construção da barragem e durante o enchimento do reservatório.
- *Sloshing* e problemas de não-linearidade não são abordados no presente trabalho. O sistema é analisado sob a hipótese de comportamento linear para a barragem de concreto, o reservatório de água e a rocha de fundação. Assim a possibilidade de cavitação da água, fissuração do concreto ou abertura de juntas de construção durante a vibração da barragem não são consideradas.
- De forma ampla, avaliações de carga sísmica para estruturas devem caracterizar apropriadamente um número de fatores, incluindo a fonte do terremoto, efeitos do

percurso de viagem, efeitos locais do local e efeitos da interação solo-estrutura (ISE), como mostrado na Figura 1.7.

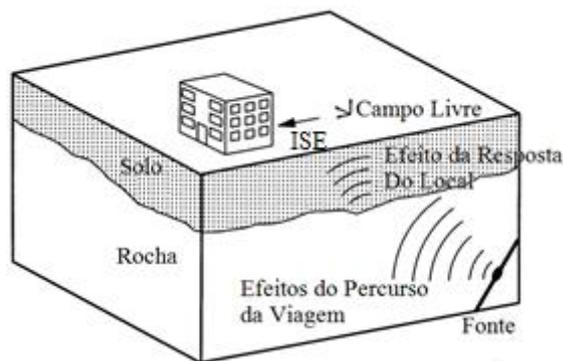


Figura 1.7 – Esquema mostrando o contexto da ISE em uma avaliação de engenharia de carga sísmica para uma estrutura

Para fins de projeto de engenharia, os efeitos da fonte geralmente se referem à magnitude do terremoto, mecanismo de ruptura e localização em relação ao local, enquanto os efeitos do percurso se referem à atenuação das ondas sísmicas assim que elas viajam da fonte através do leito rochoso até o local. Os efeitos do local referem-se à amplificação ou atenuação, dependentes da frequência, experimentadas pelas ondas sísmicas propagando-se à superfície através do solo. O resultado final desses três primeiros efeitos é um movimento sísmico do solo de “campo livre” na superfície do solo, onde “campo livre” se refere à falta de qualquer influência de vibrações estruturais no movimento. Finalmente, os efeitos da ISE respondem pela flexibilidade do suporte de fundação sob a estrutura e possíveis variações entre a fundação e movimentos de campo livre. Com efeito, a ISE determina o carregamento real experimentado pelo sistema estrutura-fundação-solo resultante dos movimentos sísmicos do solo de campo livre. Neste trabalho, toda a fundação é considerada rocha, o terremoto utilizado (um dado do problema) é um acelerograma de campo livre e não serão feitos estudos acerca da fonte do terremoto, nem dos efeitos do percurso de viagem nem dos efeitos locais do local. Quanto a ISE, é utilizada uma abordagem direta através de um modelo em elementos finitos da estrutura e da fundação combinados, sendo os deslocamentos nodais tanto do solo como da estrutura considerados como deslocamentos de resposta. Na interface entre a estrutura e a fundação, os deslocamentos nodais são afins. A entrada é representada por movimentos prescritos (acelerogramas) de qualquer número selecionado de nós na base da rocha (ou como será visto, na

interface meio de interesse - camada absorvente na rocha de fundação para os casos em que todos os efeitos da interação barragem-fundação são considerados).

1.7 DESENVOLVIMENTO DO CONTEÚDO E ORGANIZAÇÃO DA TESE

Este trabalho é composto de 9 capítulos, descritos a seguir.

O primeiro capítulo, introdutório, apresenta a motivação para elaboração desta tese, a problemática abordada, os objetivos geral e específicos, a metodologia utilizada, as eventuais contribuições, as abrangência e limitações deste trabalho e a descrição e organização da tese.

No segundo capítulo é feita uma revisão da literatura abordando o estado da arte a respeito do tema da tese, referenciando estudos dos principais pesquisadores da área.

No terceiro capítulo, é feito um estudo teórico sobre barragens em arco com a finalidade de apresentar algumas de suas generalidades, aspectos relevantes em seu estudo além de um breve histórico de seu desenvolvimento, os acidentes registrados relevantes e aquelas de maior destaque mundial e nacional.

A metodologia aplicada a este trabalho é dividida entre os capítulos 4 a 7.

O capítulo quatro mostra a formulação matemática numérica baseada no método dos elementos finitos (MEF), que vem a ser o método utilizado neste trabalho para a análise do problema, através do uso do software comercial ANSYS e os elementos utilizados de sua biblioteca.

No quinto capítulo são apresentados o sistema barragem em arco-reservatório de água-rocha de fundação *Morrow Point*, os parâmetros de análise tais como propriedades físicas e geométricas dos subsistemas, as condições de contorno, as cargas a serem aplicadas e os pressupostos e idealização dos subsistemas envolvidos e suas interações.

Dentre os muitos aspectos relacionados à análise sísmica barragem-reservatório-fundação, o amortecimento dos subsistemas e do sistema como um todo, a propagação de onda em domínios infinitos, tais como o reservatório e a fundação e o mecanismo de aplicação do

terremoto no modelo em elementos finitos se mostram problemas intrincados e merecem explicações pormenorizadas. O capítulo seis traz os pressupostos relativamente a esses três pontos, com destaque para o método de propagação de ondas em domínios infinitos denominado CALM, que é o método proposto nessa tese como absorvedor de ondas espúrias no contorno da rocha de fundação.

O capítulo sete expõe a modelagem, o malhamento, os testes de convergência do sistema estudado.

No oitavo capítulo os resultados dos casos propostos são apresentados e discutidos e verificados e validados com a literatura técnica.

O nono capítulo finaliza o trabalho, apresentando uma síntese da tese, as principais conclusões obtidas, as contribuições e as perspectivas para trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 INTRODUÇÃO

Este capítulo apresenta o estado da arte do objeto de estudo deste trabalho: análise sísmica de barragens em arco e temas correlatos. São referenciados alguns nomes de destaque da área e algumas de suas publicações relacionadas ao tema.

2.2 ESTADO DA ARTE

No estudo da resposta ao terremoto de barragens retangulares rígidas com faces a montante verticais, Westergaard (1933) foi quem primeiro derivou uma expressão para a pressão hidrodinâmica exercida sobre uma barragem por um fluido incompressível no reservatório como resultado de um movimento harmônico horizontal do solo na direção perpendicular à barragem. Ele descobriu que a pressão hidrodinâmica era a mesma que se um determinado corpo de fluido fosse forçado para frente e para trás com a barragem e que essa "massa adicional" estivesse confinada num volume delimitado por uma superfície bidimensional parabólica no lado a montante da barragem. Com base no princípio do equilíbrio da quantidade de movimento linear simples, Von Kármán (1933) obteve distribuições da força de pressão hidrodinâmica e da carga total de uma barragem rígida com uma face vertical a montante que eram muito próximas dos resultados de Westergaard. Para uma barragem, cuja face a montante não é vertical, Zangar (1953) e Zangar e Haefeli (1952) determinaram as pressões hidrodinâmicas experimentalmente usando um análogo elétrico (Chwang e Housner, 1978).

Dentre alguns nomes que trabalham ou trabalharam no tema central desta tese, a análise sísmica de barragens em arco e assuntos correlatos, citam-se: Anil K. Chopra, Ph.D. (Berkeley, EUA), Chen Houqun, Ph.D. (Chinese Academy of Engineering, China), Martin Wieland, Ph.D. (Swiss Federal Institute of Technology, Suíça), Pierre Léger, Ph.D. (Polytechnique Montréal, Canadá), Georges Darbre, Ph.D. (Swiss Federal Institute of Technology, Suíça), Benedikt Weber, Ph.D. (Empa - Swiss Federal Laboratories for Materials Science and Technology, Suíça), Najib Bouaanani, Ph.D. (Polytechnique Montréal, Canadá) e Patrick Paultre, Ph.D. (University of Sherbrooke, Canadá). No Brasil, cita-se Miguel Armando Awruch, Ph.D. (Universidade Federal do Rio Grande do Sul),

Nelson Francisco Favilla Ebecken, DSc. (Universidade Federal do Rio de Janeiro) e Lineu José Pedroso (Universidade de Brasília). Os próximos parágrafos trazem algumas das publicações dentro dessa linha de pesquisa desses pesquisadores.

Segundo Chopra (2005), a análise dinâmica de barragens em arco é especialmente complicada porque elas devem ser tratadas como sistemas tridimensionais que reconhecem o tamanho semi-ilimitado do reservatório e dos domínios da rocha de fundação, sendo que os seguintes fatores devem ser considerados: interação barragem-água, absorção de onda nas fronteiras do reservatório, compressibilidade da água e interação barragem-fundação. Uma série de teses de doutorado (Chakrabarti e Chopra, 1973; Hall e Chopra, 1980; Fenves e Chopra, 1984; Fok e Chopra, 1986; Zhang e Chopra, 1990; Tan e Chopra, 1995) na Universidade da Califórnia, Berkeley, entre 1970 e 1995, culminou no método de subestrutura formulado no domínio da frequência e sua implementação nos programas de computador EAGD-84 para análise bidimensional de barragens de concreto gravitacional (Fenves e Chopra, 1984) e EACD-3D-96 para análise tridimensional de barragens em arco (Tan e Chopra 1996), ambos distribuídos *pro bono* pelo *National Information Service for Earthquake Engineering*. Estudos paramétricos amplos da resposta sísmica de barragens reais levaram a uma compreensão de como cada um dos fatores anteriores influencia a resposta e a gama prática de condições em que cada fator é significativo.

Alguns dos trabalhos pioneiros de Chopra e colaboradores em barragens em arco são detalhados a seguir.

Porter e Chopra (1981) analisaram as respostas dinâmicas de barragens em arco simples, com diferentes razões raio-altura para três condições: a barragem desacoplada sem água e a barragem com reservatório cheio, considerando a água compressível em um caso e desconsiderando a compressibilidade da água em outro caso. As funções de resposta de frequência complexa para acelerações na crista da barragem devido às três componentes da aceleração do solo - componente montante-jusante, componente transversal e componente vertical - foram apresentadas. Baseados nesses resultados, os efeitos da interação barragem-água, da compressibilidade e do movimento das margens na resposta da barragem foram investigados.

Hall e Chopra (1983) desenvolveram um procedimento para analisar, sob a hipótese de comportamento linear, a resposta ao terremoto de barragens em arco incluindo efeitos hidrodinâmicos. A barragem e o domínio fluido foram tratados como subestruturas e modelados com elementos finitos. A única restrição geométrica foi que um domínio fluido infinito teve de manter uma seção transversal constante além de algum ponto na direção montante. Para tal região uniforme, infinita, uma discretização de elemento finito ao longo da seção transversal foi combinada com uma representação contínua na direção montante. Respostas computadas de uma barragem a movimento harmônico do solo foram apresentadas.

Em Fok e Chopra (1986), a resposta linear de uma barragem em arco selecionada para um movimento harmônico do solo montante, transversal ou vertical é apresentada para uma ampla gama de parâmetros importantes do sistema que caracterizam propriedades da barragem, água represada, materiais no contorno do reservatório e rocha de fundação. Com base nessas funções de resposta de frequência, os efeitos hidrodinâmicos e de flexibilidade da fundação na resposta dinâmica de barragens em arco são investigados.

Tan e Chopra (1996) apresentaram a resposta dinâmica da barragem *Morrow Point* ao movimento do solo de *Taft* para uma vasta gama de propriedades da barragem, rocha de fundação, água represada e materiais das fronteiras do reservatório. Baseado nesses resultados de resposta, os efeitos da interação barragem-rocha de fundação (considerando amortecimento, inércia e flexibilidade da rocha de fundação) com reservatório vazio foram investigados. A importância dos efeitos da interação barragem-rocha de fundação ignorados em análises padrão que consideram a flexibilidade da rocha de fundação, mas não seus efeitos inerciais ou de amortecimento - material e de radiação - foi identificada. Finalmente, os efeitos combinados da interação barragem-rocha de fundação, interação barragem-água e absorção da fronteira do reservatório foram estudados.

Mais recentemente, dentro da linha de pesquisa de Chopra em *Análise de Terremoto, Design e Avaliação de Segurança de Barragens em Arco de Concreto*, citam-se as seguintes publicações: Lökke e Chopra (2017) - um método de elemento finito direto é apresentado para a análise não-linear de sistemas de interação barragem-água- rocha de fundação submetidos a terremotos -, Lokke e Chopra (2014) - apresentam uma avaliação abrangente da precisão do procedimento de análise do espectro de resposta, comparando

seus resultados com os obtidos a partir da análise da história de resposta de uma barragem gravidade modelada como um sistema de elementos finitos, incluindo a interação barragem-água-fundação-, Chopra (2012) - através de uma série de exemplos de análise de várias barragens reais, a significância de fatores, como o tamanho semi-ilimitado do reservatório e dos domínios da rocha de fundação, interação barragem-água, absorção de onda no contorno do reservatório, compressibilidade da água, interação barragem-rocha de fundação e variações espaciais no movimento do solo na interface barragem-rocha, é demonstrada, levando à conclusão de que eles deveriam todos ser incluídos na avaliação de demandas sísmicas em barragens de arco -, Chopra e Wang (2010) - a resposta de duas barragens em arco a movimentos do solo variando espacialmente registrados durante terremotos é calculada por um procedimento de análise linear, que inclui efeitos de interação de barragem-água-rocha de fundação e reconhece a extensão semi-ilimitada da rocha e dos domínios da água represada -, Wang e Chopra (2010) - a resposta da barragem de Mauvoisin na Suíça para o movimento do solo variável espacialmente gravado durante um pequeno terremoto é analisada para ilustrar os resultados do procedimento de análise da resposta ao terremoto de barragens em arco, incluindo os efeitos da interação barragem-água-rocha de fundação e reconhecendo o tamanho semi-ilimitado dos domínios da rocha de fundação e do fluido e as variações espaciais nos movimentos do solo em torno do cânion -, Basu e Chopra (2004) e Basu e Chopra (2003) - apresentam uma abordagem para a solução numérica de uma equação de onda em um domínio ilimitado usando um domínio limitado envolvido por um limite ou camada absorvente que absorve ondas que se propagam para fora do domínio limitado.

Chen et. al. (2015) apresentam a mais recente pesquisa e experiência prática no projeto de grandes barragens em arco em regiões sísmicamente ativas, abordando todo o tema da concepção de barragens para regiões sísmicas, incluindo mecanismos e modelagem de entradas sísmicas, técnicas de análise não linear para a estrutura de barragens e fundações, propriedades do concreto e técnicas de simulação para *design* de barragens.

Dentre outros estudos, Chen et. al. (2015) introduzem brevemente a visão geral da construção de grandes barragens em arco de concreto e sua situação sísmica na China. A China é um país de alta sismicidade com abundantes recursos hidrelétricos. Uma série de barragens em arco com cerca de 300 m de altura está em construção e será construída em regiões sísmicas severas do oeste da China para mitigação de enchentes e fornecimento de

energia limpa. A construção de barragens desempenha um papel insubstituível, mas qualquer acidente com sérios danos causados em uma grande barragem com enorme reservatório durante um forte terremoto inevitável pode induzir uma catástrofe secundária inimaginável para as comunidades vizinhas. A importância significativa do estudo sobre segurança sísmica e a prioridade estratégica da prevenção de catástrofes sísmicas de desastres secundários para barragens altas com grandes reservatórios são explicadas. Além disso, as idéias básicas da avaliação de segurança sísmica implementadas agora na China são apresentadas. A avaliação da segurança sísmica para quaisquer estruturas de engenharia deve incluir os seguintes componentes indispensáveis e interdisciplinares, tais como: entrada sísmica, respostas sísmicas da estrutura e capacidade de resistência dinâmica do material. Os comportamentos das principais barragens de concreto em arco altas submetidas a terremotos tanto na China como em outros países, incluindo a barragem em arco de concreto de Pacoima, de 113 m de altura, submetida ao terremoto de S. Fernando de 1971 de magnitude 6,6 e ao terremoto de 1994 Northridge de magnitude 6,8 e a alta barragem em arco de concreto compactado a rolo Sharpei de 130 m submetida ao terremoto de Wenchuan de magnitude 8,0 na China são investigados e analisados. Algumas lições aprendidas com elas são discutidas. A prática de engenharia existente e as análises de casos de terremotos fortes em barragens demonstraram que para as barragens bem projetadas de acordo com o projeto sísmico e elaboradamente construídas, a segurança sísmica desejada seria basicamente antecipada. No entanto, para as barragens super-altas de cerca de 300 m, sem precedentes, o desafio de uma série de problemas técnicos críticos e espinhosos ainda não foram enfrentados por engenheiros de terremotos de barragens.

Dentre os mais recentes trabalhos de Martin Wieland e colaboradores na área de engenharia de barragens e terremotos, citam-se: Wieland (2017) - apresenta aspectos sísmicos de segurança relevantes em elementos hidromecânicos e eletromecânicos de grandes barragens de armazenamento -, Wieland (2008) - estuda aspectos de análise de barragens sujeitas a fortes tremores de terra -, Wieland et. al. (2008) - examina as implicações dos movimentos causados por falhas ativas ou potencialmente ativas passando pela fundação de uma grande barragem e movimentos de blocos na fundação da barragem causados por fortes terremotos em uma falha perto do local da barragem -, Wieland (2008) - afirma que grandes barragens estão entre as primeiras estruturas para as quais o *design* sísmico foi realizado; além disso, discute aspectos que precisam de atenção mais próxima

no futuro, como boas práticas em engenharia de barragens e segurança integral de barragens, que incluam segurança estrutural, monitoramento de segurança de barragens, segurança operacional e manutenção de barragens e planejamento de emergência -, Wieland et. al. (2007) - analisa a barragem em arco com dupla curvatura Deriner de 249 metros de altura no rio Coruh no nordeste da Turquia e seus aspectos de *design* sísmico e hidrológico.

Dentre diversos trabalhos de Pierre Leger e colaboradores na área de engenharia de barragens e terremotos, citam-se: Roth et.al. (2015) - estudam a fratura acoplada hidromecânica de barragens em arco de concreto considerando a eficiência de drenagem -, Maken et.al. (2014) - apresentam procedimentos de modelagem em elementos finitos para avaliar os comportamentos termomecânicos de barragens de concreto -, Kreuzer e Léger (2013) - publicam uma abordagem baseada em confiabilidade para avaliar o fator de segurança para barragens de concreto -, Léger et.al. (2012) - divulgam estratégias de modelagem numérica para avaliação de segurança e reabilitação de barragens de concreto.

Dentre outras publicações de Georges Darbre e colaboradores na área de engenharia de barragens e terremotos, citam-se: Darbre e Proulx (2005) - expõem o programa experimental e os resultados de um programa de gravação de vibrações ambientes contínuas realizado na barragem em arco de Mauvoisin de 250 metros de altura -, Proulx et. al. (2004), - apresentam investigação analítica e experimental do amortecimento em barragens em arco baseada em terremotos gravados-, Darbre (1995) - desenvolve esquemas de instrumentação de movimentos fortes para barragens. Segundo Darbre e Studer (2001), as barragens são centrais para o desenvolvimento industrial e agrícola de muitos países através da produção de eletricidade e irrigação. Elas também muitas vezes contribuem para uma redução significativa do risco de inundação de áreas a jusante que estão expostas. Ao mesmo tempo, uma repentina e inconveniente liberação de água do reservatório pode ter consequências catastróficas e interromper o funcionamento adequado da sociedade em geral. Isso garante o cuidado no - mas decisivo - uso de técnicas de engenharia avançadas em relação à segurança de barragens. Terremotos são uns dos muitos perigos considerados nas avaliações de segurança correspondentes.

A maioria das barragens de arco existentes foram projetadas para o carregamento sísmico por métodos estáticos envolvendo o uso de coeficientes sísmicos. Embora não haja

exemplos conhecidos de barragens em arco que tenham sido gravemente danificadas por terremotos, a necessidade de análises sísmicas mais realistas é bem reconhecida, não só para novas barragens, mas especialmente no contexto da avaliação de segurança de barragens existentes. Felizmente, com o método dos elementos finitos, os engenheiros possuem uma poderosa ferramenta para modelar a geometria complexa e o comportamento não linear do material de uma barragem. No entanto, ainda há uma grande complicação no procedimento de análise, a saber, a interação da barragem com o reservatório e com a fundação durante um terremoto. A interação é um problema de propagação de onda envolvendo limites de transmissão. O estado da arte na prática de engenharia é negligenciar a propagação das ondas, modelando a água como incompressível e a fundação como sem massa. Métodos de análise mais avançados que utilizam água compressível e fundação com massa estão disponíveis há algum tempo. No entanto, esses métodos são restritos a modelos lineares, porque eles funcionam no domínio da frequência. Por outro lado, também existem modelos não-lineares avançados para barragens, mas só podem ser usados no domínio do tempo, geralmente com contornos de transmissão simples. Weber (1994) desenvolve contornos de transmissão rigorosos no domínio do tempo que permitem combinar água compressível com comportamento não-linear da barragem. O modelo numérico é baseado em uma abordagem da teoria de sistemas.

Dentre os recentes trabalhos de Najib Bouaanani e colaboradores na área de engenharia de barragens e terremotos, citam-se: Renaud et.al. (2016) - apresentam avaliação crítica de hipóteses simplificadas comuns em análise de estabilidade sísmica de barragens, tais como simplificar demais interfaces irregulares barragem-fundação, negligenciar os efeitos da coesão e resistência a tração e ignorar os efeitos das acelerações verticais do solo -, Bouaanani e Renaud (2014) – demonstram a sensibilidade das demandas de aceleração do solo em barragens para pressupostos de modelagem do reservatório -, Miquel e Bouaanani (2013) - propõem uma técnica que consiste em modificar a aceleração do solo de entrada original para obter um novo acelerograma que contabilize diretamente os efeitos complexos da interação fluido-estrutura -, Miquel e Bouaanani (2010), - apresentam uma avaliação simplificada do período de vibração e da resposta sísmica de sistemas barragem-água - e Bouaanani e Perrault (2010) – explicitam fórmulas práticas para análise no domínio da frequência de interação barragem - reservatório terremoto - induzido.

Dentre outros artigos de Patrick Paultre e colaboradores na área de engenharia de barragens e terremotos, cita-se: Proulx, et al. (2001) - apresentam a avaliação experimental dos efeitos do nível variável de água na resposta dinâmica da barragem em arco de Emosson, na Suíça, com 180 m. Repetidos testes de vibração forçada foram realizados na barragem durante quatro períodos diferentes do ciclo de enchimento do reservatório durante um período de um ano. As respostas em frequência de aceleração e de pressão hidrodinâmica foram obtidas em vários locais, enquanto a barragem foi submetida a uma carga harmônica horizontal. A variação das frequências ressonantes em função do nível do reservatório foi investigada.

Dentre os trabalhos de Miguel Armando Awruch e colaboradores na área de engenharia de barragens, citam-se: Teixeira et.al. (2012) - apresentam um critério de fratura para a análise de barragens de concreto - e Araújo e Awruch (1998) – avaliam a segurança em fratura em barragens de concreto durante a fase de construção.

Alguns trabalhos de Nelson Francisco Favilla Ebecken e colaboradores na área: Fairbairn et al. (2000) - aplicação da abordagem probabilística na análise de ensaios centrífugos de barragens gravitacionais -, Fairbairn et al. (1999) - avaliação da durabilidade de uma barragem em arco usando análise inversa com redes neurais e computação de alto desempenho -, Ebecken et al. (1999) - retroanálise neural para a identificação dos parâmetros elásticos de barragem casca de Funil - e Ebecken et al. (1999) - aplicação de redes neurais e do MEF para a retroanálise do concreto em barragens.

Citam-se alguns dos trabalhos de Lineu José Pedroso e colaboradores em áreas relacionadas ao tema dessa tese: Pedroso et al. (1998) – apresentaram um estudo numérico de propagação de onda induzida por transientes axiais em barras usando os métodos de diferenças finitas e elementos finitos e Pedroso et al. (2000) – expuseram sobre as perspectivas da dinâmica de fluidos computacional na engenharia de barragens de concreto.

Além dos trabalhos supracitados de pesquisadores da área, alguns centros de pesquisa e desenvolvimento produzem bibliografias relevantes na área de engenharia de barragens em arco, como o LNEC (Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal) e o

CIMNE (International Centre for Numerical Methods in Engineering, Barcelona, Espanha).

Citam-se algumas publicações recentes ligadas ao LNEC: Mata et al. (2014) - para melhorar a eficácia do controle de segurança de barragens de concreto em tempo real, apresentam um método para a construção de regras de decisão para a detecção precoce de cenários de falhas em desenvolvimento. As regras de decisão são baseadas no uso de modelos discriminantes lineares desenvolvidos com dados obtidos através de modelos matemáticos do comportamento de uma barragem em arco de concreto. O objetivo é combinar as quantidades físicas medidas pelo sistema de monitoramento automatizado da barragem, apropriadamente ponderada, em um novo índice único, permitindo a classificação das observações em uma das duas classes (comportamento normal e desenvolvimento de um cenário de falha) -, Mata et al. (2013) - em sua vida útil, uma barragem pode ser exposta a variações significativas no nível da água e mudanças sazonais na temperatura do ambiente. O controle de segurança estrutural de uma barragem de concreto é apoiado por atividades de monitoramento e é baseado em modelos. Na prática, a interpretação dos deslocamentos de barragens de concreto registrados é geralmente baseada em modelos estatísticos de HST (hidrostático, sazonal, temporal). Esses modelos são amplamente utilizados e consideram que o efeito térmico pode ser representado por uma função sazonal. O principal objetivo do trabalho é apresentar um modelo estatístico HTT (hidrostático, térmico, temporal) para interpretar os deslocamentos de barragens de concreto registrados. A ideia é substituir a função sazonal com o uso de temperaturas registradas que melhor representem o efeito térmico no comportamento da barragem. Duas novas metodologias são apresentadas para a construção de modelos estatísticos de HTT, ambas baseadas na análise de componentes principais aplicados às temperaturas registradas no corpo da barragem de concreto. No primeiro método, a análise de componentes principais é usada para escolher os termômetros para a construção do modelo HTT. No segundo método, o efeito térmico é representado pelos principais componentes da temperatura dos termômetros selecionados. A vantagem desses métodos é que o efeito térmico é representado pela temperatura real medida no corpo da barragem de concreto. Os modelos estatísticos de HTT propostos são aplicados à barragem em arco de Alto Lindoso, de 110 m de altura, e os resultados são comparados com o modelo de deslocamento HST – e Braga Farinha et al. (2012) - apresentam a aplicação de uma metodologia que pode ser usada para avaliar a estabilidade da fundação de barragens, usando o método de

elementos finitos (MEF). Desenvolveu-se um modelo tridimensional global de fundação de barragens, no qual foram simuladas algumas descontinuidades e representadas as cortinas de argamassa e drenagem. O modelo, calibrado tendo em conta os dados registados, foi utilizado para realizar análises mecânicas não lineares. O mesmo modelo foi empregado para realizar uma análise hidráulica, baseada em conceitos contínuos equivalentes, que permitiram obter o padrão de pressão da água dentro da fundação. Essas pressões de água foram aplicadas nas descontinuidades envolvidas no possível mecanismo de deslizamento ao longo da interface da barragem-fundação, e a segurança do sistema de barragem-fundação foi avaliada através de um processo de redução das características de resistência, com o objetivo de calcular os fatores de segurança mínimos a garantir a estabilidade. Os resultados foram comparados com aqueles obtidos com a distribuição usual da pressão de elevação bilinear na base da barragem, comumente usada no projeto de barragens de concreto. A relevância da realização de análise hidráulica nos estudos de falha de fundação de barragens é destacada.

Citam-se alguns trabalhos ligados ao CIMNE: Salazar et al. (2017) - as barragens de arco de curvatura dupla apresentam complexidade geométrica com uma quantidade significativa de parâmetros envolvidos. Diferentes critérios existem para auxiliar na tarefa de projeto, desde abordagens geométricas simplificadas até procedimentos de otimização. No entanto, a maioria deles apresenta uma falta de flexibilidade e não está integrada em ferramentas de projeto assistidas por computador. Nesta contribuição, uma ferramenta de software flexível e interativa é apresentada para apoiar o processo de projeto completo: definição geométrica, geração de modelo MEF (incluindo a malha, as cargas e as condições de contorno) e análise termomecânica. O design pode ser executado com diferentes níveis de detalhe para se adaptar às informações disponíveis em cada etapa do projeto. A ferramenta permite definir a forma do cilindro de referência, a profundidade de escavação e a inclinação ao longo da fundação, a espessura e a curvatura da crista, a forma e a localização dos arcos horizontais. Todas essas etapas foram descritas em outras contribuições. Aqui, atenção especial é dada à introdução de recursos adicionais, como articulações, vertedouros, pilares de diferentes formas e obras de saída. Todas as etapas foram definidas com um alto grau de flexibilidade no processo de design. A ferramenta é integrada ao software de pré e pós-processamento GiD, que permite aproveitar suas funcionalidades, como geração de malha e análise de resultados. Também é acoplado a uma aplicação específica para análise termomecânica de barragens, desenvolvida na Kratos

Multiphysics - uma estrutura para a construção de software paralelo de simulação multidisciplinar. Todo o processo de design pode ser seguido em um ambiente único, porque a resposta estrutural dos projetos preliminares pode ser calculada e os resultados considerados para refinar a geometria da barragem – e Vicente et al. (2017) - a construção de barragens de arco de dupla curvatura é uma solução atraente do ponto de vista econômico, devido ao reduzido volume de concreto necessário para sua construção em comparação com as barragens convencionais de gravidade. Devido à sua geometria complexa, muitos critérios têm estimulado seu design. No entanto, os métodos mais difundidos baseiam-se em recomendações de documentos técnicos tradicionais, sem levar em conta as possibilidades de projeto auxiliado por computador. Neste artigo, é apresentada uma ferramenta de software inovadora para projetar modelos MEF de barragens de arco de dupla curvatura. Diversas capacidades são permitidas: criação de geometria simplificada (interessante para fins acadêmicos), projeto geométrico preliminar, construção de modelo de alto detalhamento e desempenho de cálculo estocástico (introduzindo incerteza associada às propriedades do material e outros parâmetros). Este artigo focaliza especialmente questões geométricas descrevendo as funcionalidades da ferramenta e os fundamentos do procedimento de projeto com relação aos seguintes aspectos: topografia, cilindro de referência, profundidade de escavação, espessura e curvatura da crista, curvatura do arco horizontal, volume de massa de concreto e escavação e elementos adicionais, como juntas ou vertedouros. Um exemplo de aplicação de duas barragens espanholas é apresentado e os resultados obtidos analisados.

Órgãos governamentais, como o USACE (U.S. Army Corps of Engineers) e o USBR (United States Department of the Interior Bureau of Reclamation), ambos americanos, contribuem para a bibliografia sobre o tema produzindo manuais técnicos, tais como o USACE (1994), USBR (1977) e USBR (1977), dentre outros, que fornecem informações gerais, critérios e procedimentos de projeto, procedimentos de análise estática e dinâmica, estudos de temperatura, requisitos de teste do concreto, requisitos de investigação de fundações e instrumentação, informações de construção para o projeto de barragens de arco de concreto entre outros aspectos.

A seguir, são apresentados alguns estudos na área de outros pesquisadores:

Segundo Tsai e Lee (1987), as barragens em arco podem ser convenientemente analisadas pelo método dos elementos finitos. Para problemas de interação barragem-fluido, o domínio do fluido pode ser mais convenientemente tratado pelo método dos elementos de contorno primeiro como uma subestrutura antes de se conectar a subestrutura da barragem. Condições de contorno infinitas a montante do reservatório puderam ser razoavelmente aproximadas, a partir da solução fundamental, com resultados precisos, desprezando a distribuição da pressão interior do domínio do fluido. Soluções numéricas da distribuição de pressão hidrodinâmica e as frequências naturais do sistema barragem-reservatório com vários níveis de água foram obtidos e comparados com resultados analíticos e experimentais disponíveis.

Salajegheh *et al.* (2008) propuseram encontrar o projeto ótimo de barragens em arco, com base nas frequências naturais limitadas, utilizando algoritmo evolutivo contínuo. Para extrair as frequências naturais da barragem em arco considerando interação fluido-estrutura é necessário resolver um problema de autovetor assimétrico amortecido. Isto significa que o processo de extração de frequências naturais impõe muito esforço computacional. Esta deficiência pode ser acentuada quando um grande número de análises estruturais são necessárias durante o processo de otimização. A fim de reduzir o custo computacional do problema de otimização, as frequências naturais da barragem em arco foram previstas por redes neurais *back propagation* (BP) e *wavelet back propagation* (WBP) devidamente treinadas. A rede WBP apresentou desempenho generalizado melhor que a rede BP. Os resultados numéricos revelaram as vantagens computacionais dos métodos propostos para o projeto ótimo de barragens em arco.

Sevim *et al.* (2010) determinaram as características dinâmicas de um protótipo de sistema barragem em arco-reservatório-fundação usando o método de análise modal operacional. A concretização deste objetivo envolveu a construção de um protótipo de sistema barragem em arco-reservatório-fundação sob condições de laboratório. Testes de vibração ambiente no modelo da barragem em arco identificaram suas frequências naturais, forma dos modos, e as razões de amortecimento. Excitações naturais, tais como cargas de impacto pequenas vibraram com a barragem em arco. As medições foram registradas para os reservatórios vazio e cheio. O software de análise modal operacional processou sinais os quais foram recolhidos a partir dos ensaios de vibrações ambiente. A técnica de decomposição no domínio da frequência aproximada estimou características dinâmicas da barragem. Os

resultados mostraram que havia uma diferença aproximada de 20-25% entre as frequências naturais relacionadas com os reservatórios vazio e cheio.

Em *Proceedings of the ICOLD - 12th International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams* (2013) foram apresentados 11 artigos - que realizaram o estudo de interação dinâmica fluido-estrutura de uma mesma grande barragem em arco com intuito de comparar diferentes técnicas de modelagem e apresentar os desvios. Os dados são: para a barragem: altura total de 220 m, comprimento do vale de 430 m na crista e 80 metros no fundo, densidade de 2400 kg/m^3 , razão de Poisson de 0,167 e módulo de Young de 27.000 MPa; para a fundação: 500 m de altura, 1000 m de largura e 1000 m de comprimento, densidade de 0 kg/m^3 , razão de Poisson de 0,2 e módulo de Young de 25.000 MPa; para o reservatório: comprimento maior que 460 m, densidade de 1.000 kg/m^3 , e módulo volumétrico de 2200 MPa. A Figura 2.1 apresenta os modelos discretizados da barragem, da fundação e do reservatório propostos.

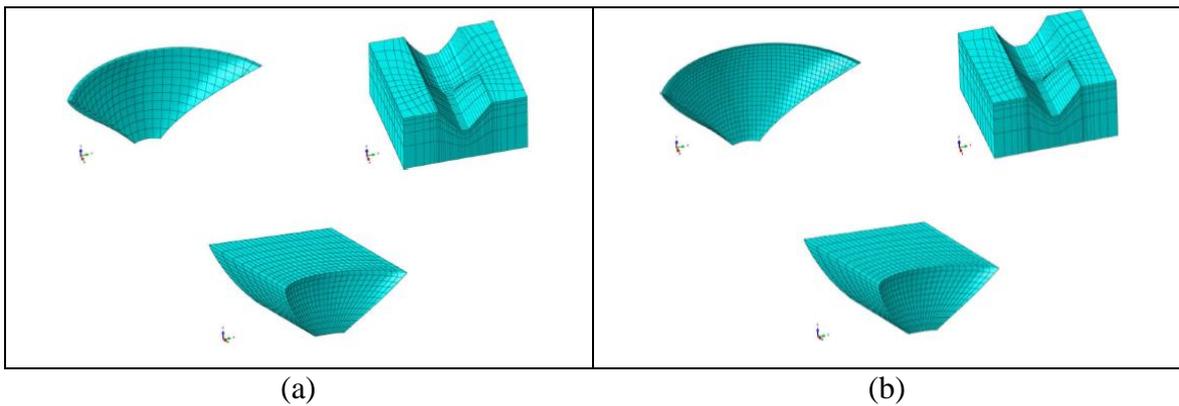


Figura 2.1 – Malhas (a) grosseira e (b) refinada da barragem, fundação e reservatório (*Proceedings of the ICOLD - 12th International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams*, 2013)

A Tabela 2.1 apresenta os participantes, os programas e as aproximações.

Tabela 2.1 – Participantes, programas e aproximações

	Artigo	Programa de Elemento Finito	Método	Malha
A	Maltidis e Stempniewski (2013)	ABAQUS	Elementos Acústicos	Grosseira
B	Kikstra, <i>et al.</i> (2013)	DIANA	Elementos Acústicos	Grosseira
C	Faggiani e Masarati (2013)	CANT-SD	Elementos Acústicos	Grosseira
D	Tzenkov, <i>et al.</i> (2013)	DIANA	Elementos Acústicos	Grosseira
E	Chambart, <i>et al.</i> (2103)	DIANA	Massa Adicional (Westergaard)	Refinada
F	Anônimo	ABAQUS	Elementos Acústicos	Grosseira
G	Malm, <i>et al.</i> (2013)	ABAQUS	Elementos Acústicos	Refinada
H	Brusin, <i>et al.</i> (2013)	FENAS ECOON IPP	Massa Adicional (Westergaard)	Refinada
I	Shahriari (2013)	ANSYS	Massa Adicional (Westergaard)	Grosseira
J	Frigerio e Mazzà (2013)	COMSOL	Elementos Acústicos	Grosseira
K	Diallo e Robbe (2103)	CODE_ASTER	Incompressível Elemento Finito	Grosseira
REF	Goldgruber (2013)	ABAQUS	Massa Adicional Elementos Acústicos	Grosseira

Fonte: *Proceedings of the ICOLD - 12th International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams*, 2013

A Figura 2.2 apresenta um dos resultados apresentados nos artigos - as frequências naturais e modos de vibração da barragem para os 10 primeiros modos.

Modo	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	REF
1	1.47 Hz 	1.57 Hz 	1.54 Hz 	1.57 Hz 	1.43 Hz 	1.54 Hz 	1.51 Hz 	1.26 Hz 	1.28 Hz 	1.54 Hz 	1.57 Hz 	1.54 Hz 
2	1.54 Hz 	1.60 Hz 	1.55 Hz 	1.62 Hz 	1.47 Hz 	1.56 Hz 	1.54 Hz 	1.32 Hz 	1.33 Hz 	1.55 Hz 	1.62 Hz 	1.54 Hz 
3	1.55 Hz 	2.36 Hz 	2.05 Hz 	2.36 Hz 	2.21 Hz 	1.93 Hz 	1.90 Hz 	2.01 Hz 	1.91 Hz 	2.09 Hz 	2.35 Hz 	2.05 Hz 
4	2.11 Hz 	2.94 Hz 	2.22 Hz 	2.94 Hz 	2.61 Hz 	2.30 Hz 	2.22 Hz 	2.36 Hz 	2.37 Hz 	2.22 Hz 	2.95 Hz 	2.29 Hz 
5	2.33 Hz 	3.04 Hz 	2.41 Hz 	3.04 Hz 	2.81 Hz 	2.48 Hz 	2.42 Hz 	2.50 Hz 	2.38 Hz 	2.33 Hz 	3.03 Hz 	2.54 Hz 
6	2.46 Hz 	3.72 Hz 	2.83 Hz 	3.72 Hz 	3.27 Hz 	3.04 Hz 	2.96 Hz 	3.00 Hz 	2.91 Hz 	2.51 Hz 	3.72 Hz 	2.96 Hz 
7	2.61 Hz 	3.88 Hz 	2.98 Hz 	3.87 Hz 	3.56 Hz 	3.12 Hz 	3.01 Hz 	3.17 Hz 	2.98 Hz 	2.83 Hz 	3.85 Hz 	3.21 Hz 
8	2.97 Hz 	4.56 Hz 	3.37 Hz 	4.56 Hz 	4.09 Hz 	3.29 Hz 	3.28 Hz 	3.65 Hz 	3.61 Hz 	2.96 Hz 	4.56 Hz 	3.36 Hz 
9	3.25 Hz 	4.78 Hz 	3.40 Hz 	4.76 Hz 	4.37 Hz 	3.61 Hz 	3.59 Hz 	3.70 Hz 	3.62 Hz 	3.19 Hz 	4.88 Hz 	3.76 Hz 
10	3.37 Hz 	4.80 Hz 	3.79 Hz 	4.80 Hz 	4.37 Hz 	3.71 Hz 	3.77 Hz 	3.88 Hz 	3.85 Hz 	3.37 Hz 	5.13 Hz 	3.91 Hz 

Figura 2.2 – Frequências naturais e modos de vibração dos 10 primeiros modos
(*Proceedings of the ICOLD - 12th International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams*, 2013, modificada)

Santos (2016) apresentou aspectos gerais sobre barragens e, especialmente, sobre barragens de concreto em arco. Em seu estudo, foram realizadas análises utilizando-se do Método dos Elementos Finitos, recorrendo-se ao *software* ANSYS e aos dados da

barragem *Morrow Point*, localizada no Colorado, EUA. As respostas apresentadas para análise estática foram tensões e deslocamentos na viga em balanço central. Para as análises dinâmicas, o estudo apresentou respostas (deslocamento radial máximo na crista e as envoltórias de tensões de tração máximas) da barragem submetida às componentes montante, vertical e transversal, separadamente, de um movimento do solo (terremoto de *Taft Lincoln School Tunnel*) para os casos de reservatório vazio e completamente cheio.

No âmbito do Grupo de Dinâmica e Fluido-Estrutura (GDFE) da UnB, há uma significativa bibliografia a respeito de barragens, interação dinâmica fluido-estrutura e estudos afins, como por exemplo, Pedroso (1995), Barbosa (1998), Pedroso (2000), Morais (2000), Oliveira (2002), Pedroso (2003), Pedroso (2003), Ribeiro (2006), Souza Junior (2006), Silva (2007), Souza (2007), Melo (2009), Ribeiro (2010), Campos Junior (2011), Mendes (2013), Freitas e Pedroso (2017), entre outros.

Especificamente sobre barragens em arco dentro do GDFE - UnB, Campos Junior (2011) realizou um estudo comparativo analítico e numérico utilizando-se de processos progressivos de análise vislumbrando o desenvolvimento de uma metodologia para o tratamento de barragens em arco de concreto com simples curvatura, utilizando os métodos clássicos de análise de cascas e técnicas numéricas baseadas no método dos elementos finitos com auxílio do programa ANSYS. Os esforços e deslocamentos ao longo da estrutura foram obtidos e validados para cada caso estudado, e os resultados obtidos, mostraram um bom acordo entre si, evidenciando a validade dos procedimentos adotados, e a confiabilidade destes.

Mendes (2013) a fim de analisar a estabilidade sísmica de uma barragem em arco, e uma vez que um problema dessa natureza não pode ser abordado de forma direta, sem uma experiência consolidada anteriormente através de estudos e análises evolutivas, apresentou uma metodologia progressiva através do exame de cinco casos: (1) casca cilíndrica circular reta, (2) casca cilíndrica circular reta cortada por um plano paralelo ao seu eixo, (3) barragem em arco cilíndrica, (4) barragem em arco com simples curvatura e (5) barragem em arco com dupla curvatura. Foram realizados estudos de vibração livre e de vibração forçada por carregamento harmônico e sísmico. Todos os casos foram analisados pelo método dos elementos finitos por meio do programa ANSYS e sua validação obtida por abordagem analítica ou exemplos da literatura técnica.

Mendes e Pedroso (2016) apresentaram respostas (deslocamentos e tensões) de uma barragem em arco com dupla curvatura (barragem *Morrow Point*) submetida às componentes montante, vertical e transversal, simultaneamente, de um movimento do solo (terremoto de *Taft Lincoln School Tunnel*) para os casos de reservatório vazio e completamente cheio, com fundação rígida.

Finalizando, cabe citar aqui Pedroso (2018), devido a produção de bibliografia contendo apontamentos, esquemas, discussões e notas de seções de orientações desta tese de doutorado no período de julho de 2013 a junho de 2018.

2.3 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo foi apresentado o estado da arte do tema central deste trabalho: a análise sísmica de barragens em arco e temas correlatos. Citaram-se alguns dos precursores no estudo de pressões hidrodinâmicas que podem surgir na face de barragens durante terremotos: Westergaard (1933), Von Kármán (1933), Zangar (1953) e Zangar e Haefeli (1952). Foram elencados trabalhos recentes de alguns dos principais pesquisadores e seus colaboradores na área: Anil K. Chopra, Chen Houqun, Martin Wieland, Pierre Léger, Georges Darbre, Benedikt Weber, Najib Bouaanani, Patrick Paultre, Miguel Armando Awruch, Nelson Francisco Favilla Ebecken e Lineu José Pedroso, além de publicações de pesquisadores associados a centros de pesquisa como o LNEC de Portugal e o CIMNE da Espanha e de órgãos governamentais como USACE e USBR, americanos. Parte das bibliografias a respeito de barragens, interação dinâmica fluido-estrutura e estudos afins produzidas pelo Grupo de Dinâmica e Fluido-Estrutura (GDFE) - ao qual este trabalho está inserido - do Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil (PECC) da Universidade de Brasília (UnB) foram referenciadas.

3 GENERALIDADES SOBRE BARRAGENS EM ARCO

3.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo são feitas considerações gerais sobre barragens em arco – definição, *design*, propriedades estruturais, análise estática, análise dinâmica, histórico, as barragens icônicas - as mais altas do mundo -, acidentes e as brasileiras e suas principais características.

3.2 CLASSIFICAÇÃO DAS BARRAGENS

As barragens podem ser classificadas, segundo sua geometria, em: a gravidade, a arco e a arco-gravidade.

Segundo Souza *et al.* (1983), barragens a gravidade são aquelas em que o equilíbrio estático da construção, sob a ação das forças externas, realiza-se pelo próprio peso da estrutura, com o auxílio eventual da componente vertical do empuxo que atua sobre seus paramentos. A resultante de todas as forças atuantes é transmitida, através da sua base, ao solo do leito do rio sobre o qual se apoia. Os seguintes tipos podem ser considerados nesse grupo: barragens maciças, barragens aliviadas a contrafortes ocos ou a placas planas ou em arco. Podem ser executadas com os seguintes materiais: alvenaria de pedra, concreto ciclópico e concreto armado. Incluem-se nesse grupo também as barragens de terra e enrocamento. Para qualquer situação encontrada na natureza haverá sempre uma solução adequada de barragem a gravidade a ser utilizada.

As barragens a arco tiram proveito da propriedade de as estruturas em arco resistirem com facilidade a cargas uniformemente distribuídas sobre seu dorso, transmitindo-as para suas ombreiras. Nessas condições, as forças decorrentes do empuxo hidrostático são transferidas para as margens e o fundo do rio. Daí, para seu emprego, ser necessário haver condições naturais especialíssimas como margens altas constituídas de rocha resistente e sã. Dadas às suas pequenas seções transversais, empregam pouco material de forma que seu peso desempenha papel secundário no equilíbrio estático. Podem ser construídas em concreto e concreto armado.

Barragens a arco-gravidade são barragens que têm sua planimetria em forma de arco, mas que, por outro lado, funcionam parcialmente como barragens a arco e parcialmente a gravidade. Suas seções transversais apresentam-se bem mais espessas que as das barragens em arco, porém mais esbeltas que as das barragens a gravidade. São menos exigentes quanto ao material do local de sua construção e construídas em concreto ciclópico.

Dentre os diferentes tipos de barragens, as barragens em arco são mais econômicas em comparação às barragens gravidade de mesma altura, além de serem extremamente confiáveis, apresentando poucos casos de ruptura comparativamente aos outros tipos.

3.3 CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE BARRAGENS EM ARCO

Segundo Grishin *et al.* (1979), as estruturas de retenção de água, curvilíneas no plano, trabalhando como domo ou casca e resistindo a cargas horizontais principalmente devido a seus apoios nas margens da garganta são conhecidas como barragens em arco. A Figura 3.1 apresenta uma barragem em arco em diferentes sistemas de representação, em que, H_b é a altura, B_1 é a largura da crista, B_2 é a largura da base medidos na seção transversal central da barragem e L é o comprimento da barragem ao longo da crista. Na sequência, a Figura 3.2 mostra os principais elementos de uma barragem em arco.

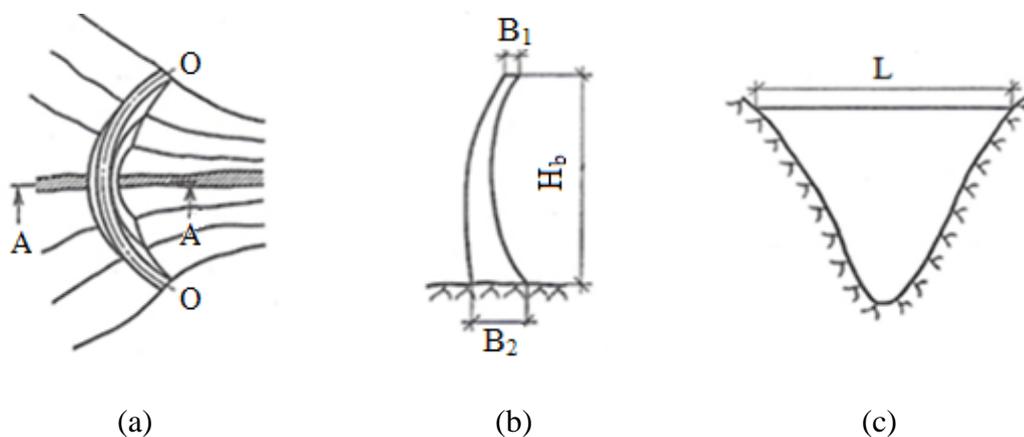


Figura 3.1 - Barragem em arco: (a) planta; (b) seção A-A; (c) seção ao longo do eixo da barragem O-O (Grishin *et al.*, 1979)

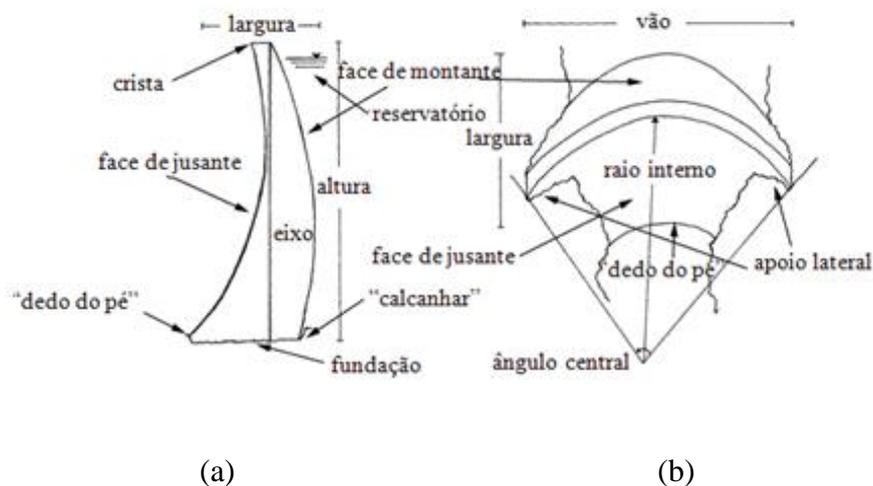


Figura 3.2 - Esboço típico de barragem em arco: (a) seção transversal; (b) vista em planta

As seções transversais horizontais de barragens em arco (chamadas de arcos) são geralmente circulares na forma, com os apoios laterais dos arcos normais às margens, como visto na Figura 3.3, em que R é a reação de apoio, R_0 é o raio central e θ_0 é o semiângulo central do arco. As seções transversais verticais de barragens em arco (chamadas de vigas em balanço) têm diferentes formas, e em alguns casos são curvilíneas na vertical.

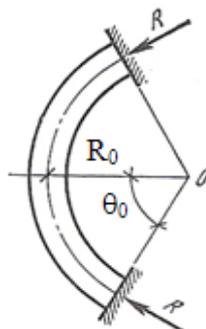


Figura 3.3 - Seção horizontal de barragem em arco (arco) (Grishin *et al.*, 1979)

Devido ao efeito de arco, as ações nas quais a barragem está submetida são transmitidas para as encostas através de um campo de tensões caracterizado por tensões de compressão aproximadamente normais às encostas. Isso porque, além da forma em arco, a convexidade deste fica voltada para montante e isso faz com que as forças sejam descarregadas ao longo do contorno do arco de forma que não ocorram tensões de tração significativas. As barragens em arco tiram vantagem da boa capacidade resistente do concreto à compressão

e de esta ser significativamente superior à resistência à tração. Por esse motivo, as barragens desse tipo são mais esbeltas e têm volume de concreto reduzido quando comparadas com as barragens de gravidade, cuja estabilidade é garantida simplesmente pelo peso próprio (Sarmiento, 2010).

Em barragens em arco, as forças de resistência ao longo da base da estrutura, dependendo de seu peso, não oferecem grande resistência ao deslizamento. A estabilidade de tais barragens é garantida principalmente pelos apoios da estrutura nas margens. Portanto barragens em arco podem ser projetadas com arcos delgados, sendo a espessura determinada apenas pela resistência de seu material.

Os perfis das barragens em arco são mais achatados comparados aos das barragens gravidade e são caracterizados pelo chamado coeficiente de boa conformação (a espessura relativa da barragem), dado pela relação entre a largura (em sua fundação) e a altura medidas na seção transversal central da barragem. Para barragens em arco delgadas, o coeficiente de boa conformação é menor que 0,2; para barragens gravidade, entre 0,6 a 0,8.

Assim, vê-se que a espessura das barragens em arco delgadas (e daí o volume de concreto para 1 m) é de 3 a 4 vezes menor (às vezes de 6 a 8 vezes ou mais) que a das barragens gravidade.

Na determinação do custo, é preciso levar em consideração que exigências maiores são aplicadas ao concreto usado em barragens em arco. O aumento no custo por m^3 não excede, entretanto, 10 - 15%, em comparação a barragens gravidade.

Com base na espessura relativa do perfil, i.e., o coeficiente de boa conformação, as barragens em arco podem ser divididas em três tipos: delgadas (coeficiente de boa conformação menor que 0,2), espessas (coeficiente de boa conformação entre 0,2 e 0,35) e barragens arco gravidade (coeficiente de boa conformação maior que 0,35). Em relação à altura, as barragens em arco são divididas em três categorias: baixas (até 40 m), médias (entre 40 e 100 m), e altas (mais que 100 m). Quanto às suas formas, as barragens em arco são divididas em: simples curvatura (a superfície curva-se apenas na direção horizontal) – Figura 3.4 (a) - e dupla curvatura (a superfície curva-se nos dois planos) – Figura 3.4 (b). De acordo com o contato com a fundação, as barragens em arco podem ser divididas nos

seguintes tipos: elástica apoiada em suportes laterais; com junta perimétrica ou com juntas; ou juntas em entalhes, dispostas na parte inferior do apoio da barragem.

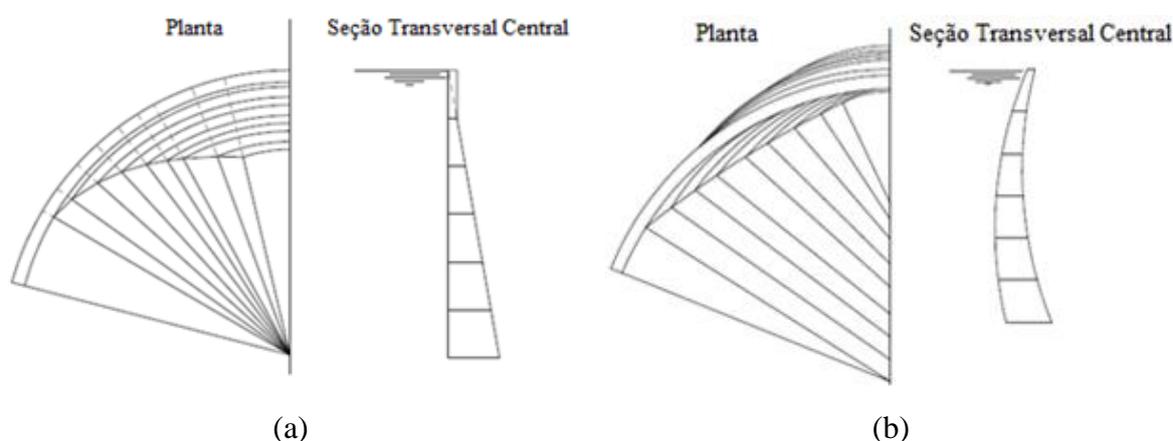


Figura 3.4 - Definição geométrica esquemática de uma barragem em arco (a) de simples curvatura e (b) de dupla curvatura (Meliço, 2010, modificada)

De acordo com Meliço (2010), as barragens em arco têm formas mais complexas que as barragens de gravidade e, em consequência disto, seus projetos e construção são mais exigentes. No caso de barragens de simples curvatura, a carga é resistida em uma direção pelo arco e em outra pela viga. Assim, barragens de simples curvatura, embora sejam construtivamente menos trabalhosas, são menos eficientes do ponto de vista estrutural que as de dupla curvatura.

Condições geológicas devem fornecer um meio para transmissão de uma grande parte das forças da barragem para as margens. Por receber tais cargas, as margens no sítio da barragem devem ser compostas de rocha firme, monolítica e de pequena deformação. Além disso, a rocha deve ser impermeável e resistente à água.

Condições topográficas da seção têm efeito significativo no perfil das barragens em arco. O fator determinante neste caso é o coeficiente de sítio (a largura relativa do vale), que é a relação entre o comprimento da barragem em arco ao longo da crista e a altura medida na seção transversal central da barragem. Em sítios estreitos, com comprimentos pequenos a barrar, os arcos das barragens podem ser suficientemente delgados. Em sítios alargados, a barragem em arco pode nem sempre ser econômica. Acreditava-se que barragens em arco poderiam ser construídas para coeficientes de sítio entre 3 e 3,5, sendo que para barragens em arco delgadas esses valores seriam menores que 1,5 - 2. Hoje, várias barragens têm sido

construídas e outras tantas projetadas, que são muito econômicas, com coeficientes de sítio até 10. O alcance de aplicação de barragens em arco tem sido ampliado pela disposição de juntas estruturais que aumentam a eficácia do arco.

Para um mesmo valor de coeficiente de sítio, a eficácia de uma barragem em arco depende da forma da seção transversal do sítio, que pode ser quase retangular, trapezoidal, triangular, ou ser de um contorno assimétrico complicado. A forma quase triangular é considerada a melhor forma, com o que as seções de arco inferiores da barragem, sujeitas a grande pressão hidrostática, são menores no comprimento. Portanto elas podem ser mais delgadas em comparação a seção transversal trapezoidal ou retangular do sítio da barragem.

Para a construção de barragens em arco, a preferência é dada a sítios localizados onde o vale se contrai em planta, como visto na Figura 3.1. Tais sítios dispõem de apoios naturais para os suportes laterais do arco nas encostas convergentes do vale.

Segundo Grishin *et al.* (1979), as cargas sísmicas induzem vibrações em barragens em arco. Neste caso, os deslocamentos máximos são observados na zona superior da barragem próximos de sua crista; as acelerações máximas podem ser medidas aí.

Com base no estudo de modelos pôde-se concluir que o mais típico dano que ocorre em barragens em arco sob cargas sísmicas é a destruição da parte superior da barragem com abertura de juntas estruturais verticais, esmagamento de suas bordas, aparecimento de fendas horizontais que podem resultar em tombamento e desabamento de colunas independentes, etc. Entretanto, os terremotos ocorridos até agora não danificaram ou destruíram seriamente barragens em arco. Isto prova mais uma vez que as barragens em arco são capazes de resistir não apenas a cargas estáticas, mas também dinâmicas (sísmicas).

O efeito de cargas sísmicas em barragens em arco pode ser avaliado com base em sua análise dinâmica levando devidamente em conta a característica espacial de seu trabalho, interação com fundação e água, aparecimento de fendas e abertura de juntas estruturais ou construtivas, etc.

Quanto às cargas sísmicas, além dos terremotos tectônicos, que ocorrem como resultado de deformações dos estratos no manto da Terra, há ainda as avalanches vulcânicas e os terremotos induzidos cujas manifestações são observadas durante o primeiro enchimento e flutuações periódicas do nível do reservatório.

O uso de barragens em arco é explicado, portanto, por sua economia e confiabilidade.

3.4 ASPECTOS RELEVANTES NO ESTUDO DE BARRAGENS EM ARCO

3.4.1 Geometria do vale

Diferente de uma barragem de gravidade, uma barragem em arco obtém sua estabilidade não só pelo seu peso próprio, mas, em grande medida, pela transmissão das cargas impostas por ação do arco nas paredes do vale. A geometria do local da barragem é, portanto, a consideração mais básica na seleção de uma barragem em arco e muito influencia visto que os comprimentos dos arcos dependem deste fator. Por exemplo, em vales mais largos os arcos seriam mais compridos e, conseqüentemente, seriam mais flexíveis em relação a rigidez das vigas em balanço e, por isso, uma parte proporcionalmente maior da carga seria transportada por ação das vigas. Por esta razão, a espessura dos arcos de uma barragem em um local largo não seria tão reduzida como poderia ser num local mais estreito (USACE, 1994).

Através da relação comprimento/altura (L/h) obtém-se, do modo mais simples, a definição da forma de um vale na perspectiva de local de construção de uma barragem. Por exemplo, uma barragem em arco deve ser a primeira consideração para um local com relação L/h de 3 ou menos. Para locais que têm relações L/h entre 3 e 6, uma barragem em arco ainda pode proporcionar a estrutura mais exequível dependendo da extensão da escavação da fundação necessária para alcançar material adequado. O efeito de outros fatores além da relação entre o comprimento e a altura torna-se muito mais influente no processo de seleção para locais de barragens com relações comprimento-altura superior a 6. Ainda assim, após feito um estudo cuidadoso com consideração dada aos requisitos de desvio, disponibilidade de material de construção e requisitos de funcionamento do vertedouro e da descarga, é possível que a barragem em arco seja comprovada como uma opção viável para os locais mais amplos. A relação entre o comprimento e altura também dá uma indicação aproximada do limite econômico de uma barragem em arco, em comparação

com um projeto de barragem de gravidade (USACE, 1994). A Figura 3.5 mostra relações L/H do vale e o respectivo perfil da barragem adequado.

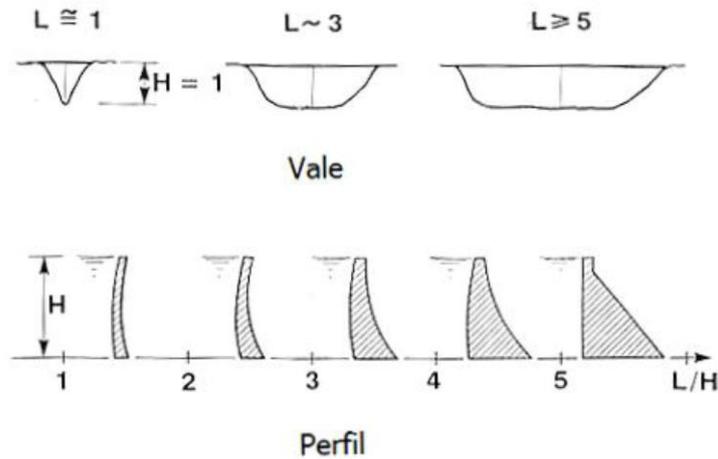


Figura 3.5 - Relação L/H do vale e o perfil da barragem adequado (Pedroso, 2002)

A forma global do local é classificada em estreito-V, amplo-V, estreito-U, ou amplo-U, como mostrado na Figura 3.6.

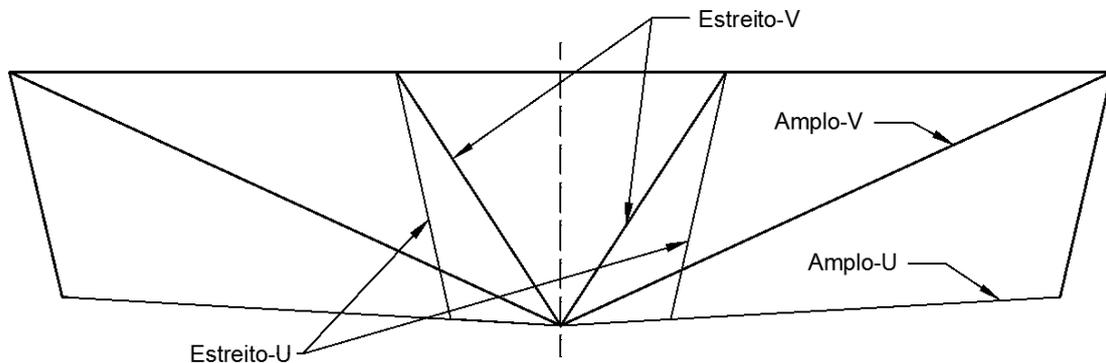


Figura 3.6 – Perfis esquemáticos dos variados locais de barragens (USACE, 1994, modificado)

Um local estreito-V teria uma relação L/H de 2 ou menos. As paredes do vale nesse caso são geralmente em linha reta, com poucas ondulações e convergem para um leito estreito. Este tipo de local é preferível para barragens em arco uma vez que a carga aplicada será transferida para a rocha predominantemente pela ação do arco. Os arcos nestes casos serão geralmente uniformes em espessura, e a seção transversal será quase vertical com uma ligeira curvatura na coroa do arco. As faces da barragem serão provavelmente circulares no plano e a barragem será relativamente delgada. Para se evitar tensões de tração excessivas

no arco, deve ser utilizada sempre que possível uma disposição que proporcione maior curvatura nestes elementos. Em alguns locais, pode ser necessário o uso de arcos de espessura variável com uma variação na localização de centros do arco circular para que uma maior curvatura nos arcos inferiores seja obtida. O centro de um arco é descrito a partir de uma linha vertical no eixo da barragem. As faces da barragem são descritas por esses centros e a quantidade de centros determina se os arcos têm espessura uniforme ou variável e se têm raios constantes (arcos circulares) ou variáveis (arcos parabólicos, elípticos, etc.).

Um local amplo-V teria um L/H de 5 ou mais. O limite superior para L/H para barragens em arco é de cerca de 10. As paredes do vale têm ondulações mais pronunciadas, mas geralmente convergem para um formato em V menos pronunciado abaixo do leito do rio logo após a escavação. A maior parte da carga será transferida para a rocha pela ação do arco e os arcos serão geralmente uniformes em espessura com algum possível aumento na espessura perto dos encostos laterais. A coroa da seção transversal central, nesse caso, terá maior espessura e curvatura de base do que em uma barragem em um vale estreito-V de mesma altura. Os arcos seriam mais espessos que aqueles em um local estreito-V.

Em locais de estreito-U, as paredes do vale são quase verticais na metade superior. A largura do leito do rio é grande, isto é, possivelmente a metade da largura do vale na crista. Acima do primeiro quarto de altura, a maior parte da carga será transferida para a rocha pela ação do arco. Abaixo do segundo quarto de altura em direção ao ponto mais baixo, a carga vai ser cada vez mais suportada pela ação da viga em balanço. Nesse caso as vigas em balanço se tornariam curtas e grossas, enquanto os arcos seriam ainda relativamente longos. Os arcos superiores serão uniformes em espessura, mas tornam-se variáveis na espessura a medida que se aproximam do leito de rio. A parte superior da viga em balanço terá mais curvatura nesse caso do que num local estreito-V de mesma altura. As faces serão geralmente circulares no plano e os arcos serão finos por causa do local estreito. Em barragens construídas em gargantas em forma de U, os arcos inferiores têm comprimentos de corda quase tão longos quanto aqueles perto do topo.

Locais amplo-U são os mais difíceis para um projeto de barragem em arco porque a maioria dos arcos são longos. No quarto inferior da altura, grande parte da carga é transportada pela ação da viga em balanço porque os arcos longos flexíveis transportam carga relativamente pequena. Nesta área, a espessura da seção transversal tende a aumentar bruscamente de acordo com o aumento da profundidade para suportar o aumento da

pressão da água. A variação da espessura do arco na direção horizontal pode variar de uniforme na crista a variável no leito de rio. A parte superior da viga em balanço, neste caso, deve ter a maior curvatura comparada a qualquer tipo de local.

A simetria do vale é também um aspecto importante uma vez que proporciona à barragem uma distribuição de tensões também simétrica. Para além das formas anteriormente descritas, o local da barragem também é descrito como simétrico ou não simétrico. Em geral, os locais não são absolutamente simétricos, mas são considerados simétricos se os comprimentos do arco em cada lado diferir menos de cerca de 5 por cento entre $0,15H$ e $0,85H$. Vales não simétricos resultam em barragens com arcos mais longos de um lado da coroa da viga em balanço do que o outro. O lado mais curto com a parede mais íngreme terá raio mais curto e manifestará mais ação do arco, enquanto que o lado mais comprido, de encosto no declive mais plano, terá menos ação do arco e será relativamente mais espesso. Barragens para tais locais irão, possivelmente, ter dois planos de referência, um para cada lado, mas com uma coroa da viga em balanço comum. Em alguns casos, o raio do eixo pode ser diferente em cada lado e os arcos podem ser uniformes ou variáveis na espessura. A chance de se obter uma região de concentração de tensão é maior em uma barragem em arco cujo perfil não é simétrico. Em alguns casos, a melhoria de um local não simétrico através de um ou de uma combinação dos seguintes métodos podem ser garantidas: através da escavação mais profunda em locais apropriados, da construção de um encosto artificial, ou por meio da reorientação e/ou reposicionamento da barragem (USACE, 1994). A Figura 3.7 mostra vistas em planta de barragens em arco típicas em vales simétrico e não-simétrico.

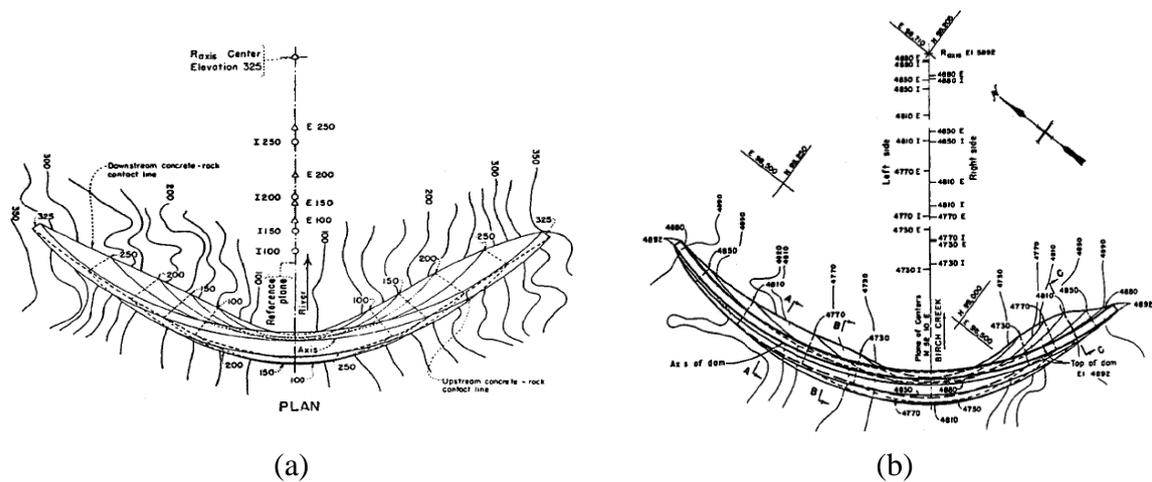


Figura 3.7 (a) – Barragem em arco de espessura variável com centro único típica em um vale simétrico e (b) barragem em arco de espessura variável com dois centros típica em um vale não-simétrico (USACE, 1994)

3.4.2 Fundação

USACE (1994) explica que, devido à sua pequena área de contato barragem-fundação, em comparação com outros tipos de barragens, uma barragem em arco exerce uma pressão de rolamento maior sobre a fundação. Com a finalidade de seleção do local, uma fundação com uma resistência à compressão suficiente para transportar a carga de uma barragem de gravidade também seria satisfatória para uma barragem em arco. Deve-se reconhecer que muito raramente as fundações são formadas por um único tipo de rocha de resistência uniforme e que a resistência à compressão é apenas um valor médio que representa de forma eficaz toda a fundação. Barragens em arco são capazes de abranger zonas fracas de fundação e a presença de falhas e cisalhamentos não afeta de forma significativa as tensões na barragem desde que a espessura de uma zona fraca não seja mais do que cerca de uma vez a espessura da base da barragem.

O comportamento de deformação da fundação tem um efeito direto sobre as tensões na barragem. Os valores mais baixos de módulo de deformação da fundação, reduz a tensão na base da barragem ao longo da fundação e, por outro lado, uma fundação com valores altos de módulo de deformação resulta em tensões de tração mais elevadas ao longo da base. É, portanto, importante determinar o módulo de deformação da fundação, na primeira fase do projeto. Tendo este conhecimento nos estágios iniciais do projeto, o projetista estrutural pode moldar a barragem corretamente para que tensões excessivas sejam

evitadas. No caso de se tratar de baixos valores de módulos de deformação, a fundação não deve ser considerada inadequada unicamente em função disso. É possível, ainda, que tratamentos sejam feitos para melhorar o desempenho e a deformação da fundação para que um novo módulo de deformação seja considerado e utilizado na concepção da barragem. Além disso, em ocasiões especiais, encostos artificiais podem ser utilizados na ausência de encostos adequados. Pode ser que seja necessária a escavação da fundação para que áreas fracas sejam removidas e para que seja fornecida uma base sólida capaz de suportar as cargas aplicadas. No entanto, deve-se ter atenção a este fato visto que uma barragem em arco pode ser inviável economicamente dependendo da extensão da escavação necessária para alcançar material adequado para fundar a estrutura (USACE, 1994).

3.5 SOLICITAÇÕES ATUANTES NUMA BARRAGEM EM ARCO

Várias ações podem vir a solicitar as barragens e introduzir comportamentos caracterizados por respostas estáticas e/ou dinâmicas. As ações que originam respostas estáticas, permanecem constantes ao longo do tempo (ex. ações gravitacionais, como o peso próprio e cargas permanentes), enquanto as ações que provocam respostas dinâmicas variam em intervalos de tempo relativamente longos (ex. ações sazonais, nível d'água, ondas, cheias, etc) ou em pequenos instantes de tempo (ex. sismos, explosões, impactos, etc).

Mendes (2012) esclarece que, na verdade, todas as ações nas quais uma estrutura pode estar submetida têm carácter dinâmico pois a grandeza, a direção e o sentido destas variam com o tempo. É fato que, em muitos casos, o efeito dinâmico pode ser considerado desprezível. No entanto, em outros casos, é fundamental que ele seja considerado como, por exemplo, em estruturas situadas em regiões com risco de sismos e em estruturas de elevado risco potencial, ainda que em zonas de baixo risco sísmico, como é o caso das barragens.

Em relação às várias ações que podem vir a solicitar uma barragem, é importante analisar quais serão mais preponderantes em cada etapa da construção e após concluída a obra. Batista (1998) agrupa as principais ações a serem consideradas nas barragens de concreto da seguinte forma:

- a) Na fase de construção: ações de caráter gravitacional devido à colocação dos materiais (peso próprio); arrefecimento causado pela libertação do calor de hidratação do cimento nas várias camadas de concretagem; pressão devida à injeção das juntas de contração; ações térmicas ambientais;
- b) Nas fases de primeiro enchimento e de exploração normal: ações da água, estáticas e dinâmicas, devidas à formação e exploração do reservatório; as térmicas, ambientais e associadas à exploração da água represada; as relacionadas à ocorrência de sismos, depósito de sólidos no reservatório e formação ou fusão de gelo no reservatório e na estrutura;
- c) De carácter excepcional: ocorrência de sismo máximo de projeto ou de grandes cheias; ações devido aos escorregamentos das encostas e grandes deslocamentos potenciais na fundação (provocados por movimentos do vale e abalos sísmicos).

Para além das ações referidas podem ocorrer outras, tais como variações de volume associadas a fenômenos de alteração dos materiais.

3.5.1. Ações estáticas

Segundo Grishin *et al.* (1979), a combinação de carga usual em barragens em arco inclui: pressão hidrostática e de ondas (W_h e W_w), peso próprio (G), pressão do sedimento (W_{silt}) e cargas de temperatura, como mostrado na Figura 3.8. A caracterização do desempenho de barragens na presença dessas ações é importante devido ao caráter de permanência que estas apresentam. Como as barragens estão sujeitas a estas solicitações, praticamente, por toda vida útil, é importante garantir que, nessas condições de serviço, a obra não apresente qualquer anormalidade como, por exemplo, tensões de tração que levam à fissuração (Vieira, 2009).

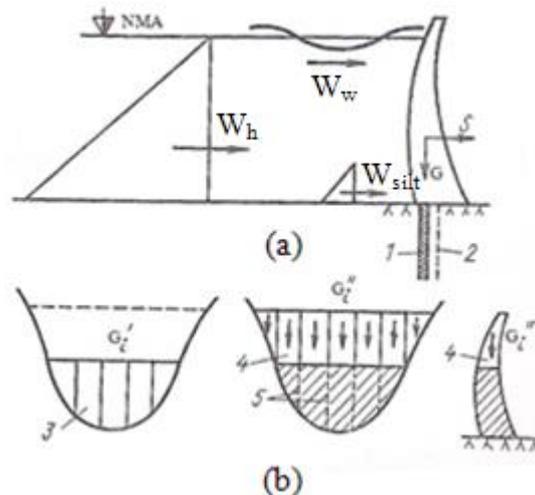


Figura 3.8. Cargas em barragens em arco: (a) diagrama de carga; (b) consideração do peso próprio no caso de construção da barragem etapa por etapa, em que NMA = nível máximo da água; S = resultante das cargas horizontais; 1 - cortina de impermeabilização grauteada; 2 - cortina de drenagem; 3 - colunas da etapa I; 4 - colunas da etapa II; 5 - juntas monolíticas da etapa I (Grishin et al., 1979)

As mudanças de temperatura têm uma influência considerável na característica do trabalho estático de barragens em arco, que são sistemas estaticamente indeterminados. As forças que aparecem em barragens em arco devido às mudanças de temperatura são comparáveis em magnitude com aquelas da carga hidrostática. Elas perturbam a solidez (continuidade total) da estrutura. À ação dos efeitos da temperatura em barragens em arco compete tomar medidas especiais destinadas ao controle de seus efeitos prejudiciais.

A pressão de percolação é frequentemente insignificante, as razões sendo a pequena espessura da barragem, cortinas grauteadas altamente eficazes e sistema de drenagem na fundação da estrutura. Portanto, tem efeito menor na natureza do serviço estático de barragens em arco. Entretanto, pode ser levado em consideração que forças de percolação desempenham um papel significativo no cálculo de estabilidade dos suportes laterais de barragens em arco.

Barragens em arco são construídas em etapas, com colunas separadas. As juntas entre as colunas tornam-se monolíticas depois que a temperatura e as deformações de contração na parte construída se extinguem.

Cargas de gravidade devido ao peso do material são calculadas a partir do peso unitário do concreto e da geometria da barragem. O peso específico do concreto varia de acordo com o tipo de agregado utilizado em sua concepção, dos níveis de compactação e da dosagem (Gutstein, 2011). A ação do peso próprio pode ser considerada em análises de duas formas: simulando o processo de construção da barragem e o aumento sucessivo do peso do material, como mostrado na Figura 3.8 (b), ou simulando que o peso próprio seria aplicado na barragem já construída e monolitizada, de forma instantânea. A primeira hipótese geralmente é a mais adequada e uma combinação das duas é mais realista de acordo com USACE (1994). Em alguns casos, a análise da carga de gravidade, que segue atentamente a sequência de construção, é mais representativa. Batista (1998) explica que, caso não seja de grande relevância o efeito que o processo construtivo tem na distribuição das tensões do peso próprio, em comparação com o efeito da pressão da água e da variação térmica ambiental, é conveniente admitir, de forma simplificada, que estas são parcialmente idênticas caso sejam aplicadas de uma só vez na estrutura. É interessante adotar esta perspectiva quando a intenção é, por exemplo, analisar o comportamento das barragens em arco na fase de exploração.

Do ponto de vista estrutural, a ação da pressão hidrostática nas barragens de concreto varia ao longo do tempo de vida da barragem de acordo com a cota de água represada. A variação entre os níveis impostos de água entre montante e jusante provém dos regimes de exploração da barragem e das condições pluviométricas. A pressão hidrostática, que varia linearmente com a profundidade a partir da superfície da água, resulta geralmente em distribuições triangulares ou trapezoidais e atuam de forma perpendicular às faces da barragem. A ação da pressão hidrostática pode ser considerada para diversos níveis da água no reservatório (USACE, 1994).

O estado tensionado de barragens em arco aparece também devido à degradação de margens e do fundo do reservatório sob a ação da pressão da água a montante.

A análise estática inclui a determinação do estado de tensão da barragem em arco e avaliação da estabilidade do talude da margem exposta a cargas da estrutura.

Para o cálculo de tensões em barragens em arco ou vários elementos dessa (arcos e vigas em balanço), a interface do apoio barragem-fundação é adotada tendo diferentes condições

de contorno dependendo do projeto da barragem e da rigidez (elasticidade) da fundação. Quando a barragem em arco é apoiada nas margens, o problema é resolvido simplesmente assumindo que a barragem é engastada ao longo do contorno que serve de apoio. Um esquema simples de análise da estrutura explica a grande aplicabilidade da condição de contorno dada. Entretanto, numerosos estudos teóricos e experimentais assinalam que a elasticidade da fundação tem uma influência acentuada no estado tensionado da estrutura. Em barragens em arco, quanto mais a fundação cede, mais o deslocamento da barragem avança aliviando as tensões na barragem e reduzindo as tensões de compressão máximas que surgem nos suportes laterais das barragens (Grishin *et al.*, 1979).

Os requisitos de segurança de barragens em arco incluem não somente a estabilidade da estrutura da barragem em si, mas também a estabilidade de sua contiguidade com a margem. Repousando nas margens do vale, as barragens em arco transmitem cargas consideráveis a elas. Se a estrutura não é devidamente cortada nas margens, então as cargas podem causar desabamento ou deslizamento do maciço rochoso costeiro ao longo de planos enfraquecidos em direção à jusante. A avaliação da resistência da contiguidade barragem-margem, é baseada na análise do estado tensionado de um sistema “barragem em arco-fundação” (Grishin *et al.*, 1979).

As cargas para a análise estática da barragem em arco consideradas neste estudo são a cargas de gravidade devido ao peso do material e a ação da pressão hidrostática do reservatório. A carga de peso próprio é aplicada na barragem já construída e monolitizada, de forma instantânea e a carga hidrostática é lançada como carga de superfície distribuída.

3.5.2. Ações dinâmicas (sismos)

Apesar das barragens estarem sob ações de caráter permanente na maior parte da vida útil, um eventual acontecimento de um sismo que não foi previsto poderia comprometer seriamente a segurança da obra. Uma ruptura causaria prejuízos inestimáveis devido a onda de cheia que seria causada a jusante por conta da quantidade de água represada. Uma análise dinâmica é necessária para aferir adequadamente a segurança de barragens em arco existentes e avaliar projetos propostos para novas barragens localizados em regiões com risco de sismicidade. A análise dinâmica é também realizada para determinar a adequação

de modificações estruturais propostas para melhorar o desempenho sísmico de barragens antigas (USACE, 1994).

Vieira (2009) explica que um sismo nada mais é do que “um fenômeno de vibração brusca com origem na crosta terrestre”. Teixeira *et al.* (2000) descreve o terremoto como o resultado da liberação dos esforços acumulados devido ao empenho das placas tectônicas de se moverem umas junto as outras de forma lenta e contínua. No decorrer deste movimento as placas se comprimem ou se estendem até finalmente ocorrer a ruptura e parte da litosfera se romper, de súbito, ao longo de uma falha geológica. As vibrações e ondas sísmicas são geradas pela energia libertada por este rompimento e se propagam em diferentes velocidades em todas as direções. O local no qual ocorre a ruptura da litosfera denomina-se foco e o ponto na superfície terrestre imediatamente acima do foco é chamado de epicentro. A intensidade de um terremoto é determinada a partir dos seus efeitos nas pessoas, nos objetos, nas construções e na natureza. A magnitude de um terremoto é calculada a partir da energia total liberada pelo sismo e se baseia nos registros das estações sismográficas.

Os sismos podem ser de origem tectônica (devido ao movimento e interação das placas tectônicas), de origem vulcânica (devido às erupções vulcânicas) e de origem secundária (devido aos deslizamentos e afundamentos do solo causados pela acomodação de estratos superficiais). Podem, ainda, ser de origem secundária ou tectônica devido a ação antrópica, como no caso de construção de barragens e reservatórios, injeção de água através de poços profundos ou escavação de minas subterrâneas (Teixeira *et al.*, 2000).

A Norma Brasileira de Projeto de Estruturas Resistentes a Sismos, NBR 15421 (ABNT, 2006), estabelece um mapeamento de zonas sísmicas para que as ações dos sismos sejam consideradas em projeto. Este mapeamento pode ser observado na Figura 3.9 e nele são definidas cinco zonas sísmicas com aceleração sísmica horizontal característica para terremotos da Classe B (classe do terreno como sendo rocha) nas faixas que podem ser consultadas na Tabela 2.2. Nesta tabela estão os valores a serem considerados nos projetos.

A ABNT (2006) afirma que, além desta opção, um estudo sismológico e geológico específico para a definição da aceleração sísmica horizontal pode ser feito para o projeto de qualquer estrutura.

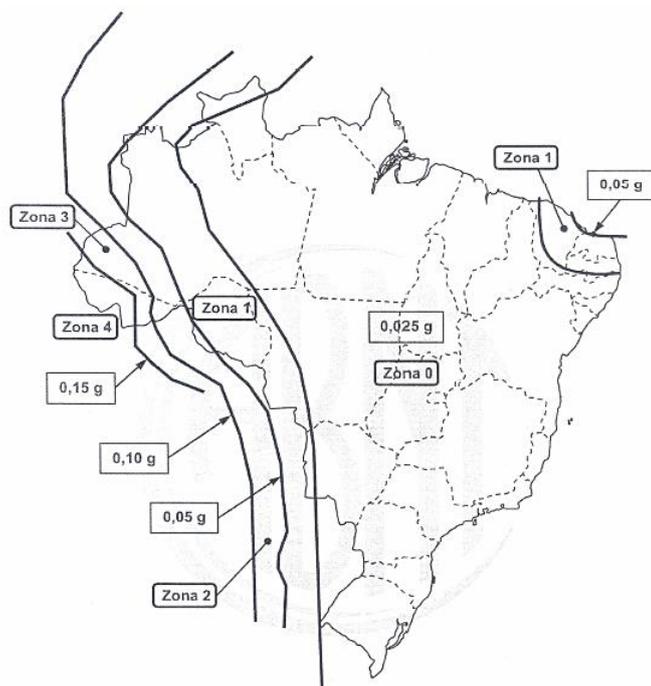


Figura 3.9. Mapeamento da aceleração sísmica horizontal característica no Brasil para terreno da classe B (“Rocha”) (ABNT, 2006)

Tabela 3.1 – Zonas Sísmicas (ABNT, 2006)

Zona sísmica	Valores de a_g
Zona 0	$a_g = 0,025g$
Zona 1	$0,025g \leq a_g \leq 0,05g$
Zona 2	$0,05g \leq a_g \leq 0,10g$
Zona 3	$0,10g \leq a_g \leq 0,15g$
Zona 4	$a_g = 0,15g$

Se tratando do Brasil, Gutstein (2011) relata que a sismicidade é considerável no território do Acre, na região amazônica e no estado do Rio Grande do Norte. A autora cita também “os reflexos de terremotos ocorridos com epicentro nos Andes, os quais são observados com intensidade razoável na região do centro-oeste brasileiro, em Goiânia e em Brasília”. As regiões citadas se tratam de regiões pouco populosas e, geralmente, pouco afetadas. No entanto, a consideração da sismicidade pode ser extremamente importante no caso de barragens e grandes obras hidrelétricas a serem construídas nestas regiões.

No entanto, a ABNT (2006) não se aplica a estruturas especiais, tais como de elementos pré-moldados, pontes, viadutos, obras hidráulicas, arcos, silos, tanques, vasos, chaminés, torres, estruturas *off-shore*, ou em que se utilizam técnicas construtivas não convencionais, tais como formas deslizantes, balanços sucessivos, lançamentos progressivos e concreto projetado. Por se tratar de estruturas especiais (obras hidráulicas), em projetos sísmo resistentes de barragens em arco, pode-se recorrer a normas internacionais como os boletins do ICOLD (International Commission on Large Dams) ou do USACE (US Army Corps of Engineers), por exemplo.

Gutstein (2011) complementa que, em barragens fora do Brasil cuja construção se dará em região sísmica, os sismos de projeto são determinados no momento da elaboração dos critérios de projeto. A partir de estudos do zoneamento sísmico de cada região, dois tipos de sismo podem ser considerados: sismo básico de operação (*Operating basis earthquake – OBE*) e sismo máximo possível (*Maximum credible earthquake – MCE*). OBE é definido como um movimento do solo tendo uma chance de 50 por cento de excedência em 100 anos. Na concepção e avaliação da segurança de barragens em arco, um evento OBE deve ser considerado como uma condição de carga incomum na qual é esperado que uma barragem responda de forma satisfatória com leves ou nenhum dano. MCE é definido como o maior sismo capaz de ocorrer num determinado ambiente tectônico. (USACE, 1994).

Durante a ação de um sismo, é de fundamental importância a consideração da interação dinâmica entre a estrutura e o fluido do reservatório. De uma maneira simplificada, o reservatório pode induzir esforços devido às pressões hidrodinâmicas no paramento da barragem, que produzem uma nova configuração de tensões e estabilidade na mesma. Além disso, o movimento da superfície livre induz um diagrama de pressões adicional na barragem e pode provocar o transbordamento da água do reservatório (*overtopping*), levando ao surgimento de novas forças dinâmicas sobre a barragem e suas estruturas auxiliares. A análise completa do problema envolve o estudo da resposta dinâmica acoplada, com os dois meios (estrutura e fluido) interagindo entre si (Souza Jr, 2006).

Um método de análise dinâmica é necessário para aferir adequadamente a segurança de barragens em arco de concreto existentes e avaliar projetos propostos para novas barragens localizados em regiões com sismicidade significativa. A análise dinâmica é também

realizada para determinar a adequação de modificações estruturais propostas para melhorar o desempenho sísmico de barragens antigas. A previsão da resposta dinâmica real de barragens em arco para cargas de terremoto é um problema muito complicado e depende de vários fatores incluindo intensidade e características do *design* dos terremotos, interação da barragem com a rocha de fundação e a água do reservatório, modelagem computacional e as propriedades dos materiais utilizados na análise.

A análise dinâmica de barragens em arco para cargas de terremoto deve ser baseada em uma idealização 3D do sistema barragem-água-fundação o que explica os efeitos de interação significativos da rocha de fundação e da água represada.

3.6 UM BREVE HISTÓRICO DE BARRAGENS EM ARCO

Segundo Chanson e James (2002), o desenvolvimento histórico das barragens em arco ocorreu em cinco estágios: as barragens em arco mais antigas do mundo foram construídas pelos romanos na França e na Espanha. Eles foram seguidos pelos mongóis que construíram barragens no Irã durante os séculos XIII e XIV. No entanto, foi somente no século XIX que um progresso significativo no projeto de barragens em arco foi feito. Quatro estruturas notáveis foram a barragem de Meer Allum (Índia, 1804), a barragem de Jones Falls (Canadá, 1831), a barragem de Zola (França, 1854) e a barragem de Parramatta (Austrália, 1856). Os engenheiros australianos foram pioneiros no uso de concreto como material de construção para barragens em arco (barragens 75-Miles e Lithgow No. 1). Os projetos modernos de barragens em arco de concreto foram introduzidos na América do Norte no início do século XX: por exemplo, arcos de ângulo constante, arcos de dupla curvatura. Não ocorreu um grande avanço no *design* uma vez que as barragens em arco modernas são baseadas no projeto de arcos de raio único, ângulo constante ou curvatura dupla. A introdução do concreto como material de construção marcou uma grande inovação permitindo flexibilidade no *design* do modelo do arco.

A Figura 3.10 mostra um exemplo de barragem de cada um dos cinco estágios do desenvolvimento histórico de barragens em arco: (1) as barragens em arco romanas, (2) as barragens em arco mongóis, (3) as quatro barragens no início do século XIX, (4) as barragens de concreto australianas e (5) as modernas barragens em arco do início do século XX.

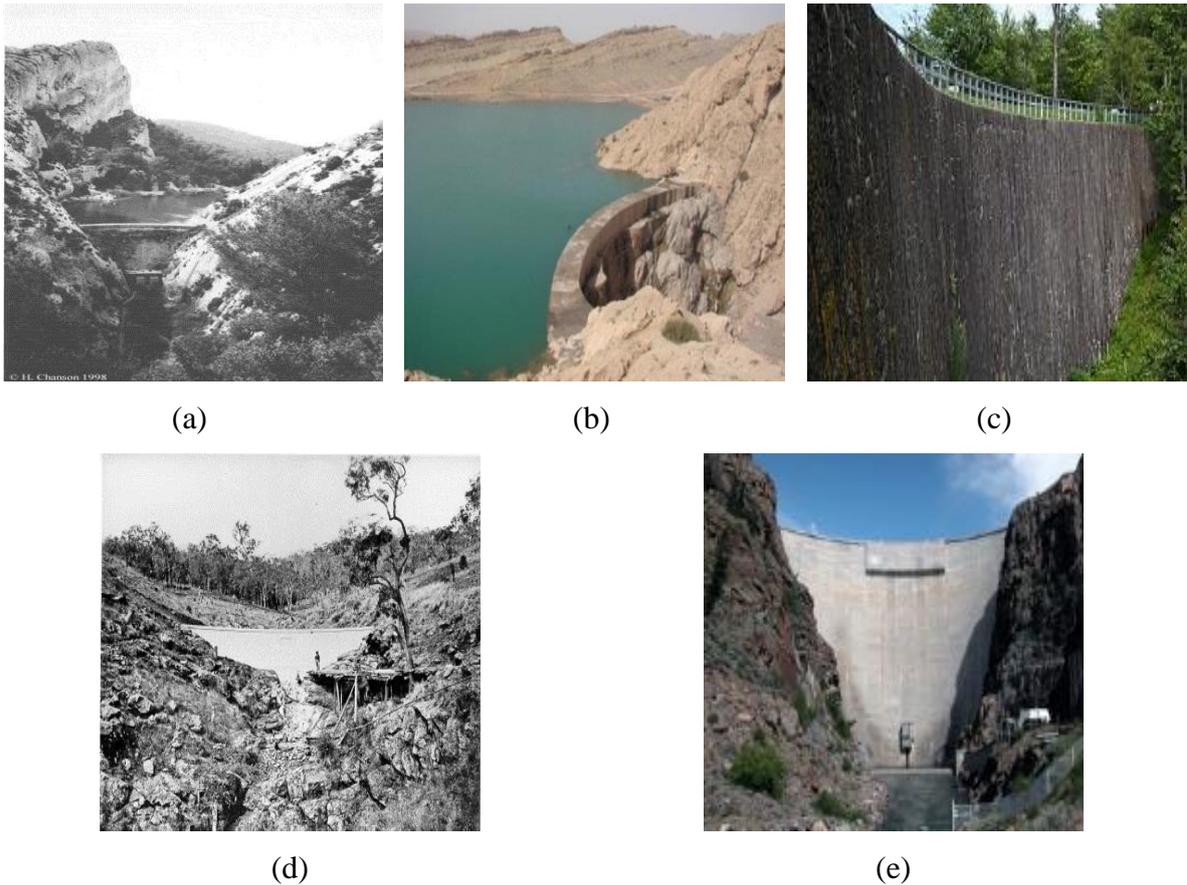


Figura 3.10. (a) Local da barragem em arco romana de pedra em Glanum, século I AC (Saint-Rémy-de-Provence, França). A barragem atual, a barragem de Les Peirou, foi construída sobre a fundação da barragem em arco romana em Glanum. (b) Barragem em arco de alvenaria Kebar, 1300 (26 m, rio Kebar, Irã). (c) Barragem em arco de pedra Jones Falls, 1831 (18 m, Canal Rideau, Canadá). (d) A mais antiga barragem em arco de concreto do mundo, 75 Miles, 1880 (5,04 m, Austrália). (e) Barragem em arco de concreto *Morrow Point*, 1968 (141,73 m, rio Gunnison, Colorado, EUA), a barragem estudada neste trabalho. [(a) <http://staff.civil.uq.edu.au/h.chanson/pictures/peirou.jpg>; (b) <http://static.panoramio.com/photos/large/46615974.jpg> (c) https://en.wikipedia.org/wiki/Jones_Falls_Dam#/media/File:Jones_Falls_Dam.jpg; (d) <http://staff.civil.uq.edu.au/h.chanson/pictures/75miles.jpg>; (e) http://www.usbr.gov/projects/Facility.jsp?fac_Name=Morrow+Point+Dam&groupName=General]

3.7 BARRAGENS EM ARCO ICÔNICAS

A Figura 3.11 mostra cinco barragens em arco modernas icônicas, as mais altas do mundo: (1) a barragem Xiaowan, China (292 metros de altura, rio Lancang), (2) a barragem Inguri,

Geórgia (271,5 metros, rio Inguri), (3) a barragem Vajont, Itália, desativada (261,6 metros, rio Vajont), (4) a barragem Mauvoisin, Suíça (250 metros, rio Bagnes) e (5) a barragem Laxiwa, China (250 metros, rio Huang He).

