

**ESTUDO DA INFLUÊNCIA DA CROSTA LOCAL NO  
COMPORTAMENTO SÍSMICO DO SISTEMA BARRAGEM  
GRAVIDADE-RESERVATÓRIO-FUNDAÇÃO**

**IARLY VANDERLEI DA SILVEIRA**

**FACULDADE DE TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**

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

**ESTUDO DA INFLUÊNCIA DA CROSTA LOCAL NO  
COMPORTAMENTO SÍSMICO DO SISTEMA BARRAGEM  
GRAVIDADE-RESERVATÓRIO-FUNDAÇÃO**

**IARLY VANDERLEI DA SILVEIRA**

**ORIENTADOR: LINEU JOSÉ PEDROSO**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL**

**PUBLICAÇÃO: E.DM-20A/18**

**BRASÍLIA/DF: AGOSTO – 2018**


UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA  
FACULDADE DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

**ESTUDO DA INFLUÊNCIA DA CROSTA LOCAL NO  
COMPORTAMENTO SÍSMICO DO SISTEMA BARRAGEM  
GRAVIDADE-RESERVATÓRIO-FUNDAÇÃO**

**IARLY VANDERLEI DA SILVEIRA**

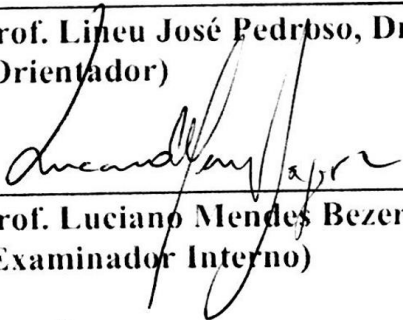
DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA FACULDADE DE TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL.

APROVADA POR:



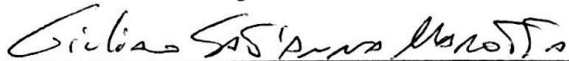
---

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




---

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



---

Prof. Dr. Giuliano Sant'Anna Marotta (IG/UnB)  
(Examinador Externo)



---

Prof. Dr. Neander Berto Mendes (CCET-UEG)  
(Examinador Externo)

BRASÍLIA/DF, 31 DE AGOSTO DE 2018

## **FICHA CATALOGRÁFICA**

SILVEIRA, IARLY VANDERLEI

ESTUDO DA INFLUÊNCIA DA CROSTA LOCAL NO COMPORTAMENTO SÍSMICO DO SISTEMA BARRAGEM GRAVIDADE-RESERVATÓRIO-FUNDAÇÃO.

[Distrito Federal] 2018.

xxii, 148p., 210 x 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Estruturas e Construção Civil, 2018).  
Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.  
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

- |   |                             |
|---|-----------------------------|
| 1. Interação Barragem-Reservatório-Fundação | 2. ANSYS                    |
| 3. Flexibilidade da Fundação                | 4. Vibração Livre e Forçada |
| 5. Crosta Terrestre                         |                             |

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

## **REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA**

SILVEIRA, I. V. (2018) Estudo da influência da crosta local no comportamento sísmico do sistema barragem gravidade-reservatório-fundação. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil. Publicação, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 148p.

## **CESSÃO DE DIREITOS**

AUTOR: Iarly Vanderlei da Silveira

TÍTULO: Estudo da influência da crosta local no comportamento sísmico do sistema barragem gravidade-reservatório-fundação.

GRAU: Mestre

ANO: 2018

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

---

Iarly Vanderlei da Silveira

Campus Darcy Ribeiro, Colina, Bloco k, 70904-111, Brasília – DF  
e-mail: [iarlysilveira@hotmail.com](mailto:iarlysilveira@hotmail.com)

## AGRADECIMENTOS

Desafio tão grande quanto escrever essa dissertação, foi utilizar este curto espaço para agradecer não só às pessoas que fizeram parte da minha trajetória de 2 anos na Universidade de Brasília (UnB), mas também àqueles que me ajudaram a concluir essa trajetória. Não poderia deixar de expor os meus sentimentos de agradecimentos aos grandes amigos que fiz e aos profissionais que me tornaram uma pessoa melhor.

Os agradecimentos mais sinceros e apaixonantes são para os meus pais, pessoas humildes que sempre me apoiaram nas minhas decisões e que me ofereceram a oportunidade de estudar, principalmente, no início da minha graduação, período durante o qual se sacrificaram para deixar vivo nosso sonho.

Sou grato aos meus irmãos de conversa diária: Iolanda e Orlandinho. Vocês são tudo para mim, somos um só. Obrigado pelos grandes momentos vividos, vocês sabem que tudo que faço é em prol de vocês e dos nossos pais. Estendo esse agradecimento a minha sobrinha Isadora, encantadora como a mãe.

Um agradecimento profundo é dedicado a uma pessoa especial: Joane. O tempo todo ao meu lado, incondicionalmente, nos momentos mais difíceis, sempre me fazendo acreditar que chegaria ao final dessa gratificante etapa. Obrigado; amo-te.

Aos meus primos, Rafael e Manoel. Me sinto muito honrado em ter vocês como verdadeiros amigos. Esses dois ainda vão longe.

Enquanto discente, algumas pessoas foram muito importantes para minha formação acadêmica, em especial, os professores de Geotecnia da UFCG, entre eles: Lêda, Adriano, Kennedy e Erinaldo. Obrigado.

Na UnB encontrei grandes “companheiros”, em especial: Palhares, Henrique, Jerfson, Arnaud, Fabito, Renan, Luciano, Dieguito, Jonnathas, Rubens e Richard. Além disso, reencontrei outros amigos: Suélio e Pedro. Obrigado galera.

Agradecer aos amigos do GDFE: Mauricio, Davdson, Neander e Mario. Obrigado pelas dicas e companheirismo.

Agradeço também aos amigos e professores do Observatório Sismológico (OBSIS), Giuliano Marotta e George França. Passei momentos prazerosos juntos a vocês.

Aos professores do PECC, grato pelo aprendizado construído a partir das suas aulas: Monsieur Luciano, Gilberto, Raul e Paulo Chaves.

Aos membros da banca por aceitarem participar deste trabalho:

Ao Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil e à CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior) pelo apoio financeiro.

De forma especial, grato ao meu orientador Lineu J. Pedroso. Sinto-me muito honrado em ter sido seu aluno. Sempre vou levar comigo todos os seus ensinamentos, dicas e um pouco do seu jeito. Vous êtes formidable et c'est un grand plaisir travailler dans votre groupe. Merci beaucoup.

*“Pour vivre une vie heureuse,  
attachez-la à un but et not à des  
personne ou des choses.”*

*Albert Einstein*

## **RESUMO**

### **ESTUDO DA INFLUÊNCIA DA CROSTA LOCAL NO COMPORTAMENTO SÍSMICO DO SISTEMA BARRAGEM GRAVIDADE-RESERVATÓRIO-FUNDAÇÃO**

Autor: Iarly Vanderlei da Silveira

Orientador: Lineu José Pedroso, Dr. Ing.

Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil

Brasília, Agosto de 2018

O conhecimento acerca do comportamento das barragens gravidade de concreto sob ações dinâmicas é um fator primordial para a segurança dessas estruturas, que são complexas não só por possuírem dimensões gigantescas, mas também devido à interação entre a água do reservatório, o solo da fundação e o concreto da barragem. Algumas pesquisas neste campo consideravam apenas a interação fluido-estrutura como um fator importante na resposta dinâmica, no entanto, pesquisas recentes mostram também a influência da fundação no comportamento dinâmico. Nesse sentido, a fim de estudar a influência do acoplamento dos três meios, este trabalho propôs avaliar a resposta dinâmica em termos das análises de vibração livre e igualmente sobre o carregamento harmônico e sísmico. Um estudo comparativo das frequências e das deformadas foi realizado entre os sistemas desacoplados (barragem - fundação, reservatório) e acoplados (barragem - reservatório - fundação) para a análise de vibração livre. De maneira análoga as respostas da estrutura foram estudadas e comparadas para uma carga pontual harmônica aplicada na crista da barragem, assim como para um carregamento sísmico. A análise sísmica foi realizada com dados históricos do Brasil que permitiu avaliar as tensões e deslocamentos em alguns pontos da barragem de perfil típico brasileiro com e sem a interação solo-estrutura e fluido-estrutura. Um outro objetivo deste trabalho é observar o comportamento do estado de tensões da crosta em função dos esforços gravitacional e tectônico para um perfil homogêneo e avaliar a influência do peso do reservatório para um perfil homogêneo e heterogêneo. A interação barragem-reservatório-fundação e a análise da variação do estado de tensões da crosta foram investigadas pelo método dos elementos finitos através do software ANSYS APDL. Os resultados numéricos foram validados pelas formulações analíticas e estudos da literatura. Os resultados mostraram que a flexibilidade da fundação e a inserção do reservatório tem um impacto significativo nas respostas da barragem, tanto para estudo de vibração livre quanto para o estudo de vibração forçada envolvendo uma análise harmônica e sísmica. Para o perfil da crosta observou-se, principalmente, que o peso do reservatório pode induzir sismos rasos na região da instalação da barragem.



## **ABSTRACT**

### **STUDY OF THE INFLUENCE ON THE LOCAL CRUST OF THE SEISMIC BEHAVIOUR OF THE GRAVITY DAMS-RESERVOIR-FOUNDATION SYSTEM**

Author: Iarly Vanderlei da Silveira

Advisor: Lineu José Pedroso, Dr. Ing.

Postgraduate Program in Structures and Civil Construction

Brasília, August 2018

The knowledge of the concrete gravity dams behavior under dynamic actions is a fundamental factor in the safety of these structures. In addition, those behaviors are complex because they involve huge dimensions and due to the interaction between the reservoir water, the foundation soil and the dam concrete. Some research in this field considered only the fluid-structure interaction as an important factor in the dynamic response; however, recent research also shows the influence of the foundation on dynamic behavior. Hence, in order to study the influence of the coupling of those three parts, this work evaluated the dynamic response in terms of free, harmonic and seismic vibration analyzes. For the free vibration study, the natural frequencies and the deformed modal frequencies of the decoupled portion (dam - foundation, reservoir) and coupled (dam - reservoir - foundation) were investigated. Similarly, the response amplitudes were evaluated for a harmonic point load applied at the crest of the dam and for the seismic analysis with historical data of Brazil. Moreover, the tensions and displacements in some points of a Brazilian typical profile dam were evaluated for the cases with dam-foundation and dam-reservoir-foundation interactions. The behavior of the stress state of the crust as a function of the gravitational and tectonic stresses for a homogeneous profile and the influence of the weight of the reservoir for a homogeneous profile as well as for a profile with different material properties were also evaluated. The dam-reservoir-foundation interaction and the analysis of the variation of the stress state of the crust were investigated by the finite element method through ANSYS APDL software, and the validation of the numerical data were verified through analytical formulations and literature studies. The results showed that the flexibility of the foundation and the insertion of the reservoir have a significant impact on the dam responses, both for free vibration study and for the study of forced vibration involving a harmonic and seismic analysis. For the crust profile, it was observed, mainly, that the weight of the reservoir can induce shallow earthquakes in the region of the dam installation.

## **RESUMÉ**

### **ÉTUDE DE L'INFLUENCE DE LA CROUTE LOCALE SUR LA RÉPONSE SISMIQUE DU SYSTEME BARRAGE POIDS-RÉSERVOIR-FONDATION**

Auteur: Iarly Vanderlei da Silveira

Directeur: Lineu José Pedroso, Dr. Ing.

Programme de Postuniversitaire en Structures et Construction Civil

Brasília, le août 2018

La connaissance du comportement des barrages poids sous actions dynamiques est un facteur primordial de sécurité de ces structures complexes en raison de leurs dimensions gigantesques et de l'interaction entre l'eau du réservoir, le sol de fondation et le béton du barrage. Certaines recherches dans ce domaine ont considéré seulement l'interaction fluide-structure mais des recherches récentes montrent que l'interaction sol-structure peut influencer fortement la réponse dynamique de ce type d'ouvrage. Afin d'étudier l'influence de trois moyens, cette étude propose d'évaluer la réponse dynamique en termes de vibrations libres mais également sous chargement harmonique et sismique. Une étude comparative des fréquences et des modes propres sera menée entre les systèmes découplés (barrage - fondation, réservoir) et couplés (barrage – réservoir - fondation). De manière analogue, les réponses des structures seront étudiées et comparées pour une charge ponctuelle harmonique appliquée en tête du barrage ainsi que pour des chargements sismiques. L'analyse sismique est réalisée avec des données enregistrées lors de séismes historiques au Brésil et a permis d'évaluer les contraintes et les déplacements de la structure avec et sans prise en compte de l'interaction sol-structure et le fluide - structure. Un autre objectif de ce travail est d'observer l'état de contrainte de la croûte terrestre en fonction des efforts de gravité et tectoniques pour un profil homogène et analyser l'influence du poids du réservoir pour un profil homogène mais également hétérogène. L'interaction structure-réservoir-fondation et la variation de l'état de contrainte dans la croûte terrestre ont été étudiés par la méthode des éléments finis en utilisant le logiciel ANSYS APDL. Les résultats numériques ont été validés en utilisant des méthodes analytiques et en s'appuyant sur des considérations issues de la littérature. Cette étude a permis de mettre en avant l'impact significatif de la flexibilité de la fondation et de l'implantation du barrage sur la réponse de ce dernier, aussi bien pour l'étude des vibrations libres que pour l'étude des vibrations forcée pour un chargement harmonique et sismique. Pour le profil de la croûte, il a été observé que le poids du réservoir peut induire des tremblements de terre peu profonds dans la région d'implantation du barrage.

# SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	<b>1</b>
<b>1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS</b> .....	<b>1</b>
<b>1.2 MOTIVAÇÃO</b> .....	<b>4</b>
<b>1.3 COLOCAÇÃO DO PROBLEMA</b> .....	<b>6</b>
<b>1.4 OBJETIVOS</b> .....	<b>7</b>
1.4.1 Objetivo geral .....	7
1.4.2 Objetivos específicos .....	8
<b>1.5 METODOLOGIA</b> .....	<b>8</b>
<b>1.6 ABRANGÊNCIAS E LIMITAÇÕES</b> .....	<b>11</b>
<b>1.7 CONTRIBUIÇÃO DA PESQUISA</b> .....	<b>11</b>
<b>1.8 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO</b> .....	<b>12</b>
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>13</b>
<b>2.1 PRINCIPAIS PESQUISAS EM BARRAGENS GRAVIDADE</b> .....	<b>13</b>
<b>3. GENERALIDADES</b> .....	<b>22</b>
<b>3.1 BARRAGENS GRAVIDADE DE CONCRETO</b> .....	<b>22</b>
<b>3.2 PROCESSO DE CONSTRUÇÃO</b> .....	<b>23</b>
<b>3.3 AÇÕES ATUANTES</b> .....	<b>27</b>
3.3.1 Descrição das cargas atuantes .....	28
<b>3.4 MECANISMOS DE RUPTURA</b> .....	<b>31</b>
<b>3.5 INFLUÊNCIA DA DEFORMABILIDADE DA FUNDAÇÃO</b> .....	<b>33</b>
<b>4. ASPECTOS SISMICOS EM ENGENHARIA DE BARRAGENS</b> ...	<b>36</b>
<b>4.1 ONDAS SÍSMICAS</b> .....	<b>36</b>
<b>4.2 MOVIMENTO DO SOLO</b> .....	<b>38</b>
<b>4.3 TIPOS DE FALHAS</b> .....	<b>39</b>
<b>4.4 SISMICIDADE NO BRASIL</b> .....	<b>41</b>
<b>4.5 SISMICIDADE INDUZIDA</b> .....	<b>45</b>
<b>4.6 SOLICITAÇÃO EM CASO DE SISMO</b> .....	<b>48</b>
4.6.1 Comportamento real de uma barragem em caso de sismo .....	48
<b>5. FORMULAÇÃO TEÓRICA</b> .....	<b>52</b>
<b>5.1 INTRODUÇÃO</b> .....	<b>52</b>
<b>5.2 ASPECTOS GERAIS DA TEORIA TECTÔNICA</b> .....	<b>53</b>
5.2.1 Teoria da Elasticidade .....	56

5.2.2	Elasticidade Linear .....	57
<b>5.3</b>	<b>INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA EM BARRAGENS.....</b>	<b>61</b>
<b>5.4</b>	<b>INTERAÇÃO FLUIDO-ESTRUTURA.....</b>	<b>65</b>
5.4.1	Discretização por elementos finitos .....	68
<b>5.5</b>	<b>FORMULAÇÃO BARRAGEM-RESERVATÓRIO-FUNDAÇÃO .....</b>	<b>71</b>
<b>6.</b>	<b>ASPECTOS COMPUTACIONAIS.....</b>	<b>72</b>
<b>6.1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>72</b>
<b>6.2</b>	<b>DESCRIÇÃO DOS ELEMENTOS FINITOS .....</b>	<b>72</b>
6.2.1	Plane 183 .....	72
6.2.2	FLUID 29 .....	73
6.2.3	Elementos de contato Conta172 e TARGE169 .....	73
<b>6.3</b>	<b>TIPOS DE ANÁLISE .....</b>	<b>75</b>
6.3.1	Análise Modal .....	75
6.3.2	Análise Transiente .....	76
6.3.3	Análise Harmônica .....	77
6.3.4	Amortecimento.....	77
<b>7.</b>	<b>RESULTADOS.....</b>	<b>80</b>
<b>7.1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>80</b>
<b>7.2</b>	<b>RESULTADOS PARA O MODELO DA CROSTA .....</b>	<b>83</b>
<b>7.3</b>	<b>MODELO DO SISTEMA BARRAGEM-RESERVATORIO-FUNDAÇÃO .....</b>	<b>88</b>
<b>7.4</b>	<b>VIBRAÇÃO LIVRE .....</b>	<b>88</b>
<b>7.5</b>	<b>ANÁLISE HARMÔNICA .....</b>	<b>100</b>
<b>7.6</b>	<b>ANÁLISE FORÇADA.....</b>	<b>103</b>
<b>8</b>	<b>CONCLUSÕES E PERPECTIVAS FUTURAS.....</b>	<b>130</b>
<b>8.1</b>	<b>CONCLUSÕES GERAIS.....</b>	<b>130</b>
<b>8.2</b>	<b>SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....</b>	<b>132</b>
	<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>134</b>
	<b>ANEXO A1 ANÁLISE DA INFLUENCIA DA DEFORMABILIDADE DA FUNDAÇÃO PARA OS CASOS DE CONSTRUÇÃO E OPERAÇÃO</b>	
	143	
	<b>ANEXO B1 PROGRAMAÇÃO DO SISMO NO ANSYS.....</b>	<b>148</b>

## LISTAS DE TABELAS

Tabela 3-1 Parâmetros de algumas rochas determinados pelo LNEC (Rocha, 1971)	35
Tabela 4-1 Interação Fluido-Estrutura: exemplos das frequências naturais da barragem e do reservatório. 1- barragem em arco ; 2-barragem gravidade. ....	49
Tabela 7-1 Valores da geometria da barragem brasileira.....	81
Tabela 7-2 Resultados numéricos e literário para as 6 primeiras frequências da barragem.....	89
Tabela 7-3 Frequências naturais para a barragem de perfil brasileiro. ....	91
Tabela 7-4 Resultados analíticos e numéricos para as 6 primeiras frequências do reservatório.....	95
Tabela 7-5 Resultados das 6 primeiras frequências naturais do sistema acoplado. ...	98
Tabela 7-6 Comparativo dos deslocamentos máximos e RMS para a crista da barragem.....	110
Tabela 7-7 Resultados para as tensões máximas nos pontos P <sub>4</sub> e P <sub>6</sub> .....	116
Tabela 7-8 Tensões máximas em P <sub>7</sub> e P <sub>8</sub> para os casos analisados .....	121

## LISTAS DE FIGURAS

Figura 1-1. Barragem gravidade de concreto – Grande Dixence – Suíça [Grandedixence.ch]. .....	2
Figura 1-2. Exemplos de barragens de concreto em arco – Glen Canyon, Arizona, USA - (a) e a contrafortes – Rosalend, França (b); [(a) - USBR.gov; (b) - arechesbeaufort.com]. .....	3
Figura 1-3 Passo-a-passo da metodologia utilizada nesse trabalho. ....	10
Figura 2-1 Influência da fundação no deslocamento na crista da barragem submetida ao movimento horizontal do sismo TAFT- Fonte: Modificado Chopra, 2014. ....	19
Figura 2-2 Influência da fundação nas tensões principais máximas, em psi, na barragem Pine Flat devido ao movimento horizontal do sismo TAFT - Fonte: Modificado Chopra, 2014. ....	20
Figura 3-1 Perfil típico de uma barragem gravidade de concreto. ....	22
Figura 3-2 Condições iniciais da fundação. ....	24
Figura 3-3 Escavação e tratamento da fundação. ....	24
Figura 3-4 Construção da Barragem. ....	25
Figura 3-5 Enchimento do Reservatório. ....	26
Figura 3-6 Principais cargas atuantes na barragem gravidade de concreto. ....	27
Figura 3-7 Ação da pressão hidrostática na barragem. ....	28
Figura 3-8 Diagrama da subpressão: (a) com o sistema de drenagem e (b) sem o sistema de drenagem - Fonte: Modificado Pinto (2012). ....	29
Figura 3-9 Ação dos sedimentos nos dois barramentos da barragem. ....	29
Figura 3-10 Mecanismo de ruptura de uma barragem gravidade Fonte: Martin Léclercq, Pierre Léger, René Tinawi, Manual de utilização – CADAM. ....	32
Figura 3-11 Redistribuição de tensões devido à interação barragem-fundação. ....	33
Figura 4-1 Movimento das partículas provocado pela onda primária P. ....	36
Figura 4-2 Movimento das partículas provocado pela onda secundária S. ....	36
Figura 4-3 Reflexão das ondas de corpo na Terra – Modificado Prisco (1985) 1- o núcleo; 2- o manto; 3- o foco do terremoto; 4- propagação da onda; 5- reflexão da onda .....	37
Figura 4-4 Movimento das partículas provocado pela onda Rayleigh R. ....	38

Figura 4-5 Movimento das partículas provocado pela onda Love Q.....	38
Figura 4-6 Ondas sísmicas registradas a 10.000 km do epicentro: a) sismo de foco profundo; b) sismo de foco superficial. Modificado de Sauter (1989) apud Arias (1996).....	39
Figura 4-7 Exemplo de Falha Normal (Fonte: Indiana Geological Survey, 2018)....	39
Figura 4-8 Exemplo de Falha Inversa (Fonte: Indiana Geological Survey, 2018) ....	40
Figura 4-9 Exemplo de Falha Transcorrente (Fonte: Indiana Geological Survey, 2018).....	40
Figura 4-10 Dados das falhas no Brasil e sua relação com a intensidade da magnitude dos sismos no Brasil – Fonte: Site Unesp (2018) .....	42
Figura 4-11 Taxa de movimentação planimétrica de estações geodésicas - Fonte: Marotta <i>et al</i> (2013). .....	43
Figura 4-12 Mapa da Ameaça Sísmica Brasileira em unidades g de aceleração. (Divulgação / Prof. Dr. Marcelo S. Assumpção) .....	44
Figura 4-13 Mecanismo de formação dos sismos induzidos por reservatórios. Fonte : Modificado de Veloso, 1992. ....	46
Figura 4-14 Localização das estações sismográficas (a) e dos epicentros (b) na barragem de Irapé – MG. Fonte: Silva (2014). ....	47
Figura 4-15 Registro das formas de onda de um evento de SIR com a marcação da chegada das ondas P e S nas três componentes. Fonte: Silva, 2014. ....	47
Figura 5-1. Forças de superfície horizontais atuando no plano vertical. Fonte: Modificado Turgotte e Schubert, 2014. ....	53
Figura 5-2 Forças de superfície normais e tangenciais em um elemento de área no plano de falha de uma falha de deslizamento. Fonte: Modificado Turgotte e Schubert, 2014) .....	54
Figura 5-3. Forças normais e tangenciais agindo na massa de rocha deslocada horizontalmente a direita com um ângulo baixo. Fonte: Modificado Turgotte e Schubert, 2014). ....	55
Figura 5-4. Esforços em uma superfície oriunda pela disposição de sedimentos de espessura h. Fonte: Turgotte e Schubert, 2014. ....	60
Figura 5-5 Modelo de interação solo-estrutura. ....	62
Figura 5-6 Sistema de interação fluido-estrutura. ....	65
Figura 6-1 Geometria do elemento Plane 183 (Modificado da biblioteca ANSYS)..	73
Figura 6-2 Geometria do elemento FLUID 29 (Modificado da biblioteca ANSYS).	73

Figura 6-3 Geometria do elemento CONTA172 (Modificado da biblioteca ANSYS). .....	74
Figura 6-4 Geometria do elemento TARGE169 (Modificado da biblioteca ANSYS). .....	74
Figura 7-1 Perfil da crosta e esforços aplicados para análise nesta pesquisa.....	80
Figura 7-2 Perfil típico da barragem brasileira. ....	81
Figura 7-3 Estado de tensões verticais para o modelo homogêneo da crosta. ....	83
Figura 7-4 Estado de tensões horizontais para o modelo homogêneo da crosta. ....	83
Figura 7-5 Resultados para as tensões verticais e horizontais para o perfil da crosta. .....	84
Figura 7-6 Perfil da profundidade da crosta <i>versus</i> a magnitude das tensões horizontais em função a influência do peso próprio da crosta e com a suposição do efeito tectônico. .....	85
Figura 7-7 Comportamento das tensões verticais em função do esforço adicional do reservatório (a) perfil homogêneo; (b) perfil não homogêneo. ....	86
Figura 7-8 Comparativo para os deslocamentos verticais devido ao esforço adicional do reservatório (a) perfil homogêneo, (b)- perfil não homogêneo. ....	87
Figura 7-9 Modelo discretizado acoplado barragem-reservatório-fundação. ....	88
Figura 7-10 Deformada modal para os 4 primeiros modos da barragem de Koyna. .	90
Figura 7-11 Deformadas modais para a barragem com uma fundação flexível. ....	92
Figura 7-12 Deformadas modais para a barragem com uma fundação rígida. ....	93
Figura 7-13 Comportamento das 4 primeiras frequências naturais ao longo do reservatório.....	94
Figura 7-14 Estudo de convergência para o reservatório.....	96
Figura 7-15 Deformada modal para os 4 primeiros casos da cavidade do reservatório. .....	97
Figura 7-16 Deformadas modais do sistema acoplado barragem-reservatório- fundação. ....	99
Figura 7-17 Espectro de frequência x deslocamentos para uma carga pontual para o 1° caso (Sem massa e amortecimento 0%). ....	100
Figura 7-18 Espectro de frequência x deslocamentos para uma carga pontual para o 1° caso (Com massa e amortecimento 2%). ....	101



Figura 7-19 Espectro de frequência x deslocamentos para uma carga pontual para o 2º caso (Sem massa e amortecimento 0%).	102
Figura 7-20 Espectro de frequência x deslocamentos para uma carga pontual para o 2º caso (com massa e amortecimento 2%).	102
Figura 7-21 Dados do histórico de acelerações g do terremoto de Koyna	103
Figura 7-22 Espectro de amplitude de aceleração para o terremoto de Koyna.	103
Figura 7-23 Tensões críticas em psi no barramento de jusante de Koyna devido ao terremoto (a) – Resultados obtidos por Chopra e; (b) Resultados obtidos no presente trabalho.	105
Figura 7-24 Tensões críticas em psi no barramento de montante de Koyna devido ao terremoto (a)- Resultados obtidos por Chopra e; (b) Resultados obtidos no presente trabalho.	105
Figura 7-25 Ilustração dos pontos de análise do sistema.	106
Figura 7-26 Histórico de dados em acelerações g.	107
Figura 7-27 Análise espectral do sismo analisado.	107
Figura 7-28 Deslocamentos na crista da barragem para o caso de reservatório cheio.	109
Figura 7-29 Deslocamentos na crista da barragem considerando o reservatório vazio.	109
Figura 7-30 Histórico dos deslocamentos no ponto P <sub>5</sub> – reservatório cheio.	110
Figura 7-31 Histórico dos deslocamentos no ponto P <sub>5</sub> – reservatório vazio.	111
Figura 7-32 Histórico das tensões principais máximas em P <sub>4</sub> para os quatros casos de variação paramétrica da fundação com o reservatório cheio.	112
Figura 7-33 Histórico das tensões principais mínimas em P <sub>4</sub> para os quatros casos de variação paramétrica da fundação com o reservatório cheio.	112
Figura 7-34 Histórico das tensões principais máximas para o ponto P <sub>4</sub> para os quatros casos de variação paramétrica da fundação com o reservatório vazio.	113
Figura 7-35 Histórico das tensões principais mínimas para o ponto P <sub>4</sub> para os quatros casos de variação paramétrica da fundação com o reservatório vazio.	113
Figura 7-36 Histórico das tensões principais máximas para o ponto P <sub>6</sub> para os quatros casos de variação paramétrica da fundação com o reservatório cheio.	114
Figura 7-37 Histórico das tensões principais mínimas para o ponto P <sub>6</sub> para os quatros casos de variação paramétrica da fundação com o reservatório cheio.	114