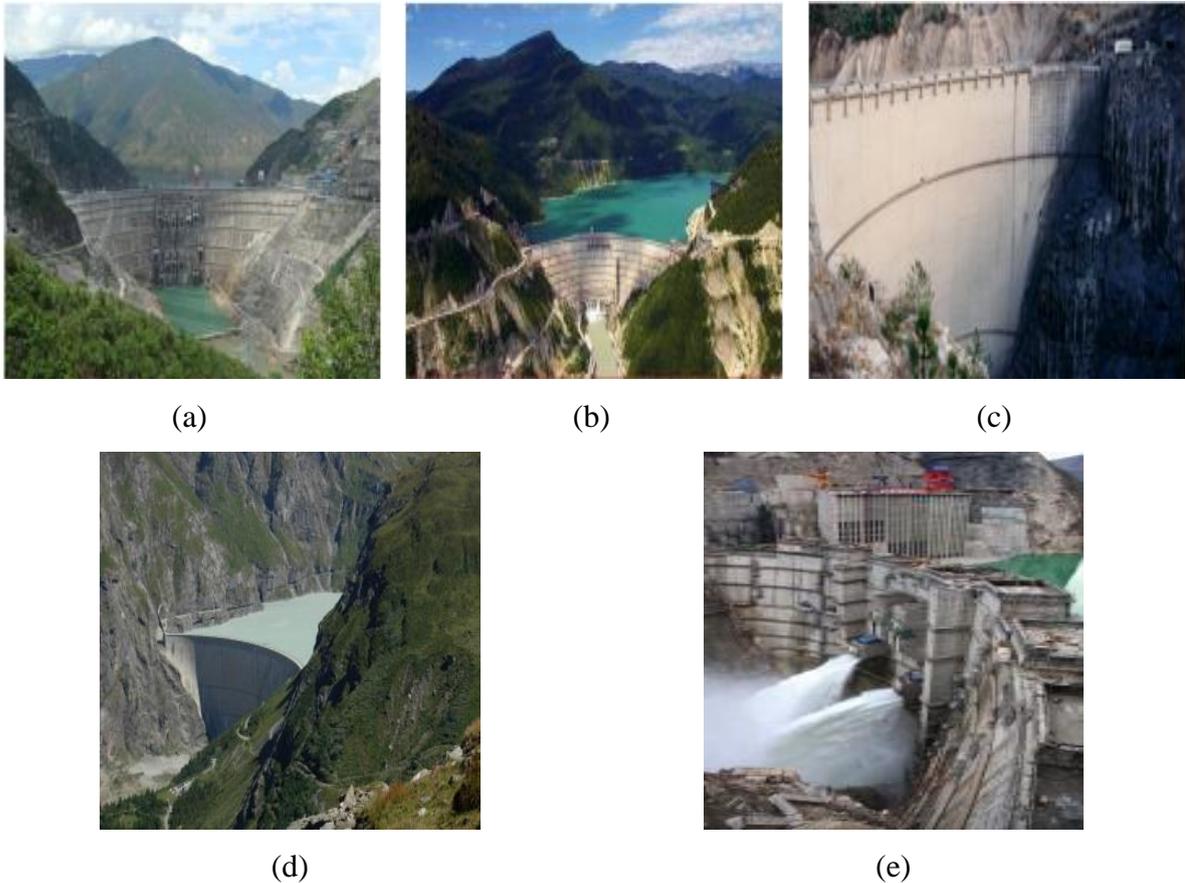


Figura 3.11. (a) Barragem Xiaowan, China. (b) Barragem Inguri, Geórgia. (c) Barragem Vajont, Itália. (d) Barragem Mauvoisin, Suíça. (e) Barragem Laxiwa, China. [(a) https://10mosttoday.com/wp-content/uploads/2013/07/Xiaowan_Dam.jpg; (b) <https://10mosttoday.com/wp-content/uploads/2013/07/Enguridam1.jpg>; (c) <https://10mosttoday.com/wp-content/uploads/2013/07/Vajont.jpg>; (d) e (e) <http://omaiordomundobr.blogspot.com.br/2013/07/as-10-barragens-mais-altas-do-mundo.html>]

3.8 ACIDENTES RELEVANTES COM BARRAGENS EM ARCO

Em engenharia de barragens, é indispensável a observância de condições rigorosas de segurança pois, dependendo do porte, seu rompimento causa graves prejuízos, diretos como perdas de vidas humanas, danos materiais na barragem e nas zonas inundadas e indiretos como paralisação das atividades econômicas no local e a jusante, perda de energia

elétrica que seria gerada na barragem rompida e em outras e danos físicos e/ou psicológicos aos sobreviventes.

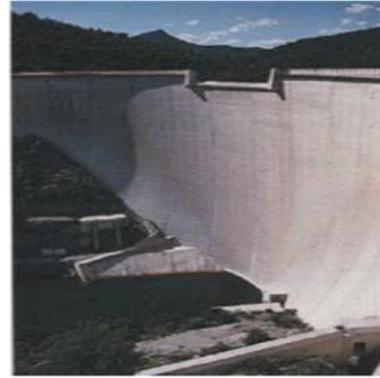
Acidentes com barragens, em que há a propagação de uma onda gigantesca para a região de jusante, devastando e alagando toda a planície a ela associada, ocorrem desde os primórdios da humanidade. No entanto, a preocupação com este tipo de desastre se tornou crescente a partir da década de 1960, quando grandes acidentes deste tipo deixaram milhares de vítimas em todo o mundo. Associado à preocupação despertada por conta dos graves acidentes ocorridos, estão fatores como o envelhecimento de algumas barragens e o desenvolvimento de tecnologia relacionada com o projeto, a construção e a operação de barragens. Desde então, há uma tendência internacional de organização, aperfeiçoamento e institucionalização de sistemas de controle dessas obras (Veról, 2010).

É importante ressaltar que os acidentes ocorridos devem sempre ser lembrados com o intuito inclusive de estimular e justificar todo e qualquer estudo a respeito de barragens, e mesmo sendo as barragens em arco as que apresentam o menor índice de acidentes registrados, deve-se elevar o conhecimento a fim de evitar novos acidentes e aperfeiçoar parâmetros de projeto a serem considerados (Campos Junior, 2011).

A Figura 3.12 mostra quatro barragens em arco em que acidentes foram registrados (o ano indicado é o ano do acidente): (1) a barragem St. Francis, Califórnia, EUA (1928), (2) a barragem Malpasset, França (1959), (3) a barragem Vajont, Itália (1963) e (4) a barragem Pacoima, Califórnia, EUA (1971 e 1994) - esta afetada por terremotos.



(Ia)



(Ib)



(IIa)



(IIb)

(a)

(b)



(c)



(d)

Figura 3.12. (a) Barragem St. Francis, EUA (1928): (Ia) antes e (IIa) depois do acidente. (b) Barragem Malpasset, França (1959): (Ib) antes e (IIb) depois do acidente. (c) Barragem Vajont, Itália (1963). (d) Barragem Paicoma, EUA (1971 e 1994). [(Ia) https://en.wikipedia.org/wiki/St._Francis_Dam#/media/File:The_St._Francis_Dam.jpg; (IIa) https://en.wikipedia.org/wiki/St._Francis_Dam#/media/File:St._Francis_Dam_after_the_1928_failure.jpg; (b) e (c) Campos Junior, 2011; (d) https://en.wikipedia.org/wiki/Pacoima_Dam#/media/File:Pacoima_Dam.jpg]

3.8.1 Barragem St. Francis: 1928

De acordo com Bureau of Reclamation (s.d.), a barragem de St. Francis foi uma barragem gravidade de concreto curvada construída no cânion de San Francisquito, aproximadamente 45 milhas (72,42 km) ao norte de Los Angeles, Califórnia. A barragem tinha 205 pés (62,48 m) de altura, 16 pés (4,88 m) de espessura na crista e 175 pés (53,34 m) de espessura na base. O comprimento da crista da barragem principal era de cerca de 700 pés (213,36 m). A barragem não tinha juntas de contração ou galeria de inspeção. A fundação não foi grauteada, e a drenagem foi instalada apenas sob a seção central. A fundação era composta por dois tipos de rocha; o fundo do cânion e a ombreira esquerda eram compostos de micaxisto relativamente uniforme, com os planos de foliação mergulhando em direção ao cânion cerca de 35 graus. A porção superior da ombreira direita era composta por um conglomerado vermelho, separado do xisto por uma falha que mergulhava cerca de 35 graus em direção a ombreira direita.

Durante o enchimento do reservatório, dois conjuntos de rachaduras apareceram na face da barragem que foram descartadas como resultado natural da cura de concreto. O reservatório estava a 3 polegadas (7,62 cm) da crista do vertedouro de transbordamento durante 5 dias antes da falha. Grandes trincas de tração foram observadas no xisto na ombreira esquerda dois dias antes da ruptura. Na manhã da ruptura, relatou-se que água enlameada estava vazando da ombreira direita, mas quando examinado em detalhes, o fluxo foi descoberto, arrastando sedimentos apenas enquanto escorria pela ombreira. Outro vazamento na ombreira esquerda foi igualmente descartado como vazamento normal. Algumas horas antes da ruptura, o indicador do reservatório registrou uma queda repentina de 3,6 polegadas (9,14 cm) no nível do reservatório. Um dos guardas foi visto na crista da barragem cerca de uma hora antes da ruptura. Várias pessoas dirigiram pela barragem apenas alguns minutos antes da ruptura. Uma pessoa relatou atravessar uma escarpa de 12 polegadas (30,48 cm) de altura sobre uma estrada a montante da barragem.

A barragem rompeu de repente às 23h58 em 12 de março de 1928, como evidenciado pelo instante em que a linha de energia da *Southern California Edison* a jusante rompeu. Dentro de 70 minutos, o reservatório inteiro de 38.000 acres (153,78 km²) foi drenado. Um imenso paredão de água devastou o canal do rio por 54 milhas (86,90 km) em direção ao Oceano Pacífico. Estima-se que 470 vidas foram perdidas, mas a contagem exata nunca será

conhecida (Anderson *et al*, 1998). A reanálise do desastre indicou a causa como a ruptura iniciada pelo deslizando ao longo de planos de foliação fracos na ombreira esquerda, talvez em remanescente de um antigo paleo-deslizamento de terra.

3.8.2 Barragem Malpasset: 1959

Segundo Bureau of Reclamation (s.d.), a barragem de Malpasset era uma estrutura de arco de concreto delgado de 216 pés (65,84 m) de altura, concluída em 1954 no sul da França. A barragem tinha 5 pés (1,52 m) de espessura na crista e 22 pés (6,71 m) de espessura na base. O grauteamento geral foi realizado no contato barragem-fundação, mas não foi instalada nenhuma cortina de graute ou drenagem, e não foi fornecida nenhuma instrumentação além dos marcadores de vistoria. A barragem foi fundada em gnaisse. O reservatório foi preenchido pela primeira vez em 2 de dezembro de 1959. Embora anteriormente houvesse alguma infiltração clara observada na ombreira direita e algumas fissuras haviam sido observadas na laje estendida de concreto no “dedo do pé” da barragem, os engenheiros que visitaram o local em 2 de dezembro não notaram nada incomum. Cerca de 21h10, naquela noite, o guarda da barragem ouviu um forte som de rachadura e as janelas e as portas de sua casa, em uma encosta a cerca de 1 milha (1,61 km) a jusante da barragem, romperam. A falha súbita enviou uma onda de inundação ao rio causando destruição total ao longo de um curso de 7 milhas (11,37 km) para o Mar Mediterrâneo. O número de óbitos resultantes da ruptura foi de 421.

A ruptura foi atribuída ao deslizamento de um grande bloco de rocha na ombreira esquerda da barragem formada por uma falha de deslizamento a montante no lado a jusante, e um corte de foliação no lado a montante. O "molde" deixado pela remoção do bloco pôde ser claramente visto após a ruptura. Foram necessárias grandes subpressões no corte a montante para explicar a ruptura. Experimentos sugeriram que o empuxo do arco que atuava paralelamente à foliação diminuiu a permeabilidade perpendicular à foliação até o ponto em que as altas subpressões poderiam ter sido geradas atrás de uma espécie de barragem subterrânea. As forças de elevação em combinação com o empuxo da barragem foram suficientes para fazer com que o bloco deslizesse, levando a barragem com ele (Anderson *et al* 1998).

3.8.3 Barragem Vajont: 1963

A Barragem de Vajont (ou Barragem Vaiont) é uma barragem abandonada, concluída em 1959 no vale do rio Vajont em Monte Toc, 100 km ao norte de Veneza, Itália. É uma das mais altas barragens em todo o mundo, com 262 m de altura, 3,4 m de espessura no topo e 27 m na base.

Segundo Ward e Day (2011), o desmoronamento e inundação de 9 de outubro de 1963 no Reservatório Vajont no nordeste da Itália é um desastre de engenharia famoso causado pela falha na gestão dos efeitos de preenchimento do reservatório sobre a estabilidade do Monte Toc, apenas para o sul. O desastre foi incomum no que o colapso da barragem não desencadeou a inundação seguinte. Em vez disso, um catastrófico deslizamento da encosta do Monte Toc empurrou ~ 1/5 da água do reservatório recém-criado acima e ao redor da barragem. A massa deslizante de $2,6 \times 10^8 \text{ m}^3$ lançou 30 milhões de metros cúbicos de água para jusante inundando o Vale de Piave. A falha em si ocorreu rapidamente. Um registro sísmico de uma estação ao norte de Vajont, bem como relatos de testemunhas oculares, indicam que menos de 45 segundos se passaram desde o início do movimento do deslizamento até sua face principal afetar a parede oposta do desfiladeiro. Depois, a água escoou pela barragem por vários minutos, embora a maior parte do volume tenha sido ejetada nos primeiros três ou quatro. Mesmo a barragem permanecendo intacta, mais de 2000 pessoas pereceram em aldeias e vilas afetadas pela inundação quando a onda desceu o vale do rio Piave. Em função do desastre ter sido atribuído à má gestão do processo de construção e enchimento do reservatório, anos de ação legal se seguiram.

3.8.4 Barragem Paicoma: 1971, 1994

Conforme Bureau of Reclamation (s.d.), a barragem de Paicoma é uma barragem em arco de controle de inundações localizada nas montanhas San Gabriel, ao norte de Los Angeles. Tem 370 pés (94,49 m) de altura, 10,4 pés (3,17 m) de espessura na crista e 99 pés (30,18 m) de espessura na base. A ombreira esquerda é suportada por um bloco de ancoragem de 60 pés (18,29 m) de altura. A barragem foi abalada pelo terremoto em San Fernando M6.6 de 1971 e pelo terremoto em Northridge M6.8 de 1994. A barragem resistiu a ambos os eventos, mas o nível do reservatório abaixou em ambos os casos. Como resultado do terremoto de 1971, uma fissura formou-se no bloco de ancoragem, uma junção de contração grauteada previamente se abriu, e grandes fissuras acompanhadas de deslocamentos de até 8 polegadas (20,32 cm) verticalmente e 10 polegadas (25,40 cm)

horizontalmente foram encontrados no concreto projetado que cobria a ombreira esquerda. Três blocos de rocha potencialmente instáveis foram identificados nesta ombreira, um dos quais está subjacente ao bloco de ancoragem. Tendões foram projetados e instalados para evitar movimentos em grandes eventos sísmicos futuros. Após o terremoto de 1994, deslocamentos verticais permanentes apareceram ao longo da maioria das juntas verticais na crista da barragem, com a elevação de cada bloco pendendo da esquerda para a direita. A junção entre a barragem e o bloco de ancoragem abriu duas polegadas (5,08 cm) na crista e um quarto de polegada (0,63 cm) na base do bloco de ancoragem. O concreto projetado da ombreira esquerda foi novamente severamente fissurado, com evidências de que os blocos de fundação moveram de 16 a 19 polegadas (40,64 a 48,26 cm) horizontalmente e 12 polegadas (30,48 cm) para baixo na superfície. O alongamento e a sobretensão dos tendões perto do bloco de ancoragem provavelmente ocorreram. Uma zona no revestimento de concreto no túnel do vertedor, com cerca de 20 pés (6,10 m) de comprimento, foi deslocada e rompeu ao longo de uma descontinuidade na rocha.

3.9 BARRAGENS EM ARCO NO BRASIL

3.9.1. Barragem do Funil

A barragem da Usina Hidrelétrica de Funil, mostrada na Figura 3.13, é do tipo abóbada de concreto, com dupla curvatura, única no Brasil, construída no rio Paraíba do Sul, no local conhecido como “Salto do Funil”, em Resende, no Estado do Rio de Janeiro. Ela foi projetada pela COBA, uma empresa portuguesa, na década de sessenta. A origem do nome da Usina Hidrelétrica do Funil deve-se a existência do chamado "Paredão", um acidente geográfico deste trecho no Rio Paraíba do Sul, nas proximidades do distrito de Engenheiro Passos. Neste local o Rio Paraíba do Sul possuía uma passagem de apenas 14 metros de largura para suas águas, sendo bloqueada por altos paredões rochosos; atualmente, em grande parte submerso pelas águas da represa da usina.

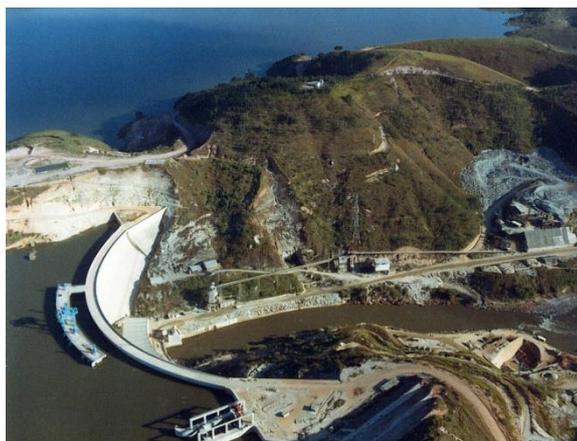


Figura 3.13 – Barragem da Usina de Funil
(http://www.coba.pt/imagens/work/full/bar_01.jpg)

Segundo Furnas (s.d.), sua construção já vinha sendo planejada desde a década de 30, com o objetivo de permitir a eletrificação de uma estrada de ferro, ligando o Rio de Janeiro, São Paulo e Belo Horizonte. O projeto foi postergado e, somente em 1961, foi iniciada a sua construção pela Chevap (Companhia Hidrelétrica do Vale do Paraíba). Em 1965, a Usina de Funil foi absorvida pela ELETROBRÁS que, dois anos mais tarde, designou FURNAS para concluir a construção da obra e colocá-la em funcionamento.

Sua operação teve início em 1969 e, um ano e meio depois, a usina já fornecia ao sistema elétrico de FURNAS sua capacidade total: 216 MW.

Apesar de possuir uma potência instalada inferior às demais usinas da Empresa, a Usina de Funil é considerada de grande importância para o Sistema por estar localizada próxima aos grandes centros consumidores, garantindo confiabilidade do suprimento de energia elétrica aos Estados do Rio de Janeiro, São Paulo e Espírito Santo e adequar a tensão nessa região, onde estão instaladas grandes indústrias, como a Companhia Siderúrgica Nacional (CSN), em Volta Redonda. Outro aspecto que evidencia a importância desta usina é sua barragem que, ao possibilitar a regularização do volume de sua vazante, reduz a frequência e a intensidade das cheias que ocorrem nas cidades a jusante.

A Tabela 3.2 mostra alguns detalhes da Usina Hidrelétrica de Funil.

Tabela 3.2 – Detalhes da Usina Hidrelétrica de Funil

Barragem	
Tipo	Abóboda de dupla curvatura
Altura	85 m
Desenvolvimento no coroamento	385 m
Largura no coroamento	3,60 m
Elevação no coroamento	468 m
Volume total	270.000 m ³
Reservatório	
Nível normal de operação	466,5 m
Nível de máxima cheia	466,5 m
Nível de desapropriação	470 / 468 m
Nível mínimo de operação	444 m
Área inundada	40 km ²
Volume total	8,9 bilhões m ³
Volume útil	6,2 bilhões m ³
Tomada d'água	
Comportas:	
Tipo	Lagarta
Quantidade	3
Altura d'água sobre a soleira	77,83 m
Dimensões:	
Largura	4,5 m
Altura	6,2 m
Fabricantes	B.V.S. (França) / MEP (Brasil)
Vertedouro	
Descarga Máxima	1.700 m ³ /s (margem direita) e 2.700 m ³ (margem esquerda)
Comportas:	
Tipo	Segmento
Quantidade	1 (margem direita) e 2 (margem esquerda)
Dimensões:	
Largura	11,47 m (margem direita) e 13 m (margem esquerda)
Altura	16,53 m (margem direita) e 14,16 m (margem esquerda)
Raio	16,10 m (margem direita) e 13 m (margem esquerda)
Fabricantes	Bardella/Brasil (margem direita) e MEP/Brasil (margem esquerda)
Casa de Força	
Tipo	Coberta, de planta curva
Dimensão	90,47 m x 21 m
Unidades geradoras:	
Quantidade	3
Rotação	163,3 rpm
Potência nominal	72 MW

Turbinas:	
Tipo	Francis de eixo vertical
Fabricante	Ansaldo San Giorgio (Itália) / Coemsa (Brasil)
Geradores:	
Frequência	60 Hz
Tensão nos terminais	13,8kV
Fabricante	GESA (Brasil)
Transformadores:	10 (operação mais reserva)
Tipo	Monofásico
Capacidade total em operação	270 MVA
Relação de transformação	13,8 / 138 kV
Fabricante	GE

Fonte: http://www.furnas.com.br/hotsites/sistemafurnas/usina_hidr_funil.asp

3.9.2. Barragem de Peti

A Usina Hidrelétrica de Peti é uma pequena central hidrelétrica (PCH) cuja barragem, mostrada na Figura 3.14, é uma pequena barragem em arco que integra o parque gerador da Cemig (Companhia Energética de Minas Gerais). Situada em São Gonçalo do Rio Abaixo, região Central do Estado, mais especificamente no rio Santa Bárbara, Peti está localizada em uma região muito rica em termos turísticos, faz parte da Estrada Real e fica próxima às cidades históricas de Santa Bárbara, Mariana e Ouro Preto, além do Parque Natural do Caraça. A usina de Peti foi inicialmente explorada pela empresa de mineração inglesa The São Bento Gold Estates e foi construída para ajudar na exploração de ouro da mina subterrânea de São Bento.

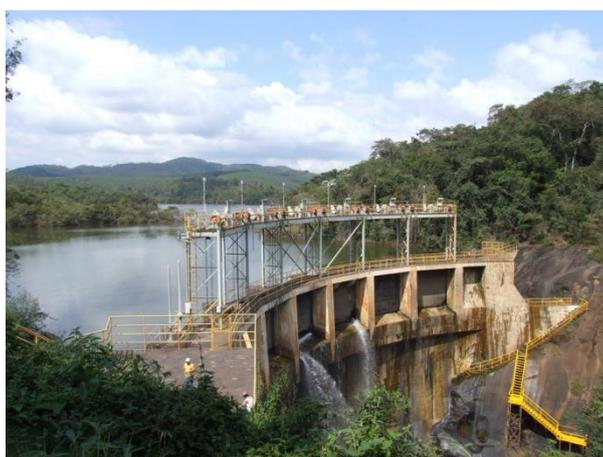


Figura 3.14 – Barragem da Usina de Peti
(<https://static.panoramio.com/storage.googleapis.com/photos/large/22225424.jpg>)

A Tabela 3.3 mostra alguns detalhes da Usina Hidrelétrica de Peti.

Tabela 3.3 – Detalhes da Usina Hidrelétrica de Peti

Barragem	
Início de operação	1946
Localização	Município de São Gonçalo do Rio Abaixo (MG)
Comprimento da barragem	85m
Altura máxima da barragem	46m
Volume do reservatório	43,578hm ³
Unidades geradoras	2
Potência instalada	9,4MW

Fonte: http://www.cemig.com.br/pt-br/a_cemig/Nossa_Historia/Paginas/Pch.aspx

3.10 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo, foi realizado um estudo teórico sobre barragens em arco abrangendo: generalidades tais como conceitos, *design*, classificação; aspectos relevantes no estudo como a geometria do vale e a fundação; as ações: estáticas e dinâmicas, com destaque para a carga sísmica; história; as modernas icônicas por sua altura, acidentes históricos relevantes e as brasileiras, sendo uma grande, única no Brasil – Funil, no RJ - e uma pequena – Peti, em MG.

4 FORMULAÇÃO TEÓRICA E ASPECTOS COMPUTACIONAIS

4.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo será apresentada a formulação numérica baseada no MEF, transcrita, em grande parte, dos textos teóricos do ANSYS para sistemas em coordenadas cartesianas e aspectos computacionais em geral com destaque para os elementos utilizados.

4.2 SISTEMA ESTRUTURAL

A tensão, quantidade de força que atua em uma unidade de área de material, está relacionada com a deformação desse material por:

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon^{el}\} \quad (4.1)$$

onde $\{\sigma\} = [\sigma_x \ \sigma_y \ \sigma_z \ \sigma_{xy} \ \sigma_{yz} \ \sigma_{xz}]^T$ é o vetor de tensão, $[D]$ é a elasticidade, ou matriz de rigidez elástica ou matriz tensão-deformação, $\{\varepsilon^{el}\} = \{\varepsilon\} - \{\varepsilon^{th}\}$ é o vetor de deformação elástica, $\{\varepsilon\} = [\varepsilon_x \ \varepsilon_y \ \varepsilon_z \ \varepsilon_{xy} \ \varepsilon_{yz} \ \varepsilon_{xz}]^T$ é o vetor de deformação total, $\{\varepsilon^{th}\} = \Delta T[\alpha_x^{se} \ \alpha_y^{se} \ \alpha_z^{se} \ 0 \ 0 \ 0]^T$ é o vetor de deformação térmica, α_x^{se} é o coeficiente secante de expansão térmica na direção x , $\Delta T = T - T_{ref}$, T é a temperatura corrente no ponto em questão e T_{ref} é a temperatura de referência (deformação livre).

O tensor de tensão é mostrado na Figura 4.1. A convenção de sinais para tensões e deformações diretas usadas no programa ANSYS é que a tração é positiva e a compressão negativa. Para cisalhamento, positivo é quando os dois eixos positivos aplicáveis giram um em direção ao outro.

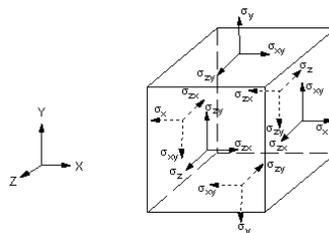


Figura 4.1 - Definição do vetor de tensão (ANSYS)

A Equação 4.1 pode também ser reescrita como:

$$\{\varepsilon\} = \{\varepsilon^{th}\} + [D]^{-1} \{\sigma\} \quad (4.2)$$

A matriz de flexibilidade, $[D]^{-1}$, é

$$[D]^{-1} = \begin{bmatrix} 1/E_x & -\nu_{xy}/E_x & -\nu_{xz}/E_x & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_{yx}/E_y & 1/E_y & -\nu_{yz}/E_y & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_{zx}/E_z & -\nu_{zy}/E_z & 1/E_z & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1/G_{xy} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1/G_{yz} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/G_{xz} \end{bmatrix} \quad (4.3)$$

onde os termos típicos são: E_x é o módulo de Young na direção x , ν_{xy} é a razão de Poisson maior, ν_{yx} é a razão de Poisson menor, G_{xy} é módulo de cisalhamento no plano xy .

Também, a matriz $[D]^{-1}$ se presume ser simétrica, de modo que:

$$\frac{\nu_{yx}}{E_y} = \frac{\nu_{xy}}{E_x} \quad (4.4)$$

$$\frac{\nu_{zx}}{E_z} = \frac{\nu_{xz}}{E_x} \quad (4.5)$$

$$\frac{\nu_{zy}}{E_z} = \frac{\nu_{yz}}{E_y} \quad (4.6)$$

Para materiais isotrópicos $E_x = E_y = E_z$ e $\nu_{xy} = \nu_{yz} = \nu_{xz} = \nu_{yx} = \nu_{zy} = \nu_{zx}$.

Expandindo a Equação 4.2 com as Equações 4.3 a 4.6 e escrevendo as seis equações explicitamente,

$$\varepsilon_x = \alpha_x \Delta T + \frac{\sigma_x}{E_x} - \frac{\nu_{xy} \sigma_y}{E_x} - \frac{\nu_{xz} \sigma_z}{E_z} \quad (4.7)$$

$$\varepsilon_y = \alpha_y \Delta T - \frac{\nu_{xy} \sigma_x}{E_x} + \frac{\sigma_y}{E_y} - \frac{\nu_{yz} \sigma_z}{E_z} \quad (4.8)$$

$$\varepsilon_z = \alpha_z \Delta T - \frac{\nu_{xz} \sigma_x}{E_x} - \frac{\nu_{yz} \sigma_y}{E_y} + \frac{\sigma_z}{E_z} \quad (4.9)$$

$$\varepsilon_{xy} = \frac{\sigma_{xy}}{G_{xy}} \quad (4.10)$$

$$\varepsilon_{yz} = \frac{\sigma_{yz}}{G_{yz}} \quad (4.11)$$

$$\varepsilon_{xz} = \frac{\sigma_{xz}}{G_{xz}} \quad (4.12)$$

onde os termos típicos são: ε_x é a deformação direta na direção x , σ_x é a tensão direta na direção x , ε_{xy} é a deformação de cisalhamento no plano xy e σ_{xy} é a tensão de cisalhamento no plano xy .

Alternativamente, a Equação 4.1 pode ser expandida pela Equação 4.3, para se obter seis equações explícitas:

$$\begin{aligned} \sigma_x = \frac{E_x}{h} \left[1 - (\nu_{yz})^2 \frac{E_z}{E_y} \right] (\varepsilon_x - \alpha_x \Delta T) + \frac{E_y}{h} \left[\nu_{xy} + \nu_{xz} \nu_{yz} \frac{E_z}{E_y} \right] (\varepsilon_y - \alpha_y \Delta T) \\ + \frac{E_z}{h} (\nu_{xz} + \nu_{yz} \nu_{xy}) (\varepsilon_z - \alpha_z \Delta T) \end{aligned} \quad (4.13)$$

$$\begin{aligned}\sigma_y &= \frac{E_y}{h} \left[\nu_{xy} + \nu_{xz} \nu_{yz} \frac{E_z}{E_y} \right] (\varepsilon_x - \alpha_x \Delta T) + \frac{E_y}{h} \left[1 - (\nu_{xz})^2 \frac{E_z}{E_x} \right] (\varepsilon_y - \alpha_y \Delta T) \\ &+ \frac{E_z}{h} \left(\nu_{yz} + \nu_{xz} \nu_{xy} \frac{E_y}{E_x} \right) (\varepsilon_z - \alpha_z \Delta T)\end{aligned}\quad (4.14)$$

$$\begin{aligned}\sigma_z &= \frac{E_z}{h} (\nu_{xz} + \nu_{yz} \nu_{xy}) (\varepsilon_x - \alpha_x \Delta T) + \frac{E_y}{h} \left[\nu_{yz} + \nu_{xz} \nu_{xy} \frac{E_y}{E_x} \right] (\varepsilon_y - \alpha_y \Delta T) \\ &+ \frac{E_z}{h} \left[1 - (\nu_{xy})^2 \frac{E_y}{E_x} \right] (\varepsilon_z - \alpha_z \Delta T)\end{aligned}\quad (4.15)$$

$$\sigma_{xy} = G_{xy} \varepsilon_{xy} \quad (4.16)$$

$$\sigma_{yz} = G_{yz} \varepsilon_{yz} \quad (4.17)$$

$$\sigma_{xz} = G_{xz} \varepsilon_{xz} \quad (4.18)$$

onde:

$$h = 1 - (\nu_{xy})^2 \frac{E_y}{E_x} - (\nu_{yz})^2 \frac{E_z}{E_y} - (\nu_{xz})^2 \frac{E_z}{E_x} - 2\nu_{xy} \nu_{yz} \nu_{xz} \frac{E_z}{E_x} \quad (4.19)$$

Os módulos de cisalhamento G_{xy} , G_{yz} e G_{xz} , para materiais isotrópicos, são computados como:

$$G_{xy} = G_{yz} = G_{xz} = \frac{E_x}{2(1 + \nu_{xy})} \quad (4.20)$$

Pelo princípio dos trabalhos virtuais, uma variação virtual (muito pequena) da energia de deformação interna deve ser compensada por uma variação idêntica no trabalho externo devido às cargas aplicadas, ou:

$$\delta S = \delta W \quad (4.21)$$

onde $S = S_1 + S_2$ é a energia de deformação, $W = W_1 + W_2 + W_3$ é o trabalho externo e δ é o operador virtual.

A energia de deformação virtual é

$$\delta S_1 = \int_{vol} \{\delta \varepsilon\} \{\sigma\} d(vol)^T \quad (4.22)$$

onde $\{\varepsilon\}$ é o vetor de deformação, $\{\sigma\}$ é o vetor de tensão e vol é o volume do elemento.

Continuando a formulação, assumido materiais e geometria lineares, as Equações 4.1 e 4.22 são combinadas para fornecer:

$$\delta S_1 = \int_{vol} (\{\delta \varepsilon\}^T [D] \{\varepsilon\} - \{\delta \varepsilon\}^T [D] \{\varepsilon^{th}\}) d(vol) \quad (4.23)$$

As deformações podem ser relacionadas aos deslocamentos nodais por:

$$\{\varepsilon\} = [B_u] \{u_e\} \quad (4.24)$$

onde $[B_u]$ é a matriz deslocamento-deformação, baseada nas funções de forma do elemento e $\{u_e\}$ é o vetor de deslocamento nodal.

A matriz deslocamento-deformação tridimensional é dada por

$$[B_u] = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial z} & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial z} & 0 & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} [N_u] \quad (4.25)$$

onde $[N_u]$ é a matriz das derivadas das funções de forma.

Será assumido que todos os efeitos estão no sistema cartesiano global. Combinando a Equação 4.24 com a Equação 4.23, e notando que $\{u\}$ não varia sobre o volume:

$$\delta S_1 = \{\delta u_e\}^T \int_{vol} [B_u]^T [D] [B_u] d(vol) \{u_e\} - \{\delta u_e\}^T \int_{vol} [B_u]^T [D] \{\varepsilon^{th}\} d(vol) \quad (4.26)$$

Outra forma de energia de deformação virtual ocorre quando uma superfície se move contra uma resistência distribuída, como em um apoio elástico contínuo. Isso pode ser escrito como:

$$\delta S_2 = \int_{\text{área}_f} \{\delta w_n\}^T \{\sigma\} d(\text{área}_f) \quad (4.27)$$

onde $\{\delta w_n\}$ é o movimento normal à superfície, $\{\sigma\}$ é o esforço (tensão) realizado pela superfície e área_f é a área da resistência distribuída.

Ambos $\{w_n\}$ e $\{\sigma\}$ geralmente terão apenas uma componente não-nula. O deslocamento normal ao *point-wise* está relacionado ao deslocamento nodal por:

$$\{w_n\} = [N_{u_n}] \{u_e\} \quad (4.28)$$

onde $[N_{u_n}]$ é a matriz das funções de forma para movimentos normais à superfície.

A tensão $\{\sigma\}$, é

$$\{\sigma\} = k \{w_n\} \quad (4.29)$$

onde k é a rigidez da fundação em unidades de força por comprimento por unidade de área.

Combinando a Equação 4.27 a 4.29, e assumindo que k é constante sobre a área,

$$\delta S_2 = \{\delta u\}^T k \int_{\text{área}_f} [N_{u_n}]^T [N_{u_n}] d(\text{área}_f) \{u\} \quad (4.30)$$

Em seguida, o trabalho virtual será considerado. Os efeitos inerciais serão estudados primeiro:

$$\delta W_1 = - \int_{vol} \{\delta w\}^T \frac{\{F^{acel}\}}{vol} d(vol) \quad (4.31)$$

onde $\{w\}$ é o vetor de deslocamentos de um ponto geral e $\{F^{acel}\}$ é o vetor força aceleração (D'Alembert).

De acordo com a segunda lei de Newton:

$$\frac{\{F^{acel}\}}{vol} = \rho_e \frac{\partial^2}{\partial t^2} \{w\} \quad (4.32)$$

onde ρ_e é a densidade da estrutura e t é o tempo.

Os deslocamentos no elemento estão relacionados com os deslocamentos nodais por:

$$\{w\} = [N_u] \{u_e\} \quad (4.33)$$

onde $[N_u]$ é a matriz das funções de forma. Combinando as Equações 4.31, 4.32 e 4.33 e assumindo que ρ_e é constante sobre o volume,

$$\delta W_1 = - \{\delta u\}^T \rho_e \int_{vol} [N_u]^T [N_u] d(vol) \frac{\partial^2}{\partial t^2} \{u_e\} \quad (4.34)$$

A formulação do vetor força de pressão começa com:

$$\delta W_2 = \int_{\acute{a}rea_p} \{\delta w_n\}^T P d(\acute{a}rea_p) \quad (4.35)$$

onde $\{P\}$ é o vetor pressão aplicada (normalmente contém apenas uma componente não-nula) e $\acute{a}rea_p$ é a área sobre a qual a pressão age.

Combinando as Equações 4.33 e 4.35

$$\delta W_2 = \{\delta u_e\}^T \int_{\text{área}_p} [N_{u_n}]^T \{P\} d(\text{área}_p) \quad (4.36)$$

Salvo indicação em contrário, as pressões são aplicadas à superfície exterior de cada elemento e são normais em superfícies curvas, se aplicável.

Forças nodais aplicadas ao elemento podem ser representadas por:

$$\delta W_3 = \{\delta u_e\}^T \{F_e^{nd}\} \quad (4.37)$$

onde $\{F_e^{nd}\}$ são forças nodais aplicadas ao elemento.

Finalmente, as Equações 4.21, 4.26, 4.30, 4.34, 4.36 e 4.37 podem ser combinadas para se obter:

$$\begin{aligned} & \{\delta u_e\}^T \int_{vol} [B_u]^T [D] [B_u] d(vol) \{u_e\} - \{\delta u_e\}^T \int_{vol} [B_u]^T [D] \{\varepsilon^{th}\} d(vol) \\ & + \{\delta u_e\}^T k \int_{\text{área}_f} [N_{u_n}]^T [N_{u_n}] d(\text{área}_f) \{u_e\} = -\{\delta u_e\}^T \rho_e \int_{vol} [N_u]^T [N_u] d(vol) \frac{\partial^2}{\partial t^2} \{u_e\} \quad (4.38) \\ & + \{\delta u_e\}^T \int_{\text{área}_p} [N_{u_n}]^T \{P\} d(\text{área}_p) + \{\delta u_e\}^T \{F_e^{nd}\} \end{aligned}$$

Notando que o vetor $\{\delta u_e\}^T$ é um conjunto de deslocamentos virtuais arbitrários comum em todos os termos acima, a Equação 4.38 reduz-se a:

$$([K_e] + [K_e^f]) \{u_e\} - \{F_e^{th}\} = -[M_e] \{\ddot{u}_e\} + \{F_e^{pr}\} + \{F_e^{nd}\} \quad (4.39)$$

onde

$$[K_e] = \int_{vol} [B_u]^T [D] [B_u] d(vol) \quad (4.40)$$

é matriz de rigidez do elemento,

$$[K_e^f] = k \int_{\text{área}_f} [N_{u_n}]^T [N_{u_n}] d(\text{área}_f) \quad (4.41)$$

é a matriz de rigidez da fundação do elemento,

$$\{F_e^{th}\} = \int_{\text{vol}} [B_u]^T [D] \{\varepsilon^{th}\} d(\text{vol}) \quad (4.42)$$

é o vetor de carga térmica do elemento,

$$[M_e] = \rho_e \int_{\text{vol}} [N_u]^T [N_u] d(\text{vol}) \quad (4.43)$$

é a matriz de massa do elemento,

$$\{\ddot{u}_e\} = \frac{\partial^2}{\partial t^2} \{u_e\} \quad (4.44)$$

é o vetor aceleração e

$$\{F_e^{pr}\} = \int_{\text{área}_p} [N_{u_n}]^T \{P\} d(\text{área}_p) \quad (4.45)$$

é o vetor de pressão do elemento.

A Equação 4.39 representa a equação de equilíbrio em um elemento base.

Desconsiderando $[K_e^f]$, agrupando os vetores de carga e considerando uma força devido a resistências (friccionais) opostas ao movimento, na Equação 4.39, a equação dinâmica estrutural discretizada pode ser formulada como mostrado na Equação 4.46.

$$[M_e] \{\ddot{u}_e\} + [C_e] \{\dot{u}_e\} + [K_e] \{u_e\} = \{F^a\} \quad (4.46)$$

onde $[M_e]$ é a matriz de massa estrutural, $[C_e]$ é a matriz de amortecimento estrutural, $[K_e]$ é a matriz de rigidez estrutural, $\{\ddot{u}_e\}$ é o vetor de aceleração nodal, $\{\dot{u}_e\}$ é o vetor de velocidade nodal, $\{u_e\}$ é o vetor de deslocamento nodal e $\{F^a\}$ é o vetor de carga aplicada.

Em problemas de análise estática, a Equação 3.61 é reduzida para $[K_e]\{u_e\} = \{F^a\}$.

Segundo Zienkiewicz e Taylor (2000), as resistências opostas ao movimento podem ser devido a movimentos microestruturais, resistência do ar, etc e são frequentemente relacionadas de forma não-linear à velocidade $\{\dot{u}_e\}$. Por simplicidade de tratamento, entretanto, apenas uma resistência do tipo viscosa linear será considerada, resultando em forças de volume unitárias em um problema estático equivalente de magnitude $-\mu\{\dot{u}_e\}$, onde μ é um conjunto de parâmetros de viscosidade que pode presumivelmente ser dado em valores numéricos. A matriz $[C_e]$ é montada pela regra usual de submatrizes do elemento, dada por

$$[C_e] = \int_{vol} [N_u]^T \mu [N_u] d(vol) \quad (4.47)$$

4.3 SISTEMA ACÚSTICO (MEIO FLUIDO)

Em problemas de interação fluido acústico-estrutura, a equação dinâmica estrutural precisa ser considerada em conjunto com as equações de Navier-Stokes de quantidade de movimento do fluido e a equação de continuidade do fluxo.

As equações de Navier-Stokes são como se segue:

$$\begin{aligned} & \frac{\partial \rho_f v_x}{\partial t} + \frac{\partial (\rho_f v_x v_x)}{\partial x} + \frac{\partial (\rho_f v_y v_x)}{\partial y} + \frac{\partial (\rho_f v_z v_x)}{\partial z} \\ & = \rho_f g_x - \frac{\partial P}{\partial x} + R_x + \frac{\partial}{\partial x} \left(\mu_e \frac{\partial v_x}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\mu_e \frac{\partial v_x}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\mu_e \frac{\partial v_x}{\partial z} \right) + T_x \end{aligned} \quad (4.48)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\partial \rho_f v_y}{\partial t} + \frac{\partial(\rho_f v_x v_y)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho_f v_y v_y)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho_f v_z v_y)}{\partial z} \\ & = \rho_f g_y - \frac{\partial P}{\partial y} + R_y + \frac{\partial}{\partial x} \left(\mu_e \frac{\partial v_y}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\mu_e \frac{\partial v_y}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\mu_e \frac{\partial v_y}{\partial z} \right) + T_y \end{aligned} \quad (4.49)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\partial \rho_f v_z}{\partial t} + \frac{\partial(\rho_f v_x v_z)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho_f v_y v_z)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho_f v_z v_z)}{\partial z} \\ & = \rho_f g_z - \frac{\partial P}{\partial z} + R_z + \frac{\partial}{\partial x} \left(\mu_e \frac{\partial v_z}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\mu_e \frac{\partial v_z}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\mu_e \frac{\partial v_z}{\partial z} \right) + T_z \end{aligned} \quad (4.50)$$

Onde g_x , g_y e g_z são as componentes da aceleração devido à gravidade, P é a pressão, ρ_f é a densidade do fluido, μ_e é a viscosidade efetiva, R_x , R_y e R_z são resistências distribuídas e T_x , T_y e T_z são termos de perdas viscosas.

Da lei de conservação de massa vem a equação da continuidade:

$$\frac{\partial \rho_f}{\partial t} + \frac{\partial(\rho_f v_x)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho_f v_y)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho_f v_z)}{\partial z} = 0 \quad (4.51)$$

onde v_x , v_y e v_z são as componentes do vetor de velocidade nas direções x , y e z , respectivamente.

A taxa de variação da densidade pode ser substituída pela taxa de variação da pressão e a taxa na qual a densidade varia com a pressão:

$$\frac{\partial \rho_f}{\partial t} = \frac{\partial \rho_f}{\partial P} \frac{\partial P}{\partial t} \quad (4.52)$$

A avaliação da derivada da densidade em relação à pressão vem a partir da equação de estado. Se o meio fluido é compressível, um gás ideal pode ser considerado:

$$\rho_f = \frac{P}{RT} \rightarrow \frac{\partial \rho_f}{\partial P} = \frac{1}{RT} \quad (4.53)$$

onde R é uma constante do gás e T é a temperatura. Se o algoritmo da solução incompressível é utilizado

$$\frac{\partial \rho_f}{\partial P} = \frac{1}{\beta} \quad (4.54)$$

onde β é o *bulk modulus* (módulo de compressibilidade).

As equações da quantidade de movimento do fluido (Navier-Stokes) e da continuidade são simplificadas para obter a equação de onda acústica usando as seguintes premissas: (1) o fluido é compressível (mudanças de densidade devido às variações de pressão), (2) o fluido é invíscido (sem dissipação viscosa), (3) não há fluxo médio do fluido e (4) a densidade média e a pressão são uniformes em todo o fluido. A equação de onda acústica é dada por

$$\frac{1}{c^2} \frac{\partial^2 P}{\partial t^2} - \nabla^2 P = 0 \quad (4.55)$$

onde

$$c = \sqrt{\frac{k}{\rho_f}} \quad (4.56)$$

é a velocidade do som em meio fluido, k é o *bulk modulus* do fluido, ρ_f é a densidade do fluido e $P = P(x, y, z, t)$ é a pressão acústica.

Uma vez que a dissipação viscosa foi desconsiderada, a Equação 4.55 é chamada de equação de onda sem perdas para propagação do som em fluidos.

A equação estrutural discretizada (Equação 4.46) e a equação de onda sem perdas (Equação 4.55) têm que ser consideradas simultaneamente em problemas de interação fluido-estrutura.

Introduzindo os seguintes operadores matriciais (gradiente e divergente)

$$\nabla \cdot (\cdot) = \{L\}^T = \left[\frac{\partial}{\partial x} \quad \frac{\partial}{\partial y} \quad \frac{\partial}{\partial z} \right] \quad (4.57)$$

$$\nabla(\cdot) = \{L\} \quad (4.58)$$

a equação 4.55 torna-se em notação matricial

$$\frac{1}{c^2} \frac{\partial^2 P}{\partial t^2} - \{L\}^T (\{L\}P) = 0 \quad (4.59)$$

As matrizes do elemento são obtidas pela discretização da onda usando o procedimento de Galerkin. Multiplicando a Equação 4.59 por uma variação virtual na pressão e integrando sobre o volume do domínio com algumas manipulações conduz à:

$$\int_{vol} \frac{1}{c^2} \delta P \frac{\partial^2 P}{\partial t^2} d(vol) + \int_{vol} (\{L\}^T \delta P) (\{L\}P) d(vol) = \int_S \{n\}^T \delta P (\{L\}P) d(S) \quad (4.60)$$

onde vol é o volume do domínio, δP é uma variação virtual na pressão [$\delta P(x, y, z, t)$], S é superfície onde a derivada da pressão normal à superfície é aplicada (uma condição de contorno natural) e $\{n\}$ é a normal unitária à interface S .

Em problema de interação fluido-estrutura, a superfície S é tratada como uma interface. Para as hipóteses simplificadoras feitas, as equações de quantidade de movimento do fluido produzem a seguinte relação entre o gradiente de pressão normal do fluido e a aceleração normal da estrutura na interface fluido-estrutura S (condição fluido-estrutura)

$$\{n\} \cdot \{\nabla P\} = -\rho_f \{n\} \cdot \frac{\partial^2 \{u\}}{\partial t^2} \quad (4.61)$$

onde $\{u\}$ é o vetor de deslocamento da estrutura na interface, e n é o vetor normal à superfície.

Na notação matricial, a Equação 4.61 é dada por

$$\{n\}(\{L\}P) = -\rho_f \{n\}^T \left(\frac{\partial^2}{\partial t^2} \{u\} \right) \quad (4.62)$$

Substituindo a Equação 4.62 na Equação 4.60, a integral é dada por

$$\int_{vol} \frac{1}{c^2} \delta P \frac{\partial^2 P}{\partial t^2} d(vol) + \int_{vol} (\{L\}^T \delta P)(\{L\}P) d(vol) = - \int_S \rho_f \delta P \{n\}^T \left(\frac{\partial^2}{\partial t^2} \{u\} \right) d(S) \quad (4.63)$$

A Equação 4.63 contém a pressão do fluido P e os componentes do deslocamento estrutural u_x , u_y e u_z como as variáveis dependentes a resolver. As funções de forma na aproximação em elementos finitos para a variação espacial da pressão e dos componentes de deslocamento são dadas por

$$P = \{N_p\}^T \{P_e\} \quad (4.64)$$

$$u = \{N_u\}^T \{u_e\} \quad (4.65)$$

onde $\{N_p\}$ é a função de forma do elemento fluido para a pressão, $\{N_e\}$ é a função de forma do elemento estrutural para os deslocamentos, $\{P_e\}$ é o vetor de pressão nodal e $\{u_e\} = \{u_{xe}\}, \{u_{ye}\}, \{u_{ze}\}$ são os vetores das componentes do deslocamento nodal.

Das Equações 4.64 e 4.65, a derivada segunda das variáveis e a variação virtual na pressão podem ser escritas como

$$\frac{\partial^2 P}{\partial t^2} = \{N_p\}^T \{\ddot{P}_e\} \quad (4.66)$$

$$\frac{\partial^2}{\partial t^2} \{u\} = \{N_e\}^T \{\ddot{u}_e\} \quad (4.67)$$

$$\delta p = \{N_p\}^T \{\delta p_e\} \quad (4.68)$$

O operador matricial $\{L\}$ aplicado às funções de forma do elemento $\{N_p\}$ é denotado por

$$[B_p] = \{L\} \{N_p\}^T \quad (4.69)$$

Substituindo as Equações 4.64 a 4.69 na Equação 4.63, a declaração do elemento finito de onda é dada por

$$\begin{aligned} & \int_{vol} \frac{1}{c^2} \{\delta P_e\}^T \{N_p\} \{N_p\}^T d(vol) \{\ddot{P}_e\} + \int_{vol} \{\delta P_e\}^T [B_p]^T [B_p] d(Vol) \{P_e\} \\ & + \int_S \rho_f \{\delta P_e\}^T \{N_p\} \{n\}^T \{N_u\}^T d(S) \{\ddot{u}_e\} = \{0\} \end{aligned} \quad (4.70)$$

Termos que não variam sobre o elemento são retirados do sinal de integração. $\{\delta P_e\}$ é uma variação virtual introduzida arbitrariamente na pressão nodal, e pode ser colocada em evidência na Equação 4.70. Uma vez que $\{\delta P_e\}$ não é nula, a Equação 4.70 torna-se

$$\begin{aligned} & \frac{1}{c^2} \int_{vol} \{N_p\} \{N_p\}^T d(vol) \{\ddot{p}_e\} + \int_{vol} [B_p]^T [B_p] d(vol) \{p_e\} \\ & + \rho_f \int_S \{N_p\} \{n\}^T \{N_u\}^T d(S) \{\ddot{u}_e\} = \{0\} \end{aligned} \quad (4.71)$$

A Equação 4.71 pode ser escrita em notação matricial para se obter a equação de onda discretizada:

$$[M_e^p] \{\ddot{P}_e\} + [K_e^p] \{P_e\} + \rho_f [R_e]^T \{\ddot{u}_e\} = \{0\} \quad (4.72)$$

onde

$$[M_e^p] = \frac{1}{c^2} \int_{vol} \{N_p\} \{N_p\}^T d(vol) \quad (4.73)$$

é a matriz de massa do fluido (fluido),

$$[K_e^p] = \int_{vol} [B_p]^T [B_p] d(vol) \quad (4.74)$$

é a matriz de rigidez do fluido (fluido) e

$$\rho_f [R_e]^T = \rho_f \int_S \{N_p\} \{n\}^T \{N_u\}^T d(S) \quad (4.75)$$

é a matriz de massa acoplada (interface fluido-estrutura).

A fim de explicar a dissipação de energia devido ao amortecimento presente em algum contorno do fluido, um termo de dissipação é adicionado à Equação 4.55 sem perdas, resultando

$$\int_{vol} \delta P \frac{1}{c^2} \frac{\partial^2 P}{\partial t^2} d(vol) - \int_{vol} \delta P \{L\}^T (\{L\}P) d(vol) + \int_S \delta P \left(\frac{r}{\rho_f c} \right) \frac{1}{c} \frac{\partial P}{\partial t} d(S) = \{0\} \quad (4.76)$$

onde r é a absorção no contorno.

Uma vez que se assume que a dissipação ocorre apenas na superfície de contorno S , o termo de dissipação na Equação 4.76 é integrado sobre a superfície S :

$$D = \int_S \delta P \left(\frac{r}{\rho_f c} \right) \frac{1}{c} \frac{\partial P}{\partial t} d(S) \quad (4.77)$$

onde D é o termo de dissipação.

Usando a aproximação de elemento finito para P dada na Equação 4.64:

$$D = \int_S \{\delta P_e\}^T \{N_p\} \left(\frac{r}{\rho_f c} \right) \frac{1}{c} \{N_p\}^T d(S) \left\{ \frac{\partial P_e}{\partial t} \right\} \quad (4.78)$$

Usando as seguintes notações:

$$\beta = \frac{r}{\rho_f c} \quad (4.79)$$

$$\left\{ \dot{P}_e \right\} = \left\{ \frac{\partial P_e}{\partial t} \right\} \quad (4.80)$$

onde β é o coeficiente de absorção no contorno.

Os parâmetros $\frac{\beta}{c}$ e $\{\delta P_e\}$ são constantes sobre a superfície do elemento e podem ser retirados da integração. A Equação 4.78 é reescrita como:

$$D = \{\delta P_e\}^T \frac{\beta}{c} \int_S \{N_p\} \{N_p\}^T d(S) \{\dot{P}_e\} \quad (4.81)$$

O termo de dissipação dado pela Equação 4.81 é adicionado à Equação 4.70 representando a perda de energia na superfície de contorno absorvente.

$$[C_e^p] \{\dot{P}_e\} = \frac{\beta}{c} \int_S \{N_p\} \{N_p\}^T d(S) \{\dot{P}_e\} \quad (4.82)$$

onde

$$[C_e^p] = \frac{\beta}{c} \int_S \{N_p\} \{N_p\}^T d(S) \quad (4.83)$$

é a matriz de amortecimento do fluido.

Finalmente, combinando as Equações 4.72 e 4.83, a equação de onda discretizada considerando perdas na interface é dada por:

$$[M_e^p] \{\ddot{P}_e\} + [C_e^p] \{\dot{P}_e\} + [K_e^p] \{P_e\} + \rho_f [R_e]^T \{\ddot{u}_e\} = \{0\} \quad (4.84)$$

A fim de descrever completamente o problema de interação fluido-estrutura, a carga de pressão do fluido que atua na interface é agora adicionada à Equação 4.46. Então, a equação estrutural é reescrita como

$$[M_e] \{\ddot{u}_e\} + [C_e] \{\dot{u}_e\} + [K_e] \{u_e\} = \{F_e\} + \{F_e^{pr}\} \quad (4.85)$$

O vetor carga de pressão do fluido $\{F_e^{pr}\}$ na interface S é obtido pela integração da pressão sobre a área da superfície:

$$\{F_e^{pr}\} = \int_S \{N_e\} P \{n\} d(S) \quad (4.86)$$

Substituindo a função aproximada em elemento finito para a pressão dada pela Equação 4.64 na Equação 4.86

$$\{F_e^{pr}\} = \int_S \{N_e\} \{N_p\}^T \{n\} d(S) \{P_e\} \quad (4.87)$$

Pela comparação da integral na Equação 4.87 com a definição da matriz de $\rho_f [R_e]^T$ na Equação 4.75, torna-se claro que

$$\{F_e^{pr}\} = [R_e] \{P_e\} \quad (4.88)$$

onde

$$[R_e]^T = \int_S \{N_u\} \{N_p\}^T \{n\} d(S) \quad (4.89)$$

A substituição da Equação 4.89 na Equação 4.85 resulta na equação elementar dinâmica da estrutura:

$$[M_e] \{\ddot{u}_e\} + [C_e] \{\dot{u}_e\} + [K_e] \{u_e\} - [R_e] \{P_e\} = \{F_e\} \quad (4.90)$$

As Equações 4.90 e 4.84 descrevem as equações discretizadas de elementos finitos completas para problema de interação fluido-estrutura e são escritas de forma reunida como:

$$\begin{bmatrix} [M_e] & [0] \\ [M^{fs}] & [M_e^p] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\ddot{u}_e\} \\ \{\ddot{P}_e\} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} [C_e] & [0] \\ [0] & [C_e^p] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\dot{u}_e\} \\ \{\dot{P}_e\} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} [K_e] & [K^{fs}] \\ [0] & [K_e^p] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{u_e\} \\ \{P_e\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{F_e\} \\ \{0\} \end{Bmatrix} \quad (4.91)$$

onde

$$[M^{fs}] = \rho_f [R_e]^T \quad (4.92)$$

$$[K^{fs}] = -[R_e] \quad (4.93)$$

Para um problema envolvendo interação fluido-estrutura, portanto, o elemento fluido acústico irá gerar todas as matrizes com sobrescrito p em adição às submatrizes de acoplamento $\rho_f [R_e]^T$ e $[R_e]$. Submatrizes sem um sobrescrito irão ser geradas pelo elemento estrutural compatível utilizado no modelo.

Em função de simplificações adotadas nessa formulação o sistema fundação funciona como se fosse um subsistema do sistema estrutural, ou seja as equações finais desses dois sistemas formarão um único como será mostrado a seguir:

Especificamente neste trabalho, o sistema estrutural inclui tanto a barragem em arco como a rocha de fundação. Assim, a equação 4.90 pode ser fatorada e escrita como:

$$\begin{bmatrix} [M_e^d] & [0] \\ [0] & [M_e^g] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\ddot{u}_e^d\} \\ \{\ddot{u}_e^g\} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} [C_e^d] & [0] \\ [0] & [C_e^g] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\dot{u}_e^d\} \\ \{\dot{u}_e^g\} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} [K_e^d] & [0] \\ [0] & [K_e^g] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{u_e^d\} \\ \{u_e^g\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{F_e^d\} \\ \{F_e^g\} \end{Bmatrix} \quad (4.94)$$

Em que o elemento estrutural da barragem em arco irá gerar todas as matrizes com sobrescrito d e o elemento estrutural da rocha de fundação irá gerar todas as matrizes com sobrescrito g .

A Equação 4.91 pode ser reescrita como

$$[M]\{\ddot{\delta}\} + [C]\{\dot{\delta}\} + [K]\{\delta\} = \{F\} \quad (4.95)$$

onde as matrizes $[M]$, $[C]$ e $[K]$ são matrizes genéricas que são análogas as matrizes de massa, amortecimento e rigidez de um sistema não-acoplado, com diferença na

configuração da matriz. O vetor $\{\delta\}$ envolve todos os graus de liberdade do sistema (deslocamentos e pressões). $\{F\}$ é o vetor de força.

A Equação 4.95 representa o caso mais completo para o problema fluido-estrutura. No entanto, para simplificar o problema de vibrações livres, pode-se eliminar a matriz $[C]$ que envolve o amortecimento estrutural e a condição de radiação no infinito, ao mesmo tempo fazer $\{F\} = \{0\}$.

Além disso, os deslocamentos na estrutura e as pressões no fluido variam harmonicamente no tempo, com uma mesma frequência circular ω . Dessa maneira, é possível, transformando por Fourier, escrever a derivada segunda temporal $\{\ddot{\delta}\}$ em função de $\{\delta\}$, ou seja,

$$\{\ddot{\delta}\} = -\omega^2\{\delta\} \quad (4.96)$$

Então, a Equação 4.95 fica,

$$([K] - \omega^2[M])\{\delta\} = \{0\} \quad (4.97)$$

A Equação 4.97 está na forma clássica do problema de autovalores e autovetores. A solução dessa equação fornece as frequências naturais de vibração do sistema e as respectivas deformadas modais.

Em um problema de acústica pura, a Equação 4.97 é simplificada para

$$([K^p] - \omega^2[M^p])\{P\} = \{0\} \quad (4.97)$$

Em vibração forçada, $\{F\}$ é uma função do tempo.

4.4 ANSYS

A modelagem numérica de todos os casos foi feita no software ANSYS que é baseado no método dos elementos finitos (MEF) com o qual foi possível determinar as respostas dos modelos e assim comparar estes resultados com os valores obtidos pelas formulações numéricas disponíveis na literatura.

Em geral, uma solução de elementos finitos pode ser dividida nas três fases seguintes:

- *Pré-processamento*: definição do problema. As principais etapas do pré-processamento são: (1) definir *keypoints*, linhas, áreas, volumes, (2) definir o tipo de elemento e as propriedades dos materiais e geométricas e (3) malhar as linhas, áreas, volumes, conforme necessário;
- *Solução*: atribuição de cargas, restrições e solução do conjunto de equações resultante; e
- *Pós-processamento*: processamento posterior e visualização dos resultados.

4.4.1 Análises modal, harmônica e transiente

A análise modal é utilizada para determinar frequências naturais e modos de vibração. Há muitos métodos numéricos para extração de modos. Os métodos utilizados neste trabalho foram: *Block Lanczos* e *Unsymmetric*.

O método *Block Lanczos* é utilizado para a determinação de autovalores e autovetores associados a matrizes simétricas, como nos casos das análises modais da estrutura e do fluido desacoplados. O algoritmo de *Lanczos* com mudança de bloco é uma variação do algoritmo clássico de *Lanczos*, onde as repetições de *Lanczos* são realizadas usando um bloco de vetores, em oposição a um único vetor. É altamente preciso porque utiliza as matrizes de rigidez e massa completas.

O método *Unsymmetric*, que também utiliza as matrizes de rigidez e massa completas, destina-se a problemas onde essas matrizes são assimétricas, como em problemas de acoplamento acústico-estrutural. Utiliza o algoritmo de *Lanczos* que calcula autovalores e autovetores complexos se o sistema é não-conservativo. A parte real do autovalor representa a frequência natural e a parte imaginária é uma medida da estabilidade do

sistema - um valor negativo significa que o sistema é estável, enquanto que um valor positivo significa que o sistema é instável.

A análise da resposta harmônica é uma técnica utilizada para determinar a resposta de estado estacionário de uma estrutura linear a cargas que variam sinusoidalmente (harmonicamente) com o tempo. A análise dinâmica transiente é uma técnica utilizada para determinar a resposta dinâmica de uma estrutura sob a ação de quaisquer cargas gerais tempo-dependentes.

Dois métodos de análise da resposta harmônica ou transiente estão disponíveis no ANSYS: *full* (completo) e *mode superposition* (superposição modal).

O método utilizado neste trabalho é o *full method*. Esse método utiliza as matrizes completas do sistema para calcular a resposta harmônica ou transiente (sem redução de matrizes).

4.4.2 Análise de resultados

Segundo Campos Junior (2011), quanto ao pós-processamento e análise de resultados devem ser observados os seguintes pontos:

- As respostas numéricas podem ser explicitadas por nós ou por elementos;
- No degradê de cores para ilustrações das respostas nodais e de elementos em 2D e 3D é utilizado um plotador gráfico cujas faixas estão no *default* do programa, consistindo na divisão de nove zonas de cores;
- Para os nós, o plotador gráfico utiliza a média entre estes para exposição da solução numérica. Para o elemento, pode-se optar por utilizar a média entre os nós do elemento ou não.

As designações de cores para os *Contour Displays* (*displays* de contorno) apresentam a seguinte ordem:



Figura 4.2 - Designações de cores para os *Contour Displays*

A interpretação dos resultados gráficos requer o conhecimento prévio da sequência de cores e de dados como condições de contorno ou simetria do caso analisado.

4.5 ELEMENTOS UTILIZADOS

Modelos tridimensionais foram construídos com elementos sólidos (SOLID95) para a barragem de concreto e a rocha de fundação, elementos de fluido acústico (FLUID30) para o reservatório de água e elementos acústicos absorventes (FLUID130) para o domínio longínquo do reservatório. Alguns aspectos desses elementos obtidos a partir da biblioteca do programa são apresentados a seguir.

4.5.1 SOLID95

O elemento SOLID95 é utilizado para modelagem 3D de estruturas sólidas. Pode suportar formas irregulares sem grande perda de precisão. Elementos SOLID95 têm formas de deslocamento compatíveis e são bem adequados para modelar limites curvos. O elemento é definido por 20 nós (I, J, K, L, M, N, O, P, Q, R, S, T, U, V, W, X, Y, Z, A, B) com três graus de liberdade por nó: translações nas direções x , y e z nodais (UX, UY, UZ). O elemento pode ter qualquer orientação espacial.

A geometria, localizações dos nós e o sistema de coordenadas para esse elemento são mostrados na Figura 4.3. As faces do elemento são apresentadas pelos números circulados: face 1 (J-I-L-K), face 2 (I-J-N-M), face 3 (J-K-O-N), face 4 (K-L-P-O), face 5 (L-I-M-P) e face 6 (M-N-O-P). Um elemento em forma de prisma pode ser formado, definindo os mesmos números de nós para os nós K, L e S, nós A e B e nós O, P e W. Um elemento em forma tetraédrica e um elemento em forma piramidal podem também ser formados.

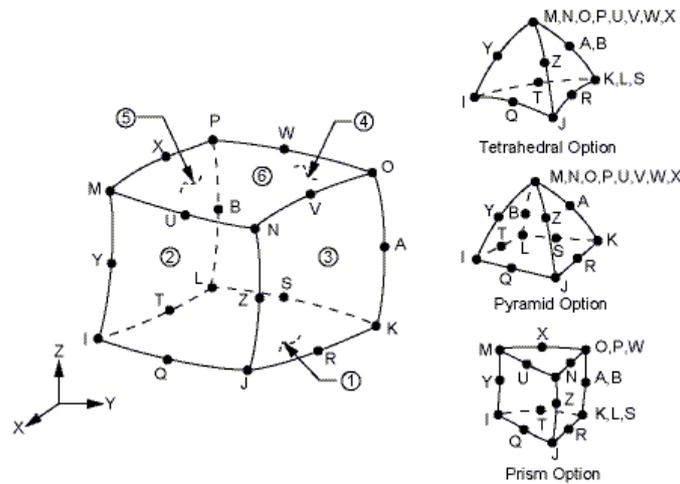


Figura 4.3 - Geometria do elemento SOLID95
(Biblioteca ANSYS)

4.5.2 FLUID30

O elemento FLUID30 é utilizado para modelar o meio fluido e a interface em problemas de interação fluido-estrutura. A equação que rege problemas acústicos, a equação de onda 3D, foi discretizada levando em conta o acoplamento da pressão acústica e do movimento estrutural na interface. O elemento tem oito nós de canto (I, J, K, L, M, N, O, P) com quatro graus de liberdade por nó: translações nas direções x , y e z nodais e pressão (UX, UY, UZ, PRES). As translações, no entanto, são aplicáveis apenas nos nós que se encontram na interface. Efeitos de aceleração, como em problemas de *sloshing*, podem ser incluídos. O elemento possui a capacidade de incluir amortecimento de material absorvente de som na interface.

A geometria, localização dos nós e o sistema de coordenadas para este elemento são mostrados na Figura 4.4. As faces do elemento são apresentadas pelos números circulos: face 1 (J-I-L-K), face 2 (I-J-N-M), face 3 (J-K-O-N), face 4 (K-L-P-O), face 5 (L-I-M-P) e face 6 (M-N-O-P) Um elemento em forma de prisma pode ser formado, definindo os mesmos números de nó para os nós K e L e nós O e P. Um elemento em forma tetraédrica pode também ser formado.

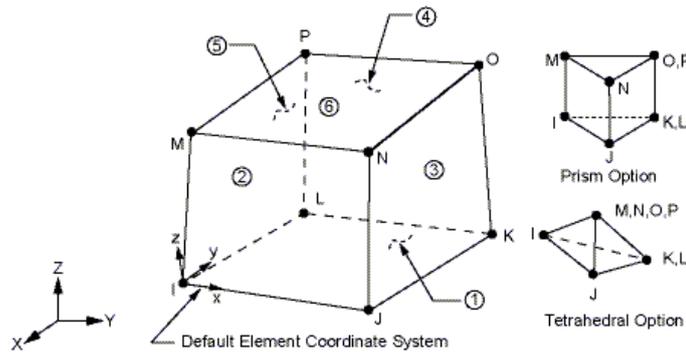


Figura 4.4 - Geometria do elemento FLUID30
(Biblioteca ANSYS)

4.5.3 FLUID130

O FLUID130 foi desenvolvido como um elemento complementar para FLUID30, FLUID220 (elemento sólido de 20 nós fluido acústico 3D) e FLUID221 (elemento sólido de 10 nós fluido acústico 3D). Destina-se a ser usado como uma envoltória para um modelo feito de elementos finitos FLUID30, FLUID220 e FLUID221. Ele simula os efeitos absorventes de um domínio fluido que se estende até o infinito além do limite do domínio dos elementos finitos feitos de elementos FLUID30, FLUID220 e FLUID221. O FLUID130 realiza uma condição de limite de absorção de segunda ordem de modo que uma onda de pressão de saída atingindo o limite do modelo é "absorvida" com reflexões mínimas de volta ao domínio fluido. O elemento pode ser usado para modelar o limite de regiões fluidas 3-D e, como tal, é um elemento de superfície plano; tem quatro nós com um grau de liberdade de pressão por nó. O FLUID130 pode ser usado em análises transientes, harmônicas e modais. As aplicações típicas incluem acústica estrutural, controle de ruído, acústica subaquática, etc.

A geometria, os locais dos nós e o sistema de coordenadas para este elemento são mostrados na Figura 4.5. O elemento é definido por quatro nós (I, J, K, L) ou oito nós (I, J, K, L, M, N, O, P). Um elemento triangular pode ser formado definindo números de nó K e L duplicados. O elemento deve estar no limite esférico de um domínio de fluido acústico, malhado usando elementos FLUID30, FLUID220 e FLUID221, com raio RAD e centro localizado em ou próximo ao centro da estrutura. O raio RAD deve ser fornecido através das constantes reais.

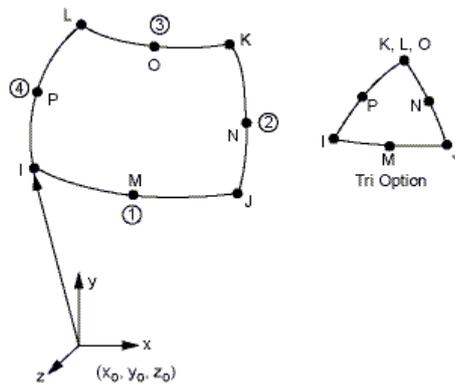


Figura 4.5 - Geometria do elemento FLUID130
(Biblioteca ANSYS)

4.5.4 Funções de forma

As funções dadas estão relacionadas com as quantidades nodais por: u (translação na direção x ou s), v (translação na direção y ou t), w (translação na direção z ou r) e P (pressão).

As correspondências vetoriais não são exatas, uma vez que, por exemplo u , v e w estão no sistema de coordenadas do elemento, ao passo que UX , UY e UZ representam movimentos no sistema de coordenadas nodal. Geralmente, o sistema de coordenada do elemento é o mesmo que o sistema cartesiano global, exceto em elementos de linha, onde movimentos u são movimentos axiais, e v e w são movimentos transversais e em elementos de casca, onde u e v são movimentos no plano e w é o movimento fora do plano.

Variáveis subscritas tais como u_j referem-se ao movimento u no nó J . Quando essas mesmas variáveis têm números como subscritos (por exemplo, u_1) referem-se a variáveis sem nó para funções de forma extra. As coordenadas s , t e r são normalizadas, indo de $-1,0$ em um lado do elemento à $+1,0$ no outro, e não são necessariamente ortogonais uma a outra.

As funções de forma a seguir são usadas para elementos sólidos de 20 nós tal como SOLID95 (Figura 4.6):

$$u = \frac{1}{8} \begin{bmatrix} u_I(1-s)(1-t)(1-r)(-s-t-r-2) + \\ u_J(1+s)(1-t)(1-r)(s-t-r-2) + \\ u_K(1+s)(1+t)(1-r)(s+t-r-2) + \\ u_L(1-s)(1+t)(1-r)(-s+t-r-2) + \\ u_M(1-s)(1-t)(1+r)(-s-t+r-2) + \\ u_N(1+s)(1-t)(1+r)(s-t+r-2) + \\ u_O(1+s)(1+t)(1+r)(s+t+r-2) + \\ u_P(1-s)(1+t)(1+r)(-s+t+r-2) \end{bmatrix} + \frac{1}{4} \begin{bmatrix} u_Q(1-s^2)(1-t)(1-r) + \\ u_R(1+s)(1-t^2)(1-r) + \\ u_S(1-s^2)(1+t)(1-r) + \\ u_T(1-s)(1-t^2)(1-r) + \\ u_U(1-s^2)(1-t)(1+r) + \\ u_V(1+s)(1-t^2)(1+r) + \\ u_W(1-s^2)(1+t)(1+r) + \\ u_X(1-s)(1-t^2)(1+r) + \\ u_Y(1-s)(1-t)(1-r^2) + \\ u_Z(1+s)(1-t)(1-r^2) + \\ u_A(1+s)(1+t)(1-r^2) + \\ u_B(1-s)(1+t)(1-r^2) \end{bmatrix} \quad (4.98)$$

$$v = \frac{1}{8} [v_I(1-s)... \text{(análogo a } u)] \quad (4.99)$$

$$w = \frac{1}{8} [w_I(1-s)... \text{(análogo a } u)] \quad (4.100)$$

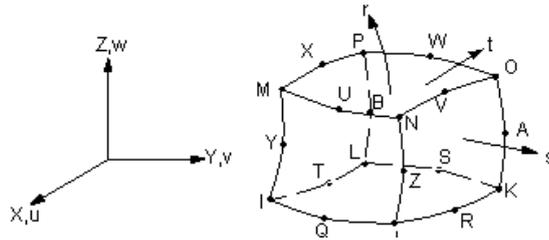


Figura 4.6 - Elemento *brick* de 20 nós (ANSYS)

As funções de forma a seguir são para elementos *bricks* de 8 nós sem funções de forma extras tal como FLUID30, opção hexaédrica (Figura 4.7):

$$u = \frac{1}{8} \begin{bmatrix} u_I(1-s)(1-t)(1-r) + \\ u_J(1+s)(1-t)(1-r) + \\ u_K(1+s)(1+t)(1-r) + \\ u_L(1-s)(1+t)(1-r) + \\ u_M(1-s)(1-t)(1+r) + \\ u_N(1+s)(1-t)(1+r) + \\ u_O(1+s)(1+t)(1+r) + \\ u_P(1-s)(1+t)(1+r) \end{bmatrix} \quad (4.101)$$

$$v = \frac{1}{8}[v_I(1-s)... \text{(análogo a } u)] \quad (4.102)$$

$$w = \frac{1}{8}[w_I(1-s)... \text{(análogo a } u)] \quad (4.103)$$

$$P = \frac{1}{8}[P_I(1-s)... \text{(análogo a } u)] \quad (4.104)$$

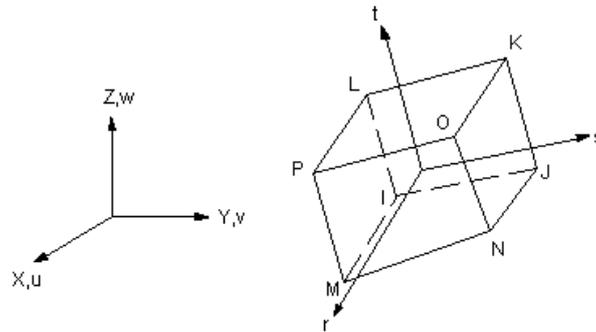


Figura 4.7 - Elemento *brick* de 8 nós (ANSYS)

4.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo foram apresentadas as formulações para solução numérica do problema através do MEF. Foram deduzidas as equações dinâmicas discretizadas de elementos finitos completas dos sistemas estrutural e fluido acústico, separadas e reunidas no problema de interação fluido-estrutura. Foram também apresentados aspectos computacionais, tais como métodos de análise, elementos da biblioteca do programa ANSYS utilizados - SOLID95, para a barragem e para a rocha, FLUID30, para o reservatório e FLUID130, para o contorno longínquo.

5 ELEMENTOS DE BASE PARA A ANÁLISE DO SISTEMA BRF

5.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo serão apresentados o sistema barragem em arco-reservatório de água-rocha de fundação *Morrow Point*, seus pressupostos e idealização e os parâmetros de análise utilizados.

5.2 SISTEMA BRF

5.2.1 Propriedades Físicas e Geométricas

Baseado em Tan e Chopra (1996), a estrutura analisada neste trabalho é a barragem *Morrow Point*, barragem em arco com dupla curvatura de concreto localizada no rio Gunnison, Colorado, EUA, mostrada na Figura 5.1.

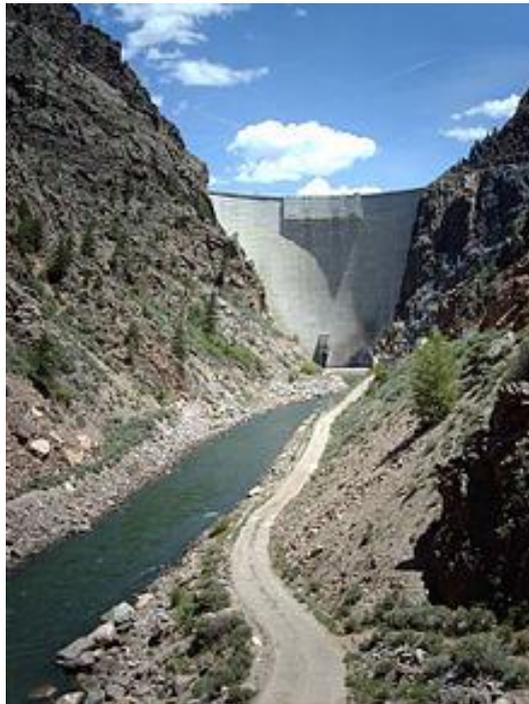


Figura 5.1 - Barragem *Morrow Point*

(<https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/thumb/3/37/Morrowdam.JPG/800px-Morrowdam.JPG>)

A Tabela 5.1 trás alguns detalhes do sistema *Morrow Point*

Tabela 5.1 – Detalhes do Sistema *Morrow Point*

Geral	
Local	Cimarron, Gunisson County, Colorado, EUA
Longitude	-107.53812789916992
Latitude	38.45179852589292
Operador	U.S. Bureau of Reclamation
Construção original	1963-1968
Construção modificada	1970
Barragem e Vertedouros	
Tipo	Dupla curvatura, em arco delgada de concreto
Curso d'água	Rio Gunisson
Altura	143 m
Comprimento	221 m
Largura (crista)	3,70 m
Volume da barragem	279.200 m ³
Tipo de vertedouro	Quatro orifícios de queda livre no centro da face da barragem comandados por comportas de rodas fixas.
Capacidade do vertedouro	1.200 m ³ /s
Reservatório	
Reservatório	<i>Morrow Point</i>
Capacidade total	0,14455 km ³
Área de contribuição	9.520 km ²
Área de superfície	331 ha
Estação de Energia	
Altura piezométrica	126 m
Turbinas	2 x 86,667 MW
Capacidade instalada	173,3 MW
Geração anual	269.193.371 KWh

Fonte: <https://www.usbr.gov/projects/index.php?id=197>

As dimensões da barragem *Morrow Point*, segundo Hall e Chopra (1983), são apresentadas na Tabela 5.2 e na Figura 5.2, que trás também o modelo analisado, em que y é a altura, B é a largura da seção transversal a partir do eixo (ver Figura 3.2a), R é o raio, dados em metros (m), medidos na seção transversal central, o índice m significa montante, o índice j , jusante e θ_0 é o semi-ângulo central dos arcos, em graus. A coluna cor indica a cor de plotagem dos arcos e medidas nas Figuras 5.2 (a) e (b).

Tabela 5.2 - Dimensões da barragem *Morrow Point* (Hall e Chopra, 1983, modificado)

y (m)	B_m (m)	B_j (m)	R_m (m)	R_j (m)	θ_0 °	Cor
141,73	0,00	3,66	114,30	110,64	56,20	Vermelho
113,39	8,81	1,95	107,53	96,35	47,85	Laranja
85,04	14,11	0,24	99,03	78,64	39,50	Verde
56,69	16,12	-0,79	90,37	64,25	33,00	Cyan
28,35	14,94	0,82	81,29	52,21	26,50	Azul
0,00	10,49	5,24	71,57	41,64	13,25	Magenta

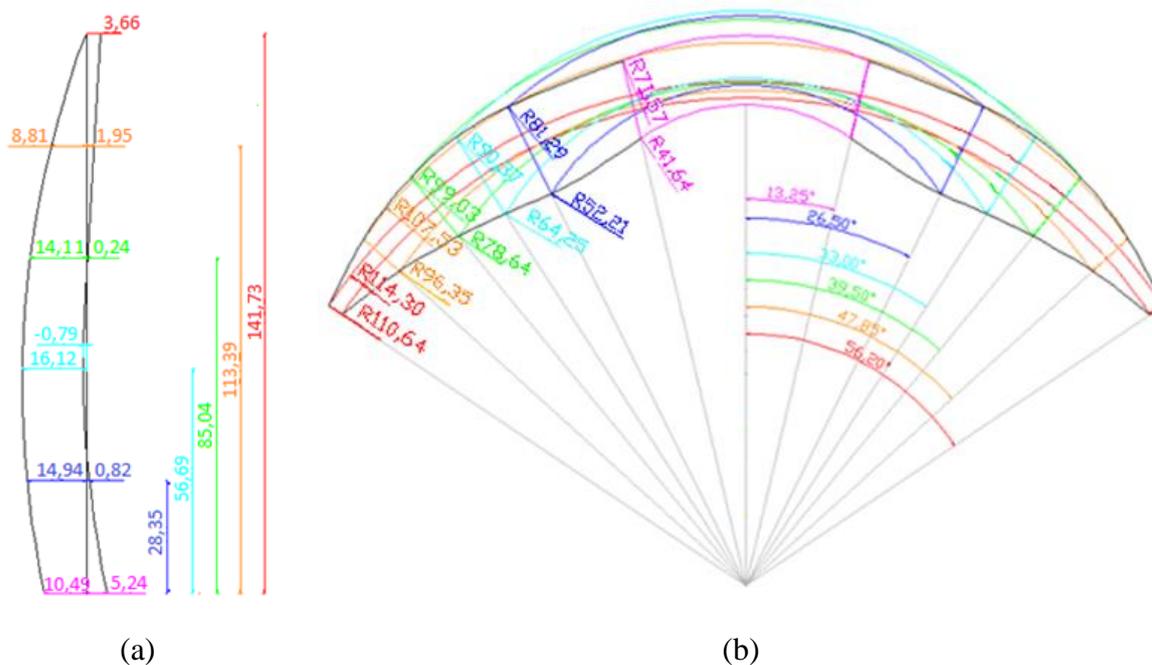


Figura 5.2 - (a) Seção transversal central, (b) planta superior da barragem *Morrow Point*

A Figura 5.3 apresenta os modelos discretizados do sistema barragem-fundação e barragem-reservatório-fundação utilizados nas análises em elementos finitos. Os modelos estão aqui representados para melhor compreensão dos parâmetros do sistema. A modelagem, o malhamento, a verificação e a validação dos modelos são apresentados em detalhes no capítulo 7.

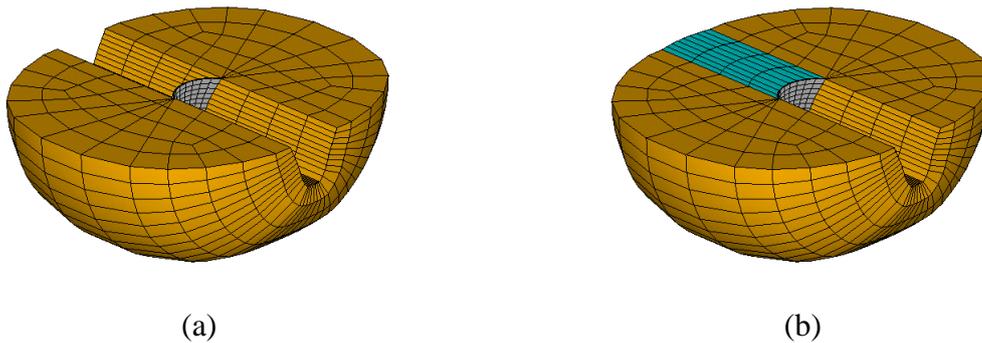


Figura 5.3 – Modelos do sistema: (a) barragem-fundação e (b) barragem-reservatório-fundação da barragem *Morrow Point*

Sendo a largura da base (B_2) igual a 15,73 m e a altura (H_B) igual a 141,73 m na seção transversal central da barragem, o coeficiente de boa conformação (B_2/H_B) é igual a 0,111. A barragem é caracterizada como delgada ($B_2/H_B < 0,2$), alta ($H_B > 100$ m), em dupla curvatura e elástica apoiada em suportes laterais. Sendo o comprimento da barragem em arco ao longo da crista (L) igual a 220,48 m, o coeficiente de sítio (L/H_B) é igual a 1,556, caracterizando um vale estreito - V.

O concreto da barragem *Morrow Point* apresenta as seguintes propriedades físicas:

- Módulo de Young $E_e = 27,58$ GPa;
- Relação de Poisson $\nu_e = 0,2$;
- Massa específica $\rho_e = 2.483$ kg/m³.

A rocha de fundação apresenta as seguintes propriedades físicas:

- Relação de Poisson $\nu_f = 0,2$;
- Massa específica $\rho_f = 2.643$ kg/m³.

O módulo de Young da rocha de fundação E_f é variável de acordo com o caso analisado. A Tabela 5.3 apresenta a relação entre os módulos de Young da fundação e da estrutura e os valores absolutos do módulo de Young da fundação.

Tabela 5.3 - Módulos de Young da rocha de fundação adotados

E_f/E_e	E_f (GPa)
∞	1E20 Pa
2	55,16
1	27,58
$\frac{1}{2}$	13,79
$\frac{1}{4}$	6,895
$\frac{1}{5}$	5,516

As propriedades físicas da água são:

- Velocidade do som na água $c_a = 1.440$ m/s;
- Massa específica $\rho_a = 1.000$ kg/m³.

5.2.2 Condições de Contorno

A Figura 5.4 apresenta o corte longitudinal vertical central do sistema barragem-reservatório-fundação e as condições de contorno adotadas que serão detalhadas a seguir.

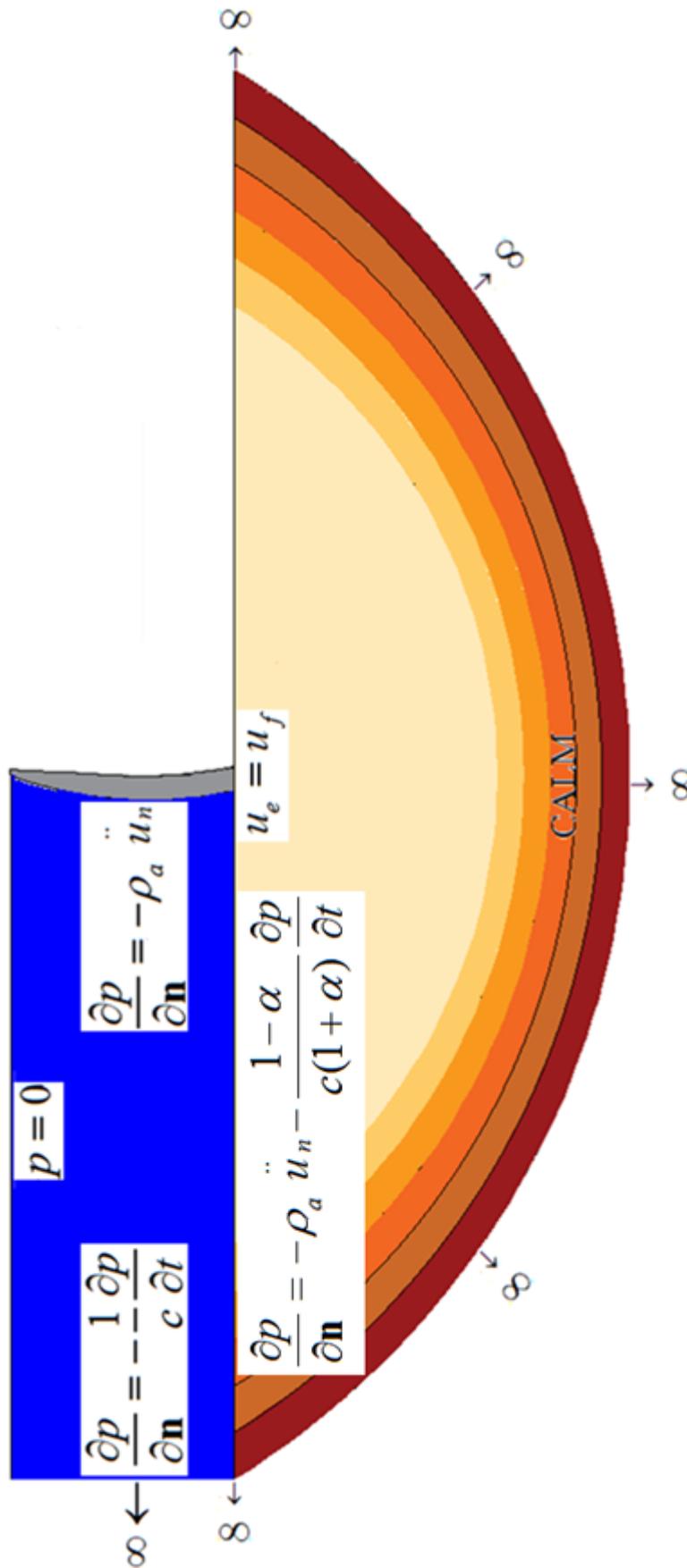


Figura 5.4 - Sistema barragem-reservatório-fundação e as condições de contorno adotadas

A Figura 5.5 destaca o subsistema reservatório 3D cujas condições de contorno são pormenorizadas a seguir.

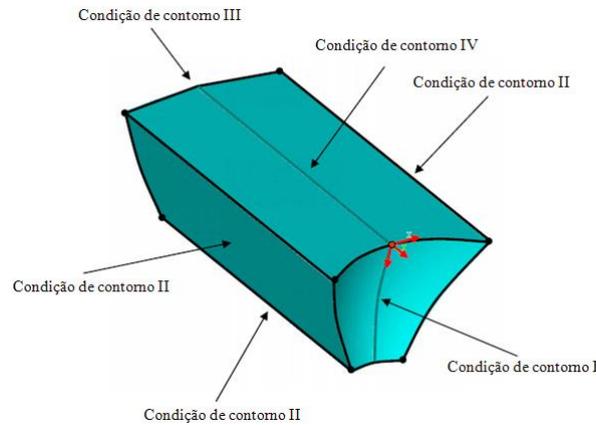


Figura 5.5 - Condições de contorno do reservatório (Seyedpoor *et al.*, 2009)

I. No contorno da interface barragem-reservatório quando da análise do sistema acoplado, foi introduzida a condição fluido-estrutura:

$$\frac{\partial p}{\partial \mathbf{n}} = -\rho_a \ddot{u}_n \quad (5.1)$$

onde \mathbf{n} é um vetor unitário normal à interface, \ddot{u}_n é a aceleração normal na interface e ρ_a é a massa específica da água.

II. Na parte inferior e nas laterais dos reservatórios foram introduzidas as condições de contorno fluido-fundação e de absorção dos materiais no fundo e lados do reservatório:

$$\frac{\partial p}{\partial \mathbf{n}} = -\rho_a \ddot{u}_n - \frac{1-\alpha}{c(1+\alpha)} \frac{\partial p}{\partial t} \quad (5.2)$$

onde α denota o coeficiente de reflexão de onda que entra na condição de contorno de absorção ao longo do fundo e laterais do reservatório. O coeficiente de reflexão de onda pode, teoricamente, variar dentro dos valores limites de 1 a -1. Os valores de $\alpha = 1$ e $\alpha = -1$ correspondem a materiais de contorno do reservatório não-absorventes e muito moles, respectivamente. Acredita-se que valores de α de 1 a 0 cobririam a vasta gama de

materiais encontrados nos contornos de reservatórios reais. Neste trabalho, são analisados 2 casos: $\alpha = 1$ (contorno do reservatório não-absorvente) e $\alpha = 0,5$.

III. A condição de contorno na extremidade do reservatório oposta à barragem - fronteira longínqua - é a de radiação no infinito:

$$\frac{\partial p}{\partial \mathbf{n}} = -\frac{1}{c} \frac{\partial p}{\partial t} \quad (5.3)$$

IV. Na superfície livre, as ondas de superfície foram desprezadas e a condição de contorno foi considerada aberta:

$$p = 0 \quad (5.4)$$

No que se refere a interface entre a estrutura e a fundação, os deslocamentos nodais são afins:

$$\mathbf{u}_e = \mathbf{u}_f \quad (5.5)$$

onde \mathbf{u}_e é o vetor deslocamento nodal da estrutura da barragem e \mathbf{u}_f é o vetor deslocamento nodal da fundação.

Vale ressaltar que não foram utilizados elementos de contato do ANSYS na interface barragem-fundação, uma vez que não será considerada fricção no modelo e a interação entre os corpos é sempre contígua.

No contorno da fundação, uma vez que a biblioteca do software ANSYS 14 não dispõe de um elemento sólido infinito para análise de problemas em meio sólido, é proposto nesta tese um sistema de camada absorvente projetado em seus limites: o Método de Camada Absorvente de Caughey (“CALM” do inglês *Caughey Absorbing Layer Method*). Essa camada absorvente é modelada com propriedades apropriadas de amortecimento (coeficientes de amortecimento de Rayleigh/Caughey) a fim de atenuar as reflexões espúrias nos limites da rocha.

Os nós no contorno finito do modelo da fundação foram considerados fixos.

5.3 SOLICITAÇÃO SÍSMICA

O movimento do solo registrado em *Taft Lincoln School Tunnel* durante o terremoto em *Kern County*, California, EUA de 21 de julho de 1952, foi selecionado para a análise dinâmica da barragem *Morrow Point*. Os movimentos do solo agindo nas direções montante, transversal e vertical são definidos, respectivamente, como componentes S69E, S21W (ou N21E) e vertical do movimento do solo registrado. Os picos de aceleração são 0,17931g, 0,15566g e 0,10489g para as três componentes, respectivamente. Os registros, dados em g, são apresentados nas Figuras 5.6, 5.7 e 5.8.

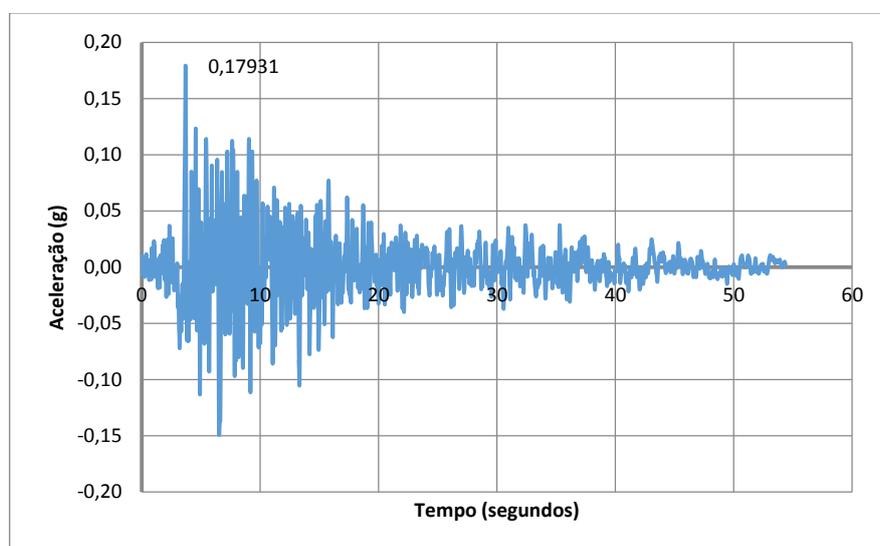


Figura 5.6 - Componente S69E do terremoto de *Taft*: registro aceleração x tempo (http://nisee.berkeley.edu/data/strong_motion/caltech/volume1.d/taft_1952_s69e)

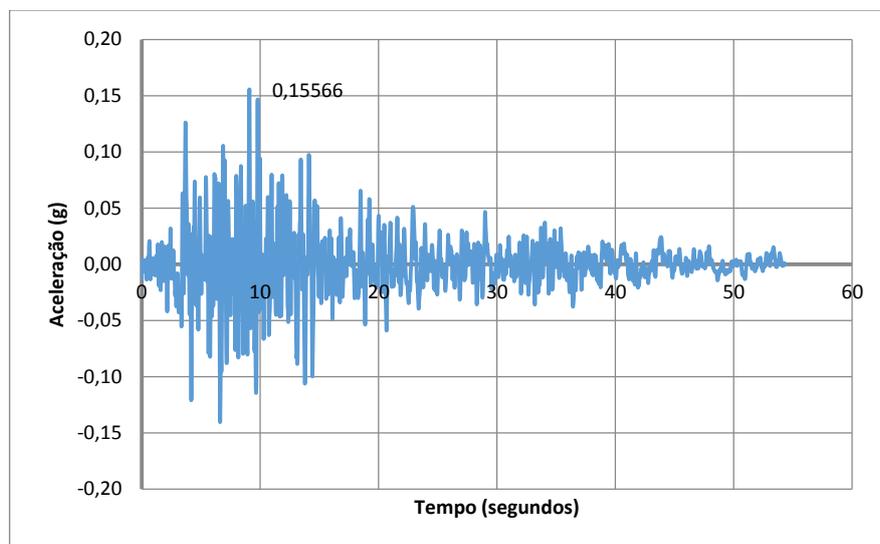


Figura 5.7 - Componente S21W do terremoto de *Taft*: registro aceleração x tempo

(http://nisee.berkeley.edu/data/strong_motion/caltech/volume1.d/taft_1952_n21e)

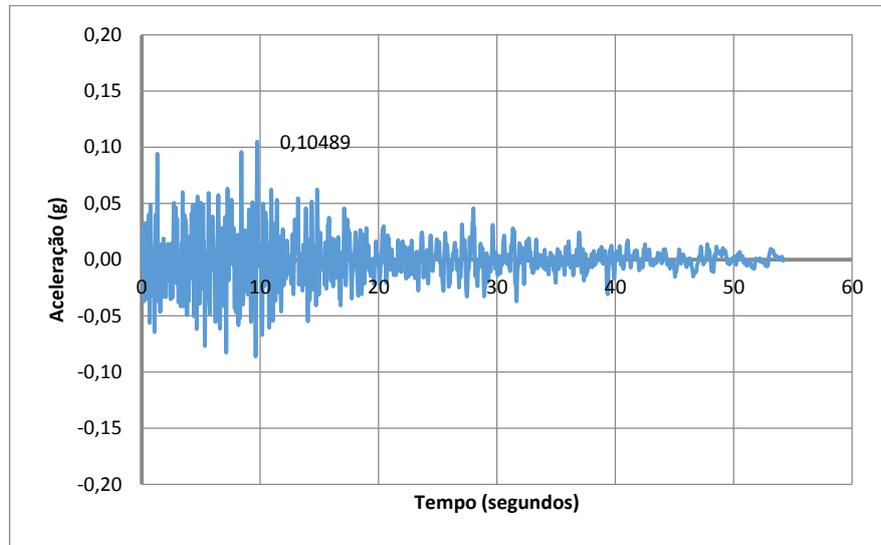


Figura 5.8 - Componente vertical do terremoto de *Taft*: registro aceleração x tempo
(http://nisee.berkeley.edu/data/strong_motion/caltech/volume1.d/taft_1952_vert)

Os espectros de frequência da excitação nas direções montante, transversal e vertical, dados em g, são apresentados nas Figuras 5.9, 5.10 e 5.11.

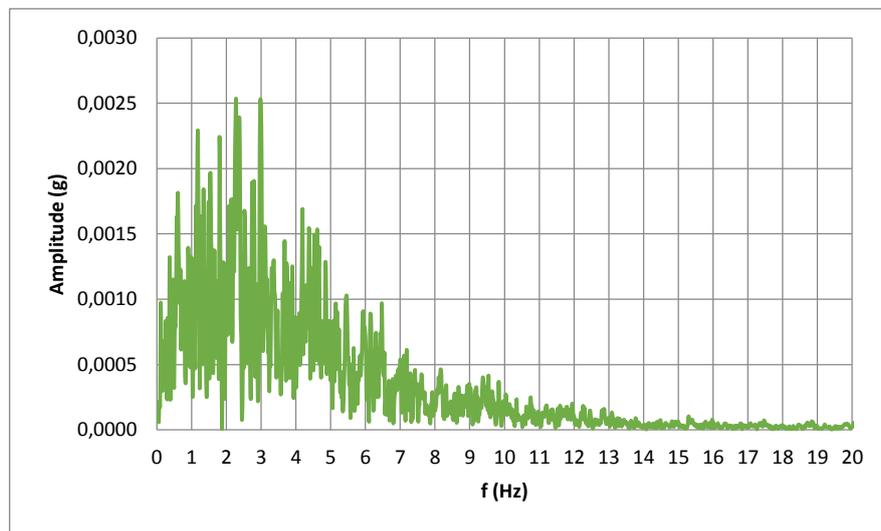


Figura 5.9 - Componente S69E do terremoto de *Taft*: espectro de frequências da excitação

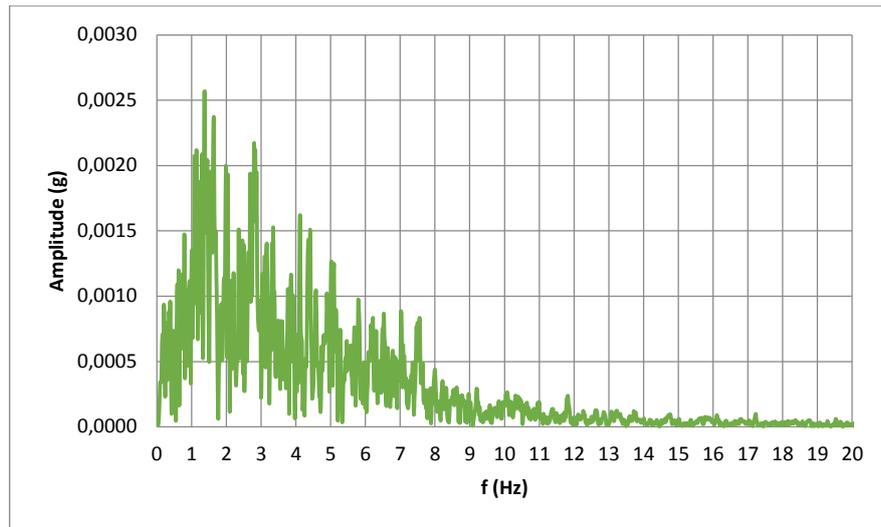


Figura 5.10-Componente S21W do terremoto de *Taft*: espectro de frequências da excitação

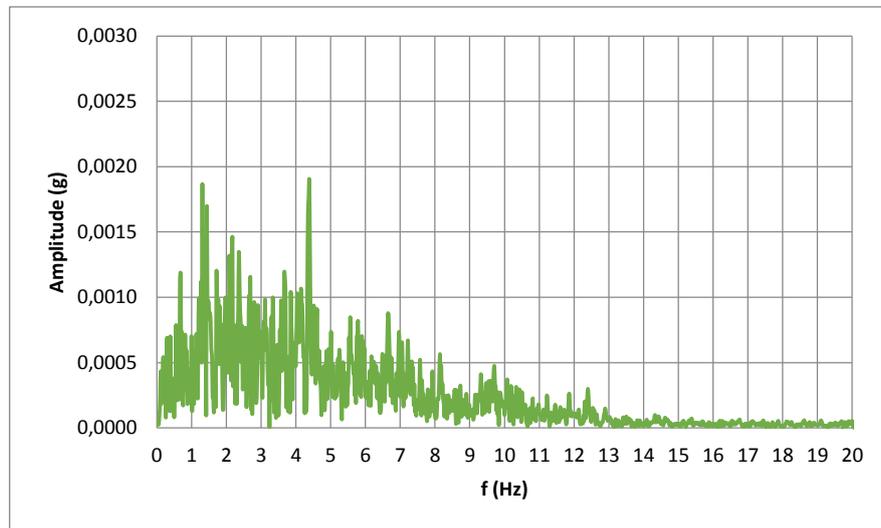


Figura 5.11 - Componente vertical do terremoto de *Taft*: espectro de frequências da excitação

5.4 COMPONENTES DOS SUBSISTEMAS ENVOLVIDOS

Um dos requisitos mais importantes na análise de uma barragem em arco é desenvolver modelos representativos precisos do comportamento real 3-D dos sistemas envolvidos considerando um volume apropriado da fundação e do reservatório além do formato da estrutura da barragem.

Baseado em Tan e Chopra (1995), o sistema consiste em uma barragem em arco de concreto apoiada em uma rocha de fundação flexível em um cânion e confinando um reservatório de água na direção montante. Embora barragens em arco sejam geralmente

construídas em um banco estreito do cânion, neste estudo o cânion é suposto infinitamente longo com uma seção transversal arbitrária, mas uniforme, em um semi-espço homogêneo viscoelástico. A seção transversal é definida pela interface barragem-rocha de fundação.

Há basicamente dois métodos disponíveis que solucionam o problema proposto nesta tese: o método da subestrutura, no domínio da frequência - utilizado por Tan e Chopra (1996) -, em que estrutura, reservatório e fundação são representados como modelos independentes conectados por forças de interação de igual amplitude mas agindo em direções opostas nas subestruturas, e o método direto em elementos finitos, no domínio do tempo - utilizado neste trabalho -, em que estrutura, reservatório e fundação são combinados. Segundo Chopra (2017), nenhum dos métodos fornece uma solução totalmente satisfatória. O método da subestrutura exige softwares de uso específico, possui um tratamento analítico rigoroso de domínios ilimitados e se restringe a análises lineares. O método dos elementos finitos pode ser realizado via softwares comerciais, e executa análises não-lineares, porém a modelagem dos domínios ilimitados e a entrada do terremoto não são sempre satisfatórias. A Figura 5.12 apresenta a representação do sistema barragem-reservatório-fundação segundo as duas abordagens.

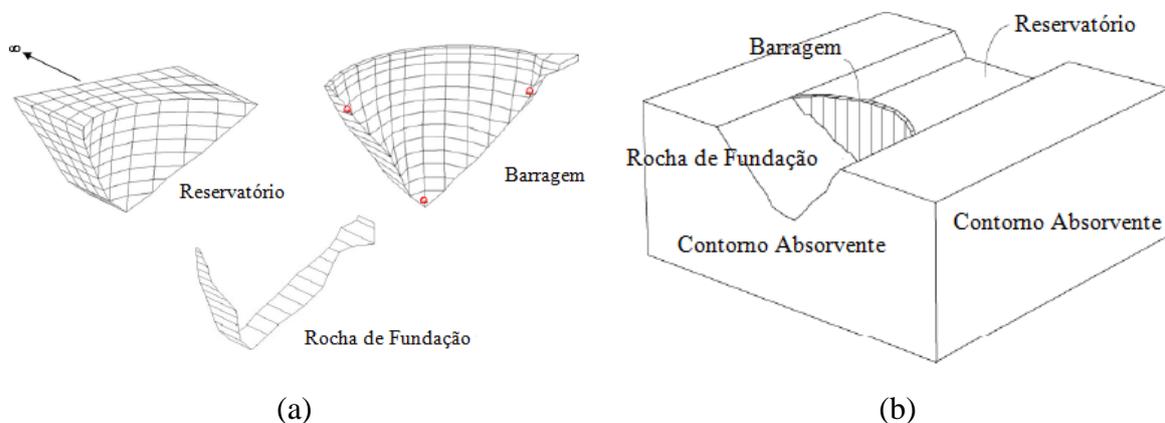


Figura 5.12 - Representação do sistema barragem-reservatório-fundação segundo as abordagens (a) subestrutural e (b) direta pelo MEF (Chopra, 2017, modificada)

5.4.1 Barragem em Arco

Barragens em arco são sistemas 3D constituídos por arcos de concreto suportados por uma rocha de fundação flexível e por um represamento de um reservatório de água. Um dos requisitos mais importantes na análise da barragem em arco é desenvolver modelos

representativos precisos do comportamento real 3D do sistema. Em uma análise linear-elástica, a barragem em arco é modelada como uma estrutura monolítica sem permissão para a provável abertura das juntas de contração durante a excitação do terremoto.

5.4.2 Rocha de fundação

Utilizando o procedimento de elementos finitos, um modelo de fundação pode ser desenvolvido para corresponder à topografia natural da região da rocha de fundação. No entanto, tal modelo refinado normalmente não é necessário na prática. Em vez disso, um modelo prismático pode ser usado. Esse modelo de fundação é construído em planos semicirculares cortados nas paredes do cânion normal à superfície de contato barragem-fundação.

O tamanho do modelo da fundação considerado é controlado pelo raio (R_f) dos planos semicirculares. Na análise estática, R_f é selecionado de modo que os deslocamentos e tensões estáticos induzidos na barragem não sejam alterados por um aumento adicional do tamanho da fundação. Na análise dinâmica, as frequências naturais e os modos de vibração controlam a resposta da barragem ao terremoto. Portanto, o tamanho de um modelo de fundação deve ser selecionado de modo que os deslocamentos e tensões estáticos, assim como as frequências naturais e modos de vibração, sejam precisamente computados. As frequências naturais do sistema barragem-fundação decrescem à medida que o tamanho da rocha de fundação flexível cresce (Clough et al., 1985 e Fok and Chopra, 1986), mas para fundação sem massa, as mudanças são insignificantes quando o tamanho da rocha de fundação R_f é maior que uma altura da barragem, exceto para rochas de fundação com módulo de elasticidade muito baixo. Para fins práticos, um modelo de fundação sem massa com R_f igual a uma altura da barragem é adequado. Contudo, quando a razão do módulo de elasticidade da rocha pelo do concreto é menor que um meio, um modelo com R_f igual a duas vezes a altura da barragem deve ser usado. Neste trabalho, R_f foi considerado igual a três vezes a altura da barragem.

5.4.3 Interação barragem-fundação (IBF)

Quanto a interação barragem-fundação, há dois fatores principais que contribuem para este complexo problema. O primeiro é a ausência de um modelo 3D da região ilimitada da

rocha de fundação para considerar a perda de energia devido à radiação das ondas de vibração. O outro fator de contribuição está relacionado à prescrição da variação espacial da entrada sísmica na interface barragem-fundação, resultante da propagação de ondas sísmicas através da rocha de fundação e do espalhamento pela topografia do cânion. Diante dessas dificuldades, um modelo excessivamente simplificado da rocha de fundação (Clough, 1980) é utilizado tradicionalmente na prática. Esse modelo simplificado amplamente utilizado ignora os efeitos inercial e de amortecimento e considera apenas a flexibilidade da rocha de fundação.

Segundo Tan e Chopra (1995), a análise padrão comumente utilizada na prática de engenharia, que considera apenas a flexibilidade da rocha de fundação, mas ignora outros efeitos importantes da interação barragem-rocha de fundação, superestima significativamente a resposta ao terremoto de barragens em arco. Esses efeitos serão incluídos nos resultados de resposta apresentados neste trabalho. Para o problema da propagação de onda elástica propõe-se, o uso de uma camada absorvente nos contornos da rocha de fundação através de uma técnica de truncamento chamada CALM (*Caughey Absorbing Layer Method*) proposta por Semblat et al. (2011). Nesta técnica, a camada absorvente tem as propriedades mecânicas do meio de interesse, mas exibe o amortecimento de Caughey (ou Rayleigh) sintonizado para garantir que a taxa de absorção para a frequência desejada esteja acima de um valor arbitrário. Tem a vantagem de ser intrinsecamente multidirecional, ao contrário de outras técnicas de camadas absorventes. Uma vez que requer apenas a manipulação da matriz de amortecimento, pode ser facilmente implementada em softwares comerciais baseados em MEF. Esta técnica será vista em detalhes no capítulo 6.

Quanto ao problema da variação espacial da entrada sísmica, o movimento do solo de campo livre foi assumido como sendo uniforme através da interface barragem-fundação inteira, em Tan e Chopra (1996), o que não foi feito neste trabalho. O movimento do solo é detalhado no capítulo 6.

5.4.4 Reservatório de água

O reservatório por trás de uma barragem é de forma complicada, conforme ditada pela topografia natural do local, e se estende vários quilômetros na direção a montante. Neste

trabalho, o domínio fluido perto da barragem é modelado por elementos finitos líquidos; esses elementos são de água compressível e estão conectados a um canal com seção transversal uniforme que se estende até o infinito, por meio o uso de elemento acústico absorvente, para permitir que as ondas de pressão irradiem para longe da barragem.

5.4.5 Interação barragem-reservatório (IBR)

A interação entre a barragem e o reservatório de água represada é um importante fator que afeta a resposta dinâmica de barragens em arco durante tremores de terra devidos a terremotos.

5.4.6 Contorno absorvente do reservatório

Segundo Tan e Chopra (1995), o contorno de um reservatório a montante de uma barragem consiste tipicamente em aluvião, silte e algum outro material sedimentar.

Durante um longo período de tempo, os sedimentos podem depositar-se a uma profundidade significativa em alguns reservatórios. A profundidade dos sedimentos pode ser reconhecida reduzindo correspondentemente a profundidade do domínio fluido. No entanto, a influência dos sedimentos nas tensões estáticas na barragem ou nas propriedades de vibração da barragem não são consideradas na análise porque são insignificantes à medida que os sedimentos são muito moles, altamente saturados e exercem forças laterais apenas na parte mais baixa da barragem.

Os efeitos da interação entre a água represada e a rocha de fundação seriam dominados pelo aluvião e sedimentos sobrepostos, possivelmente depositados em uma profundidade significativa. Estes materiais no contorno do reservatório são altamente saturados com um baixo módulo de cisalhamento. Uma onda de pressão hidrodinâmica incidindo em tais materiais refletirá parcialmente novamente na água e refratará parcialmente, principalmente como uma onda dilatacional, na camada de materiais no contorno do reservatório. Por causa da dissipação de energia considerável que resulta do comportamento histerético e da turbulência das partículas do sedimento, a onda refratada provavelmente será absorvida na camada de sedimentos moles e saturados e essencialmente dissipada antes de atingir a rocha de fundação subjacente.

A absorção de ondas hidrodinâmicas no contorno do reservatório pode ser representada aproximadamente por um modelo unidimensional, normal ao contorno e independente da localização no contorno, que não considera explicitamente a espessura da camada de sedimento. O parâmetro fundamental que caracteriza os efeitos da absorção de ondas de pressão hidrodinâmicas no limite do reservatório é o coeficiente de admitância ou amortecimento, $q = \rho / \rho_r C_r$, em que $C_r = \sqrt{E_r / \rho_r}$ onde E_r é o módulo de Young e ρ_r é a massa unitária dos materiais no contorno do reservatório. O coeficiente de reflexão da onda α , que é a razão da amplitude da onda de pressão hidrodinâmica refletida para a amplitude de uma onda de pressão de propagação normal incidente no contorno do reservatório, está relacionado ao coeficiente de amortecimento q por $\alpha = (1 - qC) / (1 + qC)$.

O coeficiente de reflexão da onda α é uma descrição mais fisicamente significativa que q do comportamento da absorção de ondas de pressão hidrodinâmicas no contorno do reservatório. Apesar do coeficiente de reflexão da onda depender do ângulo de incidência da onda de pressão no contorno do reservatório, o valor de α para ondas normalmente incidentes é usado aqui por conveniência. O coeficiente de reflexão da onda α pode variar dentro dos valores limites de 1 e -1. Para materiais no contorno do reservatório não absorventes, $C_r = \infty$ e $q = 0$, resultando em $\alpha = 1$. Para materiais no contorno do reservatório muito moles, $C_r \rightarrow 0$ e $q = \infty$, resultando em $\alpha = -1$. Acredita-se que valores de α de 1 a 0 abrangeriam a vasta gama de materiais encontrados no contorno dos reservatórios reais.

No ANSYS, para elementos acústicos 3D, é possível aplicar o amortecimento como impedância complexa para análises harmônicas. A parte real é a resistência em Ns/m^3 se maior que 0 e é a condutância em $\text{m}^3/(\text{Ns})$ se menor que 0. A parte imaginária é a reatância em Ns/m^3 se maior que 0 e é o produto da susceptância pela frequência angular se menor que 0. Para análises transientes, a parte imaginária é ignorada. O comando em APDL é SF,,IMPD,REAL,IMAG. A razão de impedância é dada por $Z_r / Z_a = (1 + \alpha) / (1 - \alpha)$, sendo $Z_r = \rho_r c_r$ a impedância dos materiais no contorno do reservatório e $Z_a = \rho_a c_a$, a impedância característica da água. Assim, a impedância (real) a ser lançada no ANSYS na interface reservatório-fundação é $Z_r = [(1 + \alpha) / (1 - \alpha)] Z_a$, em

Ns/m³. Para o caso em que $\alpha = 0,5$, sendo $Z_a = 1.440.000$ Ns/m³ tem-se $Z_r = 4.320.000$ Ns/m³.

5.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo foi apresentado o sistema *Morrow Point* e os parâmetros de análise utilizados: as propriedades físicas e geométricas da barragem de concreto em arco com dupla curvatura de 141,73 m de altura, do reservatório e da fundação, as cargas dinâmicas - terremoto de *Taft* - aplicadas ao modelo e a idealização e os pressupostos do sistema.

6 PROPAGAÇÃO E ATENUAÇÃO DE ONDA EM DOMÍNIOS INFINITOS E APLICAÇÃO DO SISMO

6.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo, três pressupostos chave do sistema barragem-reservatório-fundação em estudo, são apresentados: o amortecimento dos subsistemas, a propagação de onda em domínios infinitos, aqui representados pelos contornos longínquos da fundação e do reservatório, e o lançamento do sismo. O destaque dado a esses pontos fundamenta-se no fato de que eles são determinantes na resposta dinâmica do sistema sob carga sísmica. As soluções encontradas para os **problemas da reflexão de ondas elásticas no contorno limitado da rocha de fundação** e do **lançamento do terremoto** são aqui enfatizadas, uma vez que são apontadas como **contribuições desta tese**. Na seção de propagação de onda em domínio infinito será feito um estudo minucioso das bases do método de absorção proposto, o CALM, através de exemplos de casos simples.

6.2 PARÂMETROS DE AMORTECIMENTO

Segundo USACE (1994), o amortecimento tem um efeito significativo na resposta de uma barragem em arco ao sismo e a outras cargas dinâmicas. A perda de energia surge de várias fontes, incluindo a estrutura de concreto em arco, a rocha de fundação e a água do reservatório. A dissipação de energia na estrutura em arco de concreto é devido ao atrito interno dentro do material de concreto e em juntas de construção. Na rocha de fundação essa perda de energia é facilitada pela propagação de ondas elásticas distante da barragem (amortecimento de radiação) e pelas perdas histeréticas devido a deslizamento em fendas e fissuras dentro do volume de rocha. Uma fonte adicional de amortecimento está associada à perda de energia devida à refração de ondas de pressão hidrodinâmicas nos materiais do fundo do reservatório e à propagação das ondas de pressão na direção a montante.

O amortecimento pode ser representado por vários parâmetros (como capacidade de amortecimento específico, fator de perda, Fator Q e relação de amortecimento) e modelos (como viscoso, histórico, estrutural e fluido). Antes de se tentar medir o amortecimento em um sistema, deve-se decidir uma representação (modelo) que caracterizará adequadamente a natureza da dissipação de energia mecânica no sistema. Posteriormente, deve-se decidir

sobre o parâmetro (ou parâmetros) do modelo que precisa(m) ser medido(s) (SILVA, 2000). Os métodos de medição de amortecimento presentes neste trabalho estão sumarizados na Figura 6.1.

Método	Medidas	Fórmulas
Método do <i>loop</i> histerético	ΔU = inclinação média do <i>loop</i> histerético x_0 = deslocamento máximo do <i>loop</i> histerético k = área do <i>loop</i> histerético deslocamento-força	Constante de amortecimento histerético $h = \frac{\Delta U}{\pi x^2}$ Fator de perda $\eta = \frac{h}{k}$ Razão de amortecimento equivalente $\zeta = \frac{h}{2k} $
Método da largura de banda	$\Delta \omega$ = largura de banda em $1/\sqrt{2}$ do pico ressonante ω_r = frequência de ressonância	$\zeta = \frac{\Delta \omega}{2\omega_r} $

Figura 6.1 - Métodos de medição de amortecimento (Silva, 2000, modificada)

Em Tan e Chopra (1995), as propriedades de dissipação da energia vibracional da barragem de concreto e da rocha de fundação são caracterizadas por um fator de amortecimento histerético constante. Para o concreto massa da barragem, um fator de amortecimento histerético constante $\eta_e = 0,10$, que corresponde a um amortecimento viscoso de $\zeta_e = 5\%$ em todos os modos de vibração natural da barragem com reservatório vazio em uma rocha de fundação rígida é selecionado. A dissipação de energia na rocha de fundação flexível é representada por um fator de amortecimento histerético constante $\eta_f = 0,10$, que corresponde a uma razão de amortecimento viscoso de $\zeta_f = 5\%$.

As formas de amortecimento estrutural disponíveis no programa ANSYS são: amortecimentos alfa e beta (amortecimento de Rayleigh), amortecimento material-dependente, coeficiente de amortecimento constante do material, razão de amortecimento constante, amortecimento modal, amortecimento do elemento, coeficiente de amortecimento estrutural material e amortecimento material viscoelástico. O tipo de amortecimento disponível depende do tipo de análise.

Neste trabalho foram utilizados: razão de amortecimento estrutural constante material-dependente nas análises harmônicas e amortecimentos alfa e beta material-dependentes nas análises transientes associados à estrutura de concreto e a rocha de fundação.

A razão de amortecimento constante é a maneira mais simples de especificar o amortecimento da estrutura. Representa a razão entre o amortecimento real e o amortecimento crítico e é especificada por um número decimal. Disponível apenas para análises dinâmicas espectrais, harmônicas e transientes pelo método da superposição modal.

Uma maneira muito comum de introduzir amortecimento em MEF é através da introdução do amortecimento de Rayleigh (Andersson e Malm, 2004).

O amortecimento alfa e o amortecimento beta são utilizados para definir as constantes de amortecimento de Rayleigh α e β , respectivamente, como números decimais. A matriz de amortecimento $[C]$ é calculada usando essas constantes para multiplicar a matriz de massa $[M]$ e a matriz de rigidez $[K]$:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (6.1)$$

Os valores de α e β não são geralmente conhecidos diretamente, mas são calculados das razões de amortecimento modal, ζ_i . ζ_i é a razão entre o amortecimento real e o amortecimento crítico para um modo de vibração particular, i . Se ω_i é uma frequência circular natural do modo i , α e β satisfazem a relação:

$$\zeta_i = \frac{\alpha}{2\omega_i} + \frac{\beta\omega_i}{2} \quad (6.2)$$

A relação entre razão de amortecimento e frequência expressa pela Equação 6.2 é mostrada graficamente na Figura 6.2.

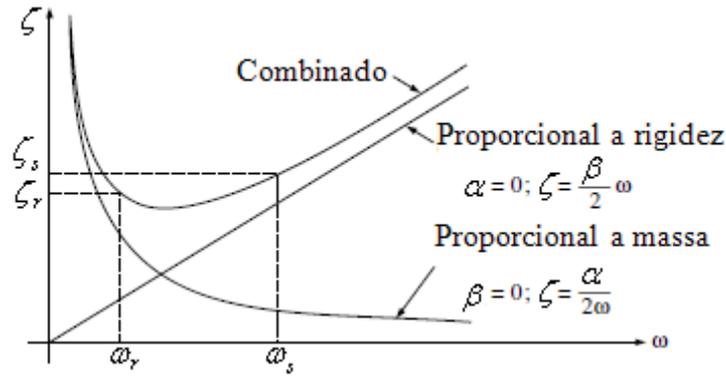


Figura 6.2 - Relação entre razão de amortecimento e frequência (para amortecimento de Rayleigh) (Clough e Penzien, 2003)

Fica evidente, da Figura 6.2, que os dois fatores de amortecimento de Rayleigh, α e β , podem ser especificados pela solução de um par de equações simultâneas se as razões de amortecimento ζ_r e ζ_s associadas com duas frequências (modos) específicas ω_r e ω_s são conhecidas. Escrevendo a Equação 6.2 para cada um desses dois casos leva a

$$\alpha = \frac{2\omega_r\omega_s(\omega_r\zeta_s - \omega_s\zeta_r)}{\omega_r^2 - \omega_s^2} \quad (6.3)$$

$$\beta = \frac{2(\omega_r\zeta_r - \omega_s\zeta_s)}{\omega_r^2 - \omega_s^2} \quad (6.4)$$

Como informações detalhadas da razão de amortecimento com a frequência raramente estão disponíveis, normalmente se assume que a mesma razão de amortecimento se aplica a ambas frequências de controle; i.e., $\zeta_r = \zeta_s = \zeta$. Neste caso, os fatores de proporcionalidade são dados pela versão simplificada das Equações 6.3 e 6.4:

$$\alpha = \frac{2\omega_r\omega_s\zeta}{\omega_r + \omega_s} \quad (6.5)$$

$$\beta = \frac{2\zeta}{\omega_r + \omega_s} \quad (6.6)$$

Dada uma razão de amortecimento constante, é conveniente tomar ω_r e ω_s como as frequências correspondentes ao primeiro modo e ao último dos modos superiores, que contribuem significativamente para a resposta. Desta forma os modos r e s terão exatamente o mesmo amortecimento, todos os modos entre eles terão valores similares um tanto menores e os modos com frequências menores que ω_r e maiores que ω_s terão valores de amortecimento maiores reduzindo assim sua contribuição para a resposta.

O amortecimento de Rayleigh depende da frequência do movimento. É diretamente aplicável para casos de excitação de banda estreita e, claro, para sistemas que possuem a propriedade que o amortecimento varia com a frequência, como o amortecedor de Rayleigh faz. Em outros casos, as opções dos parâmetros de Rayleigh não são óbvias e os parâmetros têm que ser escolhidos com cuidado.

Neste trabalho, adotou-se $\omega_r = \omega_s$ como a frequência fundamental da análise realizada. Para justificar, essa escolha, a Tabela 6.1 mostra os resultados (no caso, a relação entre o deslocamento radial máximo no ponto médio da crista da barragem em $\theta_0 = 14,05^\circ$ numérico e da literatura - Tan e Chopra, 1996) de um teste realizado para o Caso 4F submetido a componente montante do terremoto em que se adotou ω_r igual a frequência fundamental simétrica e ω_s variando da primeira a quinta frequência simétricas. Pode-se observar a pequena variação nos resultados, sendo que ω_s igual a primeira frequência, é o que mais se aproxima do valor registrado na literatura.

Tabela 6.1 – Relação entre resposta numérica e da literatura - Tan e Chopra (1996) - para o Caso 4F em função da frequência s

s	Relação
1	0,802
2	0,751
3	0,750
4	0,748
5	0,745

A hipótese de amortecimento proporcional é válida em muitas análises, como por exemplo, em sistemas estruturais. Mas em casos como interação fluido-estrutura, o amortecimento é não-proporcional e devem-se utilizar técnicas diferentes para analisar tais sistemas. No ANSYS, especificou-se o amortecimento β como uma propriedade do material das estruturas (amortecimento material-dependente) nesses casos, dado por

$$\beta = \frac{2\zeta}{\omega_i} \quad (6.7)$$

onde ω_i deve ser escolhida como a frequência ativa mais dominante.

6.3 PROPAGAÇÃO DE ONDA EM DOMÍNIOS INFINITOS

Segundo Rodrigues e Dimitrovová (2015), uma das dificuldades mais significativas no estudo numérico da propagação de ondas elásticas em sólidos, particularmente quando se utiliza o método dos elementos finitos (MEF) é a dificuldade de simular domínios semi-infinitos ou ilimitados. Por exemplo, na análise das vibrações do solo, a região do solo não é confinada a um espaço fechado nem isolada dos arredores. Isso significa que modelar a área de interesse sem considerações especiais resultará em reflexões das ondas elásticas nos limites do modelo. Essas reflexões se sobrepõem à solução real, tornando-a imprecisa. À medida que as ondas são bloqueadas dentro do domínio finito, a energia não é liberada como acontece na realidade.

Uma vez que o domínio da maioria dos métodos numéricos deve ser ele próprio finito, várias técnicas de truncamento foram propostas nas últimas décadas, tais como: (i) condições de contorno locais absorventes (Lysmer e Kuhlemeyer, 1969; Lindman, 1975; Engquist e Majda, 1977, 1979); (ii) o método do elemento de contorno (Banerjee e Butterfield, 1981); (iii) o método do elemento infinito (Bettess, 1977); (iv) camadas absorventes, incluindo Camadas Perfeitamente Combinadas - *Perfectly Matched Layers* (PML, Bérenger, 1994) e Método da Camada Absorvente de Caughey (CALM, Semblat et al., 2011).

6.3.1. CALM - Método da Camada Absorvente de Caughey

Semblat et al. (2013) propõem um método de camadas absorventes simples e confiável para reduzir as reflexões espúrias nos contornos do modelo baseado na formulação de amortecimento de Rayleigh/Caughey que frequentemente já está disponível em softwares de elementos finitos existentes. Para garantir que a camada absorvente exiba o comportamento desejado, as propriedades de amortecimento devem ser cuidadosamente escolhidas para aplicar um nível adequado de atenuação à frequência relevante. Ao contrário da formulação clássica do PML, o CALM apresenta propriedades atenuantes multidirecionais. Segundo os autores, o método pode ser usado para vários tipos de problemas envolvendo ondas elásticas tais como vibrações mecânicas, ondas sísmicas, etc.

Como visto na seção 6.2. uma das maneiras mais simples de definir o amortecimento na análise em elementos finitos é considerar a formulação de Rayleigh.

É bem conhecido (Clough e Penzien, 1993) que o fator de perda η é a proporção de energia dissipada para a energia armazenada no sistema para cada oscilação e é aproximadamente igual ao dobro da razão de amortecimento ζ , definida como a relação do coeficiente de amortecimento pelo coeficiente de amortecimento crítico, que, para o amortecimento de Rayleigh, relaciona-se à frequência de excitação (ω) e aos coeficientes de Rayleigh, por:

$$\eta \approx 2\zeta = \frac{\alpha}{\omega} + \beta\omega \quad (6.8)$$

Seguindo Semblat et al. (2011), o fator de perda atingirá o mínimo quando a frequência de excitação for

$$\frac{d\eta}{d\omega} = 0 \Leftrightarrow \omega = \sqrt{\frac{\alpha}{\beta}} \quad (6.9)$$

Uma vez que esta é a absorção mínima possível, se os coeficientes de Rayleigh forem definidos para obter um fator de perda desejado η_{min} para uma certa frequência ω_r , todas as excitações serão amortecidas, pelo menos, tanto quanto o valor definido. À medida que a frequência de excitação se afasta de ω_r , quanto mais o amortecimento será sentido, como pode ser observado na Figura 6.3.

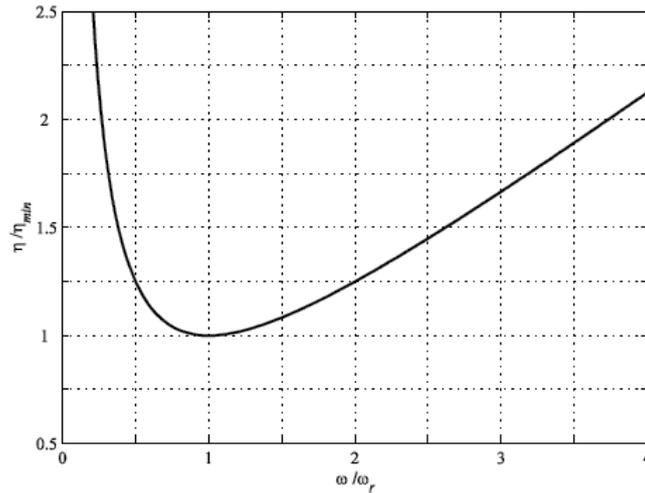


Figura 6.3 - Curva do fator de perda para o amortecimento de Rayleigh (Semblat et al., 2011)

Os coeficientes de Rayleigh que correspondem a η_{\min} são obtidos das Equações 6.8 e 6.9:

$$\alpha = \frac{\eta_{\min} \omega_r}{2}, \beta = \frac{\eta_{\min}}{2\omega_r} \quad (6.10)$$

Por outro lado, dada uma frequência particular ω_i , o fator de perda associado a ela pode ser obtido nas Equações 6.8 e 6.10:

$$\eta(\omega_i) = \eta_{\min} \frac{\left(\frac{\omega_i + \omega_r}{\omega_r} + \frac{\omega_r}{\omega_i} \right)}{2} \quad (6.11)$$

A abordagem de Semblat consiste em definir a frequência de atenuação mínima, ω_r , como sendo igual à frequência predominante das ondas a absorver. Em teoria, este método garante que todas as ondas são atenuadas pelo menos por um fator proporcional a η_{\min} . Os coeficientes de amortecimento de Rayleigh a adotar são então calculados usando a Equação 6.10 para a frequência predominante e a atenuação mínima desejada. No entanto, isso não leva em conta que, quando as ondas viajam do meio para a camada absorvente, a introdução súbita do amortecimento causa reflexões, cuja amplitude aumenta com a intensidade do amortecimento.

A formulação CALM permite a aplicação de um fator arbitrário mínimo de atenuação a todas as vibrações no meio selecionado. O valor mínimo de atenuação a aplicar (η_{\min}) e a frequência a que se aplica (ω_r) são escolhas que dependem do problema específico em estudo e como esse problema é modelado.

Observou-se (Oskooi, 2008; Oskooi et al., 2008; Oskooi e Johnson, 2011) que as camadas absorventes, como as PML, funcionam melhor quando um perfil absorvente variável é definido. A uniformidade da variação também influenciou sua eficácia. Isto é resultado da presença de duas fontes de reflexão no modelo: reflexões de ida e volta e reflexões de transição.

A reflexão de ida e volta ocorre porque a camada absorvente nunca absorve completamente as ondas recebidas. À medida que as ondas viajam ao longo da camada, sua amplitude diminui exponencialmente de acordo com o fator de perda, mas elas ainda refletem no contorno e viajam de volta para o meio de interesse - daí a designação de "ida e volta".

A reflexão de transição ocorre sempre que há uma alteração das propriedades do meio de propagação. Quanto maior a variação, maior será a reflexão. Este é o caso na interface entre o meio de interesse e a camada absorvente quando o fator de perda é constante. Este problema é mitigado quando o fator de perda aumenta gradualmente ao longo da camada.

Semlat et al. (2011) testaram numericamente a eficácia do CALM e descobriram que a maximização da sua eficácia exigia encontrar um compromisso entre a minimização de ambos os tipos de reflexões, todavia, neste estudo não foi fornecida nenhuma justificativa teórica para essa observação.

De acordo com os resultados numéricos observados por Semlat et al. (2011), um fator de perda maior aumenta a reflexão na interface, camadas absorventes mais longas reduzem a reflexão de ida e volta e um perfil de amortecimento linear é melhor que um constante.

6.3.2. Demonstração dos efeitos de atenuação

Inicialmente, para testar a eficácia do CALM no MEF, o problema unidimensional apresentado na Figura 6.4, baseado em Semblat et al. (2011) e Rodrigues e Dimitrovová (2015), é implementado em ANSYS como uma malha de elementos de deformação plana quadrilateral (elementos PLANE 182).

A Figura 6.4 mostra o modelo: uma camada elástica não-amortecida (esquerda) e uma camada absorvente (direita), sendo L_{MI} o comprimento do meio de interesse e L_{CA} o comprimento da camada absorvente e as fontes de reflexão de transição e reflexão de ida e volta.

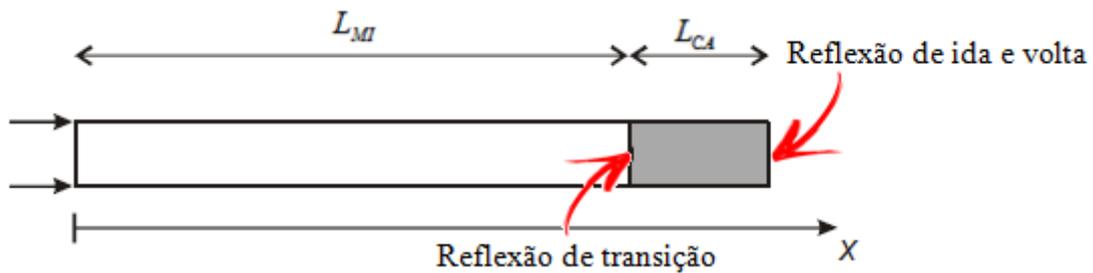


Figura 6.4 - Modelo com CALM (Semblat et al., 2011, modificado)

O módulo de Young (E) é de 200 MPa e a densidade de massa (ρ) é de 2.000 kg/m³. Como o objetivo é modelar um problema uniaxial, a razão de Poisson (ν) é definida como zero. Tanto na análise de tensões planas como na de deformações planas, se $\nu = 0$, a velocidade de onda de pressão é dada pela equação:

$$c_p = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (6.12)$$

Isso leva a $c_p \approx 316,23m/s$.

A excitação na extremidade livre da haste é um deslocamento de impulso, com sua história de tempo igual a uma onda de Ricker de segunda ordem:

$$R_2(t) = U_0 \left(2\pi^2 \frac{(t-t_s)^2}{t_p^2} - 1 \right) \exp \left(-\pi^2 \frac{(t-t_s)^2}{t_p^2} \right) \quad (6.13)$$

onde U_0 é a amplitude máxima da onda, t é a coordenada de tempo, t_p é o período fundamental da onda e t_s é o *time shift* (tempo de afastamento da onda principal da origem). A onda de Ricker de segunda ordem é mostrada na Figura 6.5.

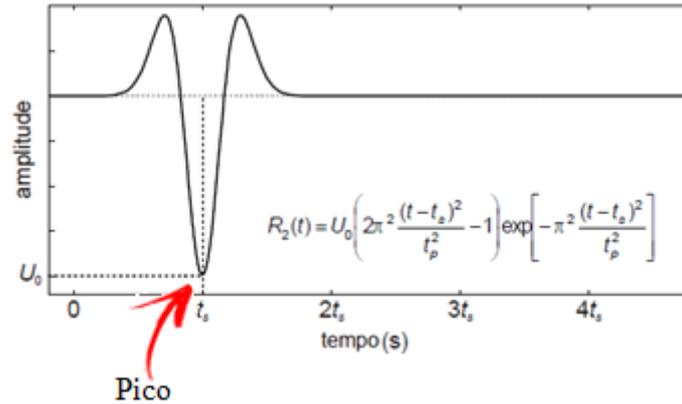


Figura 6.5 - Onda de Ricker de segunda ordem $R_2(t)$: amplitude máxima U_0 , *time shift* t_s e período fundamental t_p (Semblat et al., 2011)

Supondo uma frequência fundamental $\omega_f = 500 \text{ rad/s}$, o período da onda é

$$t_p = \frac{2\pi}{\omega_f} \approx 0,01257 \text{ s} \quad (6.14)$$

O *time shift* foi assumido como sendo igual ao período fundamental, e a amplitude máxima igual a -10^{-3} m.

Conhecendo a frequência fundamental da excitação, o comprimento de onda das ondas de pressão pode ser estimado como

$$\lambda = \lambda_p = \frac{2\pi c_p}{\omega_f} = c_p t_p \approx 4 \text{ m} \quad (6.15)$$

O comprimento do meio de interesse (L_{MI}) é adotado igual a quatro vezes o comprimento de onda a absorver e o comprimento da camada absorvente (L_{CA}), é adotado igual a uma vez o comprimento de onda. Sendo $\lambda = 4 \text{ m}$, o comprimento do meio de interesse (L_{MI}) será igual a 16 m e o comprimento da camada absorvente (L_{CA}) será igual a 4 m. A largura da haste foi adotada como sendo igual a 2 m.

O tamanho dos elementos (l_e) foi escolhido para ser exatamente $\lambda/20$ ($= 0,2$), para reduzir a dispersão de onda numérica. Isso também significa que os resultados obtidos são independentes da velocidade de onda do material e da frequência do deslocamento aplicado.

O instante de tempo em que a frente de onda da onda de Ricker atinge a interface entre o meio de interesse e camada absorvente (t_w) será necessário para analisar a eficiência do CALM:

$$t_w = \frac{L_{MI}}{c_p} \approx 0,05060 \text{ s} \quad (6.16)$$

A duração da análise é definida como o tempo necessário para que as ondas viajem da origem até o fim do limite absorvente e de volta à origem novamente:

$$t_f = \frac{2(L_{MI} + L_{CA})}{c_p} \approx 0,12649 \text{ s} \quad (6.17)$$

A duração de cada passo de tempo foi assumida como proporcional ao tempo que leva para um ponto de onda percorrer um único elemento finito:

$$\Delta t = \frac{l_e}{c_p} \approx 0,00063 \text{ s} \quad (6.18)$$

Este passo de tempo geralmente é considerado o passo de tempo crítico para métodos de integração explícita em problemas não amortecidos. Embora o método implícito convirja independentemente do passo do tempo, a Equação 6.18 leva a uma boa resolução da solução, o que é importante ao analisar os resultados.

De modo a testar os efeitos de atenuação e desenvolver uma metodologia que direcione a escolha de parâmetros importantes da camada absorvente tais como sua dimensão, sua divisão em subcamadas e os coeficientes de amortecimento a adotar, serão analisados os seguintes casos, mostrados na Figura 6.6.

Caso	Camada	N	Modelo Esquemático	Modelo Discretizado	Amortecimento das Subcamadas
I	Homogênea	1			$\frac{\zeta(\%) \quad \alpha \quad \beta(\times 10^{-3})}{25 \quad 125 \quad 0,5}$
II	Homogênea	1			$\frac{\zeta(\%) \quad \alpha \quad \beta(\times 10^{-3})}{50 \quad 250 \quad 1,0}$
III	Homogênea	1			$\frac{\zeta(\%) \quad \alpha \quad \beta(\times 10^{-3})}{100 \quad 500 \quad 2,0}$
IV	Heterogênea	2			$\frac{\zeta(\%) \quad \alpha \quad \beta(\times 10^{-3})}{50 \quad 250 \quad 0,5}$ $\frac{\zeta(\%) \quad \alpha \quad \beta(\times 10^{-3})}{100 \quad 500 \quad 1,0}$
V	Heterogênea	5			$\frac{\zeta(\%) \quad \alpha \quad \beta(\times 10^{-3})}{20 \quad 100 \quad 0,4}$ $\frac{\zeta(\%) \quad \alpha \quad \beta(\times 10^{-3})}{40 \quad 200 \quad 0,8}$ $\frac{\zeta(\%) \quad \alpha \quad \beta(\times 10^{-3})}{60 \quad 300 \quad 1,2}$
VI	Heterogênea	10			$\frac{\zeta(\%) \quad \alpha \quad \beta(\times 10^{-3})}{10 \quad 50 \quad 0,2}$ $\frac{\zeta(\%) \quad \alpha \quad \beta(\times 10^{-3})}{20 \quad 100 \quad 0,4}$ $\frac{\zeta(\%) \quad \alpha \quad \beta(\times 10^{-3})}{30 \quad 150 \quad 0,6}$ $\frac{\zeta(\%) \quad \alpha \quad \beta(\times 10^{-3})}{40 \quad 200 \quad 0,8}$ $\frac{\zeta(\%) \quad \alpha \quad \beta(\times 10^{-3})}{50 \quad 250 \quad 1,0}$
VII	Homogênea	1			$\frac{\zeta(\%) \quad \alpha \quad \beta(\times 10^{-3})}{50 \quad 250 \quad 1,0}$
VIII	Heterogênea	5			$\frac{\zeta(\%) \quad \alpha \quad \beta(\times 10^{-3})}{20 \quad 100 \quad 0,4}$ $\frac{\zeta(\%) \quad \alpha \quad \beta(\times 10^{-3})}{40 \quad 200 \quad 0,8}$ $\frac{\zeta(\%) \quad \alpha \quad \beta(\times 10^{-3})}{60 \quad 300 \quad 1,2}$
IX	Heterogênea	5			$\frac{\zeta(\%) \quad \alpha \quad \beta(\times 10^{-3})}{4 \quad 20 \quad 0,08}$ $\frac{\zeta(\%) \quad \alpha \quad \beta(\times 10^{-3})}{16 \quad 80 \quad 0,32}$ $\frac{\zeta(\%) \quad \alpha \quad \beta(\times 10^{-3})}{32 \quad 160 \quad 0,64}$
X	Heterogênea	5			$\frac{\zeta(\%) \quad \alpha \quad \beta(\times 10^{-3})}{1,83 \quad 9,16 \quad 0,04}$ $\frac{\zeta(\%) \quad \alpha \quad \beta(\times 10^{-3})}{4,98 \quad 24,9 \quad 0,10}$ $\frac{\zeta(\%) \quad \alpha \quad \beta(\times 10^{-3})}{13,5 \quad 67,7 \quad 0,27}$

Figura 6.6 - Casos para o estudo do CALM e suas particularidades, onde N é o número de subcamadas da camada absorvente

Serão analisados 10 casos. Nos casos I, II e III a camada absorvente é homogênea com razões de amortecimento iguais a 25, 50 e 100% respectivamente. Nos casos IV, V e VI, a camada absorvente é heterogênea e dividida em 2, 5 e 10 subcamadas, respectivamente, com razões de amortecimento constantes em cada subcamada, aumentando linearmente de uma subcamada para a outra (da esquerda para a direita, nos casos analisados) sendo que na subcamada mais à direita, a razão de amortecimento é igual a 100%. Nos casos VII e VIII, o comprimento da camada absorvente é dividido por dois ($2 m$), sendo a camada homogênea com razão de amortecimento igual a 50% no caso VII e heterogênea dividida em 5 subcamadas com a razão de amortecimento da subcamada mais à direita igual a 100% no caso VIII. Nos casos IX e X, a camada absorvente é heterogênea, dividida em 5 subcamadas, tal como no caso V, com razões de amortecimento constantes em cada subcamada, aumentando de forma quadrática e exponencial, respectivamente, de uma subcamada para a outra (da esquerda para a direita) sendo que na subcamada mais à direita, a razão de amortecimento é igual a 100%. As razões de amortecimento para os casos V, IX e X são dadas por: $\zeta_i = 20i$, $\zeta_i = 4i^2$ e $\zeta_i = (100/e^5)e^i$ respectivamente, com $i = 1,2,3,4,5$ e ζ dado em porcentagem.

O parâmetro a ser registrado e comparado é um fator que representa a razão entre a amplitude da onda refletida (tanto na interface entre o meio de interesse e a camada absorvente - de transição -, quanto no contorno da camada absorvente - de ida e volta) e a amplitude máxima da onda original ($U_0 = 10^{-3}$ m), em porcentagem, no centro do meio elástico de interesse - ponto A - e na interface entre o meio elástico e a camada absorvente - ponto B -, mostrados nos modelos esquemáticos da Figura 6.6. Quanto menor o fator, maior a atenuação da onda refletida.

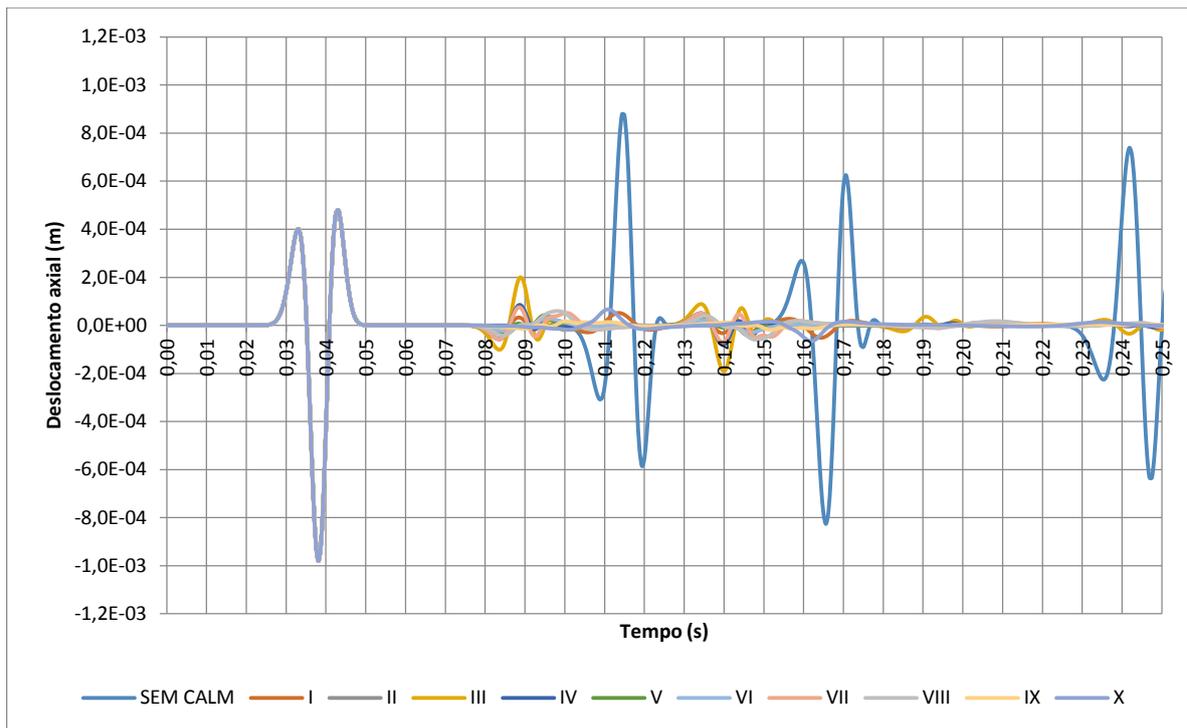
A Tabela 6.2 apresenta os espaços percorridos (e) e os instantes de tempo (t) do pico das ondas original (O) e refletidas (R) de transição (T) e de ida e volta (I&V) que passam pelos pontos A e B para os comprimentos da camada absorvente iguais a 4 m e 2 m. O instante de tempo t é dado por $t = e/c_p + t_s$. Os instantes de tempo a serem observados foram numerados de 1 a 6 em cada grupo. Os instantes de tempo do pico das ondas original e refletidas de transição são iguais para os casos de camada absorvente iguais a 4 m e 2 m, uma vez que o meio elástico de interesse tem comprimento fixo em todos os casos e igual a 16 m; já os instantes de tempo do pico das ondas refletidas de ida e volta são diferentes

devido aos diferentes comprimentos da camada absorvente. No ponto B os instantes de tempo da onda original e da primeira onda refletida são iguais uma vez que o ponto se encontra exatamente na interface meio de interesse - camada absorvente.

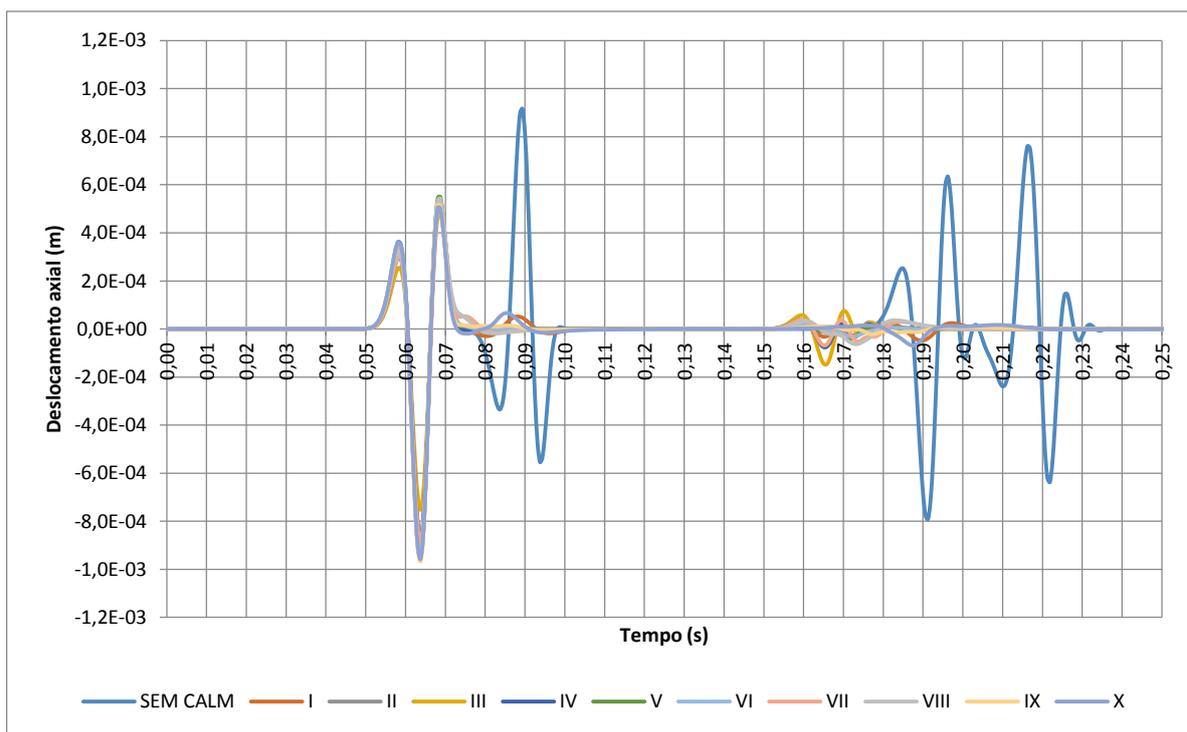
Tabela 6.2 - Espaços percorridos (e) e os instantes de tempo (t) do pico das ondas original (O) e refletidas (R) de transição (T) e de ida e volta (I&V) que passam pelos pontos A e B

A			B				
Onda	e (m)	t (s)	Onda	e (m)	t (s)		
$L_{CA} = 4 \text{ m}$							
O	8	$t_1 = 0,038$	O	16	$t_1 = 0,063$		
T	24	$t_2 = 0,088$	T	16	$t_2 = 0,063$		
I&V	32	$t_3 = 0,114$	I&V	24	$t_3 = 0,088$		
R	T	40	$t_4 = 0,139$	R	T	48	$t_4 = 0,164$
	I&V	48	$t_5 = 0,164$	I&V	56	$t_5 = 0,190$	
	T	56	$t_6 = 0,190$	I&V	64	$t_6 = 0,215$	
$L_{CA}/2 = 2 \text{ m}$							
O	8	$t_1 = 0,038$	O	16	$t_1 = 0,063$		
T	24	$t_2 = 0,088$	T	16	$t_2 = 0,063$		
I&V	28	$t_3 = 0,101$	I&V	20	$t_3 = 0,076$		
R	T	40	$t_4 = 0,139$	R	T	48	$t_4 = 0,164$
	I&V	44	$t_5 = 0,152$	I&V	52	$t_5 = 0,177$	
	T	56	$t_6 = 0,190$	I&V	56	$t_6 = 0,190$	

A Figura 6.7 mostra a comparação entre os deslocamentos axiais do caso não amortecido (em azul) e dos 10 casos com camada amortecida sobrepostos nos pontos A - no centro do meio elástico de interesse - (Figura 6.7a) e B - na interface entre o meio elástico e a camada absorvente - (Figura 6.7b).



(a)



(b)

Figura 6.7 - Comparação entre o caso não amortecido e os 10 casos com camada amortecida nos pontos (a) A - no centro do meio elástico de interesse e (b) B - na interface entre o meio elástico e a camada absorvente.

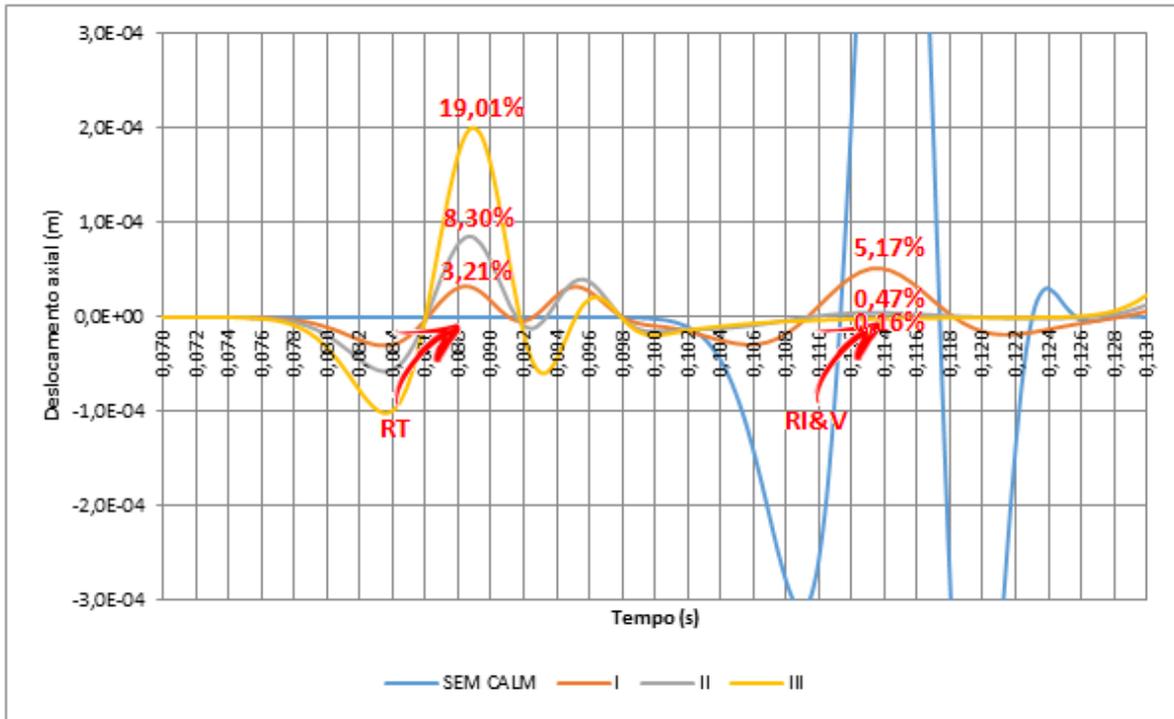
Observa-se na Figura 6.7, a onda original e as ondas refletidas nos instantes de tempo indicados na Tabela 6.2. A presença da camada absorvente gerou uma notável atenuação, com reflexões bastante reduzidas, o que demonstra a validade do CALM como método de absorção de ondas espúrias.

A Tabela 6.3 mostra os fatores, em porcentagem, nos instantes de tempo de 1 a 6 para o caso sem CALM e para os 10 casos com CALM analisados nos pontos A e B. Evidentemente, não há reflexão de transição no caso sem CALM.

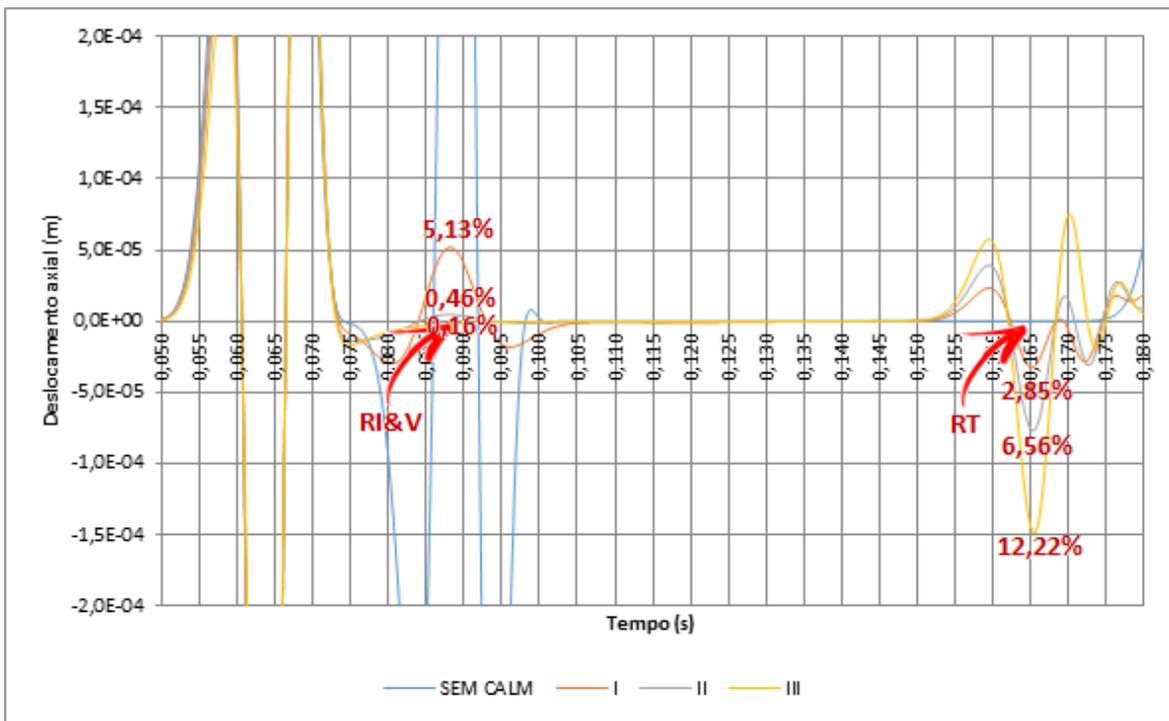
Tabela 6.3 - Fatores, em porcentagem, nos instantes de tempo de 1 a 6 para o caso sem CALM e para os 10 casos com CALM analisados nos pontos A e B

Ponto	Tempo	Fatores (%)										
		Caso										
		SEM CALM	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X
A	t ₁	95,24	95,24	95,24	95,24	95,24	95,24	95,24	95,24	95,24	95,24	95,24
	t ₂	-	3,21	8,30	19,01	8,17	0,70	0,55	7,35	0,18	1,27	0,38
	t ₃	78,09	5,17	0,47	0,16	0,14	0,01	0,13	4,98	3,68	0,89	3,31
	t ₄	-	3,00	7,40	16,49	7,25	0,70	0,58	6,45	0,44	1,04	0,18
	t ₅	66,00	5,17	0,50	0,16	0,12	0,03	0,16	4,73	3,92	0,99	3,70
	t ₆	-	0,02	0,33	2,85	0,26	0,30	0,23	0,03	0,88	0,00	0,17
B	t ₁	91,04	87,80	82,38	70,76	82,52	90,42	91,57	83,32	91,12	92,40	91,44
	t ₂	-	87,80	82,38	70,76	82,52	90,42	91,57	83,32	91,12	92,40	91,44
	t ₃	83,66	5,13	0,46	0,16	0,14	0,00	0,13	4,91	3,54	0,85	3,19
	t ₄	-	2,85	6,56	12,22	6,47	0,92	0,41	5,96	0,28	1,08	0,35
	t ₅	60,23	4,78	0,40	0,03	0,17	0,16	0,06	3,21	3,04	0,99	4,43
	t ₆	55,84	0,63	0,05	0,00	0,03	0,07	0,10	1,69	1,66	0,26	0,83

As figuras a seguir mostram uma visão mais próxima das ondas refletidas, casos a casos, destacando os primeiros instantes de tempo da onda de reflexão de transição (T) e de ida e volta (I&V) nos pontos A e B com os fatores de atenuação indicados. Na Figura 6.8, comparam-se os casos I x II x III, na Figura 6.9, os casos III x IV x V x VI, na Figura 6.10, os casos II x VII e V x VIII e na Figura 6.11, os casos V x IX x X. Em todos os gráficos está representado o caso não amortecido (sem CALM).

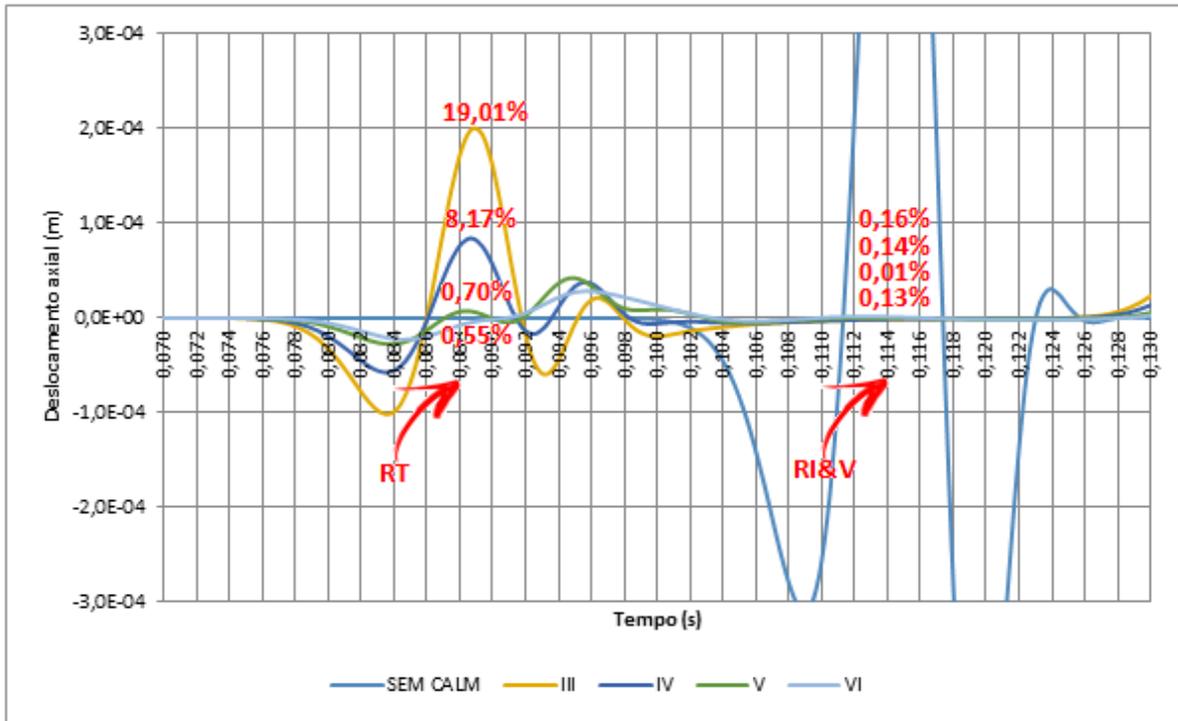


(a)

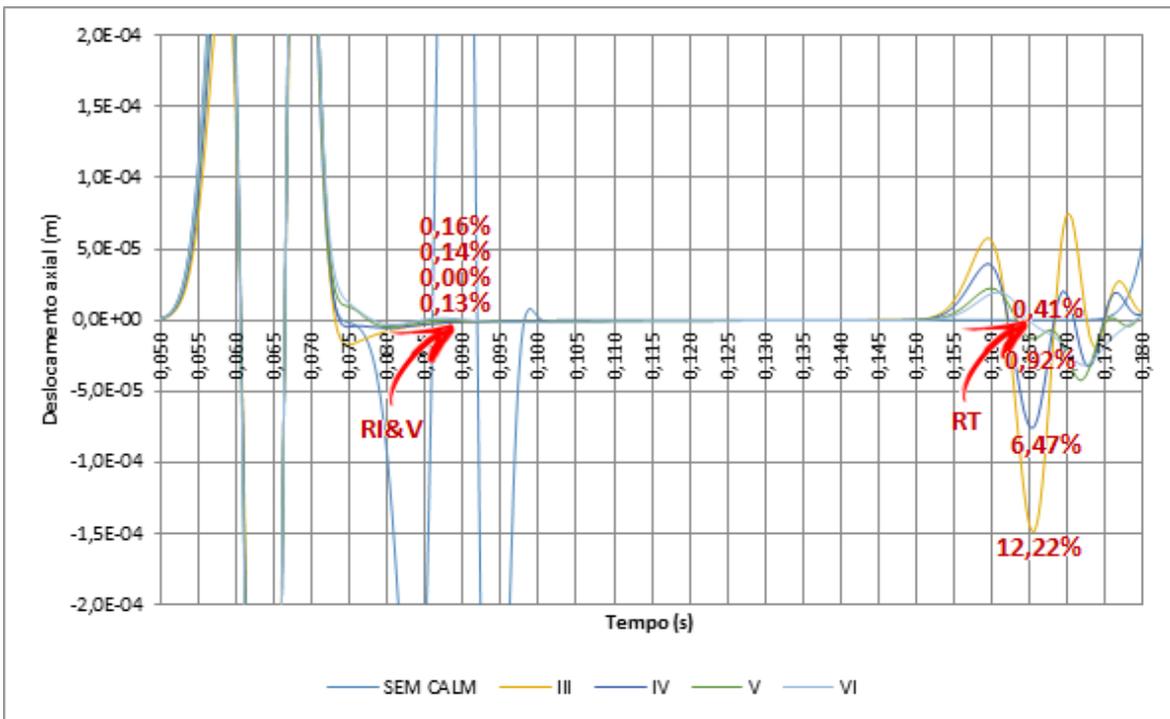


(b)

Figura 6.8 - Zoom da comparação entre o caso não amortecido e os casos I, II e III nos pontos (a) A - no centro do meio elástico de interesse e (b) B - na interface entre o meio elástico e a camada absorvente.

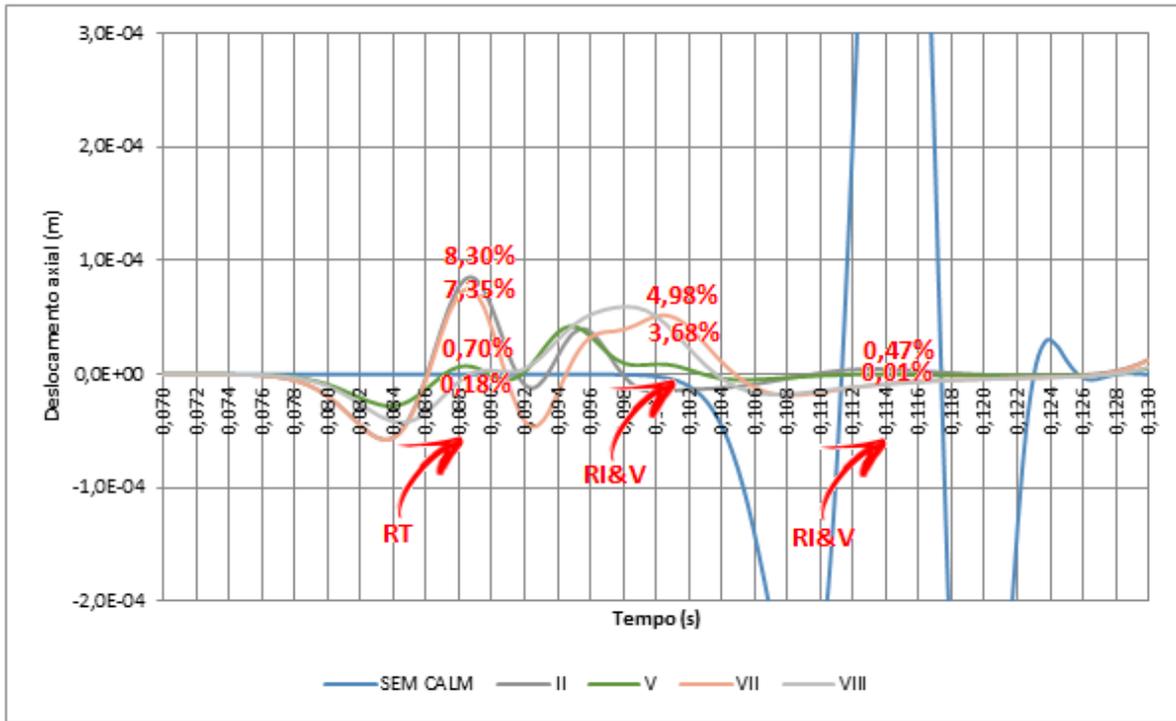


(a)

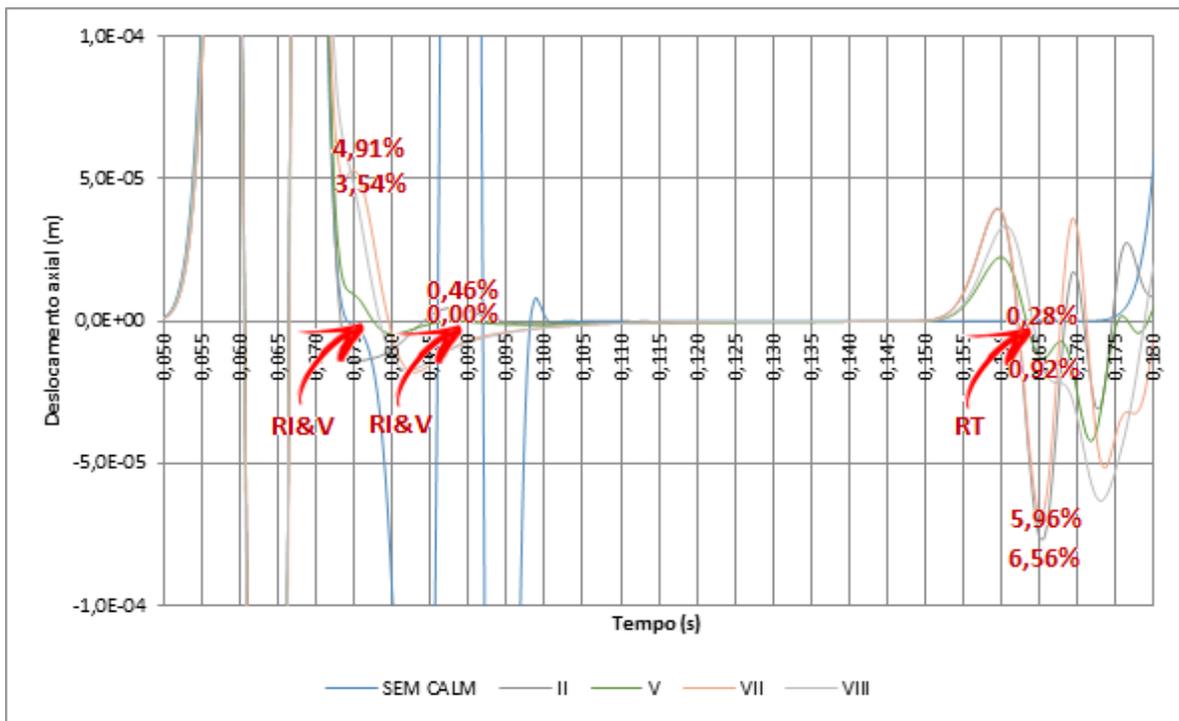


(b)

Figura 6.9 - Zoom da comparação entre o caso não amortecido e os casos III, IV e V e VI nos pontos (a) A - no centro do meio elástico de interesse e (b) B - na interface entre o meio elástico e a camada absorvente.

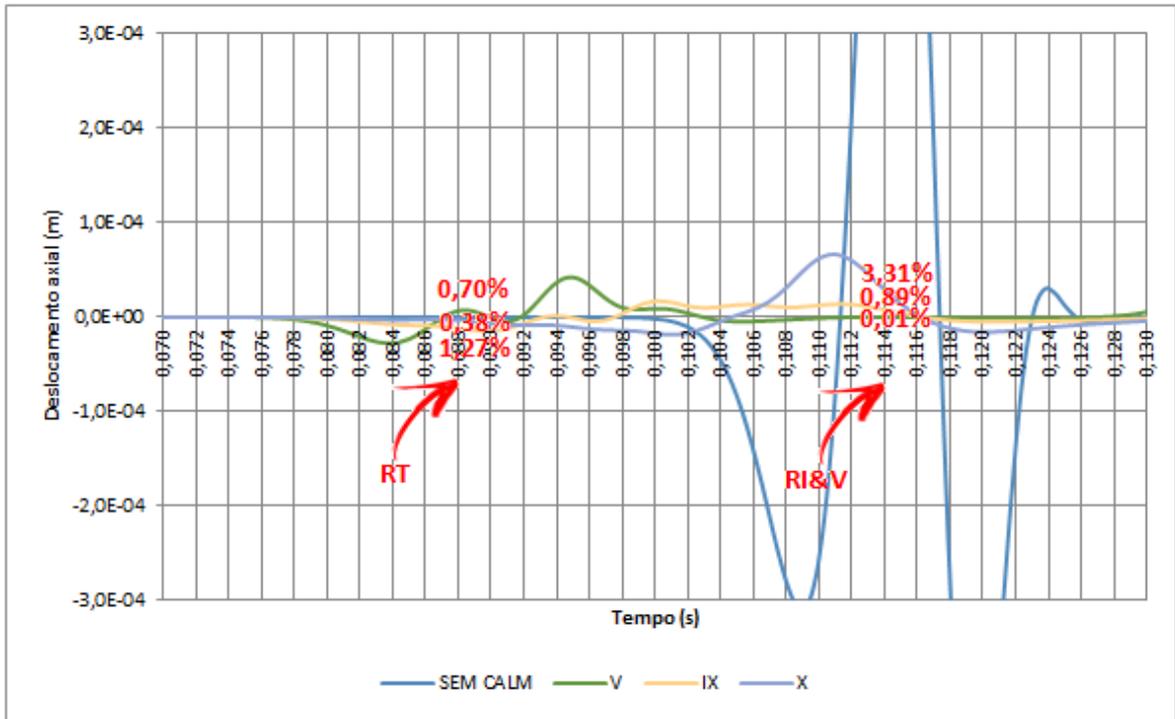


(a)

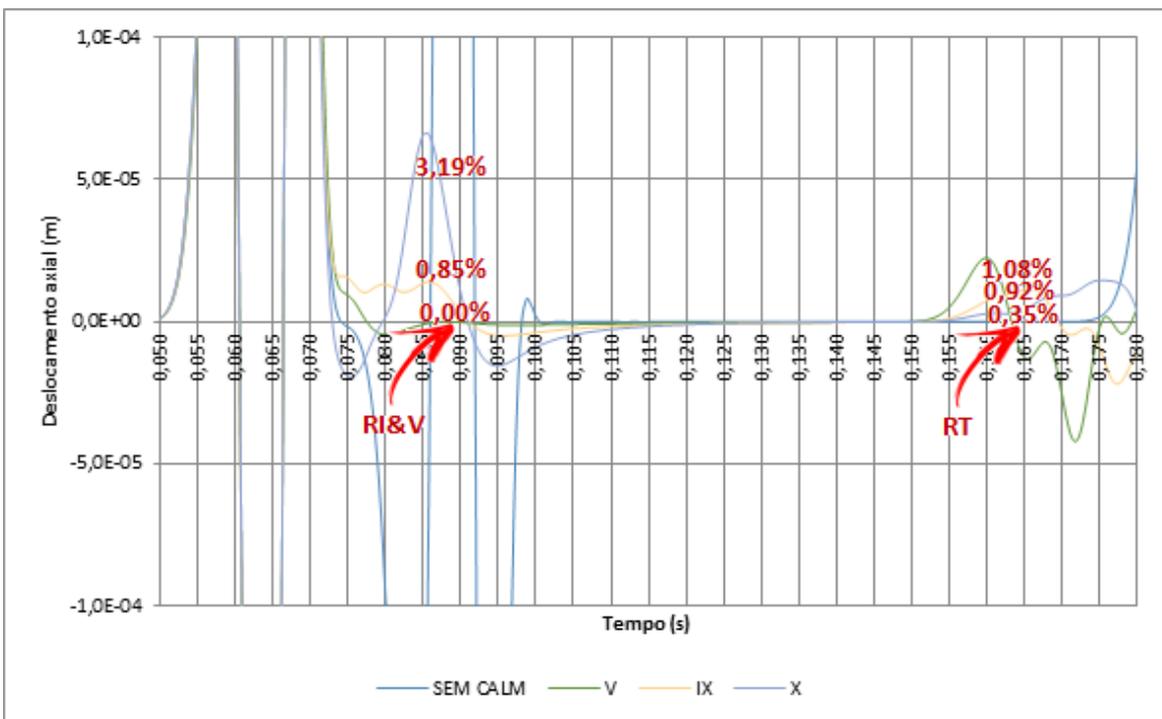


(b)

Figura 6.10 - Zoom da comparação entre o caso não amortecido e os casos II e VII e V e VIII nos pontos (a) A - no centro do meio elástico de interesse e (b) B - na interface entre o meio elástico e a camada absorvente.



(a)



(b)

Figura 6.11 - Zoom da comparação entre o caso não amortecido e os casos V, IX e X nos pontos (a) A - no centro do meio elástico de interesse e (b) B – na interface entre o meio elástico e a camada absorvente.

A partir do exame das Figuras 6.8 a 6.11, pode-se chegar a algumas constatações:

- O modelo sem amortecimento já apresenta alguma atenuação; isso se deve ao amortecimento numérico. O amortecimento numérico está associado aos esquemas de escalonamento de tempo usados para integrar sistemas de equações de segunda ordem ao longo do tempo. O ANSYS fornece o método de Newmark e o método HHT para análise dinâmica transitória de sistemas estruturais. O amortecimento numérico para estes esquemas é determinado pelos valores de parâmetros especificados através do comando TINTP. O amortecimento numérico estabiliza o esquema de integração numérica ao amortecer os modos indesejados de alta frequência. Para o método de Newmark, o amortecimento numérico também afeta os modos inferiores e reduz a precisão do esquema de integração de segunda ordem para primeira ordem. Para o método HHT, o amortecimento numérico afeta apenas os modos mais altos e sempre mantém a precisão de segunda ordem. O ANSYS usa um valor padrão (TINTP, γ) de 0,005. Recomenda-se usar o menor valor possível que elimine a resposta não física sem afetar significativamente a solução final. Todos os casos transientes desta tese foram simulados utilizando o algoritmo de Newmark com o valor padrão de amortecimento numérico.
- Comparando os casos I, II e III, todos com camadas absorventes homogêneas, com razões de amortecimento constantes e iguais a 25, 50 e 100 % respectivamente, observa-se que quanto maior a razão de amortecimento, maior a atenuação da onda de reflexão de ida e volta (5,17%, 0,47% e 0,16% no ponto A e 5,13%, 0,46% e 0,16% no ponto B, respectivamente); no entanto a eficiência da atenuação da onda de reflexão de transição é menor quanto maior for a razão de amortecimento (3,21%, 8,30% e 19,01% no ponto A e 2,85%, 6,56% e 12,22% no ponto B, respectivamente).
- De modo a aumentar a eficiência da atenuação da onda de reflexão de transição, camadas absorventes heterogêneas, com razões de amortecimento não constantes, são propostas nos casos IV, V e VI, com camadas absorventes divididas em 2, 5 e 10 subcamadas, respectivamente. As subcamadas apresentam razão de amortecimento constante mas diferente de subcamada para subcamada, aumentando gradativamente a razão de amortecimento de subcamada para subcamada a partir do meio de interesse até o contorno da camada absorvente, reduzindo assim a variação do amortecimento na transição e aproveitando maiores

amortecimentos no limite da camada absorvente. O aumento da razão de amortecimento é linear sendo que a última subcamada apresenta uma razão de amortecimento de 100%. Nota-se que quanto maior o número de subcamadas, maior a atenuação da onda de reflexão de transição (8,17%, 0,70% e 0,55% no ponto A e 6,47%, 0,92% e 0,41% no ponto B, respectivamente), praticamente eliminando a onda de reflexão de ida e volta (0,14%, 0,01% e 0,13% no ponto A e 0,14%, 0,00% e 0,13% no ponto B, respectivamente).

- Quanto ao comprimento do meio de interesse, compara-se os casos II x VII, cujas camadas são homogêneas, e V x VIII, cujas camadas são divididas em 5 subcamadas, sendo que os casos VII e VIII, apresentam uma camada com metade do comprimento dos casos II e V (4 m). Constata-se que quanto maior o comprimento da camada, maior a atenuação da onda de reflexão de ida e volta (0,47% e 4,98% no ponto A e 0,46% e 4,91% no ponto B, respectivamente, comparando-se II e VII e 0,01% e 3,68% no ponto A e 0,00% e 3,54% no ponto B, respectivamente, comparando-se V e VIII); a eficiência da atenuação da onda de reflexão de transição é um pouco menor quanto maior for o comprimento da camada (8,30% e 7,35% no ponto A e 6,56% e 5,96% no ponto B, respectivamente, comparando-se II e VII e 0,70% e 0,18% no ponto A e 0,92% e 0,28% no ponto B, respectivamente, comparando-se V e VIII).
- Por fim, comparando-se os casos V, IX e X, todos com camadas absorventes heterogêneas divididas em 5 subcamadas, com aumento da razão de amortecimento linear, quadrática e exponencial, respectivamente, sendo que a última subcamada apresenta uma razão de amortecimento de 100%, verifica-se que, quanto a atenuação da onda de reflexão de transição - 0,70%, 1,27% e 0,38% no ponto A e 0,92%, 1,08% e 0,35% no ponto B, respectivamente -, a mais eficiente é a exponencial, seguida pela linear e por fim, a quadrática; quanto a atenuação da onda de reflexão de ida e volta - 0,01%, 0,89% e 3,31% no ponto A e 0,00%, 0,85% e 3,91% no ponto B, respectivamente -, a mais eficiente é a linear, seguida pela parabólica e por fim, a exponencial.

Recomenda-se assim, baseado no exemplo precedente, que a camada absorvente seja heterogênea, dividida em um número razoável de subcamadas, longa e que o perfil de amortecimento seja linear. Evidentemente, essas são orientações gerais, e a configuração final depende do caso a ser analisado. Deve-se, entretanto, proceder como

indicado, fazendo-se testes de verificação de atenuação das ondas refletidas, de modo a se obter a melhor configuração da camada absorvente para o problema em estudo.

Como mencionado, outros métodos de atenuação de ondas refletidas nos limites de modelos finitos, podem ser empregados, como por exemplo o uso de condições de contorno locais absorventes. A critério de comparação, o problema unidimensional anterior é resolvido a seguir em ANSYS, utilizando-se elementos mola-amortecedor (elementos COMBIN14) no contorno direito do meio elástico, como mostrado na Figura 6.12b. A Figura 6.12a mostra o modelo sem camadas absorventes nem elementos mola-amortecedor no contorno.

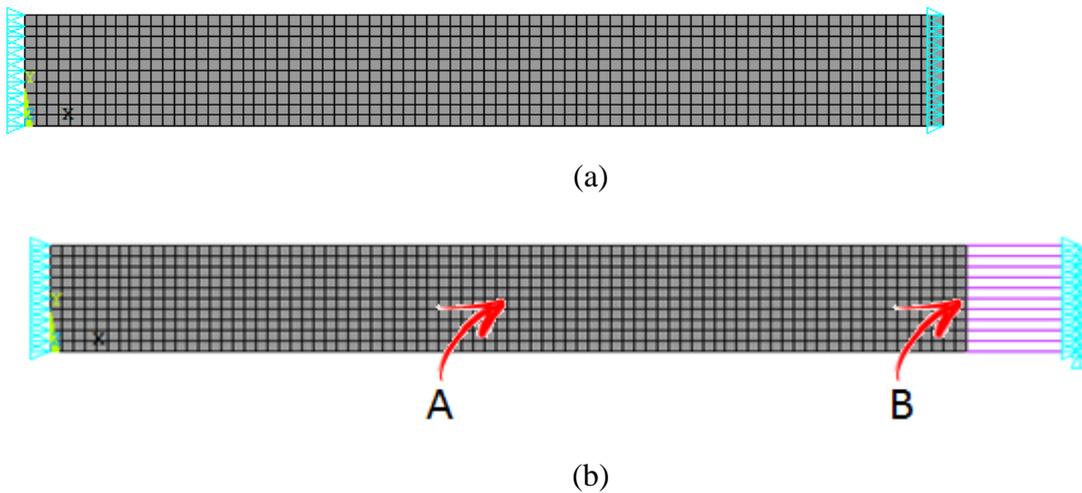


Figura 6.12 - Modelos discretizados (a) sem e (b) com elementos mola-amortecedor

De acordo com Shen e Giurgiutiu (2015), as constantes de mola K e de amortecimento C , na direção normal, são definidas por:

$$K_N = 0; C_N = \frac{a}{2}(L_1 + L_2)\rho c_p \quad (6.12)$$

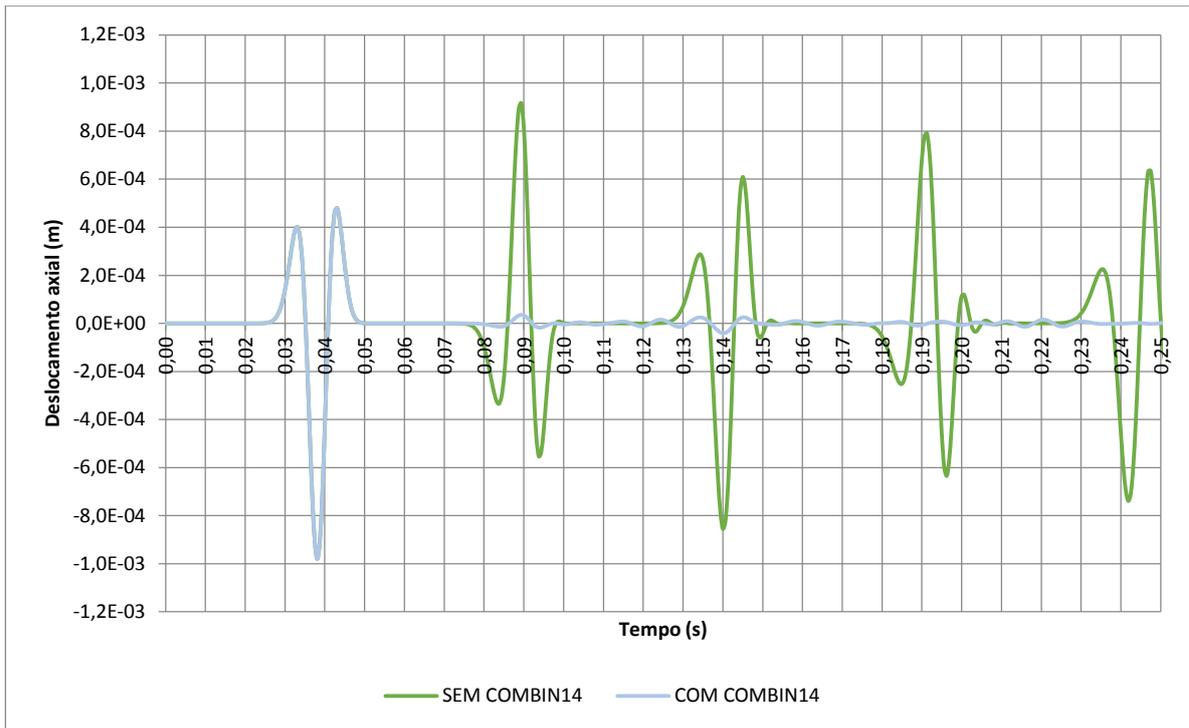
onde L_1 e L_2 são os tamanhos dos elementos na vizinhança do nó do contorno. Os coeficientes da mola são ajustados para zero, enquanto os coeficientes de amortecimento dependem da velocidade da onda de pressão c_p , da densidade do material ρ e do tamanho médio do elemento $(L_1 + L_2) / 2$. O coeficiente a é um parâmetro de amortecimento, igual a 1 no limite vertical. Seguindo a mesma discretização do modelo usada no CALM, tem-se $L_1 = L_2 = 0,2$ m e assim $C_N = 126.491,11$ Ns/m.

A Tabela 6.4 mostra os fatores, em porcentagem, nos instantes de tempo de 1 a 6 para os casos sem COMBIN14 e com COMBIN14 nos pontos A e B. O instante de tempo 1 se refere a passagem da onda original pelo ponto, os instantes 2, 4 e 6 em A e 2 e 4 em B se referem a passagem da onda de reflexão pelo ponto (que são os mesmos instantes de tempo da onda de reflexão de transição no modelo com CALM); os instantes de tempo 3 e 5 em A e 3, 5 e 6 em B eram os instantes de ida e volta no modelo com CALM e não são instantes de tempo notáveis no modelo com COMBIN14.

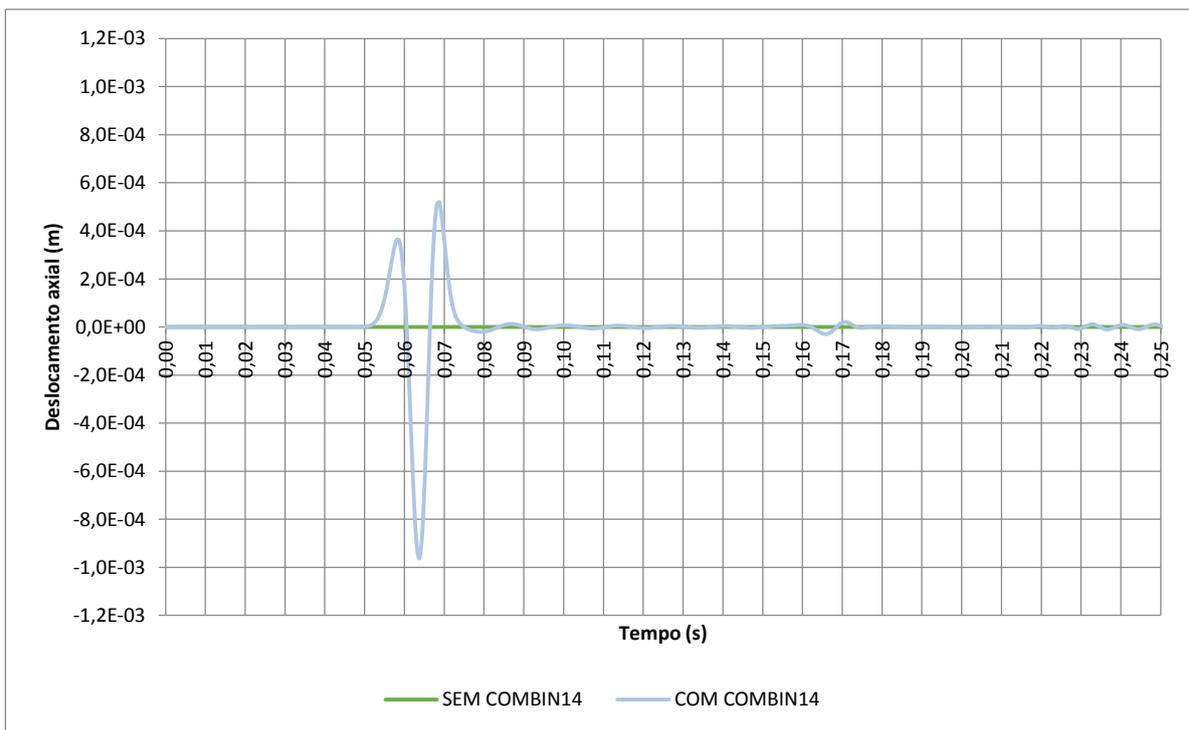
Tabela 6.4 - Fatores, em porcentagem, nos instantes de tempo de 1 a 6 para os casos sem COMBIN14 e com COMBIN14 nos pontos A e B

Ponto	Tempo	Fatores(%)	
		Caso	
		SEM COMBIN14	COM COMBIN14
A	t ₁	95,24	95,24
	t ₂	83,66	2,99
	t ₃	-	-
	t ₄	71,07	3,37
	t ₅	-	-
	t ₆	60,23	0,79
B	t ₁	0,00	91,64
	t ₂	0,00	91,64
	t ₃	-	-
	t ₄	0,00	2,19
	t ₅	-	-
	t ₆	-	-

A Figura 6.13 mostra a comparação entre os deslocamentos axiais do caso sem amortecedor e com amortecedor no contorno sobrepostos nos pontos A - no centro do meio elástico - (Figura 6.13a) e B – no contorno direito do modelo - (Figura 6.13b).



(a)



(b)

Figura 6.13 - Comparação entre o caso sem amortecedor e com amortecedor no contorno sobrepostos nos pontos (a) A - no centro do meio elástico - e (b) B – no contorno direito

Constata-se pelo exame da Tabela 6.3 e da Figura 6.13, que o uso de amortecedores no contorno do modelo finito vem a ser uma técnica também eficiente na atenuação de ondas

espúrias refletidas - 2,99% no ponto A e 2,19% no ponto B no primeiro instante da reflexão da onda.

A justificativa para a escolha do CALM no problema proposto nesta tese vem do fato de a geometria adotada para a rocha de fundação ser aproximadamente semiesférica gerando dificuldades extras na implementação e posicionamento dos amortecedores, que em casos com geometria e ondas tridimensionais, devem ser colocados nas direções normal e tangencial. O CALM, no entanto, é um método que apresenta propriedades atenuantes multidirecionais sendo sua implementação bastante simples.