Figura 7-38 Histórico das tensões máximas para o ponto P <sub>6</sub> para os quatros casos de variação paramétrica da fundação com o reservatório vazio. ....	115
Figura 7-39 Histórico das tensões principais mínimas para o ponto P <sub>6</sub> para os quatros casos de variação paramétrica da fundação com o reservatório vazio.....	115
Figura 7-40 Histórico das tensões principais mínimas para o ponto P <sub>7</sub> para os quatros casos de variação paramétrica da fundação com o reservatório cheio.....	117
Figura 7-41 Histórico das tensões principais mínimas para o ponto P <sub>7</sub> para os quatros casos de variação paramétrica da fundação com o reservatório cheio.....	117
Figura 7-42 Histórico das tensões principais mínimas para o ponto P <sub>7</sub> para os quatros casos de variação paramétrica da fundação com o reservatório vazio.....	118
Figura 7-43 Histórico das tensões principais mínimas para o ponto P <sub>7</sub> para os quatros casos de variação paramétrica da fundação com o reservatório vazio.....	118
Figura 7-44 Histórico das tensões principais máximas para o ponto P <sub>8</sub> para os quatros casos de variação paramétrica da fundação com o reservatório cheio.....	119
Figura 7-45 Histórico das tensões principais mínimas para o ponto P <sub>8</sub> para os quatros casos de variação paramétrica da fundação com o reservatório cheio.....	119
Figura 7-46 Histórico das tensões principais máximas para o ponto P <sub>8</sub> para os quatros casos de variação paramétrica da fundação com o reservatório vazio.....	120
Figura 7-47 Histórico das tensões principais mínimas para o ponto P <sub>8</sub> para os quatros casos de variação paramétrica da fundação com o reservatório vazio.....	120
Figura 7-48 Instante das máximas tensões de tração: (a) montante e reservatório vazio; (b) jusante e reservatório vazio ; (c) montante e reservatório cheio ; (d) jusante e reservatório cheio. ....	122
Figura 7-49 Pressão Hidrodinâmica no ponto P <sub>2</sub> . ....	123
Figura 7-50 Pressão Hidrodinâmica no ponto P <sub>3</sub> . ....	123
Figura 7-51 Pressão hidrodinâmica no ponto P <sub>4</sub> . ....	124
Figura 7-52 Comparação da Pressão Hidrodinâmica obtidas pelos métodos pseudo-estático e transiente. ....	125
Figura 7-53 Dados históricos para os sismos: (a) 0,038 g; (b) 0,050 g; (c) 0,10 g e (d) 0,20 g.....	125
Figura 7-54 Resultado para o deslocamento máximo na crista para os 4 tipos de sismos – reservatório vazio. ....	126
Figura 7-55 Resultado para o deslocamento máximo na crista para os 4 tipos de sismos – reservatório cheio .....	126

Figura 7-56 Tensões principais máximas no calcanhar da barragem para os 4 tipos de sismo – reservatório vazio.....	127
Figura 7-57 Tensões principais máximas no calcanhar da barragem para os 4 tipos de sismo – reservatório cheio.....	127
Figura 7-58 Tensões principais máximas no pé da barragem para os 4 tipos de sismo – reservatório vazio.....	128
Figura 7-59 Tensões principais máximas no pé da barragem para os 4 tipos de sismo – reservatório cheio.....	128
Figura 7-60 Tensões principais máximas no gargalo da barragem para os 4 tipos de sismo – reservatório vazio.....	129
Figura 7-61 Tensões principais máximas no gargalo da barragem para os 4 tipos de sismo – reservatório cheio.....	129
Figura A-1 Tensões verticais para os casos de construção e de operação, respectivamente.....	144
Figura A-2 Tensões horizontais para os casos de construção e de operação, respectivamente.....	145
Figura A-3 Tensões cisalhantes para os casos de carregamento e de operação, respectivamente.....	146
Figura A-4 Tensões principais para os casos de construção e de operação, respectivamente.....	147

## LISTAS DE SÍMBOLOS

B	Largura da base da barragem
$a_n$	Vetor de aceleração da estrutura na direção normal
b	Nós da barragem
$b_1$	largura da crista da barragem
[C]	matriz de amortecimento
c	contato (nós comuns)
c	velocidade do som na água
E	modulo de elasticidade do material
$E_c$	Módulo de elasticidade do concreto
$E_f$	Módulo de elasticidade da fundação
$E_{j-h}$	Empuxo a jusante horizontal
$E_{j-v}$	Empuxo a jusante vertical
$E_m$	Empuxo a montante
$f$	Coefficiente de atrito
$f_b$	frequência da barragem
$f_r$	frequência do reservatório
$F(t)$	Força externa
$F_{séd}$	Força dos sedimentos
$F_T$	Força tectônica
$F_R$	Força Resistente
G	Ação do Gelo
g	Gravidade
G	Módulo de rigidez
H	Altura da barragem
$h_j$	Cota do reservatório a jusante
$h_m$	Cota do reservatório a montante
IFE	Interação Fluido - Estrutura
ISE	Interação Solo - Estrutura
K	Coefficiente de empuxo do solo
[K]	Matriz de rigidez
L	Largura da crosta

$L_{\text{coroamento}}$	Comprimento do coroamento da barragem
$m$	Inclinação do barramento de jusante
$mD$	Escala de magnitude duração
$ML$	Magnitude local comumente referida a magnitude Richter
$mR$	Magnitude regional
$M_w$	Magnitude de momento
$[M]$	Matriz de massa
$P$	Peso próprio da barragem
$P$	Ondas primárias
$p$	Pressão do fluido
$P_L$	Peso da sobrecarga
$Q$	Ondas Love
$Q_{\text{adicional}}$	Peso do reservatório
$R$	Vetor de forças relacionados ao campo livre
$S$	Subpressão
$S$	Ondas Secundárias
$s$	Nós do solo da fundação
$SIR$	Sismicidade Induzida pelo Reservatório
$U$	Deslocamentos absolutos
$u$	Deslocamento relativo
$v$	Deslocamento de campo livre
$y$	Profundidade
$\sigma_{xx}$	Tensão na direção a x e normal a x
$\sigma_{yx}$	Tensão na direção de y e normal a x
$\sigma_{yy}$	Tensão na direção de y e normal a y
$\Delta\sigma_{xx}$	Variação da tensão normal de x
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Tensões principais
$\sigma_T$	Tensão de tração
$\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$	Deformações principais
$\rho$	Peso específico do material
$\rho_c$	Peso específico da crosta
$\rho_c$	Peso específico do concreto
$\rho_w$	Peso específico da água

$\rho_s$	Peso específico do solo
$\gamma_w$	Massa específica da água
$\gamma_s$	Massa específica do solo
$\nu$	Coefficiente de Poisson
$\omega$	Frequência natural
$\theta$	Ângulo de inclinação do barramento de jusante
$\sigma_v, \sigma_h$	Tensões verticais e horizontais iniciais para a fundação da barragem
$k_v, k_h$	Estado de permeabilidade inicial nas direções horizontais e verticais da fundação da barragem
$\sigma'_v, \sigma'_h$	Tensões verticais e horizontais após a escavação e o tratamento da fundação da barragem
$k'_v, k'_h$	Estado de permeabilidade nas direções horizontais e verticais após a escavação e o tratamento da fundação da barragem
$\sigma''_v, \sigma''_h$	Tensões verticais e horizontais após a construção da barragem
$k''_v, k''_h$	Estado de permeabilidade nas direções horizontais e verticais após a construção da barragem
$\sigma_y'$	Tensão vertical a montante com o efeito do peso próprio
$\sigma_y''$	Tensão vertical a jusante com o efeito do peso próprio e da pressão hidrodinâmica

# 1. INTRODUÇÃO

## 1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Existem muitas formas de vida que sobrevivem com pouca água, mas nenhuma vida na terra existe sem água (JANSEN, 1980). Dos primeiros aglomerados humanos à grandes civilizações, todos se formaram em torno da presença da água e os reservatórios estão entre as primeiras estruturas concebidas pela humanidade. Nesse sentido as barragens têm sido construídas com diversos propósitos, como a contenção de água, utilizada principalmente em hidrelétricas, reservatório para abastecimento humano, irrigação, piscicultura, navegação, controle de sedimentos, dessedentação de animais e em contenções de cheias.

Nesse seguimento, há mais de quatro séculos as barragens vêm propiciando benefícios à humanidade. Os tamanhos dos reservatórios formados por barragem são função dos benefícios que esses reservatórios podem propiciar. A água não costuma estar disponível o tempo todo para todos. Dessa forma, há que armazená-la para ser utilizada quando for necessária (MELO, 2013).

As barragens são classificadas de acordo com a forma, técnica e material utilizado, com destaque para as de terra que corresponde em média de 63% das barragens declaradas, utilizadas desde civilizações antigas.

Além dessas, também é válido destacar as barragens de concreto que se destacam pela diversidade de formas estruturais que podem assumir. Historicamente, este tipo de barragem surgiu no início do século XX, no período da Revolução Industrial. Durante esse período, após a crescente procura de energia houve a necessidade de construir um maior número de barragens, a fim de alcançar o progressivo desenvolvimento e aperfeiçoamento das técnicas de projeto e construção. No que se refere ao ponto de vista estrutural, é válido ressaltar que as barragens de concreto dividem-se principalmente em gravidade, arco-gravidade e contraforte.

As barragens de gravidade são estruturas de concreto que mantêm sua estabilidade devido à sua forma geométrica, à sua massa e à resistência do concreto (U.S.Army Corps of Engineers, 1995). A estabilidade das barragens à gravidade é garantida principalmente pelo

seu peso próprio, sendo chamado de esforço de gravidade que origina o nome dessas estruturas.

De acordo com o Registro mundial de barragens disponibilizado pelo Comitê Internacional de Grandes Barragens (ICOLD, 2018), a Grande Dixence, localizada na Suíça, é a maior barragem gravidade de concreto do mundo, apresentada na Figura 1-1.



Figura 1-1. Barragem gravidade de concreto – Grande Dixence – Suíça [Grande-dixence.ch].

O perfil de uma barragem gravidade é essencialmente triangular, para assegurar a estabilidade e a fim de evitar a sobrecarga da barragem ou a sua fundação. Algumas barragens de gravidade são suavemente curvas no plano por razões estéticas ou por necessidades hidráulicas ou econômicas, e sem colocar qualquer desconfiança em sua estabilidade (NOVAK *et al.*, 2004).

Já as barragens a arco, de acordo com Mendes (2013), tiram proveito da propriedade das estruturas em arco para resistirem com facilidade a cargas uniformemente distribuídas sobre seu dorso, transmitindo essas cargas 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, é necessário haver condições naturais especialíssimas como margens altas constituídas de rocha resistente e sã. Dadas as suas pequenas seções transversais, observa-se que empregam pouco material, de modo que seu peso desempenha papel secundário no equilíbrio estático.

No que tange às barragens de contrafortes, destacam-se que utilizam o barramento a montante simulando uma parede espessa de concreto, apoiada em contrafortes ou apoios



espassados ao longo do seu comprimento. Os contrafortes conduzem os esforços até as fundações. Estas devem ser de qualidade, uma vez que é necessário garantir as solicitações que geralmente são elevadas, e reduzir as tensões no solo. Para tanto, a base do contraforte pode ser alargada. Em razão dos espaços vazios e em comparação com as barragens gravidade, tornam-se mais leves e consomem menor quantidade de concreto.

A Figura 1-2 ilustra o comportamento das barragens de concreto em arco e das contrafortes. A imagem (a) retrata uma barragem em arco, localizada na região de um vale estreito, onde suas laterais suportam uma quantidade significativa dos esforços. Já a imagem (b) apresenta uma barragem de concreto com contrafortes que resistem às solicitações da pressão hidrostática em virtude do peso próprio da estrutura e que transmite esses esforços para a fundação a partir de elementos justapostos, os contrafortes.



(a)



(b)

Figura 1-2. Exemplos de barragens de concreto em arco – Glen Canyon, Arizona, USA - (a) e a contrafortes – Rosalend, França (b); [(a) - USBR.gov; (b) - areches-beaufort.com].

As barragens são, por definição, obras hidráulicas que barram o percurso natural da água e criam assim reservatórios artificiais. Essas estruturas são complexas e necessita-se que sejam tratadas como sistemas que englobam principalmente, a estrutura responsável pelo barramento, a água proveniente do reservatório e o solo para fundação.

O comportamento de uma barragem durante seu ciclo é muito complexo e envolve inúmeros fatores que podem modificar as propriedades dos materiais ao longo dos anos, além de condições incertas que podem acarretar problemas para o sistema, como a ocorrência de eventos sísmicos e as mudanças nas condições meteorológicas e térmicas.

## **1.2 MOTIVAÇÃO**

De acordo com o relatório do World Commission on Dams – WCD (2000), na entrada do novo século, um terço dos países do mundo dependeria de usinas hidrelétricas para produzir mais da metade da sua eletricidade. Atualmente as grandes barragens geram 19% de toda a eletricidade do mundo. Metade delas foi construídas exclusivamente ou primordialmente para fins de irrigação, e cerca de 30% a 40% dos 271 milhões de hectares irrigados no planeta dependem de barragens.

Sendo assim, as represas têm sido reconhecidas como um importante recurso para atender às necessidades da população, tanto no que diz respeito ao consumo de água e energia como aos investimentos estratégicos de longo prazo capazes de oferecer múltiplos benefícios.

Alguns desses benefícios adicionais são típicos de todos os grandes projetos de infraestrutura, enquanto outros são encaminhados a determinadas barragens ou específicos de determinados projetos. O desenvolvimento regional, a geração de empregos e fomento para uma base industrial com potencial exportador são exemplos de benefícios direcionados a projetos específicos. Outras metas incluem a geração de renda advinda de exportações, seja através da venda direta de eletricidade, de produtos agrícolas ou de produtos processados por indústrias eletrointensivas (como a indústria do alumínio). Todos esses benefícios mostram claramente que as barragens podem desempenhar um papel importante no atendimento às necessidades das pessoas.

No Brasil, as barragens vêm propiciando grandes benefícios econômicos e sociais para o país. Do ponto de vista econômico, elas são fontes de energia para países com alto potencial

hidrelétrico. O Brasil se destaca como um dos maiores investidores no contexto das economias emergentes, com uma política energética que realça o processo de desenvolvimento do país, sendo o segundo com maior produção de energia hidrelétrica do mundo, atrás apenas da China. Em relação ao contexto social, tem-se que a região Nordeste, sobretudo, sofria bastante com as extensas e prolongadas estiagens no século XIX; com a criação do Departamento Nacional de Obras contra a Seca (DNOCS) no início do século passado, foram construídas inúmeras barragens na região. Essas, por sua vez, contribuíram significativamente para a diminuição dos impressionantes registros históricos de grandes calamidades por carência de acesso à água.

Todavia, apesar da grande importância das barragens, elas também apresentam elevado potencial de riscos em decorrência da sua possível ruptura, o que pode acarretar mortes, destruição de cidades, da fauna e/ou da flora. Em razão dessa problemática é necessário que se analise os projetos em todas as suas fases, desde o início até após a execução da obra, de forma rigorosa. Além disso, também é primordial que se tenha conhecimento acerca do local da implantação da barragem, analisando históricos e observando o comportamento do local. Em suma, verificar minuciosamente as exigências quanto a segurança das barragens é de extrema importância em todas as fases de projeto.

Ademais, outro aspecto que deve ser enfatizado é o conhecimento dos principais fatores primários que podem causar rompimento das barragens. De acordo com o Comitê Internacional de Grandes Barragens (CIGB – ICOLD), o rompimento pode ser originado por um advento de um fenômeno natural intenso responsável por abalar a estrutura, uma concepção inadequada do projeto, defeitos na fundação e ombreiras, e, ainda, erosão interna causada por infiltrações. Outras causas de falha em barragem podem incluir a falha estrutural dos materiais utilizados na construção e também a manutenção inadequada.

A segurança das barragens a eventos sísmicos é um ponto de destaque na concepção dos projetos dessas estruturas, para regiões que são sensíveis a esses eventos, a preocupação é constante. No Brasil, esse campo vem ganhando destaque com o aumento de estações sismográficas e, com isso, aumenta-se a divulgação dos tremores que surgem no país, quebrando, dessa forma, a crença que Brasil é um país assísmico. Por sua vez, a divulgação dessas informações é importante para avaliar os trabalhos de investigação da região da instalação, na concepção dos projetos e na influência que as dimensões da estrutura podem induzir tremores no local ou próximos à barragem.

Ademais, evidenciamos que a ação dinâmica é um problema complicado e acoplado a um sistema complexo, as barragens gravidade de concreto, as quais envolvem a interação entre três meios: a água do reservatório, o solo da fundação e o concreto da barragem. Muitas vezes, são necessárias simplificações no cálculo e nos projetos dessas estruturas. No entanto, compreender a ação dinâmica e do sistema acoplado barragem-reservatório-fundação é importantíssimo. Tais apontamentos têm sido estudados por muitos pesquisadores internacionais, assim como pelo grupo de pesquisa de Fluido e Estrutura (GDFE) da Universidade de Brasília (UnB).

Em virtude do exposto, esta pesquisa engloba dois desses pontos apontados como primários para o rompimento das barragens, quais sejam: o evento natural intenso, que foi analisado por uma ação sísmica, e a influência da fundação no comportamento da estrutura para barragens gravidade de concreto.

Deve-se enfatizar, também, que, durante a pesquisa, foi realizada uma parceria com o grupo de pesquisadores do Observatório Sismológico (Obsis) da UnB, principalmente com os pesquisadores Giuliano Marotta e George França, que foram de extrema importância para que pudéssemos prosseguir com as investigações a respeito do tema em questão e enriquecer o entendimento da ação sísmica em barragens envolvendo dados do Brasil.

### **1.3 COLOCAÇÃO DO PROBLEMA**

De acordo com o registro de barragens do CBGB, a grande maioria das estruturas de barramento no país é do tipo gravidade, um total de 256, e, atualmente, existe inúmeros projetos de barragens em planejamento ou em fase inicial de execução. Essas estruturas precisam de estudos e critérios técnicos rigorosos para garantir o mínimo de segurança, uma vez que, os projetos de barragens envolvem domínios de natureza distintos e complexos. principalmente, quando relaciona o acoplamento do sistema barragem – reservatório – fundação.

A complexidade das barragens gravidade de concreto está relacionada ao acoplamento que envolve o sistema barragem-reservatório-fundação, assim como ocorre em muitas das obras da engenharia civil que apresentam um certo grau de interação ou acoplamento, o qual pode ocorrer devido efeitos inerciais, cinemáticos, entre outros. O sistema acoplado barragem-

reservatório-fundação se caracteriza, basicamente, pela interação solo-estrutura e fluido-estrutura.

No que se refere ao estudo da interação solo-estrutura (ISE) em barragens de gravidade, um fator importante no cálculo dessas estruturas, que demanda uma atenção especial em sua construção, é o conhecimento da deformabilidade da sua fundação que relaciona as solicitações aplicadas e as deformações delas resultantes, além de ser uma região que possui frequentes problemas, em virtude dos recalques diferenciais.

Já os efeitos da interação fluido-estrutura (IFE) são importantes, por exemplo, para o estudo sísmico ou de vibrações induzidas por fluidos em barragens. Nesse caso, o movimento da estrutura provoca, inevitavelmente, um movimento do fluido, que, por sua vez, permanece em contato com as paredes da estrutura. Desse processo, resulta um conjunto fluido-estrutura, que constitui um sistema acoplado para o qual é frequentemente impossível considerar separadamente as respostas e excitações.

Nesse sentido, a fim de discutir a respeito do problema do acoplamento, este trabalho visa contribuir para a construção do conhecimento no campo das barragens gravidade de concreto, permitindo avançar nos estudos da influência da fundação e do reservatório.

Além disso, em virtude, desse sistema envolver elementos de diferentes características mecânicas, e que requer um tratamento analítico muitas vezes limitados dependendo das exigências do problema, o método dos elementos finitos (FEM) adequa-se a abordagem desses problemas através da capacidade de discretizar geometrias complexas e solucionar meios que envolvem diferentes materiais.

## **1.4 OBJETIVOS**

### **1.4.1 Objetivo geral**

O objetivo principal desta pesquisa consiste em verificar a influência da fundação e do reservatório no sistema acoplado barragem-reservatório-fundação para uma análise dinâmica em termos da vibração livre, harmônica e sísmica.

### **1.4.2 Objetivos específicos**

- Determinar o estado de tensões para um perfil homogêneo da crosta terrestre;
- Estudar e caracterizar a influência do esforço adicional do peso da água na origem de sismos induzidos;
- Desenvolver o estudo de vibração livre para os meios desacoplados de uma barragem com a influência da fundação e para o reservatório, além de relacionar com o sistema acoplado barragem-reservatório-fundação;
- Realizar o estudo de vibração forçada para uma carga harmônica na crista da barragem;
- Analisar o espectro do sismo brasileiro;
- Averiguar os deslocamentos, tensões e pressão hidrodinâmica em pontos importantes da barragem com perfil típico brasileiro quando submetida a um sismo;
- Avaliar a resposta de uma barragem em termos de deslocamentos máximos e tensões principais máximas para sismos com maiores intensidades.

### **1.5 METODOLOGIA**

Sob o ponto de vista da construção do conhecimento, a análise de um sistema complexo como é o sistema barragem-reservatório-fundação envolve uma metodologia especial, tendo em vista que uma abordagem direta do problema final não assegura que os resultados obtidos sejam confiáveis. Sendo assim, para alcançar os objetivos planejados e alcançar resultados coerentes, traçaram-se alguns passos importantes para a execução da presente pesquisa.

Antes de estudar o sistema acoplado barragem-reservatório-fundação, analisou-se, inicialmente o estado de tensões da crosta terrestre quando submetido ao seu peso próprio, ao esforço tectônico. Ademais, verificou-se a influência do peso da água do reservatório após a construção da barragem. Para esse item foram analisados os dois primeiros esforços para um perfil homogêneo utilizando a ferramenta numérica ANSYS e, após isso, comparou-se com os resultados analíticos. No entanto, para o estudo do esforço adicional do peso do reservatório, avaliaram-se dois perfis, um com propriedades geológicas homogêneas e outro com propriedades distintas. Nesse estudo a avaliação foi feita, também, pelo método dos elementos finitos via o programa ANSYS na linguagem APDL.

Posteriormente, iniciou-se uma análise da influência do sistema barragem-reservatório-fundação para um perfil típico de barragem brasileira. Essa análise dinâmica foi obtida em termos de vibração livre, harmônica e sísmica considerando a influência do reservatório cheio e vazio e avaliando uma variação paramétrica para alguns tipos de fundação, desde as mais flexíveis até as muito rígidas, cujas análises foram feitas no ANSYS APDL.

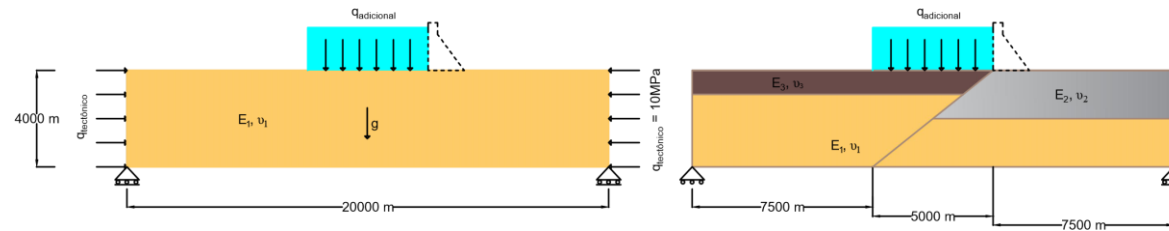
Para o estudo de vibração livre avaliou-se o sistema desacoplado e acoplado. Em relação à análise do sistema desacoplado, estudou-se a influência da fundação, na barragem, em termos da frequência natural e nas deformadas modais. Para o estudo do reservatório avaliou-se a influência do comprimento nos resultados para a frequência natural. No que se refere ao sistema acoplado barragem-reservatório-fundação analisou-se a influência da fundação nos resultados e determinaram-se os modos dominantes do sistema. Por fim, a validação para esse caso foi efetuada pelas expressões analíticas para o fluido e pelos resultados encontrados na literatura, sobretudo, pelos estudos de Chopra e Chakrabarti (1973) para o complexo hidro energético de Koyna.

Ademais, para o estudo da análise harmônica aplicou-se um carregamento na crista da barragem e avaliou-se suas amplitudes para os casos com reservatório vazio e cheio e modificando as condições da fundação.

No tocante, à análise forçada usou-se os dados históricos de aceleração de um sismo brasileiro e avaliou-se as respostas em termos de deslocamentos na crista e na base da barragem, além das tensões principais máximas e mínimas no corpo da barragem, e a pressão hidrodinâmica em alguns pontos do barramento de montante. Para esse item a validação foi feita a partir de uma verificação da barragem de Koyna que apresenta resultados literários contemplados no trabalho de Chopra e Chakrabarti (1973).

Destacamos, ainda que, tanto para o estudo de vibração livre quanto o de vibração forçada verificou-se como a interação barragem-reservatório-fundação se amplifica ou diminui com as condições impostas para a fundação e o reservatório. A Figura 1-3 apresenta o passo-a-passo da metodologia utilizada neste trabalho de forma mais clara e ampla.

### Análise dos esforços da crosta e a influência do peso do reservatório



### Análise Dinâmica do sistema barragem-reservatório-fundação

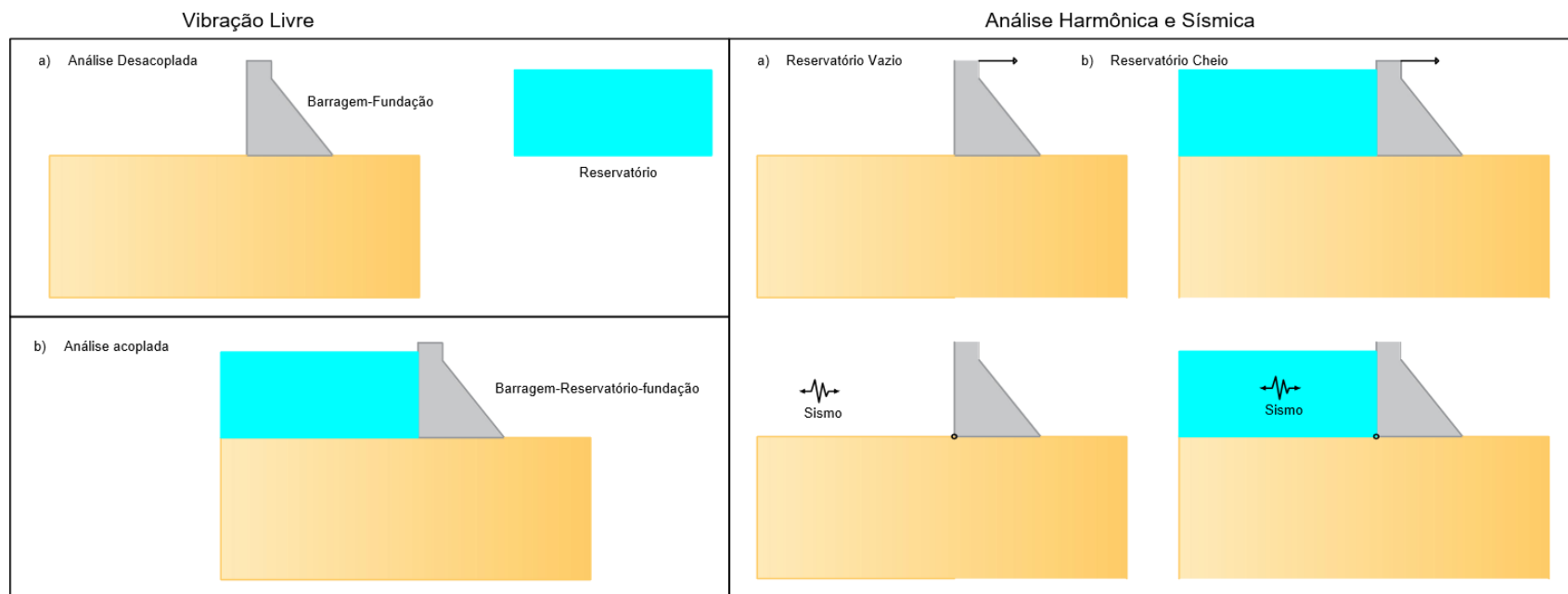


Figura 1-3 Passo-a-passo da metodologia utilizada nesse trabalho.



## **1.6 ABRANGÊNCIAS E LIMITAÇÕES**

O trabalho proposto apresenta algumas abrangências e limitações, quais sejam:

- A estrutura da barragem é constituída de um material linear, elástico, homogêneo e isotrópico;
- O material da fundação também é considerado um material linear, elástico, homogêneo e isotrópico;
- A massa da fundação é considerada zero, afim de evitar os problemas de propagação de onda para a análise sísmica;
- O fluido é considerado quiescente (estagnado), invíscido (não-viscoso) e incompressível. Não há escoamento, existindo somente vibração em torno de um ponto de equilíbrio (fluido acústico);
- No caso barragem-reservatório, a condição de contorno para o fundo do reservatório é imposta como sendo fechada. O reservatório é finito e as fronteiras dos domínios fluidos são considerados não absorventes acústicas;
- A formulação numérica para a interação solo-estrutura é baseada na formulação em deslocamentos de campo livre de Burman (2012);
- A formulação numérica para a interação fluido-estrutura é baseada na formulação U-P que consiste em deslocamentos para a estrutura e pressão para o fluido;

## **1.7 CONTRIBUIÇÃO DA PESQUISA**

A presente pesquisa contribuiu, principalmente, em dois pontos importantes da engenharia de barragens: (1), na quantificação dos esforços induzidos pelo reservatório e a sua influência ao longo da região de instalação da estrutura e (2); na compreensão da influência da fundação e do reservatório na resposta dinâmica, no que se refere à vibração livre, harmônica e sísmica.

## **1.8 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO**

O texto desta dissertação foi organizado em oito capítulos.

Na introdução, que constitui o capítulo 1, são evidenciadas reflexões iniciais acerca de conceitos e processo envolvidos na construção das barragens, assim como a apresentação da motivação, justificativa, objetivos, metodologia, abrangência, contribuição e limitações que organizam a presente pesquisa.

No capítulo 2, apresenta-se os principais estudos desenvolvidos para a análise dinâmica em barragens gravidade de concreto ao longo dos últimos anos.

No capítulo 3, apresenta-se as generalidades sobre barragens gravidade de concreto, são definidos os processos de construção, as ações atuantes, os mecanismos de ruptura e a influência da deformabilidade da fundação.

No capítulo 4, apresenta-se os aspectos sísmicos em engenharia de barragens, descrevendo os tipos de ondas sísmicas, o movimento do solo, os tipos de falhas, a sismicidade no Brasil, a sismicidade induzida e a solicitação do sismo em uma barragem.

No capítulo 5 são apresentados os aspectos gerais da teórica tectônica e as formulações teóricas para a interação solo-estrutura e fluido-estrutura usadas em barragens.

No capítulo 6, apresenta-se os aspectos computacionais descritos pelos elementos utilizados na modelização do concreto da barragem, da água do reservatório e do solo da fundação, assim como os tipos de análises utilizadas.

No capítulo 7 são apresentados os resultados obtidos, bem como as análises e discussões relacionadas a tais resultados.

Finalmente, no oitavo e último capítulo, são apresentadas as conclusões e indicados caminhos para o desenvolvimento futuro deste trabalho.

## **2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

Neste capítulo são apresentados alguns dos principais estudos referentes as barragens gravidade de concreto com ênfase nos efeitos dinâmicos provenientes principalmente da interação barragem-fundação-reservatório.