6.3.3. Demonstração dos efeitos de atenuação em modelos simplificados da rocha de fundação

Demonstrada a eficiência do CALM, simular-se-ão alguns exemplos relacionados à rocha de fundação. Parte-se de um modelo retangular, mais simples de ser analisado, daí para um semicircular e por fim, um semiesférico, uma vez que o formato da rocha de fundação adotado é aproximadamente semiesférico.

O comprimento total da barra retangular e dos raios da semiesfera e do semicírculo é igual a 450 m (sendo o meio elástico de interesse, 300 m, e a camada absorvente, 150 m) de modo a se aproximar da dimensão adotada para a rocha de fundação. A largura da barra retangular é de 15 m e as propriedades físicas dos modelos adotadas são as mesmas da rocha de fundação para o caso $E_f/E_e = 1$: $E = 27,59 \text{ GPa}$, $\nu = 0,2$ e $\rho = 2.643 \text{ kg/m}^3$. O meio elástico de interesse foi considerado não amortecido. Foi aplicada uma carga impulsiva retangular vertical $P_0 = 30MN$, com um tempo $t_l = 0,02 \text{ s}$ na fase de carregamento, no ponto central da face superior dos modelos, onde está localizada a origem do espaço cartesiano. O passo de tempo das simulações foi de 0,005 s.

A Figura 6.14 mostra os modelos esquemáticos dos casos sobrepostos, sendo a barra retangular retirada de um corte central transversal do semicírculo e o semicírculo retirado de um corte central transversal da semiesfera, além da carga impulsiva aplicada.

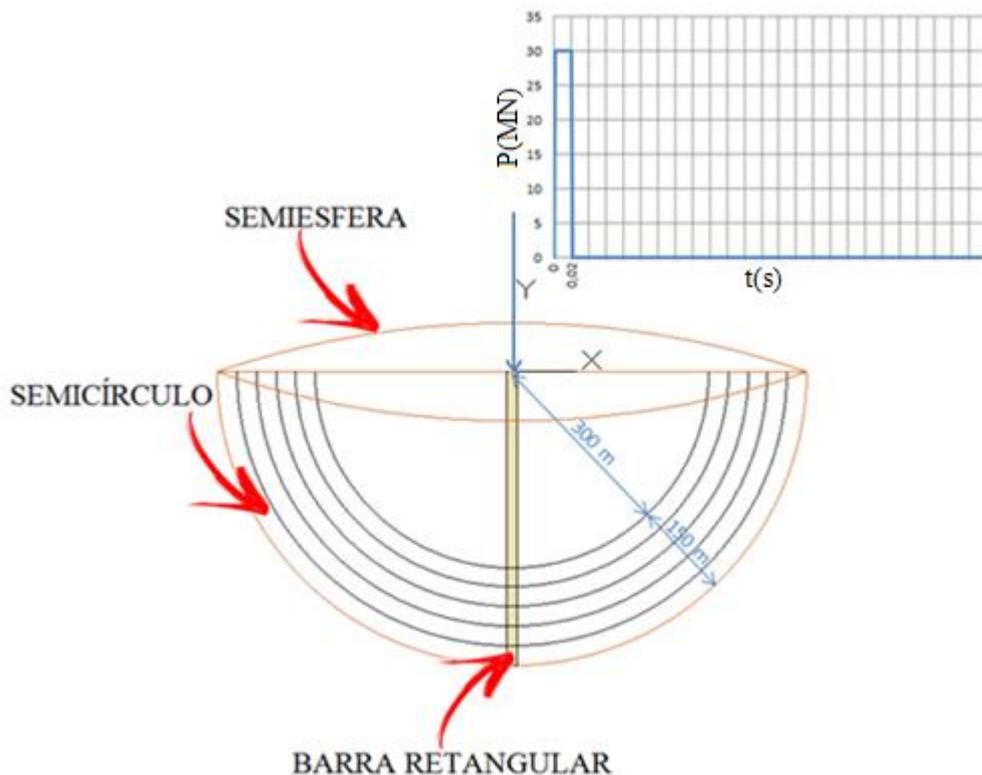


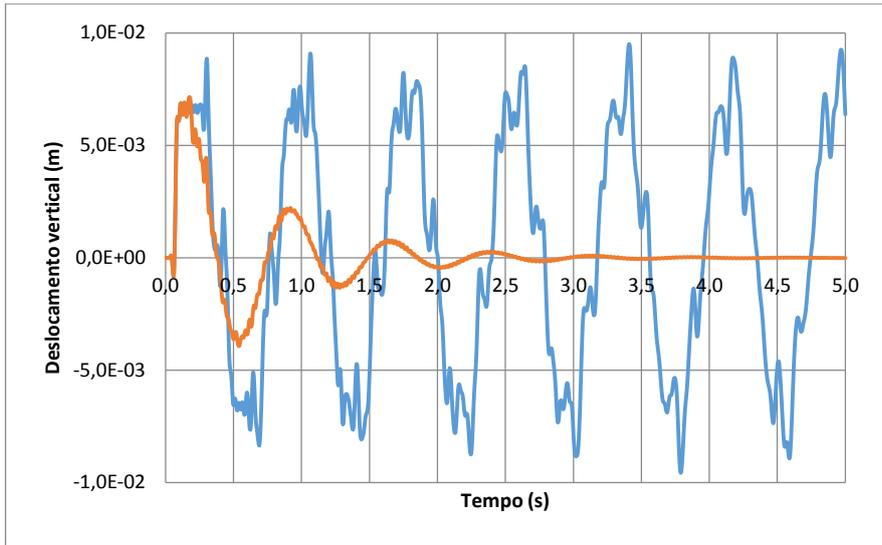
Figura 6.14 - Modelos esquemáticos da barra retangular, do semicírculo e da semiesfera sobrepostos e carga impulsiva aplicada no ponto central da face superior dos modelos, onde está localizada a origem do espaço cartesiano.

A Figura 6.15 apresenta os modelos, sem camada absorvente e com camada absorvente composta de cinco subcamadas heterogêneas, e suas principais particularidades: o elemento utilizado, o número de divisões das linhas, o número de nós, o número de elementos, a frequência fundamental axial do modelo sem amortecimento e uma tabela com a razão de amortecimento e os coeficientes alfa e beta do amortecimento de Rayleigh para cada subcamada do modelo com amortecimento. Os coeficientes alfa e beta foram determinados utilizando a frequência fundamental axial do modelo sem amortecimento. A resposta apresentada é o deslocamento vertical dos seguintes pontos: A - ponto central na metade do meio de interesse -, A_E - ponto a esquerda na metade do meio de interesse -, A_D - ponto a direita na metade do meio de interesse -, B - ponto central na interface do meio de interesse com a camada absorvente e C - ponto central a $3/5$ da interface da camada absorvente. Os pontos estão representados nos modelos com camada absorvente da Figura 6.15. Os pontos A_E e A_D se encontram 7,5 m a esquerda e a 7,5 m a direita do ponto A na barra circular e 150 m a esquerda e 150 m a direita do ponto A no semicírculo e na semiesfera.

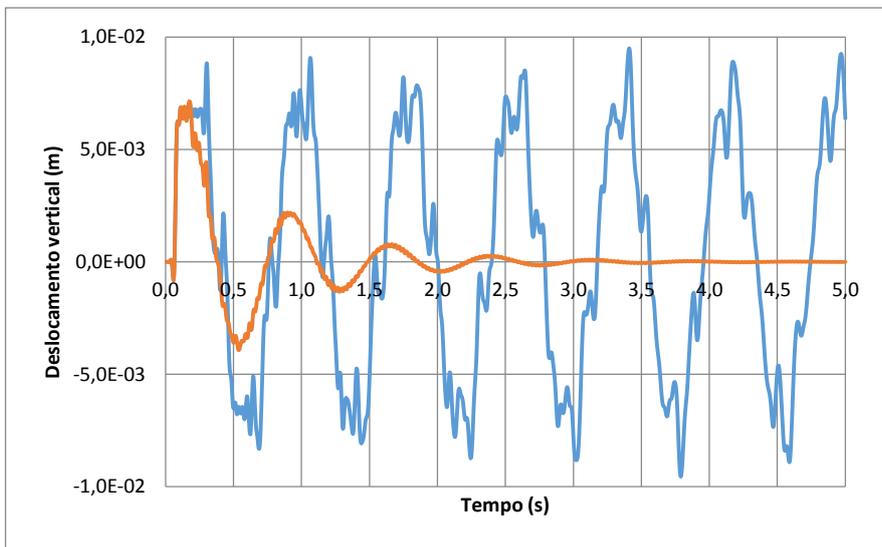
Caso	Retangular		Semicircular		Semiesférico																																																							
	Sem CALM	Com CALM	Sem CALM	Com CALM	Sem CALM	Com CALM																																																						
Modelo																																																												
Elemento Número de Divisões Número de Nós Número de Elementos	Sólido estrutural, 4 nós, 2D (PLANE182) 15 (vertical) / 2 (horizontal) 123 80		Sólido estrutural, 4 nós, 2D (PLANE182) 61 (raio) / 95 (quarto de circunferência) 17.538 5.743		Sólido estrutural, 20 nós, 3D (SOLID95) 15 (quarto de circunferência) 18.457 12.464																																																							
f_{LAVIAL} (Hz)	 1,27 Hz		 1,55 Hz		 1,86 Hz																																																							
ζ, α, β	<table border="1"> <thead> <tr> <th>ζ (%)</th> <th>α</th> <th>β (x10⁻⁴)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>20</td><td>1,60</td><td>2,51</td></tr> <tr><td>40</td><td>3,19</td><td>5,01</td></tr> <tr><td>60</td><td>4,79</td><td>7,52</td></tr> <tr><td>80</td><td>6,38</td><td>10,0</td></tr> <tr><td>100</td><td>7,98</td><td>12,5</td></tr> </tbody> </table>		ζ (%)	α	β (x10 ⁻⁴)	20	1,60	2,51	40	3,19	5,01	60	4,79	7,52	80	6,38	10,0	100	7,98	12,5	<table border="1"> <thead> <tr> <th>ζ (%)</th> <th>α</th> <th>β (x10⁻⁴)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>20</td><td>1,95</td><td>2,05</td></tr> <tr><td>40</td><td>3,90</td><td>4,11</td></tr> <tr><td>60</td><td>5,84</td><td>6,16</td></tr> <tr><td>80</td><td>7,79</td><td>8,21</td></tr> <tr><td>100</td><td>9,74</td><td>10,3</td></tr> </tbody> </table>		ζ (%)	α	β (x10 ⁻⁴)	20	1,95	2,05	40	3,90	4,11	60	5,84	6,16	80	7,79	8,21	100	9,74	10,3	<table border="1"> <thead> <tr> <th>ζ (%)</th> <th>α</th> <th>β (x10⁻⁴)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>20</td><td>2,34</td><td>1,71</td></tr> <tr><td>40</td><td>4,67</td><td>3,42</td></tr> <tr><td>60</td><td>7,01</td><td>5,13</td></tr> <tr><td>80</td><td>9,35</td><td>6,85</td></tr> <tr><td>100</td><td>11,7</td><td>8,56</td></tr> </tbody> </table>		ζ (%)	α	β (x10 ⁻⁴)	20	2,34	1,71	40	4,67	3,42	60	7,01	5,13	80	9,35	6,85	100	11,7	8,56
ζ (%)	α	β (x10 ⁻⁴)																																																										
20	1,60	2,51																																																										
40	3,19	5,01																																																										
60	4,79	7,52																																																										
80	6,38	10,0																																																										
100	7,98	12,5																																																										
ζ (%)	α	β (x10 ⁻⁴)																																																										
20	1,95	2,05																																																										
40	3,90	4,11																																																										
60	5,84	6,16																																																										
80	7,79	8,21																																																										
100	9,74	10,3																																																										
ζ (%)	α	β (x10 ⁻⁴)																																																										
20	2,34	1,71																																																										
40	4,67	3,42																																																										
60	7,01	5,13																																																										
80	9,35	6,85																																																										
100	11,7	8,56																																																										

Figura 6.15 - Modelos simplificados relacionados à rocha de fundação e suas principais particularidades

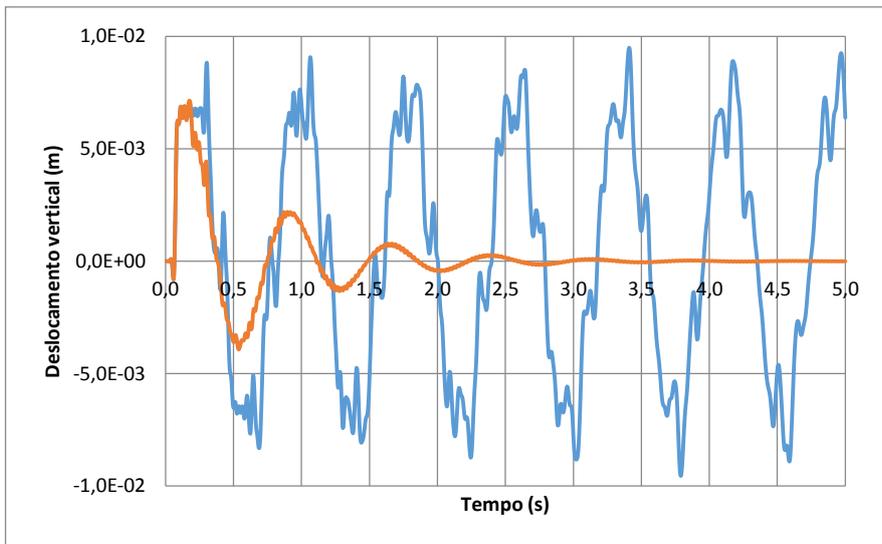
As Figuras 6.16, 6.17 e 6.18 apresentam a comparação entre os deslocamentos verticais para os modelos sem (em azul) e com (em laranja) camada absorvente respectivamente para os três casos: barra retangular, fundação semicircular (2D) e semiesférica (3D),



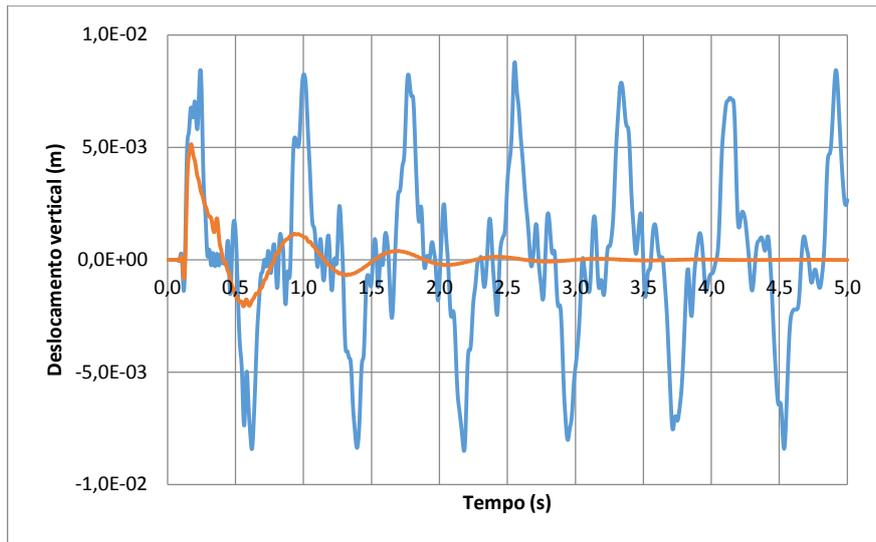
(a)



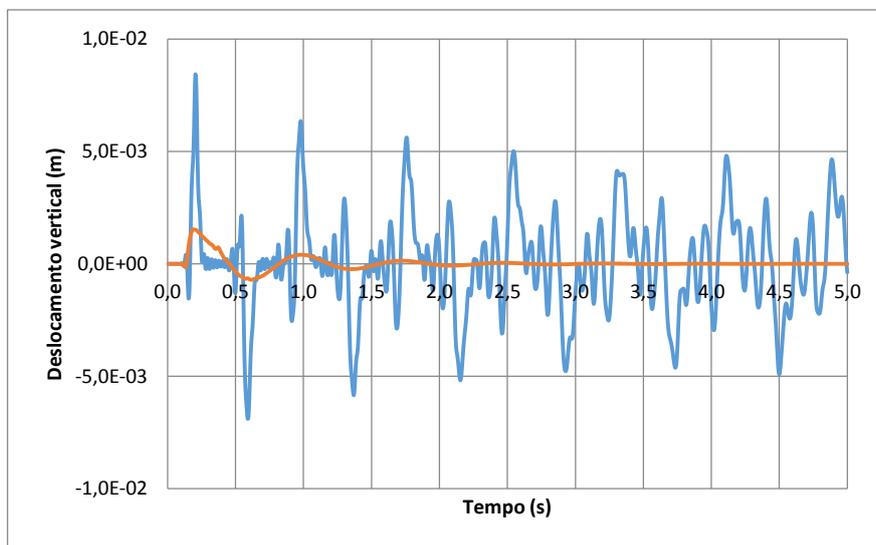
(b)



(c)

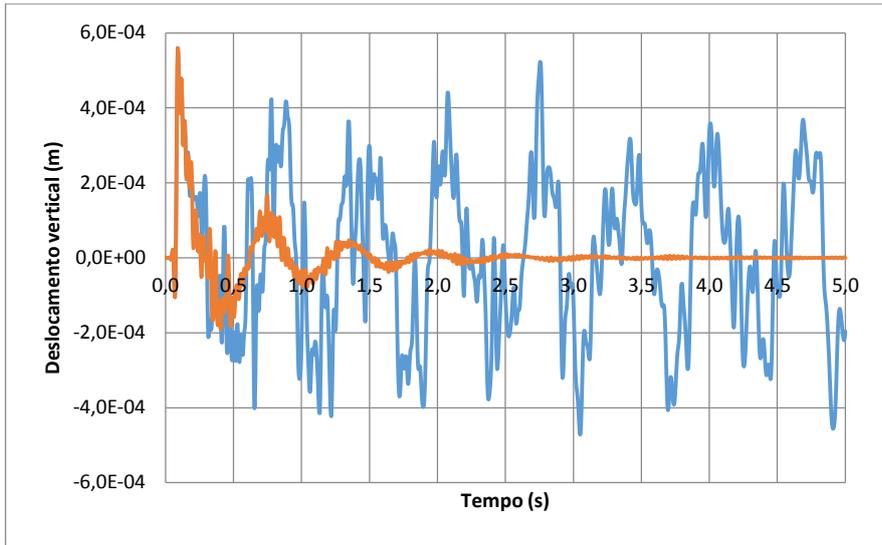


(d)

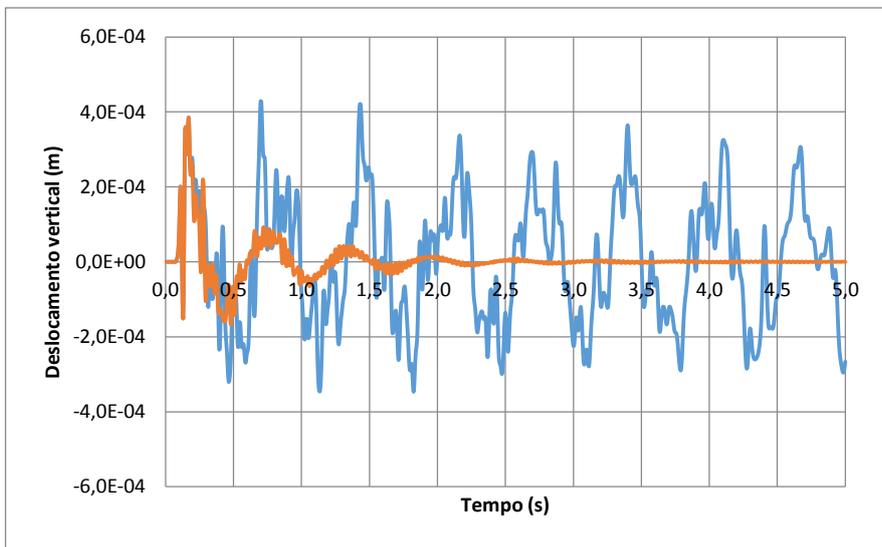


(e)

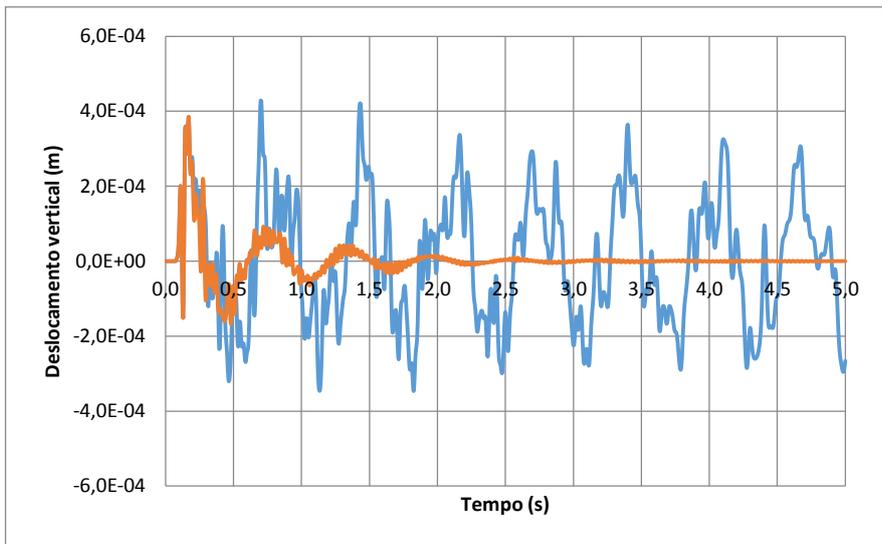
Figura 6.16 - Comparação entre os modelos não amortecido (em azul) e com camada amortecida (em laranja) nos pontos (a) A, (b) A_E, (c) A_D, (d) B e (e) C para o caso da barra retangular



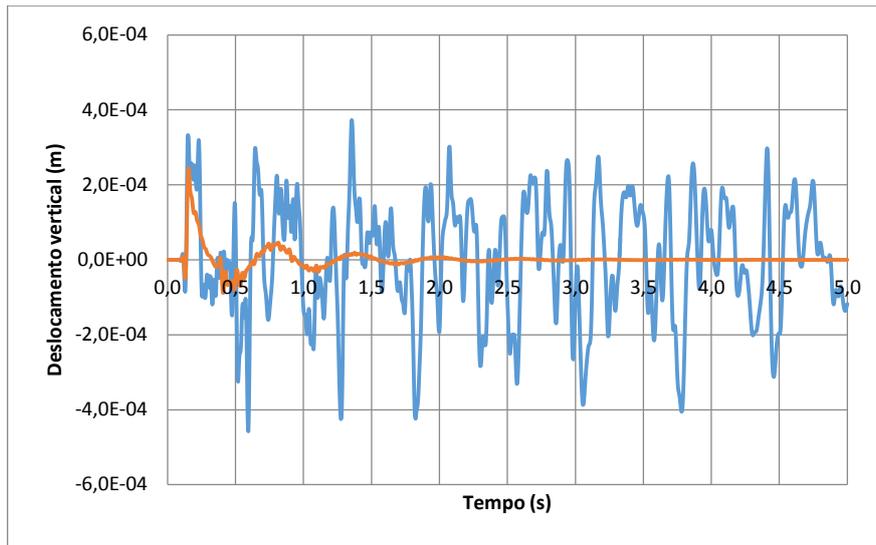
(a)



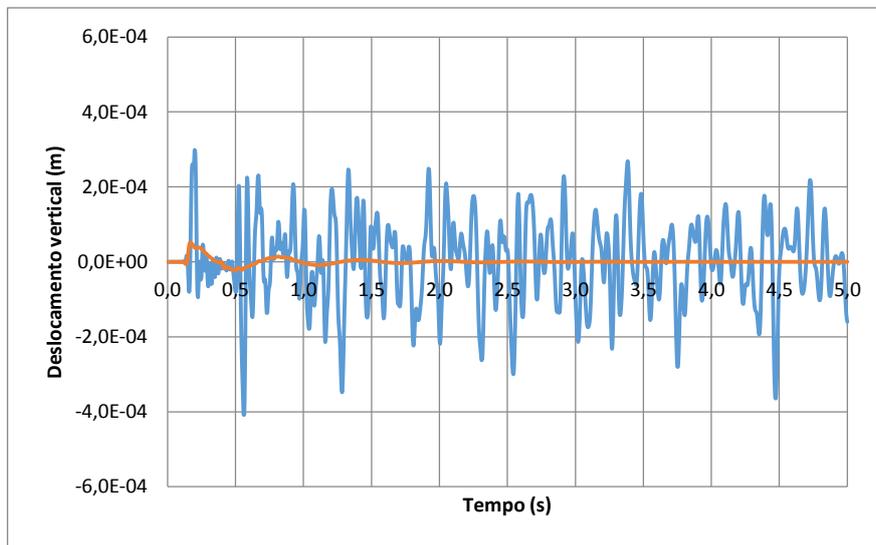
(b)



(c)

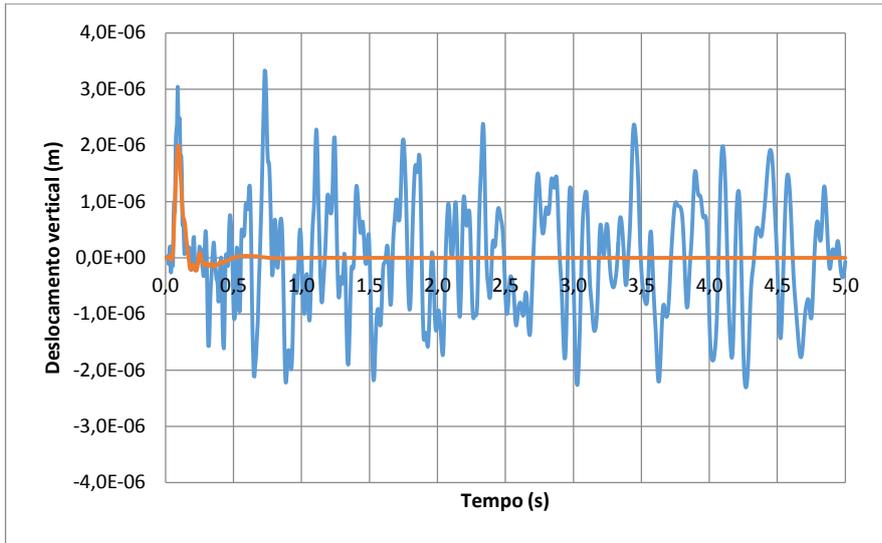


(d)

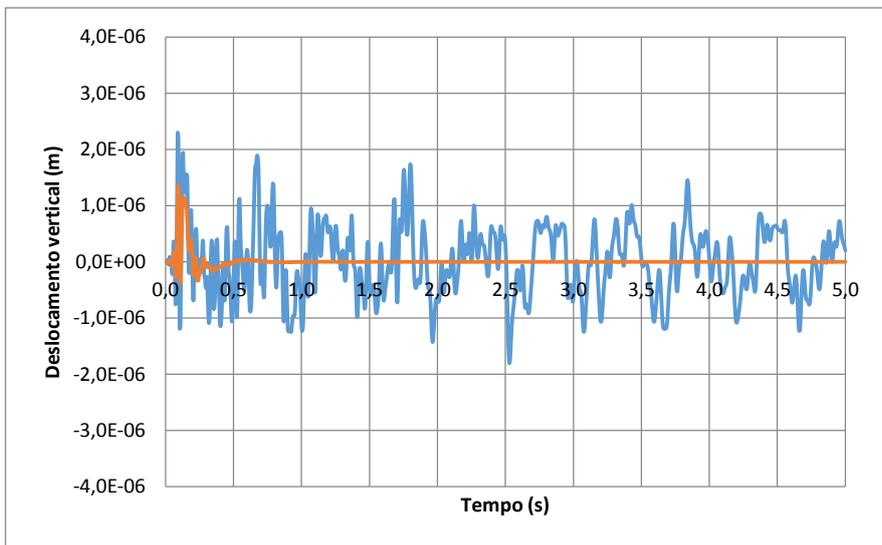


(e)

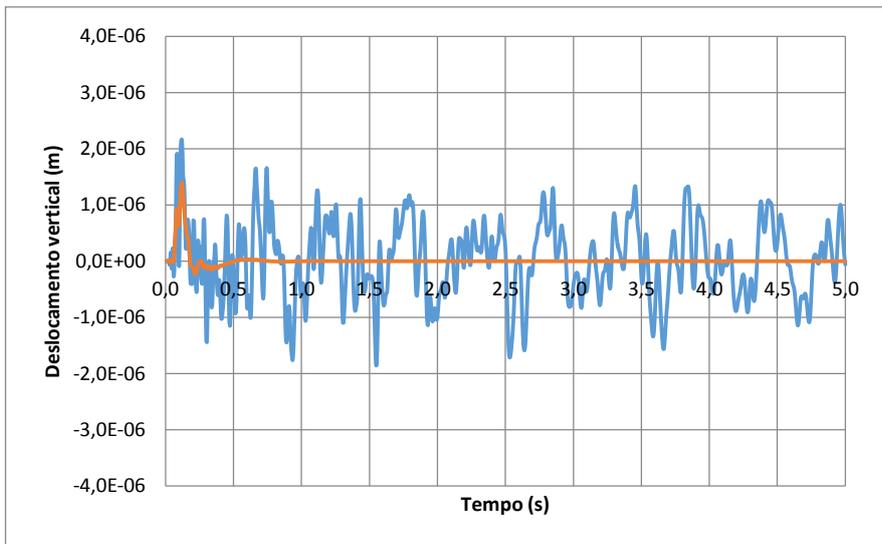
Figura 6.17 - Comparação entre os modelos não amortecido (em azul) e com camada amortecida (em laranja) nos pontos (a) A, (b) A_E , (c) A_D , (d) B e (e) C para o caso do semicírculo



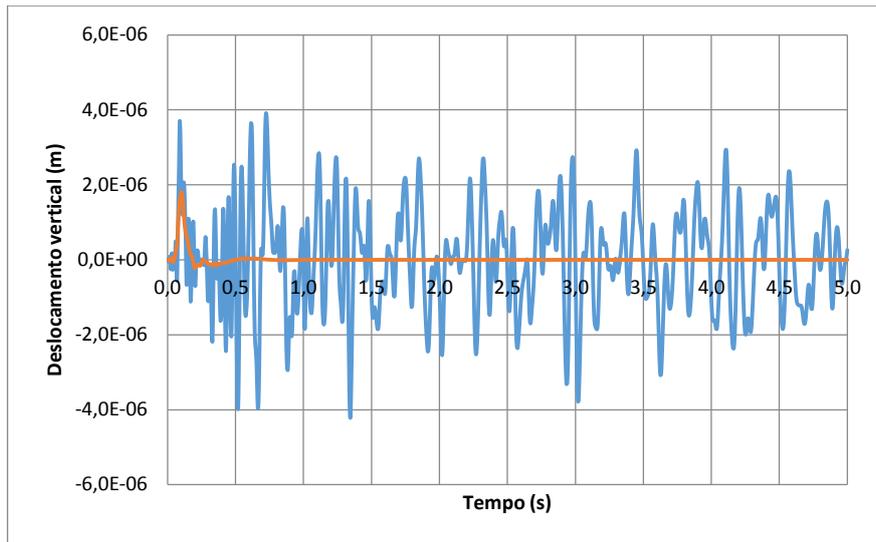
(a)



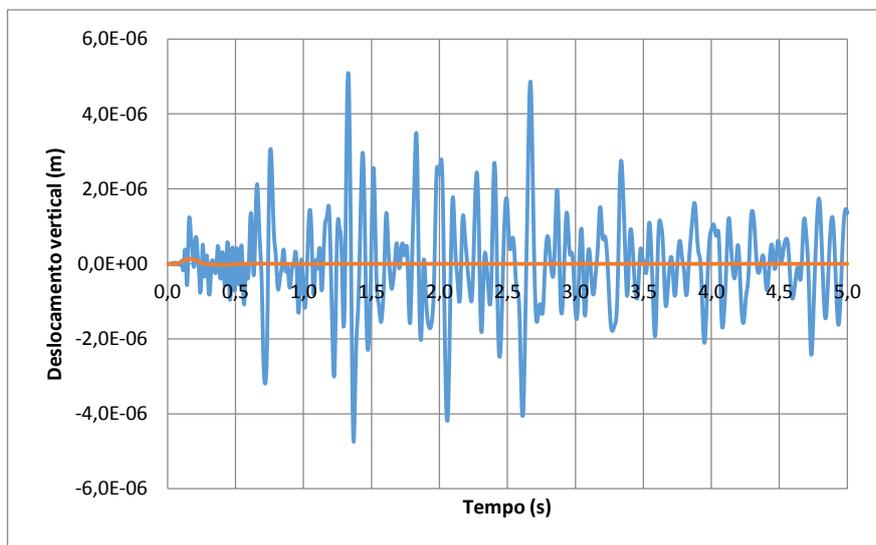
(b)



(c)



(d)



(e)

Figura 6.18 - Comparação entre os modelos não amortecido (em azul) e com camada amortecida (em laranja) nos pontos (a) A, (b) A_E, (c) A_D, (d) B e (e) C para o caso da semiesfera

Pode-se observar pela análise das Figuras 6.16 a 6.18 que o CALM é um método também eficiente para reduzir as reflexões espúrias nos contornos de configurações mais complexas com ondas de diversas naturezas (longitudinal, transversal e de superfície) em geometrias bidimensionais e tridimensionais. A atenuação foi observada em todos os pontos examinados. Uma grande vantagem do método é que o CALM apresenta propriedades atenuantes multidirecionais. Nota-se que o caso semiesférico apresenta uma atenuação mais acentuada em menor tempo, seguida pela configuração semicircular e depois a

retangular. As ondas no interior das estruturas se propagam com características de uma onda esférica, portanto geometrias esféricas e circulares apresentam melhores resultados.

6.3.4. Demonstração dos efeitos de atenuação em modelos simplificados do reservatório

Finalizando essa seção, serão apresentados mais dois casos relacionados à reflexão de onda, mas agora no meio fluido acústico (reservatório).

De modo a se aproximar do sistema barragem-reservatório mais realisticamente, é feito um estudo preliminar com modelos simplificados. A Figura 6.19 apresenta os modelos, sem elemento absorvente (com condição de contorno aberta) e com elemento absorvente no contorno longínquo e os elementos utilizados.

As dimensões empregadas são: para a estrutura: altura de 141,73 m (igual à altura da barragem), largura de 147,75 m (para 3D) e espessura constante de 13,33 m (de modo a se equiparar à área da seção transversal central da barragem – 1889,64 m²), totalizando um volume de aproximadamente 279.138,30 m³ de concreto (similar ao da barragem). Para as cavidades retangular e paralelepipedica, comprimento de 400,00 m e 406,70 m, respectivamente, aproximadamente 3 vezes a altura da estrutura. As propriedades físicas dos modelos adotadas são as mesmas da barragem e do reservatório: $E = 27,59$ GPa, $\nu = 0,2$ e $\rho = 2.483$ kg/m³ para o concreto e $c = 1.440$ m/s e $\rho = 1.000$ kg/m³ para a água.

As condições de contorno são: para as estruturas: bordas laterais e inferior engastadas e a superior, livre e para a cavidade: faces laterais e inferior, fechadas, face superior, aberta e fronteira longínqua, aberta nos modelos sem elemento absorvente e absorvente nos modelos com elemento absorvente. Foram utilizados elementos PLANE42 (sólido estrutural, 4 nós, 2D) para as estruturas 2D, FLUID29 (fluido acústico, 4 nós, 2D) para os reservatórios 2D, FLUID129 (fluido acústico infinito, 2D) para o contorno longínquo do modelo 2D e elementos SOLID95 (sólido estrutural, 20 nós, 3D) para as estruturas 3D, FLUID30 (fluido acústico, 8 nós, 3D) para os reservatórios 3D, FLUID130 (fluido acústico infinito, 3D) para o contorno longínquo do modelo 3D, todos da biblioteca ANSYS.

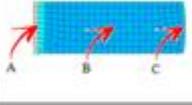
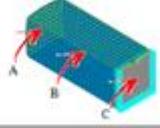
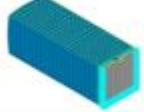
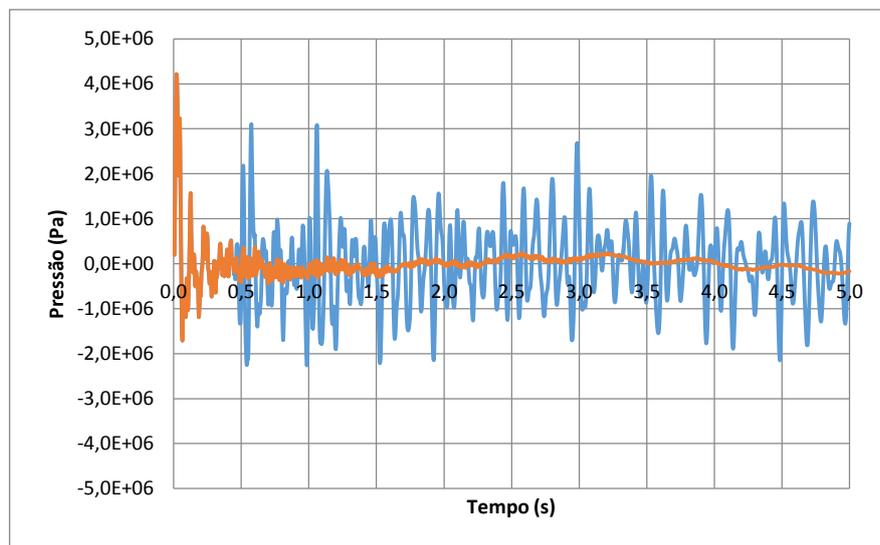
Caso	2D		3D	
	Sem Elemento Absorvente	Com Elemento Absorvente	Sem Elemento Absorvente	Com Elemento Absorvente
Modelo				
Elemento	Estrutura: PLANE42 Fluido: FLUID29	Estrutura: PLANE42 Fluido: FLUID29 Contorno Longínquo: FLUID129	Estrutura: SOLID95 Fluido: FLUID30	Estrutura: SOLID95 Fluido: FLUID30 Contorno Longínquo: FLUID130

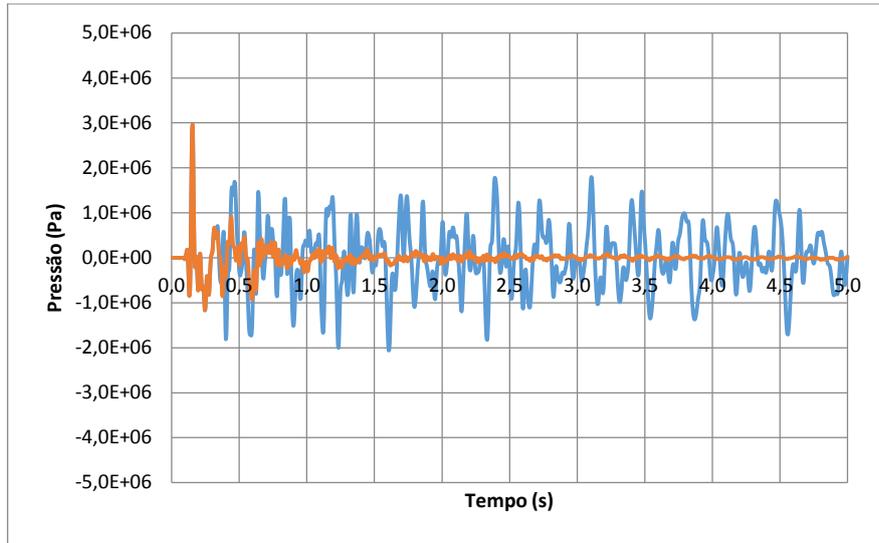
Figura 6.19 - Modelos simplificados relacionados ao sistema barragem-reservatório e suas principais particularidades

Foi aplicada uma carga distribuída impulsiva retangular $p = 7,0 \text{ MN/m}$, para o caso 2D e $p = 50,0 \text{ KN/m}^2$, para o caso 3D com um tempo $t_1 = 0,02 \text{ s}$ na fase de carregamento, na face “jusante” das estruturas. O passo de tempo das simulações foi de $0,005 \text{ s}$. A resposta apresentada é a pressão dos seguintes pontos: A - ponto central na interface com a estrutura -, B - ponto central aproximadamente na metade da cavidade e C - ponto central onde está locado o elemento absorvente no contorno longínquo.

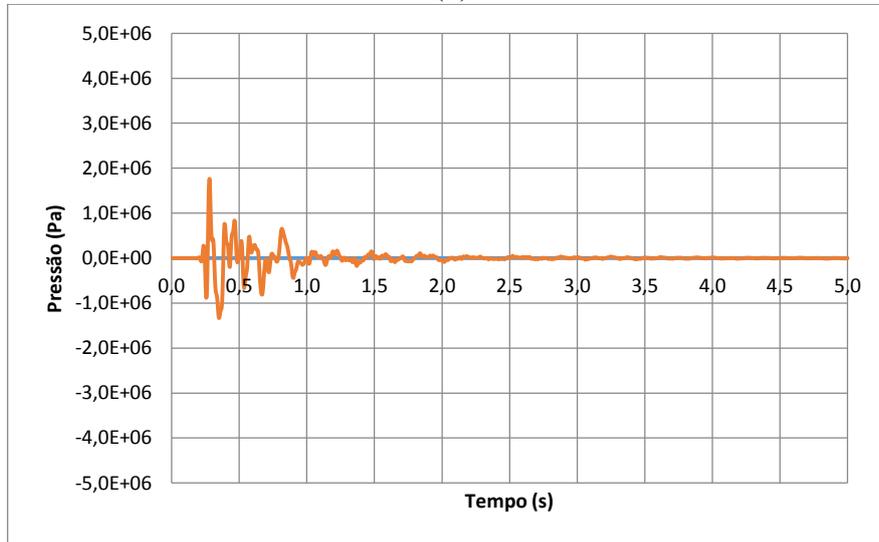
As Figuras 6.20 e 6.21 apresentam a comparação entre as pressões para os modelos sem e com elemento absorvente para os dois casos: 2D e 3D.



(a)

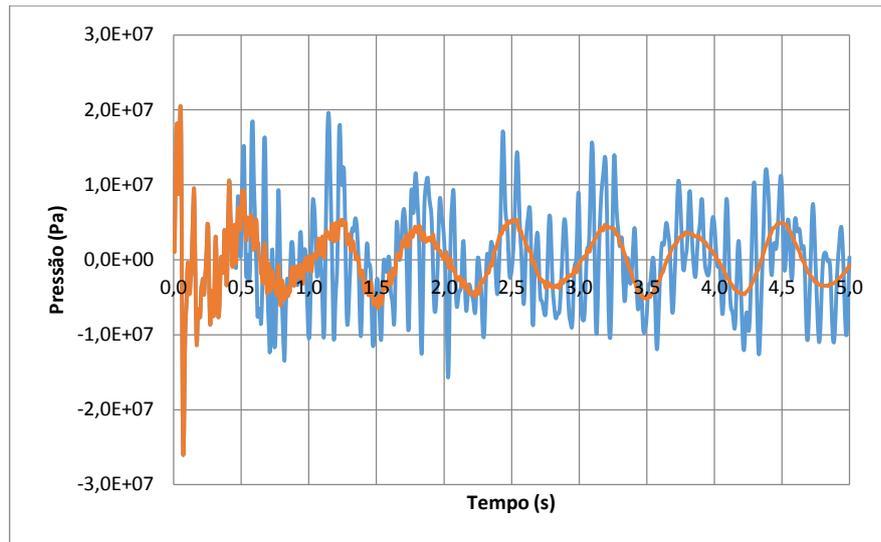


(b)

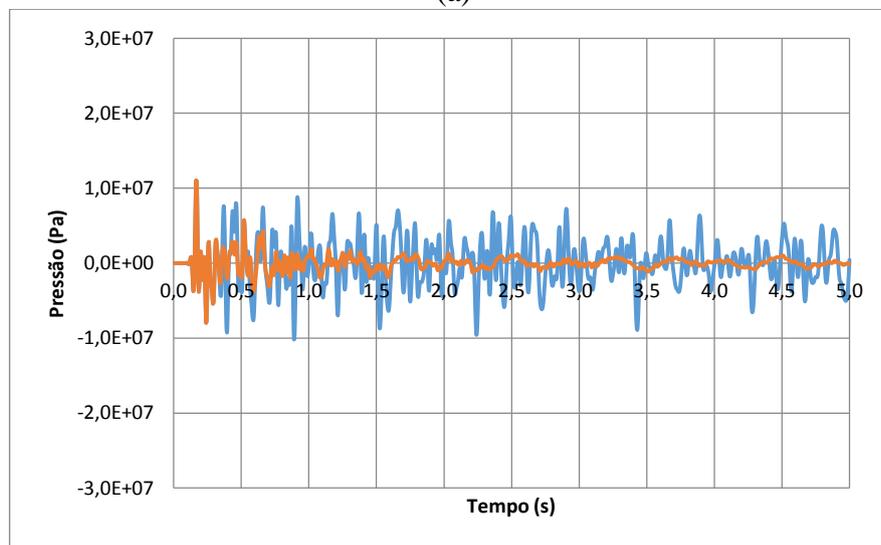


(c)

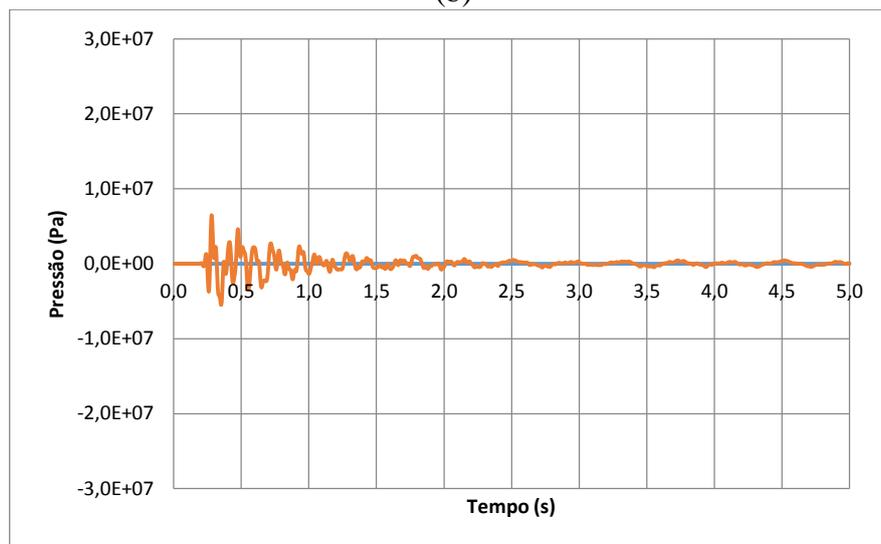
Figura 6.20 - Comparação entre os modelos sem (em azul) e com (em laranja) elemento absorvente nos pontos (a) A, (b) B e (c) C para o caso 2D



(a)



(b)



(c)

Figura 6.21 - Comparação entre os modelos sem (em azul) e com (em laranja) elemento absorvente nos pontos (a) A, (b) B e (c) C para o caso 3D

Pode-se observar pela análise das Figuras 6.20 e 6.21 que o elemento fluido absorvente, responsável por reduzir as reflexões no contorno longínquo do reservatório, é indispensável sendo que a abordagem de problemas através do uso simplificado de condição de contorno aberta no contorno longínquo leva a respostas equivocadas em razão do efeito da reflexão de onda no contorno finito do modelo, observado nos gráficos em azul.

6.4 LANÇAMENTO DO SISMO

Um ponto nevrálgico do problema abordado é a introdução do sismo na fundação ou seja o mecanismo de lançamento da carga de terremoto no modelo em elementos finitos. Em Tan e Chopra (1996), os registros temporais da aceleração foram aplicados como movimento de solo de campo livre na interface barragem-fundação. Esse movimento do solo de campo livre foi assumido como sendo uniforme através da interface barragem-fundação inteira. Cabe aqui a definição de campo livre: a resposta sísmica de uma estrutura depende da natureza do solo de apoio. O movimento na base de uma estrutura apoiada em rocha é idêntico ao que ocorre no mesmo ponto antes que essa estrutura seja construída, mas eles são bem diferentes se a estrutura for apoiada no solo. O movimento que ocorre no solo ou em camadas rochosas a alguma profundidade a partir da superfície do solo na ausência de qualquer estrutura ou escavação é definido como movimento de campo livre (apontado na Figura 6.22). O movimento na base de uma estrutura e o movimento de campo livre que ocorreria no mesmo ponto na ausência da estrutura são diferentes (Dixit et al., 2012).

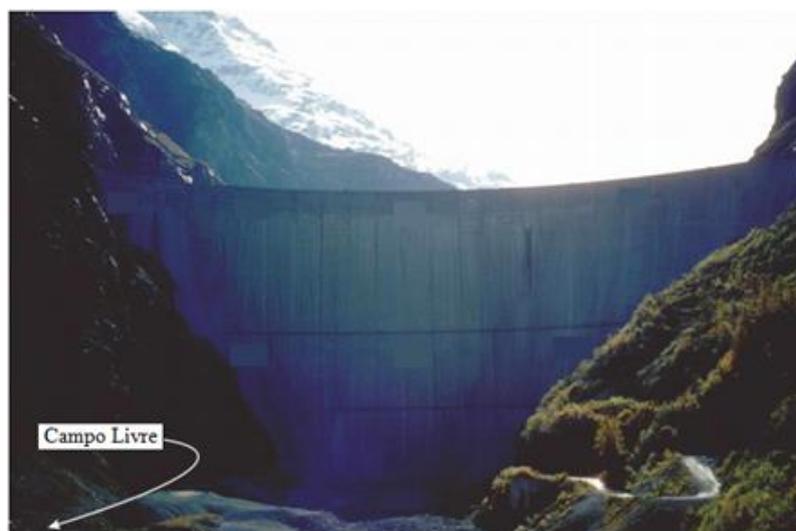


Figura 6.22 - Indicação de campo livre a jusante da barragem em arco de Mauvoisin onde não há qualquer estrutura ou escavação (Proulx et al., 2004, modificada)

Aplicar o movimento (aceleração) nos nós da interface barragem-fundação, como indicado na Figura 6.23, usando as cargas de aceleração translacional no ANSYS - ACCX (direção transversal), ACCY (direção a montante) e ACCZ (direção vertical) - apresentou alguns contratempos.

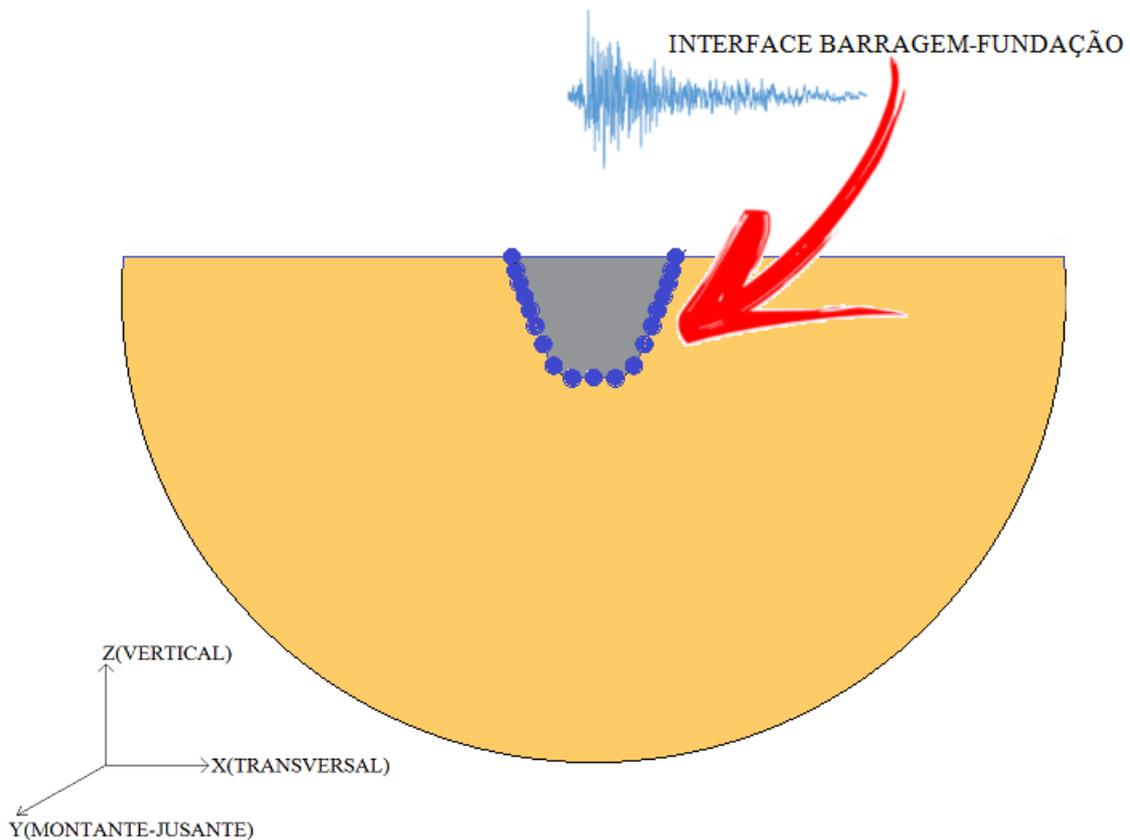


Figura 6.23 - Representação do mecanismo de entrada do terremoto através da interface barragem-fundação

Ao derivar um histórico de tempo de deslocamento de um acelerograma, os procedimentos de integração tendem a causar um *drift* no conjunto de dados, de modo que o início e o fim do deslocamento podem ficar indevidamente díspares. Assim, uma estrutura pode acabar em algum ponto irrealisticamente distante de onde começou. Esse *drift* foi observado nas respostas da barragem às componentes vertical e transversal do terremoto embora não tenha sido observado nas respostas à componente montante. A Figura 6.24 mostra um exemplo de *drift* gerado no deslocamento radial em função do tempo no ponto central da crista da barragem definido pelo semi-ângulo central de $14,05^\circ$ pela componente S21W do terremoto de *Taft* lançado nos nós da interface barragem-fundação na direção transversal.

Outro aspecto observado foi o fato de que as tensões nos nós das faces montante e jusante na interface da barragem com a rocha de fundação apresentaram valores equivocados para as três componentes. Isso se deve ao fato de que as tensões da barragem em qualquer instante de tempo são determinadas dos deslocamentos nodais e os registros temporais das acelerações eram lançados também naqueles nós. Buscaram-se assim outras técnicas para o lançamento do terremoto.

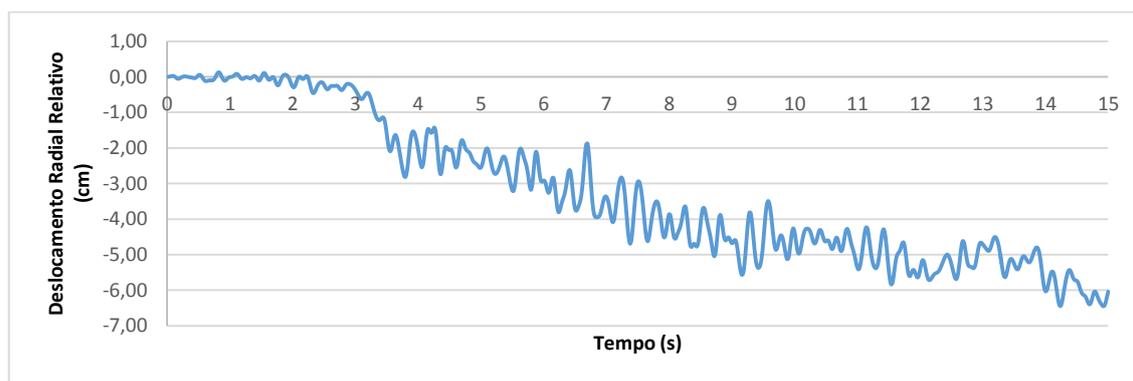


Figura 6.24 – Exemplo de *drift* gerado na resposta ao terremoto

Para os casos em que os efeitos de inércia e amortecimento da rocha de fundação são ignorados, o histórico de tempo do acelerograma de campo livre especificado é aplicado uniformemente através nos nós da base rígida da rocha do modelo em elementos finitos usando os comandos ACCX (direção transversal), ACCY (direção a montante) e ACCZ (direção vertical). A ausência de massa faz com que a rocha de fundação funcione como uma mola, em outras palavras, apenas a flexibilidade da rocha de fundação é levada em conta. Assim, os movimentos de entrada na base rígida da rocha são transmitidos instantaneamente através da rocha de fundação para a base da barragem, sem quaisquer efeitos de propagação da onda. Se não houver efeitos de interação barragem-fundação, os mesmos movimentos de campo livre, aplicados na base da rocha, serão observados na superfície da rocha da fundação. É assim apropriado aplicar movimentos de superfície de campo livre como a entrada do terremoto na base da rocha neste modelo. Essa técnica elimina os problemas de *drift* dos deslocamentos e de tensões errôneas nos nós da interface barragem-fundação. A Figura 6.25 mostra um esquema da entrada do terremoto através da base da rocha considerando a fundação sem massa.

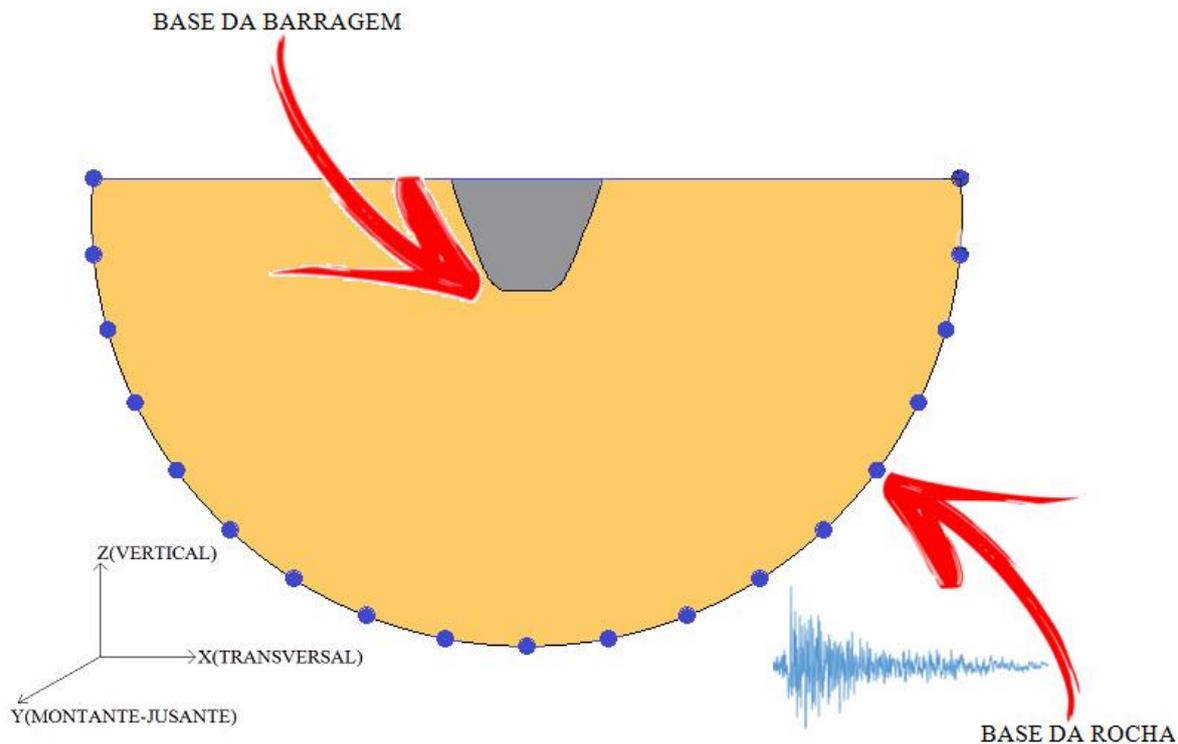


Figura 6.25 - Representação do mecanismo de entrada do terremoto através da base da rocha considerando a fundação sem massa

Essa técnica não pode ser aplicada ao se considerar todos os efeitos da interação barragem-fundação. Para esses casos, foi utilizada uma análise de deconvolução do acelerograma de campo livre gravado. Isto é equivalente a calcular o acelerograma da base da rocha que pode ter produzido a aceleração de campo livre depois da propagação através da fundação deformável. O modelo de entrada de terremoto deconvolvido remove efeitos de dispersão sísmica devido aos limites artificiais do domínio de fundação semi-infinito. A deconvolução é um processo matemático que permite o ajuste dos conteúdos de amplitude e frequência de um movimento sísmico do solo aplicado na base da fundação para obter a saída desejada na interface barragem-fundação. A Figura 6.26 apresenta um esquema básico do mecanismo de entrada do terremoto por deconvolução.

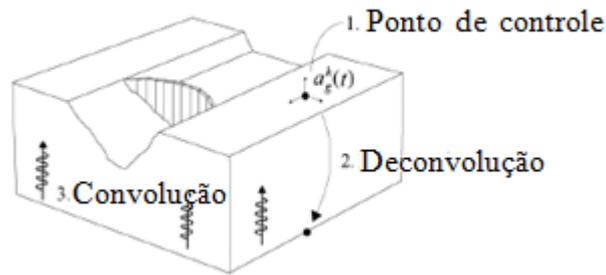


Figura 6.26 - Representação do mecanismo de entrada do terremoto por deconvolução
(Chopra, 2017, modificada)

De acordo com Sooch e Bagchi (2014), inicialmente, a aceleração do solo aplicada na base da fundação é assumida como a aceleração do solo de campo livre. O histórico de tempo da aceleração na superfície superior (isto é, na interface barragem-fundação) é então estimado pela resolução do problema de propagação de onda do sistema barragem-fundação usando a técnica de análise de elementos finitos. Esta aceleração do solo estimada ou reproduzida em um ponto de referência na interface barragem-fundação é então comparada à aceleração original do solo de campo livre depois de transformar ambos os sinais no domínio da frequência usando a análise de Fourier. A Transformada Rápida de Fourier (FFT) e Transformada Rápida de Fourier Inversa (IFFT) permitem a transformação do sinal do domínio do tempo em um sinal no domínio da frequência ou vice-versa, respectivamente. A FFT de uma série temporal produz valores complexos de amplitude de Fourier para um conjunto de frequências discretas. As amplitudes complexas de Fourier são então convertidas em valores absolutos para obter o espectro de amplitude de Fourier. Por outro lado, o IFFT de um conjunto de amplitudes de Fourier complexas para um conjunto de frequências discretas produz um sinal no domínio do tempo.

Como mencionado anteriormente, a aceleração de campo livre ou qualquer sinal arbitrário é inicialmente aplicado na base da fundação e, ao resolver o problema de propagação de ondas, obtém-se o sinal de aceleração em um ponto de controle selecionado na parte superior da fundação. Os sinais de aceleração sintetizados e de campo livre na parte superior da fundação são então comparados no domínio da frequência e um fator de correção para cada frequência é calculado usando a proporção das amplitudes de Fourier dos sinais de aceleração do solo sintetizados e de campo livre em uma iteração dada. O sinal de aceleração aplicado na base da fundação é modificado usando o fator de correção

para cada frequência. O histórico de aceleração modificado é então transformado de volta para o sinal de aceleração no domínio do tempo empregando o IFFT e a análise da propagação da onda para o sistema de fundação é repetida com a aceleração do solo modificada aplicada na base da fundação. O procedimento é iterado até que o movimento original do solo de campo livre na parte superior da fundação coincida com o registro reproduzido do movimento do solo gerado usando o movimento do solo modificado aplicado na base da fundação. O movimento do solo resultante na base da fundação seria chamado de movimento terrestre deconvoluido que deveria ser usado na análise dinâmica do sistema barragem-fundação.

No presente trabalho, a rocha de fundação para os casos de interação foi dividida em duas regiões: um meio de interesse e a camada absorvente, como proposta de absorção das ondas no contorno finito do modelo da rocha (o CALM). Assim o terremoto (em termos de aceleração) foi aplicado não na base da fundação, mas sim uniformemente nos nós da interface entre o meio de interesse e a camada absorvente, usando os comandos ACCX (direção transversal), ACCY (direção a montante) e ACCZ (direção vertical) no ANSYS. O ponto de controle selecionado na parte superior da fundação foi o ponto médio da base da barragem na interface com a fundação em $\theta_0 = 0^\circ$. A Figura 6.27 mostra a interface onde o terremoto foi lançado e o ponto de controle selecionado na parte superior da fundação onde o sinal de aceleração é capturado.

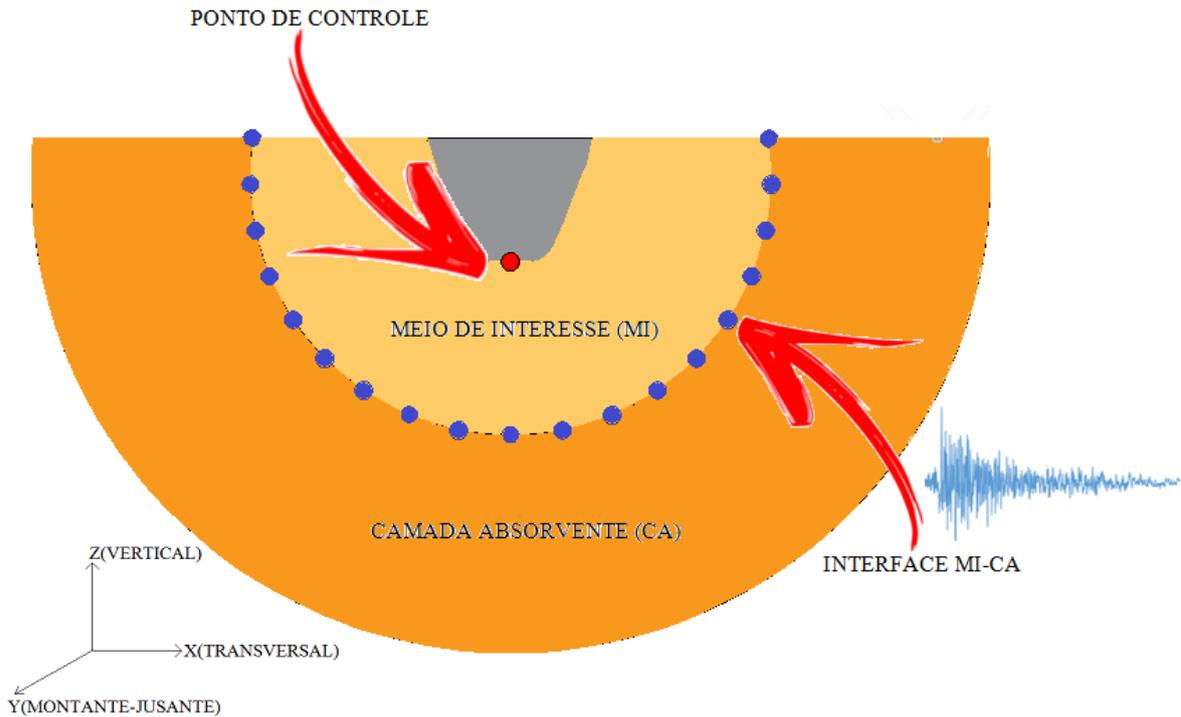


Figura 6.27 - Interface meio de interesse - camada absorvente onde o terremoto foi lançado e o ponto de controle selecionado na parte superior da fundação onde o sinal de aceleração é capturado no mecanismo de deconvolução

No entanto, as respostas às componentes vertical e transversal apresentaram *drift*, o que não ocorreu com as respostas ao movimento montante. Foi utilizada então para os casos vertical e transversal uma técnica ligeiramente modificada. Ao invés do uso dos comandos ACCX (direção transversal) e ACCZ (direção vertical), foi utilizado o comando ACEL, que simula o movimento global de um apoio rígido – fixado na interface meio de interesse – camada absorvente. O uso do comando ACEL elimina o *drift* nas análises vertical e transversal.

Os deslocamentos nodais devido à aceleração imposta, utilizando os comandos ACCX, ACCY e ACCZ são deslocamentos absolutos, isto é, representam o movimento total que é composto dos movimentos relativos da estrutura em relação ao solo mais o movimento do solo. Os deslocamentos relativos, portanto, são determinados da subtração do deslocamento do solo do deslocamento total. Quando é utilizado o comando ACEL, os deslocamentos nodais são os deslocamentos relativos. Quanto às tensões, como as tensões devido ao movimento do solo são zero, as soluções obtidas com deslocamentos absolutos (ACCX, ACCY e ACCZ) ou relativos (ACEL) são idênticas. A Figura 6.28 ilustra a

representação esquemática do problema de excitação sísmica de um sistema estrutura-fundação com os deslocamentos indicados.

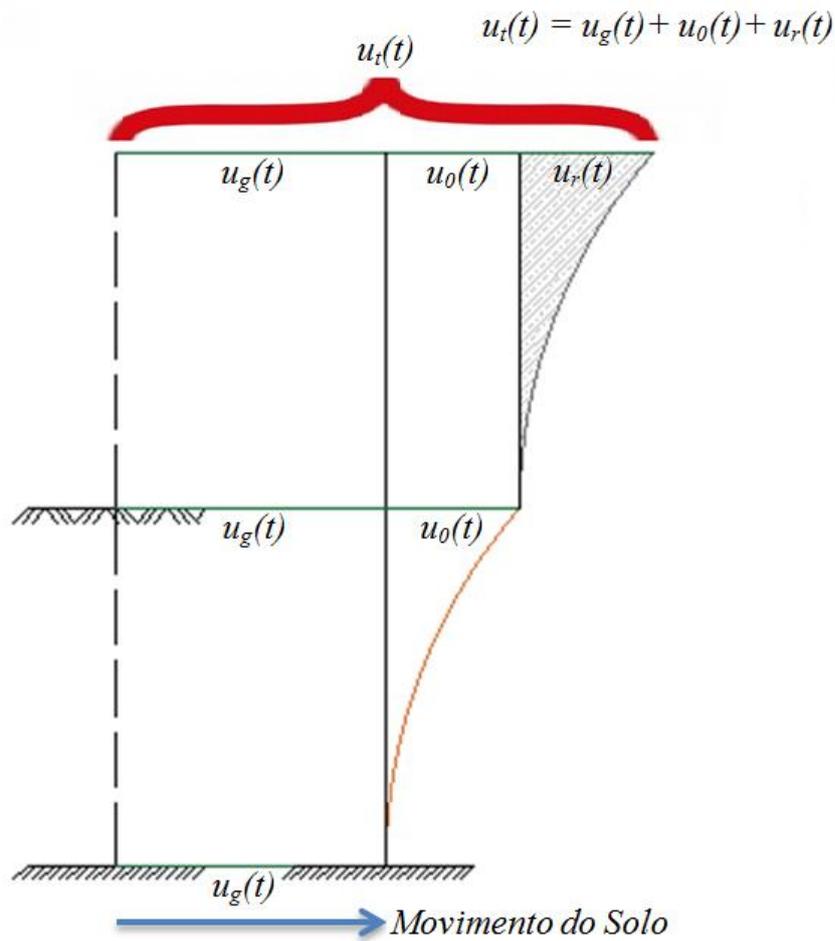


Figura 6.28 – Representação esquemática do problema de excitação sísmica em que $u_g(t)$ é o deslocamento do solo, $u_0(t)$ é o deslocamento da interface estrutura-fundação, $u_r(t)$ é o deslocamento relativo da estrutura e $u_i(t)$ é o deslocamento total

Concluindo, neste trabalho o mecanismo de entrada do terremoto nos casos em que todos os efeitos da interação barragem-fundação são considerados é a deconvolução. Para todos os casos, foi realizada uma única iteração no procedimento de deconvolução e calculado o coeficiente de correlação de Pearson entre o sinal original do solo de campo livre e o sinal de aceleração gerado no ponto de controle, sendo que se um coeficiente está entre 0,00 e 0,19, a correlação é considerada bem fraca, entre 0,20 e 0,39, fraca, entre 0,40 e 0,69, moderada, entre 0,70 e 0,89, forte e entre 0,90 e 1,00, muito forte.

De forma a exemplificar a técnica da deconvolução como entrada sísmica, o passo a passo para o Caso 3I, em que o módulo de Young da rocha de fundação é igual ao módulo de Young da estrutura de concreto, sendo a condição do reservatório vazio, submetido a componente S69E do terremoto de *Taft* na direção montante do modelo, é apresentado a seguir:

- A carga de aceleração translacional (componente S69 do terremoto de *Taft* - em azul na Figura 6.29) é lançada uniformemente nos nós da interface meio de interesse - camada absorvente do modelo, na direção y (montante);
- Terminado o processamento, captura-se o sinal de aceleração (em laranja na Figura 6.29) no ponto de controle selecionado, aqui o ponto médio da base da barragem na interface com a fundação em $\theta_0 = 0^\circ$;
- Ambos os sinais, a aceleração original - em azul - e a aceleração no ponto de controle - em laranja -, são transformados do domínio do tempo para o domínio da frequência utilizando a FFT; a Figura 6.30 apresenta os gráficos da magnitude (a) e da fase (b) pela frequência em Hz dos sinais;
- É calculado um fator de correção dividindo o sinal de aceleração no ponto de controle pelo sinal de aceleração original; a Figura 6.31 apresenta os gráficos da magnitude (a) e da fase (b) do fator de correção para cada frequência em Hz;
- Obtém-se o sinal corrigido (deconvoluido) - que é agora o sinal a ser lançado uniformemente nos nós da interface meio de interesse - camada absorvente do modelo - dividindo o sinal original pelo fator de correção; a Figura 6.32 mostra os gráficos da magnitude (a) e da fase (a) pela frequência em Hz do sinal corrigido;
- O sinal corrigido no domínio da frequência é transformado de volta para o domínio do tempo, mostrado na Figura 6.33, empregando a IFFT;
- O sinal corrigido é agora lançado uniformemente nos nós da interface meio de interesse - camada absorvente do modelo, na direção y (montante);
- Após terminado esse novo processamento, captura-se novamente o sinal de aceleração no ponto de controle;
- Compara-se o novo sinal no ponto de controle (em laranja) com o sinal original (em azul), mostrados na Figura 6.34;
- Aqui é utilizado o coeficiente de correlação de Pearson entre o sinal original e o gerado no ponto de controle como parâmetro de comparação; quanto mais próximo

de 1,00, maior a correlação; os pontos dos sinais e a correlação, que ao fim do segundo processamento é igual a 0,92, é mostrada na Figura 6.35; a critério de comparação é mostrada a correlação entre os sinais ao fim do primeiro processamento na Figura 6.36, que tinha sido de 0,82, melhora de 12,2%;

- Esse procedimento é iterado até que o sinal no ponto de controle coincida com o original. No entanto, neste trabalho, em todos os casos foi feita uma iteração, o que, no geral, levou a bons resultados.

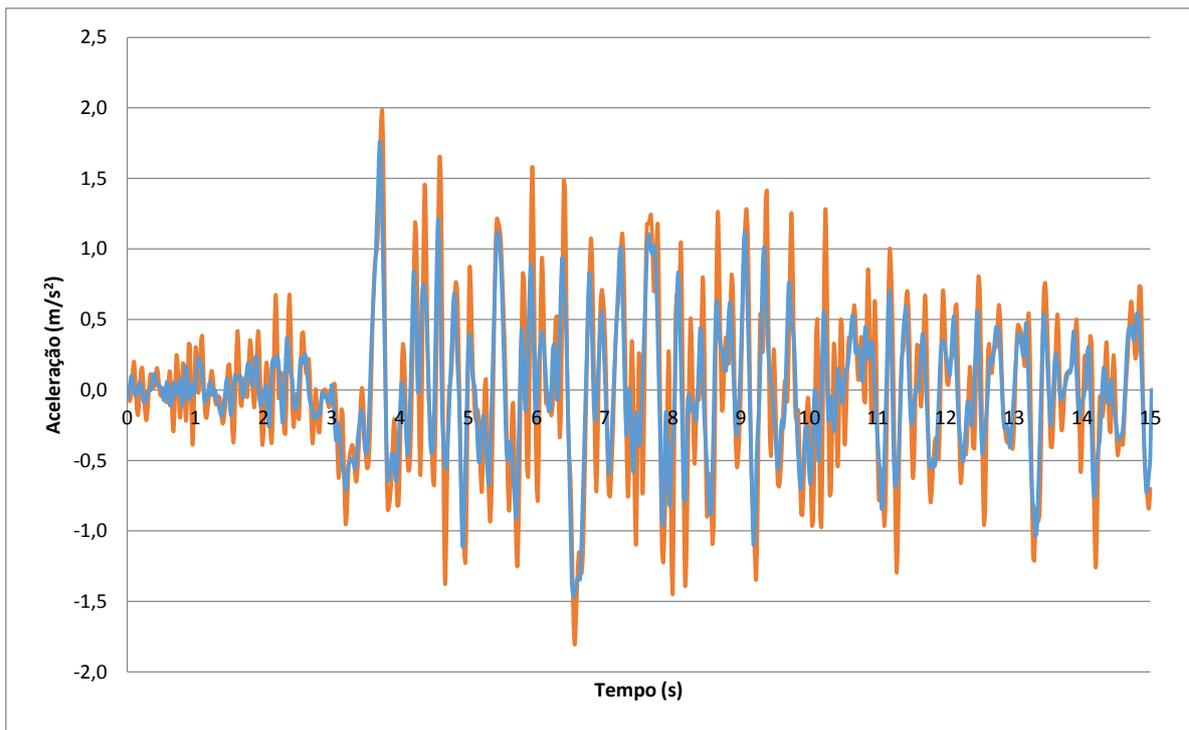
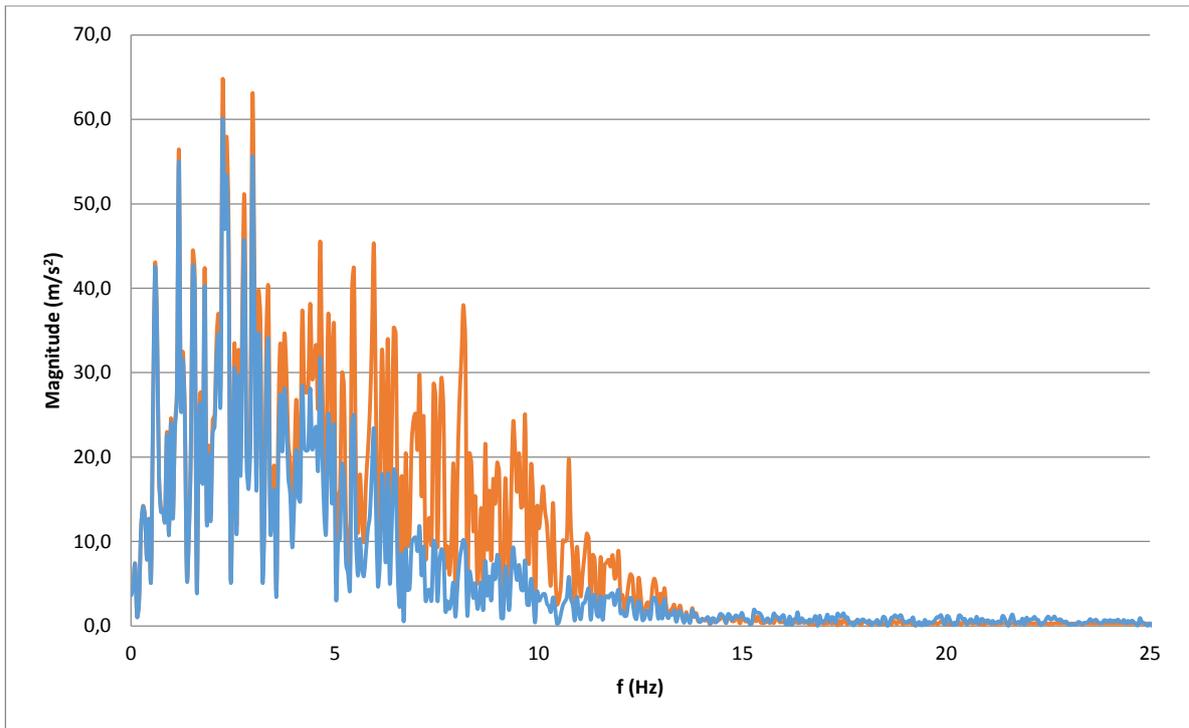
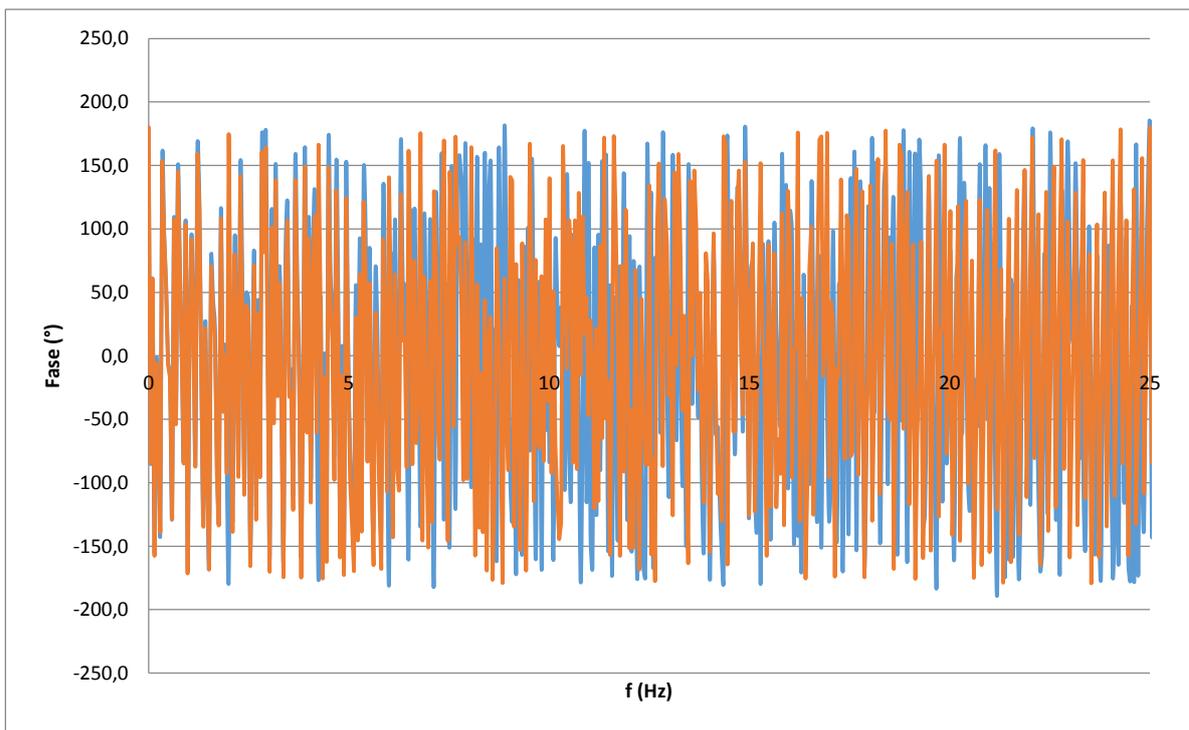


Figura 6.29 - Carga de aceleração translacional (componente S69 do terremoto de Taft - em azul) aplicada nos nós da interface meio de interesse - camada absorvente e o sinal de aceleração no ponto de controle (em laranja) após o primeiro processamento.

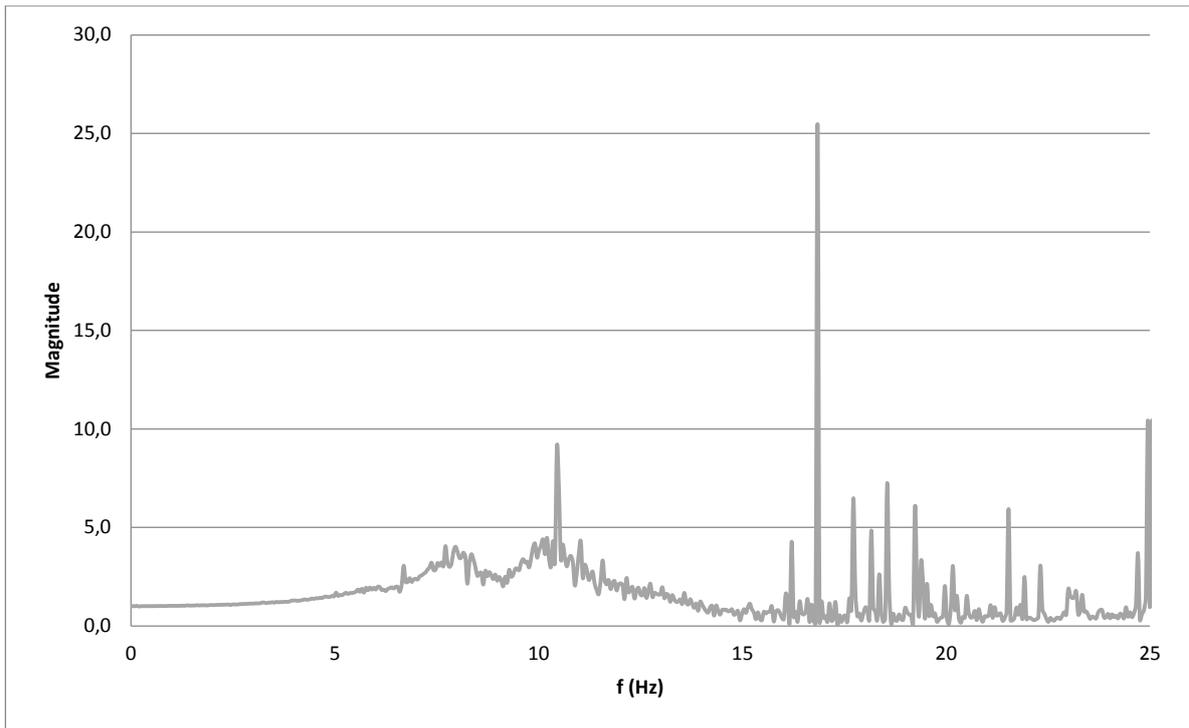


(a)

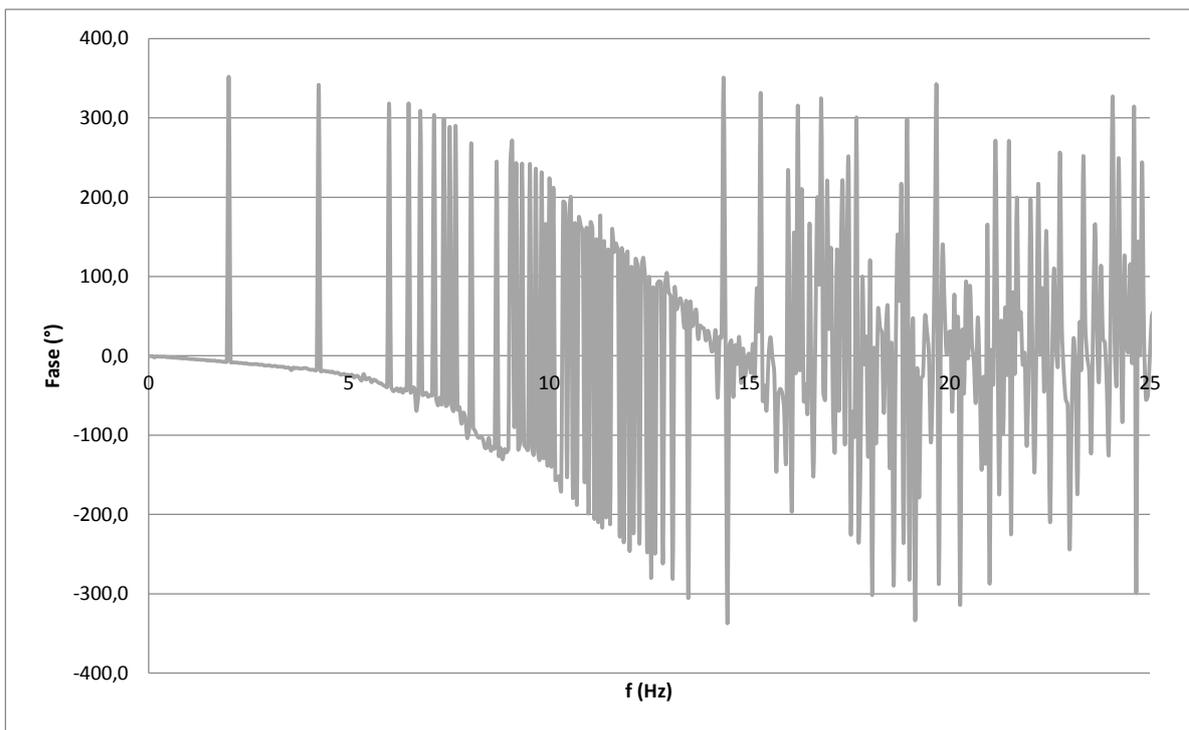


(b)

Figura 6.30 - Gráficos da (a) magnitude e da (b) fase pela frequência dos sinais da aceleração original - em azul - e no ponto de controle - em laranja.

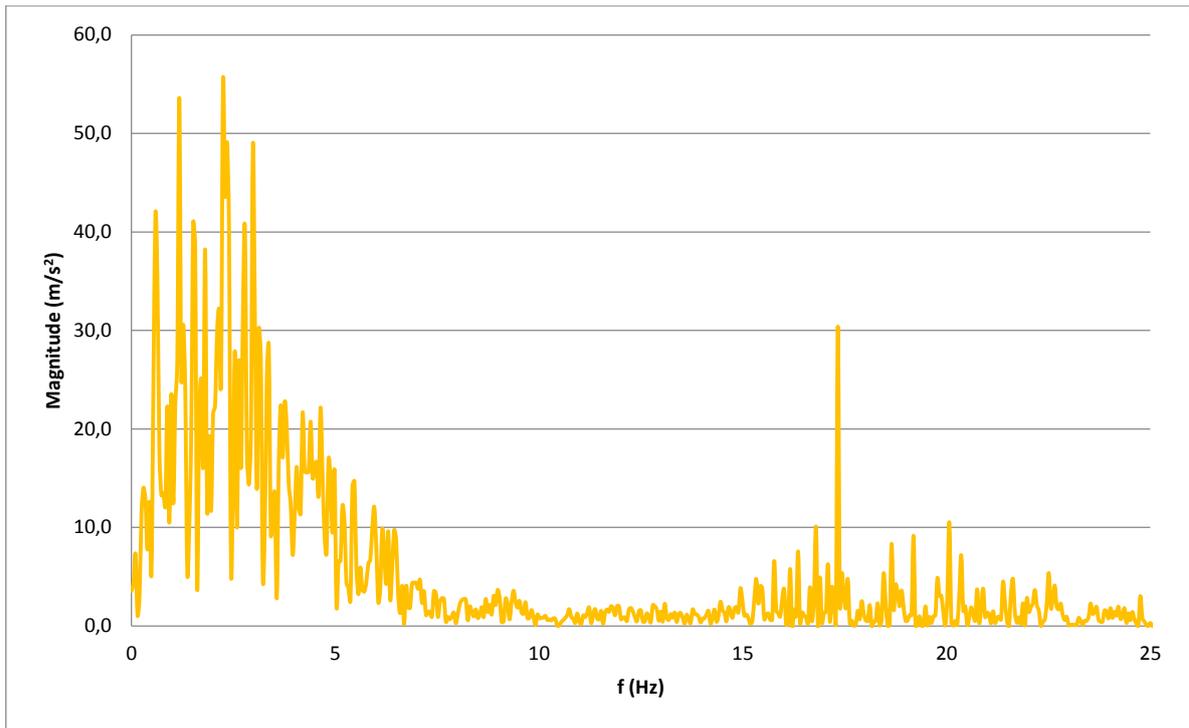


(a)

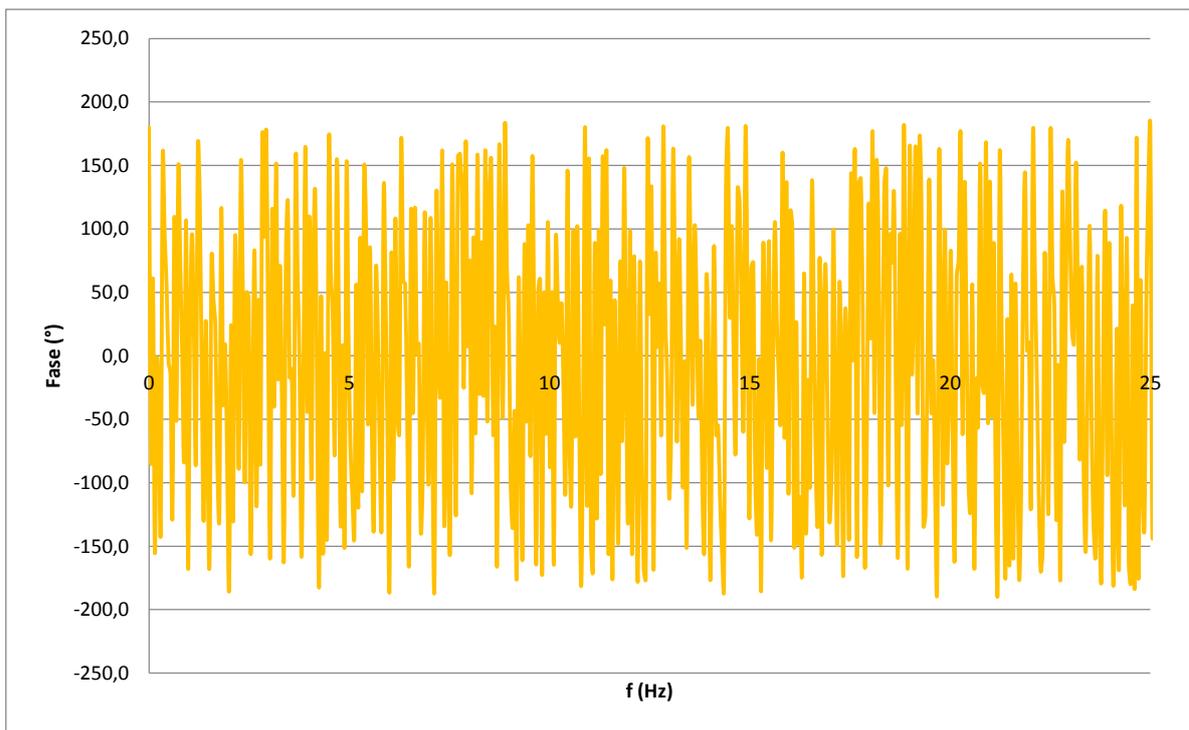


(b)

Figura 6.31 - Gráficos da (a) magnitude e da (b) fase do fator de correção para cada frequência



(a)



(b)

Figura 6.32 - Gráficos da (a) magnitude e da (b) fase pela frequência do sinal corrigido.

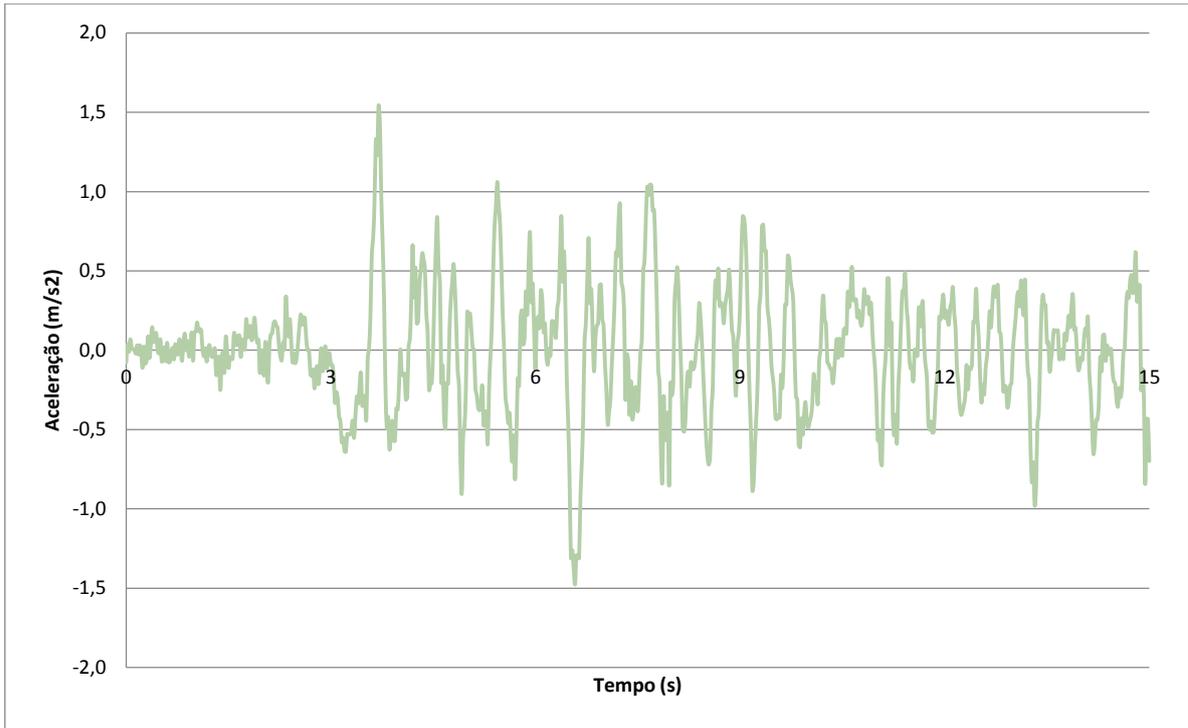


Figura 6.33 - Aceleração corrigida (deconvolvida) a ser aplicada nos nós da interface meio de interesse - camada absorvente

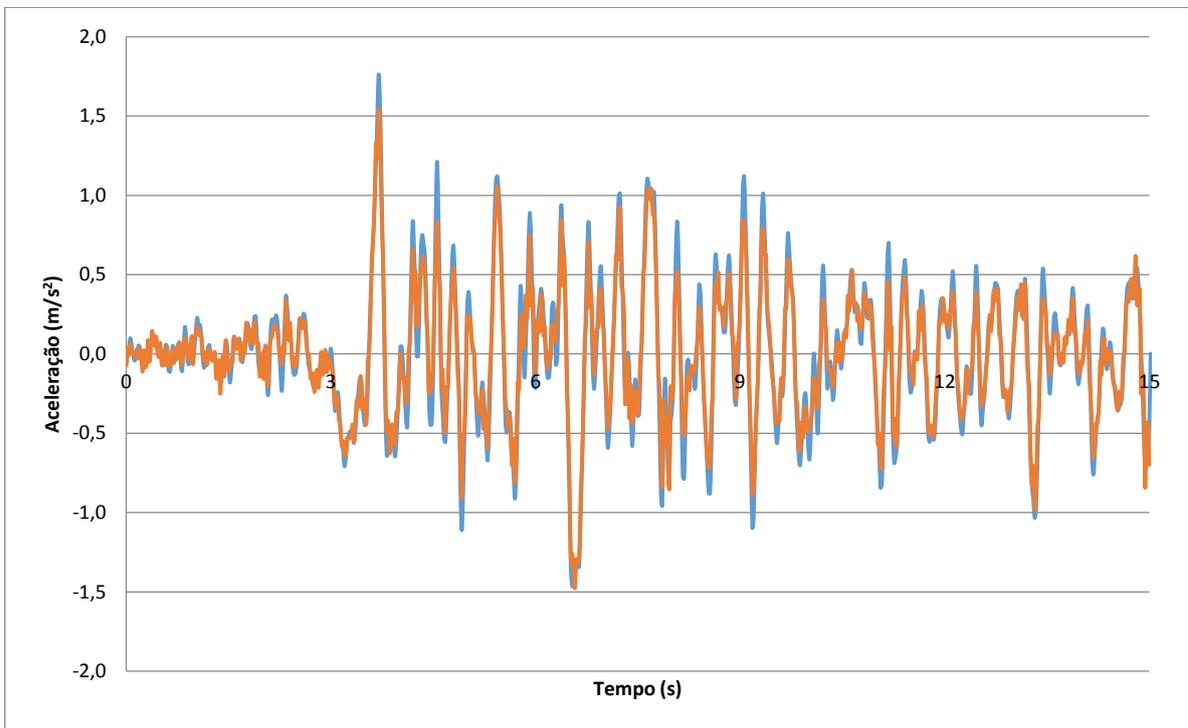


Figura 6.34 – Sinal original (componente S69 do terremoto de *Taft* - em azul) e o sinal de aceleração no ponto de controle (em laranja) após o segundo processamento

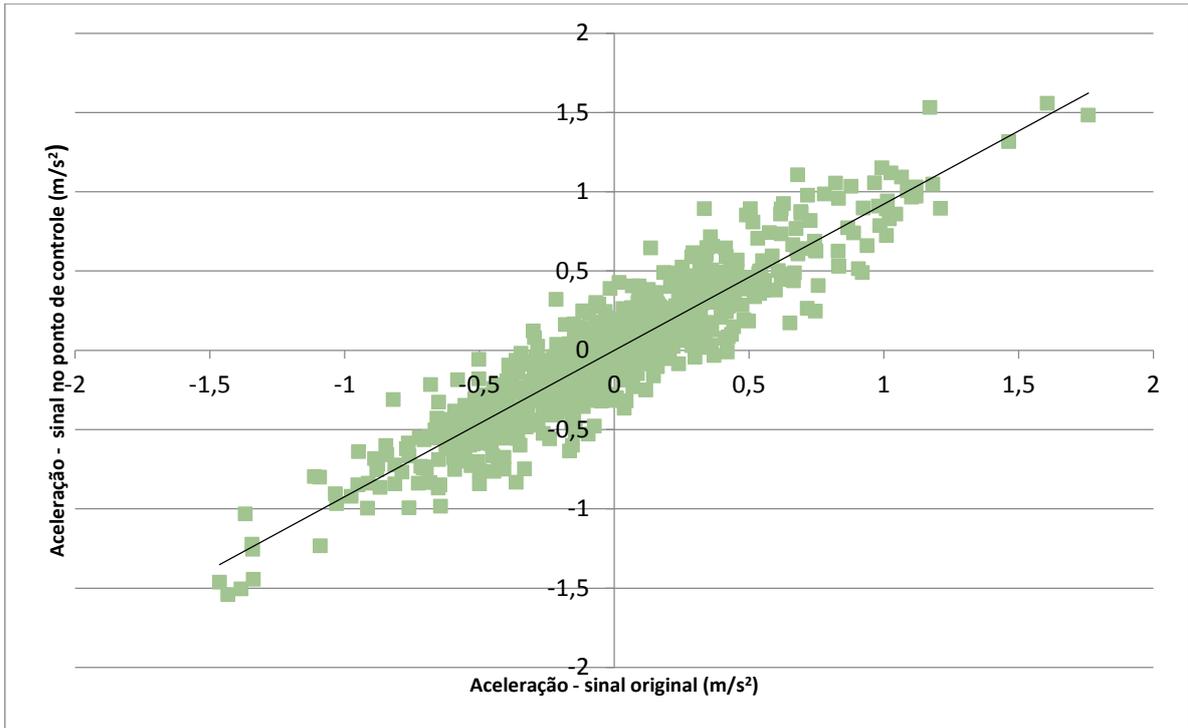


Figura 6.35 – Correlação entre o sinal original (componente S69 do terremoto de *Taft*) e o sinal de aceleração no ponto de controle após o segundo processamento

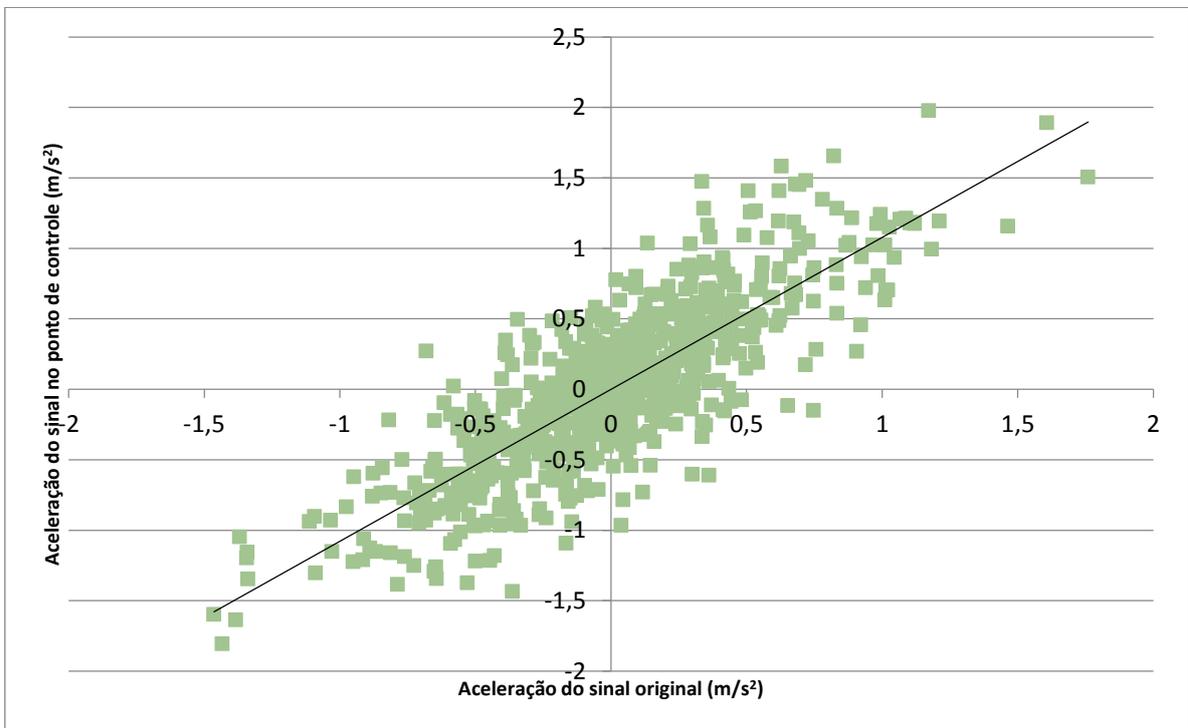


Figura 6.36 – Correlação entre o sinal original (componente S69 do terremoto de *Taft*) e o sinal de aceleração no ponto de controle após o primeiro processamento

6.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo, três fatores cruciais no estudo do sistema barragem-reservatório-fundação foram abordados. O capítulo iniciou com a definição dos parâmetros de amortecimento dos subsistemas, sendo que o amortecimento estrutural utilizado nas análises harmônicas será a razão de amortecimento e nas análises transientes, o amortecimento de Rayleigh. Em seguida, fez-se um estudo da propagação de onda em domínios infinitos. Uma vez que os modelos em elementos finitos da fundação e do reservatório são limitados, é preciso definir como as ondas refletidas nos contornos longínquos sejam atenuadas o mais eficientemente possível. Para o meio fluido, o ANSYS dispõe de um elemento acústico absorvedor, o FLUID130, que será utilizado nos casos com reservatório cheio. Para o meio sólido, propõe-se o uso do método de camadas absorventes de *Caughey* (CALM) como técnica de atenuação de ondas elásticas refletidas no contorno limitado da rocha de fundação. Foram feitos estudos com casos simplificados que atestaram a eficiência das técnicas propostas. O terceiro ponto levantado foi a introdução do terremoto no modelo. Concluiu-se que o lançamento do sismo não deve ser feito na interface barragem-fundação, o que leva a respostas errôneas. Nos casos em que apenas a flexibilidade da fundação é considerada, lança-se o sismo na base da fundação. Já no caso em que todos os efeitos da interação barragem-fundação são considerados, propõe-se o mecanismo de entrada do terremoto por deconvolução. Destaca-se que o uso do CALM na rocha de fundação para a solução do problema da reflexão de onda e o lançamento do sismo nesse modelo são apontados como contribuições dessa tese ao tema em estudo.

7 MODELAGEM COMPLETA 3D DO SISTEMA BRF

7.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo serão apresentados os últimos pontos da metodologia do estudo do sistema barragem-reservatório-fundação, relacionados a modelagem, o malhamento e a convergência.

7.2 MODELAGEM

Para o pré-processamento, foi elaborada uma planilha automatizada em Excel® com as linhas de programação na linguagem do programa ANSYS, conhecida como APDL (*ANSYS Parametric Design Language*). Nessa planilha, o usuário insere alguns dados de entrada fundamentais e ela fornece o código completo desde a modelagem até a solução.

Quanto à modelagem, os dados de entrada são as dimensões que se encontram na Tabela 3.2: altura (y), largura a montante (B_m) e a jusante (B_j) da seção transversal a partir do eixo, raio a montante (R_m) e a jusante (R_j) medido na seção transversal central e semiângulo central do arco (θ_0) em graus, para seis níveis de altura (as diferenças de altura entre os níveis devem ser iguais) e a relação entre o comprimento do reservatório e a altura total da barragem. A programação desenvolvida é para modelos de barragens em arco localizadas em vales simétricos. A Figura 7.1 mostra parte da planilha, onde os valores em vermelho são referentes aos dados de entrada, que podem ser alterados pelo usuário de forma a se adaptar a outras geometrias.

BARRAGEM		MORROW POINT				
GEOMETRIA						
NÍVEL	y (m)	B _m (m)	B _j (m)	R _m (m)	R _j (m)	θ°
VI (CRISTA)	141,73	0,00	3,66	114,30	110,64	56,20
V	113,39	8,81	1,95	107,53	96,35	47,85
IV	85,04	14,11	0,24	99,03	78,64	39,50
III	56,69	16,12	-0,79	90,37	64,25	33,00
II	28,35	14,94	0,82	81,29	52,21	26,50
I (BASE)	0,00	10,49	5,24	71,57	41,64	13,25

L _{RESERVATÓRIO} /H _{BARRAGEM}	3,00
--	------

Figura 7.1 - Dados de entrada das propriedades geométricas do sistema

Um observação: se no modelo forem aplicadas cargas de superfície, como no caso da carga hidrostática na face montante da barragem e nas laterais e fundo do reservatório, é preciso acompanhar as faces dos elementos para poder definir a direção adequada para as cargas. A Figura 7.2 exemplifica a face montante da barragem vista do lado montante sendo que a sequência das linhas define a direção normal das áreas pela regra da mão direita.

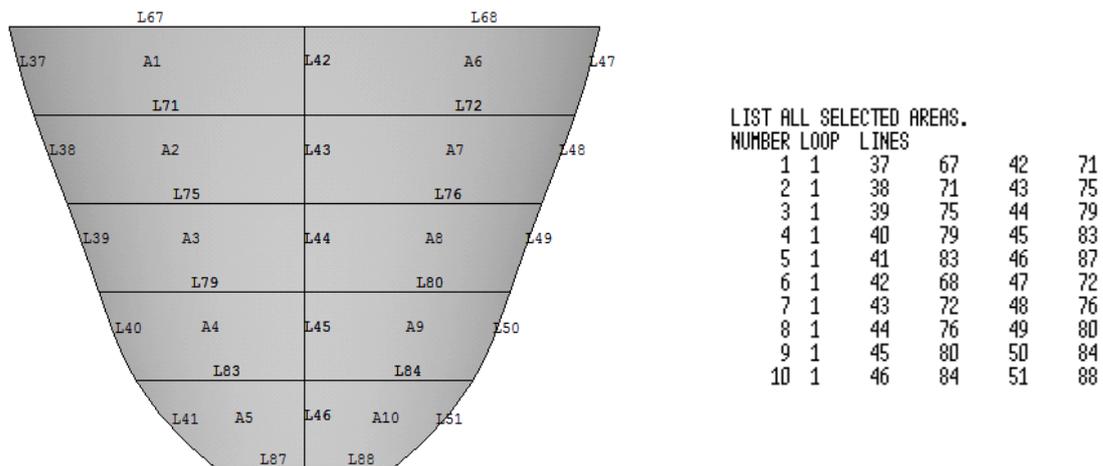


Figura 7.2 - Face montante da barragem vista do lado montante sendo que a sequência das linhas define a direção normal das áreas pela regra da mão direita

A Figura 7.3 mostra o modelo completo obtido com os dados que constam na tabela apresentada na Figura 7.1. Esse modelo será o modelo adotado no estudo sendo o comprimento longitudinal do reservatório igual a três vezes a altura da barragem, fazendo com que a rocha de fundação tenha um raio de aproximadamente 3 vezes a altura da barragem.

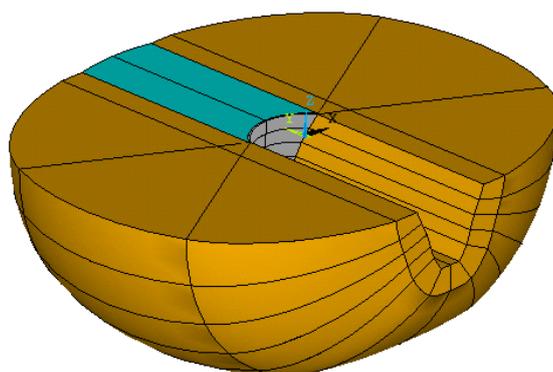


Figura 7.3 - Modelo do sistema barragem-reservatório-fundação estudado neste trabalho

7.3 MALHAMENTO E TESTES DE CONVERGÊNCIA

Quanto ao malhamento, para a barragem de concreto e rocha de fundação, o elemento utilizado foi SOLID95 de forma hexaédrica com malha de volume mapeada. Para o reservatório de água, o elemento utilizado foi FLUID30 de forma hexaédrica com malha de volume “varrida” (*sweep*).

Em relação às propriedades físicas dos materiais, os dados de entrada na planilha são: o módulo de elasticidade longitudinal, a relação de Poisson, a densidade e o amortecimento viscoso do concreto da barragem e da rocha de fundação e a velocidade do som e a densidade da água do reservatório e o coeficiente de absorção dos materiais nas laterais e fundo do reservatório, como mostrado na Figura 7.4.

MATERIAL	
BARRAGEM:	
E (Pa)	2,758E+10
ν	0,20
ρ (kg/m ³)	2483,00
ζ (%)	5,00
FUNDAÇÃO:	
E (Pa)	1,000E+20
ν	0,20
ρ (kg/m ³)	0,00
ζ (%)	5,00
RESERVATÓRIO:	
c (m/s)	1440,00
ρ (kg/m ³)	1000,00
α	1,00

Figura 7.4 - Dados de entrada das propriedades físicas dos materiais

O quão pequeno é preciso dimensionar os elementos para se confirmar a solução é definido por testes de convergência. Na planilha, entra-se com o número de divisões dos meios-arcos da barragem e do comprimento longitudinal do reservatório, como mostrado na Figura 7.5. A partir desses valores, as divisões das linhas das vigas em balanço, da espessura da barragem e dos raios da rocha de fundação são automaticamente definidas de modo que os elementos da barragem em arco e da rocha de fundação tenham dimensões bem proporcionadas.

MALHAMENTO (N DIVISÕES)	
BARRAGEM:	
1/2 ARCO	4
RESERVATÓRIO:	
COMPRIMENTO	4

Figura 7.5 - Dados de entrada do número de divisões dos meios-arcos da barragem e do comprimento do reservatório para o malhamento do sistema

De modo a obter soluções MEF adequadas, estudos de convergência foram realizados para três níveis de refinamento do sistema sendo a verificação e a validação efetuadas comparando os resultados numéricos e os da literatura. Os parâmetros de referência adotados foram as frequências fundamentais simétrica e antissimétrica. Uma nota: nos problemas dinâmicos, as frequências e deformadas modais vão se degenerando para modos mais altos numa dada malha, portanto mais modos demandam malhas mais refinadas. Além disso nem sempre a convergência para deslocamentos e grandezas secundárias (rotações, esforços, tensões, etc) são as mesmas, portanto grandezas associadas a derivadas de ordem superior dos deslocamentos demandam malhas mais refinadas. As frequências fundamentais foram aqui escolhidas como referência de base uma vez que elas são as frequências mais relevantes no estudo e as que mais contribuem no cômputo final dos deslocamentos.

A Tabela 7.1 traz o número de divisões dos componentes do sistema e o número de nós e elementos para os três níveis de refinamento. Para o primeiro nível de refinamento foram utilizadas 4 divisões nas linhas constituintes dos meios-arcos e 5 divisões nas que formam as vigas em balanço e comprimento do reservatório dividido em 4 partes iguais, de modo a se aproximar da divisão proposta por Tan e Chopra (1996), como mostrado na Figura 7.6 (4 e 4, na Figura 7.5). Foram consideradas 4 divisões nas linhas constituintes dos meios-arcos e 6 divisões no comprimento do reservatório para o nível de refinamento II (4 e 6, na Figura 7.5) e 6 divisões nas linhas constituintes dos meios-arcos e 6 divisões no comprimento do reservatório para o nível de refinamento III (6 e 6, na Figura 7.5).

A Figura 7.7 mostra a metade esquerda (vista do lado montante) do modelo discretizado (que é simétrico), em ANSYS, para o nível de refinamento II, indicando as dimensões básicas para construção do modelo em função da altura da barragem e as linhas com as divisões dos componentes do sistema apresentados na Tabela 7.1.

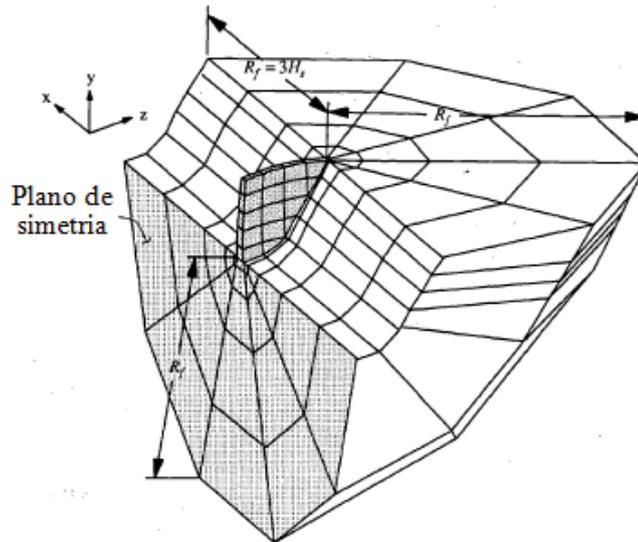


Figura 7.6 – Malha em elementos finitos da metade direita do sistema barragem *Morrow Point* - rocha de fundação em um cânion uniformemente longo (Tan e Chopra, 1995, modificada)

Tabela 7.1 - Dados gerais dos níveis de refinamento para o sistema da barragem *Morrow Point*

Aspectos Computacionais	Componente do Sistema		Nível de Refinamento		
			I	II	III
Número de divisões	Barragem em Arco	Arcos	8	8	12
		Vigas em Balanço	5	5	10
		Espessura	3	4	4
	Rocha de Fundação	Meia “Circunferência”	13	18	18
		Meridiano	18	18	32
	Reservatório de Água / Vale a Montante ou Jusante	Comprimento	4	6	6
Nós (Sistema Barragem-Reservatório-Fundação)			4.678	8.624	16.193
Elementos	Estrutura	Barragem em Arco	120	160	480
		Rocha de Fundação	846	1.692	3.008
	Fluido	Estrutura Presente	88	120	270
		Estrutura Ausente	72	120	450
		Absorvente	40	40	120

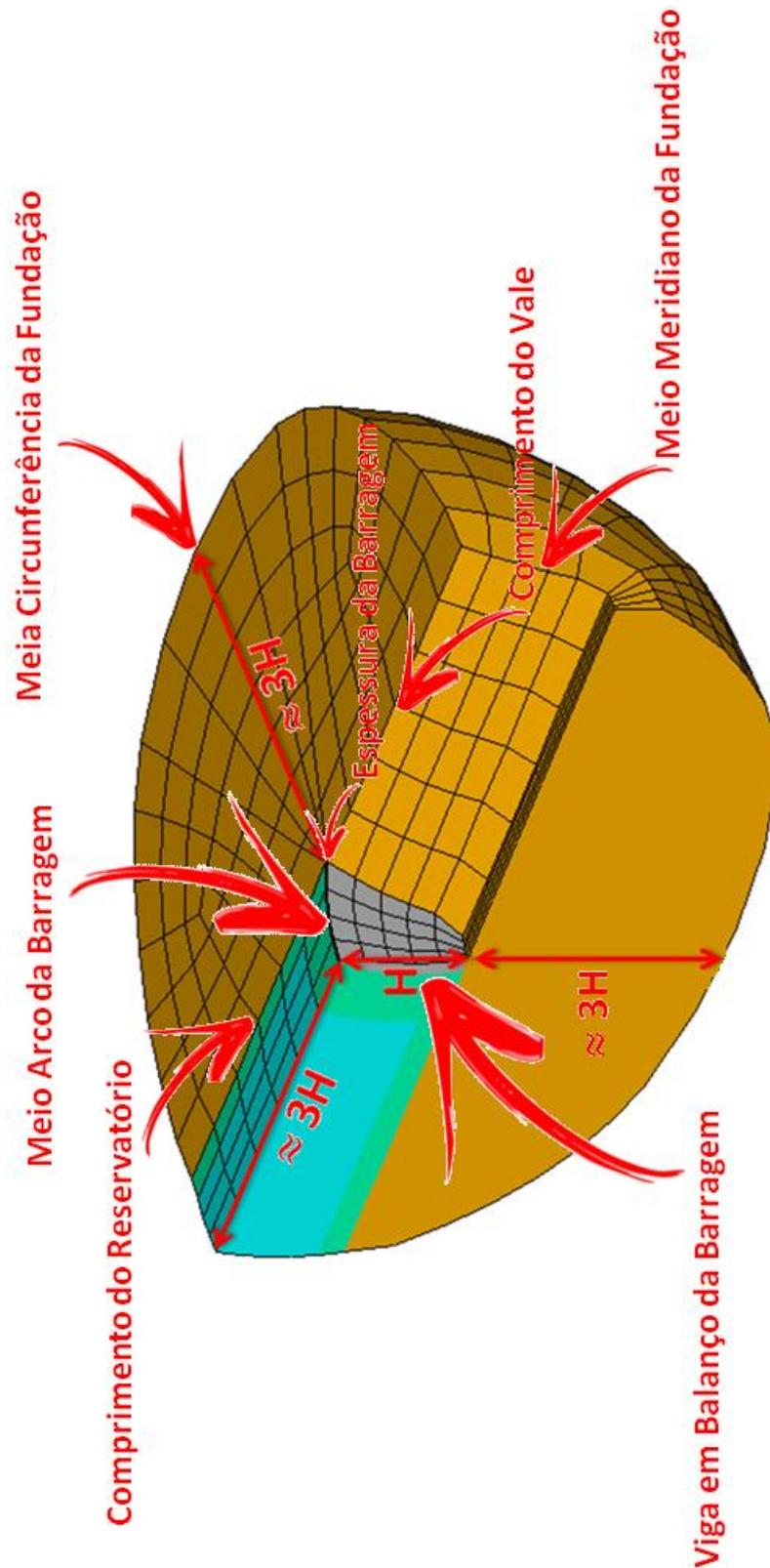


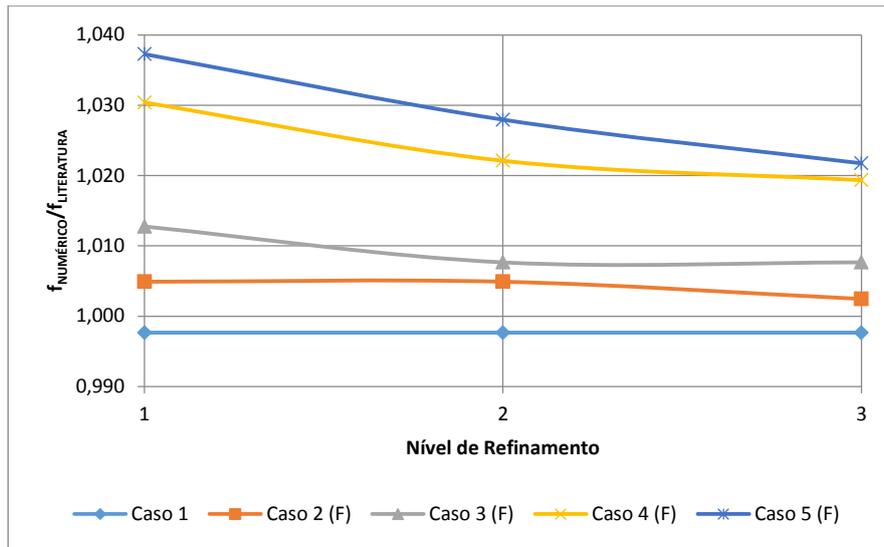
Figura 7.7 – Malha em elementos finitos da metade esquerda (vista do lado montante) do sistema barragem - reservatório - fundação em ANSYS indicando as dimensões básicas para construção do modelo em função da altura da barragem (H) e as linhas com as divisões dos componentes do sistema para o nível de refinamento II.

A Figura 7.8 mostra os modelos dos sistemas barragem-fundação e barragem-reservatório-fundação discretizados para os três níveis de refinamento adotados.

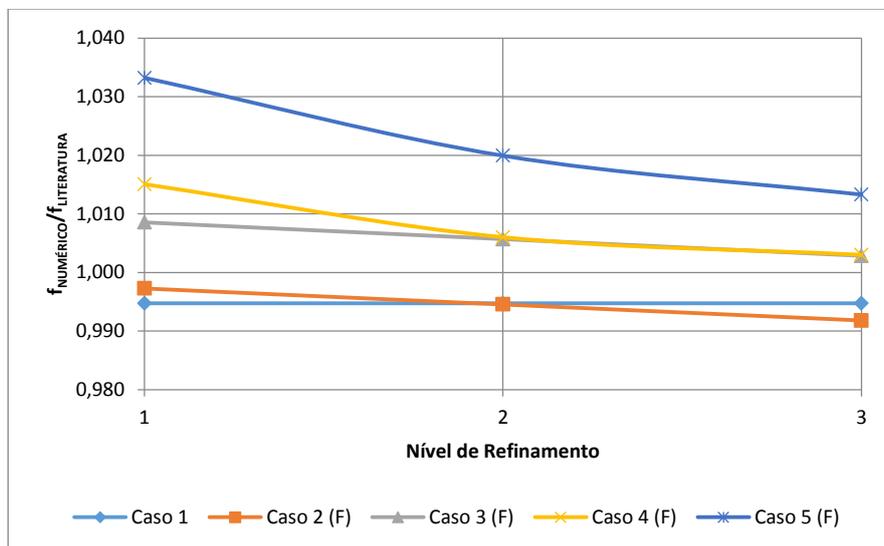
Nível de Refinamento	Sistema Barragem-Fundação	Sistema Barragem-Reservatório-Fundação
I		
II		
III		

Figura 7.8 – Níveis de refinamento dos modelos do sistema barragem-fundação e do sistema barragem-reservatório-fundação

Para exemplificar, são mostrados na Figura 7.9, os resultados dos testes de convergência em termos das frequências naturais fundamentais simétrica e antissimétrica obtidas numericamente através de análise modal pelos valores da literatura, para os Casos 1 a 5, sendo que somente a flexibilidade (F) da rocha de fundação foi considerada, desconsiderando sua inércia e amortecimento ($\rho_f = 0$ e $\zeta_f = 0$).



(a)



(b)

Figura 7.9 - Estudo de convergência das frequências naturais fundamentais (a) simétrica e (b) antissimétrica

Observando os gráficos, constata-se a boa convergência, sendo que já no primeiro nível de refinamento os valores das frequências naturais são satisfatórios. O nível de refinamento adotado foi o II por ser um nível de refinamento intermediário, sendo que os valores apresentaram diferenças pouco significativas em relação ao nível de refinamento III, em que os resultados, no geral, estão mais próximos dos da literatura, tendo um tempo de processamento menor.

Para os casos em que a inércia e o amortecimento da rocha de fundação são também considerados, esta foi, segundo a metodologia proposta, que consiste em utilizar o CALM, dividida em duas regiões: o meio de interesse com o coeficiente de amortecimento viscoso da fundação dado (ζ_f) e a camada absorvente com valores dos coeficientes de amortecimento viscoso crescentes a partir da interface meio de interesse-camada absorvente até a subcamada final ($\zeta_1, \zeta_2, \dots, \zeta_N$), responsável por mitigar a reflexão de onda nos contornos do modelo da rocha. Em função do nível de refinamento, o número N de subcamadas da camada absorvente varia. A Figura 7.10 apresenta os modelos com as subcamadas da camada absorvente destacadas e sua quantidade (N).

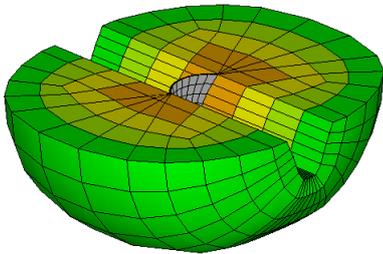
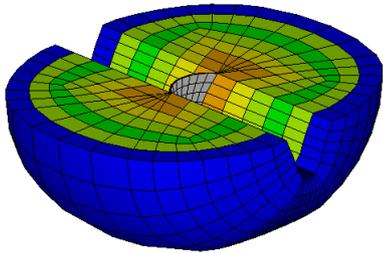
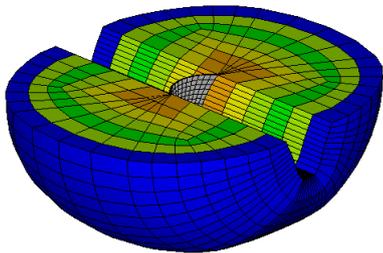
Nível de Refinamento	Rocha de Fundação com Camadas Absorvente	Número de Subcamadas da Camada Absorvente (N)
I		3
II		5
III		5

Figura 7.10 – Níveis de refinamento para os casos em que a inércia e o amortecimento da rocha de fundação são também considerados com as subcamadas da camada absorvente destacadas

Para esses casos, o nível de refinamento adotado foi o nível II.

Para justificar essa escolha são comparadas curvas *aceleração radial x frequência aplicada* obtidas no ponto médio da crista da barragem em $\theta_0 = 0^\circ$ devido à componente montante do movimento resultante da aceleração harmônica unitária do solo com a apresentada em Tan e Chopra (1995) para o caso de reservatório vazio com rocha de fundação duas vezes mais rígida que a barragem ($E_f / E_e = 2$), $\rho_f = 2.643 \text{ kg/m}^3$ e $\zeta_f = 5\%$. O valor absoluto das acelerações radiais pela aceleração unitária em função da relação entre as frequências aplicadas e a frequência fundamental simétrica da barragem apoiada em rocha de fundação rígida com o reservatório vazio ($4,26 \text{ Hz}$) são as funções de resposta apresentadas na Figura 7.11, para os níveis de refinamento (NR) I, II e III para alguns valores de amortecimento na subcamada final da camada absorvente ($\zeta_N = Z_N$ na legenda), obtidas através do ANSYS e Figura 7.12, em Tan e Chopra (1995) para o caso interação barragem-rocha de fundação, indicado com uma seta vermelha.

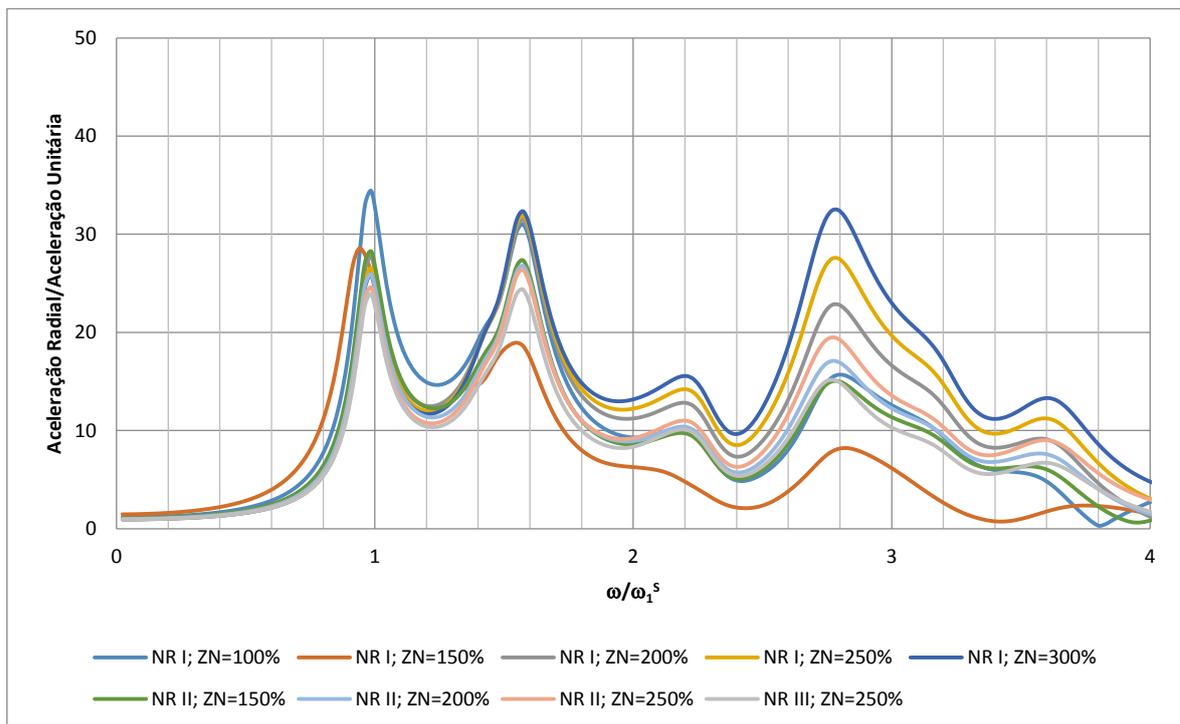


Figura 7.11 - Resposta devido ao movimento montante do solo (ANSYS)

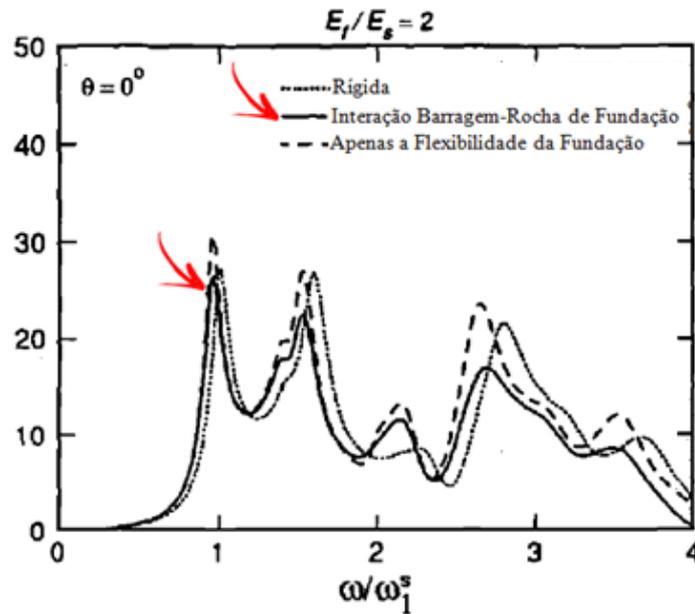


Figura 7.12 - Resposta devido ao movimento montante do solo (Tan e Chopra, 1995, modificada)

Comparando os resultados apresentados na Figura 7.16 com os da Figura 7.17, constata-se que as frequências de ressonância são correspondentes e que o aumento do nível de refinamento e do coeficiente de amortecimento viscoso melhoram a resposta. Assim, foi adotado o nível II de refinamento, que melhora significativamente os resultados em relação ao nível I e se aproxima das respostas do nível III tendo menor tempo de processamento. O coeficiente de amortecimento viscoso na subcamada final da camada absorvente (ζ_N) adotado foi igual a 250%, sendo os coeficientes de amortecimento viscoso das subcamadas dados na Tabela 7.2. Atende-se assim, como destacado na seção 6.3.2, ao requisito de uma camada absorvente mais longa, o que reduz a reflexão de ida e volta, e um perfil de amortecimento linear, o que reduz a reflexão de transição.

Tabela 7.2 - Coeficientes de amortecimento viscoso das subcamadas da camada absorvente

N	ζ_N (%)
1	54
2	103
3	152
4	201
5	250

7.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo foram fixadas e justificadas algumas especificações do problema: o comprimento do reservatório e o raio da semicircunferência da fundação no modelo são iguais a três vezes a altura da barragem, o nível de refinamento adotado é o intermediário (nível II), com 8.624 nós e 2.132 elementos no sistema barragem-reservatório-fundação e o número de subcamadas na camada absorvente é igual a 5, sendo o coeficiente de amortecimento da última subcamada igual a 250%.

8 RESULTADOS E DISCUSSÕES

8.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados obtidos de todos os casos propostos sob a abordagem numérica pelo método dos elementos finitos, via software comercial ANSYS, tomando-se as malhas do capítulo 7 ditas como de referência para a análise de resultados. Estes são verificados e validados através da comparação com resultados da literatura: Tan e Chopra (1995), Tan e Chopra (1996) - para a análise dinâmica completa: vibração livre através da análise modal e vibração forçada através das análises harmônica e transiente (sísmica) - e USACE (1994) - para a análise estática - para todos os casos propostos na Metodologia e apresentados na seção 1.5.

8.2 ANÁLISE MODAL

Inicialmente, é apresentada na Tabela 8.1, a análise modal de um modelo simplificado do sistema barragem-reservatório, o Caso 0. A fundação rígida é substituída por engastamento nas laterais e fundo da barragem e as laterais e fundo do reservatório são considerados contornos fechados. Para os sistemas fluido desacoplado e fluido-estrutura acoplado, considerou-se a fronteira longínqua aberta. São apresentados, para os 10 primeiros modos associados às 10 primeiras frequências naturais numéricas, em Hz , os deslocamentos na direção radial da barragem e a pressão no reservatório.

Tabela 8.1 - Frequências naturais, em *Hz* e modos de vibração numéricos do Caso 0 obtidos via ANSYS

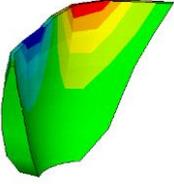
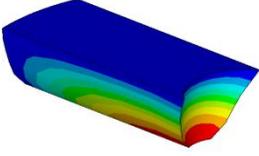
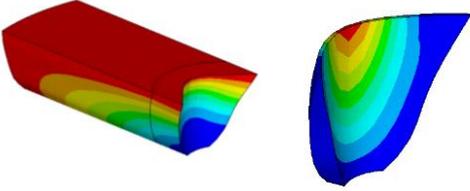
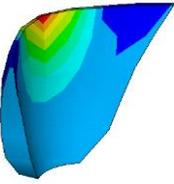
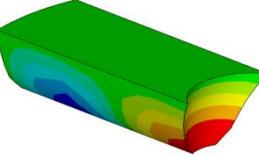
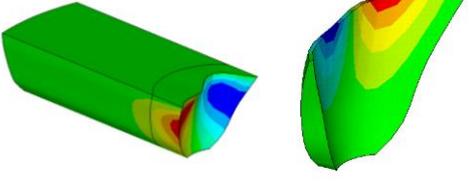
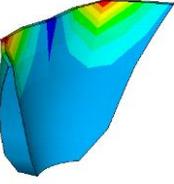
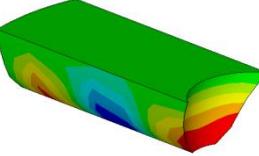
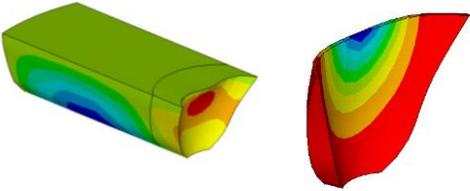
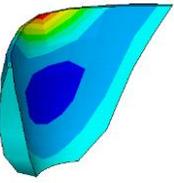
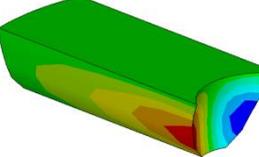
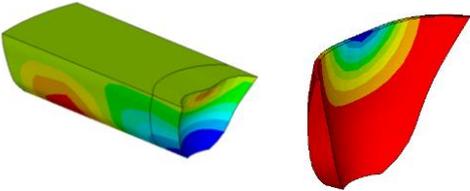
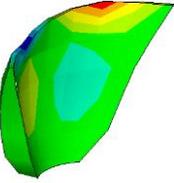
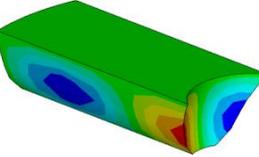
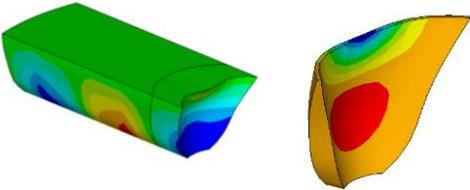
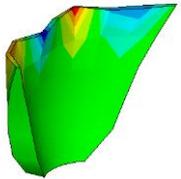
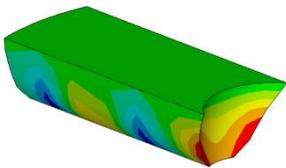
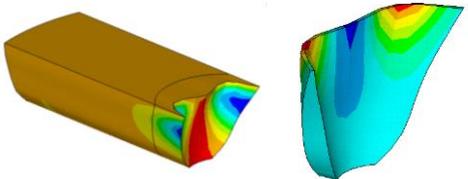
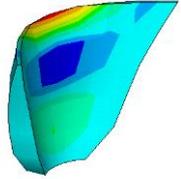
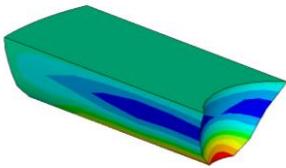
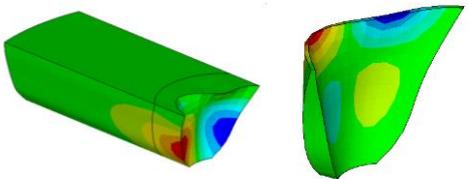
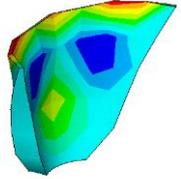
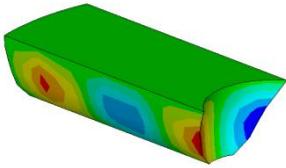
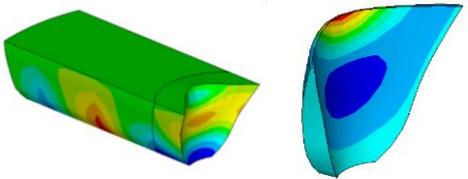
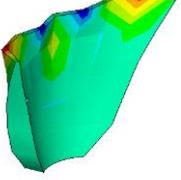
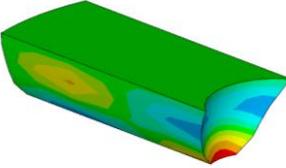
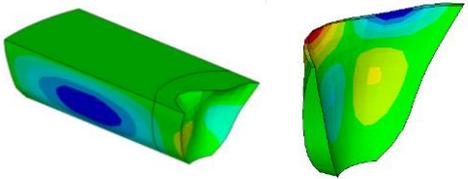
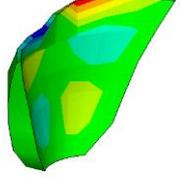
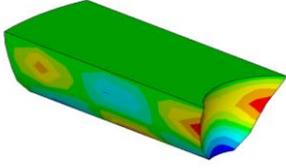
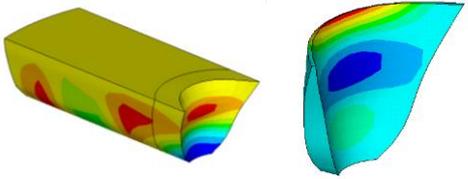
N	Estrutura	Fluido	Fluido-Estrutura
1	 3,78	 3,17	 2,84
2	 4,26	 4,06	 3,37
3	 6,19	 5,60	 3,57
4	 6,76	 6,79	 4,18
5	 7,61	 7,27	 5,25

Tabela 8.1 - Frequências naturais, em *Hz* e modos de vibração numéricos do Caso 0 obtidos via ANSYS, cont.

N	Estrutura	Fluido	Fluido-Estrutura
6	 8,19	 7,61	 5,86
7	 9,23	 8,10	 6,09
8	 9,86	 8,20	 6,46
9	 10,95	 8,48	 7,04
10	 11,36	 9,30	 7,40

A análise dos sistemas fluido-estrutura acoplados é feita segundo a metodologia apresentada em Souza (2007) apud Pedroso (2006) e transcrita a seguir.

Os modos de vibração do problema acoplado fluido-estrutura apresentam modos com características típicas da estrutura, da cavidade e misto (cavidade+estrutura).

Para conseguir identificá-los, faz-se necessário observar que modo (estrutura ou fluido) é dominante no sistema. As formas modais para o problema acoplado podem ser classificadas em três tipos, de acordo com o meio que controla a configuração do fenômeno fluido-estrutura: 1) Modo da estrutura (DE), 2) Modo do fluido (DC) e 3) Modo “misto” (MM).

O primeiro se caracteriza pelo controle do modo por parte da estrutura, ou seja, o modo é dominado pelo sólido e a cavidade se adapta (segue) a deformada da estrutura, enquanto que no modo dominado pelo fluido, a estrutura se ajusta (acompanha) a configuração do campo de pressão do fluido. Por último, o modo misto apresenta características dos dois domínios (a estrutura e o fluido), reproduzindo as mesmas formas modais da estrutura e da cavidade, de forma misturada / entrelaçada, por vezes com frequências díspares daquelas observadas para os dois meios isolados.

Na análise e interpretação das formas modais associadas ao problema acoplado fluido-estrutura para as cavidades em questão, observa-se a seguinte assinatura modal (padrão):

a) Modos dominantes da estrutura (deformadas modais típicas da estrutura) com massa adicional (DE/MA). As frequências apresentam valores menores do que as frequências desacopladas da estrutura. O fluido acompanha a deformada da estrutura. Não há excitação das formas modais da cavidade. Como o fluido é perturbado (numa região limitada na proximidade da estrutura), ele age com um efeito de massa adicional sobre a estrutura.

b) Modos dominantes da cavidade com rigidez adicional (DC/RA). Reproduzem as formas modais 3D da cavidade desacoplada com frequências superiores às frequências destas. A estrutura acompanha as formas modais de pressão da cavidade, ajusta-se a essa e segue alguma de suas deformadas típicas e bem definidas. A cavidade se comporta como se

adquirisse rigidez adicional induzida pela compressibilidade do fluido e da rigidez da estrutura.

c) Os modos mistos ou misturados (MM) reproduzem aspectos típicos da estrutura e da cavidade, mas sem característica dominante, ou seja, nem de um nem de outro.

Os modos mistos são de difícil interpretação e surgem com frequências, que equivalem a combinação das frequências esperadas para cada um dos sistemas independentes. Classifica-se o modo misto em duas categorias distintas: modos mistos com massa adicional (MM/MA) e modo misto com rigidez adicional (MM/RA).

A frequência acoplada do modo misto com massa adicional (MM/MA) é menor que as frequências isoladas, ou seja, os valores desacoplados da cavidade e da estrutura.

O modo misto com rigidez adicional (MM/RA) apresenta característica com influência recíproca das duas deformadas e nem uma dominância específica, mas surgem com frequência nitidamente superior em relação às duas frequências do sistema desacoplado (estrutura e cavidade). A cavidade não sofre uma perturbação com o aumento da rigidez do sistema, ou seja, com o aumento da rigidez do fluido.

A Tabela 8.2 apresenta as frequências numéricas do sistema fluido-estrutura com a análise do modo, incluindo os modos da estrutura e/ou fluido desacoplados associados ao modo acoplado.

Tabela 8.2 - Frequências numéricas acopladas e análise dos modos do Caso 1 simplificado

Estrutura		Fluido		Fluido-estrutura		Análise do modo
Ordem do modo	f (Hz)	Ordem do modo	f (Hz)	Ordem do modo	f (Hz)	
2	4,26	1	3,17	1	2,84	MM/MA
1	3,78	-	-	2	3,37	DE/MA
2	4,26	2	4,06	3	3,57	MM/MA
-	-	2	4,06	4	4,18	DC/RA
-	-	3	5,60	5	5,25	DC/RA
3	6,19	-	-	6	5,86	DE/MA
5	7,61	-	-	7	6,09	DE/MA
4	6,76	-	-	8	6,46	DE/MA
5	7,61	5	7,27	9	7,04	MM/MA
7	9,23	8	8,20	10	7,40	MM/MA

Das Tabelas 8.1 e 8.2, observa-se que, os modos 1, 3, 9 e 10 são modos mistos com massa adicional (MM/MA), os modos 2, 6, 7 e 8 são modos dominantes da estrutura com massa adicional (DE/MA) e os modos 4 e 5 são modos dominantes da cavidade com rigidez adicional (DC/RA).

A análise do modelo simplificado do Caso 0 é importante, pois fornece um exemplo comparativo com o Caso 1 - com a fundação rígida discretizada no modelo -, que é o caso base do estudo ao qual os outros casos são referenciados.

Quanto ao reservatório, é preciso considera-lo infinito em uma análise dinâmica sísmica. Sua simplificação, através de uma condição de contorno aberta no contorno longínquo gera modos com características da cavidade. Segundo Ribeiro (2010), no modelo infinito estes modos são eliminados e, cria-se assim, uma incompatibilidade de modelos, pois para um comprimento finito (por maior que seja) irão existir soluções típicas da cavidade, enquanto para um comprimento infinito o mesmo não irá ocorrer. Em todas as análises subsequentes, o contorno longínquo do reservatório é considerado infinito.

A análise modal dos Casos de 1 a 5, em que o reservatório está vazio e apenas o efeito de flexibilidade (F) da rocha de fundação discretizada é considerado é agora apresentada. Para os casos 2 a 5, em que todos os efeitos da interação barragem-fundação (I) são considerados, e 6 a 9 em que o reservatório está cheio, as frequências naturais são obtidas pelo pico das frequências ressonantes da análise harmônica, na seção 8.2.2.

A Tabela 8.3 apresenta um comparativo entre a frequência natural, em Hz , associada ao primeiro modo de vibração simétrico e ao primeiro modo de vibração antissimétrico obtidos pelo ANSYS e os indicados em Tan e Chopra (1996) e as respectivas diferenças percentuais. A diferença mencionada é calculada por $(|f_L - f_N|/|f_L|) \cdot 100$, onde f_L é a frequência da literatura e f_N é a frequência numérica do MEF via ANSYS.

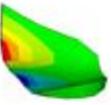
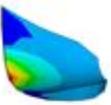
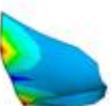
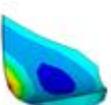
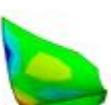
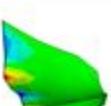
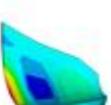
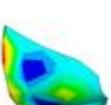
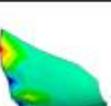
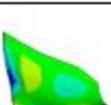
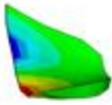
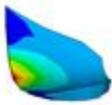
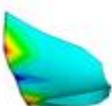
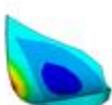
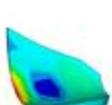
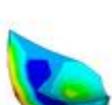
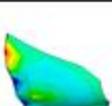
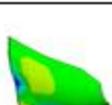
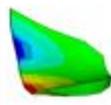
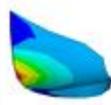
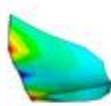
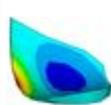
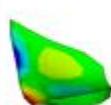
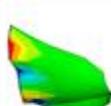
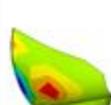
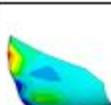
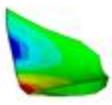
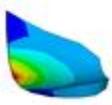
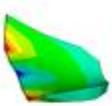
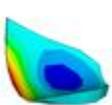
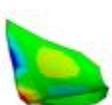
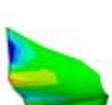
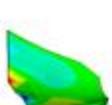
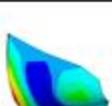
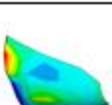
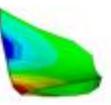
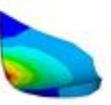
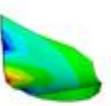
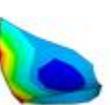
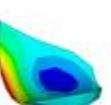
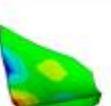
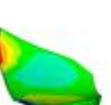
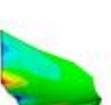
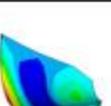
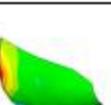
Tabela 8.3 - Frequências fundamentais simétrica e antissimétrica, em Hz e modos de vibração numéricos dos Casos 1 a 5F obtidos via ANSYS

Caso	Frequência Fundamental Simétrica			Frequência Fundamental Antissimétrica		
	f_1 (Hz)	f_N (Hz)	Dif. (%)	f_1 (Hz)	f_N (Hz)	Dif. (%)
1	4,27	4,26	0,23	3,80	3,78	0,53
2F	4,08	4,10	0,49	3,66	3,65	0,27
3F	3,92	3,97	1,28	3,53	3,54	0,28
4F	3,62	3,73	3,04	3,32	3,37	1,51
5F	3,22	3,34	3,73	3,01	3,11	3,32

Comparando os resultados da referência com os resultados numéricos obtidos pelo MEF via ANSYS, a diferença máxima é menor ou igual a 3,73% dentre os casos analisados. Nota-se assim, acurácia do modelo desenvolvido.

Na Tabela 8.4, são apresentados, para os 10 primeiros modos associados às 10 primeiras frequências naturais numéricas, em Hz , os deslocamentos na direção radial da barragem para os Casos 1 a 5F, indicando se se trata de um modo simétrico (S) ou antissimétrico (A).

Tabela 8.4 - Frequências naturais, em *Hz* e modos de vibração numéricos dos Casos 1 a 5F obtidos via ANSYS

Caso/Modo	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	 3,78 A	 4,26 S	 6,19 S	 6,76 S	 7,61 A	 8,19 A	 9,23 S	 9,86 S	 10,96 S	 11,37 A
2F	 3,65 A	 4,10 S	 6,06 S	 6,54 S	 7,39 A	 7,98 A	 8,70 S	 9,49 S	 10,54 S	 10,78 A
3F	 3,54 A	 3,97 S	 5,93 S	 6,38 S	 7,19 A	 7,80 A	 8,10 S	 9,25 S	 9,94 A	 10,24 S
4F	 3,37 A	 3,73 S	 5,67 S	 6,13 S	 6,81 A	 7,09 S	 7,49 A	 8,69 A	 8,91 S	 9,78 S
5F	 3,11 A	 3,34 S	 5,26 S	 5,75 S	 5,85 S	 6,07 A	 6,89 A	 7,57 A	 8,41 S	 9,12 A

8.3 ANÁLISE HARMÔNICA

Em Tan e Chopra (1995), as funções de resposta em frequência são obtidas pela excitação do sistema barragem-água-rocha de fundação definida por três componentes de aceleração do solo de campo livre, aplicados na interface barragem-rocha de fundação: a componente montante; a componente vertical e a componente transversal. Cada componente da aceleração no solo é assumida como sendo harmônica, isto é, $a_s(t) = e^{i\omega t}$, com a frequência de excitação ω variando em uma ampla gama de valores.

São apresentadas curvas (aceleração radial / aceleração unitária) x $(\omega/\omega_1$ - frequência aplicada / frequência fundamental do Caso 1), obtidas no ponto médio da crista da barragem em $\theta_0 = 0^\circ$, devido às componentes montante e vertical, e em $\theta_0 = 14,05^\circ$ (ponto mais próximo do utilizado em Tan e Chopra, 1996, $\theta_0 = 13,25^\circ$) devido à transversal, do movimento resultante da aceleração harmônica unitária do solo. Uma vez que o sistema barragem-reservatório-fundação possui simetria geométrica, os movimentos do solo montante e vertical, sendo ações simétricas, excitam apenas os modos simétricos de vibração (s), enquanto o movimento do solo transversal, sendo uma ação antissimétrica, excita apenas os modos antissimétricos de vibração (a). Os pontos onde as respostas são capturadas estão representados na Figura 8.1.

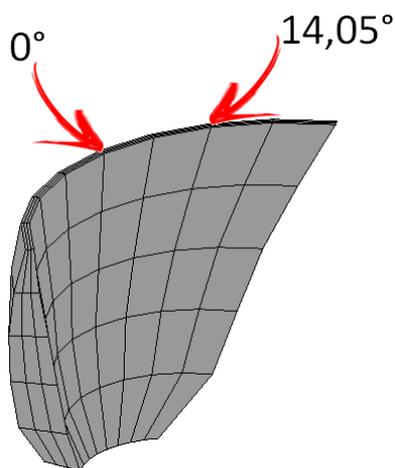
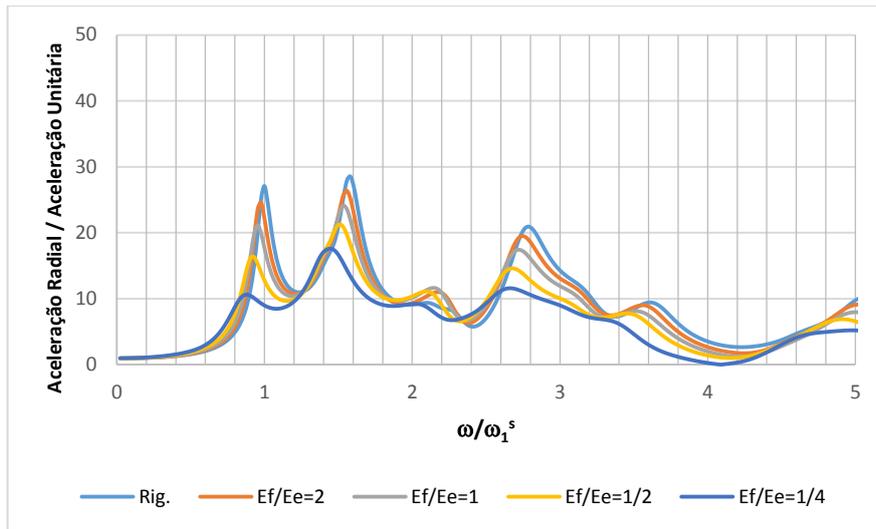
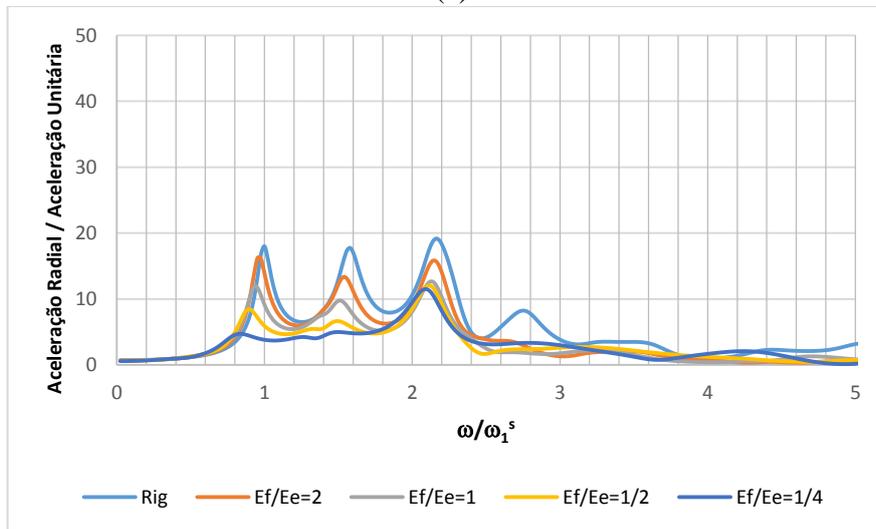


Figura 8.1 – Pontos onde as respostas em frequência são capturadas

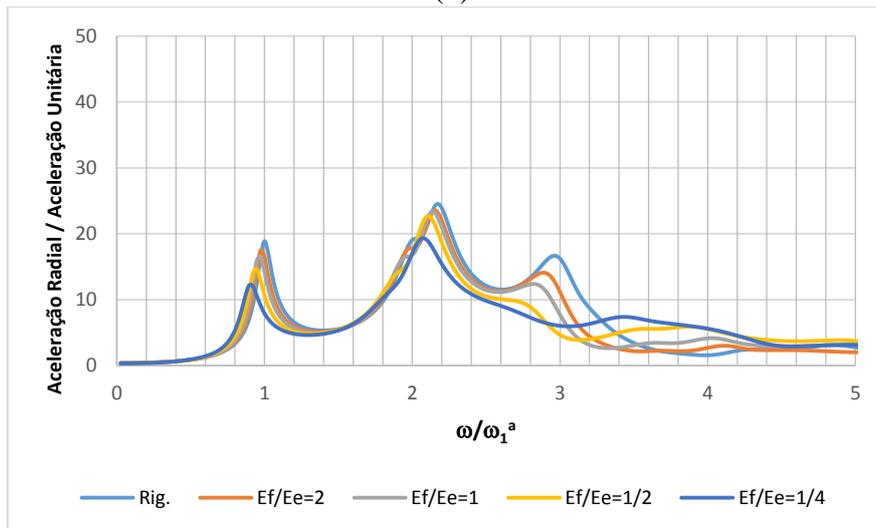
A Figura 8.2 apresenta as respostas da barragem com reservatório vazio aos movimentos harmônicos do solo montante, vertical e transversal, respectivamente, considerando todos os efeitos da interação barragem-fundação (Casos 1 a 5I), obtidos via ANSYS. A Figura 8.3 mostra os resultados em Tan e Chopra (1995).



(a)

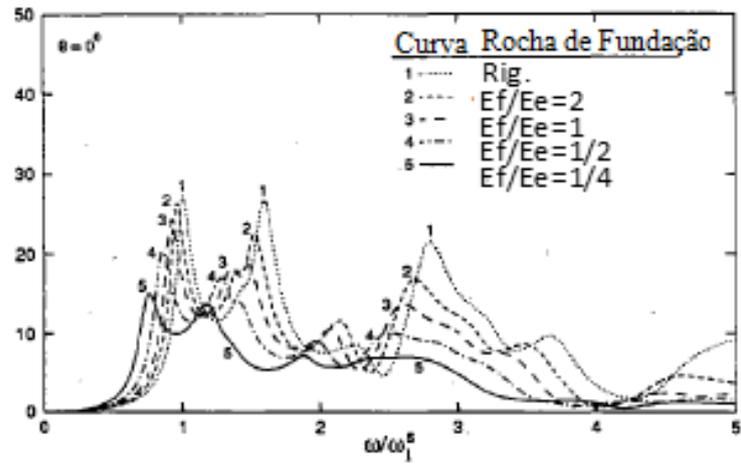


(b)

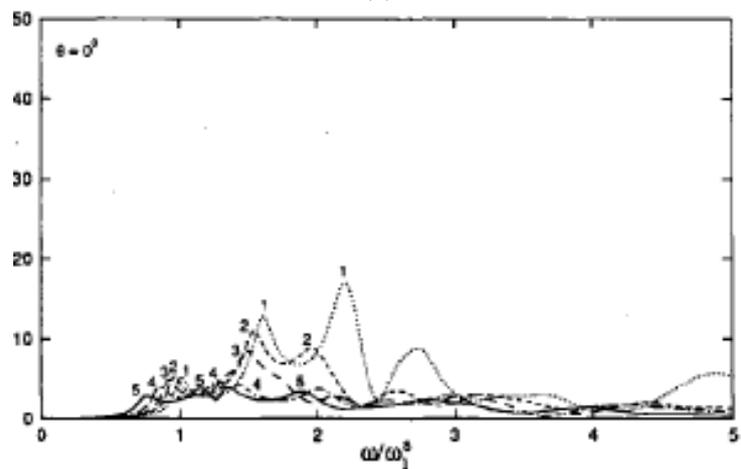


(c)

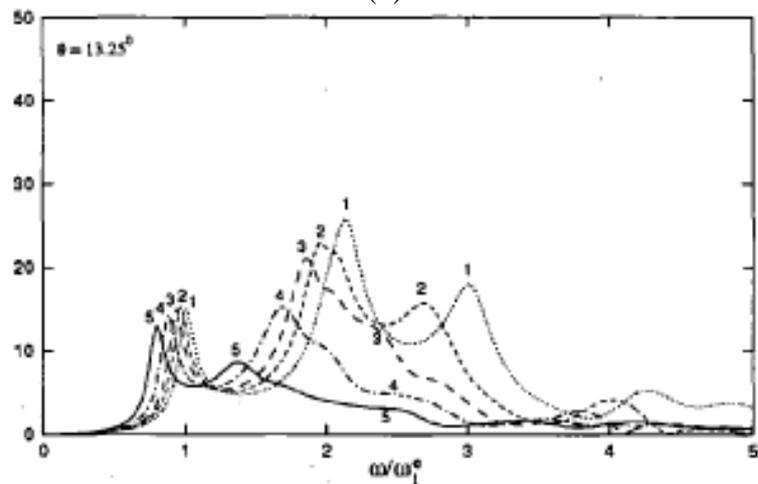
Figura 8.2 - Resposta em frequência da barragem com reservatório vazio aos movimentos harmônicos do solo (a) montante, (b) vertical e (c) transversal considerando todos os efeitos da interação barragem-fundação, sendo $\omega_1^s = 27,02$ rad/s e $\omega_1^a = 23,88$ rad/s.



(a)



(b)



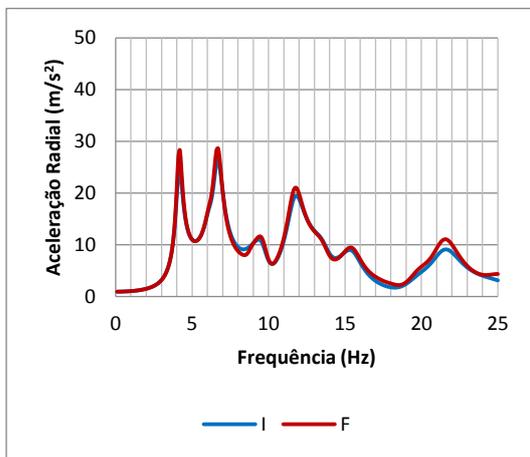
(c)

Figura 8.3 - Resposta em frequência da barragem com reservatório vazio aos movimentos harmônicos do solo (a) montante, (b) vertical e (c) transversal considerando todos os efeitos da interação barragem-fundação em Tan e Chopra (1995), sendo $\omega_1^s = 26,83$ rad/s e $\omega_1^a = 23,88$ rad/s.

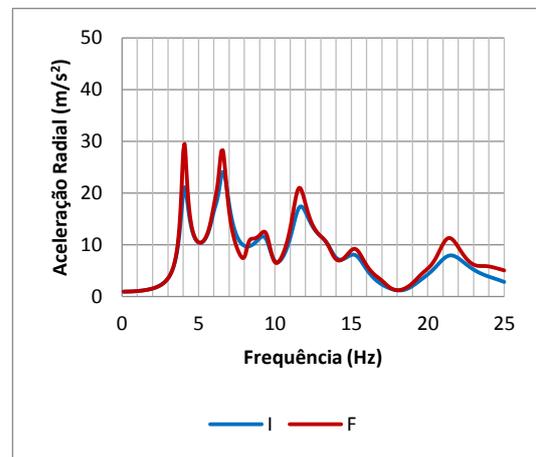
Comparando as Figuras 8.2 e 8.3, constata-se que as frequências de ressonância fundamentais são correspondentes para todos os casos e que as curvas do movimento montante são coincidentes, o que sinaliza que a linha metodológica proposta é adequada, no geral. No entanto, observam-se algumas diferenças a partir da segunda frequência de ressonância e nas amplitudes das respostas numéricas em relação à literatura para as curvas dos movimentos vertical e transversal.

Analisando as curvas em si, à medida que o índice E_f/E_e diminui, a resposta da frequência fundamental diminui devido ao aumento da flexibilidade da fundação e a largura de banda de frequência na ressonância se amplia implicando um aumento no amortecimento aparente da estrutura, resultante do amortecimento do material na rocha de fundação e o amortecimento da radiação associado à propagação de onda para longe da barragem para a região ilimitada da rocha.

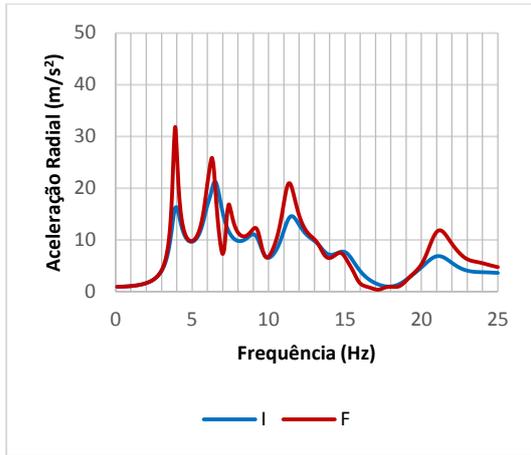
As Figuras 8.4, 8.5 e 8.6 mostram a influência da idealização da fundação (I, em que todos os efeitos da interação barragem-fundação é considerada e F, em que apenas a flexibilidade da rocha de fundação é considerada), na resposta da barragem com reservatório vazio aos movimentos harmônicos do solo montante, vertical e transversal, respectivamente.



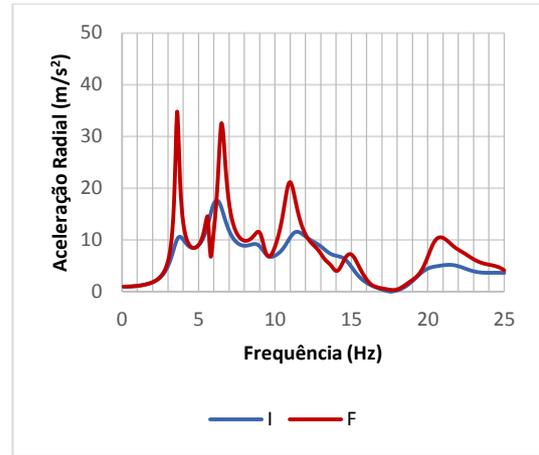
(a)



(b)

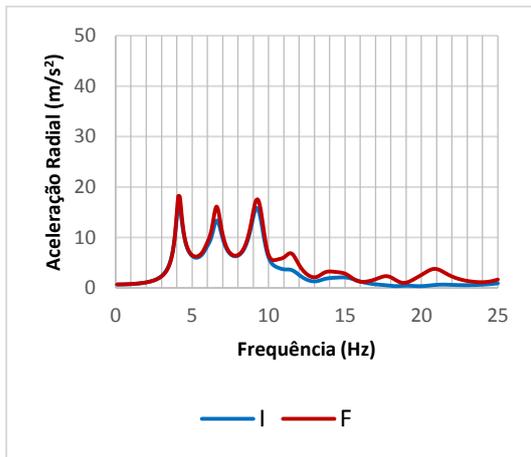


(c)

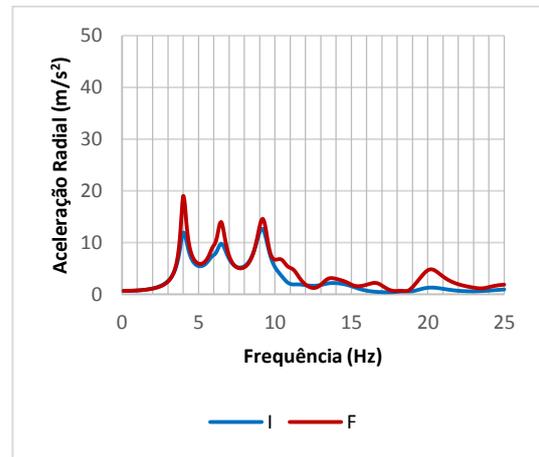


(d)

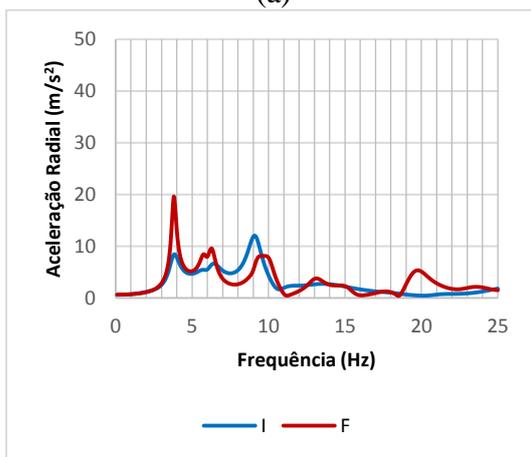
Figura 8.4 - Influência da idealização da rocha de fundação na resposta das barragens com reservatório vazio para movimento do solo harmônico montante para os casos (a) 2 ($E_f/E_e = 2$), (b) 3 ($E_f/E_e = 1$), (c) 4 ($E_f/E_e = 1/2$) e (d) 5 ($E_f/E_e = 1/4$)



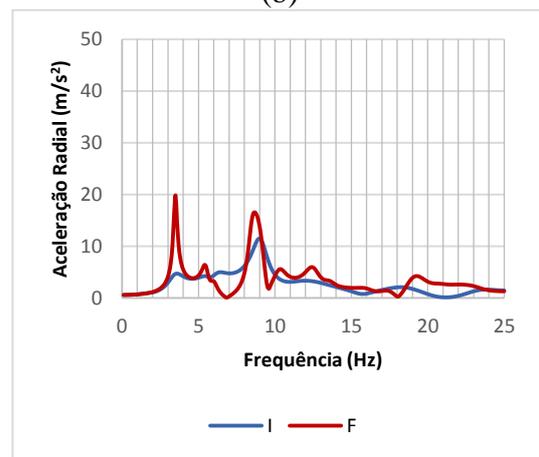
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 8.5 - Influência da idealização da rocha de fundação na resposta das barragens com reservatório vazio para movimento do solo harmônico vertical para os casos (a) 2 ($E_f/E_e = 2$), (b) 3 ($E_f/E_e = 1$), (c) 4 ($E_f/E_e = 1/2$) e (d) 5 ($E_f/E_e = 1/4$)

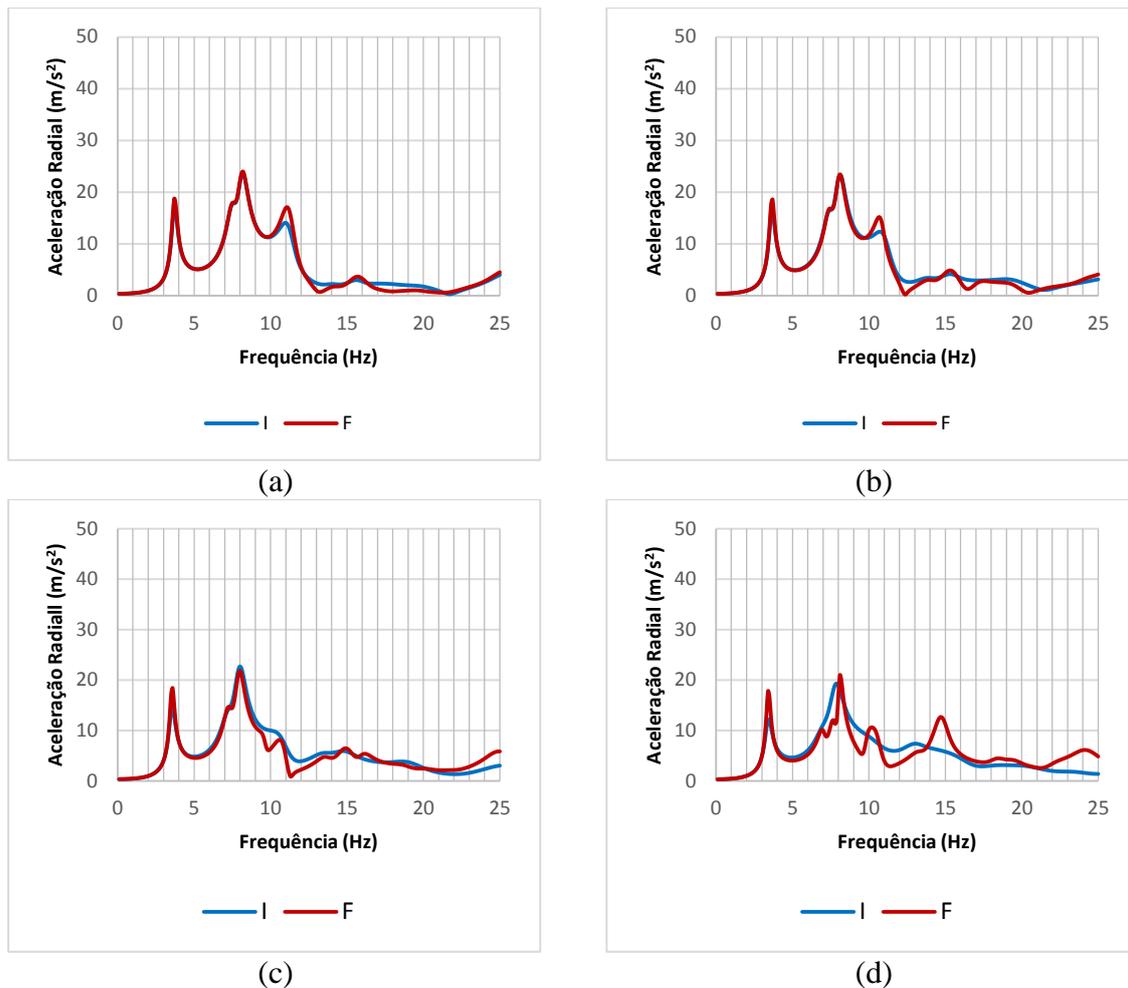


Figura 8.6 - Influência da idealização da rocha de fundação na resposta das barragens com reservatório vazio para movimento do solo harmônico transversal para os casos (a) 2 ($E_f/E_e = 2$), (b) 3 ($E_f/E_e = 1$), (c) 4 ($E_f/E_e = 1/2$) e (d) 5 ($E_f/E_e = 1/4$)

Dos resultados das Figuras 8.4, 8.5 e 8.6, observa-se que a frequência fundamental é essencialmente a mesma para ambas idealizações da rocha de fundação (F, em que apenas os efeitos da flexibilidade da fundação são considerados e I, em que todos os efeitos da interação barragem-rocha de fundação são incluídos), implicando que a redução dessa frequência é quase inteiramente devida a flexibilidade da fundação com influência insignificante da massa da fundação, amortecimento material ou amortecimento devido a radiação. No entanto, quando realizada uma análise da resposta em frequência, as amplitudes da resposta nas frequências de ressonância fundamental e superiores são maiores quando apenas a flexibilidade da fundação é considerada porque a redução na resposta devido ao material da fundação e ao amortecimento de radiação é ignorada, o que mostra que os efeitos da interação barragem-rocha de fundação são importantes e devem

ser considerados. Assim, análises que não incluem a inércia e o amortecimento da fundação, superestimam a resposta.

As Figuras 8.7, 8.8 e 8.9 mostram a resposta da barragem com reservatório cheio devido às componentes montante, vertical e transversal do movimento do solo harmônico para quatro condições: barragem em rocha de fundação rígida com contorno do reservatório não-absorvente, sendo $\alpha = 1$ (Caso 6), barragem em rocha de fundação rígida com contorno do reservatório absorvente, sendo $\alpha = 0,5$ (Caso 7), barragem em rocha de fundação flexível ($E_f/E_e = 1$) com contorno do reservatório não-absorvente, sendo $\alpha = 1$ (Caso 8) e barragem em rocha de fundação flexível ($E_f/E_e = 1$) com contorno do reservatório absorvente, sendo $\alpha = 0,5$ (Caso 9). A Figura 8.10 mostra os resultados em Tan e Chopra (1995).

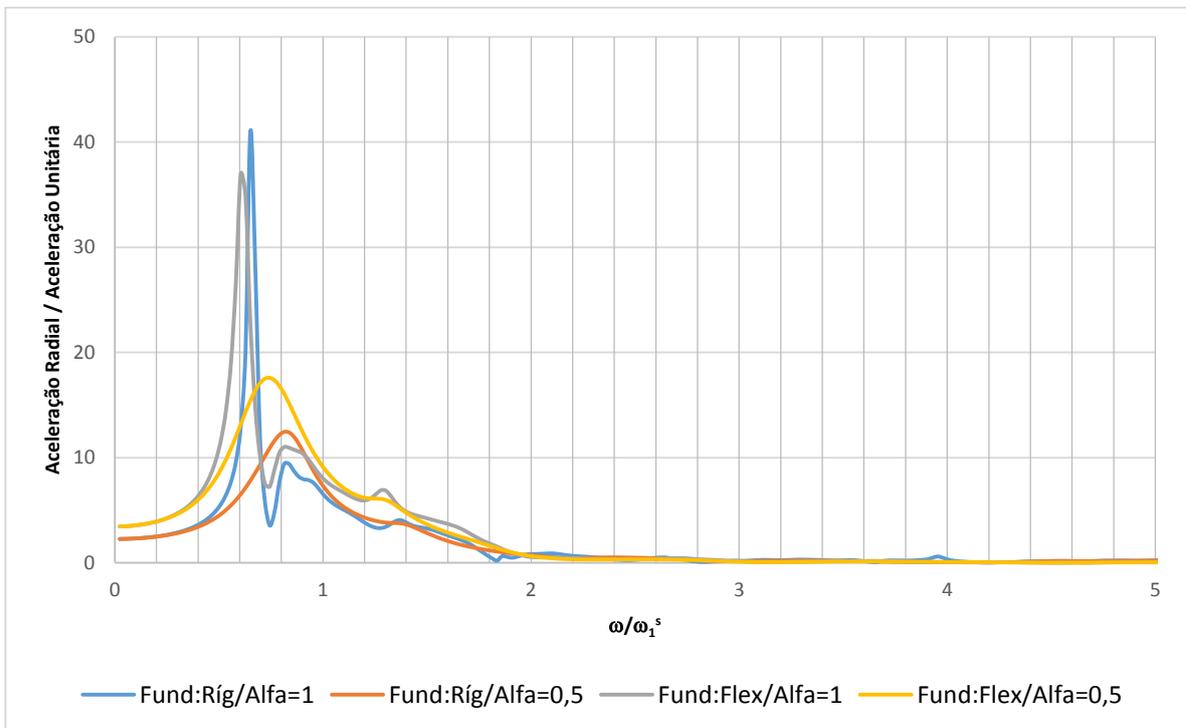


Figura 8.7 – Resposta em frequência da barragem com reservatório cheio devido ao movimento do solo montante harmônico obtidos via ANSYS, sendo $\omega_1^s = 27,02$ rad/s e $\omega_1^a = 23,88$ rad/s.

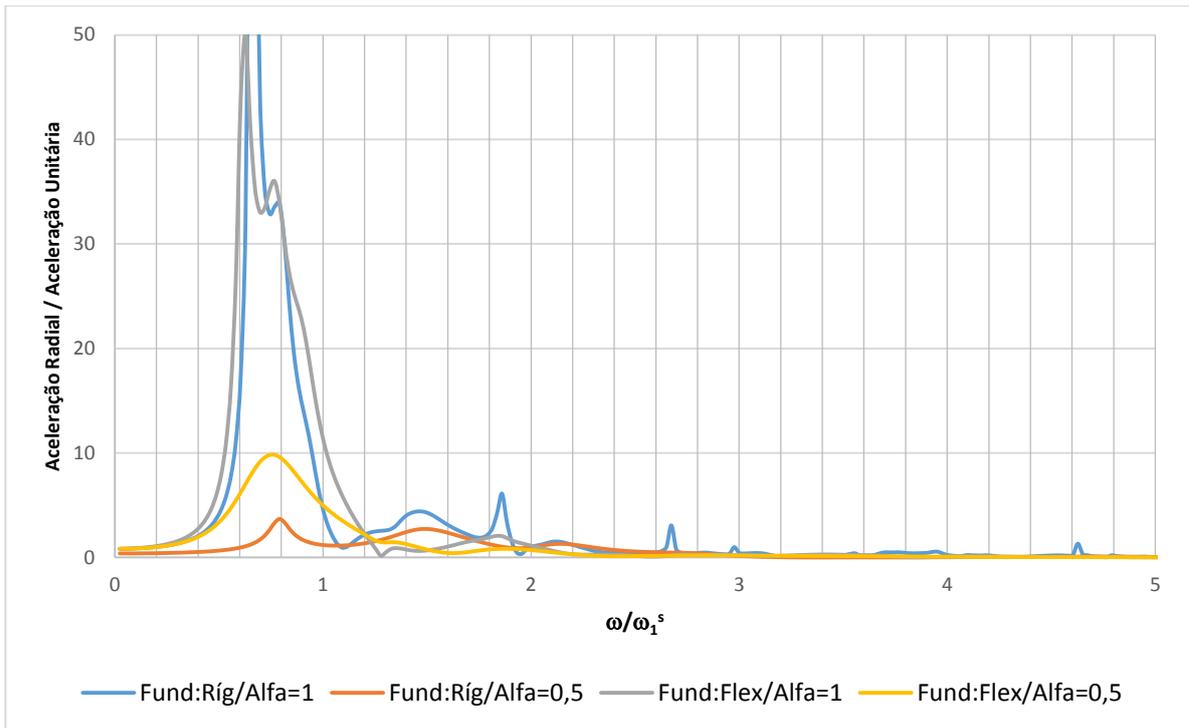


Figura 8.8 – Resposta em frequência da barragem com reservatório cheio devido ao movimento do solo vertical harmônico obtidos via ANSYS, sendo $\omega_1^s = 27,02 \text{ rad/s}$ e $\omega_1^a = 23,88 \text{ rad/s}$.

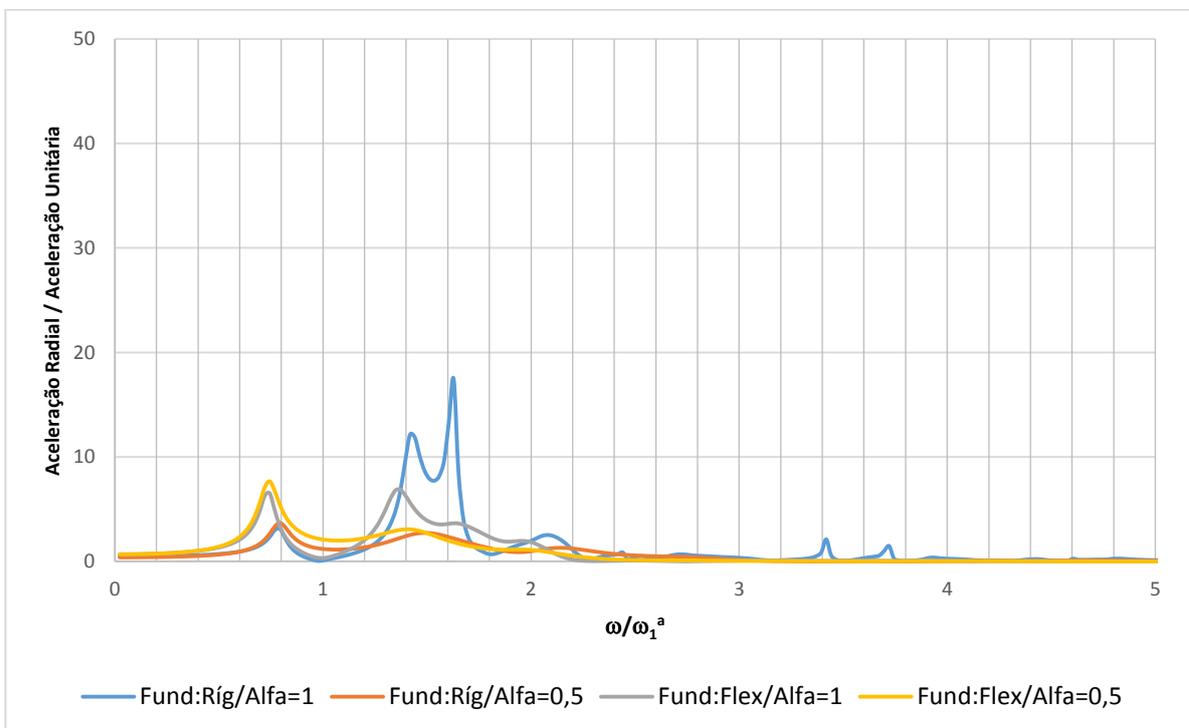
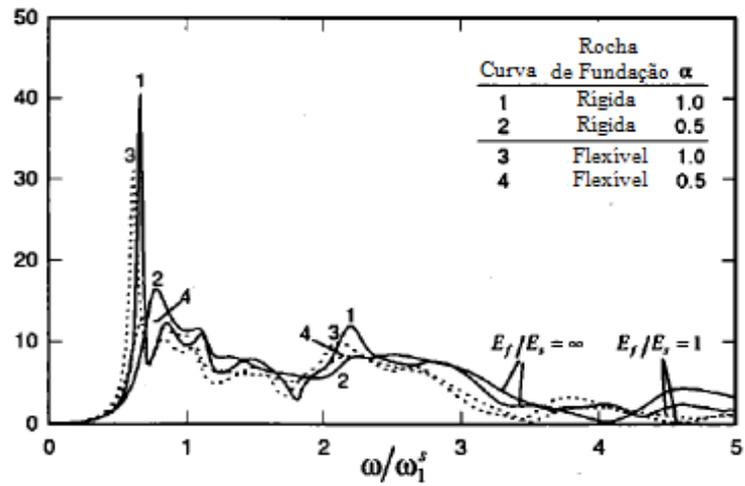
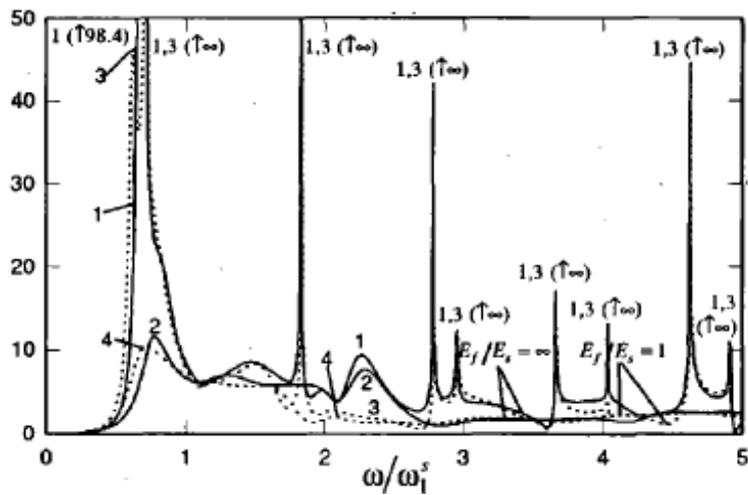


Figura 8.9 – Resposta em frequência da barragem com reservatório cheio devido ao movimento do solo transversal harmônico obtidos via ANSYS, sendo $\omega_1^s = 27,02 \text{ rad/s}$ e $\omega_1^a = 23,88 \text{ rad/s}$.



(a)



(c)

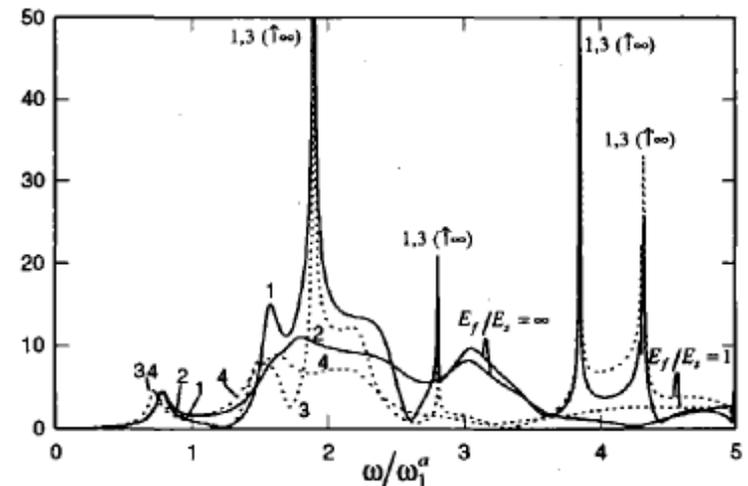
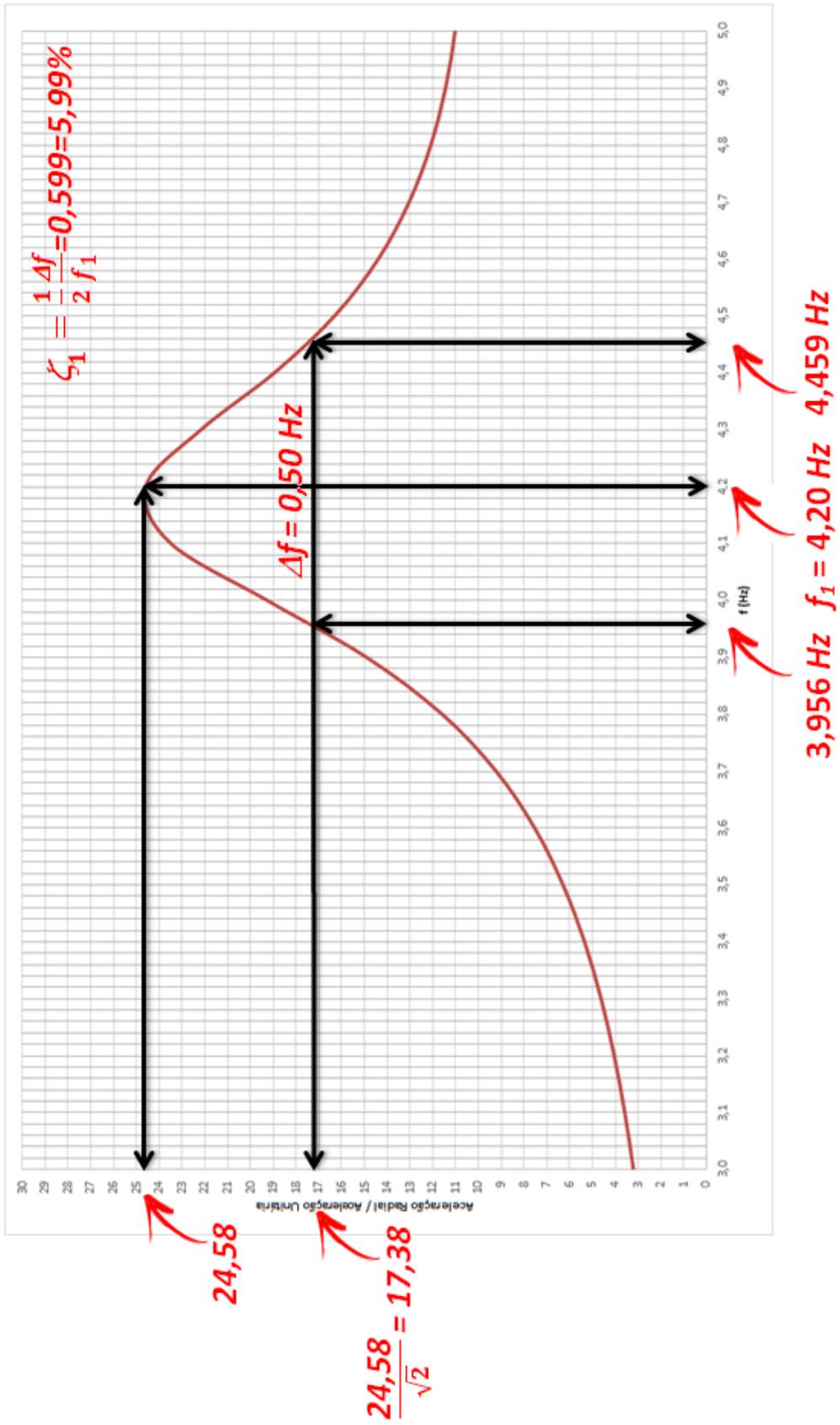


Figura 8.10 – Resposta em frequência da barragem com reservatório cheio devido ao movimento do solo (a) montante, (b) vertical e (c) transversal harmônico em Tan e Chopra (1995), sendo $\omega_1^s = 26,83$ rad/s e $\omega_1^a = 23,88$ rad/s.