### **2.1 PRINCIPAIS PESQUISAS EM BARRAGENS GRAVIDADE**

Os métodos usados para a análise dinâmica de barragens gravidade de concreto começaram a ser desenvolvidos por Westergaard (1933) que demonstrou analiticamente, através da solução da equação de Laplace, a distribuição de pressões ao longo da interface fluido-estrutura. O método proposto por Westergaard pressupõe que o efeito hidrodinâmico sobre uma barragem rígida é equivalente à força inercial resultante de uma distribuição de massa adicionada no corpo da barragem.

Chopra (1967), em seus primeiros estudos determinou os efeitos da interação barragem-reservatório-fundação na resposta sísmica avaliando a compressibilidade do fluido. A partir disso, desenvolveu uma formulação para o cálculo da pressão hidrodinâmica na barragem. Observou, ainda, que a resposta disso desenvolveu uma formulação para o cálculo da pressão hidrodinâmica na barragem.

Chopra (1978) observou que a resposta de estruturas de curto período de vibração, tais como as barragens de concreto, submetidas a solicitações sísmicas, era, em grande parte, influenciada pelo modo fundamental de vibração. Em suas análises, o autor concluiu que as componentes verticais da aceleração do solo exerciam pouca influência na resposta da estrutura. Com isso, a barragem passou a ser considerada flexível e a água contida no reservatório tratada como um fluido compressível. Além disso, tanto a força de inércia como a hidrodinâmica passaram a depender do modo fundamental de vibração da estrutura.

Chopra e Chakrabarti (1981) introduziram um procedimento geral para a análise de resposta de barragens gravidade de concreto, incluindo os efeitos dinâmicos da água e a fundação flexível, para os componentes horizontais e verticais do movimento do solo (terremotos).

Hall e Chopra (1982) estudaram a influência da geometria irregular para o domínio fluido, no entanto, para isso, se basearam em seus estudos anteriores que forneciam uma compreensão básica dos efeitos hidrodinâmicos na resposta sísmica de barragens gravidade de concreto e a resposta ao movimento vertical do solo. Nesse caso, um procedimento de

análise foi desenvolvido para considerar domínios fluidos de geometria irregular. A única restrição feita pelos autores consiste na permanência de um domínio de fluido infinito em uma profundidade constante, além de algum ponto na direção a montante. A barragem e o fluido foram tratados como subestruturas e modelados com elementos finitos. Os autores consideram a influência do fundo do reservatório ou da flexibilidade da rocha base com alicerce nas pressões hidrodinâmicas, através de uma condição de contorno de amortecimento ao longo do fundo do reservatório, enquanto a fundação da barragem é considerada rígida. Por fim, foram investigados os efeitos da interação fluido-estrutura, compressibilidade da água, interação fluido-fundação, forma do domínio fluido para uma análise da resposta dinâmica da barragem.

Fenves e Chopra (1984) desenvolveram um procedimento semi-analítico-numérico para analisar a resposta ao terremoto das barragens gravidade de concreto utilizando dois casos especiais (a) Barragem com reservatório cheio suportado por uma fundação rígida; e (b) Barragem com reservatório vazio suportado por uma fundação flexível. Nesses casos, segundo os autores, a resposta do modo fundamental de vibração para uma barragem monolítica é modelada para um sistema equivalente de um grau de liberdade com frequências independentes escolhidas para representar efeitos complicados, com frequências dependentes de termos hidrodinâmicos e termos da flexibilidade de fundação. Com isso, concluiu-se que para o primeiro caso, o efeito barragem – reservatório e o fundo do lago são relevantes na resposta da barragem. Já, no segundo a resposta da barragem está relacionada apenas entre a fundação e a barragem.

Hall (1986) estudou a resposta de um terremoto no sistema barragem-reservatório-fundação. O autor investigava a importância da presença da água, a compressibilidade do fluido e o componente vertical do movimento do solo. A partir de suas pesquisas, concluiu que a presença da água aumenta significativamente a resposta da barragem quando submetida a um terremoto, sobretudo, quando considera o fluido compressível.

Léger e Katsouli (1989) avaliaram a estabilidade da barragem no que se refere ao deslizamento e ao tombamento para uma análise sísmica influenciada pela variação das propriedades da fundação. Os autores utilizaram elementos de contato não lineares localizados na interface da fundação com a barragem e observaram que o comportamento não linear da interface reduz a resposta sísmica, indicando a possibilidade de projetos mais racionais e econômicos. Considerando os parâmetros da resposta de estabilidade sísmica, no

tocante às condições de fundação mais flexível, obtiveram-se valores máximos de deslocamentos.

O efeito da interação reservatório-fundação foi objeto de um estudo realizado por Domanguez *et al.* (1990), que propuseram uma técnica integral de contorno para a investigação da resposta dos sistemas barragem-reservatório-sedimento-fundação sujeitos a movimentos do solo.

Bougacha *et al.* (1991) introduziram uma técnica baseada no método dos Elementos Finitos, com o intuito de analisar o efeito da interação barragem-reservatório-sedimento-fundação. O interesse em realizar esse estudo consistiu em avaliar o efeito do sedimento fluido na resposta da barragem para movimentos harmônicos no solo. Os resultados obtidos com o desenvolvimento dessa pesquisa, indicaram que o efeito dos sedimentos completamente saturados provoca um decréscimo na aceleração máxima da barragem e na força hidrodinâmica máxima. No entanto, se o sedimento é apenas parcialmente saturado, há uma diminuição significativa na frequência fundamental, juntamente com uma redução substancial da aceleração de pico sob o movimento horizontal do solo.

Chopra e Zhang (1991) relataram que as barragens gravidade de concreto eram tradicionalmente projetadas e analisadas para cargas sísmicas por procedimentos simples, com base em um coeficiente sísmico de 0,1 ou menos, sendo as forças sísmicas tratadas como forças estáticas, sem considerar a resposta dinâmica do sistema acoplado barragem-reservatório-fundação. Os critérios de projeto exigiam fatores de segurança contra o tombamento, deslizamento e flutuação. Em geral, não se utilizava o critério da tensão admissível, uma vez que os procedimentos tradicionais relacionados às forças sísmicas eram irrealisticamente pequenas e, a resposta dinâmica da barragem tinha sido ignorada. Dessa forma, com forças sísmicas realistas decorrentes da resposta dinâmica da barragem, podiam ser esperadas tensões significativas durante o movimento do solo.

Ghrib e Tinawi (1995) analisaram o dano mecânico causado por uma ação sísmica para a barragem gravidade de concreto de Koyna. Os autores abordaram a fratura local e implementaram cinco modelos para a avaliação. Diante dos cinco cenários de danos iniciais, os resultados confirmaram a importância da avaliação no estado inicial da barragem. A análise acerca desses cenários demonstrou que, em locais de juntas ou em locais como o gargalo da barragem, maiores danos eram provocados após a ação sísmica.

Bouaanani *et al.* (2002) avaliaram um modelo numérico bidimensional de uma barragem com uma cobertura de gelo objetivando verificar o comportamento dinâmico do sistema. Os autores apresentaram formulações analíticas e compararam com resultados experimentais com testes dinâmicos. Os dados foram analisados durante o verão e em condições severas de inverno, no intuito de investigar as interações dinâmicas entre a barragem, a fundação, o reservatório e a cobertura de gelo. Os resultados apresentaram concordância com os dados experimentais obtidos e os autores verificaram, principalmente, que a cobertura do gelo afeta as repostas de aceleração e frequência, bem como a pressão hidrodinâmica no reservatório.

Em 2003, Leclerc, Léger e Tinawi lançaram um programa computacional, CADAM, disponível ao público, que desenvolve uma avaliação de estabilidade estática e sísmica de barragens de gravidade de concreto. Esse programa baseia-se no método gravidade utilizando o equilíbrio do corpo rígido.

Gusteind (2003) estudou a interação solo-estrutura em barragens analisando a deformabilidade da fundação em termos das tensões e da estabilidade. Nesse trabalho a autora fez um estudo sucinto e detalhado de uma variação paramétrica para a fundação, apresentando estudos de convergência de malha e refinamento.

Dimitris (2004) apresentou um elemento de fronteira de domínio do tempo baseado nas soluções fundamentais de Stokes, discretizadas no tempo e no espaço, além de uma solução em passos de tempo eficiente que minimiza o acúmulo de erros e que se mostrava eficaz para a solução de problemas computacionais intensivos na área de interação solo-estrutura. Além disso, propôs um algoritmo para o cálculo direto da resposta a forças aplicadas externamente e/ou ondas sísmicas em fundações rígidas.

Küçükarslan (2004) analisou a resposta dinâmica no domínio do tempo para o sistema barragem-reservatório-fundação a partir do desenvolvimento de um método chamado Dual reciprocity boundary element method (DRBEM), que consiste em acoplar as condições de contorno apropriadas nas interfaces comuns para o elemento infinito do reservatório e da fundação e para o elemento finito da barragem. Esse método foi verificado e comparado com soluções exatas disponíveis e com estudos literários anteriores para analisar a pressão hidrodinâmica, os deslocamentos, assim como, as tensões máximas no corpo da barragem.

Ghanaat (2004) introduziu uma abordagem de avaliação nas barragens de gravidade, contraforte e arco no que concerne aos fatores que podem afetar a estabilidade da barragem

e sua fundação, tais como a sobrecarga, o deslizamento, a abertura das articulações entre outros modos de falha. A avaliação de desempenho envolveu análises estáticas e dinâmicas, e observou que a abordagem dos modos de falha fornece uma metodologia sistemática para a avaliação sísmica e o provável nível de dano na faixa do comportamento de controle.

Inaudi *et al.* (2005) avaliaram os métodos lineares simplificados para a análise sísmica preliminar em barragens, considerando a influência da flexibilidade da fundação na resposta sísmica em barragens gravidade de concreto. Para tanto foi formulado um modelo em elementos finitos que foi destinado à barragem com fundação flexível com a utilização de molas. Os efeitos da flexibilidade da fundação na resposta sísmica foram investigados analisando a forma do modo fundamental e a massa efetiva da fundação para o movimento do solo.

Li *et al.* (2007) analisaram a resposta dinâmica em barragens de concreto na forma gravidade e em arco por meio dos elementos finitos considerando a heterogeneidade da fundação. Os autores verificaram que uma idealização homogênea da fundação, em certos casos, pode subestimar a resposta para tensões máximas em movimentos sísmicos possuindo um grande significado na avaliação da segurança da barragem.

Arabshahi e Lotfi (2008) avaliaram a interface barragem-fundação durante um terremoto em função dos efeitos da deformação da base, dos parâmetros de deslizamentos, dos modos de falhas e as tensões. Os autores utilizaram uma formulação baseada na teoria da plasticidade aplicada nos elementos de interface para modelar o deslizamento, bem como a abertura parcial ao longo da base da barragem. Os resultados mostraram que o deslizamento geralmente reduz as tensões principais de tração ao longo do corpo da barragem, no entanto, a redução geralmente não é suficiente para evitar fissuras, especialmente na parte superior da barragem.

Papazafeiropoulos *et al.* (2011) apresentaram as soluções analíticas que têm sido amplamente utilizadas para o cálculo das tensões em barragens, bem como os métodos numéricos baseados no método dos elementos finitos (MEF), que é inevitavelmente usado para geometrias complicadas do reservatório, da fundação e/ou da barragem. Os resultados obtidos com esses métodos foram apresentados para ilustrar o impacto causado por parâmetros, tais como a inclinação da face de montante e jusante da barragem, flexibilidade da estrutura, efeito dos sedimentos, na resposta de barragens de concreto considerando

fenômenos de interação entre o reservatório e a fundação que mostram que, em geral, o nível de água e a espessura da camada de solo têm um impacto substancial nas características dinâmicas do sistema de barragem-reservatório-fundação em termos de suas frequências naturais e amortecimento.

Burman *et al.* (2012) analisaram a interação solo-estrutura no sistema acoplado barragem-fundação sob um movimento sísmico. Os autores verificaram as respostas para os deslocamentos máximos e as tensões principais máximas no gargalo da barragem de Koyna usando um modelo em elementos finitos que baseia-se no método direto simplificado desenvolvido por Wolf (1985).

Kimata *et al.* (2012) efetuaram um análise dinâmica para uma barragem de concreto, considerando-se a falha progressiva da rocha da fundação. Esse estudo foi realizado com o objetivo de estudar o comportamento de propagação da trinca induzida pelo terremoto em larga escala. Para tanto, considerando a falha progressiva da fundação da rocha, assumiu-se um modelo constitutivo para a rocha e a sua validade foi avaliada comparando os resultados da análise de simulação com os resultados experimentais para um modelo de barragem. Com isso, os autores verificaram que é possível reduzir significativamente o nível de propagação de trinca no corpo da barragem. Sendo assim, o estudo sugere que a falha progressiva da rocha é uma aspecto importante na avaliação da segurança sísmica de barragens de concreto.

Ebrahimi e Tatar (2012) estudaram a influência do enchimento do reservatório de Masjed Soleyman e relataram um aumento na taxa sísmica na região da barragem, 90 dias após o enchimento do reservatório, houve um terremoto com magnitude de  $M_w = 5,6$ ; ocorrido em suas proximidades. Diante disso, os autores instalaram uma rede sísmica local de 5 estações sismológicas na área da barragem; essa instalação iniciou-se em 2006 e estendeu-se durante 15 meses. Através disso, os autores observaram que os maiores terremotos registrados durante o monitoramento do reservatório de Masjed Soleyman teve magnitudes de  $ML = 3,9$  e  $ML = 3,6$ . Métodos estatísticos, como o estudo de mudanças no nível da água com variação do padrão de sismicidade regional foram usados para identificar terremotos induzidos que ocorreram na região da represa.

Zeidan (2014) estudou a resposta sísmica em barragens gravidade de concreto influenciada pela flexibilização na fundação no sistema acoplado barragem-reservatório-fundação. A autora analisou um sistema em 2-D e utilizou o software ANSYS como ferramenta para a



obtenção das respostas em função dos deslocamentos, tensões e pressões hidrodinâmicas. Os resultados desse estudo mostraram que a fundação flexível tem um impacto significativo no comportamento da barragem e sendo um fator importante a ser analisado nos projetos em barragens gravidade de concreto.

Em 2014, Chopra analisou a resposta da barragem Pine Flat que foi submetida a uma ação sísmica. Com essa análise, verificou-se a influência da fundação flexível e a compressibilidade do fluido na resposta da estrutura. Ademais o autor observou que a flexibilidade da fundação provoca maiores deslocamentos da crista (Figura 2-1) e maiores tensões no corpo da barragem (Figura 2-2).

Para o efeito da compressibilidade, o autor estudou dois casos: no primeiro, considerou-se a estrutura com rigidez de  $4 \times 10^6$  psi; no segundo caso, a estrutura possuía uma rigidez de  $0,68 \times 10^6$  psi. Em ambos os casos a fundação foi considerada rígida. Dessa forma, observou-se que a incompressibilidade do fluido diminuiu o deslocamento na crista quando considerou a estrutura com uma rigidez maior. Além disso houve um aumento nos deslocamentos quando se considerou o fluido compressível para uma estrutura mais flexível.

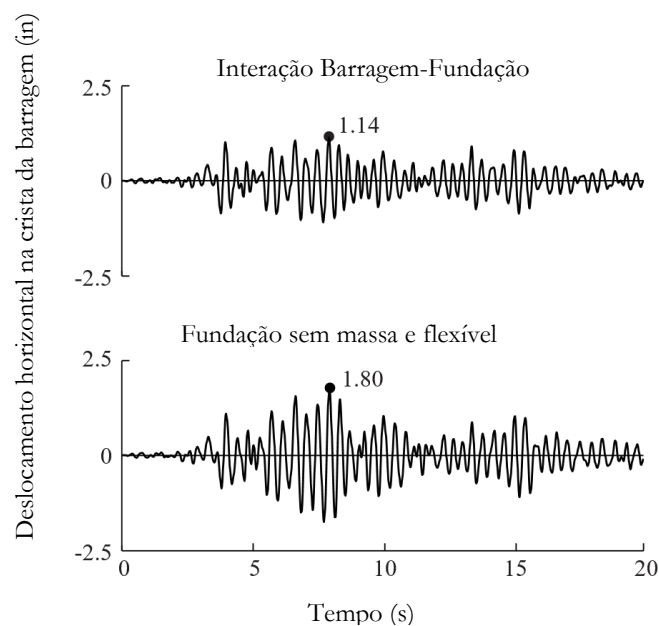


Figura 2-1 Influência da fundação no deslocamento na crista da barragem submetida ao movimento horizontal do sismo TAFT- Fonte: Modificado Chopra, 2014.

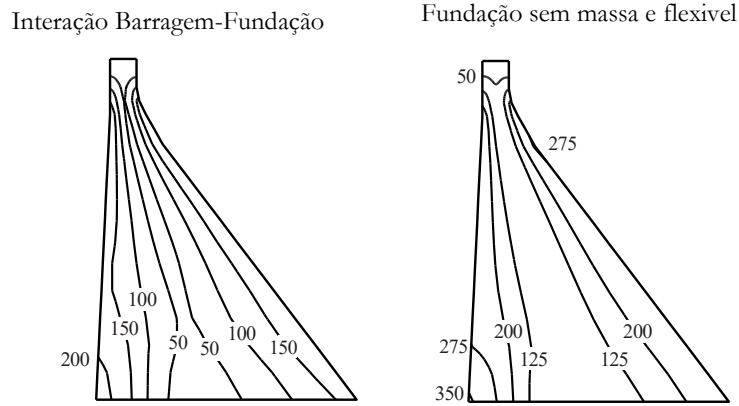


Figura 2-2 Influência da fundação nas tensões principais máximas, em psi, na barragem Pine Flat devido ao movimento horizontal do sismo TAFT - Fonte: Modificado Chopra, 2014.

Mandal e Maity (2016) propuseram um estudo baseado em modelos de elementos finitos para barragens envolvendo a interação solo-estrutura, fluido-estrutura e o sistema acoplado barragem-solo-fluido. Para a formulação da barragem e da fundação, os autores usaram a técnica de elementos finitos baseada em deslocamentos. Já o reservatório foi modelado por elementos finitos baseados em termos de pressão. As respostas da barragem com e sem a interação solo-estrutura, fluido-estrutura e estrutura-solo-fluido foram comparadas para verificar a influência da fundação e do reservatório no comportamento do sistema. Na comparação das respostas da barragem, observou-se que as tensões principais e os deslocamentos são aumentados se o efeito de reservatório e fundação forem considerados. As piores respostas obtidas a partir dessa comparação foram observadas quando ambos os efeitos de interação fluido-estrutura e solo-estrutura são considerados simultaneamente. A magnitude e distribuição de tensões dentro da fundação mudam consideravelmente com a interação solo-estrutura-fluido.

Seleemah *et al.* (2017) analisaram numericamente no software ANSYS a resposta da barragem gravidade de concreto quando submetidas a movimentos de excitação por sismos. Nessa análise, foi construído um código para simular o sistema acoplado barragem-reservatório-fundação. Para tanto, o domínio da água do reservatório foi representado por um fluido contínuo incompressível tendo comprimento infinito na direção a montante. No que se refere à fundação, considerou-se como flexível, desde que apresente as mesmas propriedades da barragem, ou seja, com as propriedades homogêneas, isotrópicas e linearmente elásticas iguais para a fundação e o barramento. As respostas para a análise dinâmica foram expressas em termos de deformações, tensões, deslocamentos espectrais e

acelerações, pressão hidrodinâmica, frequência natural e histórico do tempo de resposta. Por fim, os resultados confirmaram o efeito significativo no período natural da barragem quando submetida a movimento sísmico.

Wieland (2018) apresentou um estudo que designava os principais modelos de terremotos usados em projetos sísmicos e as verificações de segurança em grandes barragens. Para isso, o autor comentava que as análises dinâmicas deveriam ser realizadas no domínio do tempo, no intuito de, avaliar as deformações inelásticas. Como entrada para tais análises, eram necessários históricos de tempo de aceleração que podem incluir espectro históricos de aceleração registrados ou artificiais, duração do tremor, número de tremores e outros que eram listados nas diretrizes do Comitê Internacional de Grandes Barragens – ICOLD. O autor apresentou alguns dos principais tópicos a serem considerados nos projeto para análise sísmica e na segurança de barragens.

Lokke e Chopra (2018) apresentaram uma generalização para o método direto em elementos finitos para uma análise 3D não linear sísmica em barragens de arco envolvendo a interação e elementos de amortecimento para a fundação e o reservatório. Os autores mostraram, passo-a-passo, os passos para se obter uma computação eficaz das respostas da barragem contra eventos sísmicos e as condições limites dos domínios de fronteira da fundação e da rocha. Nesse sentido, foram verificados e validados diferentes modelos para os problemas 3D em uma análise acoplada, os quais consideraram vários fatores importantes na resposta sísmica, os quais incluíam a compressibilidade da água; a absorção de ondas nos limites do reservatório; a interação barragem-fundação que envolve a massa, a rigidez e amortecimento da rocha; amortecimento e radiação devido ao tamanho da fundação; variação espacial do movimento do solo na interface barragem-fundação; e o comportamento não linear na barragem e nas partes adjacentes do domínio.

É válido destacar, ainda, que, desde 2002 o Grupo de Dinâmica e Fluido-Estrutura da UnB (GDFE) tem desenvolvido e sistematizado várias metodologias para o tratamento de problemas relacionados à engenharia de barragens, tais como: Moraes (2000), Oliveira (2002), Silva e Pedroso (2005), Ribeiro (2006), Souza Junior (2006), Melo (2006), Silva (2007), Souza (2007), Melo (2009), Ribeiro (2010), Mendes (2013), Nascimento Junior (2016), Coelho (2016) e Mendes (2018).

### 3. GENERALIDADES

#### 3.1 BARRAGENS GRAVIDADE DE CONCRETO

Em função de sua forma, as barragens em concreto podem ser classificadas em: barragens gravidade, barragens em arco e barragens contrafortes. Essas barragens, se distinguem, também, em virtude de algumas particularidades, tais como: volumes de escavações, o concreto fornecido, a intensidade dos esforços, a importância da sub-pressão agindo sobre a estrutura, a sensibilidade as variações de temperatura e os sismos.

As barragens gravidade de concreto são estruturas que, como o próprio nome indica, resistem aos esforços da pressão hidrostática devido ao seu peso próprio, ou seja, devido sua forma geométrica, sua massa e resistência do concreto, bem como uma interação com a fundação que minimiza o potencial de deslizamento.

Uma barragem de gravidade é uma estrutura de concreto sem armaduras formando um bloco monolítico. Normalmente, nesse tipo de barragem, utiliza-se uma seção transversal triangular e na parte superior, no coroamento, uma seção retangular. Nesse caso, o barramento de montante é vertical ou ligeiramente inclinado (menos de 5%). Já o barramento de jusante é inclinado na faixa de 75 a 80% da altura. A Figura 3-1 ilustra uma seção típica de barragem gravidade.

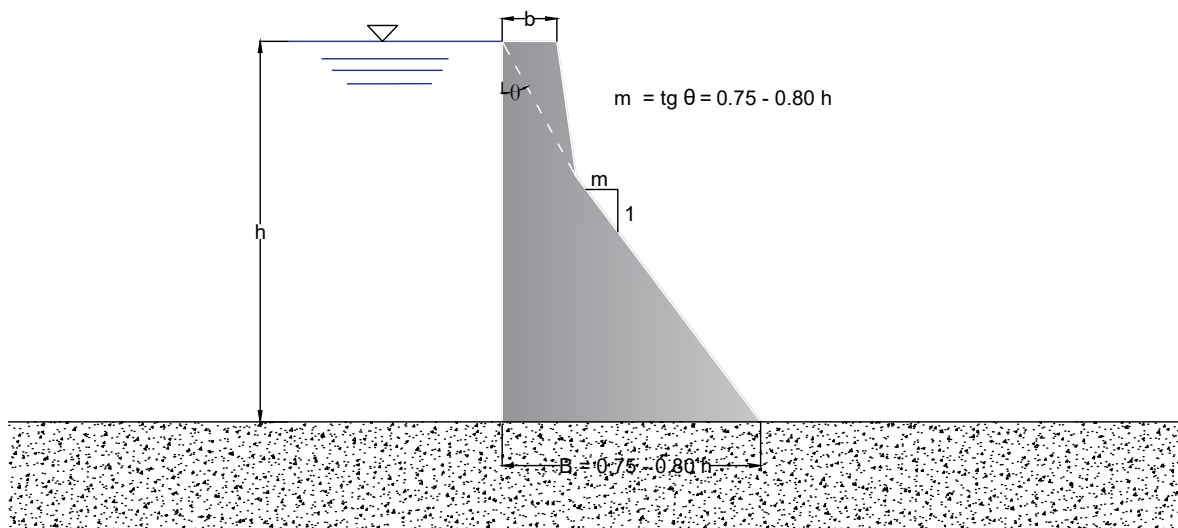


Figura 3-1 Perfil típico de uma barragem gravidade de concreto.

As barragens gravidade não são limitadas pelo comprimento e se adequam aos grandes vales, podendo ser retilíneas, ou ligeiramente encurvadas para que possam se adaptar às condições da geologia e da topografia.

### **3.2 PROCESSO DE CONSTRUÇÃO**

Desde a escolha do tipo da barragem até as análises de segurança existem etapas primordiais para o entendimento acerca desse campo do conhecimento, muitas vezes complexos. Algumas etapas importantes serão discutidas nesta seção.

A escolha do tipo da barragem é uma tarefa difícil, que necessita do conhecimento a respeito de vários parâmetros e informações importantes, objetivando a melhor solução, sendo a mais econômica, garantindo a máxima segurança da estrutura e minimizando os impactos ambientais. Essa tarefa está intrinsecamente relacionada ao local onde será implementada a barragem. Após essa etapa, alguns pontos devem ser examinados, quais sejam a forma da barragem, a geologia, a sismicidade local, as condições climáticas, entre outros aspectos.

Um projeto não pode ser concebido e se concretizar sem a disposição dos parâmetros e as informações características do local onde será implementada a barragem. Sendo assim, conhecer os aspectos geotécnicos e geológicos da natureza das fundações é um fator primordial.

As investigações relativas ao local da barragem fazem parte de um processo progressivo que permite avaliar a permeabilidade, o estado de tensões, as características de deformação e as resistências das rochas. Normalmente, antes da implantação da barragem, o terreno deve estar propício a um estado de tensões e o solo deve apresentar uma certa permeabilidade. Tais aspectos normalmente são modificados para atender aos critérios para a estabilidade da estrutura. Nesse processo, ocorre um tratamento preliminar, que deverá modificar tanto o estado de tensões do local responsável por suportar toda a ação vertical da estrutura, como a permeabilidade. As Figuras 3-2 e 3-3 apresentam essas duas etapas iniciais na construção das barragens.

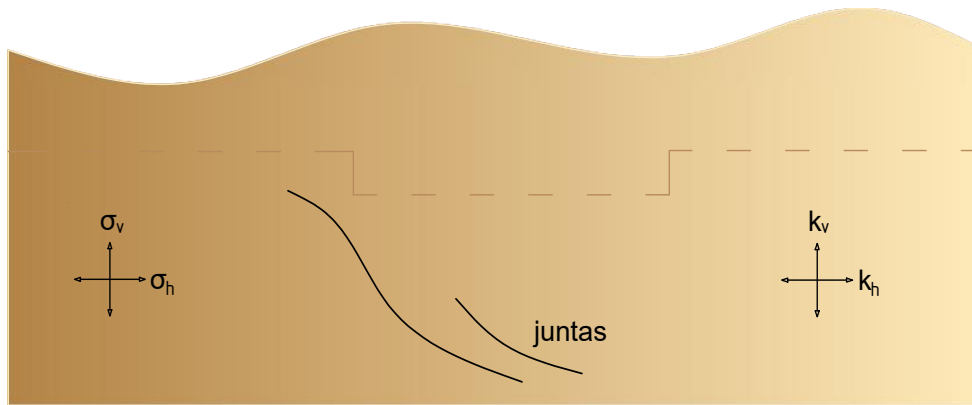


Figura 3-2 Condições iniciais da fundação.

onde:

$\sigma_v, \sigma_h$  : Condições iniciais das tensões;

$k_v, k_h$  : Condições iniciais de permeabilidade.



Figura 3-3 Escavação e tratamento da fundação.

sendo:

$\sigma'_v, \sigma'_h$  : Condições das tensões após a escavação e o tratamento da fundação;

$k'_v, k'_h$  : Condições da permeabilidade após a escavação e o tratamento da fundação.

Em seguida, inicia-se o processo construtivo da barragem e os principais sistemas construtivos adotados são o concreto massa convencional (CCV) e do concreto compactado a rolo (CCR), sendo que, para qualquer um dos métodos o processo de dimensionamento global é semelhante. A técnica da construção de barragens em CCR surgiu depois dos anos de 1970 sendo desenvolvida para otimizar a construção de barragens gravidade. A utilização dessa técnica permite utilizar concretos muito secos, e com baixas dosagens de cimento. A

resistência obtida, particularmente fraca, são compatíveis com as exigências das barragens gravidade.

Com o avanço da construção da estrutura, o estado de tensões e a permeabilidade da fundação, após o tratamento sofrem modificações, chegando assim a um novo estado, como apresentado na Figura 3-4.

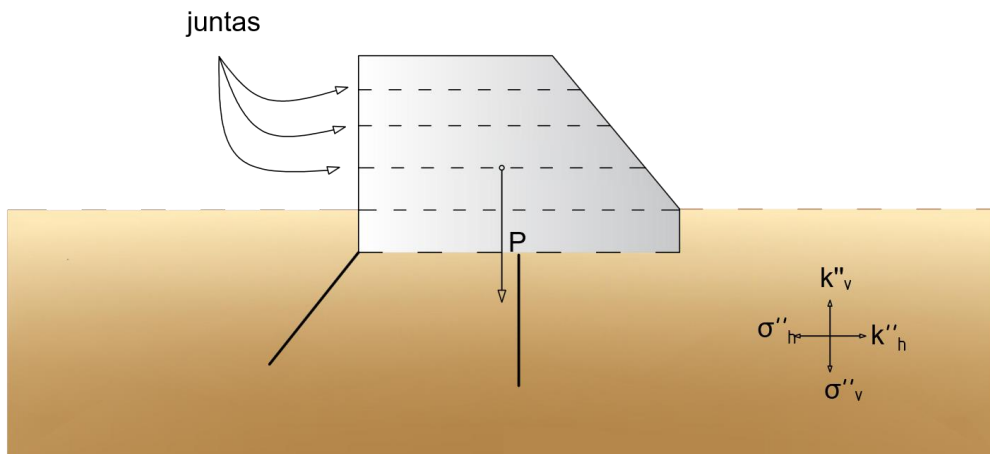


Figura 3-4 Construção da Barragem.

sendo:

$\sigma''_v, \sigma''_h$ : Condições das tensões após a construção da barragem;

$k''_v, k''_h$ : Condições da permeabilidade após a construção da barragem.