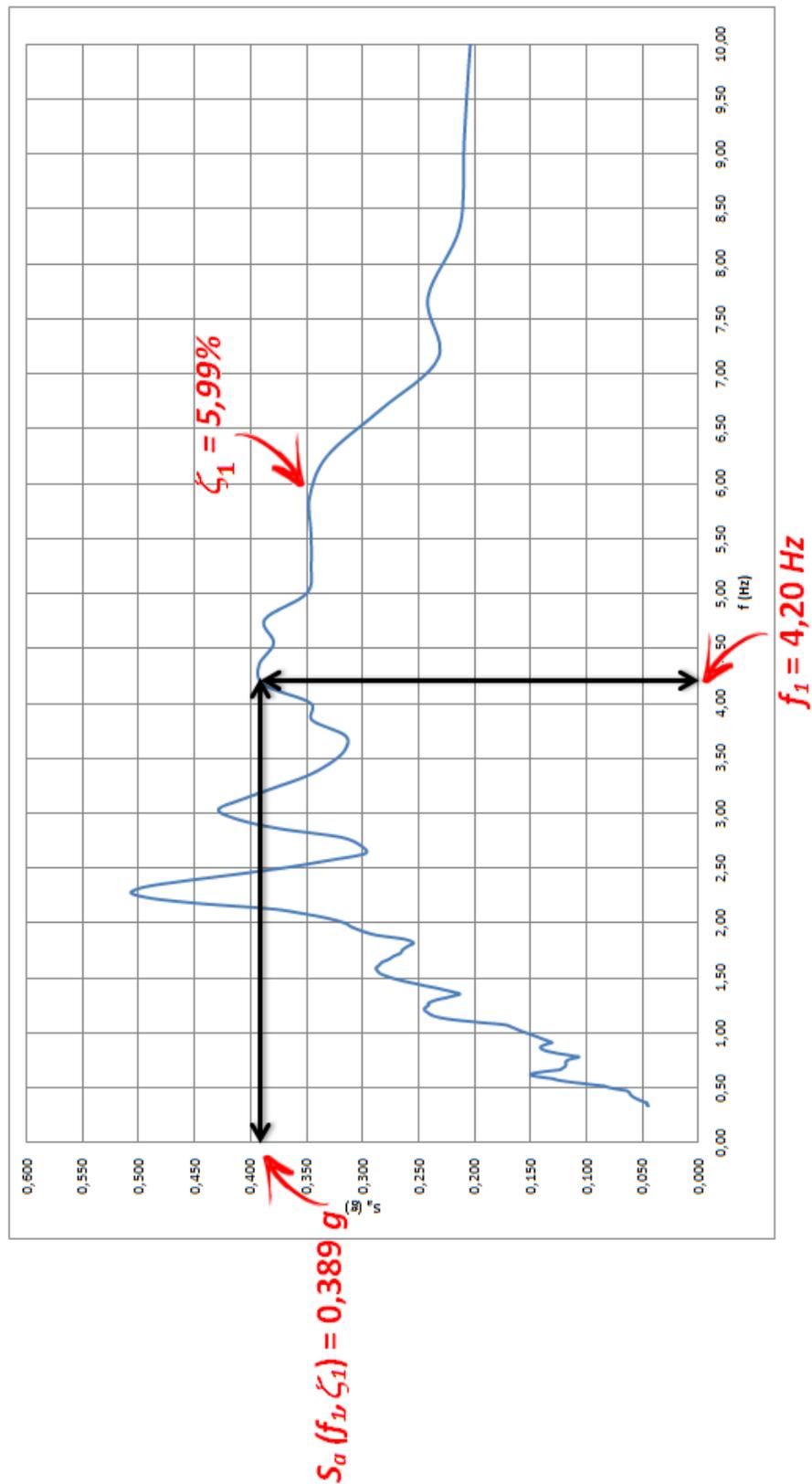
Observa-se, pela análise geral das curvas, similaridade entre as curvas obtidas numericamente e em Tan e Chopra (1995) em frequências mais baixas sendo que as frequências fundamentais estão bem próximas para os três casos. Em frequências mais altas, as curvas obtidas numericamente amortecem consideravelmente. Em Tan e Chopra (1995), nos casos em que o contorno do reservatório é não-absorvente ocorrem picos ilimitados de frequência ressonante, o que não foi observado nos modelos numéricos. Nos casos em que há absorção do contorno do reservatório, as amplitudes da fundação rígida ficaram maiores que as da flexível, o que indica que o amortecimento do Caso 9 está aquém do esperado. No entanto os casos com absorção em relação aos sem estão coerentes.

Quanto à análise em si, de acordo com as Figuras 8.7, 8.8 e 8.9, os efeitos da interação barragem-água na resposta da barragem a cada um dos três componentes do movimento do solo são qualitativamente similares para rochas de fundação rígidas e flexíveis. Segundo Tan e Chopra (1995), a mudança na amplitude do pico ressonante fundamental depende da contribuição de amortecimento da interação barragem-rocha de fundação, da interação barragem-água, da absorção no contorno do reservatório e das forças hidrodinâmicas adicionais. Os efeitos da absorção no contorno do reservatório são mais significativos se a rocha de fundação é rígida porque, exceto pelo amortecimento do material na barragem, não existe outro mecanismo de amortecimento na frequência ressonante fundamental do sistema barragem-água. À medida que a rocha de fundação se torna mais flexível, mais energia irradia para a região semi-infinita da fundação por causa da interação barragem-rocha de fundação, sendo que o amortecimento adicional devido à absorção no contorno do reservatório não é mais tão eficaz em reduzir a resposta.

A Tabela 8.5 sintetiza os resultados da análise harmônica, apresentando as seguintes propriedades do modo fundamental para os três movimentos do solo: a frequência ressonante (f_1), em Hz, a razão de amortecimento efetiva (ζ_1), determinada pelo método da largura de banda obtidos das curvas da resposta em frequência, além da pseudoaceleração, em g, correspondente à frequência fundamental e razão de amortecimento (S_a) obtido do espectro de resposta do terremoto de *Taft*. São indicados os valores numéricos (N) obtidos via ANSYS, os constantes na literatura (L) em Tan e Chopra (1996) - e as respectivas diferenças percentuais (Dif.). A Figura 8.11 apresenta, como exemplo, os gráficos da resposta em frequência e do espectro de resposta da pseudoaceleração para o terremoto de *Taft* para o Caso 2I, indicando as propriedades apresentadas na Tabela 8.5.



(a)



(b)

Figura 8.11 - Gráficos (a) da resposta em frequência e (b) do espectro de resposta da pseudoaceleração para o terremoto de *Taft* para o Caso 2I (montante), indicando as propriedades apresentadas na Tabela 8.5.

Tabela 8.5 – Casos da Barragem *Morrow Point* analisados, frequências de vibração ressonantes fundamentais, razões de amortecimento e ordenadas do espectro de resposta de

Taft

Movimento do Solo Montante									
CASO	f₁ (Hz)			ζ₁ (%)			S_a (f₁, ζ₁) (g)		
	L	N	Dif.	L	N	Dif.	L	N	Dif.
1	4,27	4,30	0,70%	5,00	5,29	5,87%	0,433	0,411	5,00%
2I	4,08	4,20	2,94%	5,40	5,99	10,84%	0,376	0,389	3,47%
2F	4,08	4,20	2,94%	4,60	5,02	9,07%	0,385	0,415	7,88%
3I	3,92	4,10	4,59%	6,00	7,16	19,36%	0,351	0,351	0,03%
3F	3,92	4,10	4,59%	4,20	4,78	13,85%	0,373	0,395	5,87%
4I	3,61	4,00	10,80%	7,20	9,77	35,71%	0,319	0,303	5,10%
4F	3,62	3,90	7,73%	3,60	4,34	20,48%	0,434	0,371	14,45%
5I	3,17	3,80	19,87%	9,30	12,8	38,12%	0,343	0,264	23,13%
5F	3,22	3,60	11,80%	2,80	3,85	37,34%	0,511	0,411	19,48%
6	2,82	2,80	0,71%	2,20	2,73	24,22%	0,661	0,505	23,54%
7	3,23	3,50	8,36%	11,80	16,61	40,78%	0,316	0,229	27,69%
8	2,60	2,60	0,00%	3,70	5,35	44,63%	0,356	0,320	10,09%
9	2,83	3,20	13,07%	14,90	20,94	40,55%	0,267	0,218	18,38%
Movimento do Solo Vertical									
CASO	f₁ (Hz)			ζ₁ (%)			S_a (f₁, ζ₁) (g)		
	L	N	Dif.	L	N	Dif.	L	N	Dif.
1	4,27	4,30	0,70%	5,00	5,23	4,54%	0,299	0,275	7,99%
2I	4,08	4,10	0,49%	5,60	5,98	6,73%	0,249	0,236	5,32%
2F	4,08	4,10	0,49%	4,70	5,21	10,84%	0,270	0,258	4,62%
3I	3,92	4,00	2,04%	6,00	7,45	24,11%	0,223	0,198	11,18%
3F	3,92	4,00	2,04%	4,20	4,72	12,34%	0,254	0,248	2,52%
4I	3,61	3,90	8,03%	7,40	9,84	32,91%	0,203	0,179	11,85%
4F	3,62	3,80	4,97%	3,70	4,19	13,21%	0,294	0,254	13,71%
5I	3,17	3,60	13,56%	9,60	14,0	45,57%	0,244	0,182	25,30%
5F	3,22	3,50	8,70%	2,70	3,56	31,88%	0,308	0,259	15,83%
6	2,83	2,80	1,06%	4,40	3,62	17,73%	0,366	0,364	0,54%
7	3,23	3,40	5,26%	11,30	6,56	41,93%	0,225	0,196	12,81%
8	2,61	2,70	3,45%	4,50	6,37	41,60%	0,229	0,263	15,03%
9	2,87	3,30	14,98%	14,30	18,57	29,85%	0,220	0,178	19,04%

Movimento do Solo Transversal									
CASO	f_1 (Hz)			ζ_1 (%)			$S_a(f_1, \zeta_1)$ (g)		
	L	N	Dif.	L	N	Dif.	L	N	Dif.
1	3,80	3,80	0,00%	5,00	5,15	3,02%	0,310	0,305	1,64%
2I	3,66	3,70	1,09%	5,10	5,45	6,90%	0,284	0,281	1,24%
2F	3,66	3,70	1,09%	4,60	5,16	12,26%	0,300	0,289	3,57%
3I	3,52	3,70	5,11%	5,40	5,65	4,56%	0,258	0,276	6,89%
3F	3,53	3,70	4,82%	4,30	4,96	15,39%	0,283	0,296	4,35%
4I	3,31	3,60	8,76%	5,80	6,18	6,47%	0,294	0,252	14,38%
4F	3,32	3,60	8,43%	3,90	4,79	22,76%	0,325	0,283	12,90%
5I	3,01	3,40	12,96%	6,30	7,71	22,39%	0,410	0,245	40,14%
5F	3,01	3,40	12,96%	3,30	4,66	41,35%	0,536	0,277	48,35%
6	2,94	3,40	15,65%	4,90	5,06	3,18%	0,523	0,272	48,02%
7	2,96	3,40	14,86%	5,90	6,56	11,22%	0,463	0,255	44,83%
8	2,72	3,20	17,65%	5,20	5,47	5,19%	0,508	0,353	30,58%
9	2,72	3,20	17,65%	6,30	6,75	7,21%	0,455	0,326	28,42%

Da Tabela 8.5, constata-se que os as maiores diferenças dentre os resultados são: para frequência fundamental, 19,87% (Caso 5I, montante), para a razão de amortecimento, 44,66% (Caso 8, montante) e para pseudo-aceleração, 48,35% (Caso 5F, transversal).

Quanto aos dados em si, considerando os Casos de 1 a 5, com reservatório vazio, à medida que o índice E_f/E_e diminui, o que para um módulo de concreto fixo E_e implica diminuir o módulo da fundação E_f , tanto a frequência fundamental simétrica (excitadas pelos movimentos do solo montante e vertical) como a antissimétrica (excitada pelo movimento do solo transversal) diminuem devido ao aumento da flexibilidade da fundação. Usando os dados da análise numérica, a redução nas frequências fundamentais simétricas é de 2,3%, 4,7%, 7,0% e 11,6% para os Casos 2I, 3I 4I e 5I montante e 4,7%, 7,0%, 9,3% e 16,3% para os Casos 2I, 3I, 4I e 5I vertical em relação ao Caso 1. Para as frequências fundamentais antissimétricas, os números são 2,6%, 2,6%, 5,3% e 10,5%.

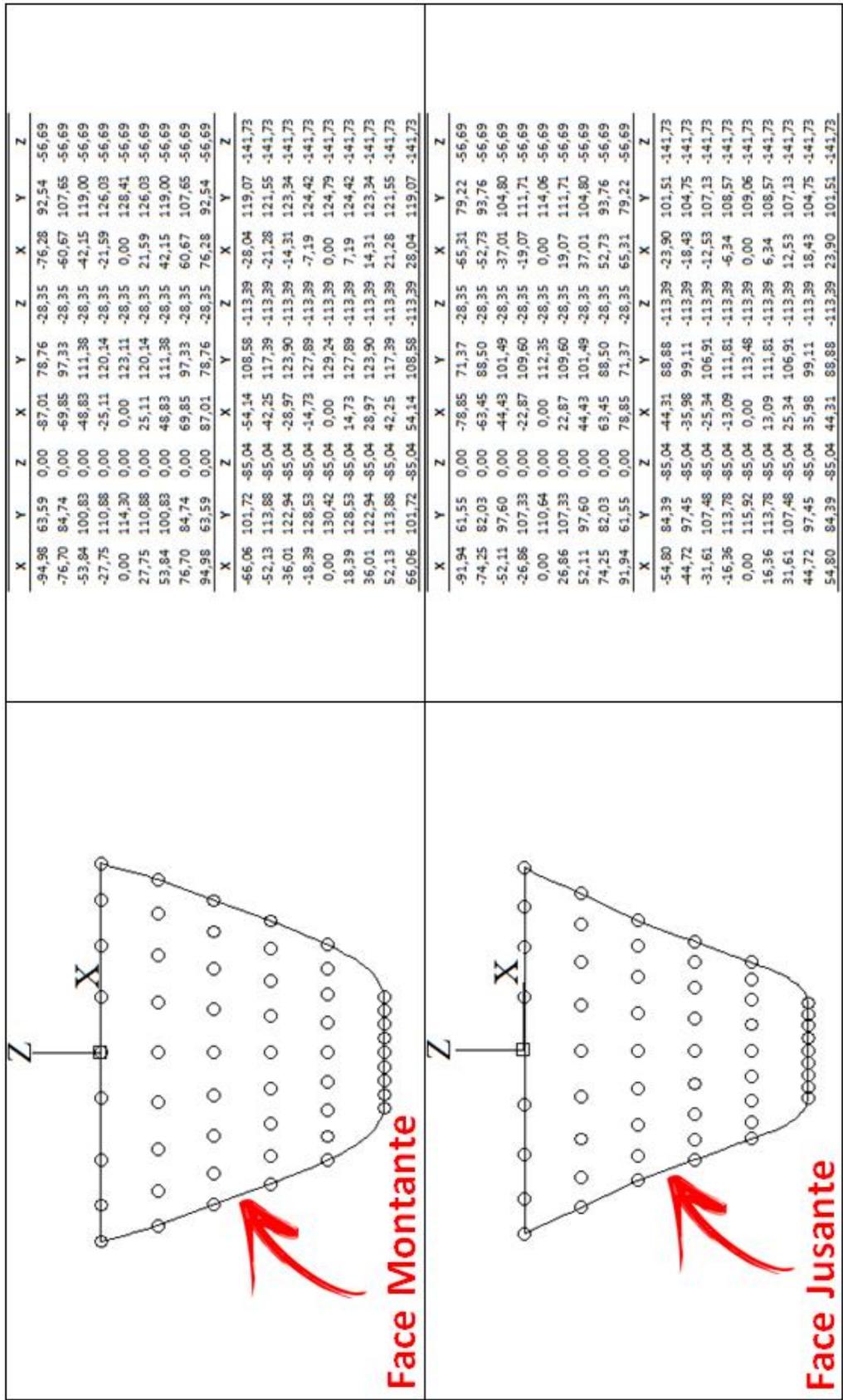
Comparando os Casos 1 e 6 e 3I e 8, nota-se uma redução de 34,9% e 36,6% (montante) e 34,9% e 32,5% (vertical), respectivamente, nas frequências fundamentais simétricas do reservatório cheio em relação ao vazio, devido a massa adicional resultante da interação barragem-água. Os números para as frequências fundamentais antissimétricas são 10,5% e 13,5%, respectivamente. Comparando os Casos 6 e 7 e 8 e 9, há um aumento de 25,0% e 23,1% (montante) e 21,4% e 22,5% (vertical) respectivamente, nas frequências

fundamentais simétricas do contorno absorvente em relação ao não-absorvente. Já para as frequências fundamentais antissimétricas, os resultados são idênticos.

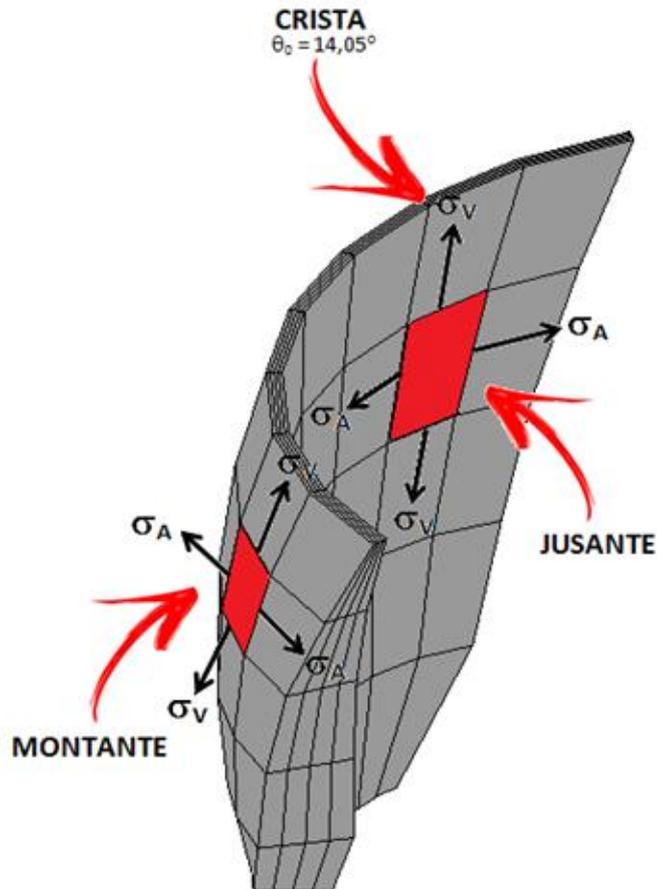
Quanto ao amortecimento do sistema como um todo, representado pela razão de amortecimento efetiva, observa-se, pelos Casos 1 a 5, que um aumento na flexibilidade da fundação, aumenta o amortecimento se todos os efeitos da interação barragem-fundação são considerados (I) e diminui se apenas o efeito da flexibilidade (F) é considerado. Já para os casos em que o reservatório está cheio, há um aumento no amortecimento quando se considera contorno absorvente, mais pronunciado nos casos montante e vertical e menos, no transversal.

8.4 ANÁLISE SÍSMICA

Os resultados da resposta da barragem *Morrow Point* às três componentes do movimento do solo de *Taft* selecionados são as variações no tempo da componente radial do deslocamento no ponto médio da crista da barragem na direção do semiângulo central $\theta_0 = 14,05^\circ$ ($\theta_0 = 13,25^\circ$, em Tan e Chopra, 1996) e as distribuições de valores da envoltória das tensões de tração máximas nas direções de arco e viga em balanço para as faces montante e jusante da barragem. As tensões foram capturadas nos nós da estrutura da barragem, apresentados na Figura 8.12 (a) com suas coordenadas. É importante destacar que os nós da interface são comuns à barragem e à fundação, que são corpos associados com propriedades de material diferentes. Assim, ao capturar os resultados de tensão nos nós comuns, deve-se selecionar os valores de tensão do lado da barragem e não o valor médio, que apresenta resultados inesperados. A Figura 8.12 (b) indica o ponto onde as variações no tempo da componente radial do deslocamento são capturadas e as tensões de tração nas direções de arco (σ_a) e viga em balanço (σ_v) para as faces montante e jusante da barragem.



(a)



(b)

Figura 8.12 - (a) Nós da estrutura da barragem onde as tensões de tração foram capturadas e (b) ponto médio da crista da barragem na direção do semiângulo central $\theta_0 = 14,05^\circ$, onde as variações no tempo da componente radial do deslocamento são capturadas e as tensões de tração nas direções de arco (σ_a) e viga em balanço (σ_v) para as faces montante e jusante da barragem.

Como mencionado na seção 6.2, em análises transientes (*full method*), o ANSYS não dispõe de razão de amortecimento constante sendo necessário definir os amortecimentos α e β . A Tabela 8.6 indica para cada caso, o coeficiente de amortecimento viscoso da barragem e da fundação (5% - conforme apresentado na seção 6.2) e das subcamadas da camada absorvente (54, 103, 152, 201 e 250% - conforme mostrado na seção 7.5) nos casos em que todos os efeitos da interação barragem-fundação são considerados, a frequência adotada - a fundamental simétrica para as componentes montante e vertical do terremoto e a fundamental antissimétrica para a componente transversal - e os valores de α e β utilizados.

Tabela 8.6 – Coeficientes de amortecimento alfa e beta

Caso	$\zeta(\%)$	Montante			Vertical			Transversal		
		f (Hz)	α	$\beta (x10^{-3})$	f (Hz)	α	$\beta (x10^{-3})$	f (Hz)	α	$\beta (x10^{-3})$
1	5	4,30	1,4	1,9	4,30	1,4	1,9	3,80	1,2	2,1
2F		4,20	1,3	1,9	4,10	1,3	1,9	3,70	1,2	2,2
3F		4,10	1,3	1,9	4,00	1,3	2,0	3,70	1,2	2,2
4F		3,90	1,2	2,0	3,80	1,2	2,1	3,60	1,1	2,2
5F		3,60	1,1	2,2	3,50	1,1	2,3	3,40	1,1	2,3
2I	5	4,20	1,3	1,9	4,10	1,3	1,9	3,70	1,2	2,2
	54		14,3	20,5		13,9	21,0		12,6	23,2
	103		27,2	39,0		26,5	40,0		23,9	44,3
	152		40,1	57,6		39,2	59,0		35,3	65,4
	201		53,0	76,2		51,8	78,0		46,7	86,5
	250		66,0	94,7		64,4	97,0		58,1	107,5
3I	5	4,10	1,3	1,9	4,00	1,3	2,0	3,70	1,2	2,2
	54		13,9	21,0		13,6	21,5		12,6	23,2
	103		26,5	40,0		25,9	41,0		23,9	44,3
	152		39,2	59,0		38,2	60,5		35,3	65,4
	201		51,8	78,0		50,5	80,0		46,7	86,5
	250		64,4	97,0		62,8	99,5		58,1	107,5
4I	5	4,00	1,3	2,0	3,90	1,2	2,0	3,60	1,1	2,2
	54		13,6	21,5		13,2	22,0		12,2	23,9
	103		25,9	41,0		25,2	42,0		23,3	45,5
	152		38,2	60,5		37,2	62,0		34,4	67,2
	201		50,5	80,0		49,3	82,0		45,5	88,9
	250		62,8	99,5		61,3	102,0		56,5	110,5
5I	5	3,80	1,2	2,1	3,60	1,1	2,2	3,40	1,1	2,3
	54		12,9	22,6		12,2	23,9		11,5	25,3
	103		24,6	43,1		23,3	45,5		22,0	48,2
	152		36,3	63,7		34,4	67,2		32,5	71,2
	201		48,0	84,2		45,5	88,9		42,9	94,1
	250		59,7	104,7		56,5	110,5		53,4	117,0
6	5	2,80	-	5,7	2,80	-	5,7	3,40	-	4,7
7		3,50	-	4,5	3,40	-	4,7	3,40	-	4,7
8	5	2,60	-	6,1	2,70	-	5,9	3,20	-	5,0
	54		-	66,1		-	63,7		-	53,7
	103		-	126,1		-	121,4		-	102,5
	152		-	186,1		-	179,2		-	151,2
	201		-	246,1		-	237,0		-	199,9
	250		-	306,1		-	294,7		-	248,7
9	5	3,20	-	5,0	3,30	-	4,8	3,20	-	5,0
	54		-	53,7		-	52,1		-	53,7
	103		-	102,5		-	99,4		-	102,5
	152		-	151,2		-	146,6		-	151,2
	201		-	199,9		-	193,9		-	199,9
	250		-	248,7		-	241,1		-	248,7

Como exposto na seção 6.4, o mecanismo de entrada do terremoto nos casos em que todos os efeitos da interação barragem-fundação são considerados é a deconvolução. A Tabela 8.7 apresenta o coeficiente de correlação entre o sinal original do solo de campo livre e o sinal de aceleração gerado no ponto de controle para cada um dos casos, para as três componentes do terremoto: montante, vertical e transversal.

Tabela 8.7 – Coeficiente de correlação de Pearson entre o sinal original do solo de campo livre e o sinal de aceleração gerado no ponto de controle

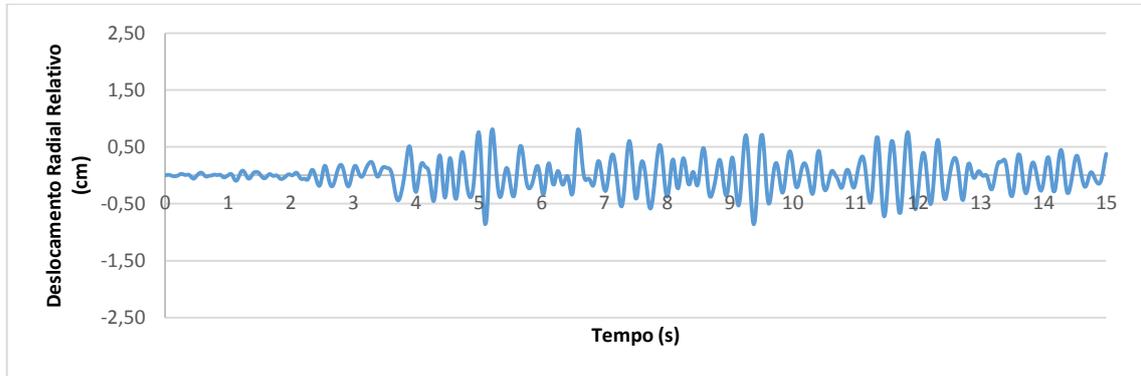
Caso	Montante	Vertical	Transversal
2I	0,96	0,93	0,75
3I	0,92	0,80	0,56
4I	0,84	0,62	0,32
5I	0,65	0,17	0,13
8	0,79	0,54	0,59
9	0,76	0,52	0,59

A Tabela 8.8 apresenta o deslocamento radial máximo no ponto médio da crista da barragem em $\theta_0 = 14,05^\circ$ e os valores máximos de tensões de tração de arco e viga em balanço nas faces montante e jusante para os 9 casos analisados no ANSYS e os indicados em Tan e Chopra (1996) com as respectivas diferenças percentuais. São indicados os valores numéricos (N) obtidos via ANSYS, os constantes na literatura (L) em Tan e Chopra (1996) - e as respectivas diferenças percentuais (Dif.).

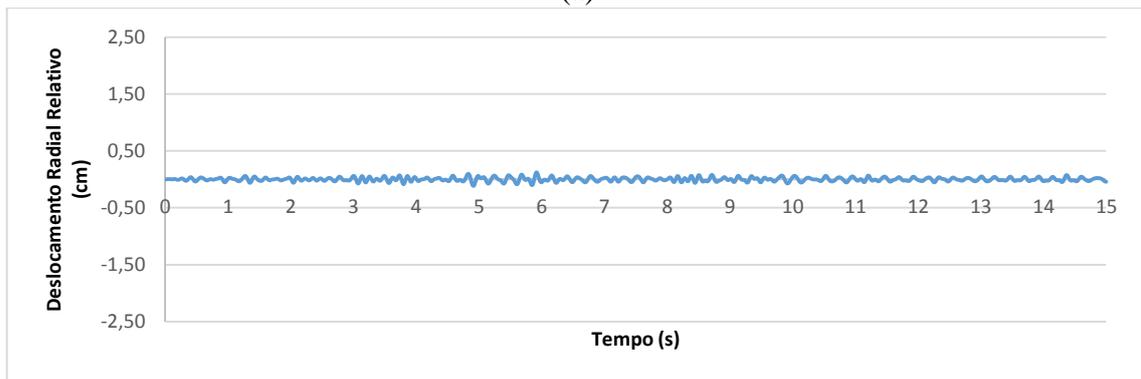
Tabela 8.8 – Respostas da Barragem *Morrow Point*

Caso	Desl. Rad. Máx. (cm)			Tensão de Tração Máxima (MPa)											
				Face Montante						Face Jusante					
	Arco			Viga em Balanço			Arco			Viga em Balanço					
	L	N	Dif.	L	N	Dif.	L	N	Dif.	L	N	Dif.	L	N	Dif.
Montante															
1	0,97	0,86	11,4%	1,85	2,13	15,2%	0,69	0,73	6,1%	1,68	1,44	14,3%	0,45	0,48	6,9%
2I	1,01	0,92	8,8%	1,81	2,23	23,3%	0,72	1,17	63,6%	1,65	1,51	8,4%	0,46	0,51	9,7%
2F	1,07	0,95	11,4%	1,91	2,25	17,7%	0,78	0,81	3,8%	1,74	1,50	14,0%	0,52	0,54	3,5%
3I	1,11	1,04	6,5%	1,87	2,28	22,0%	0,69	1,10	58,9%	1,73	1,55	10,2%	0,43	0,51	20,0%
3F	1,25	1,11	11,8%	2,19	2,52	15,2%	0,78	0,91	17,3%	1,99	1,72	13,5%	0,52	0,54	2,9%
4I	1,15	1,21	5,3%	1,99	2,27	13,8%	0,70	1,44	105,1%	1,89	1,63	13,6%	0,49	0,67	37,9%
4F	1,59	1,28	19,8%	2,88	3,08	6,8%	0,94	1,35	43,2%	2,58	2,01	22,1%	0,68	0,62	8,5%
5I	1,61	1,55	3,9%	2,02	2,04	1,2%	0,66	1,49	125,7%	2,08	1,77	14,5%	0,43	0,60	39,3%
5F	2,34	1,99	15,1%	3,07	2,97	3,3%	1,20	1,67	39,1%	3,18	2,51	21,0%	0,71	0,54	24,6%
6	2,05	1,32	35,6%	4,73	2,77	41,4%	1,97	1,77	10,4%	4,25	2,93	31,0%	1,50	1,64	9,3%
7	1,58	1,04	33,9%	3,36	1,89	43,6%	1,14	1,08	5,9%	2,91	2,11	27,4%	0,84	0,93	10,2%
8	2,12	1,72	18,9%	4,06	3,09	23,9%	1,46	1,86	27,1%	3,83	3,00	21,8%	0,85	1,69	98,1%
9	1,79	1,71	4,4%	3,43	2,53	26,2%	1,03	1,41	36,2%	3,15	2,74	13,0%	0,77	1,05	36,7%
Vertical															
1	0,17	0,12	28,7%	0,38	0,47	22,9%	0,33	0,46	37,9%	0,30	0,29	1,6%	0,28	0,31	8,1%
2I	0,18	0,22	26,9%	0,39	0,94	140,2%	0,37	0,64	72,3%	0,30	0,62	103,4%	0,30	0,50	63,5%
2F	0,22	0,16	24,6%	0,46	0,67	47,4%	0,39	0,55	42,1%	0,39	0,34	13,2%	0,39	0,33	17,2%
3I	0,19	0,22	17,4%	0,43	0,76	74,4%	0,46	0,66	46,0%	0,31	0,43	37,8%	0,26	0,31	16,7%
3F	0,24	0,18	24,5%	0,59	1,04	77,0%	0,42	0,75	77,7%	0,42	0,52	24,1%	0,43	0,46	6,6%
4I	0,18	0,39	110,8%	0,48	0,96	99,0%	0,56	0,96	71,1%	0,35	0,71	101,7%	0,24	0,49	102,1%
4F	0,31	0,26	14,1%	0,91	1,19	31,0%	0,57	0,85	48,4%	0,57	0,61	7,3%	0,47	0,45	4,2%
5I	0,24	0,67	178,9%	0,48	1,37	183,0%	0,59	1,12	89,5%	0,52	0,97	88,5%	0,25	0,40	63,1%
5F	0,43	0,53	23,6%	0,96	1,71	77,9%	1,54	1,13	26,4%	1,06	1,01	5,3%	0,65	0,43	33,4%
6	4,33	2,29	47,2%	9,29	4,93	47,0%	3,61	3,22	11,0%	8,37	5,10	39,1%	2,26	2,71	19,7%
7	0,69	0,46	33,0%	1,49	0,73	50,9%	0,79	0,71	9,9%	1,26	0,75	40,6%	0,37	0,49	31,0%
8	3,96	2,20	44,6%	7,46	3,72	50,1%	2,01	3,07	52,7%	6,75	3,89	42,4%	1,02	1,79	75,9%
9	1,05	0,75	28,9%	1,85	1,37	25,7%	0,74	1,62	120,2%	1,59	1,33	16,1%	0,43	0,80	84,9%
Transversal															
1	0,93	1,02	8,6%	1,05	1,85	75,0%	0,69	1,00	44,6%	1,44	1,31	9,2%	0,62	0,58	6,7%
2I	1,15	1,15	0,1%	1,17	1,93	65,3%	0,74	1,07	44,4%	1,25	1,39	11,1%	0,53	0,56	5,2%
2F	1,21	1,09	10,4%	1,23	1,84	50,1%	0,79	1,00	26,7%	1,32	1,35	2,3%	0,54	0,55	0,1%
3I	1,11	1,08	3,3%	1,19	1,76	47,9%	0,66	1,05	59,2%	1,28	1,38	7,8%	0,52	0,54	2,3%
3F	1,24	1,05	14,7%	1,37	1,74	27,1%	0,74	0,97	29,8%	1,34	1,53	13,5%	0,55	0,55	0,8%
4I	1,38	1,29	6,3%	1,27	1,97	55,5%	0,78	1,18	51,3%	1,59	1,68	5,4%	0,66	0,56	15,0%
4F	1,58	1,48	6,4%	1,72	2,00	16,5%	0,99	1,18	18,4%	1,83	1,84	0,5%	0,79	0,62	20,8%
5I	1,84	1,66	10,1%	1,79	1,96	9,4%	1,08	1,19	10,2%	2,18	1,79	17,8%	1,08	0,59	45,9%
5F	2,49	2,15	13,9%	3,02	2,91	3,5%	1,56	1,54	1,1%	3,05	2,72	11,1%	1,43	0,77	45,7%
6	0,91	0,66	27,6%	1,37	0,80	41,2%	0,83	0,84	0,3%	1,19	1,70	42,3%	0,61	0,68	12,0%
7	0,80	0,28	65,0%	1,10	0,52	52,8%	0,50	0,27	45,8%	1,26	0,69	45,5%	0,57	0,33	43,0%
8	0,87	0,71	18,0%	1,29	0,90	30,5%	0,63	0,78	23,3%	1,47	1,62	10,6%	0,55	0,71	28,9%
9	1,07	0,69	35,7%	1,50	0,90	39,8%	0,55	0,54	2,5%	1,46	1,96	34,3%	0,54	0,67	23,7%

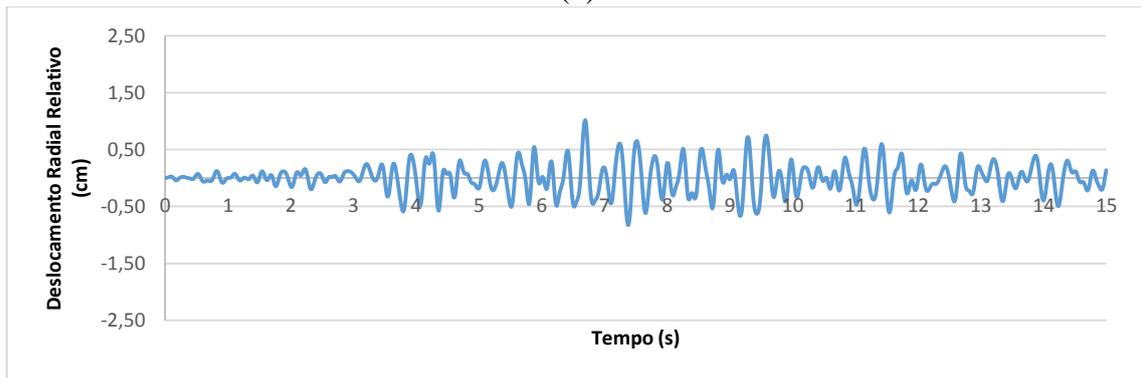
As Figuras 8.13 a 8.21 mostram os deslocamentos radiais relativos no tempo para os Casos 1 a 9, devido às três componentes do terremoto de *Taft*, separadamente: montante, vertical e transversal. Para os Casos 2 a 5, todos os efeitos da interação barragem-fundação são considerados. Para exemplificar o comparativo, na Figura 8.17, para o Caso 5I, estão sobrepostos os gráficos gerados no ANSYS e os gráficos em Tan e Chopra (1996).



(a)

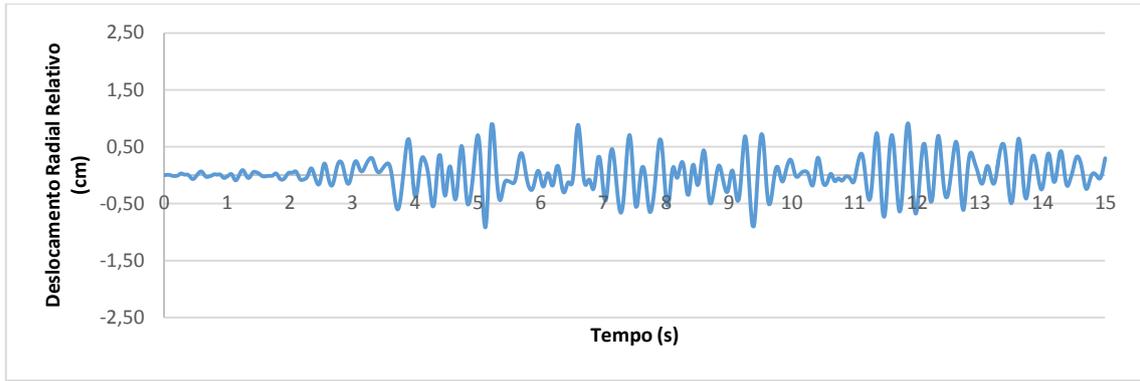


(b)

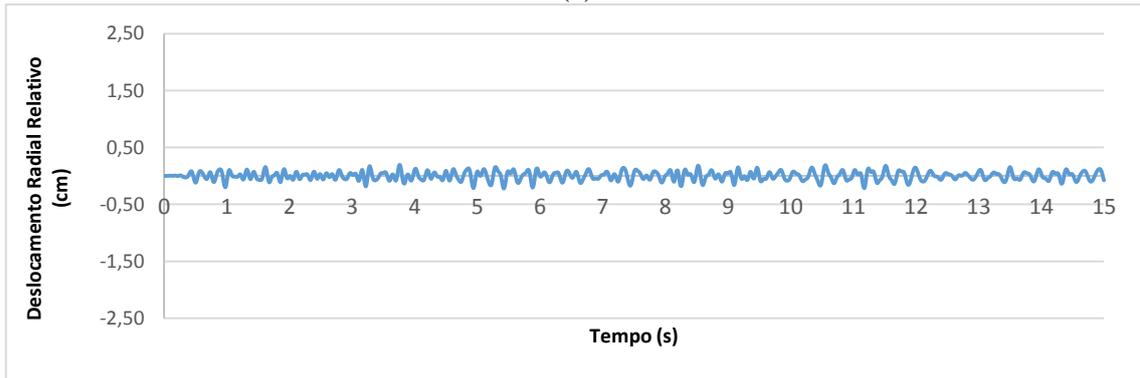


(c)

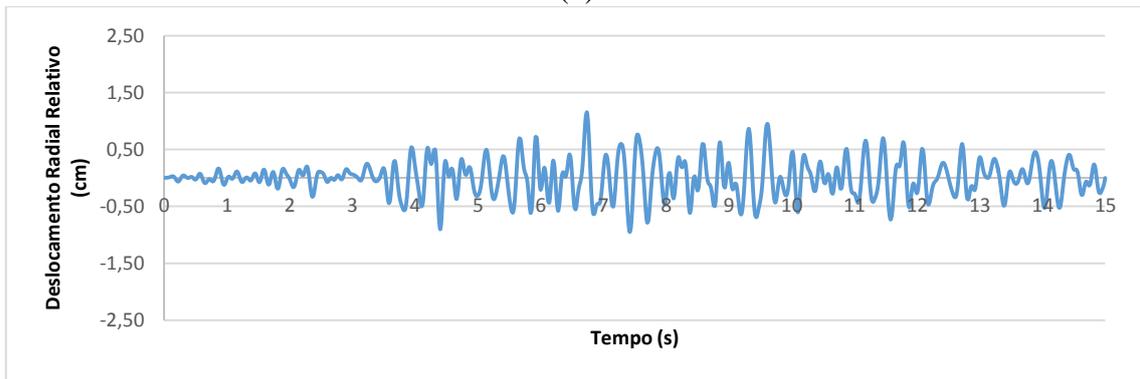
Figura 8.13 – Deslocamento radial no ponto médio da crista da barragem em $\theta_0 = 14,05^\circ$ para o Caso 1 devido às componentes (a) montante, (b) vertical e (c) transversal do terremoto de *Taft*



(a)

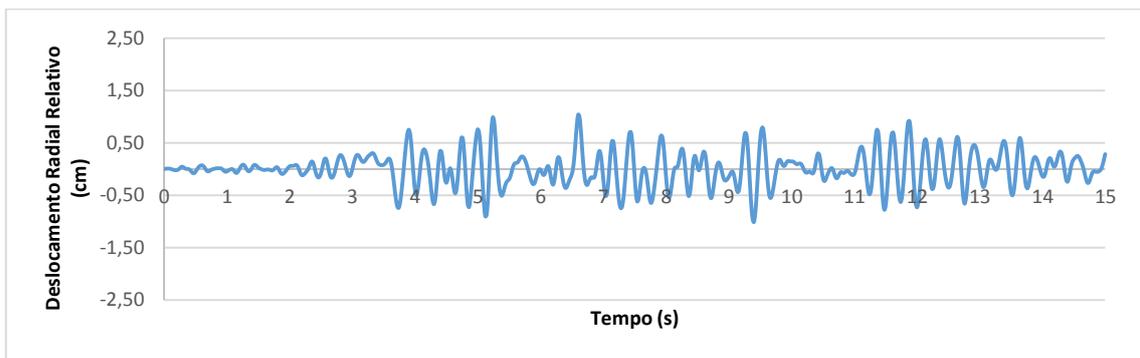


(b)

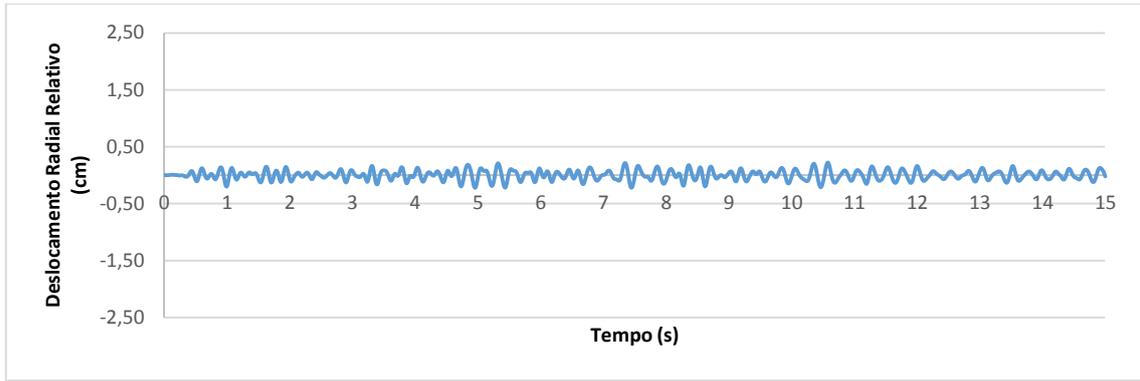


(c)

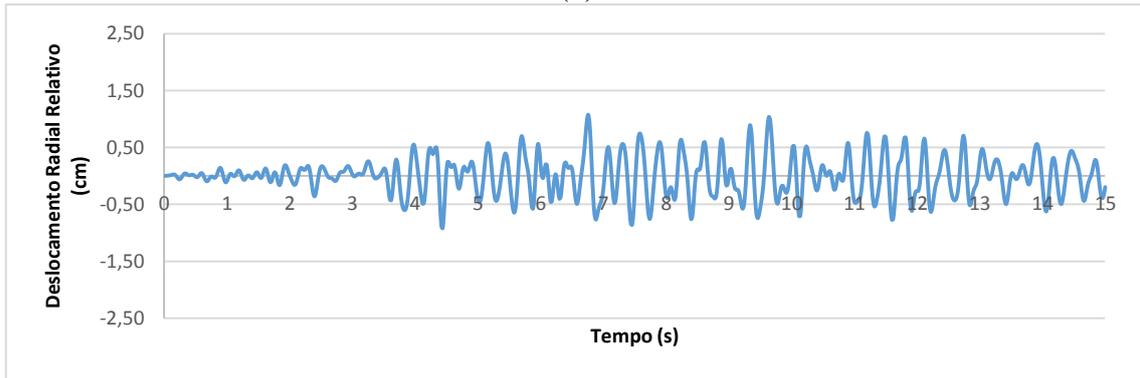
Figura 8.14 – Deslocamento radial no ponto médio da crista da barragem em $\theta_0 = 14,05^\circ$ para o Caso 2I devido às componentes (a) montante, (b) vertical e (c) transversal do terremoto de *Taft*



(a)

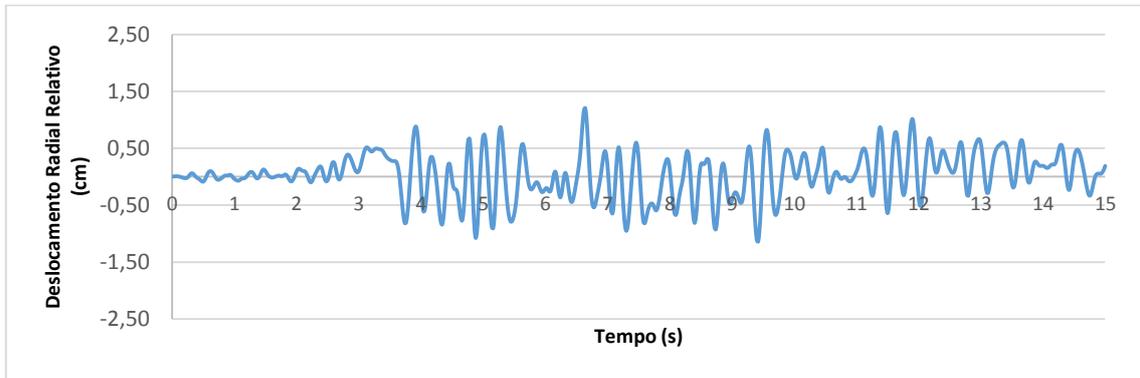


(b)

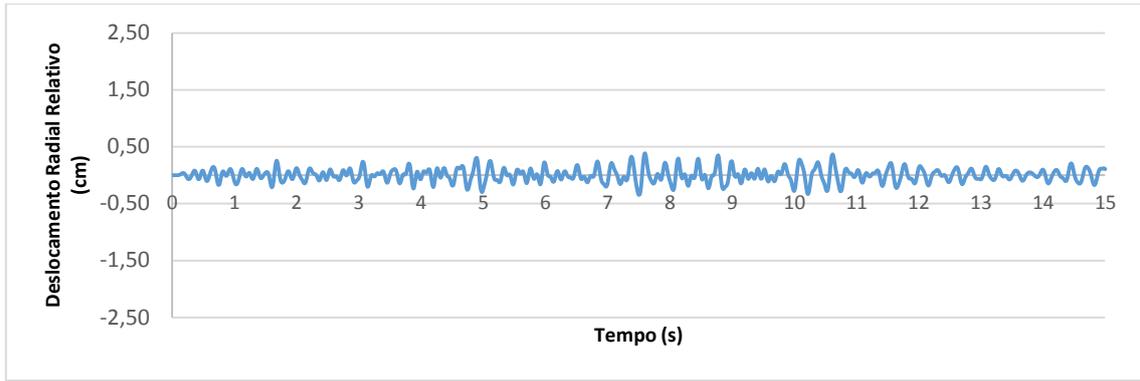


(c)

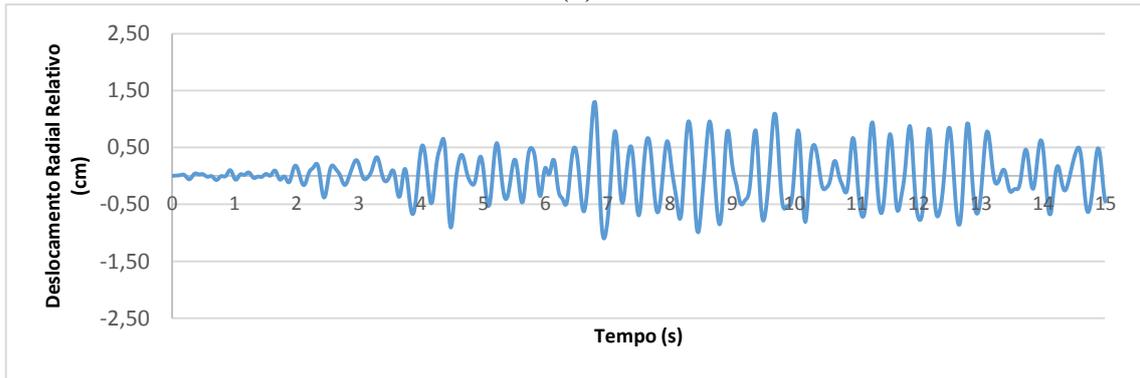
Figura 8.15– Deslocamento radial no ponto médio da crista da barragem em $\theta_0 = 14,05^\circ$ para o Caso 3I devido às componentes (a) montante, (b) vertical e (c) transversal do terremoto de *Taft*



(a)

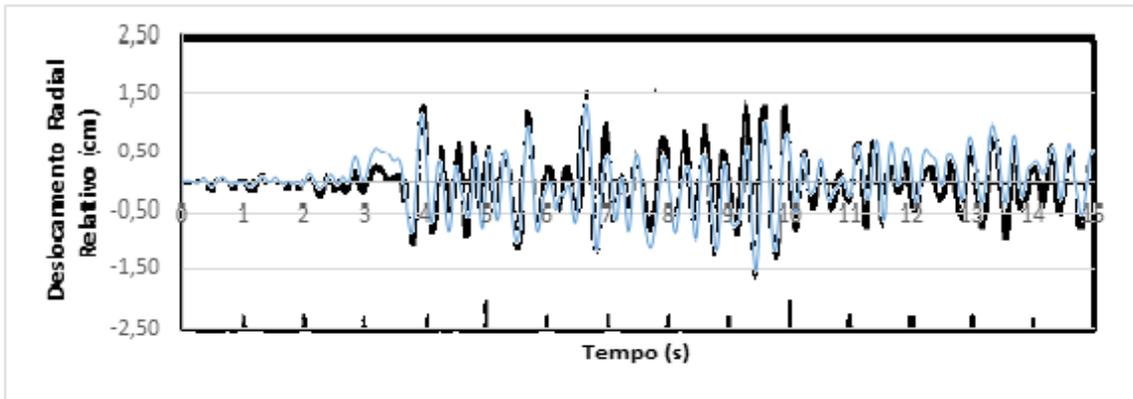


(b)

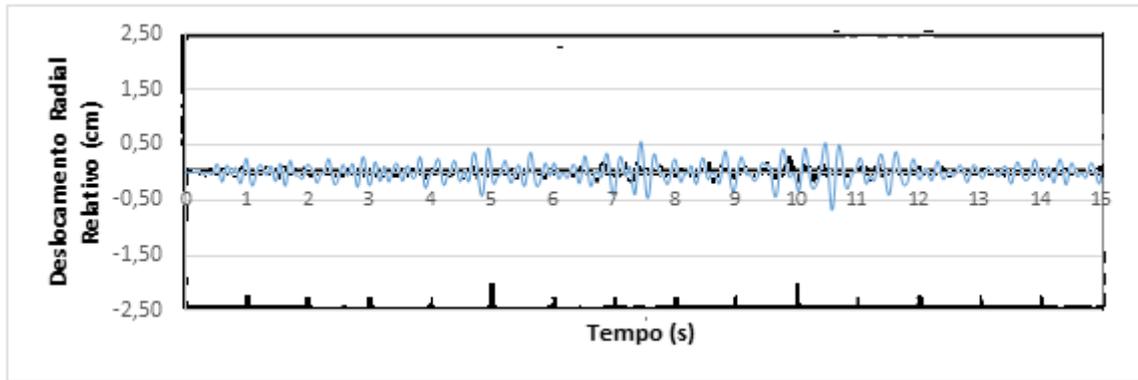


(c)

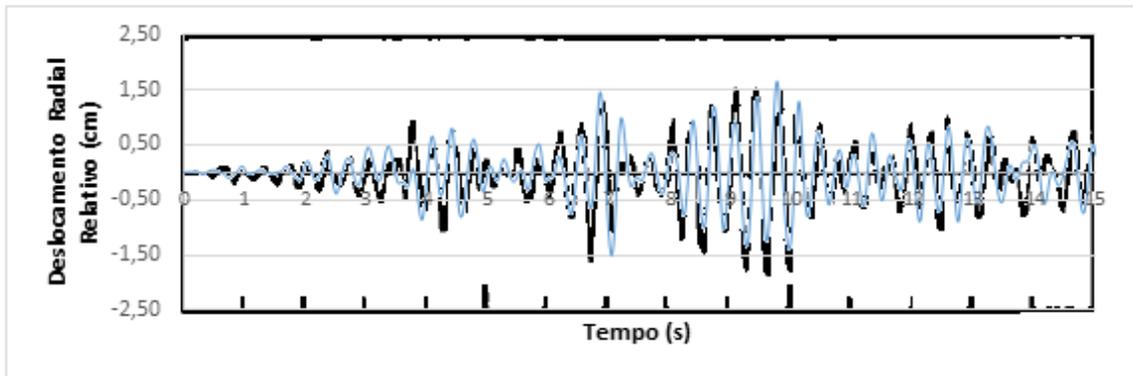
Figura 8.16 – Deslocamento radial no ponto médio da crista da barragem em $\theta_0 = 14,05^\circ$ para o Caso 4I devido às componentes (a) montante, (b) vertical e (c) transversal do terremoto de *Taft*



(a)

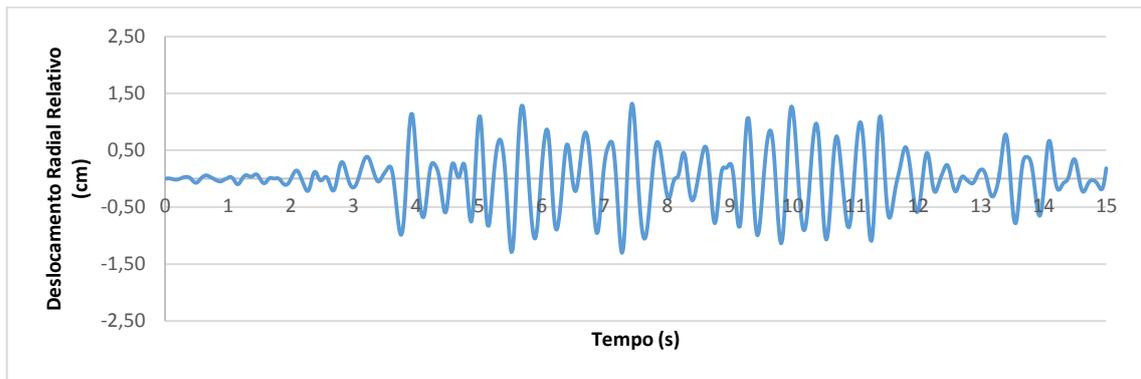


(b)

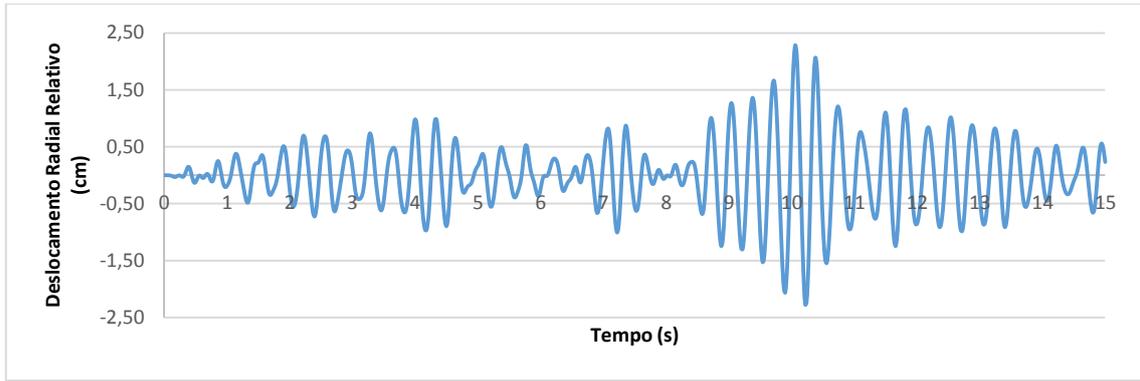


(c)

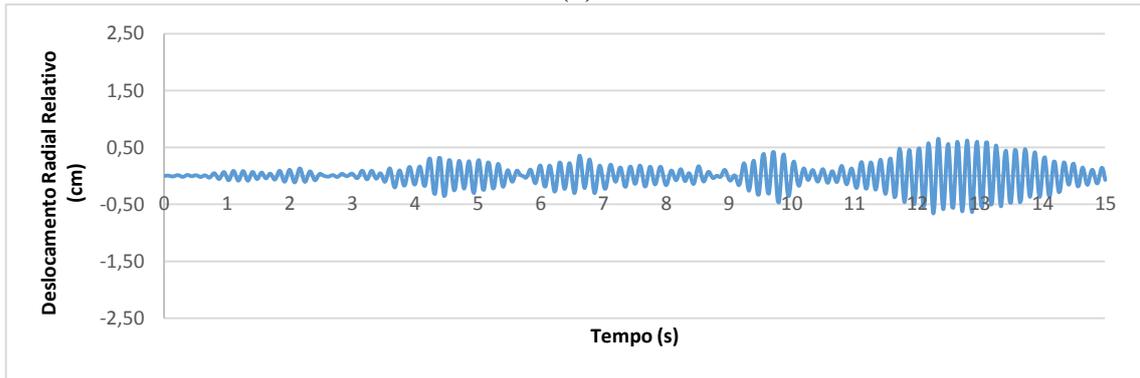
Figura 8.17 – Deslocamento radial no ponto médio da crista da barragem em $\theta_0 = 14,05^\circ$ para o Caso 5I devido às componentes (a) montante, (b) vertical e (c) transversal do terremoto de *Taft*



(a)

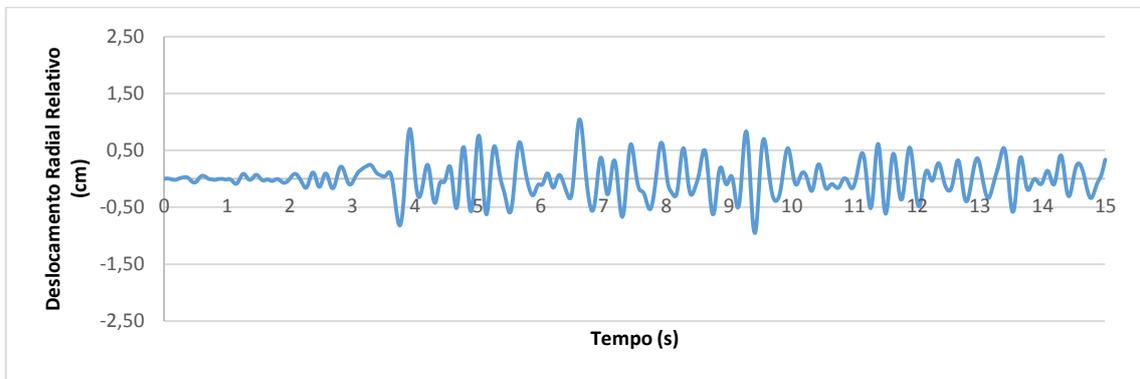


(b)

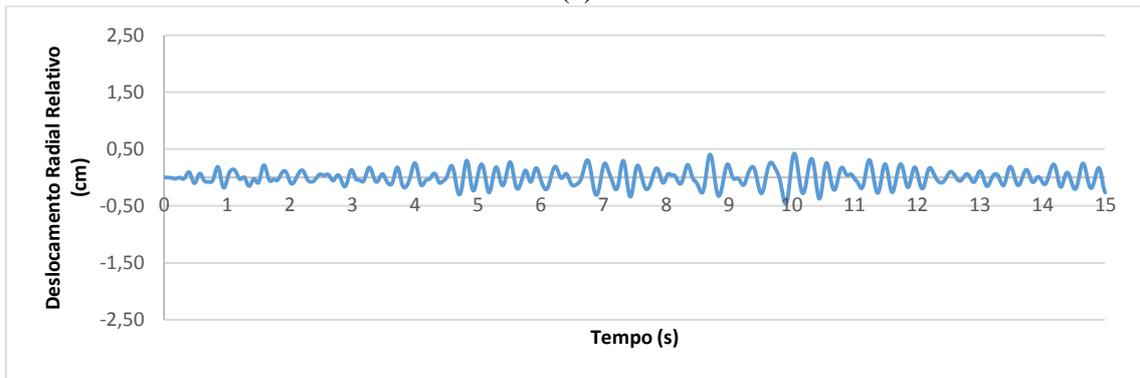


(c)

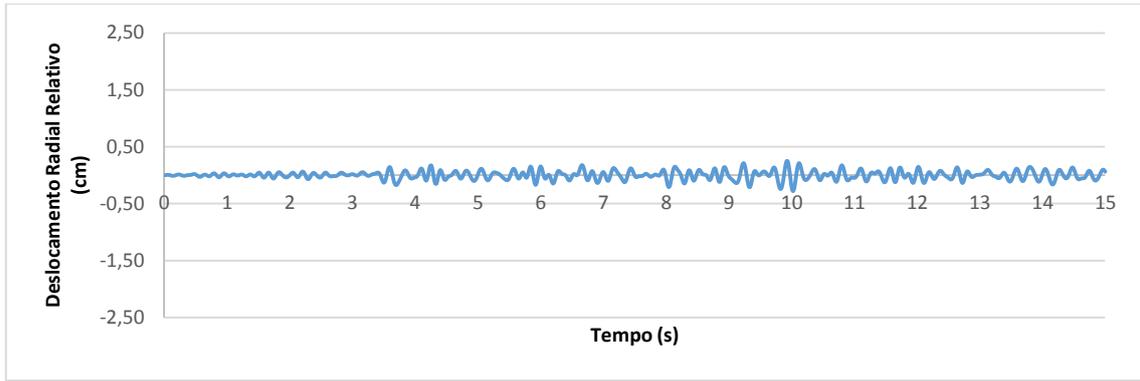
Figura 8.18 – Deslocamento radial no ponto médio da crista da barragem em $\theta_0 = 14,05^\circ$ para o Caso 6 devido às componentes (a) montante, (b) vertical e (c) transversal do terremoto de *Taft*



(a)

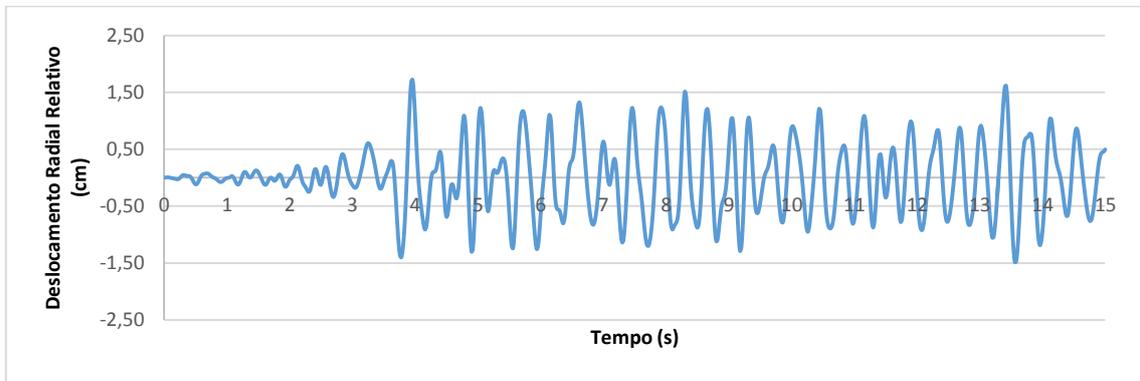


(b)

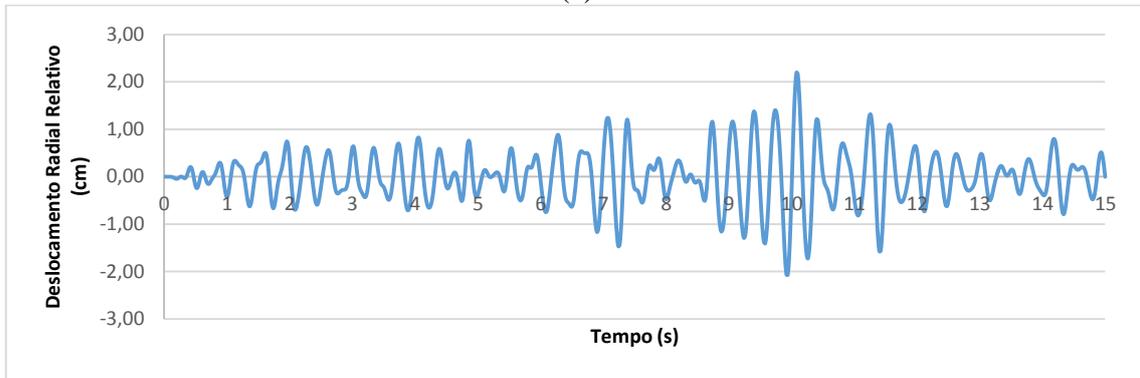


(c)

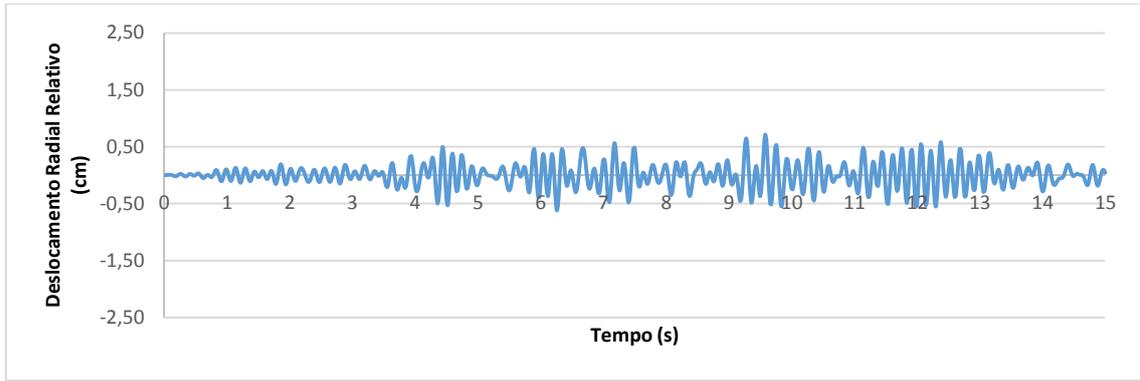
Figura 8.19 – Deslocamento radial no ponto médio da crista da barragem em $\theta_0 = 14,05^\circ$ para o Caso 7 devido às componentes (a) montante, (b) vertical e (c) transversal do terremoto de *Taft*



(a)

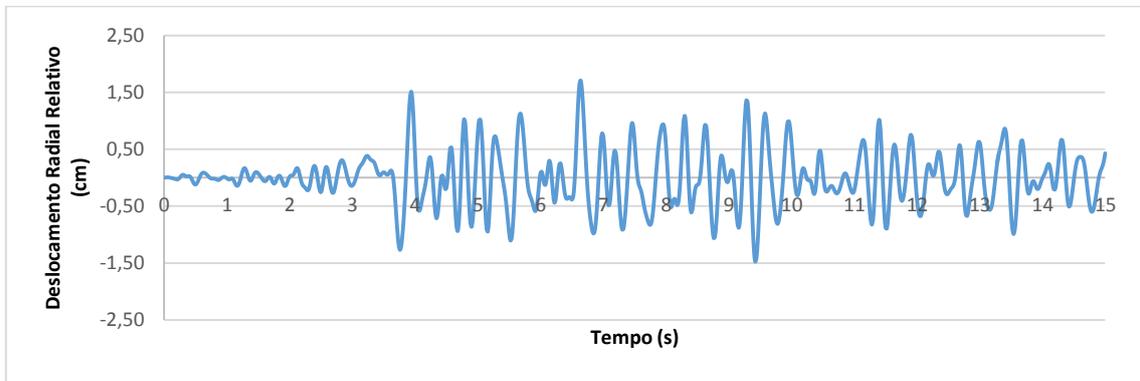


(b)

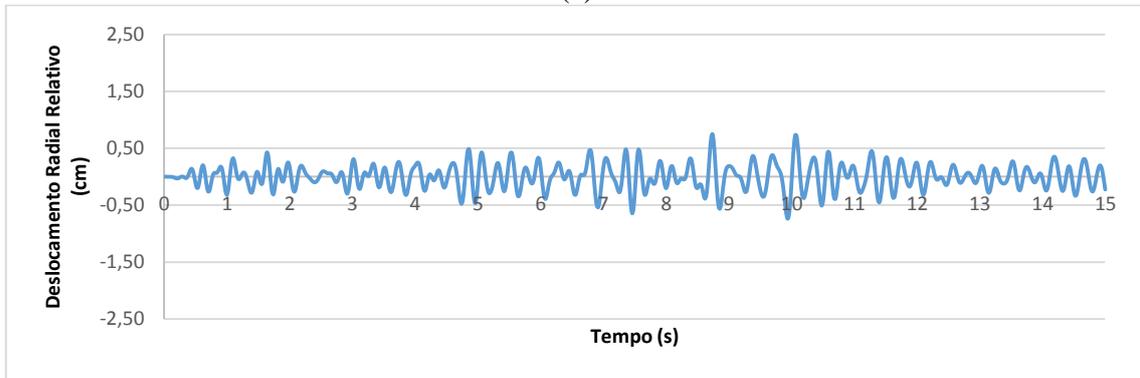


(c)

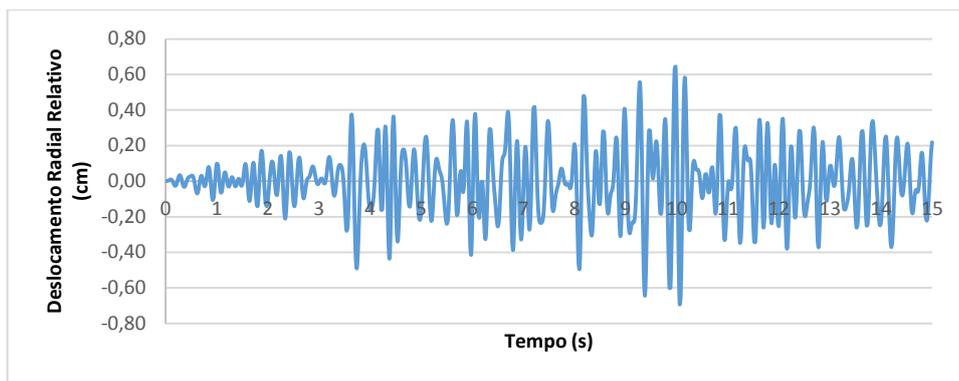
Figura 8.20 – Deslocamento radial no ponto médio da crista da barragem em $\theta_0 = 14,05^\circ$ para o Caso 8 devido às componentes (a) montante, (b) vertical e (c) transversal do terremoto de *Taft*



(a)



(b)

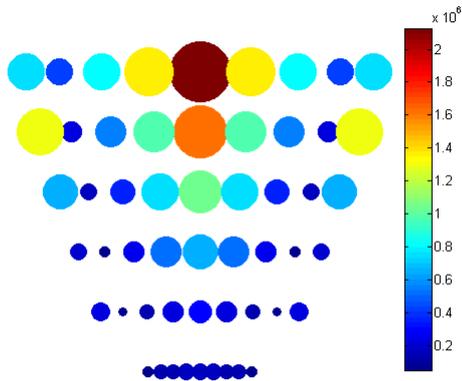


(c)

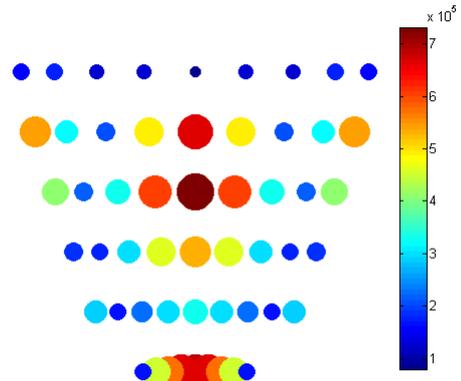
Figura 8.21 – Deslocamento radial no ponto médio da crista da barragem em $\theta_0 = 14,05^\circ$ para o Caso 9 devido às componentes (a) montante, (b) vertical e (c) transversal do terremoto de *Taft*

As Figuras 8.22 e 8.30 mostram as envoltórias do mapeamento das tensões de tração máximas nas faces montante e jusante, para os Casos 1 a 9, devido às três componentes do terremoto de Taft, separadamente: montante, vertical e transversal. Para ilustrar a comparação com os mesmos casos da literatura, na Figura 8.26, para o Caso 5I, estão sobrepostas as envoltórias geradas no ANSYS e as envoltórias em Tan e Chopra (1996).

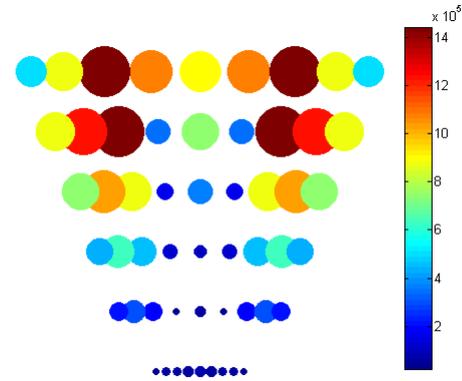
Montante



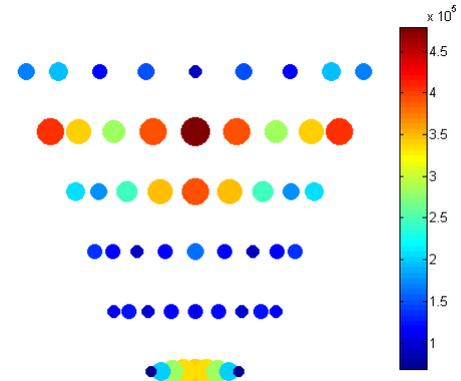
(a) Arco / Montante



(b) Viga em Balanço / Montante

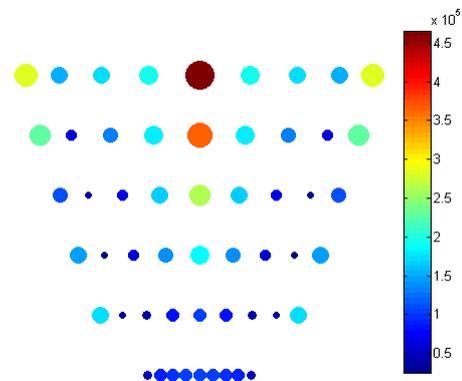


(c) Arco / Jusante

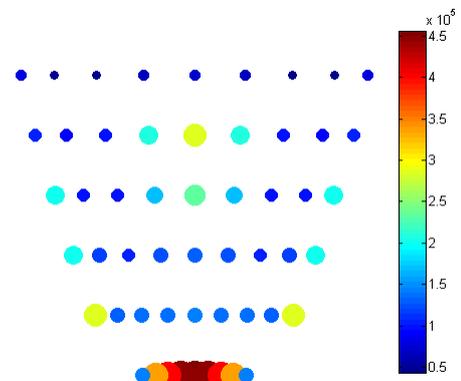


(d) Viga em Balanço / Jusante

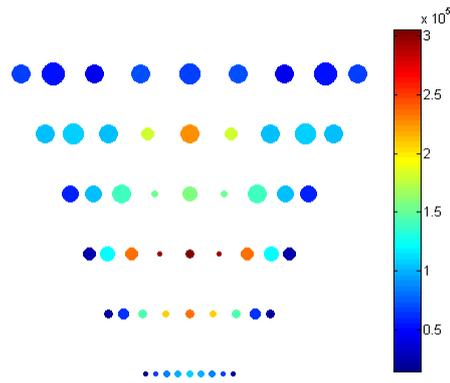
Vertical



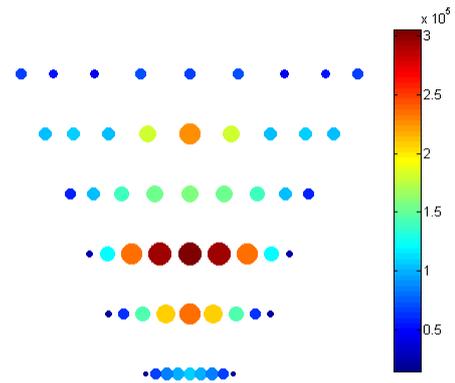
(e) Arco / Montante



(f) Viga em Balanço / Montante

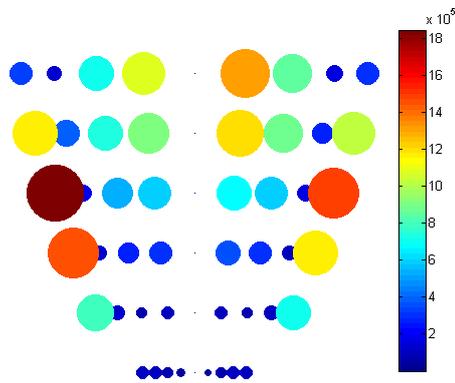


(g) Arco / Jusante

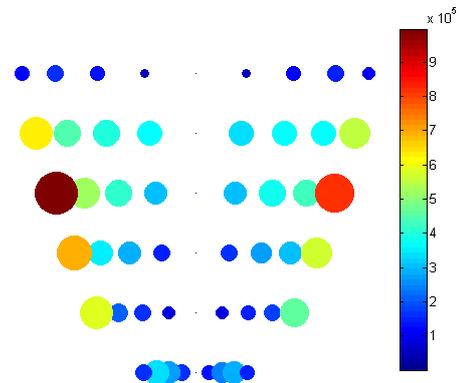


(h) Viga em Balanço / Jusante

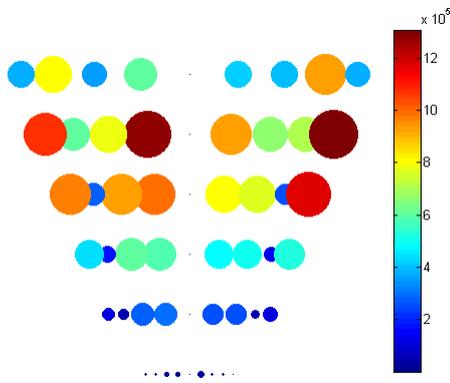
Transversal



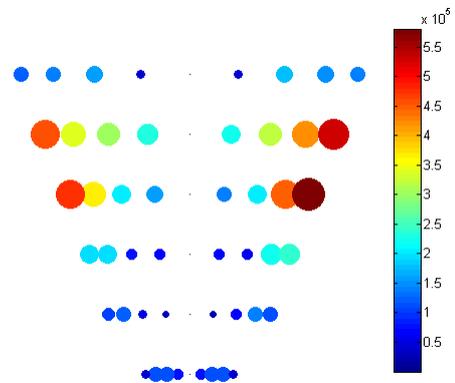
(i) Arco / Montante



(j) Viga em Balanço / Montante



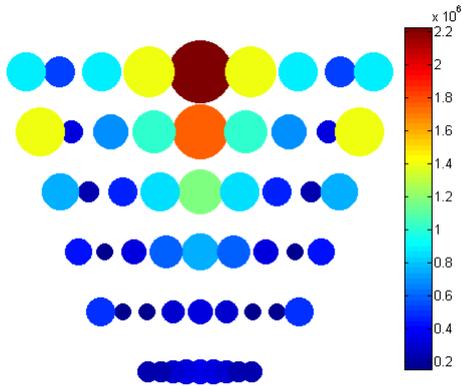
(k) Arco / Jusante



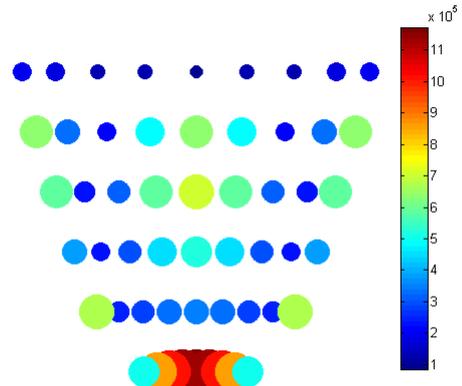
(l) Viga em Balanço / Jusante

Figura 8.22 - Envoltórias dos valores das tensões de tração máximas de arco (a, c, e, g, i, k) e viga em balanço (b, d, f, h, j, l) nas faces montante (a, b, e, f, i, j) e jusante (c, d, g, h, k, l) para as componentes montante (a, b, c, d), vertical (e, f, g, h) e transversal (i, j, k, l) do terremoto de *Taft* para o Caso 1, em Pa

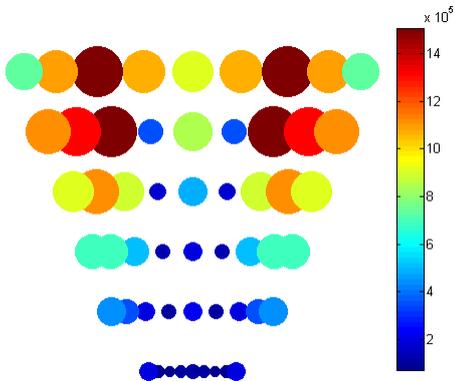
Montante



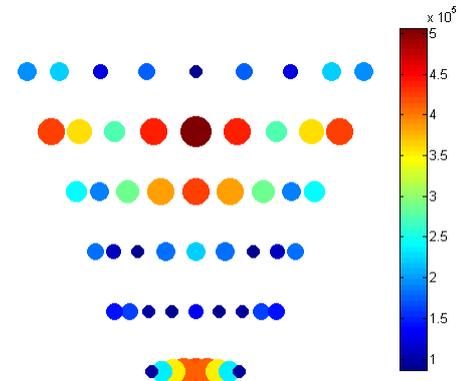
(a) Arco / Montante



(b) Viga em Balanço / Montante

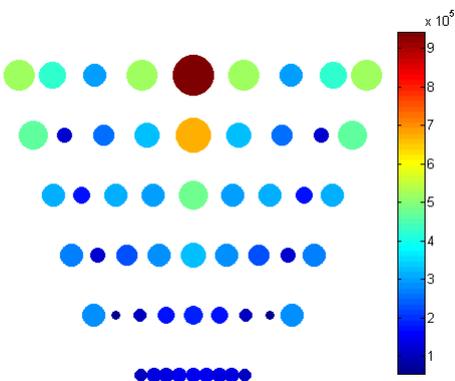


(c) Arco / Jusante

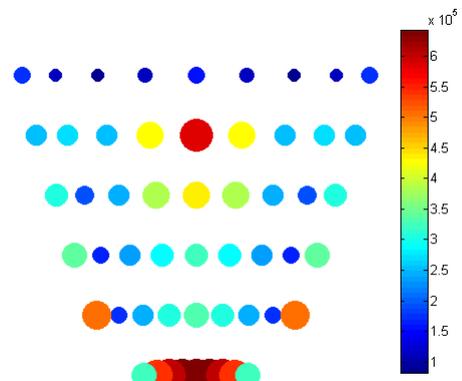


(d) Viga em Balanço / Jusante

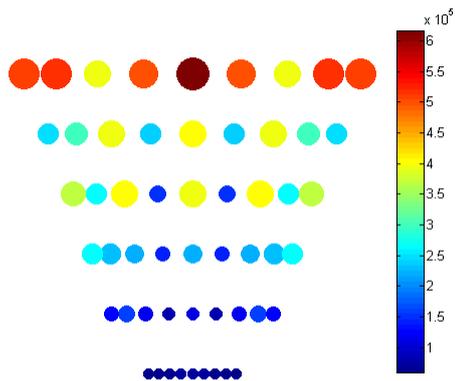
Vertical



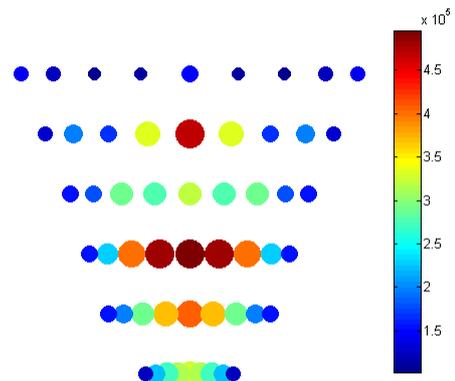
(e) Arco / Montante



(f) Viga em Balanço / Montante

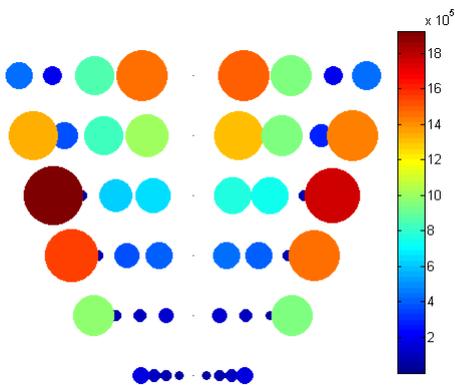


(g) Arco / Jusante

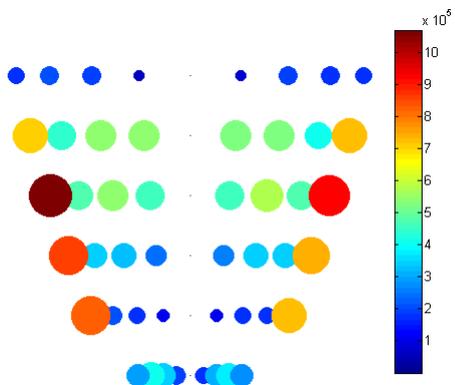


(h) Viga em Balanço / Jusante

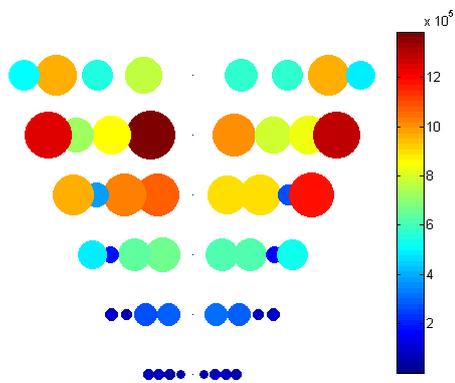
Transversal



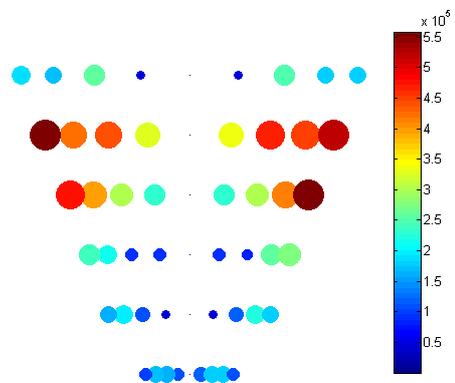
(i) Arco / Montante



(j) Viga em Balanço / Montante



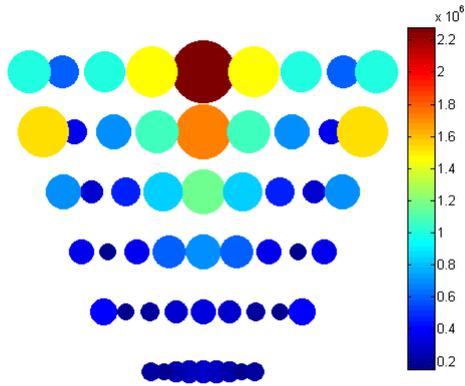
(k) Arco / Jusante



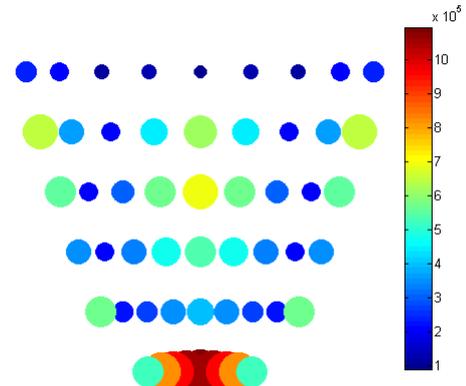
(l) Viga em Balanço / Jusante

Figura 8.23 – Envoltórias dos valores das tensões de tração máximas de arco (a, c, e, g, i, k) e viga em balanço (b, d, f, h, j, l) nas faces montante (a, b, e, f, i, j) e jusante (c, d, g, h, k, l) para as componentes montante (a, b, c, d), vertical (e, f, g, h) e transversal (i, j, k, l) do terremoto de *Taft* para o Caso 2I, em Pa

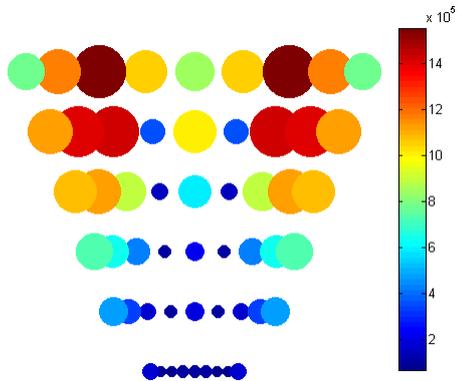
Montante



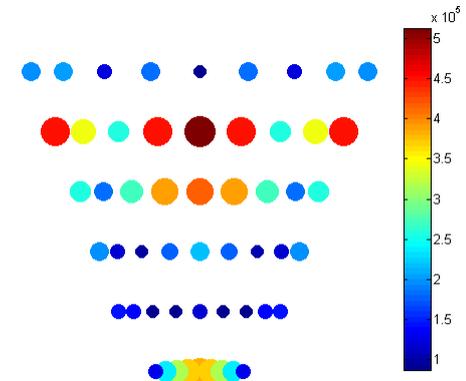
(a) Arco / Montante



(b) Viga em Balanço / Montante

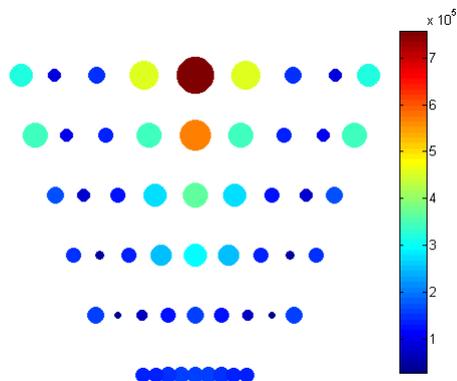


(c) Arco / Jusante

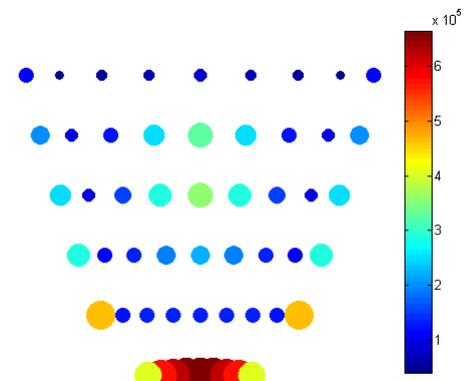


(d) Viga em Balanço / Jusante

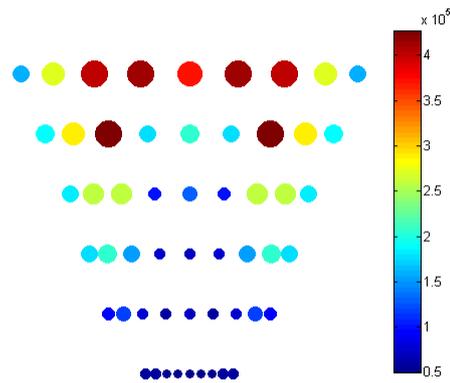
Vertical



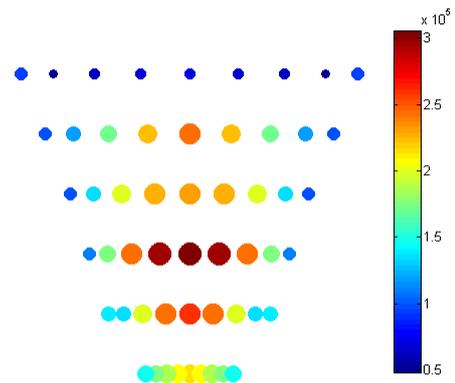
(e) Arco / Montante



(f) Viga em Balanço / Montante

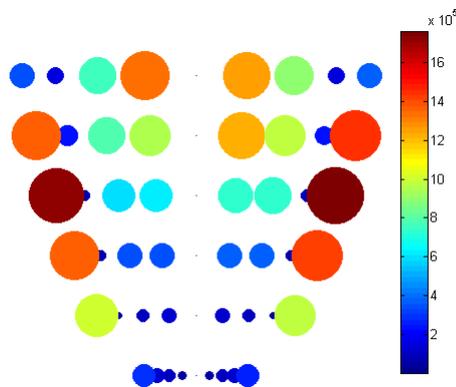


(g) Arco / Jusante

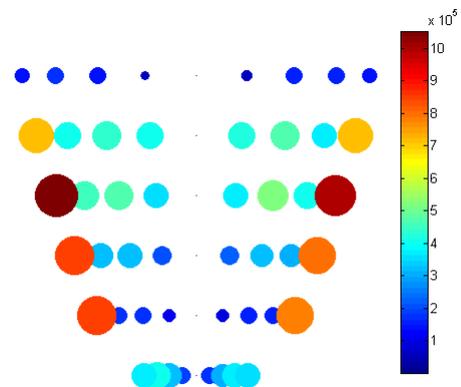


(h) Viga em Balanço / Jusante

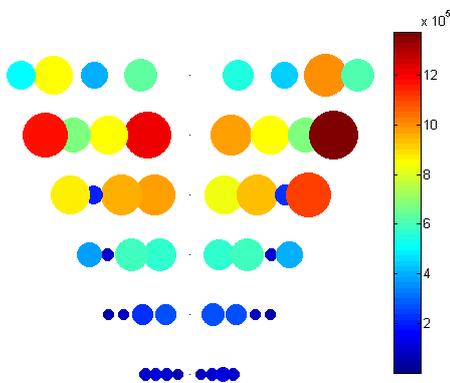
Transversal



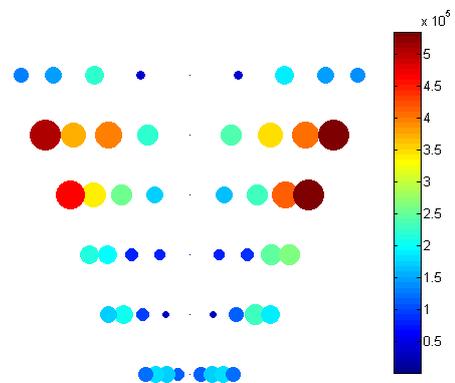
(i) Arco / Montante



(j) Viga em Balanço / Montante



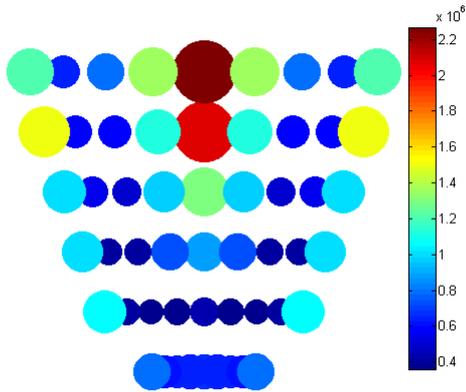
(k) Arco / Jusante



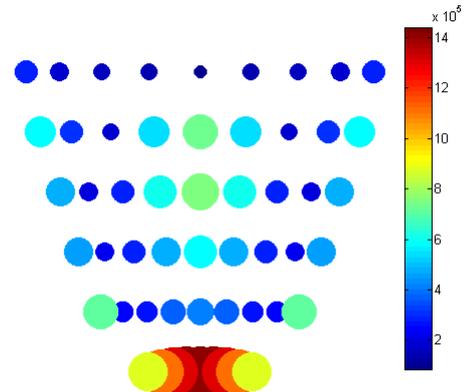
(l) Viga em Balanço / Jusante

Figura 8.24 – Envoltórias dos valores das tensões de tração máximas de arco (a, c, e, g, i, k) e viga em balanço (b, d, f, h, j, l) nas faces montante (a, b, e, f, i, j) e jusante (c, d, g, h, k, l) para as componentes montante (a, b, c, d), vertical (e, f, g, h) e transversal (i, j, k, l) do terremoto de *Taft* para o Caso 3I, em Pa

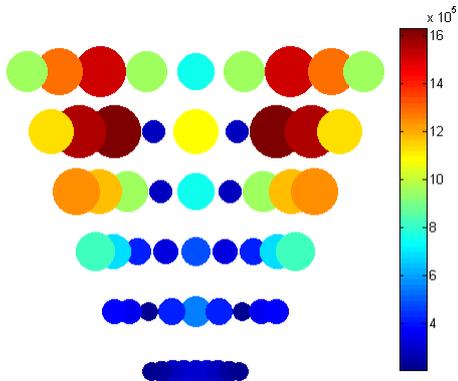
Montante



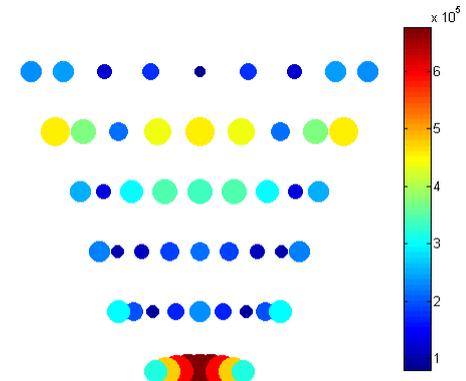
(a) Arco / Montante



(b) Viga em Balanço / Montante

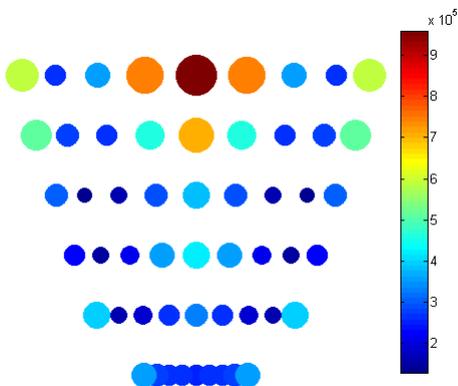


(c) Arco / Jusante

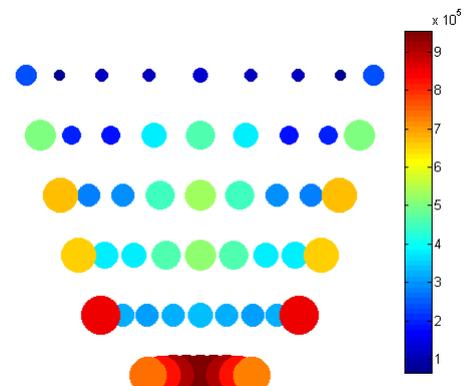


(d) Viga em Balanço / Jusante

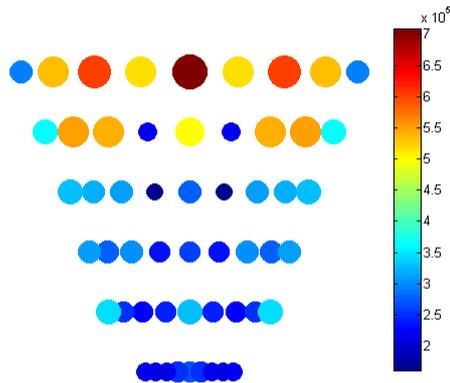
Vertical



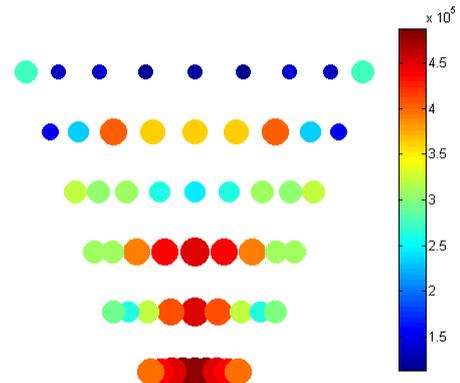
(e) Arco / Montante



(f) Viga em Balanço / Montante

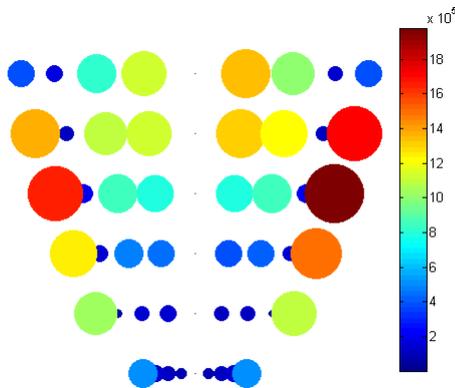


(g) Arco / Jusante

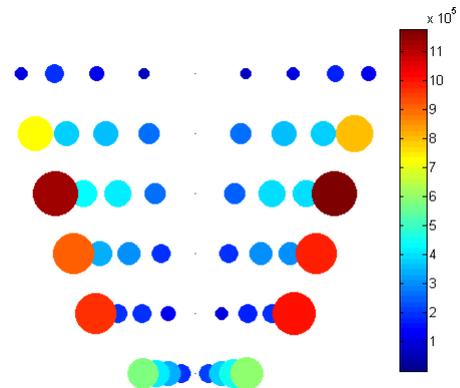


(h) Viga em Balanço / Jusante

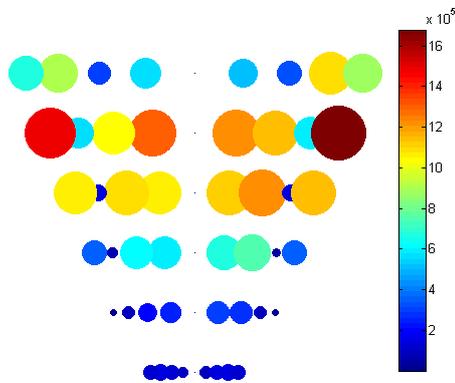
Transversal



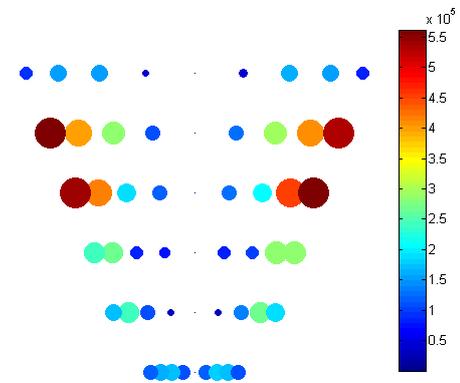
(i) Arco / Montante



(j) Viga em Balanço / Montante



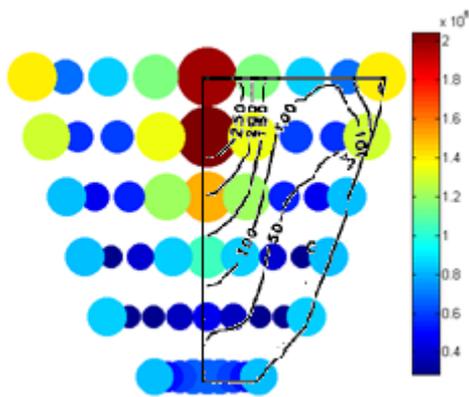
(k) Arco / Jusante



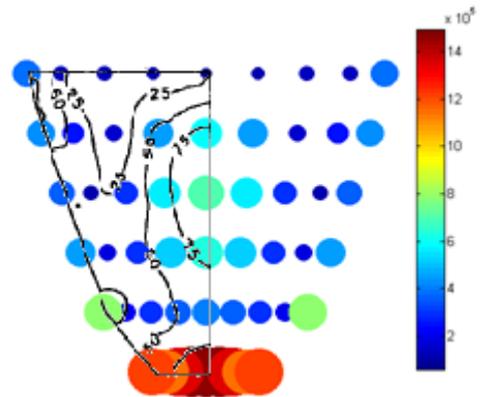
(l) Viga em Balanço / Jusante

Figura 8.25 – Envoltórias dos valores das tensões de tração máximas de arco (a, c, e, g, i, k) e viga em balanço (b, d, f, h, j, l) nas faces montante (a, b, e, f, i, j) e jusante (c, d, g, h, k, l) para as componentes montante (a, b, c, d), vertical (e, f, g, h) e transversal (i, j, k, l) do terremoto de *Taft* para o Caso 4I, em Pa

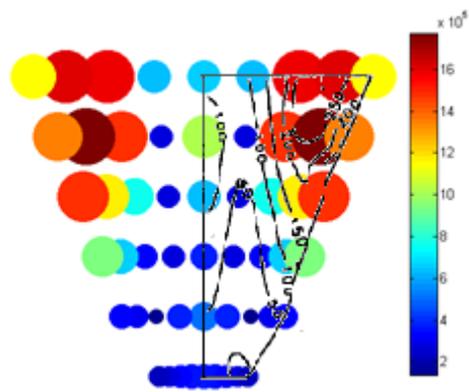
Montante



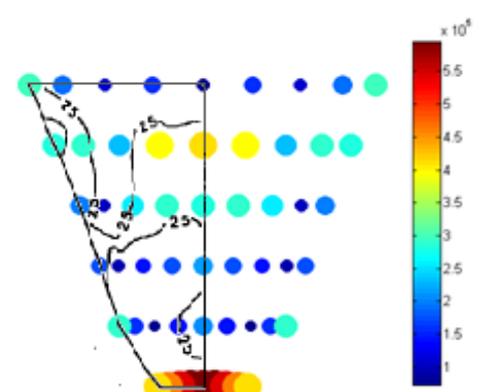
(a) Arco / Montante



(b) Viga em Balanço / Montante

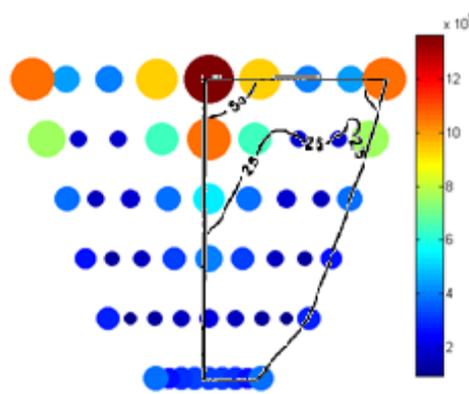


(c) Arco / Jusante

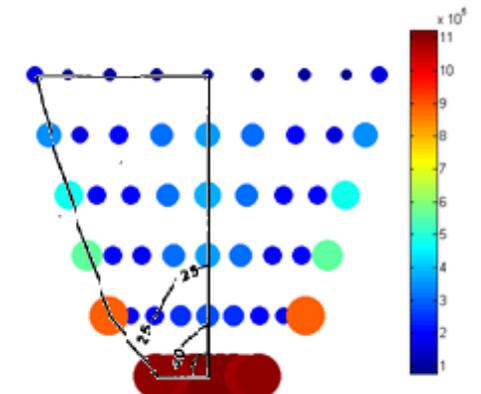


(d) Viga em Balanço / Jusante

Vertical



(e) Arco / Montante



(f) Viga em Balanço / Montante

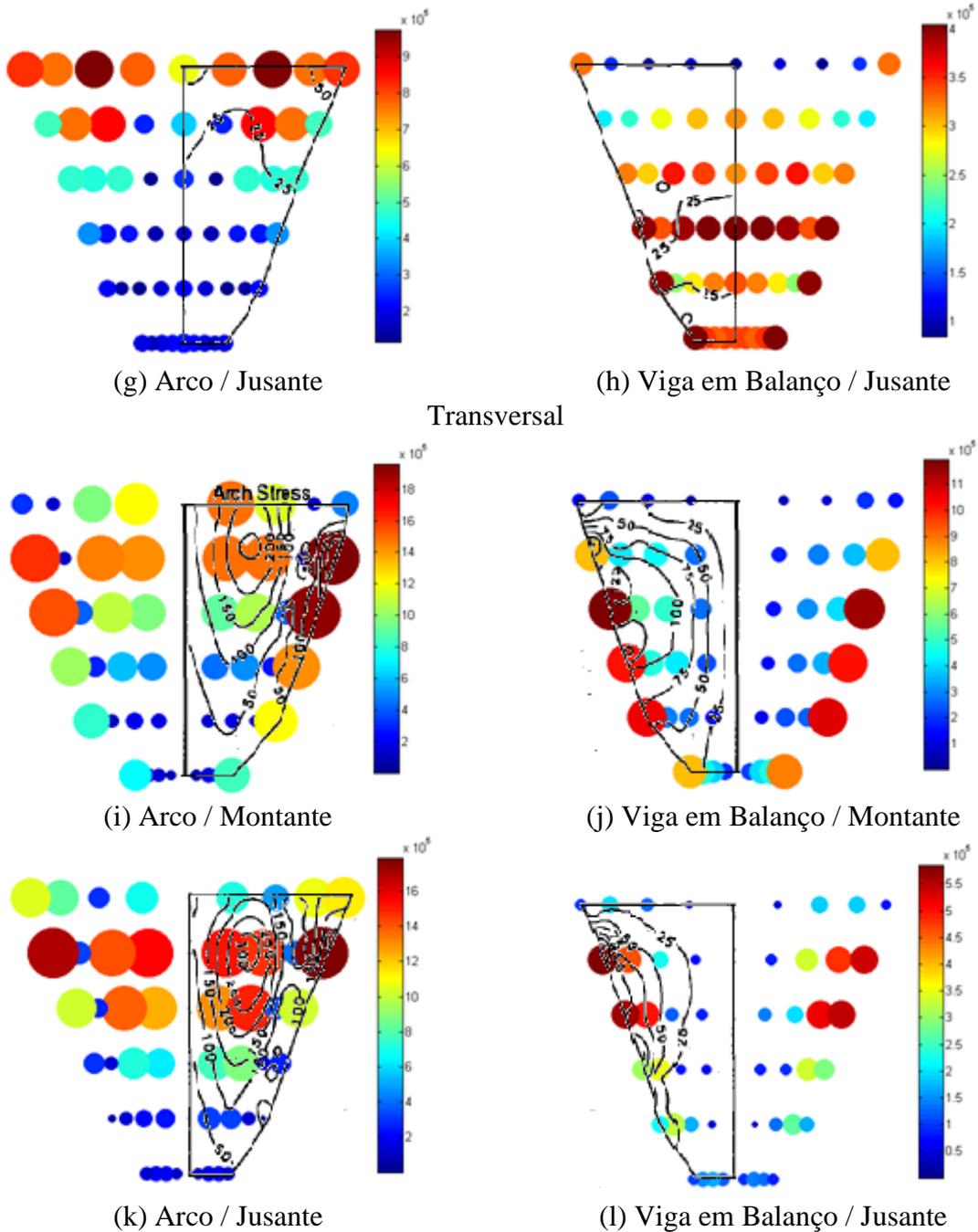
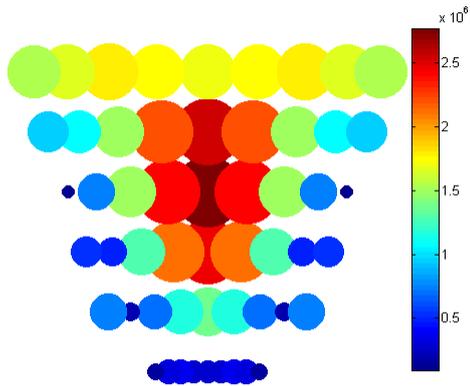
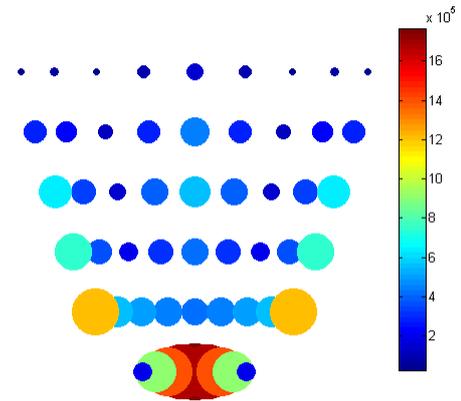


Figura 8.26 – Envoltórias dos valores das tensões de tração máximas de arco (a, c, e, g, i, k) e viga em balanço (b, d, f, h, j, l) nas faces montante (a, b, e, f, i, j) e jusante (c, d, g, h, k, l) para as componentes montante (a, b, c, d), vertical (e, f, g, h) e transversal (i, j, k, l) do terremoto de *Taft* para o Caso 5I), em Pa, sobrepostas às envoltórias em Tan e Chopra (1995), em psi (1 psi = 6.894,80 Pa)

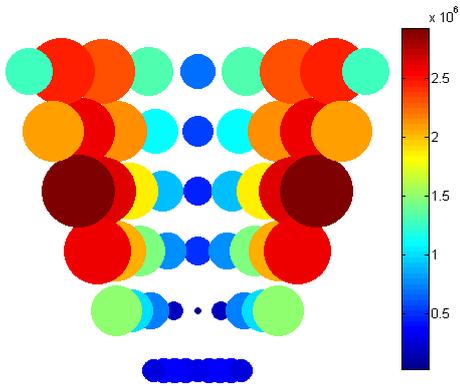
Montante



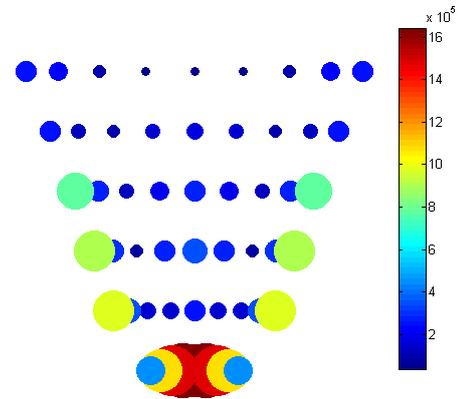
(a) Arco / Montante



(b) Viga em Balanço / Montante

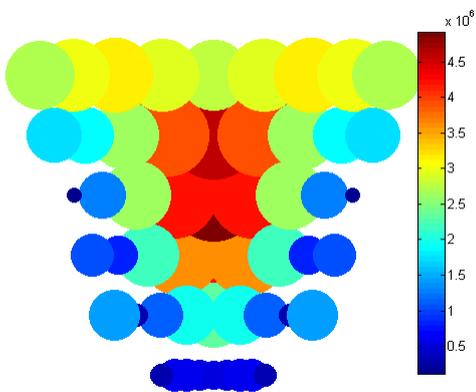


(c) Arco / Jusante

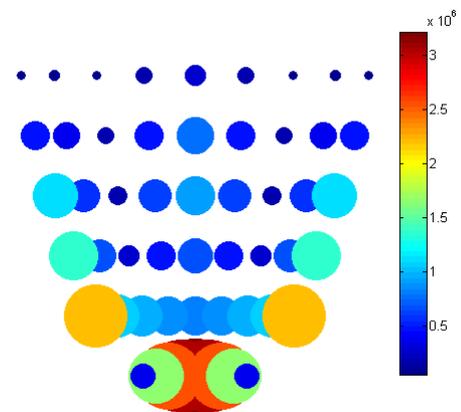


(d) Viga em Balanço / Jusante

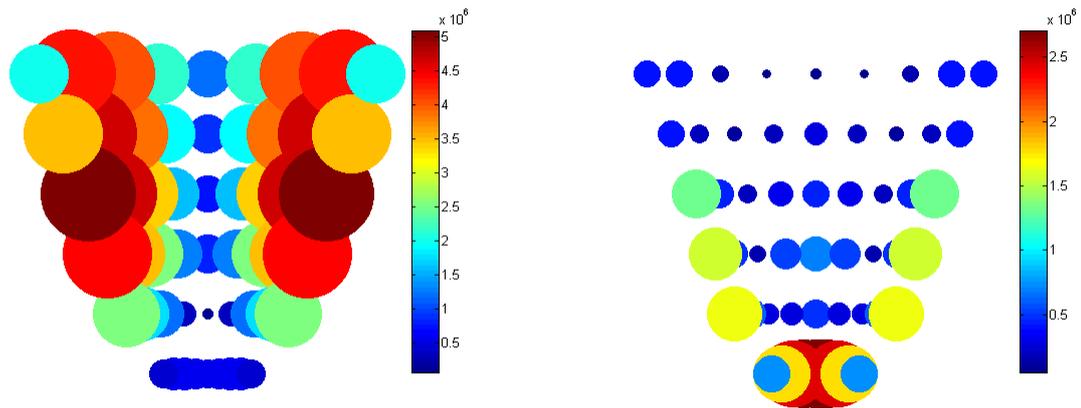
Vertical



(e) Arco / Montante



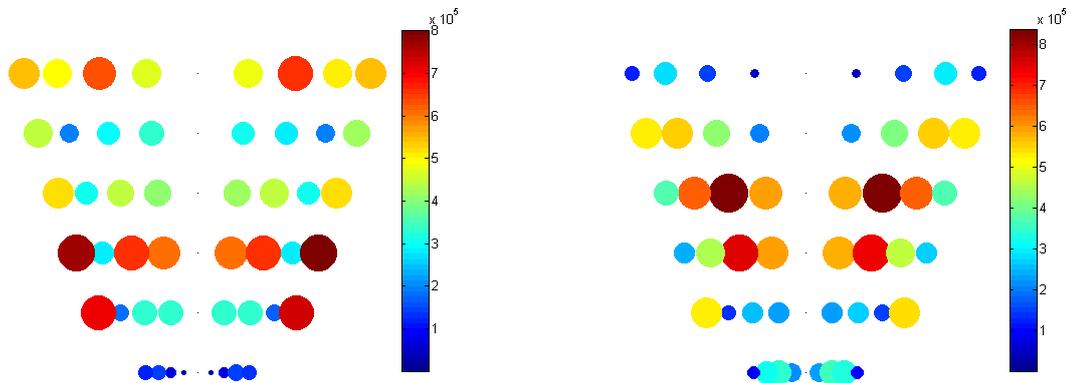
(f) Viga em Balanço / Montante



(g) Arco / Jusante

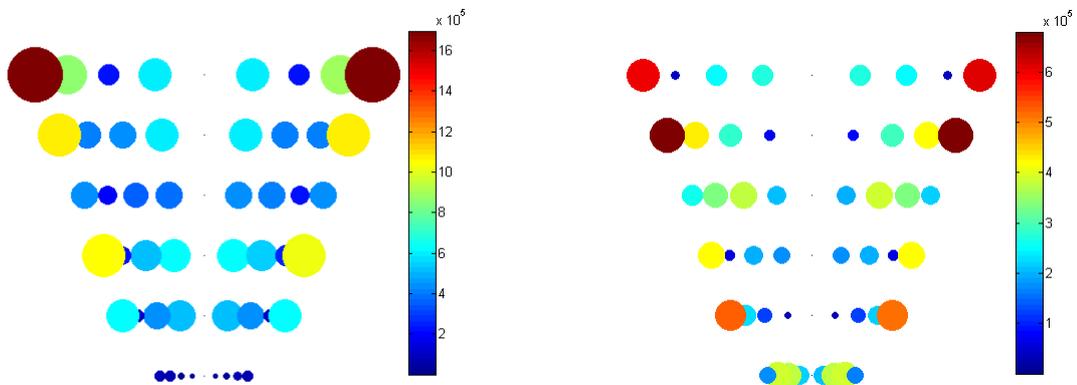
(h) Viga em Balanço / Jusante

Transversal



(i) Arco / Montante

(j) Viga em Balanço / Montante

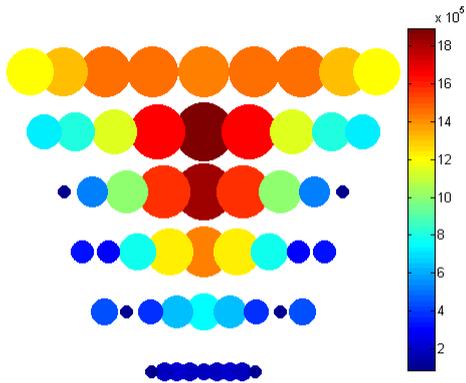


(k) Arco / Jusante

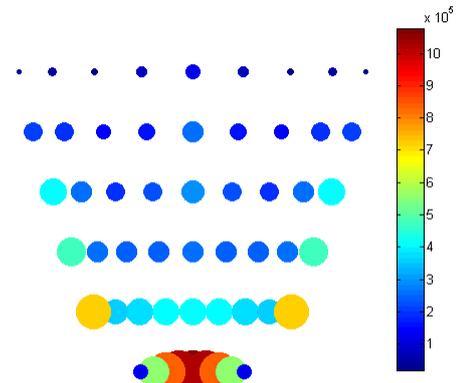
(l) Viga em Balanço / Jusante

Figura 8.27 – Envoltórias dos valores das tensões de tração máximas de arco (a, c, e, g, i, k) e viga em balanço (b, d, f, h, j, l) nas faces montante (a, b, e, f, i, j) e jusante (c, d, g, h, k, l) para as componentes montante (a, b, c, d), vertical (e, f, g, h) e transversal (i, j, k, l) do terremoto de *Taft* para o Caso 6, em Pa

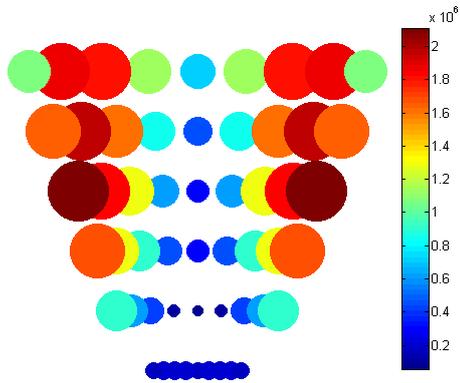
Montante



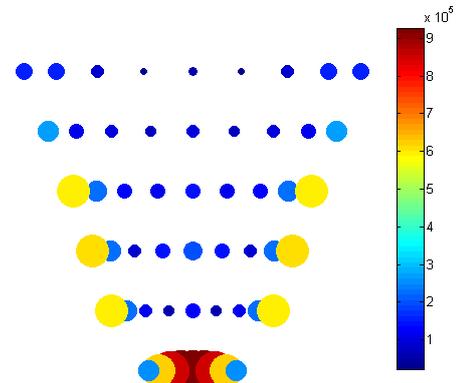
(a) Arco / Montante



(b) Viga em Balanço / Montante

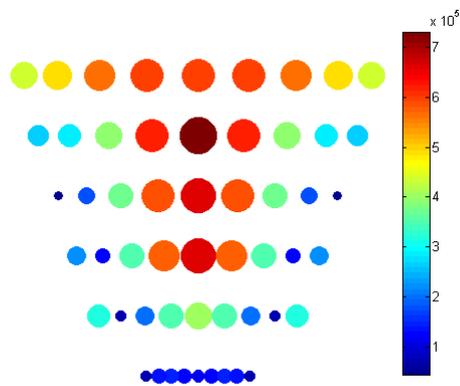


(c) Arco / Jusante

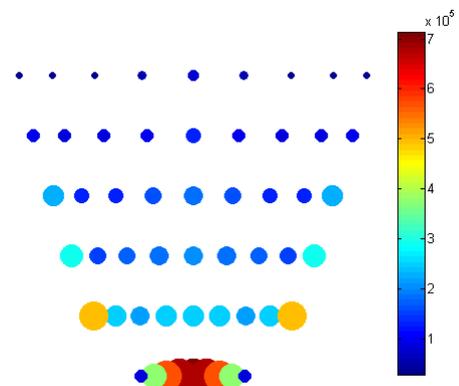


(d) Viga em Balanço / Jusante

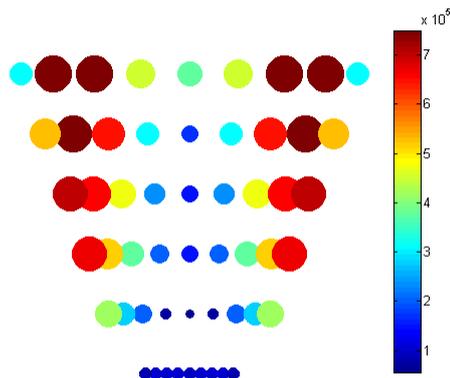
Vertical



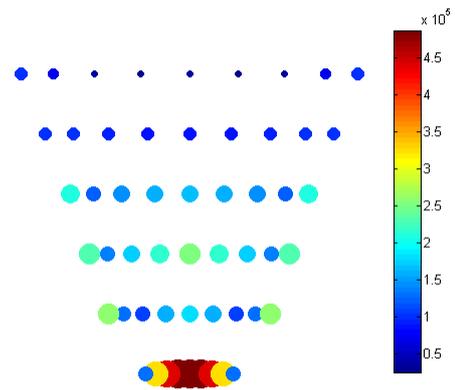
(e) Arco / Montante



(f) Viga em Balanço / Montante

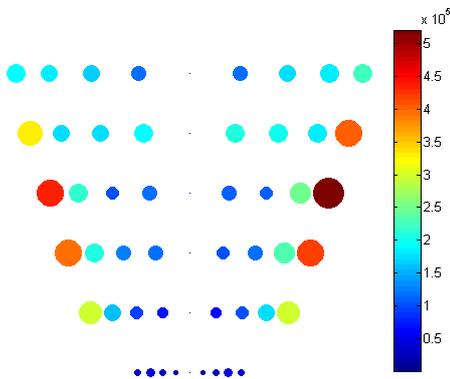


(g) Arco / Jusante

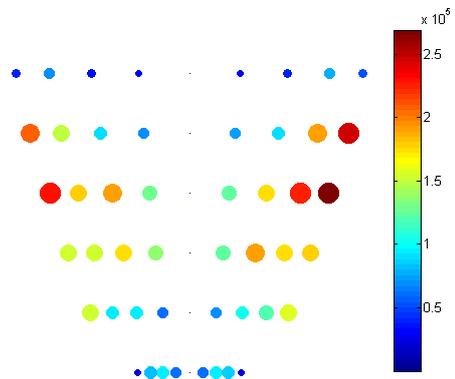


(h) Viga em Balanço / Jusante

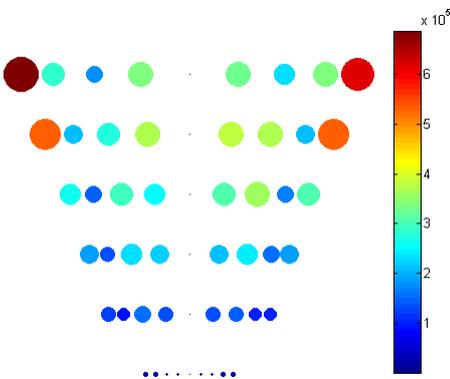
Transversal



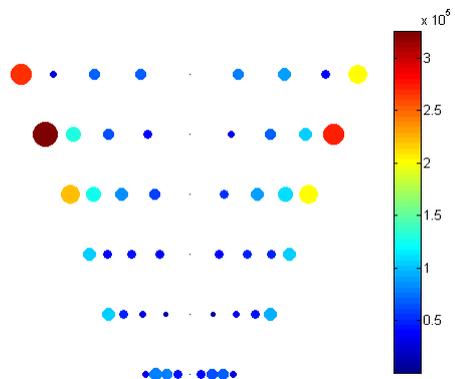
(i) Arco / Montante



(j) Viga em Balanço / Montante



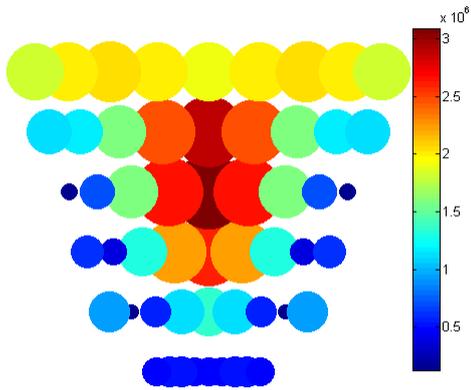
(k) Arco / Jusante



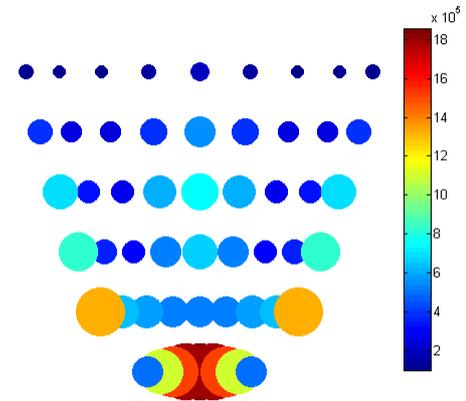
(l) Viga em Balanço / Jusante

Figura 8.28 – Envoltórias dos valores das tensões de tração máximas de arco (a, c, e, g, i, k) e viga em balanço (b, d, f, h, j, l) nas faces montante (a, b, e, f, i, j) e jusante (c, d, g, h, k, l) para as componentes montante (a, b, c, d), vertical (e, f, g, h) e transversal (i, j, k, l) do terremoto de *Taft* para o Caso 7, em Pa

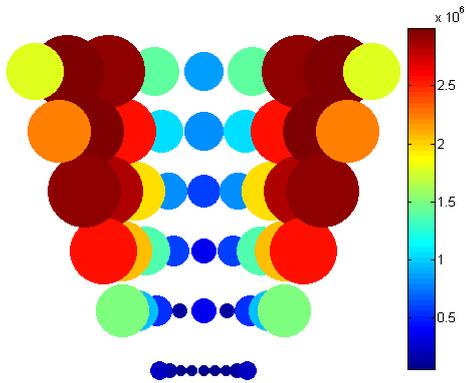
Montante



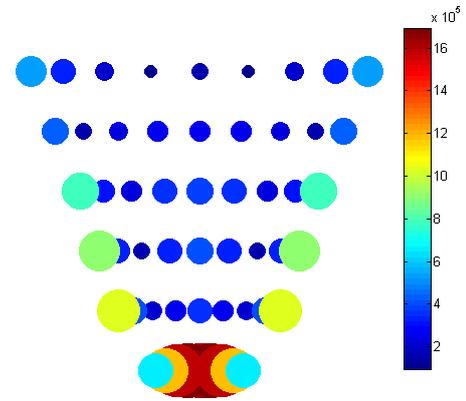
(a) Arco / Montante



(b) Viga em Balanço / Montante

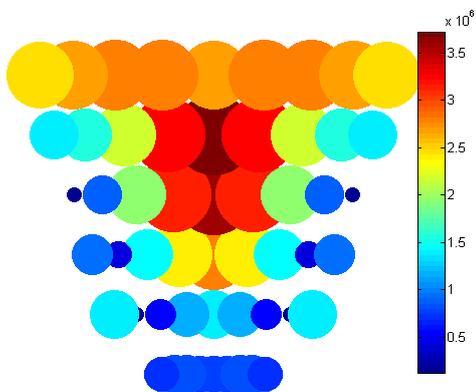


(c) Arco / Jusante

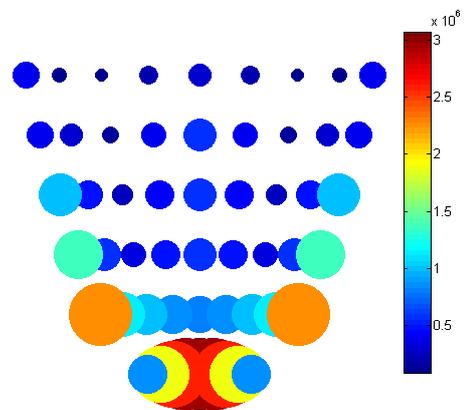


(d) Viga em Balanço / Jusante

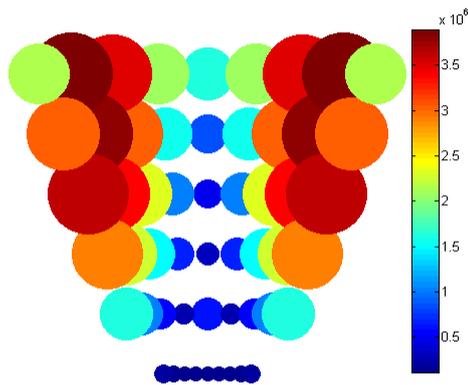
Vertical



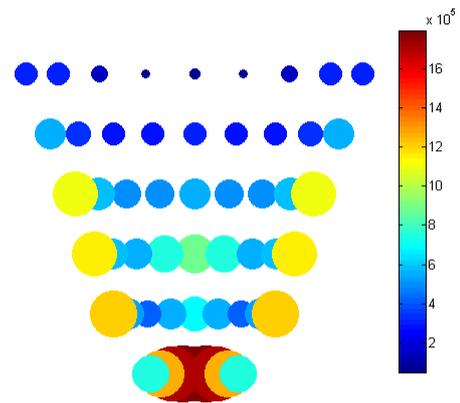
(e) Arco / Montante



(f) Viga em Balanço / Montante

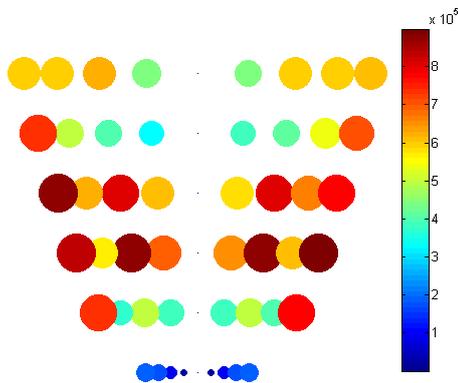


(g) Arco / Jusante

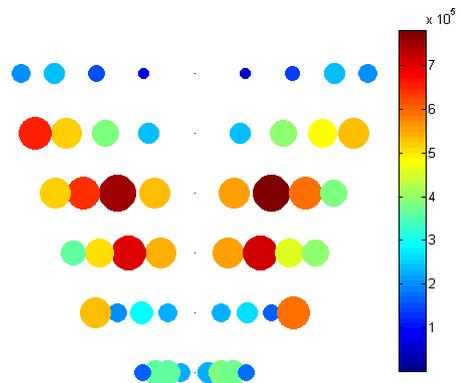


(h) Viga em Balanço / Jusante

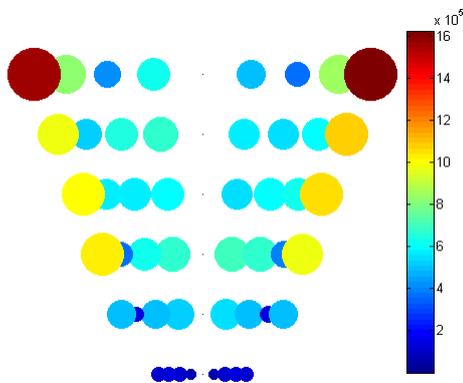
Transversal



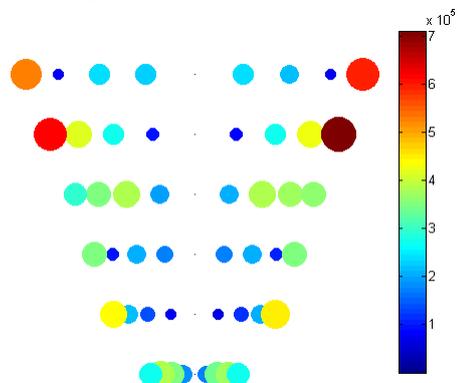
(i) Arco / Montante



(j) Viga em Balanço / Montante



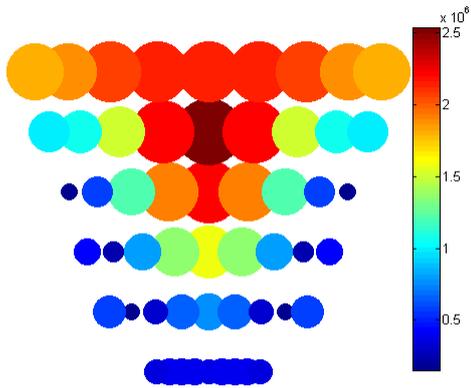
(k) Arco / Jusante



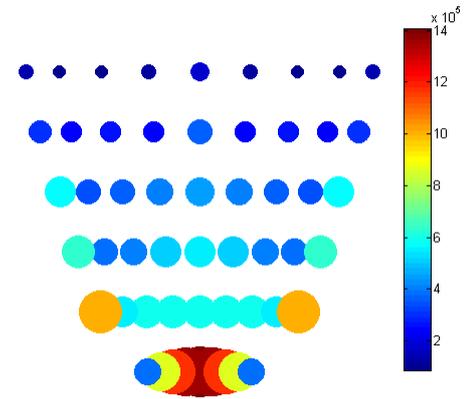
(l) Viga em Balanço / Jusante

Figura 8.29 – Envoltórias dos valores das tensões de tração máximas de arco (a, c, e, g, i, k) e viga em balanço (b, d, f, h, j, l) nas faces montante (a, b, e, f, i, j) e jusante (c, d, g, h, k, l) para as componentes montante (a, b, c, d), vertical (e, f, g, h) e transversal (i, j, k, l) do terremoto de *Taft* para o Caso 8, em Pa

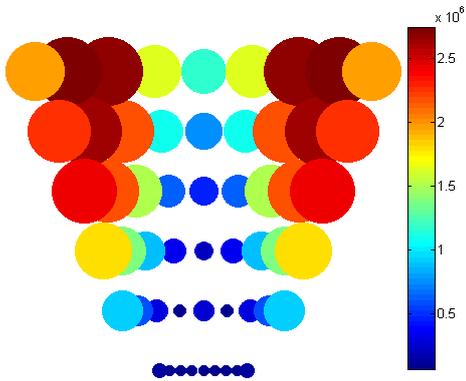
Montante



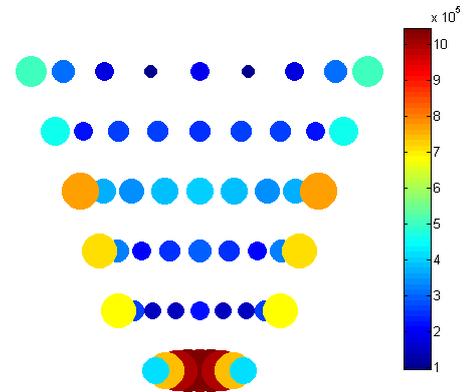
(a) Arco / Montante



(b) Viga em Balanço / Montante

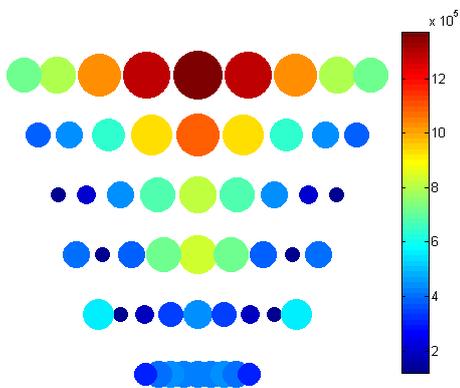


(c) Arco / Jusante

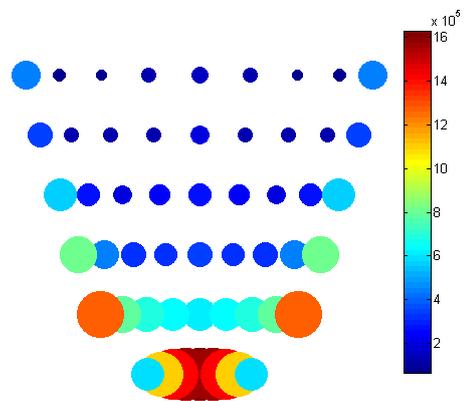


(d) Viga em Balanço / Jusante

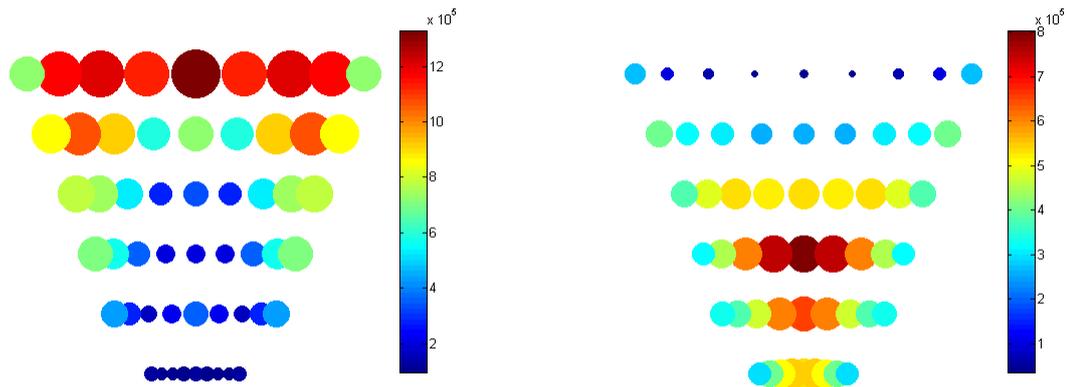
Vertical



(e) Arco / Montante



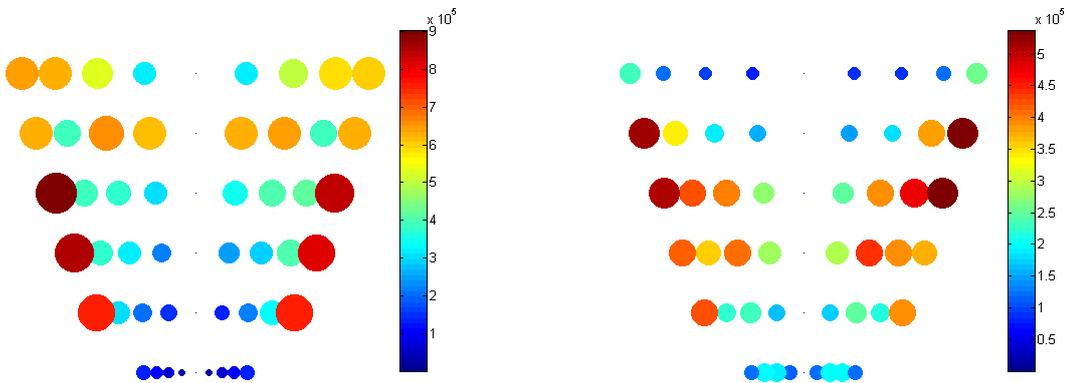
(f) Viga em Balanço / Montante



(g) Arco / Jusante

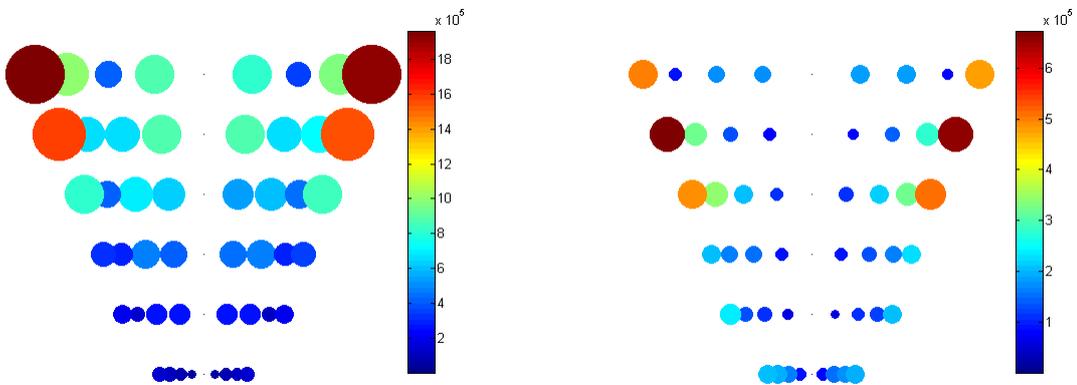
(h) Viga em Balanço / Jusante

Transversal



(i) Arco / Montante

(j) Viga em Balanço / Montante



(k) Arco / Jusante

(l) Viga em Balanço / Jusante

Figura 8.30 – Envoltórias dos valores das tensões de tração máximas de arco (a, c, e, g, i, k) e viga em balanço (b, d, f, h, j, l) nas faces montante (a, b, e, f, i, j) e jusante (c, d, g, h, k, l) para as componentes montante (a, b, c, d), vertical (e, f, g, h) e transversal (i, j, k, l) do terremoto de *Taft* para o Caso 9, em Pa

Quanto aos casos comparados entre os resultados numéricos e os da literatura, conclui-se que, apesar de algumas diferenças relativas elevadas, há uma tendência adequada entre os valores avaliados dentro de uma mesma ordem de grandeza, do formato similar dos

gráficos de deslocamento e da distribuição compatível das tensões. Mesmo que uma série de pontos considerados nesse trabalho difiram daqueles da literatura, pode -se concluir que a metodologia proposta, sob algumas reservas, mostra-se adequada para a análise de problemas dessa natureza.

Como foram apresentados muitos resultados na Tabela 4.8 e nas Figuras 8.13 a 8.30, é relevante a construção de gráficos de síntese desses resultados. A Figura 8.31 apresenta os deslocamentos radiais máximos para os Casos 1 a 9 devido às três componentes do terremoto de *Taft*.

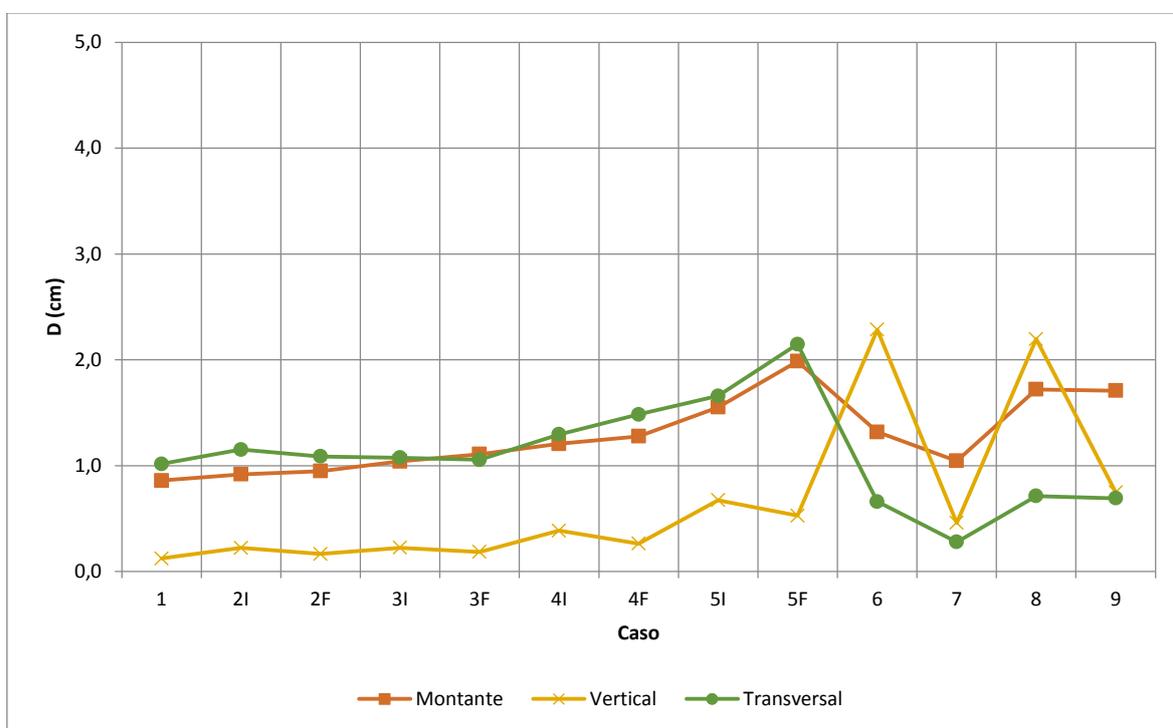
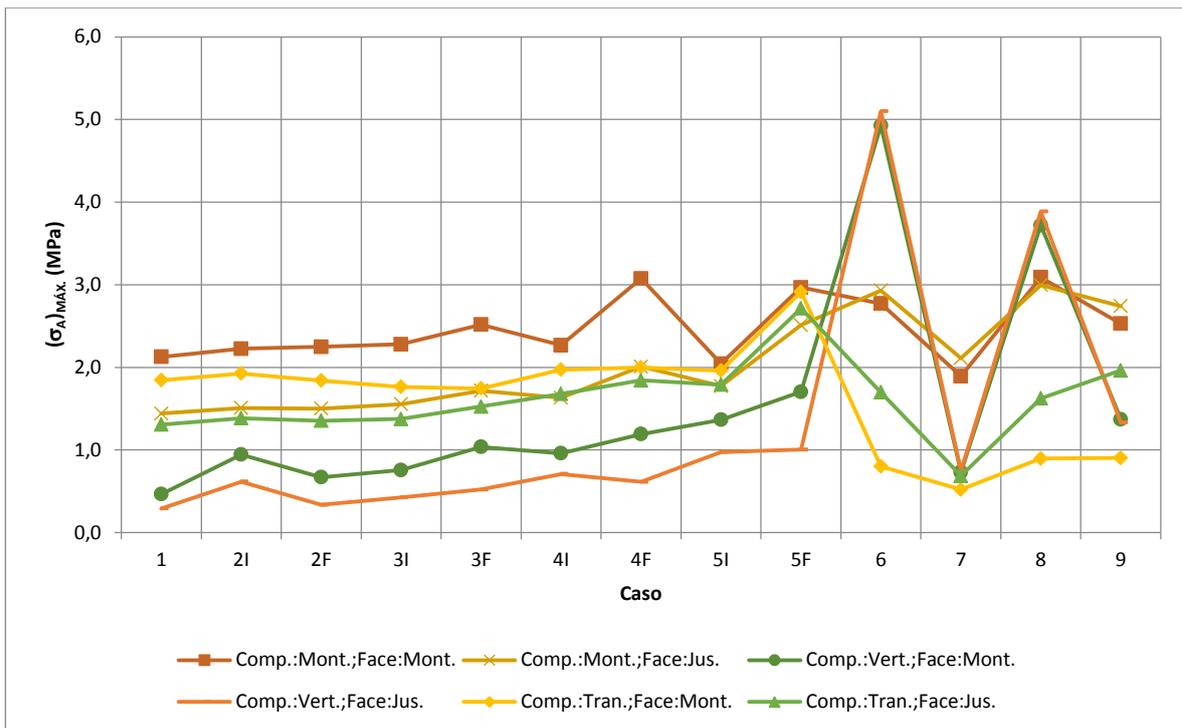
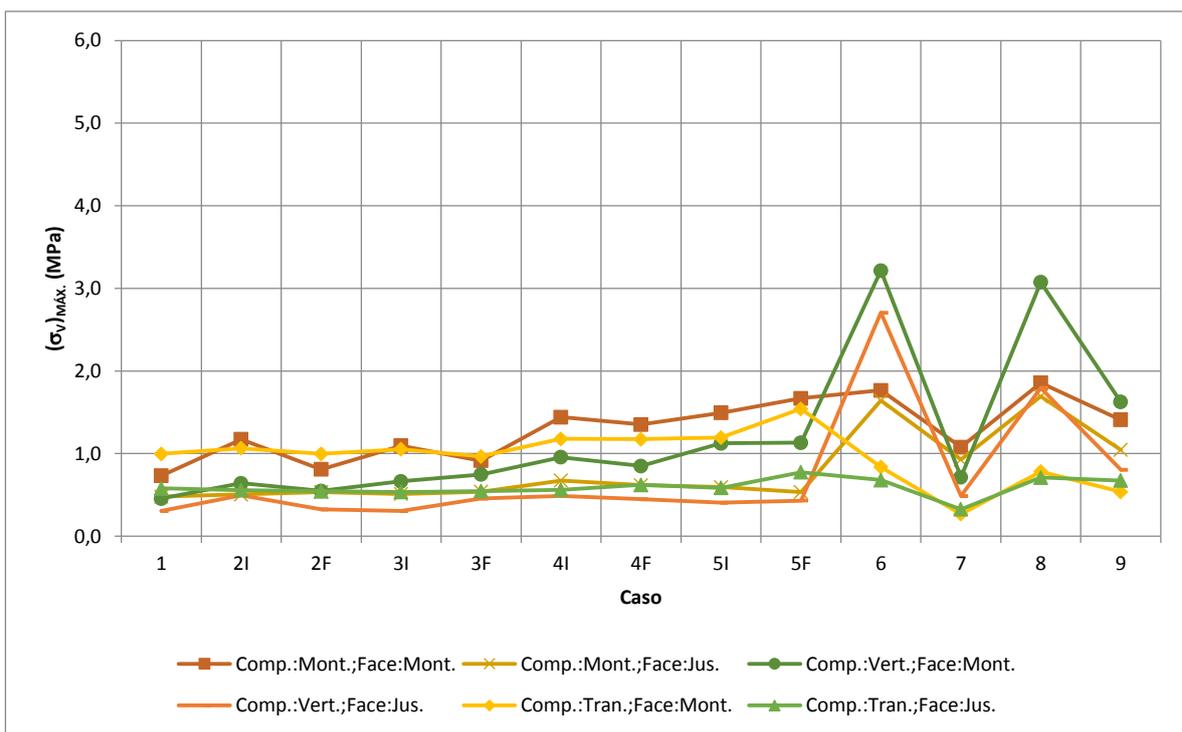


Figura 8.31 - Deslocamento radial máximo no ponto médio da crista da barragem em $\theta_0 = 14,05^\circ$ para os 9 casos devido às componentes montante, vertical e transversal do terremoto de *Taft*

As Figura 8.32 apresenta os valores máximos das tensão de tração de arco e de viga em balanço nas faces montante e jusante devido às três componentes do terremoto de *Taft*.



(a)



(b)

Figura 8.32 - Valores máximos das tensão de tração (a) de arco e (b) de viga em balanço nas faces montante e jusante devido às três componentes do terremoto de *Taft*.

Quanto aos resultados em si, no geral, para os casos de reservatório vazio, o aumento na flexibilidade da fundação acarreta aumento nos deslocamentos: aumentos de 6,7%, 21,0%, 40,3% e 80,4% nos Casos 2I, 3I, 4I e 5I respectivamente, em relação ao Caso 1 para componente montante; 80,6%, 81,6%, 213,1% e 446,5% para vertical e 13,5%, 5,9%, 27,5% e 63,3% para transversal. Quanto a distribuição das tensões de tração máximas, não há alteração significativa com o aumento da flexibilidade, havendo, no geral pequenos incrementos nos valores. Os valores máximos para as tensões de arco se encontram na parte superior central na face montante e lateral na face jusante e para as tensões de viga em balanço, na parte inferior central em ambas as faces, devido às componentes montante e vertical. Já devido à componente transversal, os valores máximos se encontram nas ombreiras tanto para as tensões de arco quanto para as de viga em balanço em ambas as faces.

Comparando os Casos 1 e 6 e 3I e 8, nota-se aumento de 53,2% e 65,5% (montante) e 1755,6% e 881,8% (vertical), respectivamente, nos deslocamentos do reservatório cheio em relação ao vazio. Já para a componente transversal, há redução de 35,0% e 33,8%, respectivamente. Comparando os Casos 6 e 7 e 8 e 9, há redução de 20,7% e 0,8% (montante), 79,9% e 65,9% (vertical) e 57,8% e 3,0% (transversal), respectivamente, nos deslocamentos do contorno absorvente em relação ao não-absorvente. Quanto às tensões máximas, há aumento nos valores de reservatório cheio em relação ao vazio (1 x 6 e 3I x 8) e redução nos casos cheio sem contorno absorvente em relação a com contorno absorvente (6 x 7 e 8 x 9), mais pronunciados nas componentes montante e vertical; na transversal os valores não alteram significativamente. Quanto a distribuição, os valores máximos para as tensões de arco se encontram na parte central na face montante e lateral na face jusante e para as tensões de viga em balanço, no pé central em ambas as faces, devido às componentes montante e vertical. Já devido à componente transversal, os valores máximos se encontram mais comumente nas ombreiras tanto para as tensões de arco como para as de viga em balanço em ambas as faces. Considerando o contorno absorvente, as distribuições são similares porém com valores menores.

A Figura 8.33 apresenta esquemas que sintetizam as principais tendências encontradas nos resultados apresentados, indicando as regiões com as maiores tensões de tração de arco e viga em balanço.

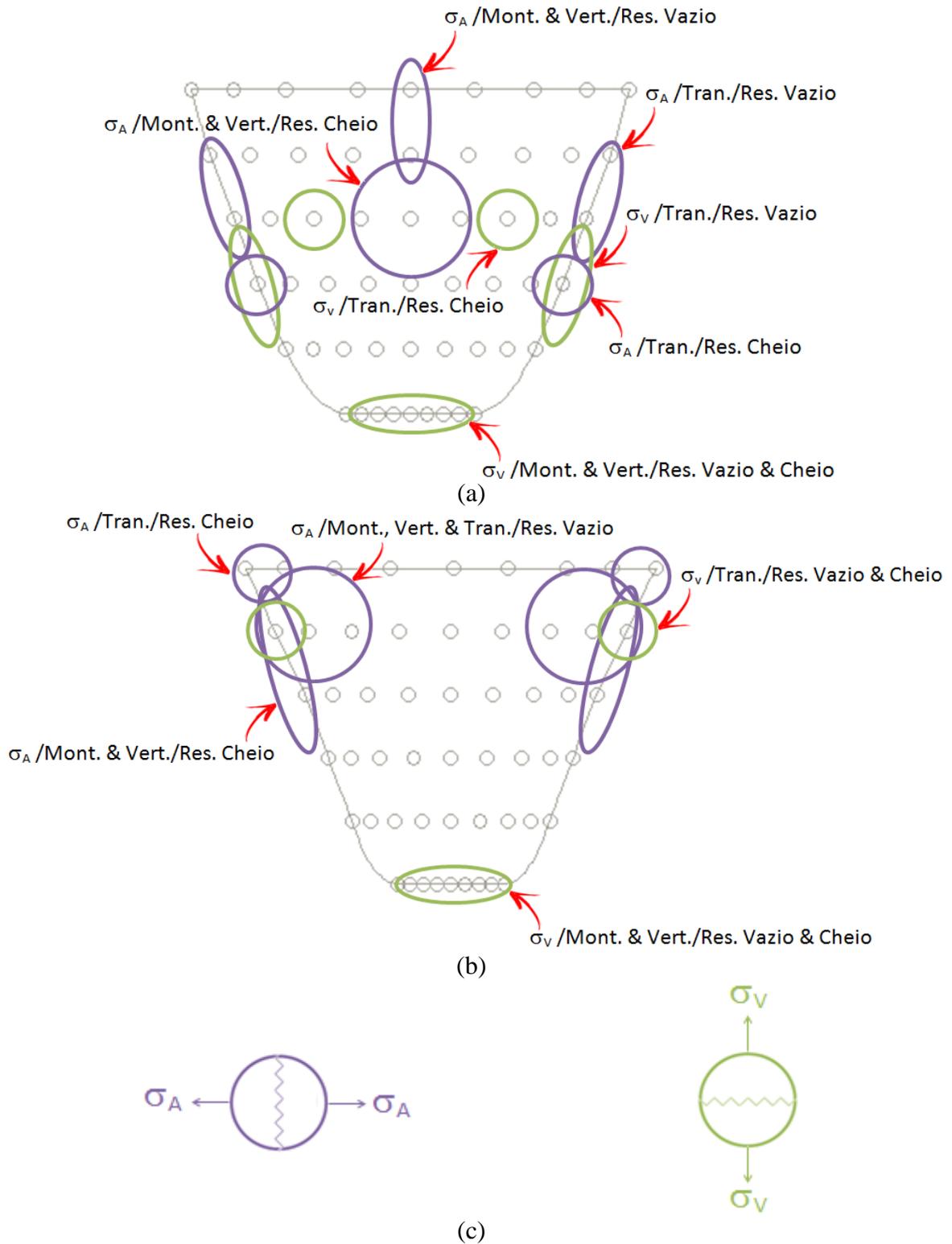


Figura 8.33 - Regiões com as maiores tensões de tração de arco (σ_A) e viga em balanço (σ_V) para as três componentes do terremoto (montante, vertical e transversal) para reservatório vazio e cheio nas faces (a) montante e (b) jusante. Em (c) a direção das fissuras de tensões de tração de arco e viga em balanço.

8.5 ANÁLISE ESTÁTICA

Os resultados da resposta da barragem *Morrow Point* ao peso próprio e à carga hidrostática selecionados são os deslocamentos radiais e as tensões de arco e viga em balanço nas faces montante e jusante na seção transversal central e as distribuições de tensões de arco e viga em balanço nas faces montante e jusante da barragem para os Casos 10 ($E_f/E_e = \infty$), 11 ($E_f/E_e = 1$) e 12 ($E_f/E_e = 1/5$). Os resultados obtidos para a análise estática com ação da pressão hidrostática foram comparados aos resultados obtidos por USACE (1994).

8.5.1. Peso Próprio

São apresentados na Figura 8.34 o deslocamento radial na seção transversal central da barragem devido ao peso próprio, sendo o deslocamento positivo na direção montante e negativo, jusante.

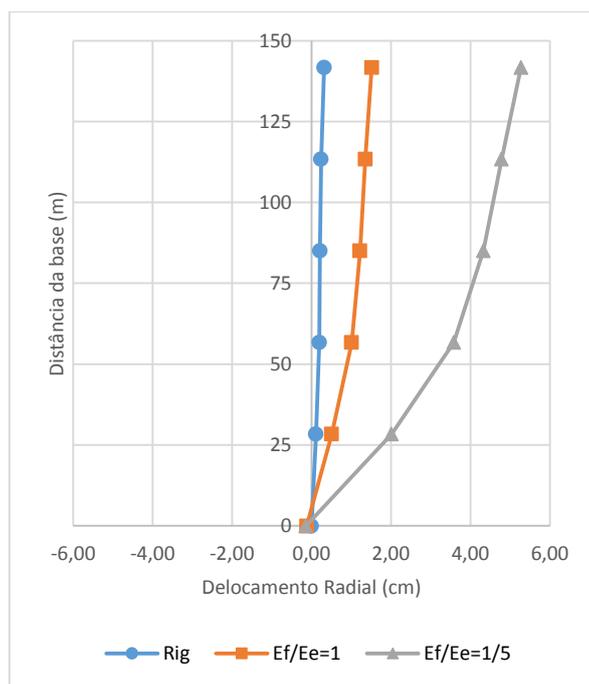
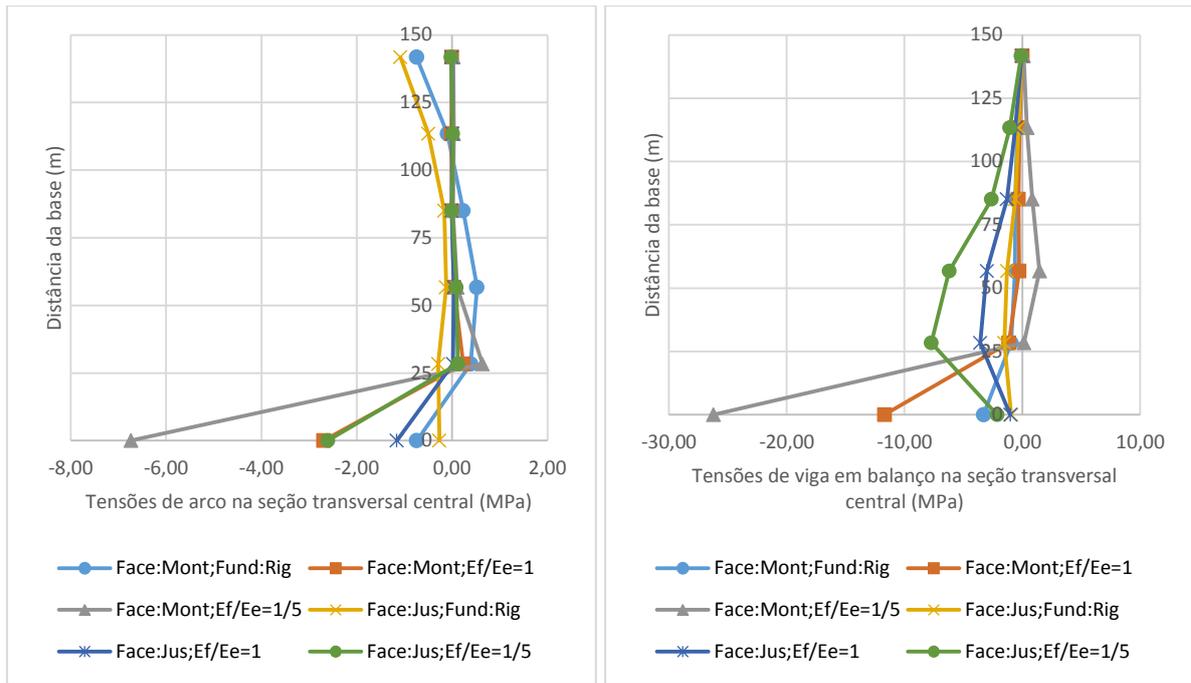


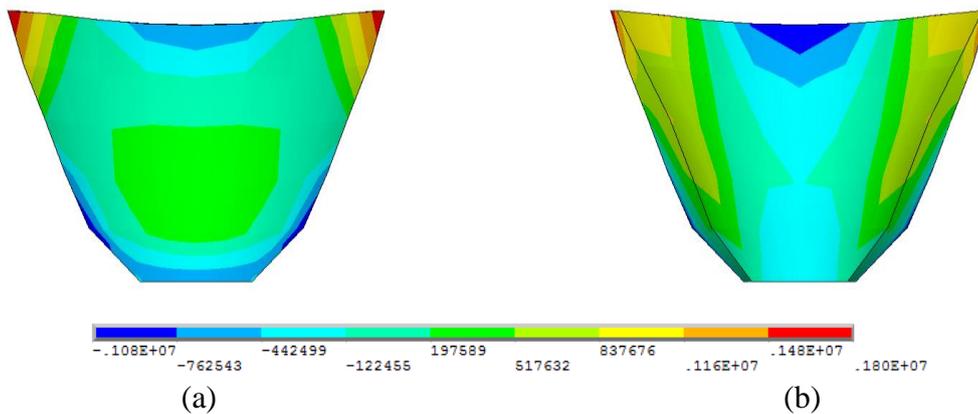
Figura 8.34 - Deslocamento radial na seção transversal central da barragem *Morrow Point* devido à ação do peso próprio

Os gráficos das tensões de arco e viga em balanço nas faces montante e jusante na seção transversal central da barragem são plotados na Figura 8.35.



(a) (b)
 Figura 8.35 - Tensões de (a) arco e (b) viga em balanço nas faces montante e jusante na seção transversal central da barragem *Morrow Point* devido a ação do peso próprio

Os gráficos de contorno das tensões de arco e de viga em balanço à montante e à jusante são mostrados nas Figuras 8.36 a 8.38, para os Casos 10 a 12.



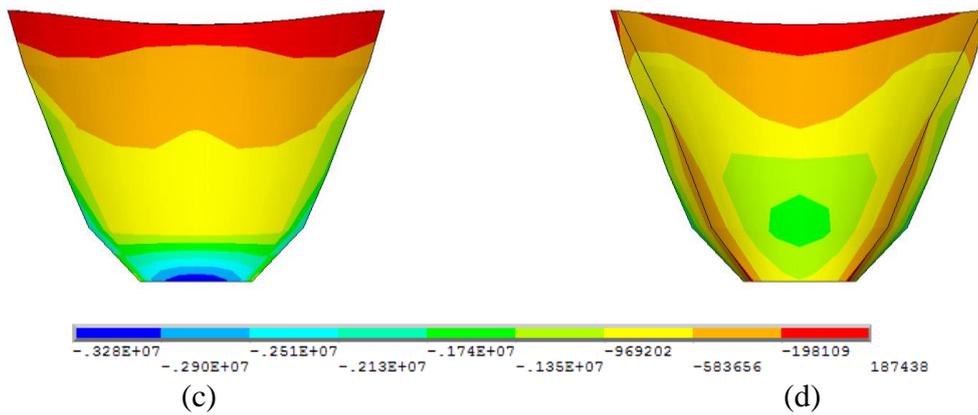


Figura 8.36 - Tensões de arco nas faces (a) montante e (b) jusante e tensões de viga em balanço nas faces (c) montante e (d) jusante da barragem *Morrow Point* devido à ação do peso próprio para o Caso 10, em Pa.

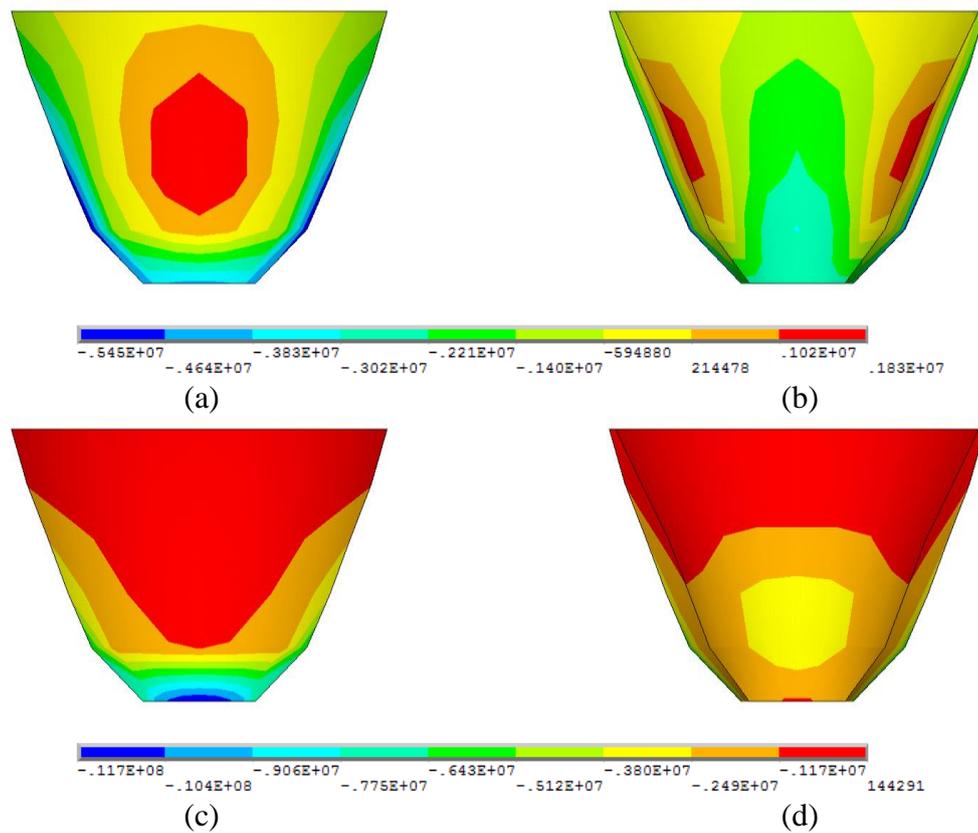


Figura 8.37 - Tensões de arco nas faces (a) montante e (b) jusante e tensões de viga em balanço nas faces (c) montante e (d) jusante da barragem *Morrow Point* devido à ação do peso próprio para o Caso 11, em Pa.

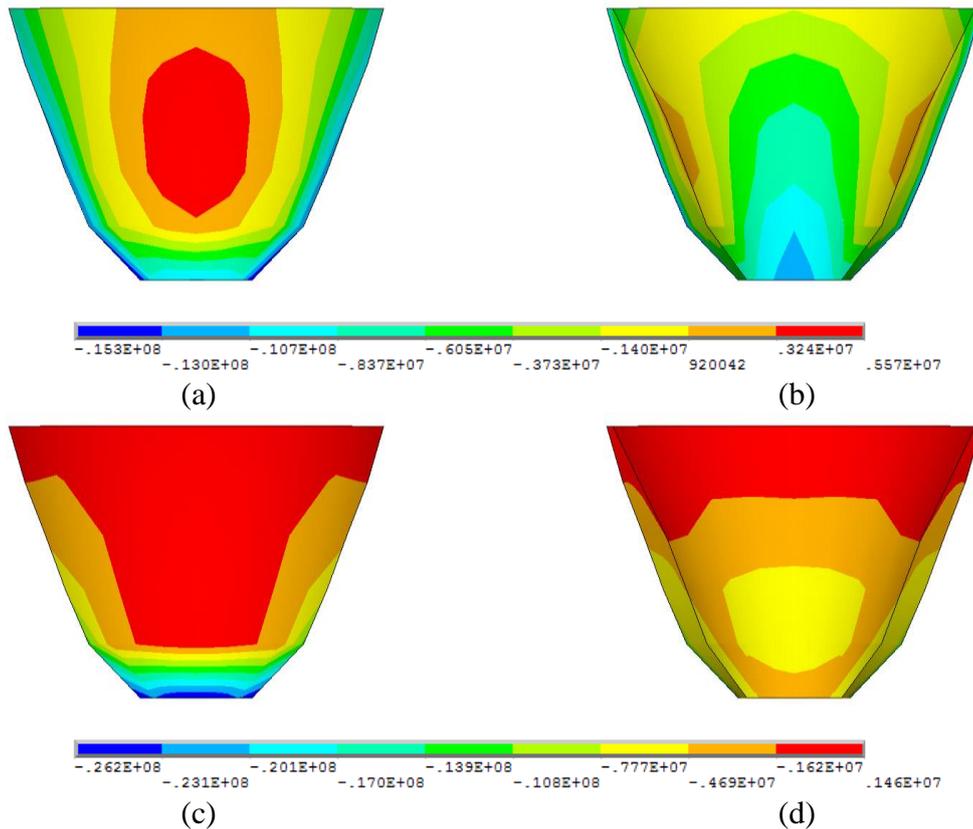


Figura 8.38 - Tensões de arco nas faces (a) montante e (b) jusante e tensões de viga em balanço nas faces (c) montante e (d) jusante da barragem *Morrow Point* devido à ação do peso próprio para o Caso 12, em Pa.

8.5.2. Pressão Hidrostática

Na Figura 8.39, são apresentados o deslocamento radial na seção transversal central da barragem obtidos numericamente e em USACE (1994). Os resultados em USACE (1994) têm suas unidades de medida representadas no sistema imperial britânico de medidas (1 polegada = 2,54 cm, 1 pé = 30,48 cm, 1 psi = 6894,80 Pa). A água foi considerada agindo na fundação (curvas representadas por linhas contínuas), cuja representação está indicada na Figura 3.39 (c).

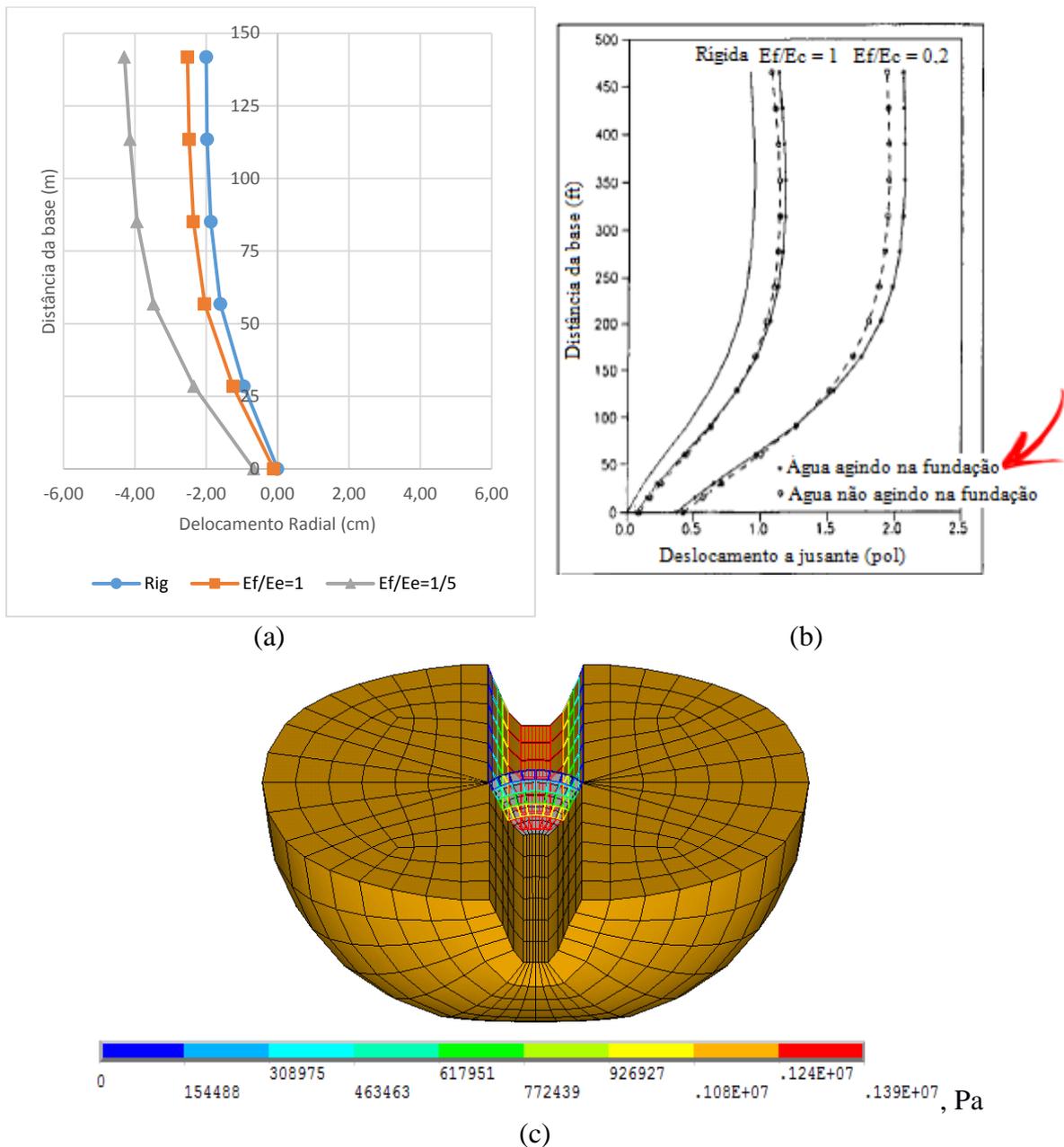
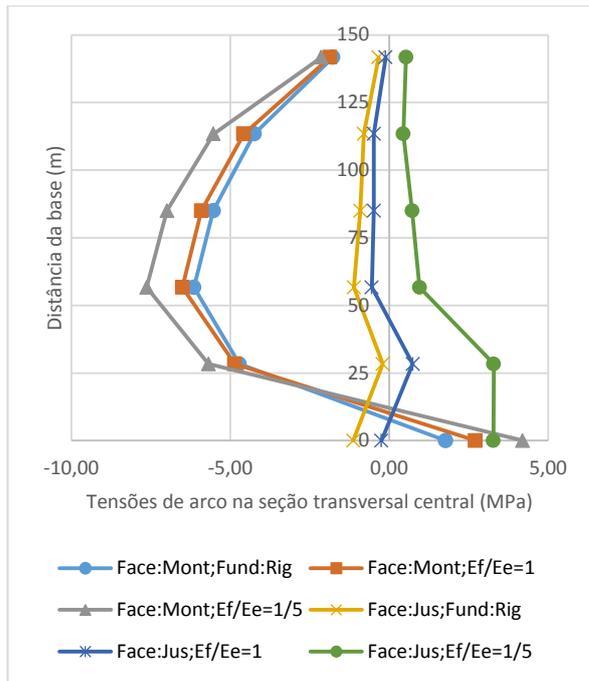
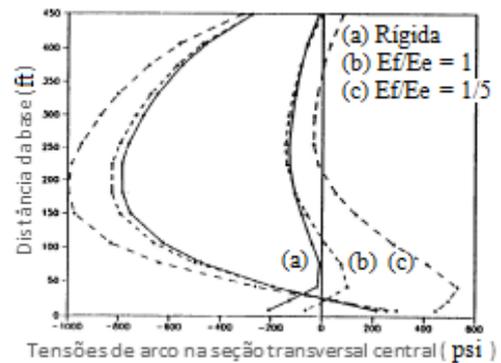


Figura 8.39 - Deslocamento radial na seção transversal central (a) numericamente e (b) em USACE (1994) da barragem *Morrow Point* devido à ação da carga hidrostática sendo que a água é considerada agindo na fundação, conforme indicado em (c).

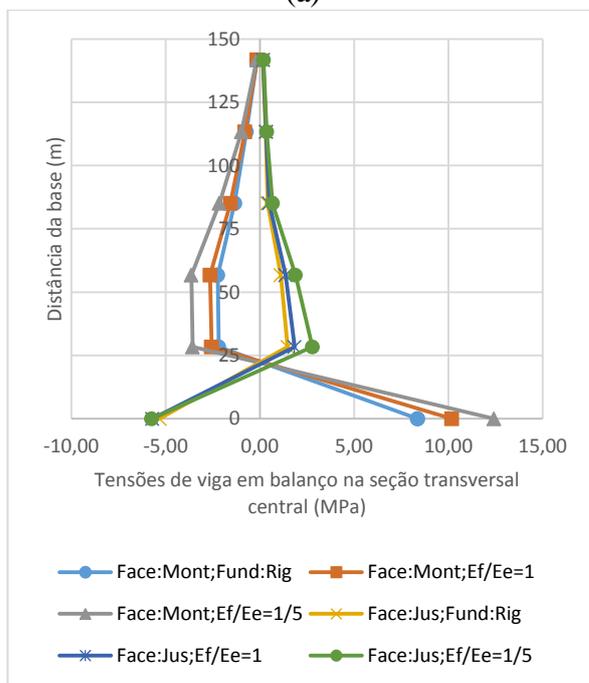
Os gráficos das tensões de arco e viga em balanço nas faces montante e jusante na seção transversal central da barragem obtidas numericamente via ANSYS e em USACE (1994) são mostrados na Figura 8.40.



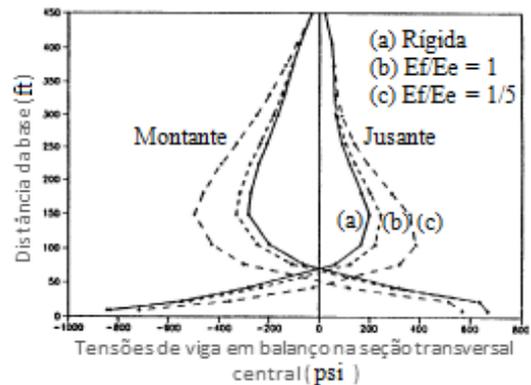
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 8.40 - Tensões de [(a) e (b)] arco e [(c) e (d)] viga em balanço nas faces montante e jusante na seção transversal central da barragem *Morrow Point* obtidos [(a) e (c)] numericamente e [(b) e (d)] por USACE (1994) devido à ação da pressão hidrostática

Os gráficos de contorno das tensões de arco e de viga em balanço à montante e à jusante são mostrados nas Figuras 8.41 a 8.43, para os Casos 10 a 12. Na Figura 8.41 em (a) e (c) estão sobrepostos os gráficos gerados no ANSYS em Pascal e os gráficos em USACE

(1994) em psi. É possível verificar que as isolinhas de tensão em USACE (1994) estão em concordância com a disposição das cores do gráfico de contorno do ANSYS.

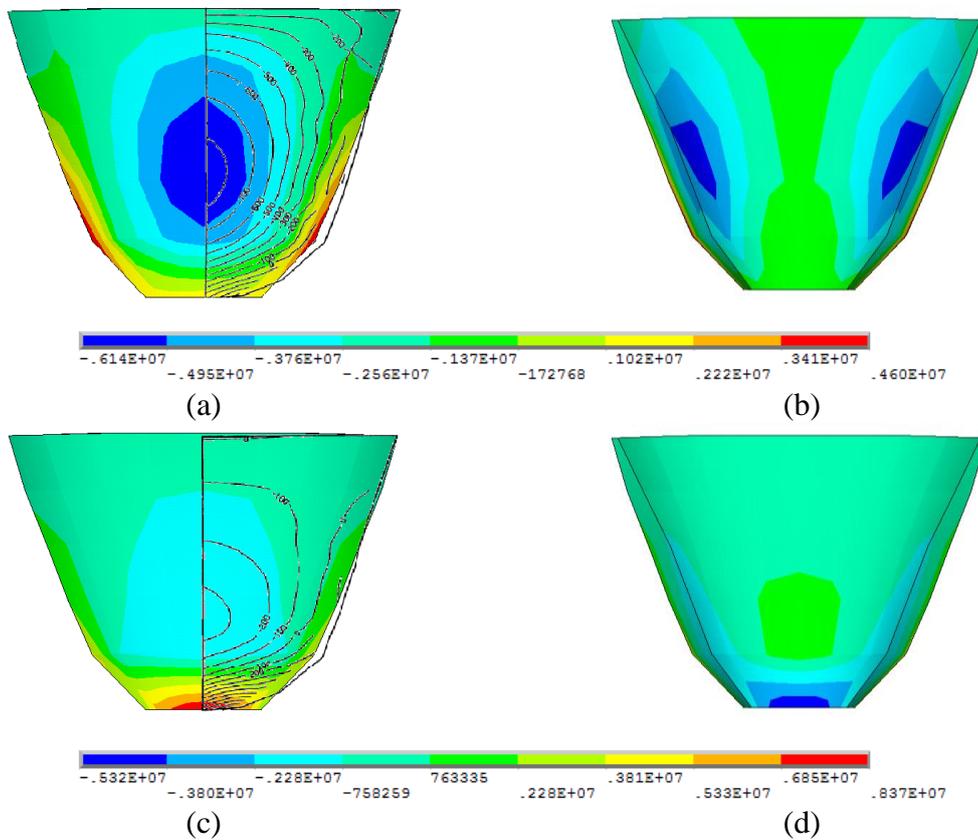


Figura 8.41 - Tensões de arco nas faces (a) montante e (b) jusante e tensões de viga em balanço nas faces (c) montante e (d) jusante da barragem *Morrow Point* devido à ação da carga hidrostática para o Caso 10, em Pa. Em (a) e (c) estão sobrepostos os contornos em USACE (1994), em psi (1 psi = 6.894,80 Pa).

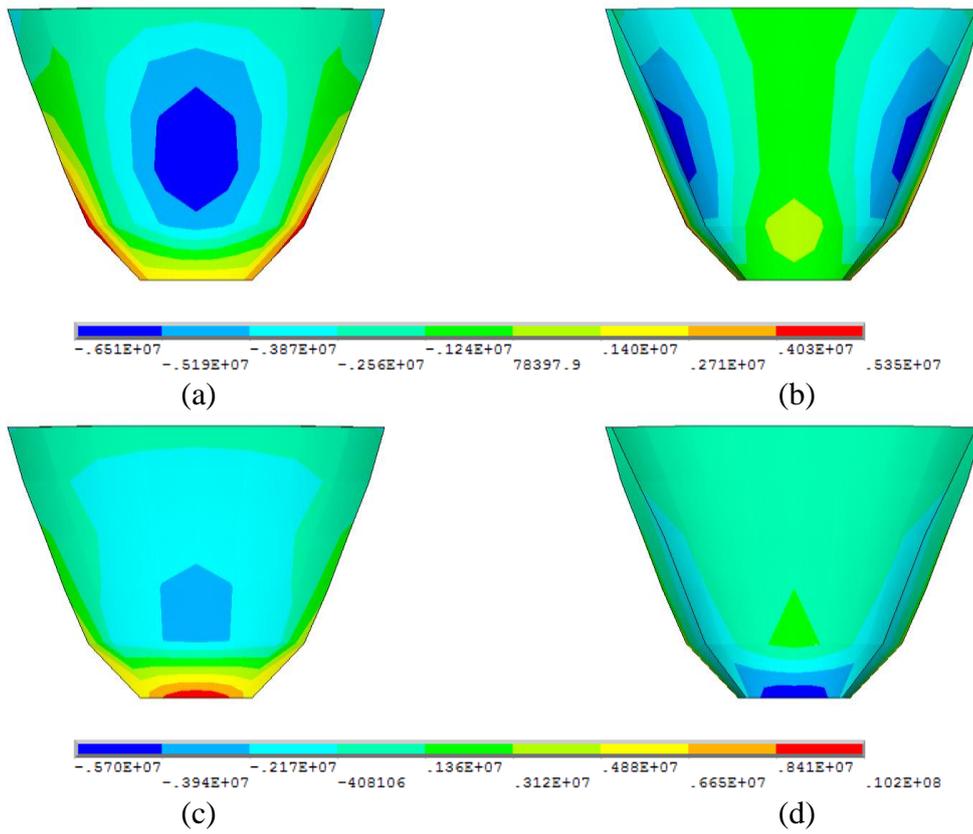
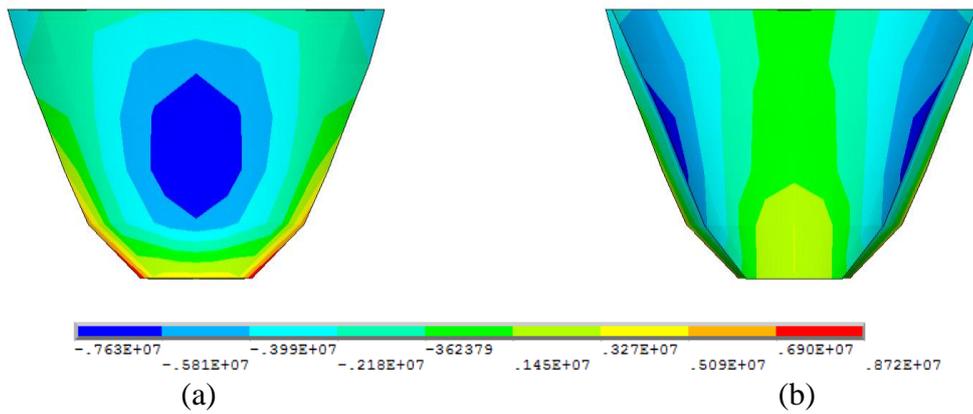


Figura 8.42 - Tensões de arco nas faces (a) montante e (b) jusante e tensões de viga em balanço nas faces (c) montante e (d) jusante da barragem *Morrow Point* devido à ação da carga hidrostática para o Caso 11, em Pa.



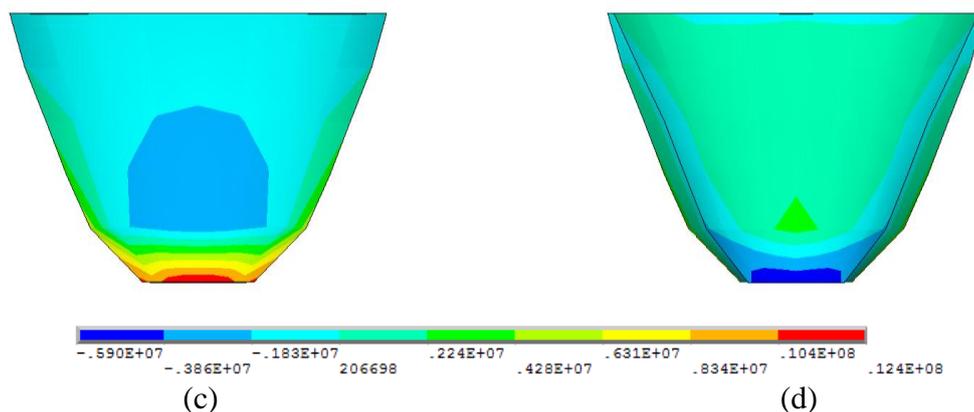


Figura 8.43 - Tensões de arco nas faces (a) montante e (b) jusante e tensões de viga em balanço nas faces (c) montante e (d) jusante da barragem *Morrow Point* devido à ação da carga hidrostática para o Caso 12, em Pa.

No geral, os resultados numéricos tiveram uma boa reprodução dos resultados da literatura; as maiores diferenças ocorreram no Caso 12 em que a fundação é muito flexível.

De acordo com USACE (1994), barragens em arco dependem significativamente da ação do arco para transferir cargas para a fundação. Portanto, as tensões de compressão obtidas ao longo da barragem são esperadas. No entanto, diversas análises têm indicado que zonas de tensões de tração horizontal podem se desenvolver nas faces da barragem a montante e a jusante. As análises lineares-elásticas muitas vezes indicam grandes tensões perto da descontinuidade geométrica no contato da fundação, conforme ocorrido no presente estudo. É relevante mencionar que as tensões de tração indicadas na base das barragens (que podem ser observadas nas Figuras 8.40 (a) e (c)) em arco em análises lineares-elásticas são parcialmente fictícias, pois estas análises não levam em consideração a ligação limitada entre o concreto e fundação rochosa, bem como as juntas na rocha que podem abrir quando submetidas às forças de tração.

De modo a complementar a análise estática, a Figura 8.44 apresenta o deslocamento radial e as Figuras 8.45 a 8.47 apresentam os resultados das tensões na seção transversal central da barragem devido à ação da carga hidrostática isolada e de peso próprio e carga hidrostática combinados, para os Casos 10 a 12.