Após o fim da construção, a etapa de enchimento do reservatório é a mais importante, tendo em vista que, nessa fase, a barragem é submetida aos esforços máximos para os quais foi projetada, Figura 3-5. Já no fim da etapa de construção, as barragens de concreto experimentam os deslocamentos da crista para montante, e ao fim da etapa do enchimento, os deslocamentos passam a ser máximos na direção jusante.

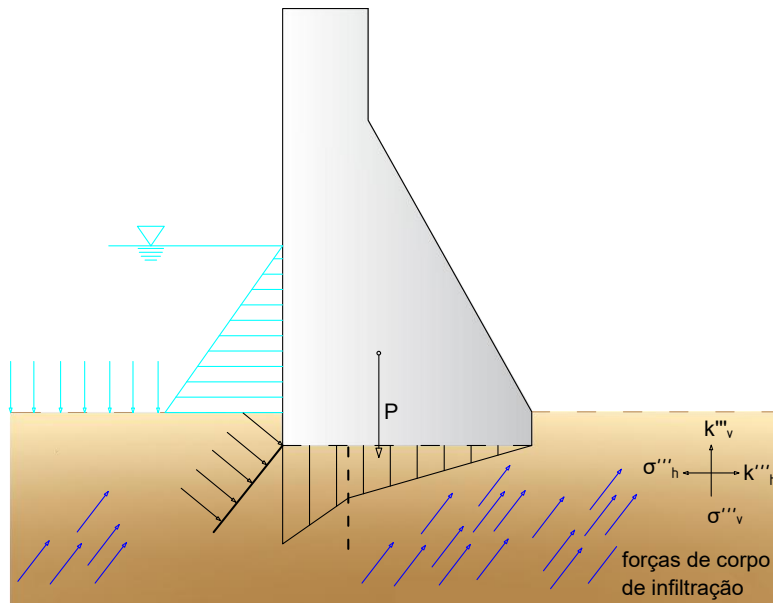


Figura 3-5 Enchimento do Reservatório.

onde:

$\sigma'''_v, \sigma'''_h$ : Condições das tensões após o enchimento do reservatório;

$k'''_v, k'''_h$ : Condições da permeabilidade após o enchimento do reservatório.

Em um dado momento, o estado de operação máximo apresentará a combinação das ações que acontecerão na barragem, implicando desde esforços normais até os excepcionais. Esse processo é de grande importância para o estudo sucinto de todas as etapas e, em conjunto com vários domínios da engenharia para o sucesso da construção.



### 3.3 AÇÕES ATUANTES

As barragens estão sujeitas a vários tipos de ações que, em sua maioria são variáveis ao longo da vida da obra e originam deformações e tensões. Essas cargas utilizadas para o cálculo de verificação das barragens são divididas em três categorias de aplicação:

- Cargas permanentes;
- Cargas variáveis;
- Cargas excepcionais.

As cargas permanentes estão sempre presentes, mantendo-se constante a sua intensidade ao longo do tempo (Peso próprio, pressão hidrostática, subpressão). Já as cargas variáveis são alteradas em função das condições de operação, ou das condições naturais (pressão hidrostática, sedimentos, subpressão, temperatura do concreto, pressões intersticiais). Por fim, as cargas excepcionais são, em geral, dependentes de eventos extremos naturais, com efeitos destrutivos e com duração curta (sismos, cheias, avalanches).

A Figura 3-6 apresenta as principais ações atuantes que devem ser consideradas em uma análise de dimensionamento em barragens de gravidade.

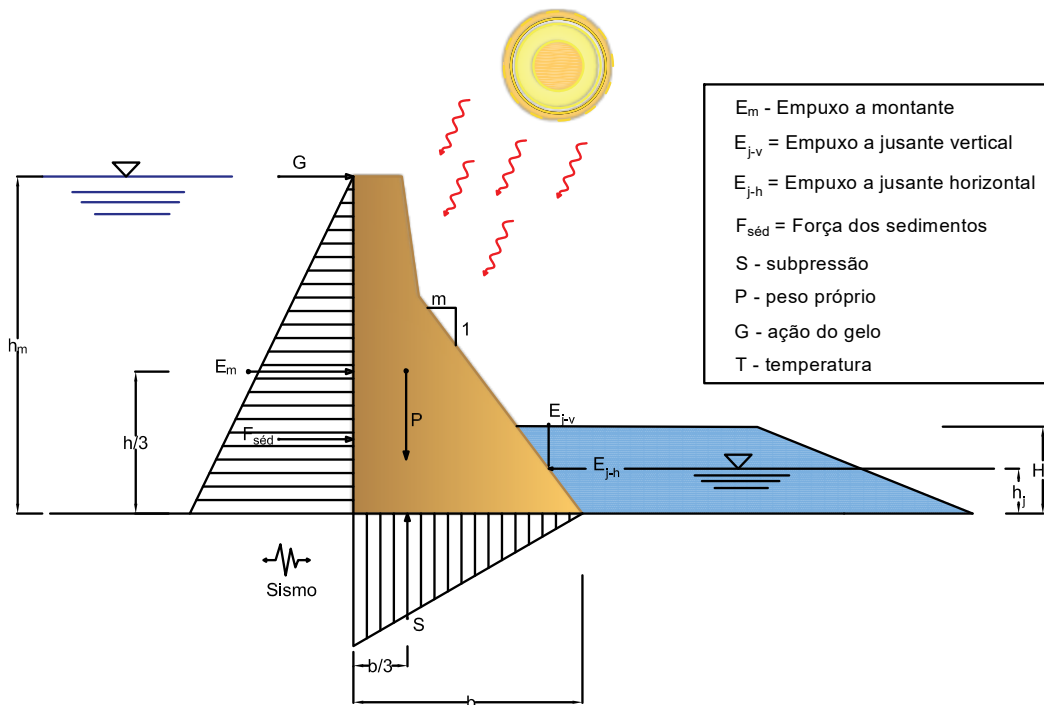


Figura 3-6 Principais cargas atuantes na barragem gravidade de concreto.

### 3.3.1 Descrição das cargas atuantes

- Peso próprio

Para uma barragem gravidade, o peso próprio é a principal ação atuante. Ela está ligada diretamente ao volume da seção da barragem e depende do peso específico do concreto, normalmente  $24 \text{ kN/m}^3$ .

- Pressão Hidrostática

A pressão hidrostática é uma carga normal para a barragem, atuando nos parâmetros de montante e jusante. Ela depende da altura da coluna de água e cresce linearmente com a profundidade (Figura 3-7).

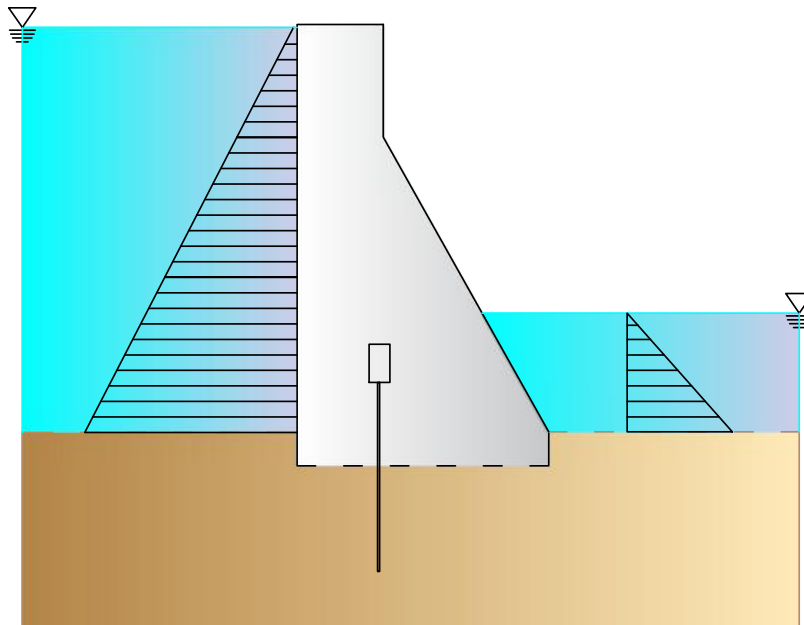


Figura 3-7 Ação da pressão hidrostática na barragem.

- Subpressão

De acordo com Pinto (2012), a subpressão na superfície de inserção da estrutura ou em uma descontinuidade da fundação ocorre devido percolação da água, sendo que, nas descontinuidades, esta atua numa direção normal à superfície e a sua distribuição tem uma forma trapezoidal. Os valores correspondem sempre à altura da coluna de água em cada ponto. Na verificação da segurança global de uma barragem gravidade esta ação pode ser primordial, por isso, a sua correta avaliação é fundamental. Para reduzir os efeitos desta ação é usual a implementação de um sistema de drenagem junto ao parâmetro de montante. No

caso da aplicação desta ação na superfície de inserção da barragem ou em discontinuidades muito próximas desta, consideram-se normalmente duas situações: - Situação 1: com sistema de drenagem em pleno funcionamento (Figura 3-8 (a)); - Situação 2: com sistema de drenagem ou com sistema de drenagem inoperacional (Figura 3-8 (b)).

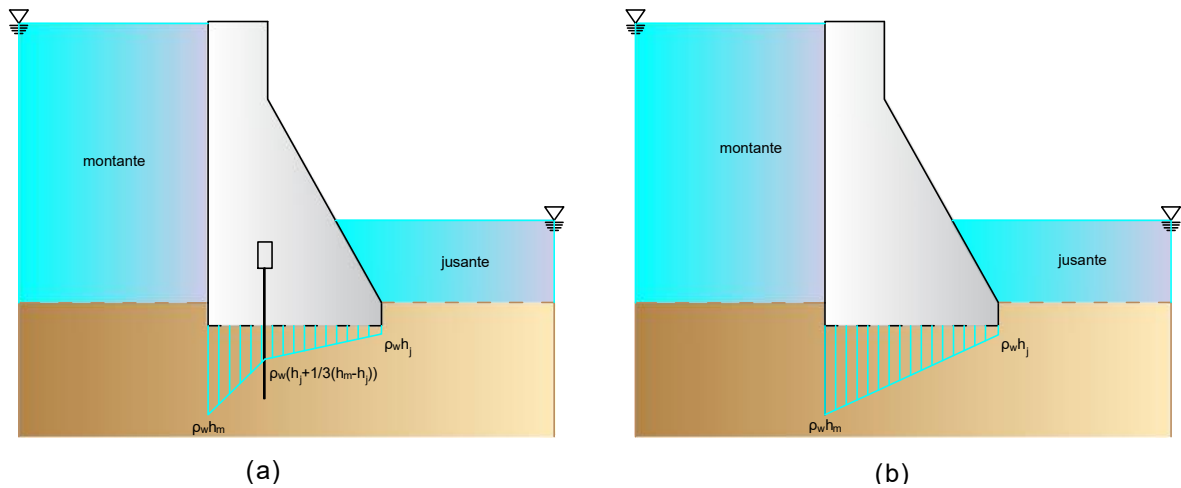


Figura 3-8 Diagrama da subpressão: (a) com o sistema de drenagem e (b) sem o sistema de drenagem - Fonte: Modificado Pinto (2012).

- Ação dos sedimentos

A pressão de sedimentos ocorre quando existe um acúmulo de material sólido no pé montante da barragem; podendo, esse acúmulo, e atingir uma espessura significativa provocando um empuxo horizontal que se adiciona a pressão hidrostática (Figura 3-9).

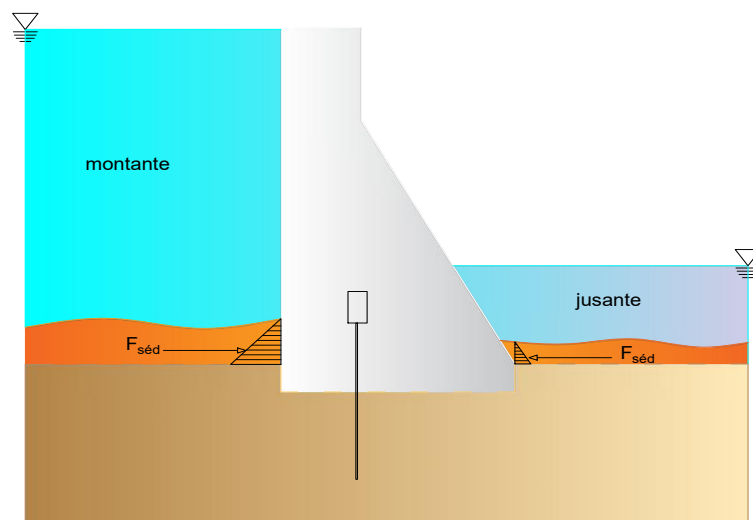


Figura 3-9 Ação dos sedimentos nos dois barramentos da barragem.

O valor dessa magnitude do empuxo é dado, como a pressão hidrostática, por uma carga triangular (Equação 3.1):

$$F_{sed} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot h_{sed}^2 \cdot K \quad (3.1)$$

onde:

$F_{sed}$  = força imposta pelos sedimentos;

$\gamma_s$  = massa específica do material granular estagnado;

$h_{sed}$  = variação da altura do sedimento;

O valor de K representa o coeficiente de empuxo do solo, e se caracteriza em 4 casos:

- Fluido  $K = 1$
- Empuxo em repouso  $K = 1 - \sin \phi$
- Empuxo ativo  $K = (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi)$
- Empuxo passivo  $K = (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi)$

Sendo  $\phi$  o ângulo de atrito interno do sedimento (geralmente compreendido entre 15° e 30°).

#### - Efeito da temperatura

A análise do efeito térmico em barragens é um fator importante na segurança dessas estruturas, estando relacionadas, principalmente, a propagação de trincas, além de modificar o estado de tensões e deformações da barragem.

De acordo com Tásia (2016) a avaliação de problemas relacionados à transferência de calor entre materiais e o ambiente tem sido abordado com frequência, devido ao surgimento de tensões de origem térmica na estrutura. Essas tensões, por sua vez, podem comprometer requisitos de desempenho, segurança e durabilidade da estrutura. Assim, a correta avaliação do campo de temperaturas em uma barragem é essencial para a determinação de tais tensões e deformações.

#### - Ação Sísmica

A ação sísmica em barragens é um dos problemas mais complexos da engenharia e no passado utilizava-se uma extrapolação de um complexo problema dinâmico para um equivalente de forças estáticas. Este método, proposto por Westergaard e chamado de pseudo-estático incorpora as forças de inércia e as pressões hidrodinâmicas exercidas na barragem. Esse método é usualmente empregado em projetos brasileiros.

Com o avanço dos métodos numéricos foi possível progredir nas avaliações de segurança sísmica em barragens, a partir de uma análise do comportamento das acelerações e oscilações transitórias. Nesse caso, em todas as direções calcula-se o efeito real do movimento do solo em barragens.

#### - Outras ações

As ações referentes à pressão do gelo, choques de ondas ou ação dinâmica da água são mais importantes no projeto de barragens em regiões sujeitas a esses efeitos.

### **3.4 MECANISMOS DE RUPTURA**

De acordo com o Comitê Internacional de Grandes Barragens (CIGB), a definição de ruptura se refere ao colapso ou movimento de uma parte da barragem ou de sua fundação, de modo que a estrutura de contenção não possa mais reter a água. Com isso, em geral, o resultado será uma perda de volume de água importante, com prejuízos para as pessoas, fauna e flora a jusante.

Para garantir a segurança de uma barragem, é importante conhecer os possíveis mecanismos de ruptura e realizar um estudo sucinto do conjunto barragem-reservatório a fim de (Léger *et al.* (2003)):

- Interpretar os dados de campo, explicar o comportamento observado e investigar os mecanismos de deterioração e danos;
- Prever a estabilidade estrutural e identificar possíveis mecanismos de falha sob os cenários usuais, incomuns – as inundações - e extremos – os sismos;
- Auxiliar no desenvolvimento de trabalhos de reparação, de medidas corretivas e eficientes em instalações existentes.

A análise de ruptura da barragem gravidade de concreto está intrinsecamente relacionada a problemas em sua fundação. Os principais fatores que constituem as causas de ruptura mais frequentes podem ser observados na Figura 3-10.

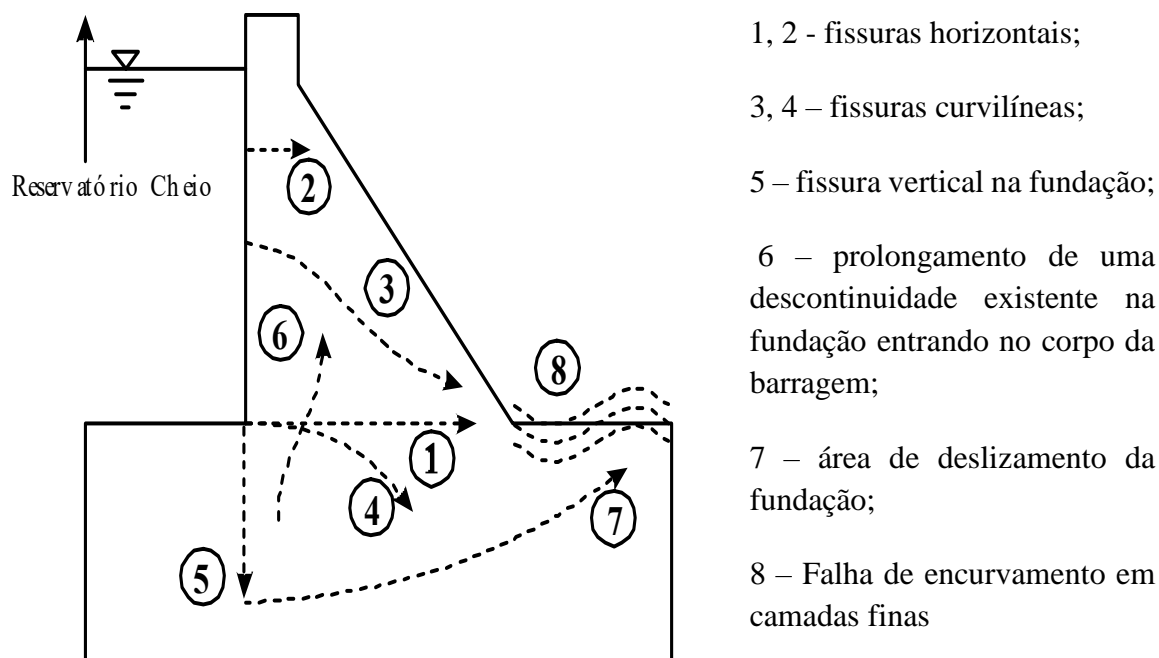


Figura 3-10 Mecanismo de ruptura de uma barragem gravidade Fonte: Martin Léclerc, Pierre Léger, René Tinawi, Manual de utilização – CADAM.

De acordo com Scheleiss e Pougatsch (2011) a ruptura de uma barragem gravidade de concreto pode estar relacionada a uma estabilidade insuficiente consecutiva ligada à diminuição das propriedades dos materiais, deslocamentos irreversíveis, pressões e tensões excessivas ou a uma redução de seção pela presença da fissura. Além disso, o deslizamento também pode se manifestar na interface barragem-fundação. É necessário destacar, ainda, que a subpressão tem um papel fundamental, podendo agir nas fissuras provocadas pelas tensões de tração, que ficaram excessivas em virtude da drenagem inadequada ou inexistente.

### 3.5 INFLUÊNCIA DA DEFORMABILIDADE DA FUNDAÇÃO

O conhecimento acerca da deformabilidade dos maciços rochosos da fundação em barragens gravidade de concreto, isto é, da relação entre as solicitações e as deformações delas resultantes, deve desempenhar um papel importante nos projetos de barragens.

De acordo com Chen (2015) o Método gravidade assume a validade da “lei trapezoidal”, a variação linear das tensões verticais entre as faces montante e jusante em todos os planos horizontais. Essa hipótese é baseada na teoria da cunha infinita que para seções planas e normais ao plano médio permanecem planas e normais a tal plano após a deformação e paralelas as posições indeformadas. No entanto, se uma seção de altura fina, por exemplo, represa de perfil triangular é colocado sobre o fundamento como semi-espaço fino, as tensões são redistribuídas devido à interação barragem-fundação apresentado na Figura 3-11.

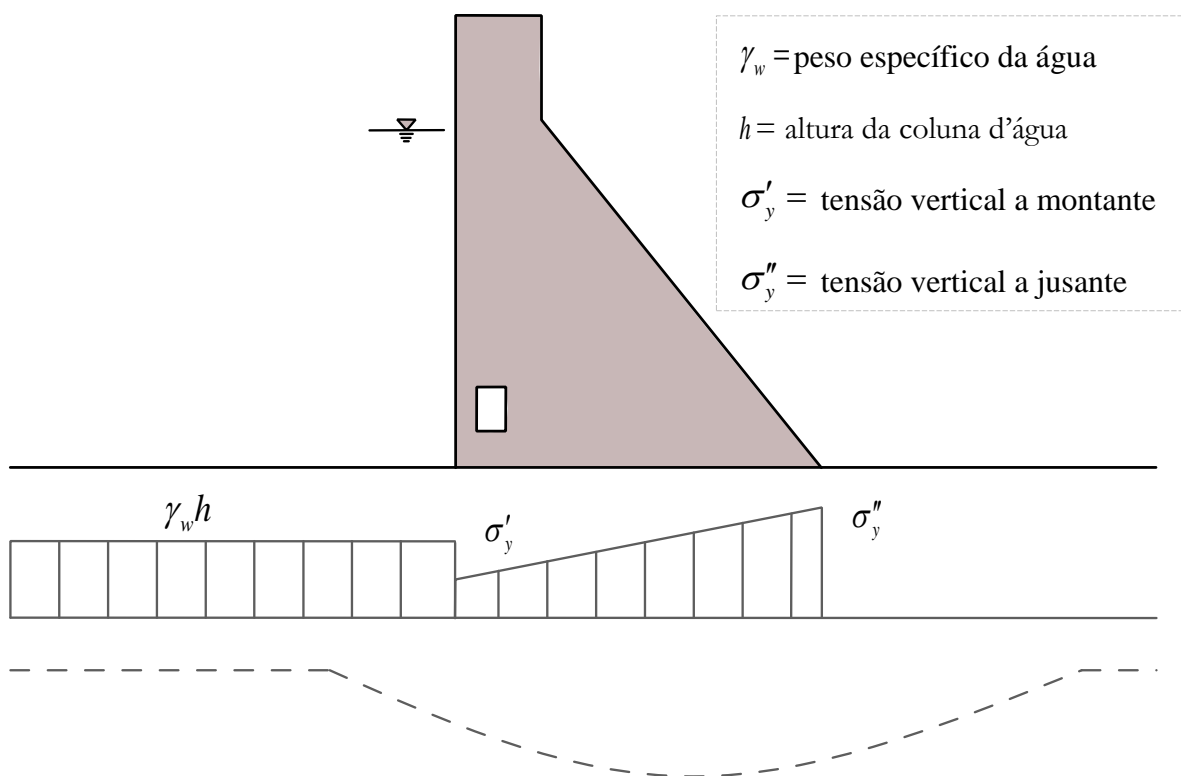


Figura 3-11 Redistribuição de tensões devido à interação barragem-fundação.

O efeito do problema relacionado à deformabilidade da fundação e o contato entre a barragem e fundação é um dos principais mecanismos de ruptura em barragens. Ao estudar essa região de contato, a suposição da “lei trapezoidal” não é mais válida na área próxima à base da barragem, entre 1/3 e 1/4 da altura, em virtude da concentração de tensões nessa

região, principalmente no calcanhar e no pé do perfil, podendo ser explicado pelo ajuste da deformação como fator para a consistência entre o corpo e a fundação da barragem.

As tensões dependem, principalmente, das propriedades elásticas da barragem e da fundação, que se relacionam entre os módulos de Young e pelo coeficiente de Poisson de ambos os materiais. Um estudo desenvolvido por Tyelke em 1938 *apud* Grishin (1982) já apresentava a tendência das distribuições de tensões verticais, horizontais e cisalhantes, considerando a deformabilidade da fundação para os casos de construção e de operação.

De acordo com Alves Silveira (2003) a medição de tensões em maciços rochosos de fundação tem por objetivo a medição das tensões naturais. Essa última é direcionada à análise de suas eventuais implicações sobre o comportamento das escavações e das estruturas da barragem propriamente dita, e deve verificar, a intensidade das tensões medidas. Mais especificamente, verificam-se as, tensões horizontais do maciço, pois, enquanto as tensões verticais são aliviadas durante o processo erosivo das camadas sobrejacentes, durante a história geológica do maciço rochoso, as tensões horizontais geralmente não apresentam esse mesmo alívio. Esse processo pode originar tensões de alta intensidade, as quais podem trazer como consequência o deslocamento da rocha durante a escavação das fundações, movimentações significativas do maciço rochoso ao longo de descontinuidades sub-horizontais, etc.

A deformabilidade da fundação é determinada em laboratórios normalmente por meios de ensaios de compressão simples, com o objetivo de determinar três parâmetros básicos: módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson e resistência à compressão simples.

Na Tabela 3-1 estão apresentados os parâmetros de rocha determinados pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil de Lisboa (LNEC). De acordo com Rocha (1971), apesar de os maciços rochosos se encontrarem submetidos a estados triaxiais de tensão e a estados biaxiais de tensão na vizinhança da superfície, o estudo do comportamento das rochas quando submetidas à compressão simples é relevante, uma vez que permite pôr em evidência fenômenos de importância fundamental da mecânica das rochas.



Tabela 3-1 Parâmetros de algumas rochas determinados pelo LNEC (Rocha, 1971)

<b>Tipo de rocha</b>	<b>Módulo de deformabilidade (MPa)</b>	<b>Coefficiente de Poisson (<math>\nu</math>)</b>	<b>Resistência à compressão simples (MPa)</b>
Granito são	76.000	0,21	118
Granito alterado	20.400	0,10	35
Granito muito alterado	12.500	0,09	14
Granodiorito	66.500	0,23	198
Basalto	100.000	0,27	215
Pórfiro	96.000	0,26	92
Gnaisse	93.300	0,22	160
Gnaisse alterado	50.100	0,09	115
Xisto	135.000	0,20	93
Xisto	63.500	0,21	75
Xisto	38.500	0,14	114
Micaxisto	76.000	0,23	50
Ardósia	77.300	0,14	174
Quartzito	75.600	0,26	300
Calcário	83.000	0,23	113
Gesso	8.800	0,19	14
Cré	4.000	0,22	3,2
Grés	53.800	0,25	82
Conglomerado	106.000	0,20	244

## 4. ASPECTOS SISMICOS EM ENGENHARIA DE BARRAGENS

### 4.1 ONDAS SÍSMICAS

A energia liberada por um terremoto é transmitida através de ondas elásticas, independentemente das causas do terremoto. Essas ondas chamadas ondas de corpo se propagam em todas as direções da Terra e podem ser de dois tipos. Quais sejam:

- Ondas primárias (denotadas por P) ou ondas de dilatação: são ondas longitudinais e induzem uma modificação do volume do material através do qual se propagam e são, deformadas por compressão e dilatação, assim como mostrado na Figura 4-1.

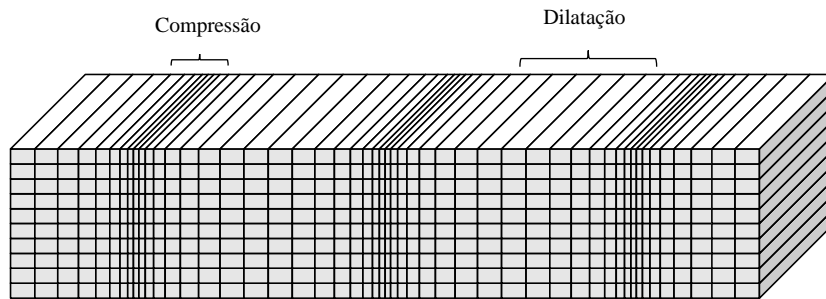


Figura 4-1 Movimento das partículas provocado pela onda primária P.

- Ondas secundárias (denotadas por S) ou ondas cisalhantes: são perpendiculares e pulsantes (Figura 4-2) – com efeitos de cisalhamentos – perpendiculares à direção da propagação, sem alterar o volume pelos quais são transmitidas.

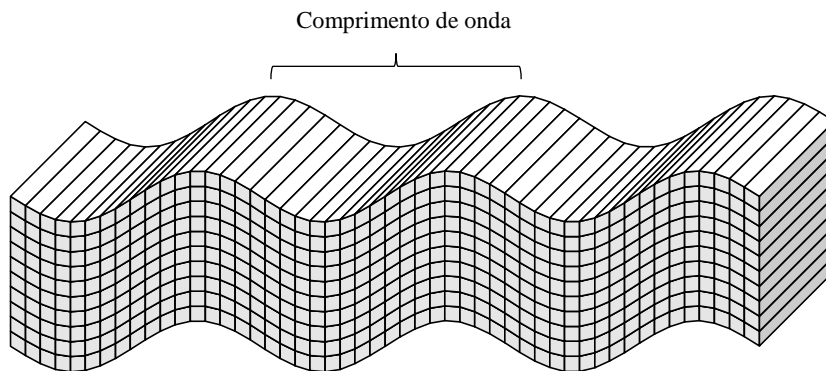


Figura 4-2 Movimento das partículas provocado pela onda secundária S.

Em sua propagação, as ondas primárias e secundárias sofrem reflexão e refração contínuas, função das discontinuidades ou da natureza dos estratos. Na Figura 4-3 são apresentados os principais tipos de reflexão de onda de corpo na Terra.