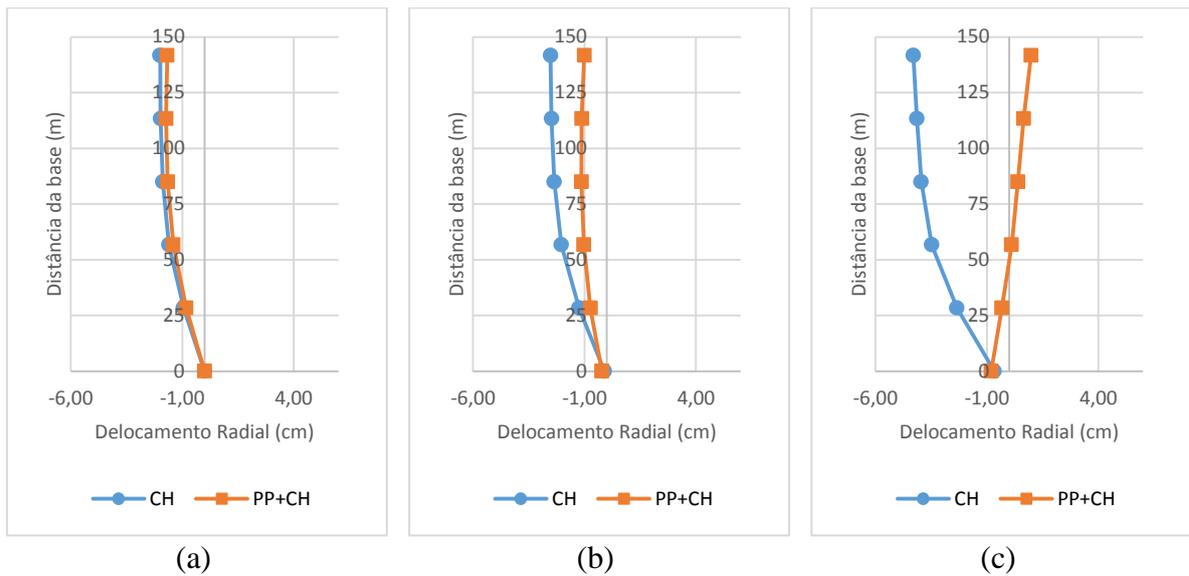


Figura 8.44 - Deslocamento radial na seção transversal centra da barragem *Morrow Point* obtidos numericamente devido à ação da pressão hidrostática e do peso próprio e carga hidrostática combinados para os Casos (a) 10, (b) 11 e (c) 12

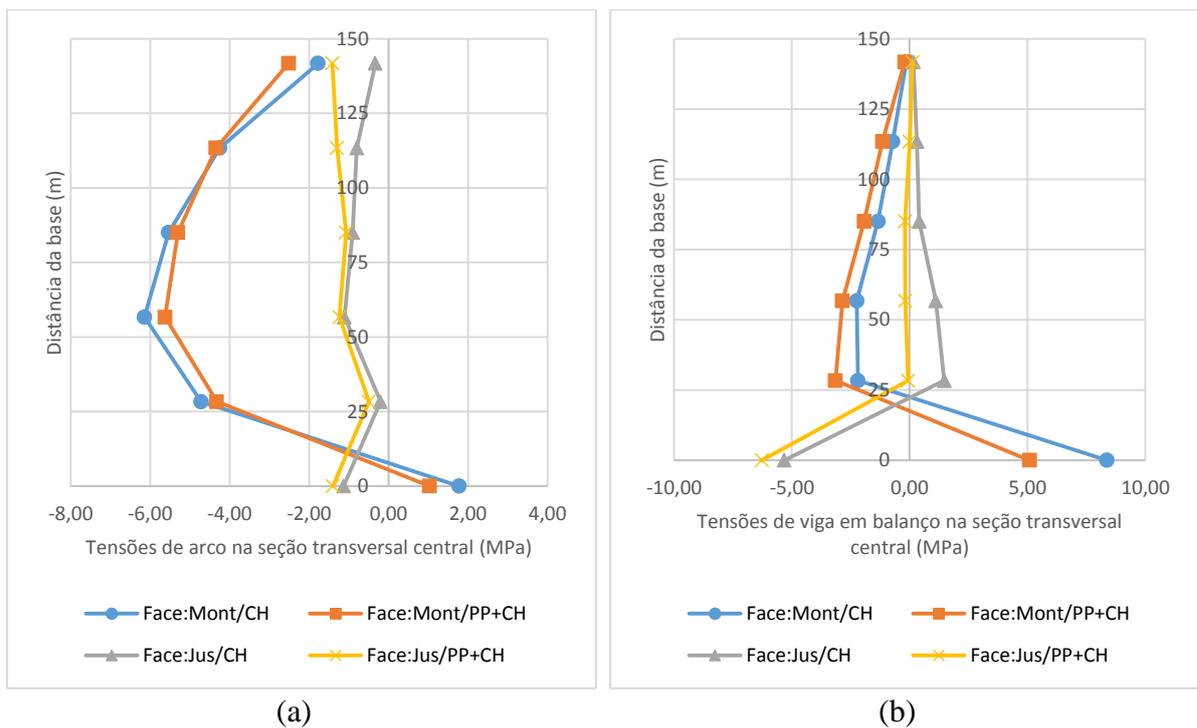
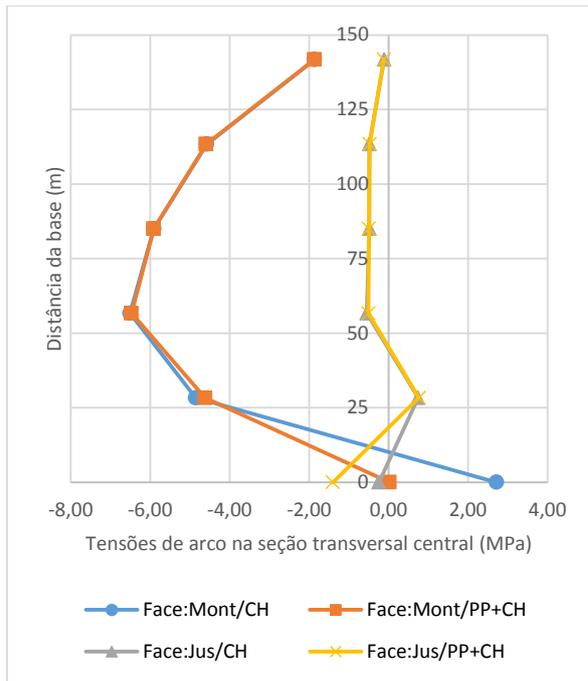
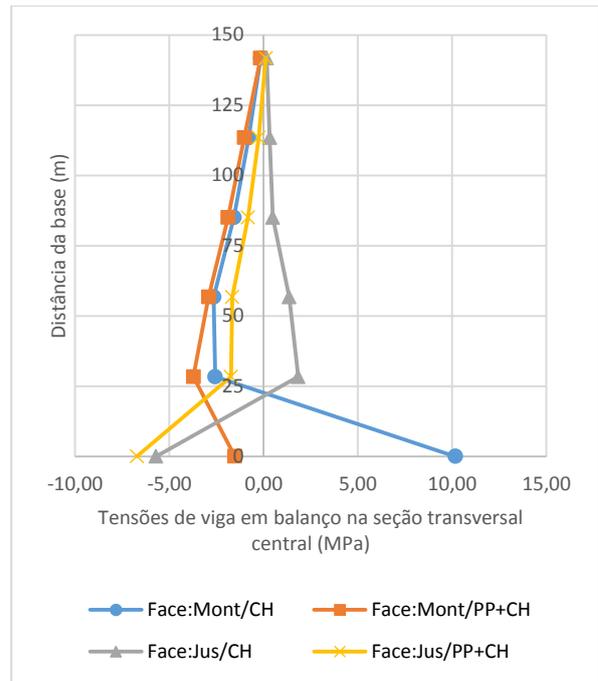


Figura 8.45 - Tensões de (a) arco e (b) viga em balanço nas faces montante e jusante na seção transversal central da barragem *Morrow Point* obtidos numericamente devido à ação da pressão hidrostática e do peso próprio e carga hidrostática combinados para o Caso 10

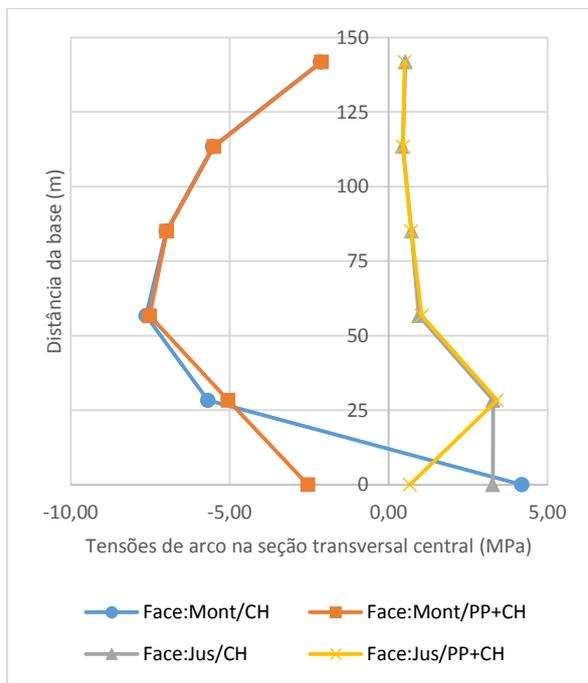


(a)

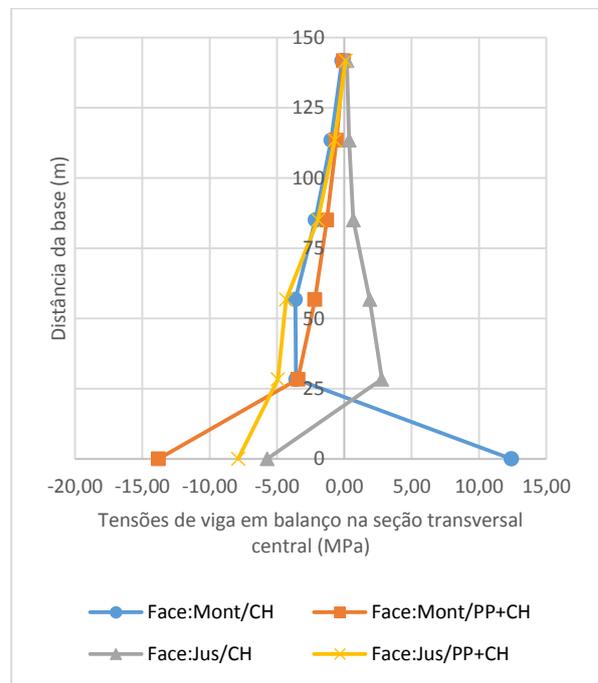


(b)

Figura 8.46 - Tensões de (a) arco e (b) viga em balanço nas faces montante e jusante na seção transversal central da barragem *Morrow Point* obtidos numericamente devido à ação da pressão hidrostática e do peso próprio e carga hidrostática combinados para o Caso 11



(a)



(b)

Figura 8.47 - Tensões de (a) arco e (b) viga em balanço nas faces montante e jusante na seção transversal central da barragem *Morrow Point* obtidos numericamente devido à ação da pressão hidrostática e do peso próprio e carga hidrostática combinados para o Caso 12

Segundo Vieira (2009), no caso de uma barragem em arco, o peso próprio é uma ação de caráter estabilizador. A curvatura da estrutura faz com que ela se desloque para montante compensando, dessa forma, a pressão exercida pela água, que solicita a estrutura na direção jusante, o que pode ser observado na Figura 8.44. Meliço (2010) explica que a curvatura vertical, com a convexidade voltada para montante, tem a finalidade de causar um estado generalizado de compressões verticais. Dessa forma, é possível obter as maiores compressões possíveis no pé da face à montante devido à ação do peso próprio e trações de valor admissível quando esta ação se combina com a pressão hidrostática. Além disso, a ação do peso próprio deve também compensar as trações verticais que ocorrem na face à jusante devido à ação da pressão hidrostática. Isso pode ser constatado nas Figuras 8.45 a 8.47.

Como já mencionado, o comportamento de deformação da fundação tem um efeito direto sobre as tensões na barragem. Os valores mais baixos de módulo de deformação da fundação, isto é, uma fundação mais eficiente, reduz a tensão na base da barragem ao longo da fundação e, por outro lado, uma fundação com valores altos de módulo de deformação resulta em tensões de tração mais elevadas ao longo da base. Comparando as Figuras 8.45, 8.46 e 8.47, nota-se a significativa redução das tensão de tração vertical no pé da barragem; no lado montante, por exemplo, passa de tração de 5,09 MPa no caso de fundação rígida, para compressão de 1,52 MPa no caso de fundação flexível ($E_f/E_e = 1$) chegando a compressão de 13,80 MPa no caso de fundação muito flexível ($E_f/E_e = 1/5$).

8.6 ANÁLISE COMPLETA

Em aplicações práticas, os efeitos das cargas estáticas devem ser combinadas com a resposta do terremoto da barragem às três componentes de movimento do solo considerando a interação barragem-água-rocha de fundação.

Uma análise completa da resposta da barragem *Morrow Point* devido ao seu peso, a pressão hidrostática e ação simultânea dos componentes S69E, vertical e S21W do movimento do solo *Taft* é realizada. A relação de módulo E_f / E_e foi escolhida como sendo 1 sendo considerados todos os efeitos da interação barragem-fundação, o reservatório foi assumido como cheio e o coeficiente de reflexão da onda α no contorno do reservatório foi selecionado como 0,5.

A Tabela 8.9 indica, o coeficiente de amortecimento viscoso da barragem e da fundação (5%) e das subcamadas da camada absorvente, a frequência adotada e o valor de β utilizados.

Tabela 8.9 - Coeficientes de amortecimento beta

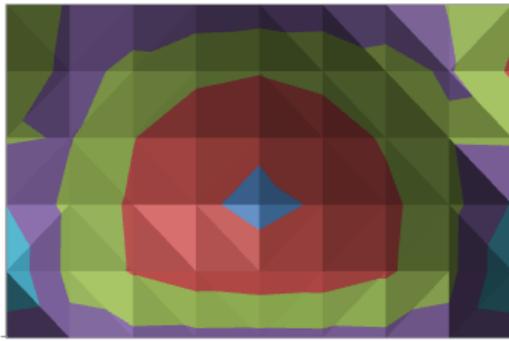
Caso	ζ(%)	f (Hz)	β ($\times 10^{-3}$)
	5		5,0
	54		53,7
13	103	3,20	102,5
	152		151,2
	201		199,9
	250		248,7

Os coeficientes de correlação de Pearson entre o sinal original do solo de campo livre e o sinal de aceleração gerado no ponto de controle são apresentados na Tabela 8.10 para as três componentes do terremoto: montante, vertical e transversal.

Tabela 8.10 - Coeficiente de correlação de Pearson entre o sinal original do solo de campo livre e o sinal de aceleração gerado no ponto de controle

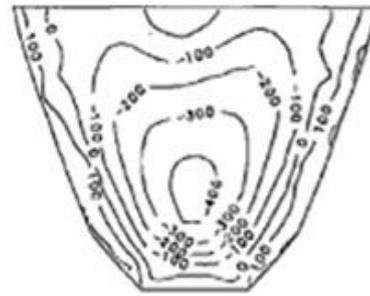
Caso	M	V	T
13	0,48	0,75	0,49

A Figura 8.48 apresenta as envoltórias das tensões máximas de arco e viga em balanço nas faces montante e jusante da barragem, numéricas em Pa e os resultados em Tan e Chopra (1995) em psi. As envoltórias numéricas foram plotadas em gráficos do tipo Superfície / Contorno do Excel. Nesse tipo de gráfico o formato de apresentação é retangular o que não impede o comparativo e a interpretação dos resultados.

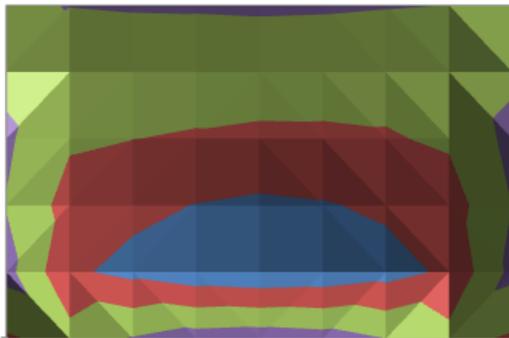


■ -6,0--4,0 ■ -4,0--2,0 ■ -2,0-0,0 ■ 0,0-2,0 ■ 2,0-4,0

(a)

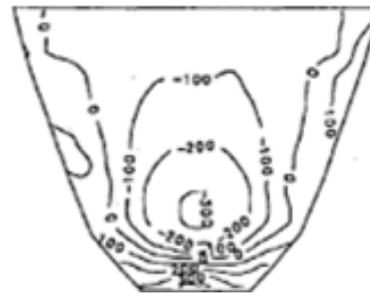


(b)

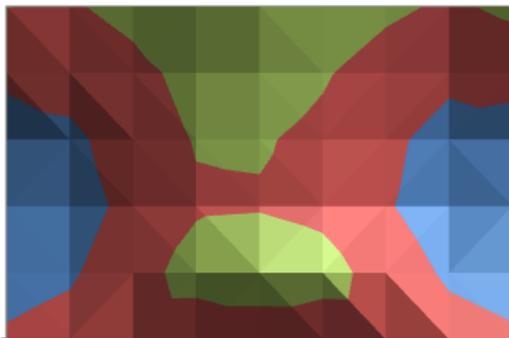


■ -3,0--2,0 ■ -2,0--1,0 ■ -1,0-0,0 ■ 0,0-1,0

(c)



(d)



■ -4,00--2,00 ■ -2,00-0,00 ■ 0,00-2,00 ■ 2,00-4,00

(e)



(f)



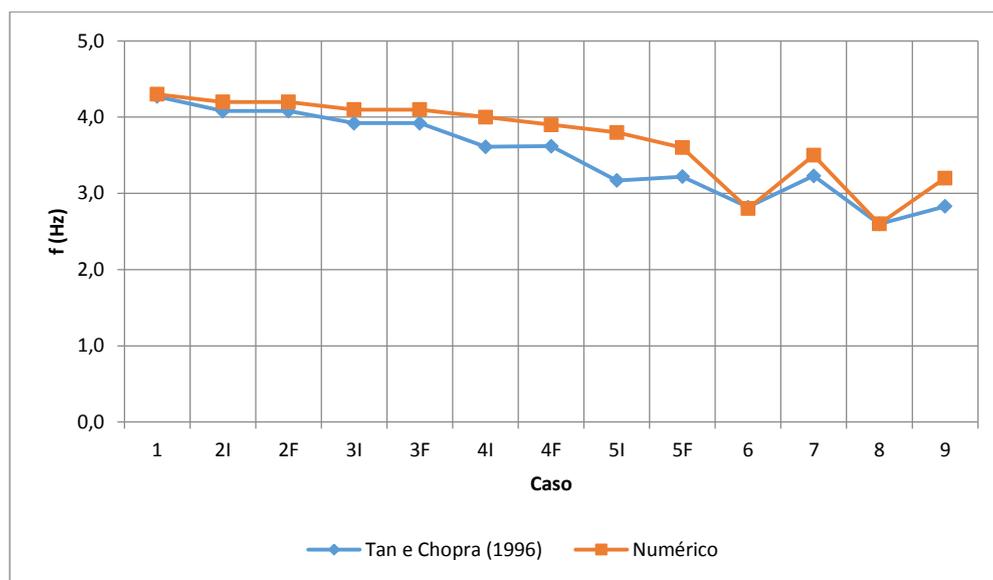
Figura 8.48 – Envoltórias dos valores das tensões máximas de arco (a, b, e, f) e viga em balanço (c, d, g, h) nas faces montante (a, b, c, d) e jusante (e, f, g, h) da barragem *Morrow Point* com reservatório cheio e contorno não-absorvente ($\alpha = 0,5$), apoiada em rocha de fundação flexível ($E_f/E_c = 1$) devido às componentes montante, vertical e transversal do terremoto de *Taft*, simultaneamente, incluído as tensões estáticas iniciais devidas ao peso próprio e à carga hidrostática, numéricas (a, c, e, g), em MPa e em Tan e Chopra (1995) (b, d, f, h), em psi (1 psi = 6.894,80 Pa)

Comparando os gráficos, observa-se que a distribuição das tensões máximas numéricas é similar a de Tan e Chopra (1995). Os valores das tensões de tração máximas são: arco, face montante, 3,69 MPa na ombreira inferior direita (vista do lado jusante) (1/5 da altura); viga em balanço, face montante, 0,58 MPa na parte central inferior; arco, face jusante, 2,02 MPa na parte central superior; viga em balanço, jusante, 1,34 MPa na ombreira superior direita (vista do lado jusante). Segundo Tan e Chopra (1995), tais resultados de tensão, que incluem as tensões devidas às cargas estáticas, ajudam na identificação de áreas na barragem que podem romper durante um terremoto.

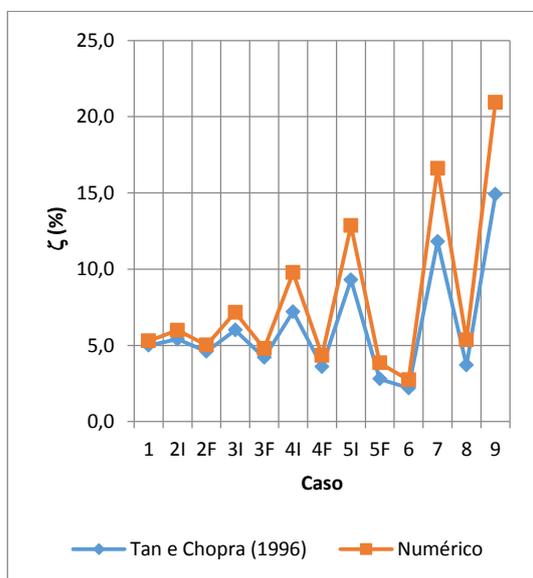
Segundo Seyedpoor, *et.al.* (2009), para o corpo da barragem *Morrow Point*, têm-se que a resistência à tração uniaxial do concreto é de 1,5 MPa. As tensões de tração máximas de arco, montante e jusante, e viga em balanço, jusante, são maiores que as tensões admissíveis de 1,07 MPa (adotando um coeficiente de minoração igual a 1,4). Segundo USACE (1994), quando as tensões máximas computadas excedem o valor admissível, os históricos de tempo de tensões críticas devem ser apresentados para uma avaliação mais detalhada, analisando a frequência e duração das tensões excedentes.

8.7 SÍNTESE DOS RESULTADOS COMPARATIVOS

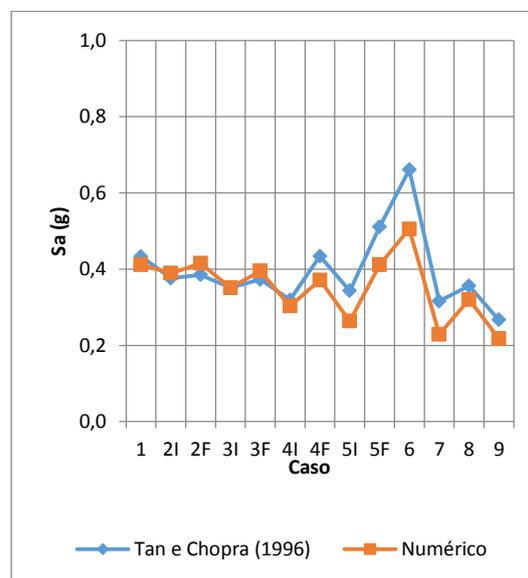
Para concluir esse capítulo, são reunidos nas Figuras 8.49 a 8.54 na forma de gráfico, os comparativos entre as propriedades do modo fundamental e as respostas sísmicas numéricas e da literatura que foram apresentada na forma tabular nas Tabelas 8.5 e 8.8 para as componentes montante, vertical e transversal.



(a)

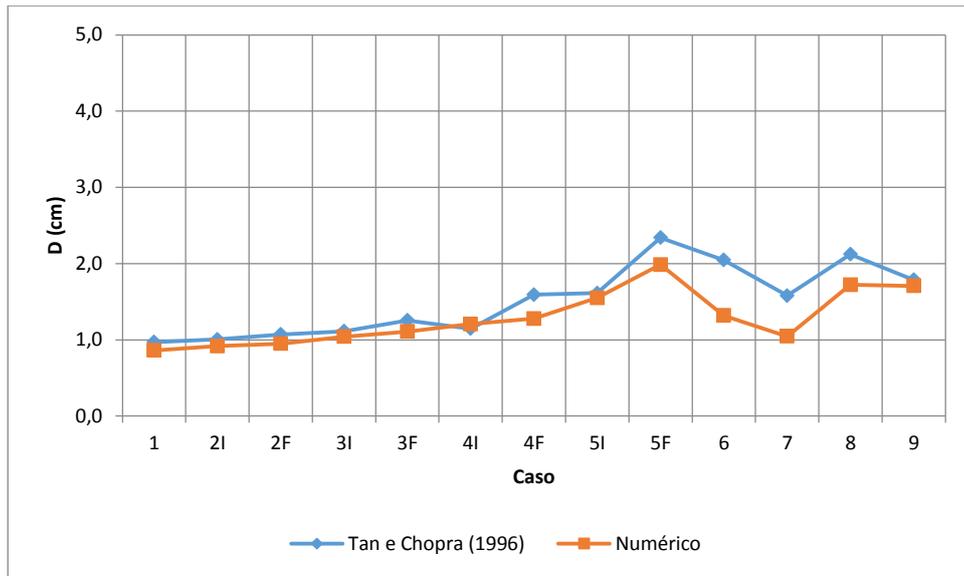


(b)

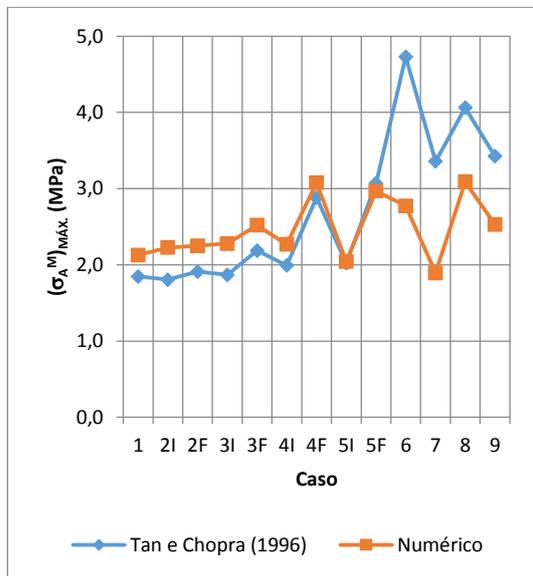


(c)

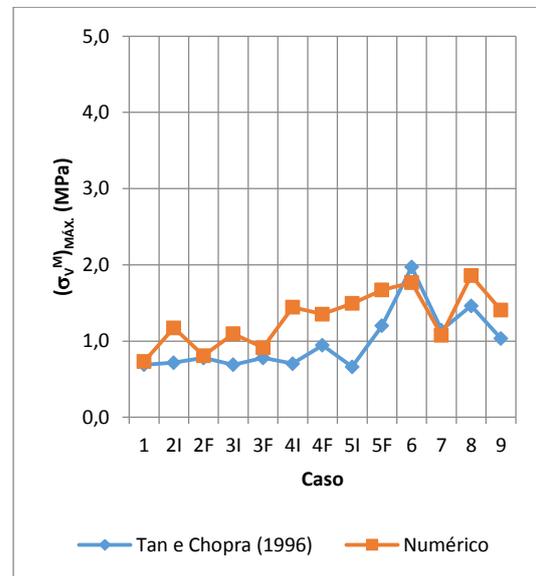
Figura 8.49 – Comparativos entre as propriedades do modo fundamental: (a) frequência ressonante (f_1), em Hz, (b) razão de amortecimento efetiva (ζ_1) e (c) pseudoaceleração correspondente à frequência fundamental e razão de amortecimento (S_a) da literatura - Tan e Chopra (1996) e numéricas para a componente montante do terremoto de *Taft*.



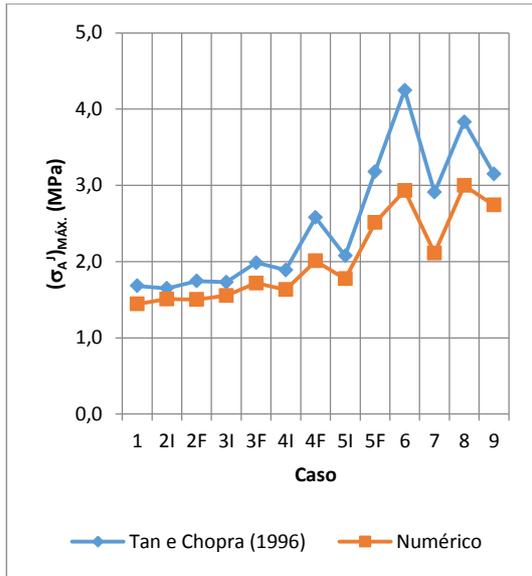
(a)



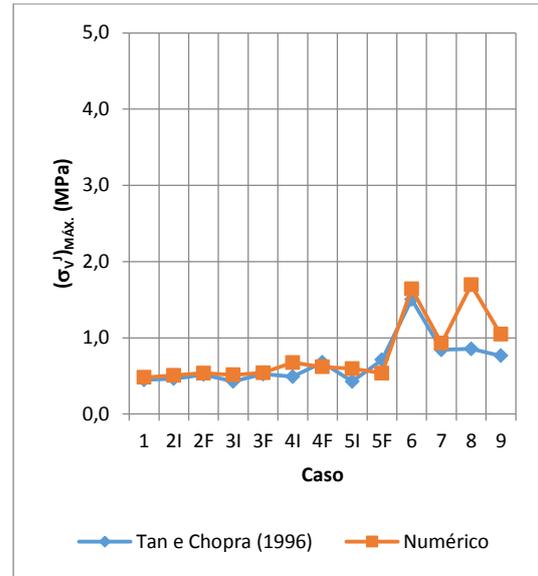
(b)



(c)

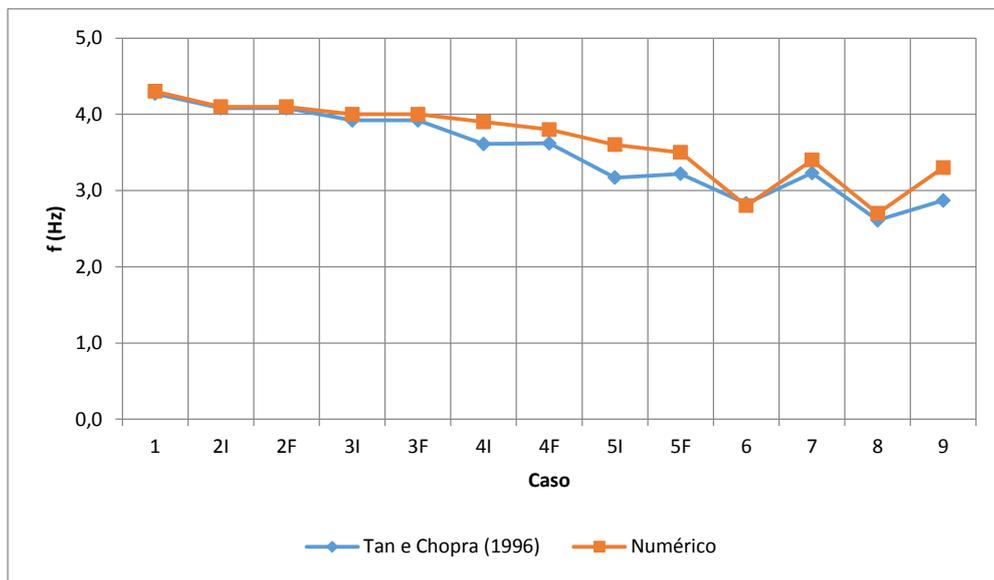


(d)

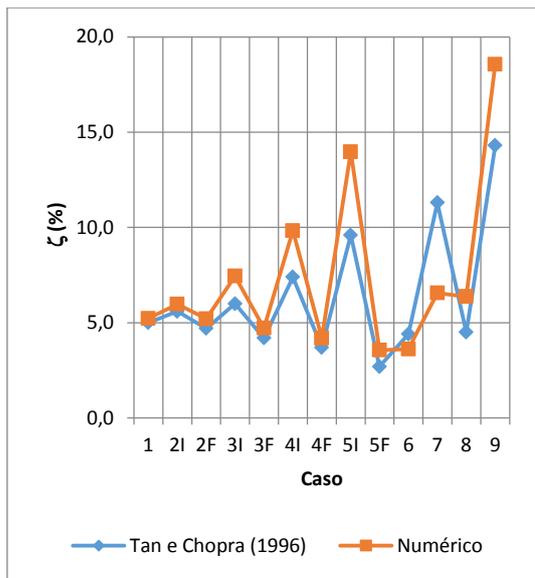


(e)

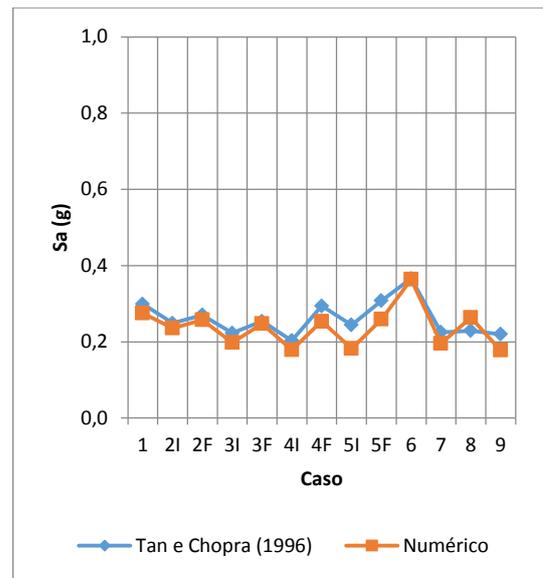
Figura 8.50 – Comparativos entre as respostas sísmicas: (a) deslocamento radial máximo no ponto médio da crista da barragem em $\theta_0 = 14,05^\circ$ e os valores máximos de tensões de tração de arco (b,d) e viga em balanço (c,e) nas faces montante (b,c) e jusante (d,e), da literatura - Tan e Chopra (1996) e numéricas para a componente montante do terremoto de *Taft*.



(a)

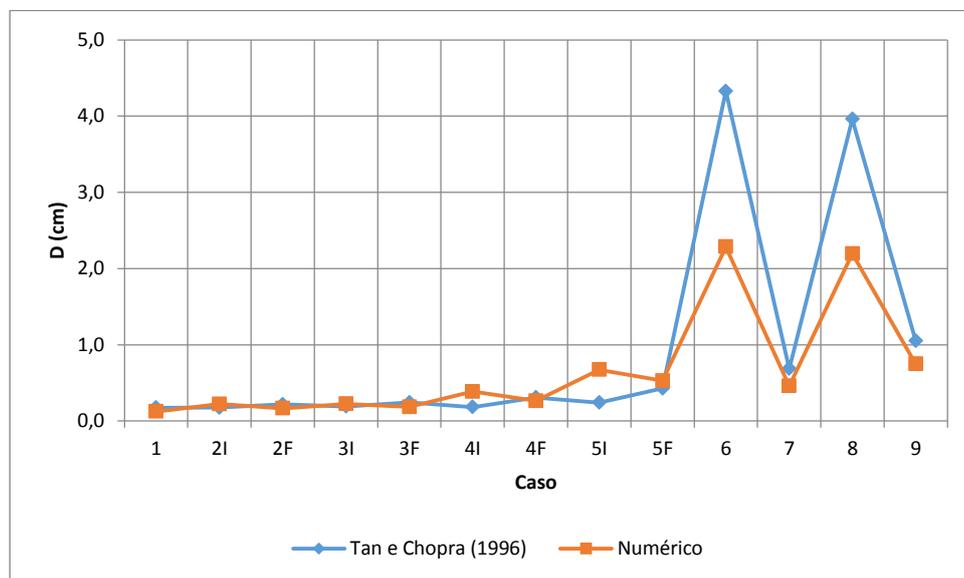


(b)

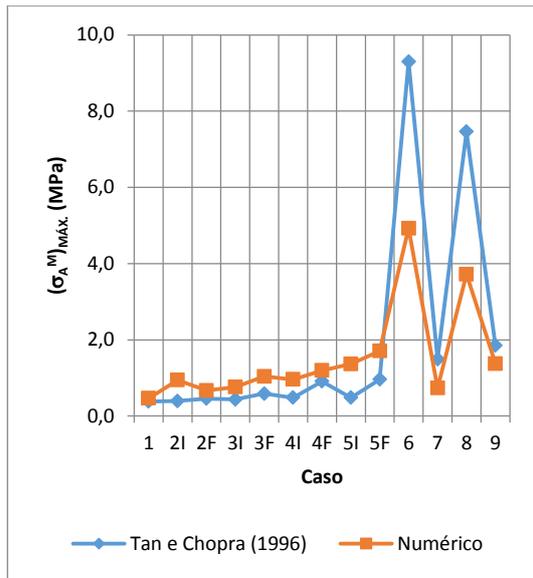


(c)

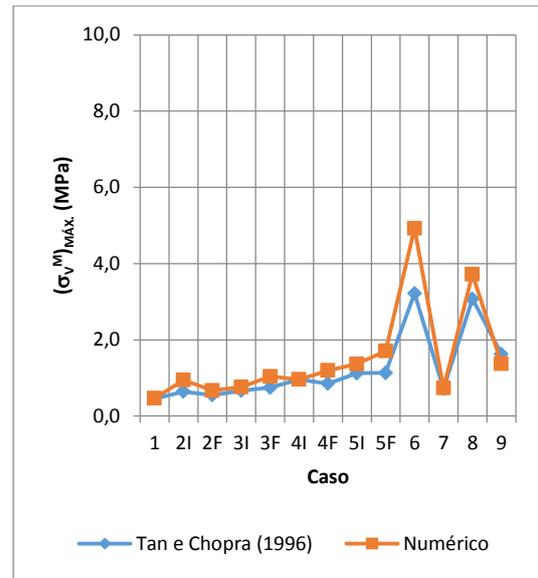
Figura 8.51 – Comparativos entre as propriedades do modo fundamental: (a) frequência ressonante (f_1), em Hz , (b) a razão de amortecimento efetiva (ζ_l) e (c) a pseudoaceleração correspondente à frequência fundamental e razão de amortecimento (S_a) da literatura - Tan e Chopra (1996) e numéricas para a componente vertical do terremoto de *Taft*.



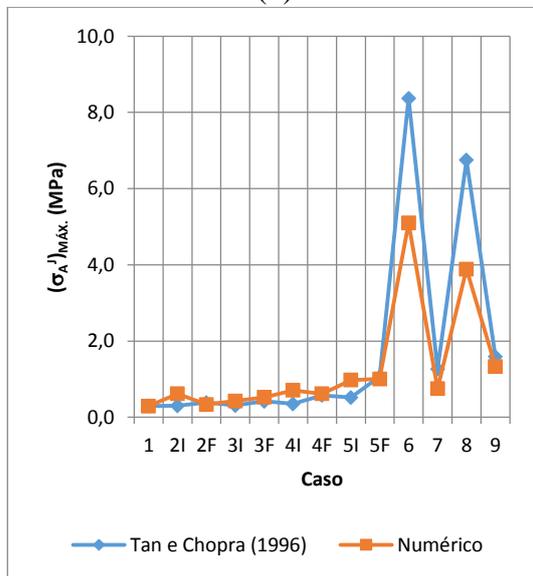
(a)



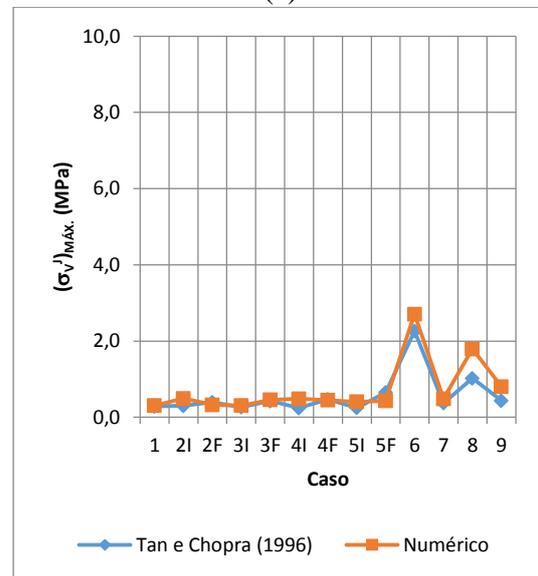
(b)



(c)



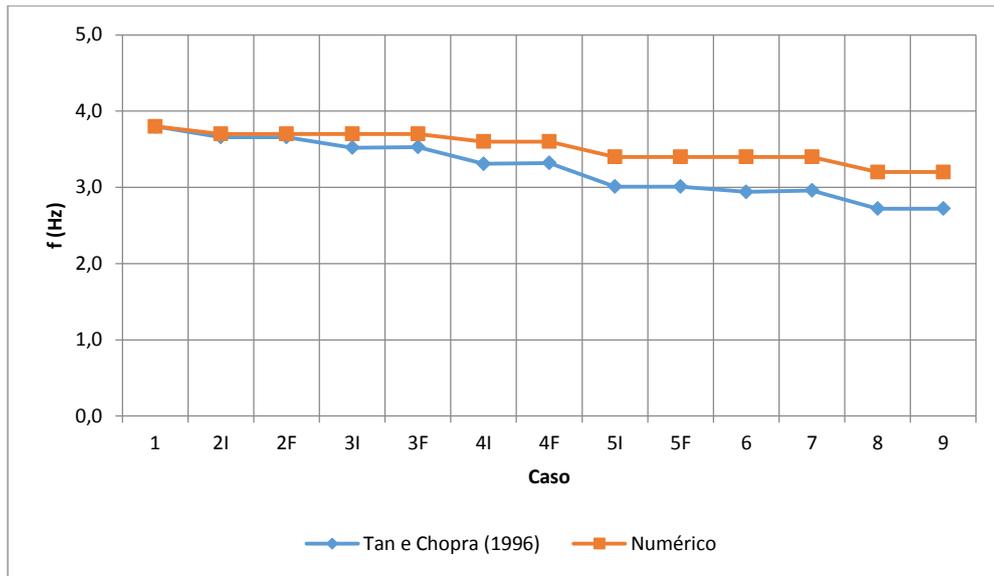
(d)



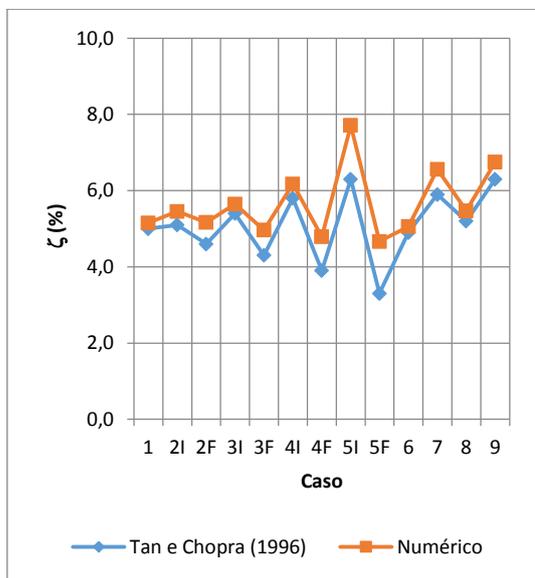
(e)

Figura 8.52 – Comparativos entre as respostas sísmicas: (a) deslocamento radial máximo no ponto médio da crista da barragem em $\theta_0 = 14,05^\circ$ e os valores máximos de tensões de tração de arco (b,d) e viga em balanço (c,e) nas faces montante (b,c) e jusante (d,e), da literatura - Tan e Chopra (1996) e numéricas para a componente vertical do terremoto de

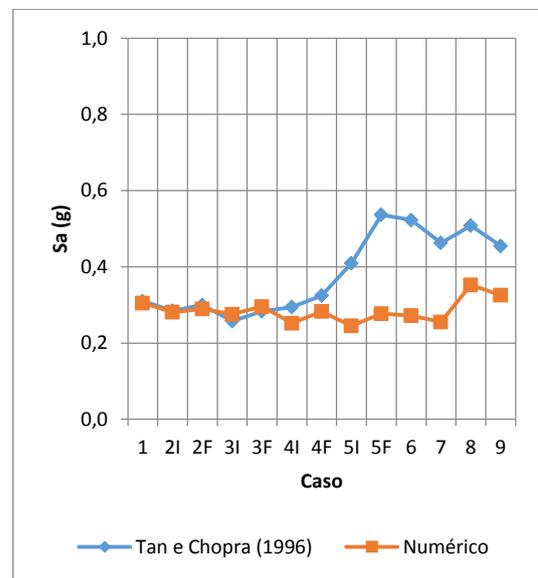
Taft



(a)

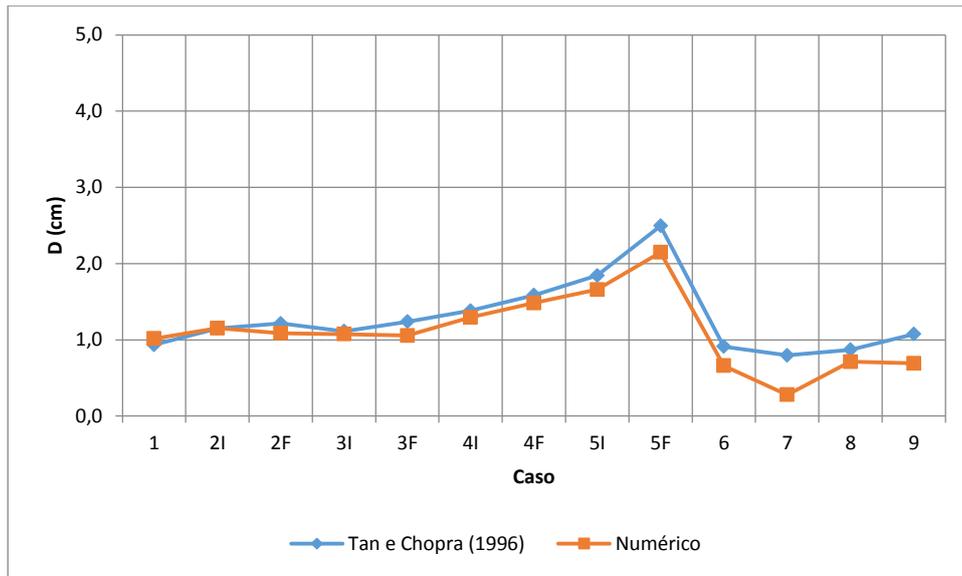


(b)

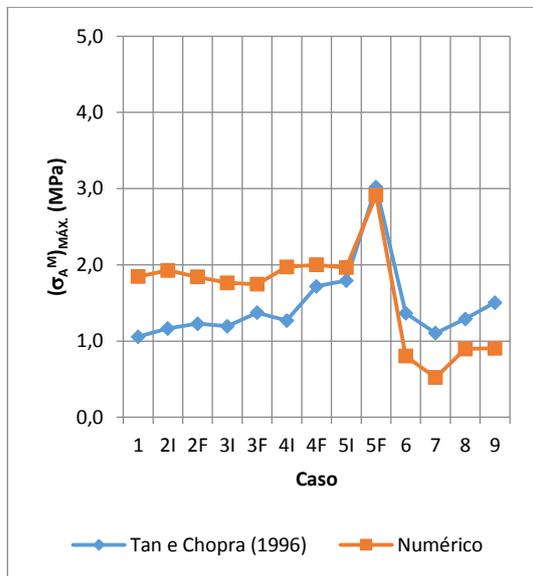


(c)

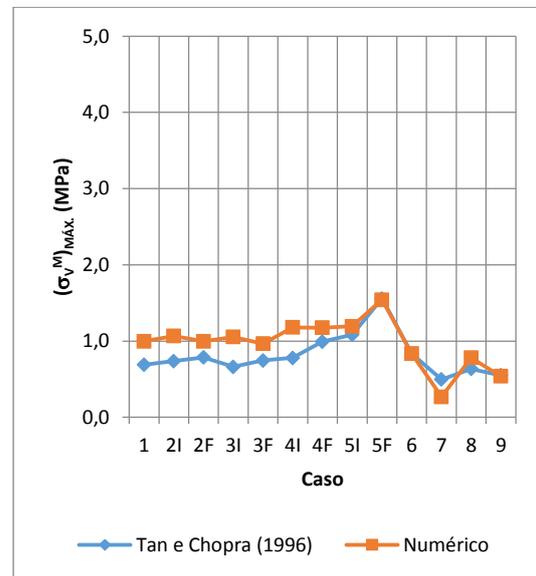
Figura 8.53 – Comparativos entre as propriedades do modo fundamental: (a) frequência ressonante (f_1), em Hz , (b) a razão de amortecimento efetiva (ζ_1) e (c) a pseudoaceleração correspondente à frequência fundamental e razão de amortecimento (S_a) da literatura - Tan e Chopra (1996) e numéricas para a componente transversal do terremoto de *Taft*.



(a)



(b)



(c)

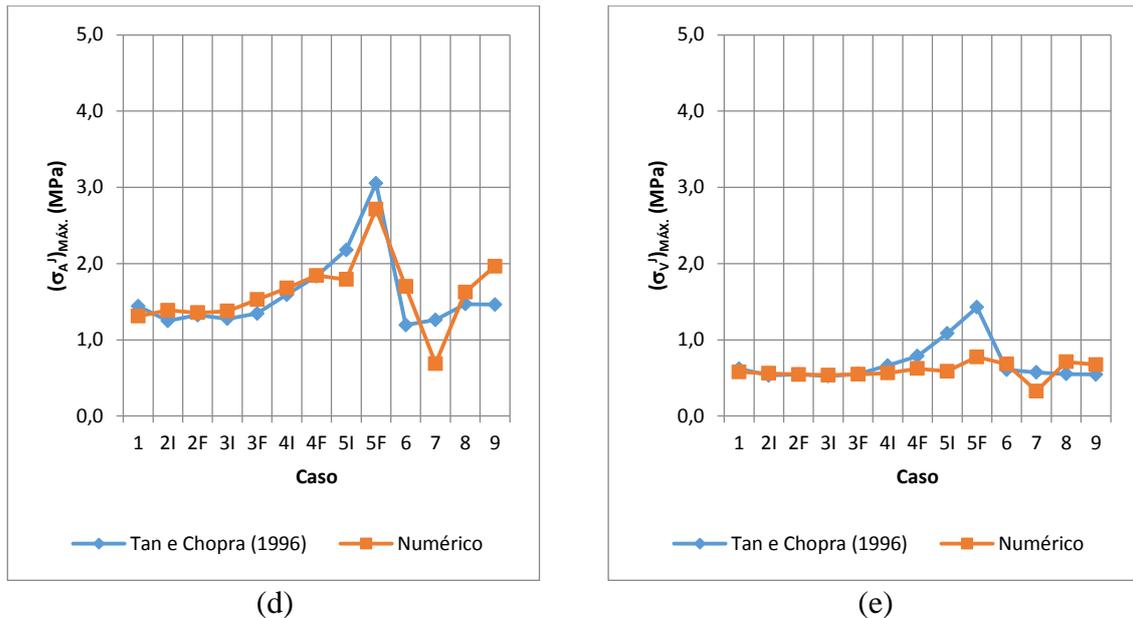


Figura 8.54 – Comparativos entre as respostas sísmicas: (a) deslocamento radial máximo no ponto médio da crista da barragem em $\theta_0 = 14,05^\circ$ e os valores máximos de tensões de tração de arco (b,d) e viga em balanço (c,e) nas faces montante (b,c) e jusante (d,e), da literatura - Tan e Chopra (1996) e numéricas para a componente transversal do terremoto de *Taft*

Um ponto a destacar é o fato de que algumas respostas apresentaram diferenças relativas relevantes comparadas às da literatura; entretanto a ordem de grandeza de todos os resultados é coerente diante das dimensões e complexidade do problema, o que não descarta o fato de que mais testes e refinamentos devem ser feitos no sentido de reduzir ao mínimo possível as diferenças relativas. Observa-se pelos gráficos as pequenas diferenças absolutas e a correlação entre os resultados.

8.8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo foram desenvolvidas análises dinâmica completa (modal, harmônica e transiente, devido a um sismo - *Taft*) e estática (devido ao peso próprio e à carga hidrostática) da barragem *Morrow Point*. Os resultados encontrados, para as considerações adotadas, foram compatíveis com os disponíveis na literatura técnica especializada, caracterizando a pertinência da metodologia seguida na tese, dentro das abrangência e limitações admitidas.

9 CONCLUSÕES, CONTRIBUIÇÕES E PERSPECTIVAS

Este último capítulo destaca as conclusões relevantes dos estudos desenvolvidos e as perspectivas para o desenvolvimento de trabalhos futuros.

9.1 SÍNTESE DA TESE E CONCLUSÕES GERAIS

Obras civis de grande porte, como barragens, podem estar sujeitas a carregamentos dinâmicos que induzem movimentos vibratórios tanto na estrutura quanto no fluido do reservatório. O tratamento adequado do fenômeno de interação entre os dois meios contínuos é imprescindível na análise da segurança estrutural dessas construções (Sousa Junior, 2006).

A fim de analisar a estabilidade sísmica de uma barragem em arco, decidiu-se pelo estudo numérico de um sistema completo barragem em arco - reservatório de água - rocha de fundação utilizando o método dos elementos finitos por meio do programa ANSYS e comparando os resultados com aqueles da literatura técnica especializada de modo a verificar e validar o estudo, propondo assim uma metodologia para a análise de problemas dessa natureza.

Foram reproduzidos casos - baseados em Tan e Chopra (1995), Tan e Chopra (1996) e USACE (1994), principalmente - que analisaram a resposta dinâmica (deslocamentos e tensões) da barragem *Morrow Point*, barragem em arco com dupla curvatura de concreto localizada no rio *Gunnison*, Colorado, EUA, submetida ao movimento do solo registrado em *Taft Lincoln School Tunnel*, *Kern County*, Califórnia, EUA, em 21 de julho de 1952, para uma série de parâmetros, tais como: reservatório vazio e completamente cheio com as laterais e fundo não-absorventes e absorventes, rocha de fundação de rígida a muito mole, desprezando e considerando os efeitos da interação barragem-rocha de fundação, para as três componentes do terremoto. Foram realizadas análises: modal de casos simplificados, harmônica e transiente sísmica de todos os casos, além da análise estática, considerando o peso próprio da barragem e a carga hidrostática do reservatório de modo a proceder a uma análise sísmica completa. Numericamente, as estruturas (barragem e fundação) foram modeladas com elementos SOLID95 e os fluidos, com elementos FLUID30 e FLUID130 (contorno longínquo) da biblioteca do ANSYS. Nas análises modais os métodos utilizados

foram *Subspace* para os sistemas estrutural e fluido desacoplados e *Unsymmetric*, para o fluido-estrutura acoplado. Nas análises harmônica e transiente foi utilizado o *full method*.

O problema proposto na tese pode ser classificado como altamente complexo em função de uma série de fatores, entre os quais podem ser citados: (I) a geometria 3D de uma barragem em arco com dupla curvatura em conjunto com um reservatório de água, onde a fronteira longínqua deve possuir uma superfície esférica, e um volume representando a rocha de fundação com um formato aproximadamente semiesférico, é bastante trabalhosa, exigindo conhecimento de todas as áreas da geometria (plana, espacial, analítica, trigonometria) de modo a modelar o sistema corretamente e posteriormente operá-lo nas análises; (II) por se tratar de um modelo de dimensões consideráveis, mesmo malhas mais grosseiras apresentam um número considerável de elementos impondo tempos de processamento significativos, (III) dois dos subsistemas - o reservatório e a fundação - são ilimitados; no entanto, são modelados com elementos finitos limitados, o que gera o problema da reflexão de onda nos seus contornos em uma análise transiente, tendo sido essas, atenuadas com o uso de elementos acústicos absorventes 3D no contorno longínquo do reservatório e camadas absorventes através da atribuição de um amortecimento de Rayleigh crescente do material da rocha no contorno da fundação; (IV) o mecanismo de lançamento do terremoto teve que ser ajustando de acordo com o caso analisado: naqueles em que apenas a flexibilidade da rocha de fundação é considerada, a entrada foi feita através da base da rocha, uma vez que a fundação é sem massa e o sinal é transmitido à interface barragem-fundação tal como lançado na base da rocha; já quando todos os efeitos da interação barragem-fundação foram considerados, utilizou-se o mecanismo de deconvolução; sendo esse método iterativo, é necessária mais de uma análise para o mesmo caso (nessa tese foi utilizada uma iteração); (V) por se tratar de um problema tão intrincado, mudanças sutis quanto aos parâmetros do problema influenciam significativamente os resultados; de forma geral, os resultados dos casos em que o reservatório está vazio e a rocha de fundação é mais rígida apresentaram diferenças relativas menores em relação aos apresentados na literatura.

Como a proposta central dessa tese foi desenvolver uma metodologia para atacar o problema dinâmico de um sistema barragem em arco - reservatório de água - rocha de fundação sob ação sísmica, tendo como base um estudo de caso da literatura técnica onde os métodos propostos foram aplicados e os resultados obtidos, confrontados, verificados e

validados, através do MEF em ANSYS, cabem aqui recomendações quanto aos procedimentos a serem adotados na solução dessa classe de problemas que permitam ao analista obter a confiabilidade das respostas obtidas e também levantar os aspectos que geraram maiores dúvidas e incertezas, apontando possíveis causas para as diferenças encontradas e propondo alguns caminhos para o aperfeiçoamento dos resultados. Seguem alguns pontos:

- De modo a modelar o sistema o mais próximo possível da situação física real, todos os efeitos da interação barragem-fundação devem ser considerados, evitando soluções que tomam apenas a flexibilidade da rocha, de modo a contornar o problema da reflexão de ondas espúrias no contorno limitado por elementos finitos do modelo. O uso do CALM permite que a massa e o amortecimento da rocha de fundação sejam levados em conta, atenuando consideravelmente as ondas refletidas ilegítimas. Algumas recomendações sobre as camadas devem ser observadas: elas devem ser relativamente extensas, para evitar a reflexão de ida e volta, e devem ser divididas em um número considerável de subcamadas uma vez que a mudança do amortecimento entre as subcamadas deve ser gradual / suave de modo a evitar a reflexão de transição. No entanto, para se obter dimensões maiores e mais subcamadas é preciso ir aumentando as dimensões e a discretização da rocha de fundação, o que leva a um problema de processamento, o que pode, em última instância, tornar o problema intratável. Deve-se aí, proceder um estudo de convergência de resultados para várias dimensões e malhamentos da fundação. Utilizando uma geometria semiesférica para a rocha de fundação, como a utilizada aqui, com um raio de aproximadamente três vezes a altura da barragem e uma camada absorvente com cinco subcamadas resultou em respostas dentro das ordem de grandeza esperadas. Esses parâmetros podem ser utilizados como base em outros estudos, porém não são taxativos e testes, alterando-os, devem ser feitos caso a caso. Atente-se ao fato de que há estudos em que a rocha de fundação tem geometria paralelepipedica, o que facilita o uso de amortecedores nas direções normal e tangencial ao contorno, essa uma outra técnica de atenuação de ondas;
- O lançamento do sismo, no caso em que todos os efeitos da interação barragem-fundação são considerados, deve ser feito por técnicas mais realistas como o processo de deconvolução ou o modelo de campo livre na interface concreto-rocha. Aqui foi proposta a técnica de deconvolução. Como a solução proposta para a

atenuação de ondas espúrias foi o CALM, o mecanismo de entrada do terremoto teve que ser adaptado. Nesses casos, aplica-se o sinal deconvolvido na interface meio de interesse - camada absorvente da rocha. O ponto de controle aqui escolhido foi o ponto médio da base da barragem na interface com a fundação. Esse é um ponto de partida recomendado para esse tipo de estudo. No entanto, de modo a refinar os resultados, outros pontos de controle devem ser definidos e monitorados na interface barragem-fundação de modo que todos se aproximem o máximo possível do sinal original (o que não foi feito nesse trabalho). Deve-se definir um parâmetro de comparação entre o sinal original e o sinal capturado no ponto de controle. Aqui foi utilizado o coeficiente de correlação de Pearson. O método é iterativo e, idealmente, devem ser feitas tantas iterações quanto necessárias para que a correlação seja muito forte (0,90 a 1,00). No entanto, aqui também, cabe destacar o extraordinário custo de recursos de computação para atingir esse patamar, uma vez que cada iteração é uma análise completa do problema. Aqui, foi feita uma única iteração. Valores moderados do coeficiente de Pearson (a partir de 0,40) já conduzem a resultados dentro das ordens de grandezas esperadas. Outro ponto a destacar é que essa técnica pode ser melhorada quanto aos fatores de correção para ajustar o sinal deconvolvido, principalmente em sinais de alta frequência: em vez de ajustar as amplitudes de Fourier em diferentes frequências, as ordenadas espectrais de resposta em diferentes frequências são ajustadas.

- O amortecimento - dos subsistemas barragem, reservatório, fundação e do sistema como um todo - é um fator de extrema importância no problema abordado. O fato de que, a depender da análise feita em ANSYS, certos tipos de amortecimento estão disponíveis e outros não, trás uma série de considerações a serem feitas quando do estudo. Aqui, nas análises transientes completas, foi utilizado o amortecimento de Rayleigh para a barragem de concreto e para a rocha de fundação. A escolha das frequências a serem utilizadas nas fórmulas de alfa e beta influi nos resultados. Aqui foi utilizada a frequência fundamental para ω_f e ω_s . (Equações 6.5 e 6.6), o que pode ser tomado como ponto de partida na análise. Mais uma vez, destaca-se o fato de que testes devem ser feitos, caso a caso, observando a variabilidade das respostas frente a mudança dos parâmetros. Outro ponto é que nos casos fluido-estrutura, o amortecimento é não-proporcional e deve-se utilizar somente o amortecimento beta (Equação 6.7). Para o meio fluido, deve-se adotar uma condição de radiação no infinito na fronteira longínqua (o ANSYS dispõe de

elemento absorvedor infinito fluido) e, para uma abordagem mais realista, deve-se considerar a absorção de ondas hidrodinâmicas no contorno do reservatório, aqui aplicada como uma impedância dos materiais depositados no contorno, em função do coeficiente de reflexão da onda α (Seção 5.5.6). Além dessas fontes de amortecimento, tem-se o amortecimento de radiação na fronteira longínqua da fundação, o que é feito pelo CALM. No geral, pode-se dizer que o amortecimento, de maneira ampla, é o ponto nevrálgico da análise, devendo ser, portanto, muito bem definido nesse tipo de problema.

As consequências da ruína de uma barragem, dependendo de seu porte, podem ser desastrosas, portanto o projeto sísmico de barragens é uma parte importante da engenharia de terremotos. Este trabalho teve como objetivo geral ampliar a bibliografia sobre o tema e desenvolver uma metodologia progressiva (através de estudos comparativos numéricos com o exame de exemplos da literatura) que fornecesse subsídios ao analista para a prática de projetos seguros, preocupação importante na engenharia de barragens. Conclui-se assim que esse objetivo foi satisfatoriamente cumprido.

Por fim, todos os resultados apresentados neste trabalho podem ser ditos, sob algumas reservas, como adequados dentro das limitações e abrangência consideradas.

9.2 VISÃO GLOBAL DAS CONTRIBUIÇÕES

Uma visão global da tese revela o desenvolvimento de alguns pontos de destaque:

- Diante da complexidade da análise de um sistema barragem em arco – reservatório de água – rocha de fundação, a aplicação da metodologia apresentada oferece ao analista um conhecimento sólido, não só do uso de softwares, como por exemplo o utilizado nessa tese - o ANSYS -, necessários ao exame desses sistemas mas da ordem de grandeza dos resultados processados e do comportamento dessas estruturas tanto desacopladas quanto acopladas a sistemas fluido acústicos;
- Dentre todos os aspectos que envolvem o estudo do sistema barragem-reservatório-fundação, um dos mais envolventes é o problema da reflexão de onda nos contornos limitados do modelo em elementos finitos, o que gera respostas

equivocadas, uma vez que na realidade são considerados semi-ilimitados, ilimitados ou infinitos. Para o contorno longínquo do reservatório, o ANSYS dispõe de um elemento acústico absorvente que solucionou o empecilho para o domínio fluido. O software ANSYS 14 não dispõe de elemento similar para domínio sólido. A literatura apresenta técnicas para contornar esse inconveniente, como por exemplo através da colocação de amortecedores ou da programação de elementos infinitos no contorno. Outra proposta é o uso de camadas absorventes, que foi aqui utilizado; mais especificamente o Método de Camada Absorvente de Caughey (“CALM” do inglês *Caughey Absorbing Layer Method*), baseado na formulação de amortecimento de Rayleigh/Caughey. As camadas absorventes foram definidas por subcamadas que apresentavam amortecimento de Rayleigh crescente a partir do meio de interesse em direção ao contorno externo da camada absorvente de modo a evitar ao mínimo a reflexão de transição e obter o máximo da não-reflexão de ida e volta. A técnica se mostrou eficiente na atenuação das ondas espúrias. A Figura 9.1 ilustra a diferença da resposta do Caso 2I - deslocamento radial no ponto médio da crista da barragem em $\theta_0 = 14,05^\circ$ devido à componente montante do terremoto de *Taft* - sem e com CALM. Por fim, vale destacar que para essa classe de problema não foi encontrada nenhuma bibliografia com essa abordagem específica o que a caracteriza como uma contribuição original dessa tese.

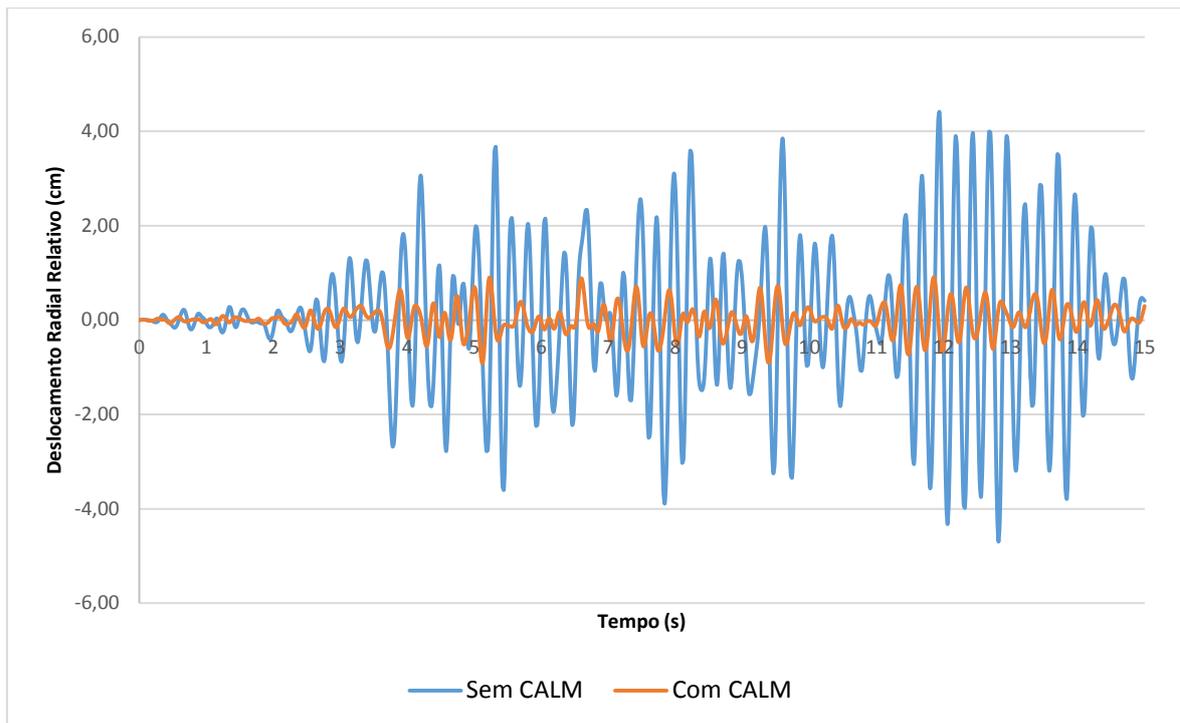


Figura 9.1 – Deslocamento radial no ponto médio da crista da barragem em $\theta_0 = 14,05^\circ$ para o Caso 2I devido à componente montante do terremoto de *Taft*, sem e com CALM

- Dentre os mecanismos de entrada do terremoto em problemas dinâmicos de sistemas barragem-reservatório-fundação em que todos os efeitos da interação barragem-fundação são considerados – material, radiação e flexibilidade -, a técnica de deconvolução se mostra uma abordagem adequada à situação. No entanto, uma vez que a solução proposta para a atenuação das ondas de reflexão espúrias foi o CALM, algumas contribuições foram dadas nesse trabalho em relação ao lançamento do terremoto. Geralmente, o terremoto é aplicado na base da rocha. Aqui, propõe-se sua aplicação na interface meio de interesse - camada absorvente da rocha de fundação, uma vez que o CALM é o “contorno” do meio de interesse. A técnica se mostrou eficiente - vide Figura 8.17, com os resultados aqui obtidos e aqueles da literatura comparados através da sobreposição dos gráficos, podendo evidentemente ser aprimorada, especialmente nos casos em que a componente vertical do terremoto é aplicada - e a metodologia proposta para sua aplicação, exemplificada na seção 6.4, pode ser definida como uma contribuição original dessa tese para a solução de problemas do tipo aqui abordado.

9.3 PERSPECTIVAS

Pesquisas futuras que podem contribuir no desenvolvimento deste trabalho em direção a situações mais complexas ou ao aprimoramento das soluções apresentadas são citadas como propostas de sugestões para novos trabalhos:

- Realizar análises nas etapas de construção da barragem e durante o enchimento do reservatório;
- Considerar na superfície livre do reservatório, ondas de gravidade, *sloshing*;
- Abordar problemas de não-linearidade tais como, cavitação da água, fissuração do concreto ou abertura de juntas de construção durante a vibração da barragem;
- Proceder análise térmica da barragem de concreto em arco com dupla curvatura;
- Examinar modelos onde é considerada somente metade do modelo do sistema barragem-reservatório-fundação devido à simetria;
- Utilizar outras técnicas para contornar o problema da reflexão de onda nos contornos limitados do modelo sólido em elementos finitos, tais como condições de contorno absorventes, elementos infinitos ou camadas de contorno absorventes diversas;
- Utilizar essa metodologia na análise de outras barragens em arco;
- Realizar um estudo dos locais no Brasil com potencial para barragens em arco.

REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2016). NBR 15421: Projeto de estruturas resistentes a sismos - Procedimento. 1 ed. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo, 2006. 32 p.
- Andersson, A. e Malm, R. (2004). Measurement evaluation and FEM simulation of bridge dynamics.
- Anderson, C., Mohorovic, C., Mogck, L., Cohen, B. e Scott, G. (1998). Concrete Dams Case Histories of Failures and Nonfailures with Back Calculations. Report DSO-98-005, Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, December 1998.
- Araújo, J. M. e Awruch, A. M. (1998). Cracking Safety Evaluation On Gravity Concrete Dams During The Construction Phase. In: *Computers and Structures*, v. 66, n.1, p. 93-104, 1998.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15421: Projeto de estruturas resistentes a sismos - Procedimento. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo, 2006. 32 p.
- Banerjee, P.K. e Butterfield, R. (1981). Boundary element methods in engineering science. McGraw-Hill Book Co.
- Barbosa, A.N. (1998). Uma formulação potencial simétrica para o cálculo estático e dinâmico de problemas de interação fluido-estrutura. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil. Publicação E.DM-008A/98, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 136p.
- Basu, U. e Chopra, A. K. (2004). Perfectly Matched Layers for Transient Elastodynamics of Unbounded Domains. In: *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 59, pp. 1039–1074, March 2004.
- Basu, U. e Chopra, A. K. (2003). Perfectly Matched Layers for Time-Harmonic Elastodynamics of Unbounded Domains: Theory and Finite-Element Implementation. In: *Computational Methods in Applied Mechanics and Engineering*, Elsevier, Vol. 192, pp. 1337–1375, March 2003.
- Bathe, K. J. (1998). Fluid-Structure Interactions. In: *Mechanical Engineering Magazine*. Abril, 1998.
- Bérenger, J.P. (1994). A perfectly matched layer for the absorption of electromagnetic waves. In: *Journal of Computational Physics* 114: 185–200.

- Bettess, P. (1977). Infinite elements. In: *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 11(1): 53–64.
- Bouaanani, N. e Renaud, S. (2014). Effects of fluid-structure interaction modeling assumptions on seismic floor acceleration demands within gravity dams. In: *Journal of Engineering Structures*, 67, p. 1-18. DOI : 10.1016/j.engstruct.2014.02.004.
- Bouaanani, N. e Perrault, C. (2010). Practical formulas for frequency domain analysis of earthquake-induced dam-reservoir Interaction. In: *Journal of Engineering Mechanics*, 136(1), p. 107-119.
- Boughoufalah, M. (1998). Earthquake input mechanisms for dam-foundation interaction. Dissertação de mestrado. Department of Civil Engineering and Applied Mechanics. McGill University. Montreal, Canada, fevereiro 1998.
- Braga Farinha, M. L., Lemos, J. V. e Maranha das Neves, E. (2012). Analysis of foundation sliding of an arch dam considering the hydromechanical behavior. In: *Frontiers of Structural and Civil Engineering*. Vol 6; issue 1.
- BRASIL. Ministério da Integração Nacional. Manual de Segurança e Inspeção de Barragens - Ministério da Integração Nacional - Secretaria de Infra - Estrutura Hídrica. Brasília, DF, julho 2002.
- Brusin, M., Brommundt, Dr. J. e Stahl, H. (2013). Fluid Structure Interaction. Arch Dam – Reservoir at Seismic loading. A solution using FENAS. In: *12th International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams*. Outubro 02-04, 2013, Graz, Austria.
- Campos Junior, H. S. (2011). Procedimentos progressivos analíticos e numéricos para análise de barragens em arco. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil. Publicação E.DM-007A/11, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 183p.
- Chakrabarti, P. e Chopra A. K. (1973). Earthquake analysis of gravity dams including hydrodynamic interaction. In: *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 2, 143–160.
- Chambart, M., Menouillard, T., Richart, N., Molinari, J.-F. e Gunn, R.M. (2013). Dynamic Analysis of an Arch dam with Fluid-Structure Interaction. Use of an Open source code AKANTU. In: *12th International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams*. Outubro 02-04, 2013, Graz, Austria.

- Chanson, H. e James, P. (2002). Historical Development of Arch Dams: From Roman Arch Dams to Modern Concrete Designs. In: *Australian Civil Engineering Transactions*. Institution of Engineers, Australia, 2002. Vol. CE43, pp. 39-56.
- Chen H., Wu, S. e Dang, F (2015). *Seismic Safety of High Arch Dams*. 1st Edition. Academic Press.
- Chopra, A. K. (2012). Earthquake Analysis of Arch Dams: Factors To Be Considered,. In: *ASCE, Journal of Structural Engineering*, Vol. 138, No. 2, pp. 205–214, Fevereiro 2012.
- Chopra, A. K. (2008). Earthquake Analysis of Arch Dams: Factors to be Considered. In: *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*. Outubro 12-17, 2008, Beijing, China.
- Chopra, A. K. (2005). Estimating seismic demands for structures in engineering practice: constrained by computer software, building codes, and building evaluation guidelines. Agosto, 2005. University of California, Department of Civil and Environmental Engineering, Berkeley, CA 94720-1710 USA
- Chopra, A. K. (1988). Earthquake Response Analysis of Concrete Dams. In: *Advanced Dam Engineering for Design, Construction, and Rehabilitation*. Edited by Robert B. Jansen. Van Nostrand Reinhold, New York.
- Chopra, A. K. e Wang, J.-T. (2010). Earthquake Response of Arch Dams to Spatially Varying Ground Motions. In: *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 39, No. 8, pp. 887–906, Julho 2010.
- Chwang, A.T., Housner, G.W. (1978). Hydrodynamic Pressures on Sloping Dams during Earthquakes. Part 1. Momentum method. In: *J. Fluid Mech.* (1978), vol. 87, parte 2, pp. 335 - 341.
- Clough, R. W. (1980). Nonlinear Mechanisms in the Seismic Response of Arch Dams. In: *International Conference on Earthquake Engineering*, Skopje, Yugoslavia.
- Clough, R. W., Penzien, J. (2003). *Dynamics of Structures*. Third Edition. Berkeley, CA, USA. Computers & Structures, Inc.
- Clough, R. W., Chang, K. T., Chen, H. Q. e Ghanaat, Y. (1985). Dynamic Interaction Effects in Arch Dams. Report No. UCB/EERC-85/11, University of California Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, CA.
- Darbre, G. R. e Proulx, J. (2001). Continuous ambient-vibration monitoring of the arch dam of Mauvoisin. In: *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, pp. 475–480, Fevereiro 2010.

- Darbre, G.R. e Studer, J.A. (2001). Earthquake Safety of Dams. In: *Schweizer Ingenieur und Architekt*.
- Darbre, G. R. (1995). Strong-motion instrumentation of dams. In: *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 24, pp. 1101–1111.
- Diallo, A. e Robbe, E. (2013). 12th International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams. Theme A: Fluid Structure Interaction Arch Dam – Reservoir at Seismic Loading. In: *12th International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams*. Outubro 02-04, 2013, Graz, Austria.
- Dixit, J., Dewaikar, D. M. e Jangid, R. S. (2012). Free Field Surface Motion at Different Site Types due to Near-Fault Ground Motions. In: *ISRN Geophysics*. Volume 2012 (2012), Article ID 821051, 6 pages.
- Ebecken, N. F. F., Fairbairn, E. M. R., Guedes, Q. M., Goulart, E., Viana, D. M., Coutinho, A. L. G. de A., Goldener, A., Bugarin, E. R. (1999). Retroanálise Neural para a Identificação dos Parâmetros Elásticos de Barragem Casca de Funil. In: *XXIII Seminário Nacional de Grandes Barragens*, 1999, Belo Horizonte. XXIII Seminário Nacional de Grandes Barragens, 1999. v. 1.
- Ebecken, N. F. F., Fairbairn, E. M. R., Coutinho, A. L. G. de A., Viana, D. M., Guedes, Q. M. (1999). Aplicação de Redes Neurais e do MEF para a Retroanálise do Concreto em Barragens.. In: *XX CILAMCE, 1999, São Paulo. XX CILAMCE - Congresso Ibero Latino Americano de Métodos Numéricos em Engenharia*, 1999. v. 1.
- Engquist, B. e Majda, A. (1979). Radiation boundary conditions for acoustic and elastic wave calculations. In: *Communications on Pure and Applied Mathematics* 32(3): 313–357.
- Engquist, B. e Majda, A. (1977). Absorbing boundary conditions for numerical simulation of waves. In: *Proceedings of the National Academy of Sciences* 74(5): 1765–1766.
- Faggiani, G. e Masarati, P. (2013). Finite Element Modelling of Seismic Fluid-Structure Interaction for a large Arch Dam. In: *12th International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams*. Outubro 02-04, 2013, Graz, Austria.
- Fairbairn, E. M. R., Paz, C. N. M., Ebecken, N. F. F. e Dubeux, V. (2000). Application of Probabilistic Approach to the Analysis of Gravity Dam Centrifuge Tests. In: *8th ASCE Specialty Conference on Probabilistic Mechanics and Structural Reliability*, 2000, Indiana. 8th ASCE Specialty Conference on Probabilistic Mechanics and Structural Reliability, 2000.

- Fairbairn, E. M. R., Goulart, E., Coutinho, A. L. G. de A., Ebecken, N. F. F., Guedes, Q. M. e Viana, D. M. (1999). Durability Assessment of an Arch Dam Using Inverse Analysis with Neural Networks and High Performance Computing. In: *ASCE Engineering Mechanics Division Conference*, 1999, Baltimore. ASCE Engineering Mechanics Division Conference. Baltimore, 1999. v. 01. p. 13-16.
- Fenves, G. e Chopra, A. K. (1984). EAGD-84: a computer program for earthquake analysis of concrete gravity dams. Report No. UCB/EERC-84/11, University of California, Berkeley, California, 78 pp.
- Fenves, G. e Chopra, A. K. (1984). Earthquake analysis of concrete gravity dams including reservoir bottom absorption and dam-water-foundation rock interaction. In: *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 12, 663–680.
- Fok, K. e Chopra A. K. (1986). Frequency response functions for arch dams: Hydrodynamic and foundation flexibility effects. In: *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 14, 769–795.
- Freitas, M. R. e Pedroso L. J. (2017). Análise de propagação de ondas por superposição de pulsos. UnB-FT / ENC / GDFE, 2017; 27 p. (Rel. Téc. de Pesquisa; RTP–MRF–01–12/2017)
- Frigerio, A. e Mazzà, G. (2013). The Seismic behaviour of an Arch Dam-Reservoir-Foundation System. A solution using FENAS. In: *12th International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams*. Outubro 02-04, 2013, Graz, Austria.
- Grishin, M. M., Slissky, S. M., Rasskanov, L. N., Antipov, A. I., Orekhov, V. G., Ivanishchev, V. F., Pospelov, V. N., Pashkov, N. N. e Vorobyev, G. A. (1979). Hydraulic Structures, Vol.1. Moscou, Rússia, Mir Publishers.
- Goldgruber, M. (2013). 12th International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams. Theme A: Fluid Structure Interaction Arch Dam – Reservoir at Seismic Loading. In: *12th International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams*. Outubro 02-04, 2013, Graz, Austria.
- Hall, J. F. e Chopra, A. K. (1983). Dynamic Analysis of Arch Dams Including Hydrodynamic Effects. In: *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 109, N°1, February, 1983. DOI: 0733-9399/83/0001-0149.
- Hall, J.F. e Chopra, A.K. (1980). Dynamic response of embankment, concrete-gravity and arch dams including hydrodynamic interaction, Report No. UCB/EERC-80/39, University of California, Berkeley.

- Kikstra1, W., Sirumball1, F. e Schreppers, G. (2013). HFTD Analysis of an arched dam at seismic loading. In: *12th International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams*. Outubro 02-04, 2013, Graz, Austria.
- Kreuzer, H. e Léger, P. (2013). The Adjustable Factor of Safety: A reliability-based approach to assess the factor of safety for concrete dams. In: *International Journal on Hydropower and Dams*, 20(1), p. 67-80.
- Léger, P., Stefan, L. e Leclerc, M. (2012). Numerical modelling strategies for safety assessment and rehabilitation of concrete dams. In: *Numerical Modeling Strategies for Sustainable Concrete Structures*, p. 10.
- Lindman, E.L. (1975). “Free-space” boundary conditions for the time dependent wave equation. In: *Journal of Computational Physics* 18(1): 66–78.
- Lokke, A. e Chopra, A. K. (2017). Direct Finite Element Method for Nonlinear Analysis of Semi-Unbounded Dam–Water–Foundation Rock System. In: *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 46, No. (8): pp. 1267–1285, Julho 2017.
- Lokke, A. e Chopra, A. K. (2014). Response Spectrum Analysis of Concrete Gravity Dams Including Dam–Water–Foundation Interaction. In: *ASCE, Journal of Structural Engineering*, Vol. 141, No. 8, pp. 4014202-1–04014202-9, Julho 2014.
- Lysmer, O. e Kuhlemeyer, R.L., (1969). Finite dynamic model for infinite media. In: *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE 95: 859–869.
- Maken, D.D., Leger, P. e Roth, S.-N. (2014). Seasonal thermal cracking of concrete dams in northern regions. In: *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 28(4). DOI : 10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000483.
- Malm, R., Pi Rito, C., Hassanzadeh, M., Rydell, C. e Gasch, T. (2013). Concrete arch dam at seismic loading with fluid structure interaction. In: *12th International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams*. Outubro 02-04, 2013, Graz, Austria.
- Maltidis, G. e Stempniewski, L. (2013). Fluid Structure Interaction. Arch Dam – Reservoir at Seismic Loading. In: *12th International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams*. Outubro 02-04, 2013, Graz, Austria.
- Mata, J., Tavares de Castro, A., Leitão, N. S. e Sá da Costa, J. M. (2014). Construction of decision rules for early detection of a developing concrete arch dam failure scenario. A discriminant approach. In: *Computers and Structures*. Volume 142.
- Mata, J., Tavares de Castro, A. e Sá da Costa, J. M. (2013). Constructing statistical models for arch dam deformation. In: *Structural Control and Health Monitoring*.

- Meliço, J. A. G. (2010). Escolha de formas de barragens abóbada. 138 p. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Geotecnia) - Curso de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Monte da Caparica, Portugal.
- Melo, C. A. E. (2009). Estudo do Acoplamento Comporta-Reservatório Sob Ações Sísmicas. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, E.DM 012A/09, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 107p.
- Mendes, N.B. e Pedroso, L.J. (2016). Um estudo do acoplamento barragem em arco – reservatório sob ação de um sismo. CILAMCE 2016 - XXXVII Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering (2016), Brasilia, DF, Brasil, 14 p.
- Mendes, N.B. (2013). Estudo comparativo analítico-numérico de aspectos da interação fluido-estrutura em cascas com aplicações a barragens em arco. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil. Publicação E.DM-12A/13. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 318 p.
- Mendes, P (2012). Dinâmica de Estruturas. 183 p. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Área Departamental de Engenharia Civil, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa, Portugal.
- Miquel, B. e Bouaanani, N. (2013). Accounting for earthquake-induced dam-reservoir interaction using modified accelerograms. In: *Journal of Structural Engineering ASCE*, 139(9), p. 1608-1617. DOI : 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000726.
- Miquel, B. e Bouaanani, N. (2010). Simplified Evaluation of the Vibration Period and Seismic Response of Gravity Dam-Water Systems. In: *Engineering Structures*, 32(8), p. 2488-2502.
- Morais, M.V.G. de (2000). Modelagens numéricas pelo método dos elementos finitos em problemas de interação fluido-estrutura. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil. Publicação E.DM-008A/00. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 157 p.
- Oliveira, F.F. (2002). Análise de Tensões e Estabilidade Global de Barragens de Gravidade de Concreto. Dissertação de Mestrado, Publicação E.DM-015A/02, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF, 169p.
- Oskooi, A.F. (2008). An investigation of the perfectly matched layer for inhomogeneous media, Master Thesis, Massachusetts Institute of Technology.

- Oskooi, A. e Johnson, S.G. (2011). Distinguishing correct from incorrect PML proposals and a corrected unsplit PML for anisotropic, dispersive media. In: *Journal of Computational Physics* 230(7): 2369–2377.
- Oskooi, A.F., Zhang, L., Avniel, Y. e Johnson, S.G. (2008). The failure of perfectly matched layers, and towards their redemption by adiabatic absorbers. *Optics Express* 16(15): 11376–11392.
- Pedroso, L.J. (2018). “Apontamentos, esquemas, discussões e notas de seções de orientações, 2013-2018. In: *Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil* – PECC – Universidade de Brasília -Brasil.
- Pedroso, L.J. (2003). Interação Fluido-Estrutura. In: *Notas de curso e Apostila Didática*. UnB-FT/ENC-PECC, Vs.3. Brasília-DF.
- Pedroso, L.J. (2002). Barragens de concreto: Aspectos gerais e fundamentos do cálculo de tensões e da estabilidade baseado no Método da Gravidade. In: *Apostila do mini-curso de extensão da Semana de Engenharia Civil*. Brasília: Universidade de Brasília.
- Pedroso, L. J. (2003). Dinâmica das Estruturas II – Sistemas Contínuos, Vigas Profundas, Análise Sísmica, Dinâmica de Placas e Cascas e Propagação de Ondas. In: *Notas de curso e Apostila Didática*, UnB-FT/ENC, Vs.1 – Brasília, DF.
- Pedroso, L. J. (2000). Fluid-Structure Interaction and Earthquake Analysis In Concrete Dams. In: *Relatório de Estudos de Pós-Doutorado*, University of Montreal, École Polytechnique, Civil Engineering Department, Structural Division.
- Pedroso, L.J, Tinawi, R e Léger, P. (2000). On the Prospects of Computational Fluid Dynamics in Concrete Dam Engineering. In: *8th Conference on Computational Fluid Dynamics (CFD2K) - SCCFD*, Montréal – Ca, 11-13/06/2000, CD-Rom, & Vol.I pp.471-478.
- Pedroso, L. J., Romariz, L. A. e Morais, M. V. G. de (1998). Numerical Study of Wave propagation Induced by Axial Transients on Bars Using the Finite Differences and the Finite Element Method. In : *Computational Mechanics and The Use of Computers in Engineering*; Edited by: Centro Universitário da Cidade -UniverCidade; Nov. de 1998,RJ. Editeurs: A.J.Ferrante; M.V.Rodriguez y Rodriguez; B. A. Schrefler; and A. Natali.
- Pedroso, L.J. (1995). Estudo da Propagação de Ondas em Meios Sólidos" - In: *Notas de curso e Apostila Didática*, UnB-FT/ENC, Vs.2 – Brasília, DF.

- Porter, C. S. e Chopra, A. K. (1981). Hydrodynamic Effects in Dynamic Response of Simple Arch Dams. In: *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 10. 417431.
- Proceedings of the ICOLD - 12th International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams*. Outubro 02-04, 2013, Graz, Austria. Graz University of Technology, Institute of Hydraulic Engineering and Water Resources Management (2013).
- Proulx, J., Darbre, G.R. e Kamileris, N. (2004). Analytical and experimental investigation of damping in arch dams based on recorded earthquakes. In: 13th World Conference on Earthquake Engineering. Vancouver, B.C., Canada. Agosto 1-6, 2004. Paper No. 68.
- Proulx, J., Paultre, P., Rheault J. e Robert Y. (2001). An experimental investigation of water level effects on the dynamic behaviour of a large arch dam. In: *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Volume 30, Issue 8.
- Renaud, S., Bouaanani, N. e Miquel, B. (2016). Critical Appraisal of Common Simplified Assumptions in Seismic Stability Analyses of Gravity Dams. In: *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 30(5), 13 pages. DOI : 10.1061/(asce)cf.1943-5509.0000843.
- Ribeiro, P. M. V. (2006). Uma Metodologia Analítica para a Avaliação do Campo de Tensões em Barragens Gravidade de Concreto Durante Terremotos. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.DM - 003A/06, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 140p.
- Ribeiro, P. M. V. (2010). Soluções Analíticas para Cavidades Acústicas Bidimensionais com Aplicação ao Estudo de Problemas de Interação Dinâmica Barragem-Reservatório. Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.TD-004A/10, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 306p.
- Rodrigues, A.F.S. e Dimitrovová, Z. (2015). The Caughey Absorbing Layer Method – implementation and validation in Ansys software. In: *Latin American Journal of Solids and Structures* 12 (2015) 1540-1564.
- Roth, S.-N., Lacombe, A., Léger, P. e Soullaimani, A. (2015). Coupled hydro-mechanical cracking of concrete arch dams considering drainage efficiency. In: *Dam Engineering*, 25(4), 13 pages.
- Salajegheh, J., Salajegheh, E., Seyedpoor, S. M. e Gholizadeh, S. (2008). Arch Dam Optimization Considering Fluid-Structure Interaction with Frequency Constraints using

- Artificial Intelligence Methods. In: *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*. Outubro 12-17, 2008, Beijing, China.
- Salazar F., San Mauro, J., Vicente D.J., Baena, C.M., Granell, C., Gracia, L., de-Pouplana, I. e Oñate, E. (2017). Computer-aided design and analysis of arch dams. In: *14th International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams*, At Stockholm, Sweden.
- Santos, T.C. dos (2016). Análise de tensões de uma barragem de concreto em arco devido à ação do peso próprio, da força hidrostática e de sismos. Trabalho de Conclusão de Curso. Engenharia Civil, Universidade Estadual de Goiás, Anápolis, GO, 82 p.
- Sarmiento, P. F. Q. (2010). Utilização de modelos de elementos finitos tridimensionais no cálculo estrutural de barragens de betão. 2010. 95 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa, Portugal.
- Semlat, J.F., Lenti, L., Gandomzadeh, A. (2011). A simple multi-directional absorbing layer method to simulate elastic wave propagation in unbounded domains. In: *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 85(12): 1543–1563.
- Sevim, B., Bayraktar, A., Altunışık, A.C., Adanur, S., Akköse, M. (2010). Dynamic Characteristics of a Prototype Arch Dam. In: *Experimental Mechanics*. DOI 10.1007/s11340-010-9392-9.
- Seyedpoor, S.M., Salajegheh, J., Salajegheh, E.(2009). Shape optimal design of arch dams including dam-water-foundation rock interaction using a grading strategy and approximation concepts. In: *Applied Mathematical Modelling*. DOI: 10.1016/j.apm.2009.08.005.
- Shahriari, S. (2013). Fluid Structure Interaction. Arch Dam-Reservoir at Seismic Loading. In: *12th International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams*. Outubro 02-04, 2013, Graz, Austria.
- Shen, Y. e Giurgiutiu V. (2015). Effective non-reflective boundary for Lamb waves: Theory, finite element implementation, and applications. In: *Wave Motion* 58 (2015) 22–41.
- Silva, S. F. (2007). Interação dinâmica barragem-reservatório: modelos analíticos e numéricos. Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.TD-05A/07, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 220p.
- Silva, C. W. (2000). *Vibration: Fundamentals and Practice*. CRC Press LLC.

- Sooch, G. S. e Bagchi, A. (2014). A New Iterative Procedure for Deconvolution of Seismic Ground Motion in Dam-Reservoir-Foundation Systems. In: *Journal of Applied Mathematics*. Volume 2014 (2014), Article ID 287605, 10 pages.
- Souza, S.M. (2007). *Contribuição para uma Metodologia de Análise Acoplada Fluido-Estrutura para Cavidades Acústicas de Paredes Flexíveis*. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.DM-004A/07.
- Souza, Z. de, Fuchs, R. D., Santos, A. H. M. (1983). Centrais Hidro e Termelétricas. São Paulo: E. Blücher: Centrais Elétricas Brasileiras S/A - ELETROBRÁS: Escola Federal de Engenharia de Itajubá.
- Souza Junior, L. C. (2006). Uma Aplicação dos Métodos dos Elementos Finitos e Diferenças Finitas à Interação Fluido-Estrutura. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.DM-008A/06, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 197p.
- Souza, Z. de, Fuchs, R. D., Santos, A. H. M. (1983). Centrais Hidro e Termelétricas. São Paulo: E. Blücher: Centrais Elétricas Brasileiras S/A - ELETROBRÁS: Escola Federal de Engenharia de Itajubá.
- Tan, H. e Chopra, A.K. (1995). Earthquake analysis of arch dams including dam-water foundation rock interaction. In: *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 24, 1453-1474.
- Tan, H. e Chopra, A.K. (1996). Dam-Foundation Rock Interaction Effects in Earthquake Response on Arch Dams. In: *Journal of Structural Engineering*, Vol. 122, N° 5. 0733-9445/06/0005-0528.
- Tan, H. e Chopra, A.K. (1996). EACD-3D-96: a computer program for three-dimensional earthquake analysis of concrete dams. Report No. UCB/SEMM-96/06, University of California, Berkeley, California, 131 pp.
- Teixeira, W., Toledo, M. C. M.; Fairchild, T.R., Taioli, F. (organizadores). *Decifrando a Terra*. São Paulo: Oficina de Textos, 2000. 558 p.
- Tsai, H.S, Lee, G.C. (1987). Arch Dam-Fluid Interactions: by FEM-BEM and Substructure Concept. In: *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, VOL. 24. 2367-2388 (1987).
- Tzenkov, A., Abati, A. e Gatto, G. (2013). ICOLD 12-th International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams. Theme A: Fluid Structure Interaction Arch Dam - Reservoir at Seismic Loading. In: *12th International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams*. Outubro 02-04, 2013, Graz, Austria.

- USBR (1977). Guide for preliminary design of arch dams. Denver. United States Department of the Interior – Bureau of Reclamation.
- USBR (1977). Design Criteria for Concrete Arch and Gravity Dams. Denver. United States Department of the Interior – Bureau of Reclamation.
- USACE (1994). Engineering and Design – ARCH DAM DESIGN. Department of the Army. U. S. Army Corps of Engineers. EM 1110-2-2201. Washington.
- Veról, A. P. (2010). Simulação da Propagação de Onda Decorrente de Ruptura de Barragem, Considerando a Planície de Inundação Associada a Partir da Utilização de um Modelo Pseudo-Bidimensional . Dissertação de Mestrado - UFRJ/COPPE. Rio de Janeiro.
- Vicente, D. J., San Mauro, J., Salazar, F. e Baena, C.M. (2017). An Interactive Tool for Automatic Predimensioning and Numerical Modeling of Arch Dams. In: *Mathematical Problems in Engineering*. Março 2017.
- Vieira, B. F. Q. (2009). Análise do comportamento estrutural de barragens abóbada com descarregadores de superfície de grandes dimensões. 2009. 190 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.
- Von Kármán, T. (1933). Discussion of water pressures on dams during earthquakes. Trans. A.S.C.E. 98, 434-436.
- Wang, J.-T. e Chopra, A. K. (2010). Linear Analysis of Concrete Arch Dams including Dam-Water-Foundation Rock Interaction considering Spatially Varying Ground Motions. In: *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 39, No. 7, pp. 731–750, Junho 2010.
- Ward, S. N. e Day, S. (2011). The 1963 Landslide and Flood at Vaiont Reservoir Italy. A tsunami ball simulation. In: *Ital.J.Geosci.* (Boll.Soc.Geol.It.), Vol.130, No.1 (2011), pp.16-26.
- Weber, B. (1994). Rational Transmitting Boundaries for Time-Domain Analysis of Dam-Reservoir Interaction. Institut für Baustatik und Konstruktion. Eidgenössische Technische Hochschule Zurich.
- Westergaard, H.M., (1933). Water pressures on dams during earthquakes. Transactions of ASCE 98, 418-433.
- Wieland, M. (2017). Seismic aspects of safety relevant hydro-mechanical and electro-mechanical elements of large storage dams. In: *Water and Energy International* 60(4):51-59, Julho 2017.

- Wieland, M. (2008). Analysis aspects of dams subjected to strong ground shaking. In: *Water Power Magazine*. Março 2008.
- Wieland, M. (2008). Large dams the first structures designed systematically against earthquakes. In: *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*. Outubro 12-17, 2008, Beijing, China.
- Wieland, M. e Bozovic, A. e Brenner, R. P. (2008). Dam design - The effects of active faults. In: *International Water Power and Dam Construction*. Agosto 2008.
- Wieland, M., Aemmer, M e Ruoss, R. (2007). The 249 m high Deriner Arch Dam in Turkey and its seismic and hydrological design aspects. Artigo. Janeiro 2007.
- Zangar, C. N. (1953). Hydrodynamic pressures on dams due to horizontal earthquakes. In: *Proc. SOCE. xp. Stress Anal.* 10, 93-102.
- Zangar, C. N. e Haefeli, J. (1952). Electric analog indicates effect of horizontal earthquake shock on dams. In: *Civil Engng* 22, 278-279.
- Zhang, L. e Chopra, A. K. (1991). Base sliding response of concrete gravity dams to earthquakes. Report No. UCB/EERC-91/05, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California.
- Zienkiewicz, O.C. e Taylor, R. L. (2000). *The Finite Element Method. Volume 1: The Basis*. Fifth edition. Butterworth-Heinemann.

Sites:

- <<https://10mosttoday.com/wp-content/uploads/2013/07/Enguridam1.jpg>> Acesso em: 01/fev/2018.
- <<https://10mosttoday.com/wp-content/uploads/2013/07/Vajont.jpg>> Acesso em: 01/fev/2018.
- <https://10mosttoday.com/wp-content/uploads/2013/07/Xiaowan_Dam.jpg> Acesso em: 01/fev/2018.
- <https://en.wikipedia.org/wiki/Jones_Falls_Dam#/media/File:Jones_Falls_Dam.jpg> Acesso em: 01/fev/2018.
- <https://en.wikipedia.org/wiki/Pacoima_Dam#/media/File:Pacoima_Dam.jpg> Acesso em: 01/fev/2018.
- <https://en.wikipedia.org/wiki/St._Francis_Dam#/media/File:St._Francis_Dam_after_the_1928_failure.jpg> Acesso em: 01/fev/2018.
- <https://en.wikipedia.org/wiki/St._Francis_Dam#/media/File:The_St._Francis_Dam.jpg> Acesso em: 01/fev/2018.

22/abr/2018.

<http://nisee.berkeley.edu/data/strong_motion/caltech/volume1.d/taft_1952_vert> Acesso em: 07/abr/2013.

<http://nisee.berkeley.edu/data/strong_motion/caltech/volume1.d/taft_1952_n21e> Acesso em: 07/abr/2013.

<http://nisee.berkeley.edu/data/strong_motion/caltech/volume1.d/taft_1952_s69e> Acesso em: 07/abr/2013.

<<http://omaiordomundobr.blogspot.com.br/2013/07/as-10-barragens-mais-altas-do-mundo.html>> Acesso em: 01/fev/2018.

<<http://staff.civil.uq.edu.au/h.chanson/pictures/75miles.jpg>> Acesso em: 01/fev/2018.

<<http://staff.civil.uq.edu.au/h.chanson/pictures/peirou.jpg>> Acesso em: 01/fev/2018.

<<http://static.panoramio.com/photos/large/46615974.jpg>> Acesso em: 01/fev/2018.

<<https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/thumb/3/37/Morrowdam.JPG/800px-Morrowdam.JPG>> Acesso em: 01/fev/2018.

<http://www.coba.pt/imagens/work/full/bar_01.jpg> Acesso em: 22/abr/2018.

<http://www.cemig.com.br/pt-br/a_cemig/Nossa_Historia/Paginas/Pch.aspx> Acesso em: 22/abr/2018.

<http://www.furnas.com.br/hotsites/sistema_furnas/usina_hidr_funil.asp> Acesso em:

<<https://www.usbr.gov/>> Acesso em: 01/fev/2018.

<http://www.usbr.gov/projects/Facility.jsp?fac_Name=Morrow+Point+Dam&groupName=General> Acesso em: 01/fev/2018.

<<https://www.usbr.gov/projects/index.php?id=197>> Acesso em: 01/fev/2018.