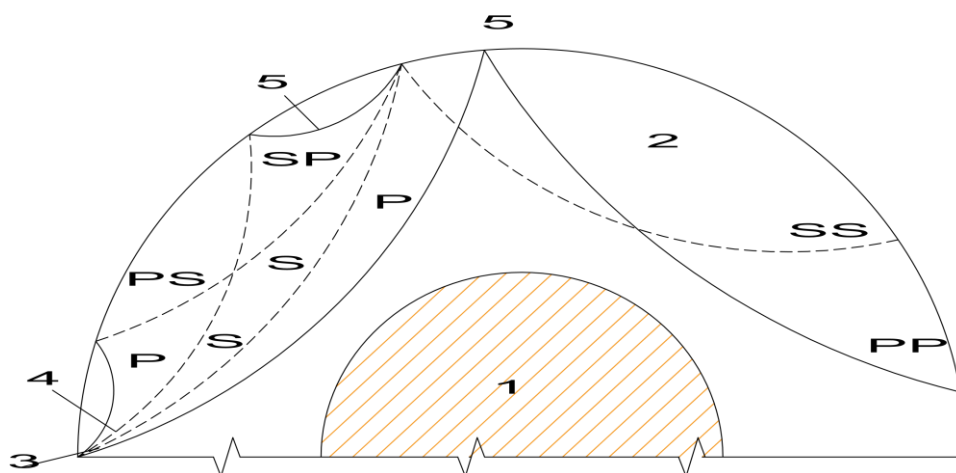


Figura 4-3 Reflexão das ondas de corpo na Terra – Modificado Prisco (1985) 1- o núcleo; 2- o manto; 3- o foco do terremoto; 4- propagação da onda; 5- reflexão da onda

Através da reflexão, uma onda P pode dar origem a uma onda de dilatação (indicada por PP) ou a uma onda de cisalhamento (indicada por PS). Da mesma forma, uma onda incidente S pode, por reflexão, gerar ondas SP e SS. É necessário destacar, ainda, que as ondas S nunca se propagam através do núcleo externo, pois esse fluido não pode transmitir ondas de cisalhamento.

Existem, ainda, as ondas sísmicas, as quais se propagam junto à superfície da Terra e podem ser chamadas de ondas superficiais ou rasas. Essas ondas se caracterizam por apresentar maiores amplitudes e duração do que as ondas de corpo.

As ondas sísmicas de superfície podem ser classificadas em dois tipos: as ondas de superfície longitudinais e as ondas de superfície transversais. Respectivamente, as ondas de superfície longitudinais podem ser chamadas ondas de Rayleigh (R) e, se originam de uma combinação do movimento das ondas P e S, contida no plano vertical. Essa onda pode ser registrada tanto na componente vertical quanto na horizontal e possui amplitude que decresce exponencialmente com a profundidade. A Figura 4-4 apresenta o movimento característico das partículas provocado pela passagem da onda Rayleigh.

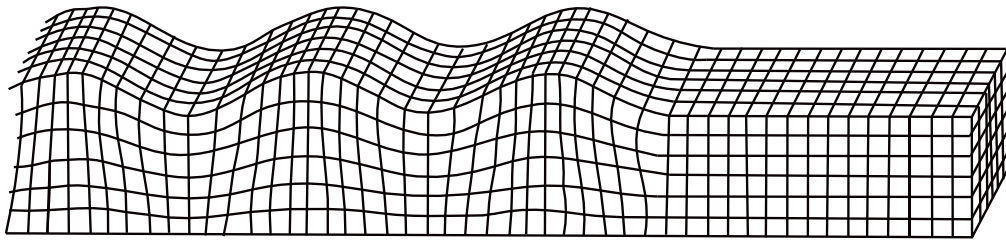


Figura 4-4 Movimento das partículas provocado pela onda Rayleigh R.

Já as ondas de superfície transversais podem ser denominadas ondas Love (Q), correspondem a uma superposição das ondas S com vibrações horizontais e ocorrem quando há aumento de velocidade da onda S com a profundidade, além de ser polarizada horizontalmente, acarretando seu registro apenas pelo componente horizontal. Na Figura 4-5 apresenta-se o movimento das partículas provocado pela passagem da onda Love.

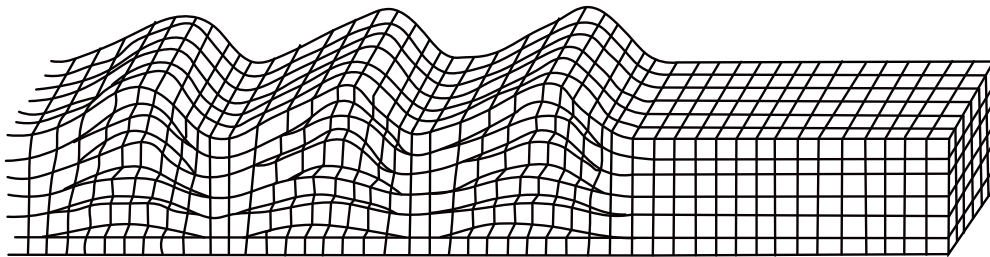


Figura 4-5 Movimento das partículas provocado pela onda Love Q.

## 4.2 MOVIMENTO DO SOLO

Os movimentos da Terra causados pelo terremoto são combinações das oscilações dos tipos de onda discutidos. Eles são gravados usando instrumentos sísmicos especiais que medem as acelerações absolutas do solo ou os deslocamentos relativos do solo. Os gráficos obtidos mostram o tempo de atraso entre a chegada de diferentes tipos de ondas. Isto, juntamente com as velocidades de propagação das ondas, permitem a localização do foco do terremoto.

A Figura 4-6 mostra os principais tipos de ondas discutidas, as ondas P, S e as de superfície, às quais se diferenciam, também, pela origem do sismo, ou seja, para eventos com foco profundo ocorre o predomínio das ondas de corpo P e S, Figura 4-6 (a), no entanto, para sismos com foco próximo a superfície ocorre o predomínio das ondas de superfície – Rayleigh e Love – Figura 4-6 (b).

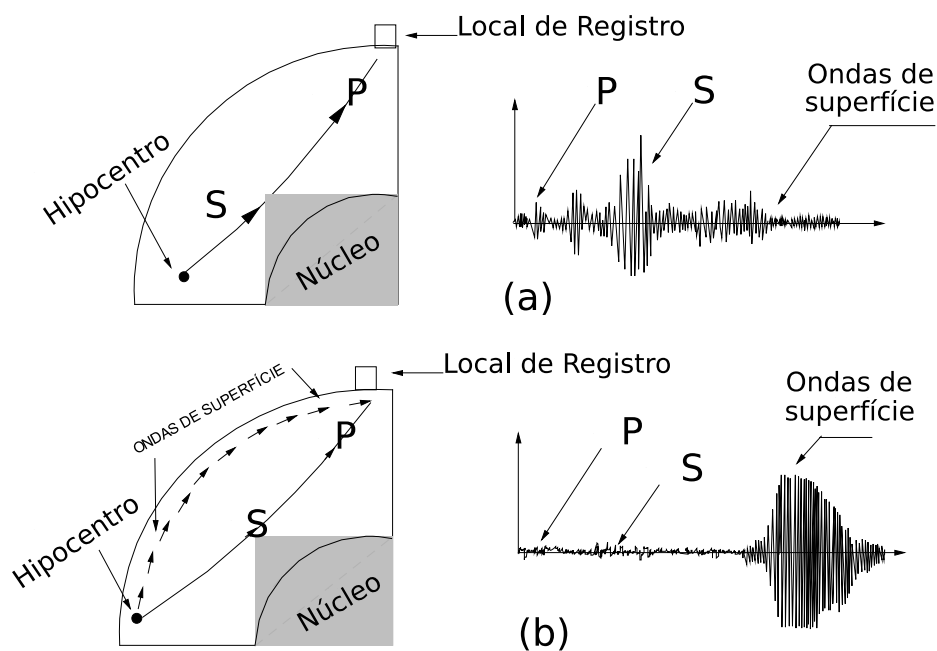


Figura 4-6 Ondas sísmicas registradas a 10.000 km do epicentro: a) sismo de foco profundo; b) sismo de foco superficial. Modificado de Sauter (1989) apud Arias (1996)

### 4.3 TIPOS DE FALHAS

A Falha normal ocorre quando um dos blocos é abatido na mesma direção na qual mergulha o plano da falha, resultando num afastamento das camadas. Conforme pode ser observado na Figura 4-7, o bloco deslocado “desce” em relação ao plano original. Isso, é causado pela tensão negativa provocada pelas forças internas de transformação do relevo.

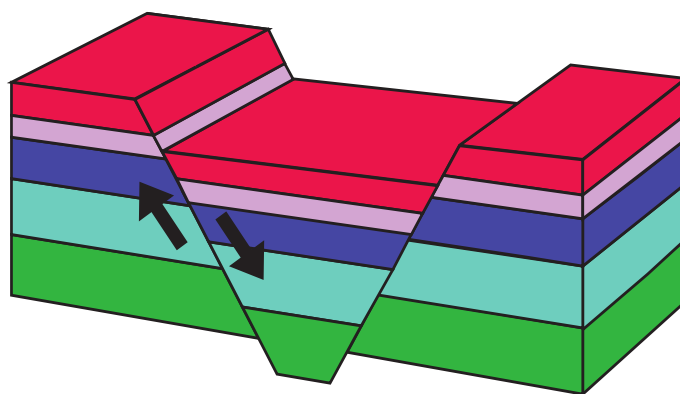


Figura 4-7 Exemplo de Falha Normal (Fonte: Indiana Geological Survey, 2018)

A Falha inversa, falha de empurrão ou falha compressiva ocorre quando uma parte é empurrada sobre a outra, cavalcando-a. A Figura 4-8 mostra como essa falha se manifesta de forma oposta ao tipo de falha normal; com o bloco deslocado, movimentando-se acima

do plano original. Ela ocorre quando o tectonismo exerce pressões positivas sobre o bloco rochoso.

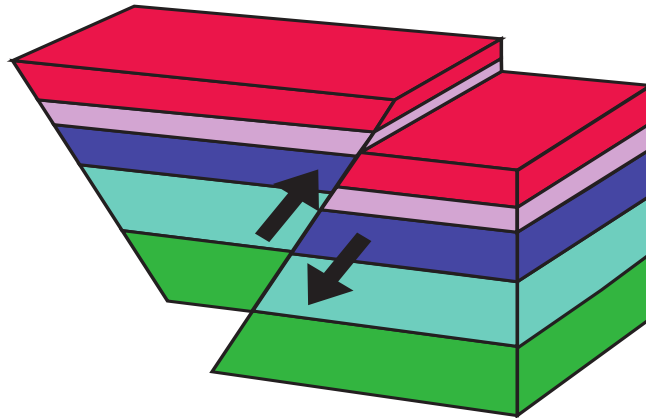


Figura 4-8 Exemplo de Falha Inversa (Fonte: Indiana Geological Survey, 2018)

A Falha transcorrente, também chamada de falha horizontal, ocorre quando há deslocamento no plano horizontal entre os dois blocos, sendo mais comuns em zonas de encontro entre duas placas tectônicas, quando essas também se movimentam horizontalmente. Assim, cada bloco sofre com um tipo de força diferente e apresenta deslocamentos distintos (Figura 4-9).

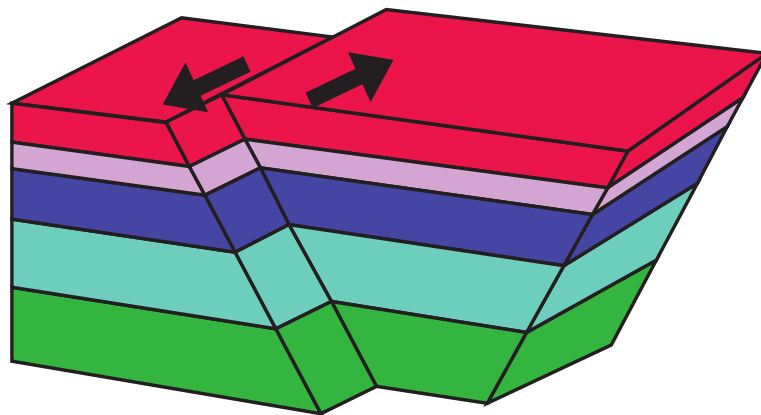


Figura 4-9 Exemplo de Falha Transcorrente (Fonte: Indiana Geological Survey, 2018)

#### 4.4 SISMICIDADE NO BRASIL

A Rede Sismográfica Brasileira (RSBR) registra continuamente episódios de movimentos do solo no Brasil, permitindo um detalhado estudo das prováveis causas dos tremores de terra no país. Dotadas de um sismógrafo e de um transmissor de dados, as estações são gerenciadas por universidades, institutos de pesquisa e empresas.

A caracterização sismológica no Brasil pode ser subdividida de acordo com o nível da concentração dos esforços na crosta. Sendo assim, existem regiões que apresentam maior tendência no que se refere à ocorrência de sismos, em relação a outras regiões. A Figura 4-10 ilustra os principais tipos de falhas e as suas direções. Observando-a é possível perceber que existe uma relação entre as regiões que apresentam maiores concentrações de esforços e a quantidade de sismos.

De acordo com Assunção *et al.* (2016), toda região equatorial do Brasil – do Rio Grande do Norte até a foz do Rio Amazonas – está sujeita a um mesmo tipo de tensão geológica, existindo uma superposição de uma compressão paralela à costa, na direção Leste-Oeste com uma extensão, causada pelo contraste da densidade das crostas continental e oceânica.

Na região Nordeste, a crosta está sendo esticada, em decorrência da proximidade da costa e da ação da gravidade. Ainda segundo Assunção *et al.* (2016), no Nordeste há uma tendência da crosta continental se esparramar em direção ao oceano, “causando uma tensão de tensão” o que significa um aumento no estado de tensões. Nesse caso, além da crosta ser menos espessa, a litosfera (camada formada pela crosta e pela camada superior do manto), também é mais fina do que no interior do país, o que facilita a ocorrência de terremotos. Portanto, onde a litosfera é mais fina, a pressão que vem do encontro das placas litosféricas vizinhas se distribui por uma área menor, concentrando as tensões e facilitando a ocorrência de rupturas nas falhas geológicas.

Com relação às regiões Norte e Centro, verifica-se que existe o predomínio das compressões da crosta, na direção noroeste-sudeste. As causas dessa orientação diferente ainda são alvos de estudos pelos especialistas, todavia, tem-se que podem estar relacionadas aos movimentos de convecção do manto na Região Amazônica.

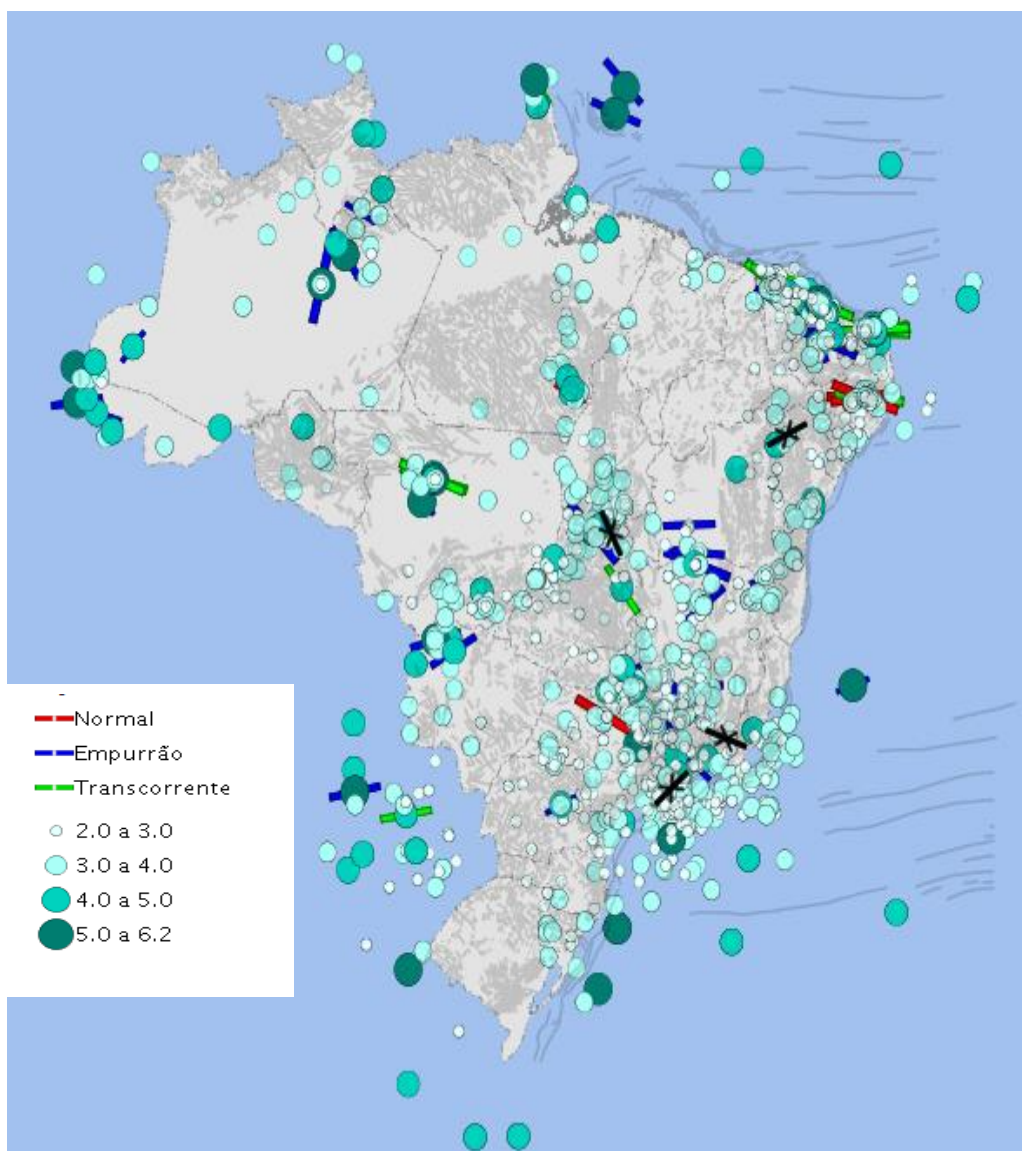


Figura 4-10 Dados das falhas no Brasil e sua relação com a intensidade da magnitude dos sismos no Brasil – Fonte: Site Unesp (2018)

Marotta *et al* (2013), há regiões que se movimentam numa velocidade maior que outras, existindo uma tendência no sentido sudeste-noroeste. Isso pode estar relacionado ao fato que algumas regiões do norte-leste apresentam valores de contração menores em comparação aos deslocamentos norte-leste e oeste-sul, onde essas regiões com valores significativos possuem então uma maior tendência para os eventos sísmicos (Figura 4-11). Portanto, o comportamento da variação dos esforços pode estar relacionado ao movimento da crosta.



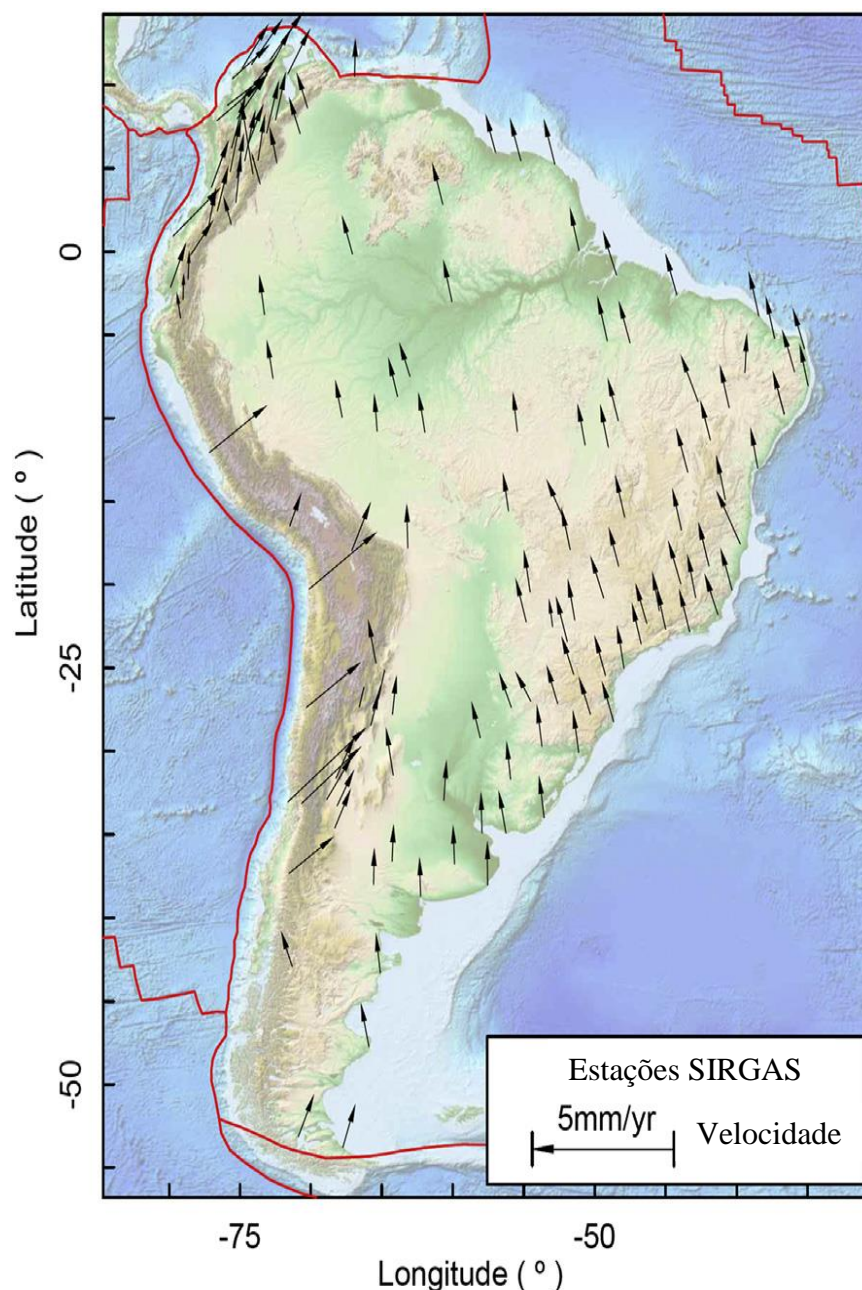


Figura 4-11 Taxa de movimentação planimétrica de estações geodésicas - Fonte: Marotta *et al* (2013).

Com base nesses dados mais atualizados e um maior conhecimento acerca da região sísmica do Brasil, pesquisadores do Instituto de Astronomia, Geofísica e Ciências Atmosféricas da Universidade de São Paulo (IAG-USP), em colaboração com as Universidades de Brasília, do Rio Grande do Norte (UFRN), Estadual Paulista (Unesp) e com a Fundação Getúlio Vargas (FGV) elaboraram um novo mapa de ameaça sísmica do Brasil, o qual melhora os dados da norma anti-sísmica (NBR -15421/2006) baseada em estudos sismológicos da década de 1990. A Figura 4-12 apresenta os níveis de vibração em termos de aceleração g

para o Brasil. Esse mapa servirá de base para atualizar a Norma Sísmica Brasileira segundo Elton Allison (2017).

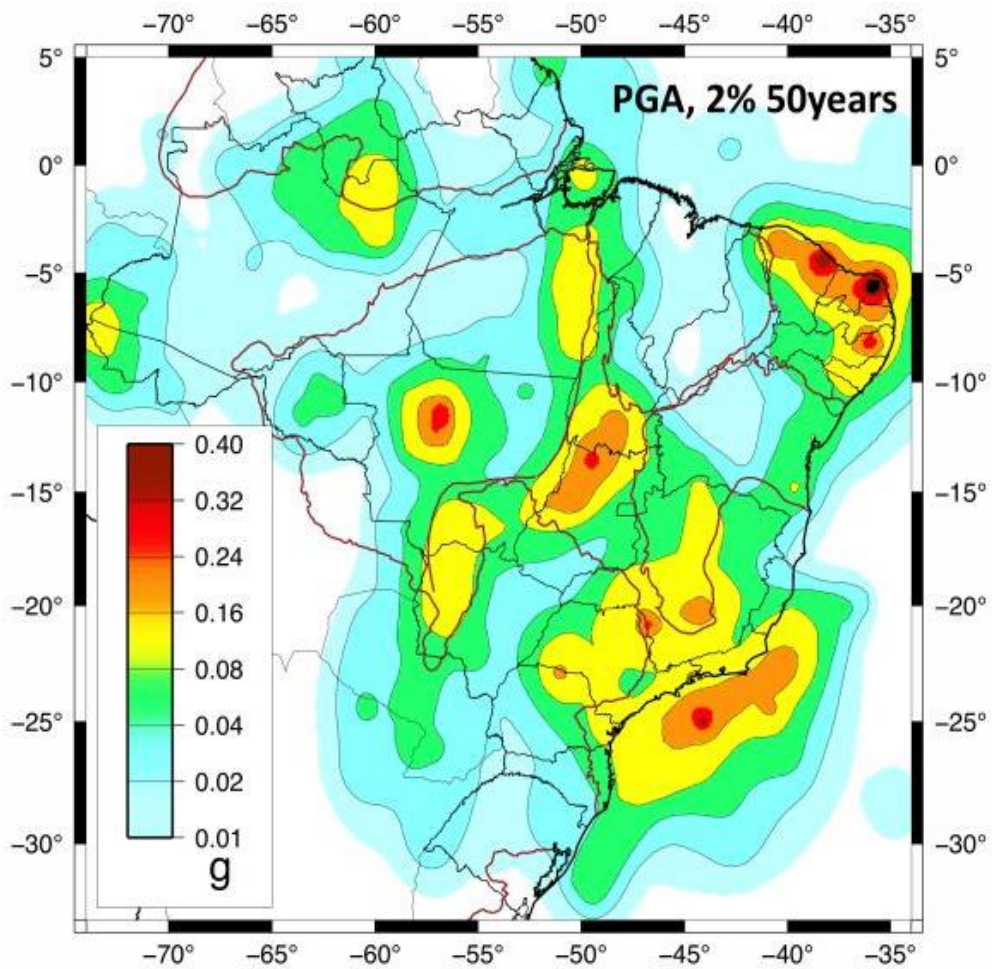


Figura 4-12 Mapa da Ameaça Sísmica Brasileira em unidades g de aceleração.  
(Divulgação / Prof. Dr. Marcelo S. Assumpção)

Em comparação com a norma NBR 15421/2006 observa-se um aumento significativo nos valores das magnitudes das acelerações, além de uma correspondência entre o mapa da Figura 4-12 e os dados obtidos pelas estações sismográficas no país e pelo mapa de falha contido na Figura 4-10.

## 4.5 SISMICIDADE INDUZIDA

A sismicidade induzida, também chamadas de terremoto artificial, advém de causas artificiais e, nas últimas décadas, ocorreu como resultado da crescente atividade do homem na crosta terrestre, causando efeitos perturbadores em seu equilíbrio natural. A relação direta entre terremotos induzidos e as atividades perturbadoras do homem é confirmada por sua coexistência em relação ao período e à região onde essas atividades se desenvolvem. Nesses casos, os epicentros desses terremotos se encontram na região ou fazem parte do local onde essas atividades ocorrem.

Ademais, existe a sismicidade induzida por reservatório (SIR), um fenômeno com influência antropogênica registrado concomitantemente e/ou posteriormente de um reservatório de água (geralmente uma usina hidrelétrica – UHE) onde, havia ou não o registro de atividade sísmica (Simpson 1986). Esse fenômeno, ainda que seja pouco compreendido, pode ser encarado como uma resposta da crosta rasa às mudanças no campo de tensão em que se encontra submetida. Os eventos de SDR podem apresentar variação de intensidade, frequências e distribuição dos tremores de acordo com o terreno no qual o reservatório se desenvolveu. Apesar disso, a ocorrência não pode ser prevista, embora esteja associada preferencialmente aos grandes reservatórios (Bell & Nur 1978).

Historicamente, os eventos de SIR podem ser desastrosos, como, por exemplo, o terremoto de Koyna de magnitude  $m_R = 6,3$  na escala Richter, ocorrido em 1967, que matou 177 pessoas e deixou outras 50.000 desabrigadas (Chadha *et al.* 2008). Diante disso, é relevante estimar a capacidade da potencialidade desse fenômeno, bem como suas áreas mais susceptíveis antes da construção, no intuito de reforçar a estrutura já construída.

No Brasil, o maior evento de SIR atingiu magnitude  $M_r = 4,2$ . Provavelmente, tal sismicidade está associada a dois reservatórios próximos: a UHEs Porto Colômbia e Volta Grande localizadas em Minas Gerais. Ambos iniciaram o represamento na primeira metade da década de 1970. Apesar disso, o evento principal só foi registrado em 1974. Esse evento danificou estruturas de diversas construções, porém não houve registro de óbito decorrente (Silva *et al.*, 2014).

A SIR é o tipo mais comum de sismicidade induzido e ocorre após o enchimento do reservatório da barragem, em virtude da alteração das condições geológicas do ponto de vista mecânica e hidráulica, como apresentado na Figura 3-5 da seção anterior. Já a massa da água

do reservatório representa um esforço adicional, que causa um aumento nas tensões verticais no local, além da água exercer uma pressão hidrostática nos poros. A combinação desses efeitos podem desencadear sismos locais que atingirão o corpo da barragem.

A Figura 4-13 representa o processo para o surgimento de sismos induzidos pelo enchimento do reservatório. Diante disso, ressalta-se que o peso referente à massa da água é aproximadamente 10000 Pa para cada metro de água. Sendo assim, e pelo fato da região montante da barragem ter maior quantidade de água, essa região - de modo geral - apresenta os epicentros dos sismos induzidos. No entanto, com o passar o tempo, esses epicentros se prolongam ao longo do reservatório.

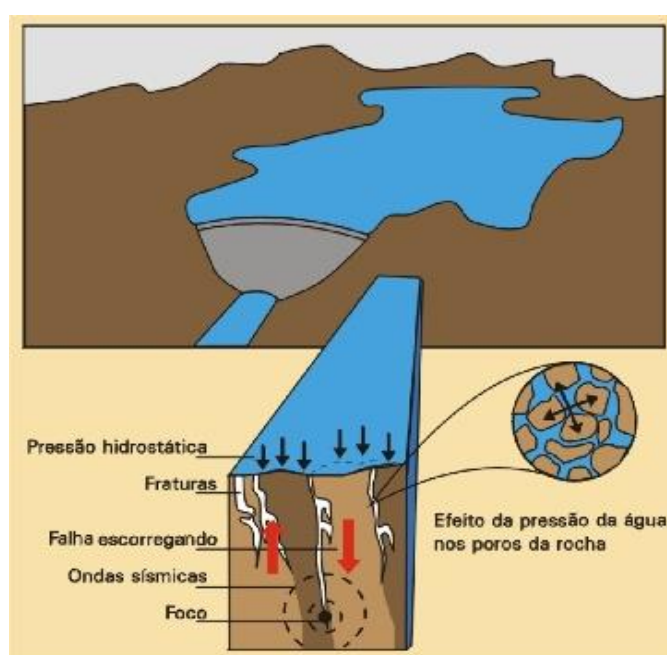


Figura 4-13 Mecanismo de formação dos sismos induzidos por reservatórios. Fonte : Modificado de Veloso, 1992.

Os sismos induzidos apresentam, normalmente, magnitudes pequenas, mas, pelo fato de serem próximo da barragem não sofrem tanta atenuação em seu sinal.

A Figura 4-14 apresenta um exemplo de uma barragem brasileira, Irapé – MG, que após o enchimento do reservatório surgiram sismos desencadeados ao longo do reservatório, assim como a localização das estações sismográficas - Figura 4-14 (a) - e os epicentros dos sismo – Figura 4-14 (b). Para essa região foram dispostos quatro estações, na qual, uma delas na época estava desativada.

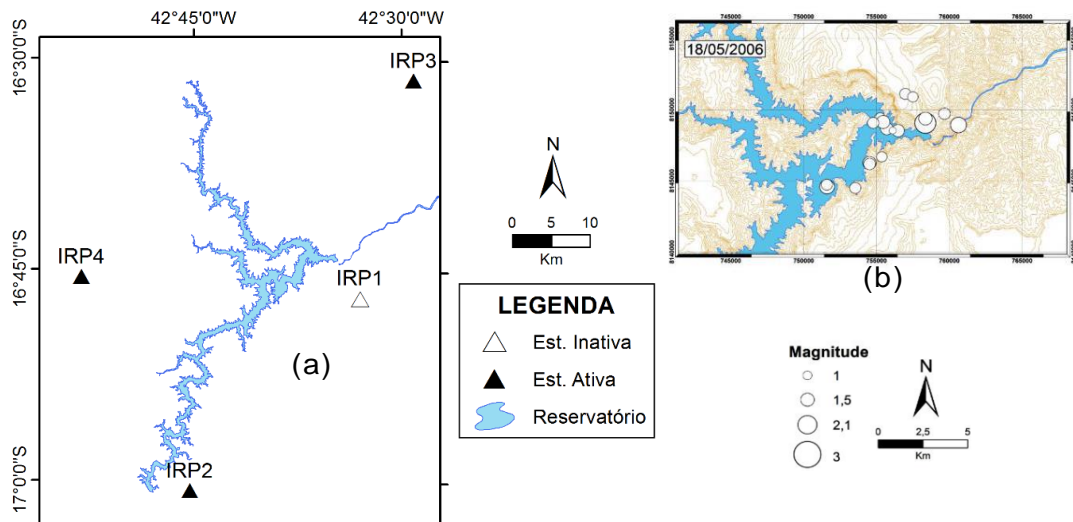


Figura 4-14 Localização das estações sismográficas (a) e dos epicentros (b) na barragem de Irapé – MG. Fonte: Silva (2014).

Dessa forma, foram capturados alguns sismos na região, sendo o principal aquele que apresentou a maior magnitude de 3,0 mD, sendo capturado pela três estações sismográficas ativadas próximas ao corpo da barragem. E, a Figura 4-15 apresenta os sinais obtidos para cada estação.

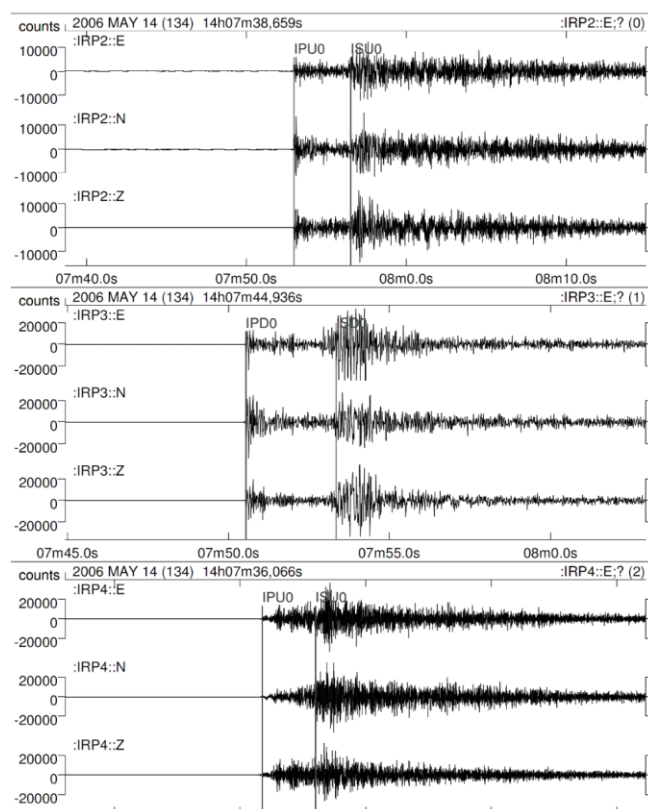


Figura 4-15 Registro das formas de onda de um evento de SIR com a marcação da chegada das ondas P e S nas três componentes. Fonte: Silva, 2014.



O registro mostra que, para diferentes pontos de captação do sinal, ocorre diferenciação entre as formas de onda, a estação IRP3 se encontra mais próxima do epicentro, seguida de IRP4 e IRP2, em razão da chegada da onda P ser primeira nessa estação. Esses dados mostram que existe uma atenuação na magnitude do sinal com o aumento da distância entre o epicentro e o ponto de captação, como constatado a partir dos dados apresentados na estação IRP2, que se encontra mais distante e com pouca diferenciação entre as amplitudes.

## **4.6 SOLICITAÇÃO EM CASO DE SISMO**

### **4.6.1 Comportamento real de uma barragem em caso de sismo**

O comportamento real de uma barragem, em caso de sismo, é um dos problemas mais complexos que confronta a engenharia. Essa afirmação pode ser comprovada a partir de diversas motivações, quais sejam:

- O comportamento dinâmico de uma estrutura também muito maciça é fortemente não linear e não elástico. Além disso, a formação das fissuras no concreto e a presença de juntas tendem a aumentar em decorrência do comportamento não-linear. Nas barragens gravidade de concreto aparecem constantemente na parte superior do perfil fissuras, não distante do coroamento, onde as amplitudes são mais importantes
- A interação entre a massa da água e da estrutura deverá atender a consideração da compressibilidade da água, que pode ser importante em alguns casos;
- A interação entre o solo e a estrutura é essencial do ponto de vista da dissipação de energia.

Apesar das motivações apresentadas acima, as pesquisas sobre a problemática da interação reservatório-fundação têm avançados significativamente ao longo dos últimos anos.

De acordo com Schleiss e Pougatsch (2011), a interação é mais importante quando a frequência natural da barragem é próxima da frequência natural do reservatório. As frequências naturais observadas nas grandes barragens em concreto variam entre 1.4 e 5.1 Hz, já as frequências naturais do reservatório são calculadas entre 1.3 e 4.4 Hz. Os autores mencionam, ainda, que caso a relação entre a frequência fundamental da barragem e do reservatório  $\left(\frac{f_b}{f_r}\right)$  seja menor que 0.7, o efeito da compressibilidade da água pode ser

negligenciada e o efeito dinâmico do reservatório sobre a barragem pode ser substituído por uma força de inércia.

SCHLEISS e POUGATSCH (2011) disponibilizam exemplos de resultados para as frequências naturais da barragem e do reservatório para barragens gravidade de concreto e em arco na obra Les Barrages – Du Projet à la mise en service, apresentados na Tabela 4-1.

Tabela 4-1 Interação Fluido-Estrutura : exemplos das frequências naturais da barragem e do reservatório. 1- barragem em arco ; 2-barragem gravidade.

Barragem	$h_{barr}$ [m]	$l_{corroamento}$ [m]	$f_{barr}$ [Hz]	$f_{res}$ [Hz]	$f_{barr}/f_{res}$ [-]
Mauvoisin (CH) <sup>1</sup>	250	560	2.0	2.1	1.0
Kölnbrein (A) <sup>1</sup>	197	626	1.7	2.3	0.7
Emosson (CH) <sup>1</sup>	180	424	2.2	2.4	0.9
Morrow Point (USA) <sup>1</sup>	142	219	3.7	3.0	1.2
Pacoima (USA) <sup>1</sup>	113	180	5.1	4.4	1.2
Grand-Dixence (CH) <sup>2</sup>	285	695	1.4	1.3	1.1
Pine Flat (USA) <sup>2</sup>	122	562	2.9	3.1	0.9

De acordo com Silva (2005), para se avaliar uma barragem existente quanto à segurança sísmica, três passos são requeridos: a estimativa do movimento do solo, o registro e a interpretação da resposta dinâmica. Cada um desses passos pode ser tratado variando-se os graus de refinamento, com várias técnicas de modelização, as quais evoluem em sofisticação e de acordo com uma metodologia progressiva. A escolha do método mais apropriado de análise depende, principalmente, da severidade do sismo esperado na área, da importância da estrutura e de suas consequências (danos e falhas), das propriedades mecânicas iniciais e das condições estruturais da barragem, da precisão demandada pela análise e da vida útil que ainda resta à estrutura.

Para uma análise sísmica em barragens, existem alguns procedimentos de modelização do fenômeno de interação barragem-reservatório-fundação que apresentam maior relevância, entre eles: pseudo-estático, pseudo-dinâmico e a análise de integração direta ao longo do tempo (integração numérica). Os dois primeiros são métodos que foram disseminados no século passado e de grande utilidade, entretanto, com o avanço computacional, o método que envolve a integração numérica vem ganhando destaque e demonstrando melhor desempenho em relação a outros métodos.

De acordo com Ribeiro (2006), o método pseudo-estático considera a barragem como um corpo rígido e acelerado, a certa fração da aceleração da gravidade. As pressões hidrodinâmicas são obtidas pela formulação proposta por Westergaard, tratando o problema de interação fluido-estrutura como uma interação bi-dimensional entre o reservatório e a barragem submetida a um movimento horizontal do terreno.

O método Pseudo-Dinâmico desenvolvido por Chopra (1978) é semelhante ao Pseudo-Estático. Apesar disso, um método se diferencia do outro, considerando que a barragem, de acordo com o segundo, apresenta-se como estrutura rígida, todavia, conforme o primeiro, apresenta uma resposta de acordo com o modo fundamental da estrutura. O método defendido por Chopra (1978) também considera as particularidades de cada sismo (analisadas por meio de um espectro de resposta). As forças sísmicas estão diretamente relacionadas ao valor da aceleração espectral e o modo fundamental da vibração da estrutura. Estas forças devem ser aplicadas estaticamente para o cálculo de esforços e tensões na barragem.

Esses dois métodos foram estudados em outras pesquisas do GDFE, com destaque para a pesquisa de Ribeiro (2006), que apresenta todas as formulações matemáticas.

De acordo com Oliveira (2002), o método numérico, que envolve a integração direta ao longo do tempo, se apoia na resolução das equações de equilíbrio dinâmicas em trechos lineares de tempo. Esse método é o mais complexo dos métodos considerando os de análise e também, é o mais preciso. Através dele é possível obter os deslocamentos, velocidades, acelerações ou esforços em qualquer ponto da estrutura ao longo do tempo. Esse método foi estudado detalhadamente por Mendes (2018), que apresenta o passo-a-passo do lançamento do sismo para a análise dinâmica em barragens gravidade de arco.



Por fim, o sismo de dimensionamento é por natureza um evento excepcional, tendo como consequências uma redução de fatores de segurança em relação às cargas normais. A duração das solicitações é igualmente pequena e, de acordo com Schleiss e Pougatsch (2011), compreende-se que: - O fator de segurança admitido por suas tensões de compressão é reduzido, assim como o critério não seja geralmente determinante; e que as baixas tensões de tração ( $\sigma_{\text{tração}} < 1 - 2 \text{ N/mm}^2$ ) são toleráveis sobre uma parte da seção do pé da barragem à montante. Essas trações são inferiores à resistência da tração do concreto não fissurado.

## **5. FORMULAÇÃO TEÓRICA**

### **5.1 INTRODUÇÃO**

Ao longo das últimas décadas, muitos estudos têm sido realizados com o objetivo de compreender os esforços inerentes à crosta terrestre. Esses estudos indicam que as condições de esforços na crosta são complexas. Isso ocorre, por um lado, devido às heterogeneidades geológicas (falhas, zonas de fraturas, contrastes composicionais); por outro lado, em decorrência da exposição de diversas áreas a múltiplas fases de deformação, cada uma associada a um campo de esforços diferente.

As informações dos esforços que ocorrem na região intraplaca são essenciais para entender o comportamento das deformações da litosfera, além de estimar as magnitudes ou o estado de tensões que estejam intimamente relacionados com a tectônica, que pode ser muito diferente do habitual. As obras de Turcotte e Schubert (2014): *Geodynamics*, e de Fossen (2012): *Geologia estrutural*, apresentam as formulações para o entendimento da atuação dos esforços tectônicos na crosta terrestre. Nesta seção, as discussões apresentadas contemplarão as obras desses dois autores. É válido ressaltar, ainda, que o conhecimento dos campos de esforços atuais e passados é importante em virtude da disponibilização de informações relevantes acerca dos processos tectônicos recentes e antigos.

No domínio das barragens, o conhecimento preliminar das características geotécnicas do local de instalação da barragem, assim como das informações sobre os esforços, taxa de deformação da crosta e os riscos de sismos são extremamente importantes.

Um fator importante a ser considerado nos projetos de barragens é o potencial de risco de sismos induzidos pelo reservatório. Em razão da instalação da barragem, a água do reservatório representa um esforço adicional na crosta local, produzindo um acréscimo dos esforços. Para regiões com falhas geológicas e com maiores taxas de esforço tectônico, esse acréscimo pode engatilhar o surgimento de um sismo local, que, por sua vez, gera novos esforços na barragem.

Para o efeito local entre a barragem e a fundação, bem como entre a barragem e o reservatório é necessário entender como ocorre o acoplamento entre esses materiais distintos. Dessa forma, nessa seção são apresentadas as formulações de Burman (2012), no que concerne à interação solo-estrutura, e Pedroso (2002), em relação à interação fluido-estrutura.

## 5.2 ASPECTOS GERAIS DA TEORIA TECTÔNICA

De acordo com Turcotte e Schubert (2014), as placas tectônicas são oriundas das forças de corpo gravitacional que agem sobre o manto sólido e a crosta. Essas forças geram um aumento da pressão com o aumento da profundidade da Terra e as rochas devem suportar essa sobrecarga com o aumento da profundidade, ou seja, a força normal que atua em uma unidade de área em planos horizontais aumenta linearmente com a profundidade. Nesse sentido, devido ao peso das rochas ou sobrecargas, esses esforços são conhecidos como pressão ou tensão litostática. Sendo assim, como existem forças de superfície normais por unidade de área em planos horizontais na terra, conforme exposto na Equação 5.1, também, há forças de superfície normais por área de unidade em planos verticais, conforme apresentado na Figura 5-1.

$$\sigma_{yy} = \rho gy \delta A \quad (5.1)$$

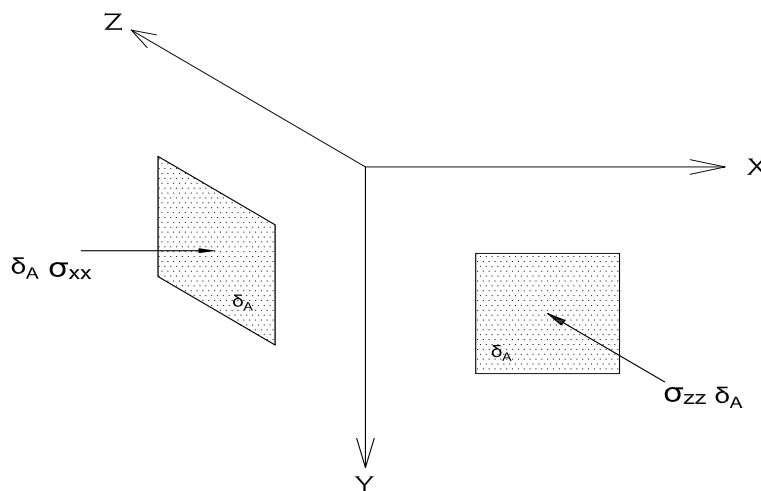


Figura 5-1. Forças de superfície horizontais atuando no plano vertical. Fonte: Modificado Turcotte e Schubert, 2014.

Os componentes de tensão normal  $\sigma_{xx}$  e  $\sigma_{zz}$  podem incluir forças tectônicas de grande escala em casos que  $\sigma_{xx} \neq \sigma_{zz} \neq \sigma_{yy}$ . Por outro lado, há muitos casos em que a rocha estava aquecida a temperaturas suficientemente altas ou estavam inicialmente fracas. Sendo assim, inicialmente, os três esforços podem ser iguais ao peso da sobrecarga, isto é:

$$p_L = \sigma_{xx} = \sigma_{zz} = \sigma_{yy} = \rho gy \quad (5.2)$$

Quando esses esforços são iguais, eles são definidos como pressão. Já o equilíbrio entre a pressão e o peso da sobrecarga é conhecido como um estado de tensões litostático, sendo equivalente ao estado de tensões hidrostático em um corpo de um fluido, em que as forças de pressão são exercidas igualmente em todas as direções e sua pressão aumenta com a profundidade.

As forças de superfície podem ser paralelas e perpendiculares a uma superfície. Para um elemento de área  $\delta A$  sobre um plano de uma falha de deslizamento, conforme ilustrado na Figura 5-2, a força de compressão normal  $\sigma_{xx} \delta A$  que atua na face de falha é a consequência do peso da sobrecarga e das forças tectônicas que tendem a pressionar os dois lados da falha juntas. A força tangencial ou de cisalhamento no elemento  $\sigma_{xz} \delta A$  se opõe a força tectônica movimentando para o lado esquerdo da falha. Por sua vez, essa força de cisalhamento é o resultado da resistência de fricção ao movimento da falha. A quantidade  $\sigma_{xz}$  é a força superficial tangencial ao esforço de cisalhamento, em que o primeiro índice se refere à direção normal a superfície do elemento e o segundo índice se refere à direção da força de cisalhamento.

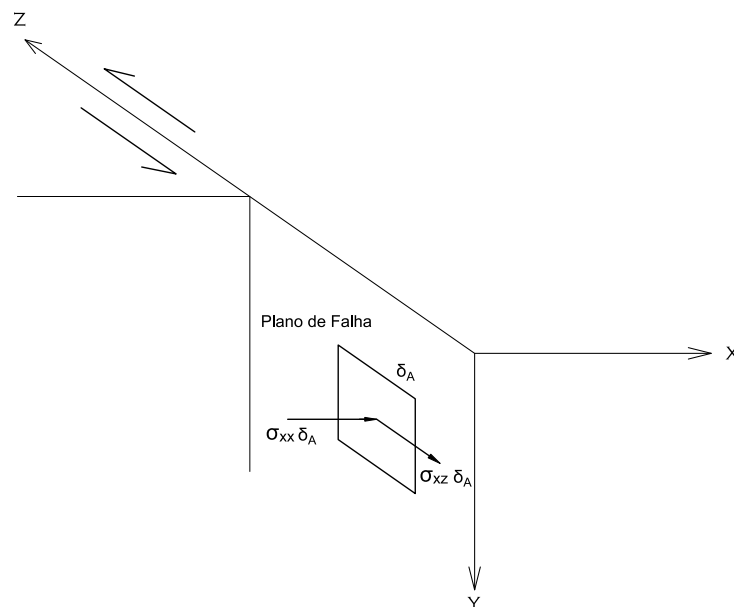


Figura 5-2 Forças de superfície normais e tangenciais em um elemento de área no plano de falha de uma falha de deslizamento. Fonte: Modificado Turgotte e Schubert, 2014)

Outro exemplo de força resistiva devido a cisalhamento é o armazenamento de "impulso de camada". Em zonas de colisão continental, pode haver uma camada fina de rocha cristalina sobreposta às rochas continentais adjacentes a uma falha de impulso de baixo ângulo. Esse

processo é ilustrado na Figura 5-3, que retrata uma falha imposta na esquerda como consequência das forças tectônicas horizontais.

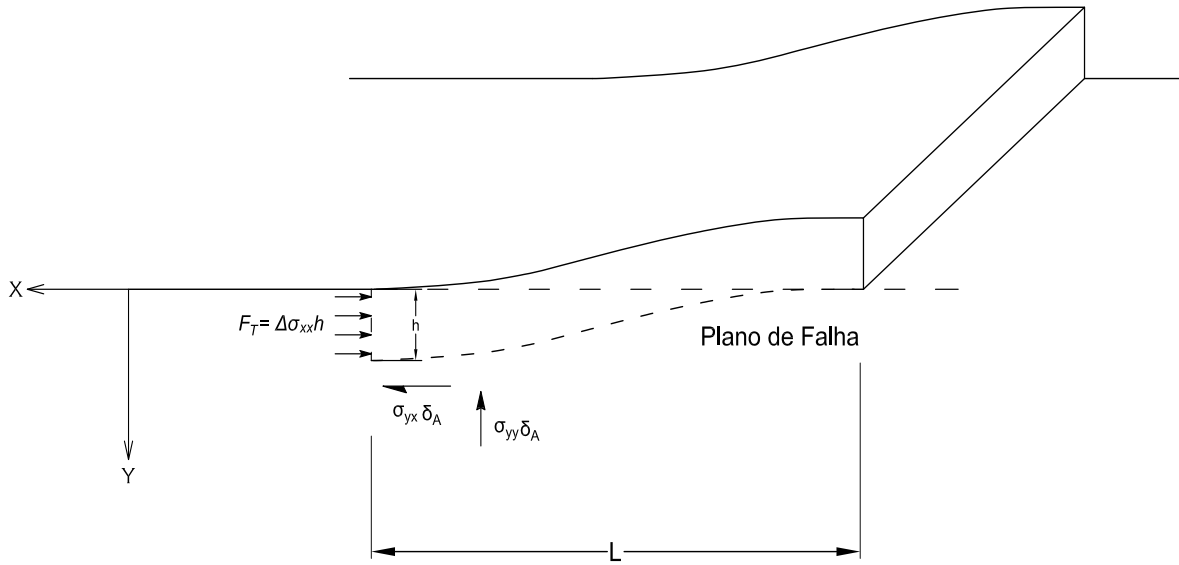


Figura 5-3 Forças normais e tangenciais agindo na massa de rocha deslocada horizontalmente a direita com um ângulo baixo. Fonte: Modificado Turgotte e Schubert, 2014).

Negligenciando a influência da gravidade, pode-se escrever a força tectônica horizontal  $F_T$  devido a um esforço de  $\Delta\sigma_{xx}$ :

$$F_T = \Delta\sigma_{xx} \cdot h \quad (5.3)$$

Desse modo, sendo  $h$  a espessura da camada e  $F_T$  a força por unidade da espessura da camada. A força da movimentação tectônica é resistida pelos esforços de cisalhamento  $\Delta\sigma_{yx}$  os quais atuam na base da camada em estudo. A força de resistência ao cisalhamento total por unidade de largura  $F_R$  é dada por:

$$F_R = \Delta\sigma_{yx} \cdot L \quad (5.4)$$

Sendo  $L$  a largura da camada.

Em muitos casos, é apropriado relacionar a tensão de cisalhamento que, por sua vez, resiste ao próprio cisalhamento - ao deslizamento de uma superfície sobre outra força normal que pressiona as superfícies juntas. Empiricamente, observa-se que essas tensões são proporcionais entre si para que:

$$\sigma_{yx} = f\sigma_{yy} \quad (5.5)$$

Sendo  $\sigma_{yy}$  o esforço normal vertical que atua na base da camada e  $f$  uma constante de proporcionalidade, e conhecido como coeficiente de atrito. Supondo que  $\sigma_{yy}$  tenha o valor litostático:

$$\sigma_{yy} = p_c g h \quad (5.6)$$

E igualando a força tectônica  $F_T$  com a força de resistência ao cisalhamento, obtém-se:

$$F_T = F_R \quad (5.7)$$

$$\Delta\sigma_{xx} = f \cdot p_c \cdot g \cdot L \quad (5.8)$$

Este é o esforço tectônico necessário para um impulso de camada de comprimento  $L$ .

Pela equação (5.8), é possível aferir que o esforço tectônico independe da espessura da camada e para o valor de proporcionalidade  $f$  a faixa de valores que ele se encontra está entre 0.01 a 1.

### 5.2.1 Teoria da Elasticidade

Para muitos sólidos é apropriado relacionar as deformações com as tensões através da teoria da elasticidade. Os materiais elásticos se caracterizam pelo fato de que quando aplicam uma força e a retiram, retornam à forma inicial. Quase todos os materiais sólidos, incluindo, essencialmente, as rochas sob temperaturas e pressões relativamente baixas se comportam elasticamente quando aplicam forças não muito elevadas. Além disso, as deformações elásticas das rochas são linearmente proporcionais ao esforço aplicado.

Nesse sentido, as equações da elasticidade linear são geralmente simplificadas se o material é isotrópico, ou seja, suas propriedades elásticas são independentes da direção, embora algumas rochas metamórficas apresentem foliações fortes e não sejam isotrópicas. Todavia, a aproximação isotrópica é, geralmente, satisfatória tanto para crosta quanto o manto da Terra.

No que se refere aos valores, tem-se que, para altos valores de esforços, ou quando as rochas são submetidas a temperaturas significativas, ocorrem desvios do comportamento elástico. No entanto, diante de baixas temperaturas e pressões de confinamento, as rochas são sólidos frágeis. Por fim, diante de grandes esforços causam a fratura.

Como as rochas são enterradas na Terra, elas estão submetidas a pressões de confinamento cada vez maior devido ao peso da sobrecarga. Quando a pressão de confinamento da rocha se aproxima de sua força de ruptura, a rocha começa a se deformar plasticamente. Essa deformação plástica é uma contínua e irreversível em relação a ruptura. Portanto, se a força aplicada causar uma deformação após ser removida, alguma fração da deformação permanecerá.

Uma razão importante para estudar o comportamento elástico da litosfera é determinar o estado de tensões, uma vez que, essa distribuição de tensões é responsável pela ocorrência de terremotos, os quais são evidências diretas de altos níveis de tensões na litosfera.

Deve-se constatar, ainda, que a ação do terremoto alivia a tensão acumulada em determinada região da litosfera. Além disso, a presença de montanhas também é evidência de altos níveis de tensões. Essas tensões, no regime elástico, devem equilibrar as forças de corpo gravitacionais das montanhas. Consequentemente, em virtude do comportamento elástico, as regiões da superfície podem transmitir esforços em grandes distâncias horizontais.

### 5.2.2 Elasticidade Linear

Um material linear, isotrópico e elástico consiste naquele que as tensões são proporcionais às deformações e as propriedades mecânicas não possuem orientações preferenciais. Os eixos principais de esforços e deformações se coincidem de tal maneira que a relação entre as tensões e deformações pode ser escrita a partir do seguinte sistema de coordenadas:

$$\sigma_1 = (\lambda + 2G)\varepsilon_1 + \lambda\varepsilon_2 + \lambda\varepsilon_3 \quad (5.9)$$

$$\sigma_2 = \lambda\varepsilon_1 + (\lambda + 2G)\varepsilon_2 + \lambda\varepsilon_3 \quad (5.10)$$

$$\sigma_3 = \lambda\varepsilon_1 + \lambda\varepsilon_2 + (\lambda + 2G)\varepsilon_3 \quad (5.11)$$

Onde as propriedades do material  $\lambda$  e  $G$  são conhecidas como parâmetros de Lamé;  $G$  é também conhecido como o módulo de rigidez. As propriedades do material são tais que um componente de deformação principal  $\varepsilon$  produz esforços  $(\lambda + 2G)\varepsilon$  na mesma direção e tensões  $\lambda\varepsilon$  mutuamente perpendiculares entre si.

As equações de (5.9) a (5.11) podem ser escritas na forma inversa, sendo:

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E}\sigma_1 - \frac{\nu}{E}\sigma_2 - \frac{\nu}{E}\sigma_3 \quad (5.12)$$

$$\varepsilon_2 = -\frac{\nu}{E}\sigma_1 + \frac{1}{E}\sigma_2 - \frac{\nu}{E}\sigma_3 \quad (5.13)$$

$$\varepsilon_3 = -\frac{\nu}{E}\sigma_1 - \frac{\nu}{E}\sigma_2 + \frac{1}{E}\sigma_3 \quad (5.14)$$

Sendo  $E$  e  $\nu$  as propriedades dos materiais conhecidas como o módulo de Young e a razão de Poisson, respectivamente. Onde uma componente de tensão principal  $\sigma$  que produz uma deformação  $\frac{\sigma}{E}$  na mesma direção e deformações  $\left(-\frac{\nu}{E}\sigma\right)$  que são em direção mutuamente ortogonais.

O comportamento de sólidos lineares é mais facilmente ilustrado considerando situações idealizadas em vários componentes de esforços e deformações que podem ser então aplicadas a importantes problemas geológicos. Basicamente, essas situações são idealizadas em dois estados de tensões: o uniaxial de tensões ou litostático e o estado uniaxial de deformação.

- **Estado uniaxial de tensões ou litostático**

No estado uniaxial de tensões, apenas uma das tensões principais é diferente de zero,  $\sigma_1 \neq 0$  sob essa circunstância as equações (5.10) e (5.11) tem que  $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$ , assim pode-se escrever:

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = -\frac{\lambda}{2(\lambda + G)}\varepsilon_1 \quad (5.15)$$

Usando as equações de (5.12) a (5.14), pode-se escrever:

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = -\frac{\nu}{E}\sigma_1 = -\nu\varepsilon_1 \quad (5.16)$$

Comparando as equações (5.15) e (5.16), tem-se que:

$$\nu = \frac{\lambda}{2(\lambda + G)} \quad (5.17)$$

Das equações (5.9) a (5.15) obtém-se:



$$\sigma_1 = \frac{G(3\lambda + 2G)}{(\lambda + G)} \varepsilon_1 \quad (5.18)$$

Com o auxílio das equações (5.16) e (5.18), é possível identificar o módulo de Young:

$$E = \frac{G(3\lambda + 2G)}{(\lambda + G)} \quad (5.19)$$

A relação entre o esforço de compressão ou tração e a deformação uniaxial é dada por:

$$\sigma_1 = E\varepsilon_1 \quad (5.20)$$

A equação (5.20) é conhecida como a lei de Hooke. Existem algumas circunstâncias nas quais as formulas de compressão uniaxial podem ser aplicadas para calcular os esforços nas rochas. Considerando, por exemplo, uma coluna retangular de altura  $h$  que é livre para expandir ou contrair na horizontal, ou seja, sem restrição, com  $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$ , um esforço vertical na base da rocha ( $\sigma_1$ ) é dado pela altura da coluna multiplicada pelo seu peso próprio, ou seja:

$$\sigma_1 = \rho gy \quad (5.21)$$

A deformação vertical em função da distância  $y$  é dado por:

$$\varepsilon_1 = \frac{\rho gy}{E} \quad (5.22)$$

- **Estado uniaxial de deformação**

O estado uniaxial de deformação corresponde a uma componente principal de deformação principal diferente de zero ( $\varepsilon_1 \neq 0$ ) com ( $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0$ ). Pelas equações de (5.9) a (5.11) tem-se:

$$\sigma_1 = (\lambda + 2G)\varepsilon_1 \quad (5.23)$$

$$\sigma_2 = \sigma_3 = \lambda\varepsilon_1 = \frac{\lambda}{(\lambda + 2G)}\sigma_1 \quad (5.24)$$

Pelas equações (5.12) a (5.14) pode-se simplificar:

$$\sigma_2 = \sigma_3 = \lambda\varepsilon_1 = \frac{\nu}{(1-\nu)}\sigma_1 \quad \sigma_1 = \frac{(1-\nu)E\varepsilon_1}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad (5.25)$$

Comparando as equações (5.23) a (5.25), podem-se apontar as relações já determinadas no item anterior deste estudo para  $\lambda$ ,  $G$  e  $\nu$ ,  $E$ .

As equações de deformação uniaxial podem ser usadas para determinar a mudança nas tensões, na sedimentação ou erosão. Para tanto, considera-se inicialmente a sedimentação e assume-se que uma superfície inicial é coberta por altura  $h$  km de sedimentos com densidade  $\rho$ , como apresentado na Figura 5-4.

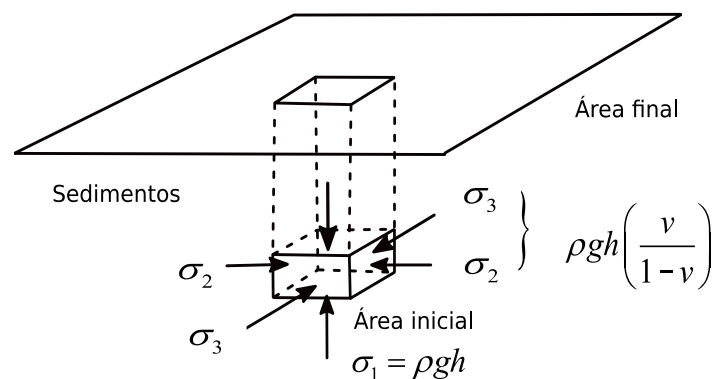


Figura 5-4. Esforços em uma superfície oriunda pela disposição de sedimentos de espessura  $h$ . Fonte: Turgotte e Schubert, 2014.

Assumindo que a base na nova bacia sedimentar é confinada lateralmente para que as equações de deformação uniaxial sejam aplicáveis, tem-se que os dois componentes horizontais de deformação são nulos,  $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0$ . Assim, o esforço vertical na superfície  $\sigma_1$  é dada pelo peso da sobrecarga, ou seja:

$$\sigma_1 = \rho gh \quad (5.26)$$

Da equação (5.25), o esforço normal horizontal pode ser escrita como:

$$\sigma_2 = \sigma_3 = \frac{\nu}{(1-\nu)} \rho gh \quad (5.27)$$

Os esforços horizontais também podem ser de compressão, no entanto, serão menores do que os esforços verticais.

### 5.3 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA EM BARRAGENS

Em problemas de interação barragem-fundação, a fundação e a estrutura não vibram como sistemas separados sob excitações externas, ao contrário, agem juntos, determinando que esses problemas podem ser tratados de maneira acoplada. A ISE mais comum aproximada utilizada baseia-se na formulação de “movimento adicional”, uma formulação que é matematicamente simples, teoricamente correta e é fácil de automatizar, usada dentro de programas de análise estrutural (Burman *et al.* 2012).

A formulação matricial decorrente da discretização do problema completo se escreve:

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = F(t) \quad (5.28)$$

onde as matrizes M, C e K designam a massa, o amortecimento e a rigidez do sistema completo, respectivamente. O vetor F compreende as forças de excitação sísmica agindo na base do modelo. O vetor U consiste nos deslocamentos dos nós do modelo em relação a base do modelo. As derivadas temporais  $\ddot{U}$  e  $\dot{U}$  são a aceleração e a velocidade, respectivamente.

O sistema (5.28) é composto de submatrizes que descreve três partes constituintes do problema, são elas: a estrutura, o contato e a fundação. Para representa-las, utilizou-se os

índices “**b**”, para a barragem; “**c**”, para o contato (nós comuns); e “**s**”, para o solo da fundação.

Para desenvolver as equações fundamentais de equilíbrio dinâmico ISE, o sistema acoplado estrutura-fundação é considerado como mostrado na Figura 5-5.

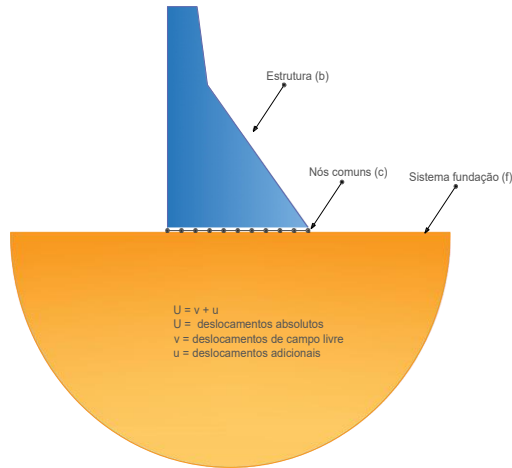


Figura 5-5 Modelo de interação solo-estrutura.

Os vetores de deslocamentos são considerados a partir da soma de duas partes: o vector **v** que representa os deslocamentos do solo sem a estrutura, e pode ser chamado de deslocamentos de campo livre, e um deslocamento relativo ou vetor de interação **u**. Em outras palavras, o deslocamento de campo livre **v** é encontrado analisando o domínio da fundação sem a presença da estrutura contra as forças sísmicas. Já o vetor **u** é determinado pelo acoplamento do modelo de interação solo-estrutura.

Cada um desses vetores compreende três componentes, os quais correspondem aos três sub sistemas do sistema global:

$$\begin{cases} \ddot{U}_b \\ \ddot{U}_c \\ \ddot{U}_s \end{cases} = \begin{cases} \ddot{u}_b \\ \ddot{u}_c \\ \ddot{u}_s \end{cases} + \begin{cases} \ddot{v}_b \\ \ddot{v}_c \\ \ddot{v}_s \end{cases} \quad \begin{cases} \dot{U}_b \\ \dot{U}_c \\ \dot{U}_s \end{cases} = \begin{cases} \dot{u}_b \\ \dot{u}_c \\ \dot{u}_s \end{cases} + \begin{cases} \dot{v}_b \\ \dot{v}_c \\ \dot{v}_s \end{cases} \quad \begin{cases} U_b \\ U_c \\ U_s \end{cases} = \begin{cases} u_b \\ u_c \\ u_s \end{cases} + \begin{cases} v_b \\ v_c \\ v_s \end{cases} \quad (5.29)$$

O sistema (5.29) pode ser reescrito na forma:

$$\begin{aligned} & \begin{bmatrix} M_{bb} & M_{bc} & 0 \\ M_{cb} & M_{cc} & M_{cs} \\ 0 & M_{sc} & M_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_b \\ \ddot{U}_c \\ \ddot{U}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{bb} & C_{bc} & 0 \\ C_{cb} & C_{cc} & C_{cs} \\ 0 & C_{sc} & C_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{U}_b \\ \dot{U}_c \\ \dot{U}_f \end{Bmatrix} + \\ & \begin{bmatrix} K_{bb} & K_{bc} & 0 \\ K_{cb} & K_{cc} & K_{cs} \\ 0 & K_{sc} & K_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_b \\ U_c \\ U_s \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} M_{bb} & M_{bc} & 0 \\ M_{cb} & M_{cc} & M_{cs} \\ 0 & M_{sc} & M_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_b^g \\ \ddot{U}_c^g \\ \ddot{U}_s^g \end{Bmatrix} \end{aligned} \quad (5.30)$$

onde a massa e a rigidez para os nós do contato são representados pela soma da contribuição da estrutura e da fundação, sendo dado por:

$$M_{cc} = M_{cc}^b + M_{cc}^s \quad ; \quad C_{cc} = C_{cc}^b + C_{cc}^s \quad e \quad K_{cc} = K_{cc}^b + K_{cc}^s \quad (5.30 - a)$$

Substituindo os termos da equação (5.29) na equação (5.30) obtém-se a equação de movimento para o sistema global do sistema acoplado:

$$\begin{bmatrix} M_{bb} & M_{bc} & 0 \\ M_{cb} & M_{cc} & M_{cs} \\ 0 & M_{sc} & M_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_b \\ \ddot{u}_c \\ \ddot{u}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{bb} & C_{bc} & 0 \\ C_{cb} & C_{cc} & C_{cs} \\ 0 & C_{sc} & C_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_b \\ \dot{u}_c \\ \dot{u}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{bb} & K_{bc} & 0 \\ K_{cb} & K_{cc} & K_{cs} \\ 0 & K_{sc} & K_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_b \\ u_c \\ u_s \end{Bmatrix} = R + F \quad (5.31)$$

Onde:

$$F = - \begin{bmatrix} M_{bb} & M_{bc} & 0 \\ M_{cb} & M_{cc} & M_{cs} \\ 0 & M_{sc} & M_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_b^g \\ \ddot{U}_c^g \\ \ddot{U}_s^g \end{Bmatrix} \quad (5.32)$$

$$R = - \begin{bmatrix} M_{bb} & M_{bc} & 0 \\ M_{cb} & M_{cc} & M_{cs} \\ 0 & M_{sc} & M_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{v}_b \\ \ddot{v}_c \\ \ddot{v}_s \end{Bmatrix} - \begin{bmatrix} C_{bb} & C_{bc} & 0 \\ C_{cb} & C_{cc} & C_{cs} \\ 0 & C_{sc} & C_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v}_b \\ \dot{v}_c \\ \dot{v}_s \end{Bmatrix} - \begin{bmatrix} K_{bb} & K_{bc} & 0 \\ K_{cb} & K_{cc} & K_{cs} \\ 0 & K_{sc} & K_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_b \\ v_c \\ v_s \end{Bmatrix} \quad (5.33)$$

Uma curiosidade a respeito do vetor R é que ele relaciona as forças ligadas além do amortecimento, às forças de inércia e às forças ligadas a rigidez. Caso a primeira força seja predominante (caso de fundação rígida), a interação é dita inercial e para o inverso, se as forças de rigidez são predominantes, a interação é dita cinemática. É o mesmo caso que ocorre em solos moles.

A formulação apresentada na equação (5.31) é complicada numericamente. Diante disso, uma abordagem alternativa parte da solução em termos de deslocamentos absolutos da estrutura, em uma análise de campo livre para a fundação, fazendo com que os valores correspondentes ao deslocamento, à velocidade e à aceleração para a parte estrutural sejam considerados como zero. Isso envolve a seguinte mudança de variáveis:

$$\begin{Bmatrix} \ddot{U}_b \\ \ddot{U}_c \\ \ddot{U}_s \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \ddot{u}_b \\ \ddot{u}_c \\ \ddot{u}_s \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0 \\ \ddot{v}_c \\ \ddot{v}_s \end{Bmatrix} \quad \begin{Bmatrix} \dot{U}_b \\ \dot{U}_c \\ \dot{U}_s \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \dot{u}_b \\ \dot{u}_c \\ \dot{u}_s \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0 \\ \dot{v}_c \\ \dot{v}_s \end{Bmatrix} \quad \begin{Bmatrix} U_b \\ U_c \\ U_s \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} u_b \\ u_c \\ u_s \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0 \\ v_c \\ v_s \end{Bmatrix} \quad (5.34)$$

Dessa forma, ao considerar a não presença da estrutura, apenas os deslocamentos de campo livre  $\mathbf{v}$  do domínio da fundação são acrescentados ao problema. No tocante ao domínio da fundação observa-se que fica sujeito ao movimento do terremoto, e o deslocamento de campo livre para os nós do contato e os outros nós da fundação.

$$\begin{bmatrix} M_{cc} & M_{cs} \\ M_{sc} & M_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{v}_c \\ \ddot{v}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{cc} & C_{cs} \\ C_{sc} & C_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v}_c \\ \dot{v}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{cc} & K_{cs} \\ K_{sc} & K_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_c \\ v_s \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} M_{cc} & M_{cs} \\ M_{sc} & M_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_c^g \\ \ddot{U}_s^g \end{Bmatrix} \quad (5.35)$$

O vetor  $R$  é obtido a partir da subtração da resposta da fundação do sistema apresentado na equação (5.33), ficando na forma:

$$R = - \begin{bmatrix} M_{bb} & M_{bc} & 0 \\ M_{cb} & M_{cc} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 0 \\ \ddot{v}_c \\ 0 \end{Bmatrix} - \begin{bmatrix} C_{bb} & C_{bc} & 0 \\ C_{cb} & C_{cc} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 0 \\ \dot{v}_c \\ 0 \end{Bmatrix} - \begin{bmatrix} K_{bb} & K_{bc} & 0 \\ K_{cb} & K_{cc} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 0 \\ v_c \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (5.36)$$

Por fim, a equação do movimento referente ao acoplamento barragem-fundação pode ser calculada usando a equação detalhada em (5.37). Para tanto, adiciona-se o vetor  $R$  e apresenta-se na equação (5.36) para a respostas do campo livre e o vetor  $F$ . Esse vetor foi demonstrado na equação (5.32), referente ao movimento sísmico agindo na base.

$$\begin{bmatrix} M_{bb} & M_{bc} & 0 \\ M_{cb} & M_{cc} & M_{cf} \\ 0 & M_{jc} & M_{jf} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_b \\ \ddot{u}_c \\ \ddot{u}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{bb} & C_{bc} & 0 \\ C_{cb} & C_{cc} & C_{cf} \\ 0 & C_{jc} & C_{jf} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_b \\ \dot{u}_c \\ \dot{u}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{bb} & K_{bc} & 0 \\ K_{cb} & K_{cc} & K_{cf} \\ 0 & K_{jc} & K_{jf} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_b \\ u_c \\ u_f \end{Bmatrix} = R + F \quad (5.37)$$

## 5.4 INTERAÇÃO FLUIDO-ESTRUTURA

De acordo com Pedroso (2003), considerando o problema de mecânica dos fluidos existe três incógnitas a serem determinadas: densidade, pressão e velocidade. Sob certas condições de contorno, para se calcular as variáveis do movimento de um fluido, é necessário resolver três equações fundamentais: a equação da continuidade; a equação da quantidade de movimento (Navier-Stokes) e a equação de estado linearizada.

Ao adequar essas equações ao problema, obtém-se a equação para o domínio fluido:

$$\nabla^2 p - \frac{1}{c^2} \ddot{p} = 0 \quad (5.38)$$

O termo  $\nabla^2$  corresponde a um operador de rigidez, enquanto que  $\frac{1}{c^2}$  é um operador de massa.

Essa ideia é semelhante ao conceito de rigidez e massa em estruturas. Além disso,  $p$  é a pressão do fluido e  $\ddot{p}$  é a derivada temporal da pressão.

Para solucionar a equação (5.38), é necessário entender as condições de contorno do problema para obter a solução. Em referência a Figura 5-6, a fronteira do reservatório é constituído pela interface com a barragem, pelo fundo, pela radiação no infinito e pela superfície livre.

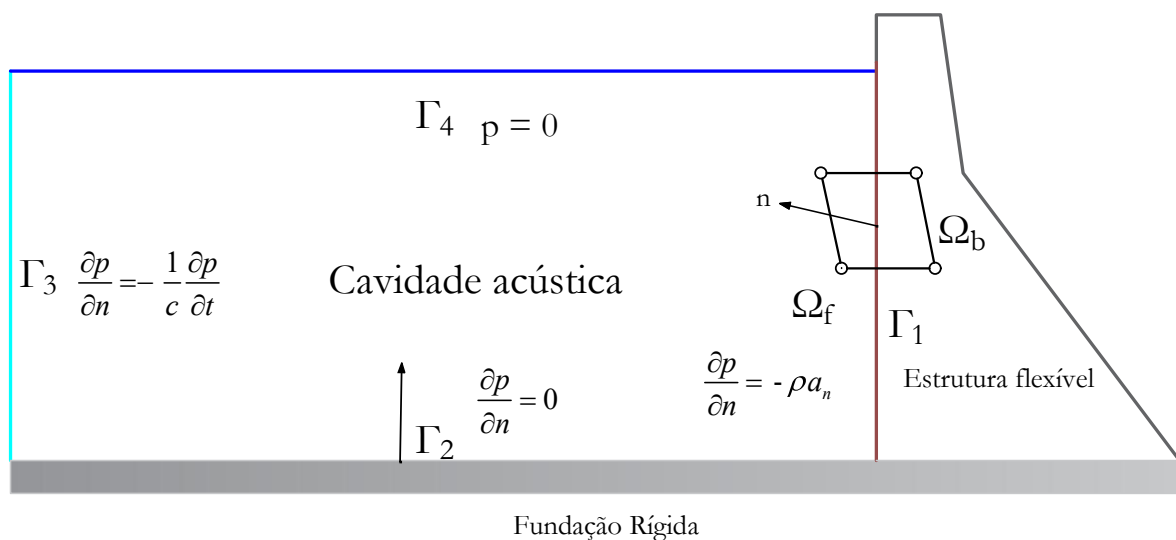


Figura 5-6 Sistema de interação fluido-estrutura.

A interação fluido-estrutura apresentada na interface  $\Gamma_1$  ocorre devido ao resultado da força inercial imposta pelo movimento da estrutura. Nesse sentido, é válido destacar que o fluido é descrito por variáveis de pressão e o sólido por seus deslocamentos. Dessa forma, deve haver um acoplamento das duas variáveis na região de interface dos meios. Sendo assim, a equação de equilíbrio (5.39) se escreve como se segue:

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho a_n \quad (5.39)$$

Onde  $a_n$  representa o vetor aceleração da estrutura na direção normal para o limite comum entre o fluido e a estrutura e  $\rho$  a densidade do fluido.

Para a condição  $\Gamma_2$ , a região inferior do reservatório se apresenta nesta etapa rígida, assumindo-se o movimento da água como horizontal, condição traduzida com o valor de  $a_n = 0$ , então a equação (5.40) pode ser representada da seguinte forma:

$$\frac{\partial p}{\partial n} = 0 \quad (5.40)$$

A condição  $\Gamma_3$  apresenta a influência da vibração da estrutura a montante, onde são criadas ondas pela pressão hidrodinâmica que se propagam na direção final do reservatório.

Para o entendimento do efeito da radiação no infinito é conveniente se valer novamente do caso unidimensional. Considerando a pressão em um ponto do fluido função de duas ondas, a primeira sendo gerada em um contorno móvel e a outra sendo proveniente da reflexão das ondas no outro contorno. A pressão resultante será a interação dessas duas ondas.

Matematicamente, esta condição pode ser demonstrada de forma didática por Pedroso (2003). Assim, a pressão num ponto “x” é dada por:

$$p = F(x - ct) + G(x + ct) \quad (5.41)$$

Onde F e G são funções desconhecidas que representam a onda incidente que regressa do contorno longínquo, respectivamente. Para que ocorra a radiação é necessário que G seja nula, ou seja,  $p = F(x - ct)$ .



Fazendo  $G = 0$  e derivando-se a equação (5.41) em relação a  $x$  e ao tempo, obtém-se:

$$\frac{\partial p}{\partial x} = \frac{\partial p}{\partial F} \cdot \frac{\partial F}{\partial x} = F' \quad (5.42)$$

$$\frac{\partial p}{\partial t} = \frac{\partial p}{\partial F} \cdot \frac{\partial F}{\partial t} = -cF' \quad (5.43)$$

Igualando (5.43) e (5.44):

$$\frac{\partial p}{\partial x} = -\frac{1}{c} \cdot \frac{\partial p}{\partial t} \quad (5.44)$$

A direção  $x$  é normal ao contorno, a equação generalizada representa a condição de radiação no infinito.

$$\frac{\partial p}{\partial n} = \nabla_n p = -\frac{1}{c} \cdot \frac{\partial p}{\partial t} \quad (5.45)$$

A equação (5.46) é conhecida como a condição limite de Sommerfield que representa a condição de não retorno da onda.

A região  $\Gamma_4$  apresenta superfície livre. Por conseguinte ao negligenciar o efeito da onda de superfície torna-se a condição mais simples definida por:

$$p = 0 \quad (5.46)$$

Ao considerar os efeitos de onda, é necessário interpretar por uma pressão hidrostática a elevação e a redução da altura da superfície livre em relação a uma posição inicial.

A pressão relativa em relação à posição inicial da superfície livre é dada por:

$$p = \rho gh \quad (5.47)$$

A equação dinâmica para o problema é escrita na forma:

$$\rho \frac{\partial v}{\partial t} = -\nabla p \quad (5.48)$$

Onde  $v$  é a velocidade particular e é dado pela relação  $v = \frac{\partial h}{\partial t}$ . Assim a equação (5.48)

permite relacionar a altura  $\left(h = \frac{p}{\rho g}\right)$  e a pressão  $p$  pelo intermédio da velocidade na superfície livre:

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho \frac{\partial^2 h}{\partial t^2} = -\frac{1}{g} \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} \quad (5.49)$$

A equação (5.49) é conhecida como a equação da onda de superfície linearizada.

### 5.4.1 Discretização por elementos finitos

O domínio geométrico do fluido é subdividido em elementos isoparamétricos. As variáveis relacionadas às pressões do fluido “ $p$ ” e os deslocamentos “ $u$ ” são substituídas por interpolações nodais que são aproximadas pelas equações:

$$p \approx \sum_{i=1}^{n_p} N_p p_i \quad ; \quad p \approx N_p P_e \quad (5.50)$$

$$u \approx \sum_{i=1}^{n_u} N_u u_i \quad ; \quad u \approx N_u U_e \quad (5.51)$$

Onde  $N_p$  e  $N_u$  representam o número de elementos para a discretização das variáveis  $p$  e  $u$  respectivamente.

O gradiente das variáveis pode ser aproximado pelas seguintes equações:

$$\nabla p \approx \nabla N_p P_e \quad ; \quad \nabla u \approx \nabla N_u U_e \quad (5.52)$$

Com:

$$\nabla N = [\nabla N_1 \quad \nabla N_2 \quad \dots \quad \nabla N_n] \quad (5.53)$$

Sendo  $n$  o número de nós do elemento utilizado para a discretização das variáveis  $p$  ou  $u$ .

A variação virtual das variáveis de pressão e deslocamento podem ser escritas na forma:

$$\delta p \approx \delta P_e^T N_p^T \quad ; \quad \delta u \approx \delta U_e^T N_u^T \quad (5.54)$$

e seus gradientes por:

$$\nabla \delta p \approx \delta P_e^T \nabla N_p^T \quad ; \quad \nabla \delta u \approx \delta U_e^T \nabla N_u^T \quad (5.55)$$

A formulação fraca em elementos finitos da equação da onda de pressão é:

$$-\int_{\Omega_F} \nabla \delta p \cdot \nabla p \cdot d\Omega - \int_{\Omega_F} \delta p \cdot \frac{1}{c^2} \ddot{p} \cdot d\Omega + \int_{\Omega_F} \delta p \cdot \frac{\partial p}{\partial n} \cdot d\Gamma = 0 \quad (5.56)$$

A última integral da equação (5.56) é avaliada no contorno da cavidade acústica pelas condições apresentadas nas equações (5.39), (5.40), (5.45) e (5.46).

$$\int_{\Omega_F} \delta p \cdot \frac{\partial p}{\partial n} \cdot d\Gamma = -\int_{\Gamma_1} \rho \cdot \ddot{u} \cdot \vec{n} \cdot \delta p \cdot d\Gamma_1 - \int_{\Gamma_3} \frac{1}{c} \cdot \dot{p} \cdot \delta p \cdot d\Gamma_3 - \int_{\Gamma_4} \frac{1}{g} \cdot \ddot{p} \cdot \delta p \cdot d\Gamma_4 \quad (5.57)$$

Substituindo a equação (5.57) em (5.56) obtém-se:

$$\begin{aligned} -\int_{\Omega_F} \nabla \delta p \cdot \nabla p \cdot d\Omega - \int_{\Omega_F} \delta p \cdot \frac{1}{c^2} \ddot{p} \cdot d\Omega - \int_{\Gamma_1} \rho \cdot \ddot{u} \cdot \vec{n} \cdot \delta p \cdot d\Gamma_1 \\ - \int_{\Gamma_3} \frac{1}{c} \cdot \dot{p} \cdot \delta p \cdot d\Gamma_3 - \int_{\Gamma_4} \frac{1}{g} \cdot \ddot{p} \cdot \delta p \cdot d\Gamma_4 = 0 \end{aligned} \quad (5.58)$$

Ao utilizar as expressões de aproximação descritas nas equações (5.52) a (5.55) e substituindo na equação (5.58), obtém-se a equação de movimento para a cavidade acústica.

$$[M_F + SL] \ddot{P}_F + [C_F] \dot{P}_F + [K_F] P_F + \rho [Q^T] \ddot{U}_E = [F_P] \quad (5.59)$$

com:

$$[M_F] = \int_{\Omega_F} N_p^T N_p \cdot d\Omega \quad (5.60)$$

$$[SL] = \sum_{\Gamma_4} \int_{\Gamma_4} \frac{1}{g} N_p^T N_p \cdot d\Gamma_4 \quad (5.61)$$

$$[C_F] = \sum_{\Gamma_3} \int_{\Gamma_3} \frac{1}{c} N_p^T N_p \cdot d\Gamma_3 \quad (5.62)$$

$$[K_F] = \sum_{\Omega_F} \int_{\Omega_F} \nabla N_p^T \nabla N_p d\Omega \quad (5.63)$$

$$[F_P] = \sum_{\Gamma_1} \int_{\Gamma_1} N_p^T \rho \ddot{u}_g \cdot n \cdot d\Gamma_1 \quad (5.64)$$

$$[Q^T] = \sum_{\Gamma_1} \int_{\Gamma_1} N_p^T N_u d\Gamma_1 \quad (5.65)$$

onde  $M_F$ ,  $SL$ ,  $C_F$ ,  $K_F$ ,  $F$ ,  $Q^T$  são respectivamente as matrizes de massa, superfície livre, amortecimento, rigidez, forças de excitação e de acoplamento entre o fluido e a estrutura.

A equação da discretização da estrutura é feita usando-se uma aproximação por elementos finitos no estado plano de tensão, dado por:

$$[M_B] \ddot{U}_B + [C_B] \dot{U}_B + [K_B] U_B - \rho [Q^T] P_F = [F_B] \quad (5.66)$$

em que  $M_B$ ,  $C_B$ ,  $K_B$  são respectivamente as matrizes de massa, amortecimento e rigidez da estrutura,  $U_B$  o vetor deslocamento em relação ao solo,  $[Q^T] P_F$  representa a força associada a pressão hidrodinâmica produzida pelo reservatório, sendo  $Q$  o termo que representa a matriz de acoplamento.

Sendo o valor de  $[F_B]$  dado pela seguinte expressão:

$$[F_B] = -M_B \ddot{u}_g \quad (5.67)$$

O sistema global acoplado fluido-estrutura se obtém reagrupando os dois sistemas (5.59) e (5.66) em um só como se segue:

$$\begin{bmatrix} M_B & 0 \\ \rho Q^T & M_F + SL \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_B \\ \ddot{P}_F \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_B & 0 \\ 0 & C_F \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{U}_B \\ \dot{P}_F \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_B & -Q \\ 0 & K_F \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_B \\ P_F \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -M_B \ddot{u}_g \\ F_P \end{Bmatrix} \quad (5.68)$$

## 5.5 FORMULAÇÃO BARRAGEM-RESERVATÓRIO-FUNDAÇÃO

O sistema matricial acoplado barragem-reservatório-fundação é obtido a partir da união dos sistemas apresentados nas equações (5.37) e (5.68):

$$\begin{aligned}
 & \begin{bmatrix} M_{bb} & M_{bc} & 0 & 0 \\ M_{cb} & M_{cc} & M_{cf} & 0 \\ 0 & M_{fc} & M_{ff} & 0 \\ \rho Q^T & 0 & 0 & M_F \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_b \\ \ddot{u}_c \\ \ddot{u}_f \\ \ddot{P}_F \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{bb} & C_{bc} & 0 & 0 \\ C_{cb} & C_{cc} & C_{cf} & 0 \\ 0 & C_{fc} & C_{ff} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & C_F \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_b \\ \dot{u}_c \\ \dot{u}_f \\ \dot{P}_F \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{bb} & K_{bc} & 0 & -Q \\ K_{cb} & K_{cc} & K_{cf} & 0 \\ 0 & K_{fc} & K_{ff} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & K_F \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_b \\ u_c \\ u_f \\ P_F \end{Bmatrix} = \\
 & - \begin{bmatrix} M_{bb} & M_{bc} & 0 & 0 \\ M_{cb} & M_{cc} & M_{cf} & 0 \\ 0 & M_{fc} & M_{ff} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_b^g \\ \ddot{U}_c^g \\ \ddot{U}_f^g \\ F_P \end{Bmatrix} - \begin{bmatrix} 0 \\ M_{cc}^b \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \{\ddot{v}_c\} - \begin{bmatrix} 0 \\ C_{cc}^b \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \{\dot{v}_c\} - \begin{bmatrix} 0 \\ K_{cc}^b \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \{v_c\}
 \end{aligned} \tag{5.69}$$

Simplificando o sistema apresentado na equação (5.69), reportando ao sistema barragem-fundação com o índice BS, forma-se um sistema similar da equação (5.68).

$$\begin{bmatrix} M_{BS} & 0 \\ \rho Q_{BS}^T & M_F + SL \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_{BS} \\ \ddot{P}_F \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{BS} & 0 \\ 0 & C_F \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{U}_{BS} \\ \dot{P}_F \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{BS} & -Q_{BS} \\ 0 & K_F \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_{BS} \\ P_F \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} M_{BS} \ddot{U}_g \\ \rho Q_{BS}^T \dot{U}_g \end{Bmatrix} \tag{5.70}$$

A equação (5.70) ainda pode ser simplificada ao desconsiderar a influência da perturbação da superfície livre, formando assim o sistema global mais comum para a interação barragem-reservatório-fundação.

$$\begin{bmatrix} M_{BS} & 0 \\ \rho Q_{BS}^T & M_F \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_{BS} \\ \ddot{P}_F \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{BS} & 0 \\ 0 & C_F \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{U}_{BS} \\ \dot{P}_F \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{BS} & -Q_{BS} \\ 0 & K_F \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_{BS} \\ P_F \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} M_{BS} \ddot{U}_g \\ \rho Q_{BS}^T \dot{U}_g \end{Bmatrix} \tag{5.71}$$

## **6. ASPECTOS COMPUTACIONAIS**

### **6.1 INTRODUÇÃO**

O método dos elementos finitos é bastante utilizado em problemas com grau de complexibilidade elevado que envolvem materiais com diferentes propriedades e formulações matemáticas, como é o caso dos problemas de interação solo-estrutura e fluido-estrutura.

A modelagem em elementos finitos possui a vantagem de ser eficaz e rápida, no entanto, para obter resultados coerentes, é preciso formular estudos de validação com os resultados analíticos ou literários.

O ANSYS é um programa computacional de elementos finitos que fornece soluções em várias áreas da engenharia, tais como estática, dinâmica, fluxo de calor, fluxo de fluido, eletromagnetismo e problemas acoplados de campos diferentes.

Ao longo do capítulo seguinte, serão descritos os elementos utilizados na modelagem para o solo da fundação, o concreto da barragem, o fluido do reservatório e o contato entre a barragem e a fundação. Serão descritas, ainda, as formulações para a vibração livre e forçada no ANSYS.

### **6.2 DESCRIÇÃO DOS ELEMENTOS FINITOS**

#### **6.2.1 Plane 183**

O Plane 183 é um elemento de alta ordem de 8 ou 6 nós com dois graus de liberdade em cada nó : translações nas direções nodais x e y. Esse elemento plano é adequado para modelar malhas irregulares, usado como um elemento plano (plano de tensões, plano de deformações ou plano de deformações generalizado) ou em elementos assimétricos (Figura 6-1).

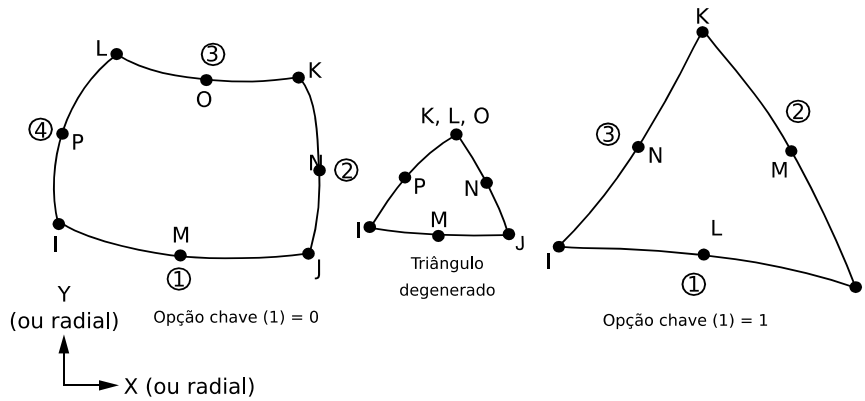


Figura 6-1 Geometria do elemento Plane 183 (Modificado da biblioteca ANSYS).

### 6.2.2 FLUID 29

Para o estudo bidimensional do reservatório usou-se o elemento finito FLUID 29, um elemento de quatro nós com 3 graus de liberdade, com translações na direção nodal x e y e a pressão, utilizado em modelagens com fluidos e nas interfaces de problemas de interação fluido-estrutura (Figura 6-2).

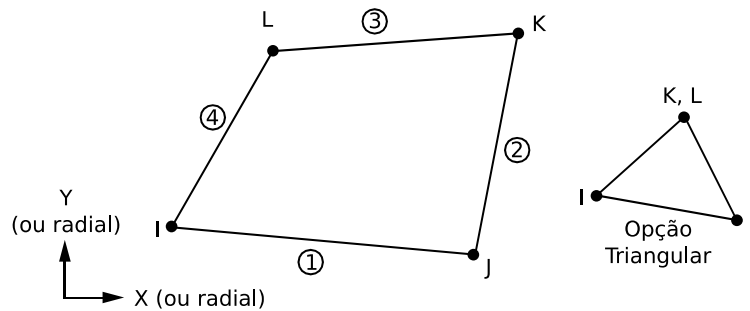


Figura 6-2 Geometria do elemento FLUID 29 (Modificado da biblioteca ANSYS).

### 6.2.3 Elementos de contato Conta172 e TARGE169

A interface do problema de interação solo-estrutura pode ser discretizada usando o comando NUMMRGE para todos os nós e elementos nas superfícies de contato (planos de interação) ou por CONTA172 e TARGE169 que são elementos que estabelecem ligação entre eles.

O CONTA 172 é usado para representar o contato e o deslizamento entre áreas “alvo” e áreas deformáveis (TARGE169) definido para esse elemento. O CONTA 172 é aplicável para uma análise estrutural 2D com regiões que apresentam contatos, localizados nas superfícies dos elementos sólidos 2D. Além disso, possui as mesmas características geométricas que o elemento sólido na qual está conectado na face (Figura 6-3).

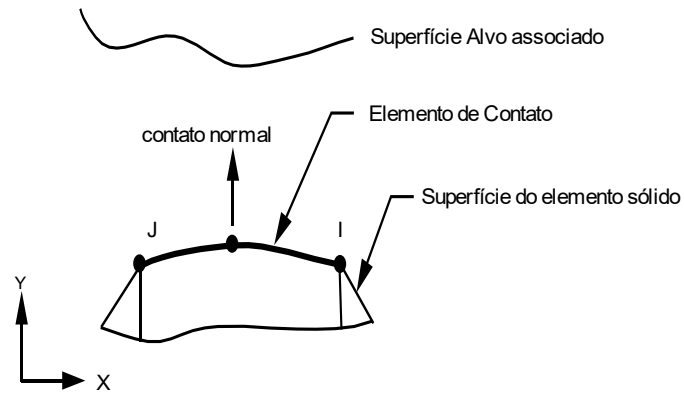


Figura 6-3 Geometria do elemento CONTA172 (Modificado da biblioteca ANSYS).

Diferente disso, o elemento TARGE 169 é usado para representar várias superfícies “alvo” 2D para os elementos de contatos associados. Esses elementos de contato sobrepõem os sólidos, que descrevem o limite de um corpo deformável e estão potencialmente em contato com a superfície alvo. Esta, por sua vez, é discretizada por um conjunto de elementos de segmentos alvo e é emparelhada com sua superfície de contato associada através translacional ou rotacional, temperatura, tensão e potencial magnético no elemento do segmento alvo, além de poder impor forças e momentos sobre o elemento alvo (Figura 6-4).

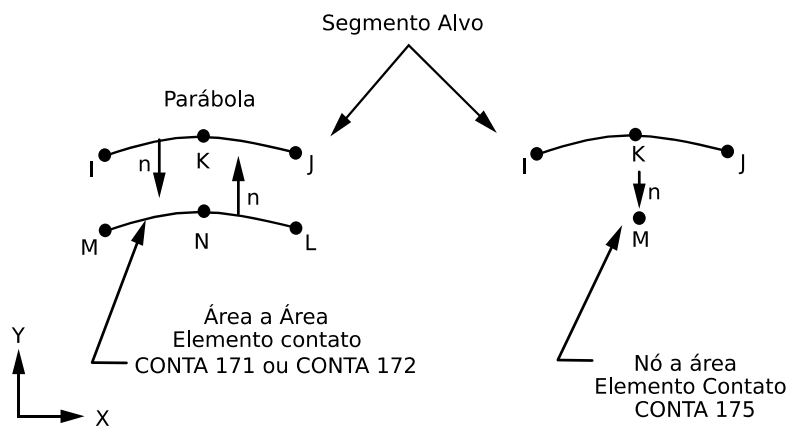


Figura 6-4 Geometria do elemento TARGE169 (Modificado da biblioteca ANSYS).



## 6.3 TIPOS DE ANÁLISE

### 6.3.1 Análise Modal

A análise modal é usada para determinar as características de vibração de uma estrutura que objetiva determinar as frequências naturais e as formas modais. O lado direito da equação de movimento, apresentado na Equação (5.28), é considerado zero, isto é,  $f(t) = 0$ . Uma análise modal pode ser usada como base para outras análises dinâmicas mais detalhadas, como, por exemplo, análises harmônicas e transitórias.

Já na análise da resposta dinâmica em vibração livre, o cálculo das frequências naturais e as deformadas modais são problemas que envolvem, basicamente, a solução de autovalores e autovetores. Dependendo da presença do amortecimento e da forma da matriz resultante, o esforço numérico para resolver a solução do problema pode variar.

Para algumas aplicações da engenharia, o amortecimento pode ser negligenciado com o sistema de matrizes simétricas utilizadas em sistemas de estruturas desacopladas. Com o ANSYS é possível solucionar esse tipo de problema usando os módulos: Block Lanczos e PCG Lanczos. O primeiro módulo é o mais eficiente para modelagens com estruturas de grandes dimensões e que demanda maior quantidade de modos. Todavia, em casos que se diferem do apresentado, quando o amortecimento é negligenciado, ocorrem problemas de sistemas com matrizes não-simétricas, como ocorre nos problemas que envolvem a interação fluido-estrutura. Para esses casos, o ANSYS resolve pelo método UNSYMMETRIC. Além disso, quando o problema inclui o amortecimento, é necessário usar o método DAMPED ou QR DAMPED.

### 6.3.2 Análise Transiente

A análise dinâmica transiente é uma técnica usada para determinar a resposta dinâmica de uma estrutura sujeita a forças que variam ao longo desse tempo. Esse tipo de análise gera respostas em deslocamentos, tensões e histórico de forças quando submetida a cargas transientes. No ANSYS, a análise transitória pode ser resolvida por dois métodos: Full (completo) e Modal Superposition (Superposição Modal).

O método Full usa as matrizes completas do sistema para calcular a resposta transitória (sem redução da matriz). Esse método permite que todos os tipos de não linearidades sejam incluídos. As vantagens do método Full são:

- É fácil de usar, uma vez que não é necessário escolher as formas modais;
- Acomoda todos os tipos de não linearidades;
- Usa matrizes completas. Logo nenhuma aproximação de matriz de massa está envolvida;
- Todos os deslocamentos e tensões são calculados em um único passo;
- Aceita todos os tipos de carga: forças nodais, deslocamentos impostos, pressões, temperaturas, etc.;
- Permite o uso efetivo de cargas de modelos sólidos.

Já a principal desvantagem do método Full consiste na necessidade de se utilizar poder computacional maior que do método Modal Superposition. Este, apresenta as seguintes vantagens:

- É mais rápido e com um custo computacional menor que do método Full para muitos problemas;
- Aceita o amortecimento modal (relação de amortecimento em função do número do modo).

No que se refere às desvantagens do método Modal Superposition, tem-se que:

- O intervalo de tempo deve permanecer constante ao longo de toda análise, portanto, o passo de tempo automático não é permitido;
- A única não linearidade permitida é o contato nó ao nó e não aceita deslocamento imposto.

### 6.3.3 Análise Harmônica

As análises harmônicas são usadas para determinar a resposta no estado-estacionário de uma estrutura linear submetida a cargas que variam harmonicamente com o tempo (função seno), permitindo avaliar se a estrutura supera ou não a ressonância. Essa técnica de análise calcula apenas as vibrações forçadas de uma estrutura no estado estacionário e as vibrações transitórias, as quais ocorrem no início da excitação, não são explicadas em uma análise harmônica. Dessa forma, todas as cargas, assim como a resposta da estrutura, variam harmonicamente na mesma frequência. Sendo assim, essa análise calculará a resposta da estrutura a cargas cíclicas em uma faixa de frequência (uma varredura de seno) e obterá um gráfico, geralmente, dos deslocamentos *versus* frequência.

Os métodos disponíveis para análise harmônica no ANSYS de maneira similar a análise transiente são: Full (completo) e Modal Superposition (Superposição modal). Sendo o primeiro o mais empregado e utilizado nas análises desta pesquisa.

Ambos os métodos estão sujeitos a restrições comuns, as quais já foram mencionadas nessa seção. Nesses casos, todas as cargas devem ser sinusoidalmente variáveis no tempo, além de ter a mesma frequência. É necessário destacar, ainda, que, nesse contexto, não são permitidos não linearidades e os efeitos transitórios não são calculados.

### 6.3.4 Amortecimento

O amortecimento é um parâmetro importante no estudo do efeito dinâmico das estruturas na engenharia. A análise dos resultados em estudos dinâmicos é muito sensível e depende das propriedades de amortecimento dos materiais.

A matriz de amortecimento [C] no ANSYS pode ser usada na análise harmônica, modal e transiente. Na sua forma mais geral, ela é (Cai et al. 2002):

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] + \sum_{j=1}^{N_{mat}} \beta_j [K_j] + \beta_c [K] + [C_\zeta] + \sum_{k=1}^{N_{ele}} [C_k] \quad (6.1)$$

Sendo:

$\alpha$  : multiplicador da matriz de massa constante (comando ALPHAD);

$\beta$  : multiplicador da matriz de rigidez constante (comando BETAD);

$\beta_j$ : multiplicador da matriz de rigidez constante (comando MP, DAMP) – material dependente do amortecimento;

$\beta_c$ : multiplicador da matriz de rigidez variável (disponível para análise da resposta harmônica, é usado para fornecer uma razão de amortecimento constante, independentemente da frequência);

$$\beta_c = \frac{\zeta}{\pi f} = \frac{2\zeta}{\omega} = \frac{\eta}{\omega} \quad (6.2)$$

$\zeta$ : razão de amortecimento constante (comando DMPRAT);

$f$ : frequência para um intervalo inicial e final;

$[C_\zeta]$ : matriz de amortecimento frequência-dependente;  $[C_\zeta]$  pode ser calculado a partir do amortecimento especificado (razão de amortecimento para o modo  $r$ ) e nunca é computado explicitamente;

$$\{u_r\}^T \{C_\zeta\} \{u_r\} = 4\pi f_r \zeta_r \quad (6.3)$$

$C_k$ : matriz de amortecimento para o elemento

A forma mais comum de amortecimento é chamada do tipo amortecimento de Rayleigh  $[C] = \alpha[M] + \beta[K]$ . A vantagem dessa representação é que a matriz se torna em coordenadas modais.

$$\bar{C} = \alpha I + \beta \Lambda \quad (6.4)$$

Sendo  $C$  diagonal. Assim, para o  $r^{\text{th}}$  modo, a equação do movimento ( $m\ddot{x} + c_{eq}\dot{x} + kx = f(t)$ ) pode ser desacoplada. Cada um é na forma (Cai et al. 2002):

$$\ddot{q}_r + (\alpha + \beta\omega_r^2)\dot{q}_r + \omega_r^2 q_r = Q_r \quad (6.5)$$

Com:

$$2\zeta_{mr}\omega_r^2 = (\alpha + \beta\omega_r^2) \quad (6.6)$$

Assim, a equação 5.3 se reduz a:

$$\ddot{q}_r + 2\zeta_{mr}\omega_r^2\dot{q}_r + \omega_r^2q_r = Q_r \quad (6.7)$$

onde  $\zeta_{mr}$  é o  $r^{\text{th}}$  da relação modal de amortecimento.

Os valores de  $\alpha$  e  $\beta$ , geralmente, não são conhecidos diretamente, mas são calculados a partir de relações de amortecimento modais,  $\zeta_{mr}$ , relação entre o amortecimento real e o amortecimento crítico de um modo particular de vibração,  $r$  (Cain et al. 2002). Da equação 5.4, tem-se, portanto:

$$\zeta_{mr} = \frac{\alpha}{2\omega_r} + \frac{\beta}{2}\omega_r \quad (6.8)$$

## 7. RESULTADOS

### 7.1 INTRODUÇÃO

A análise dos resultados foi feita sucessivamente por etapas, com o intuito de verificar e entender o comportamento do sismo desde sua origem até as suas consequências, na barragem.

Na caracterização dos esforços da crosta, foram utilizados dois perfis: (a) com propriedades geológicas constantes e, (b) com propriedades geológicas diferentes. Para esse estudo, analisou-se o esforço gravitacional, o esforço tectônico em função das tensões verticais e horizontais para o primeiro perfil e analisou-se, ainda, o esforço adicional do peso da água após a construção da barragem para os dois perfis em termos de tensões e deslocamentos verticais ao longo da crosta.

Os dois perfis hipotéticos da crosta são apresentados na Figura 7-1. O primeiro perfil possui propriedades físicas e mecânicas bem definidas, com módulo de elasticidade de 70 GPa, coeficiente de Poisson de 0,20 e uma massa específica de 2400 kg/m<sup>3</sup>. Diferentemente, o segundo perfil apresenta coeficiente de Poisson e massa específica equivalente ao primeiro para todas as camadas, diferenciando apenas o módulo de elasticidade.

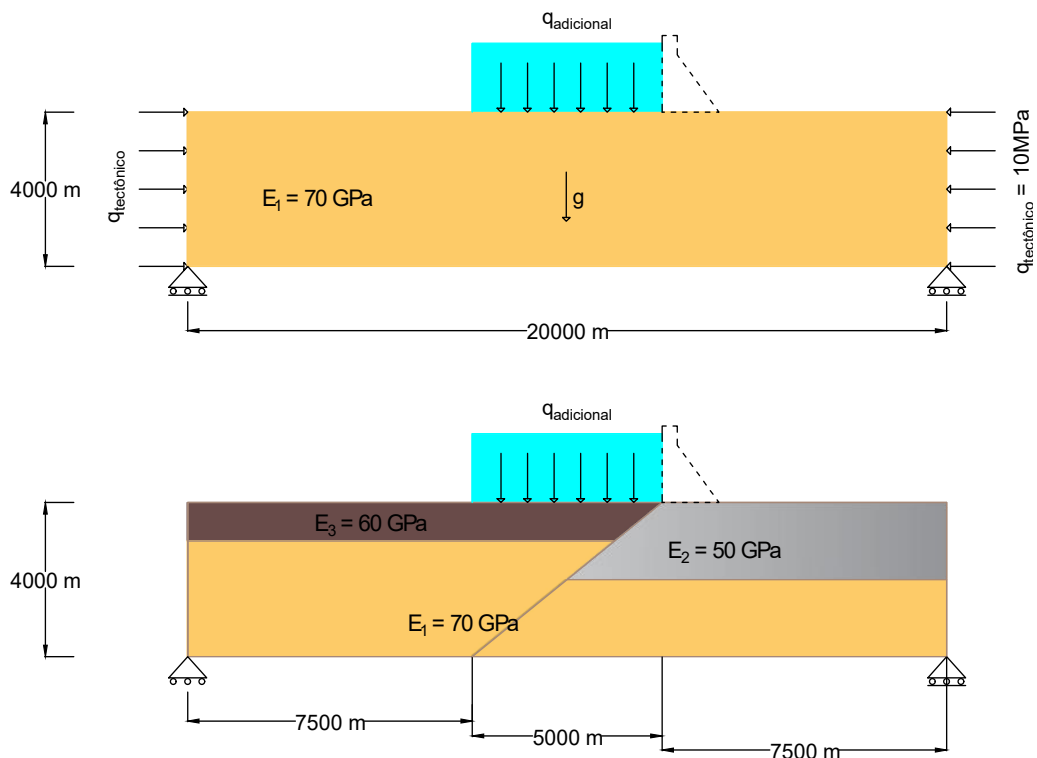


Figura 7-1 Perfil da crosta e esforços aplicados para análise nesta pesquisa.

Para o estudo da verificação da influência do sistema acoplado barragem-reservatório-fundação, foram analisados casos que envolvem a vibração livre em termos de frequência natural e das deformadas modais, além de casos com o estudo da vibração forçada que se caracteriza por uma excitação harmônica e sísmica na estrutura.

Para avaliar a resposta do sistema barragem-reservatório-fundação influenciada pela água do reservatório e o solo da fundação, analisou-se um perfil típico de barragem brasileira cujas dimensões são apresentadas na Tabela 7-1 e na Figura 7-2. As dimensões do reservatório serão apresentadas na seção referente à cavidade acústica no item 7.4.

Tabela 7-1 Valores da geometria da barragem brasileira.

Parâmetro	H	h <sub>c</sub>	h <sub>g</sub>	B
Valor (m)	80	20	15	70

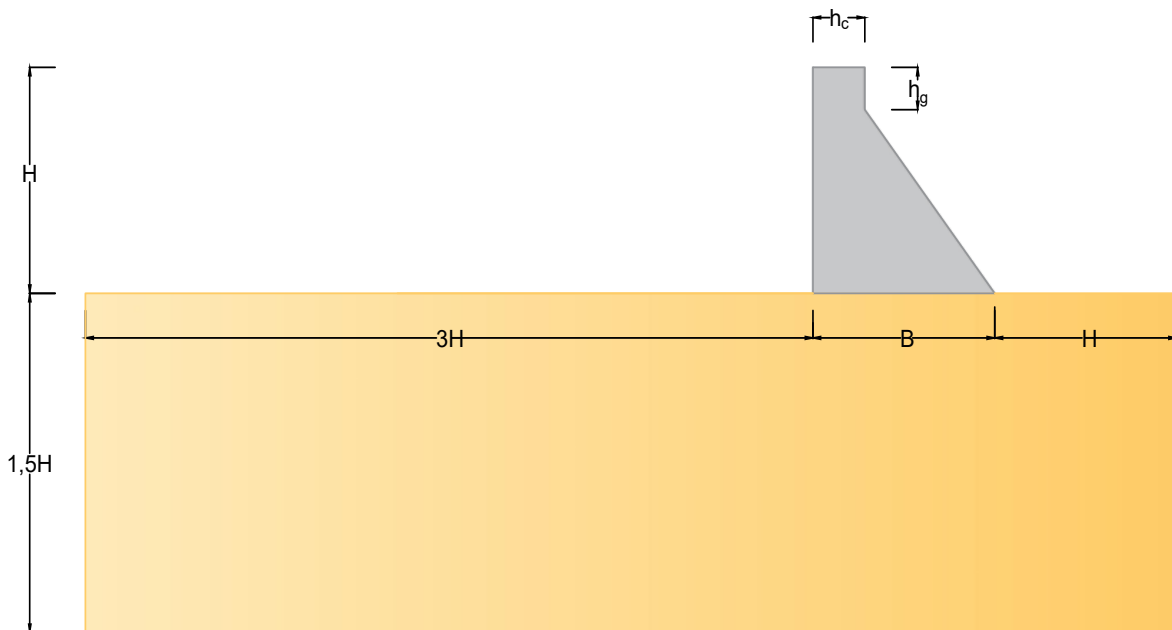


Figura 7-2 Perfil típico da barragem brasileira.

O concreto da barragem apresenta as seguintes propriedades físicas: massa específica  $\rho_b = 2500 \text{ kg/m}^3$ , módulo de Young  $E_b = 25000 \text{ MPa}$  e coeficiente de Poisson  $\nu = 0,20$ . No que diz respeito às propriedades físicas da água, tem-se: velocidade do som  $c = 1500 \text{ m/s}$  e massa específica  $\rho_a = 1000 \text{ kg/m}^3$ . O solo da fundação é assumido como sendo sem massa e um módulo de Young referencial de  $25000 \text{ MPa}$ , além de um coeficiente de Poisson  $\nu = 0,20$ .

Para o estudo de vibração livre do sistema analisaram-se, inicialmente, os meios desacoplados da barragem e do reservatório, com o objetivo de compreender como esses meios podem contribuir na forma acoplada. Nesse caso, foram feitos estudos para a interação solo-estrutura, envolvendo o efeito da fundação nas frequências naturais e também um estudo da influência do comprimento do reservatório para os resultados das suas frequências naturais. Posteriormente, verificou-se a análise acoplada do sistema barragem-reservatório. Com isso, foi possível entender como os meios desacoplados influenciam no acoplamento.

Para a análise forçada, usou-se uma excitação harmônica e sísmica. Para a primeira, foi feita uma varredura nas frequências, bem como verificou-se a relação dessas com a amplitude do sistema, variando as condições do reservatório e da fundação. Já, para a excitação sísmica, usou-se dados sísmicos compatíveis aos ocorridos e registrados nas estações sismográficas do Brasil.

Para a avaliação sísmica na barragem com os dados sísmicos do Brasil e os dados espectrais, analisou-se as tensões principais máximas e mínimas à montante e a jusante da barragem, assim como os deslocamentos máximos na crista e a pressão hidrodinâmica na face de montante. Foram utilizadas ao longo do estudo, variações paramétricas, objetivando determinar os resultados para os casos que relacionavam o efeito da fundação e do reservatório. Para verificar a influência de sismos com magnitudes maiores, realizou-se amplificação do sinal dos dados históricos de aceleração e avaliaram-se os deslocamentos máximos e as tensões máximas em alguns pontos da barragem.

Para o estudo de validação, comparou-se os resultados obtidos numericamente com resultados analíticos e literários. Para o caso da barragem, adotou-se o perfil da barragem do complexo hidro energético de Koyna. Já para os casos que envolvem a vibração livre da barragem na forma desacoplada e de vibração forçada para os dados espectrais do local, adotou-se como referência os resultados dispostos em Chopra e Chakrabarti (1973). Para o reservatório no estudo de vibração livre desacoplado, usou-se a equação analítica para uma cavidade acústica fechada-fechada na direção x e fechada-aberta na direção y.



## 7.2 RESULTADOS PARA O MODELO DA CROSTA

Para o estudo da variação do estado de tensões da crosta, enquanto submetida ao esforço gravitacional, utilizou-se o estado uniaxial de deformação. Isso se deu, em virtude da necessidade de apresentar os esforços da crosta de forma fidedigna, em razão da consideração do efeito de suavização em função do coeficiente de Poisson.

Para o cálculo do esforço vertical referente ao peso próprio da crosta utilizou-se a equação (5.26). A Figura 7-3 apresenta o comportamento dos esforços ao longo do modelo homogêneo da crosta, com valores crescentes à medida que se aumenta a profundidade.

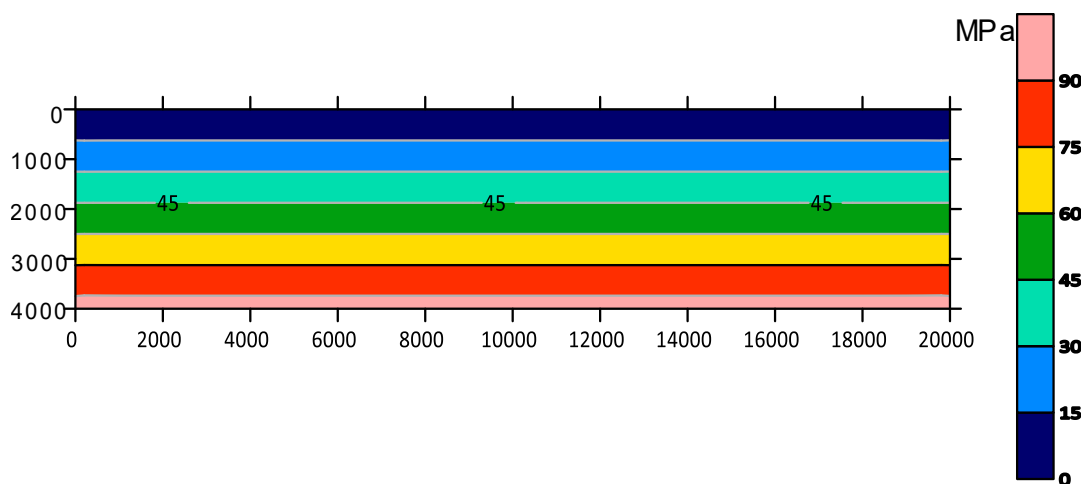


Figura 7-3 Estado de tensões verticais para o modelo homogêneo da crosta.

Para o esforço horizontal, em virtude do coeficiente de suavização observa-se uma redução nas magnitudes das tensões na crosta, conforme apresentado na Figura 7-4. O esforço horizontal representa para esse caso apenas 25% do esforço vertical.

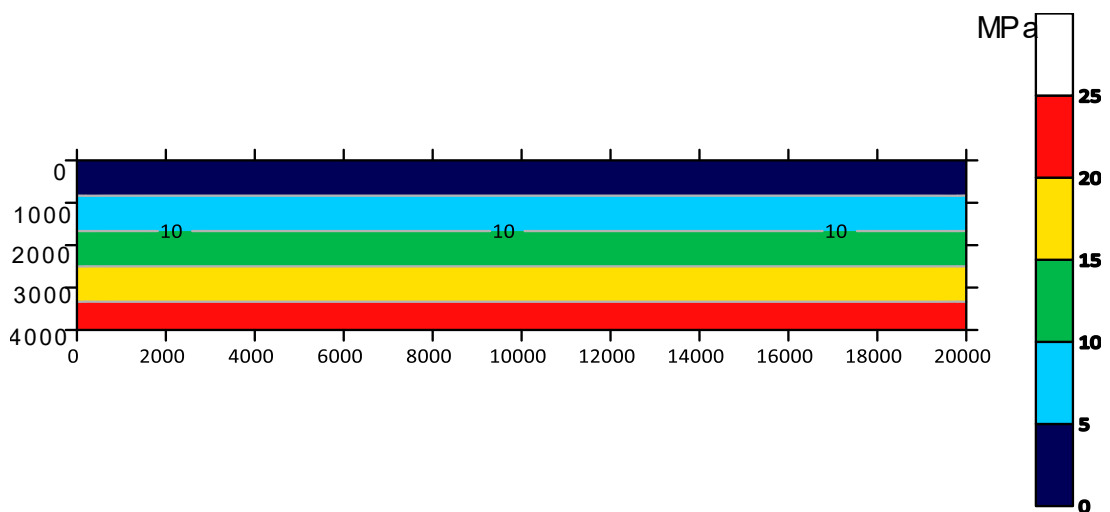


Figura 7-4 Estado de tensões horizontais para o modelo homogêneo da crosta.

O comparativo entre os resultados obtidos numericamente e analiticamente através das equações (5.21) e (5.25) é apresentado no gráfico da Figura 7-5. Observa-se que existe uma boa correlação entre os dois métodos, apresentando apenas pequenos erros encontrados para as tensões horizontais.

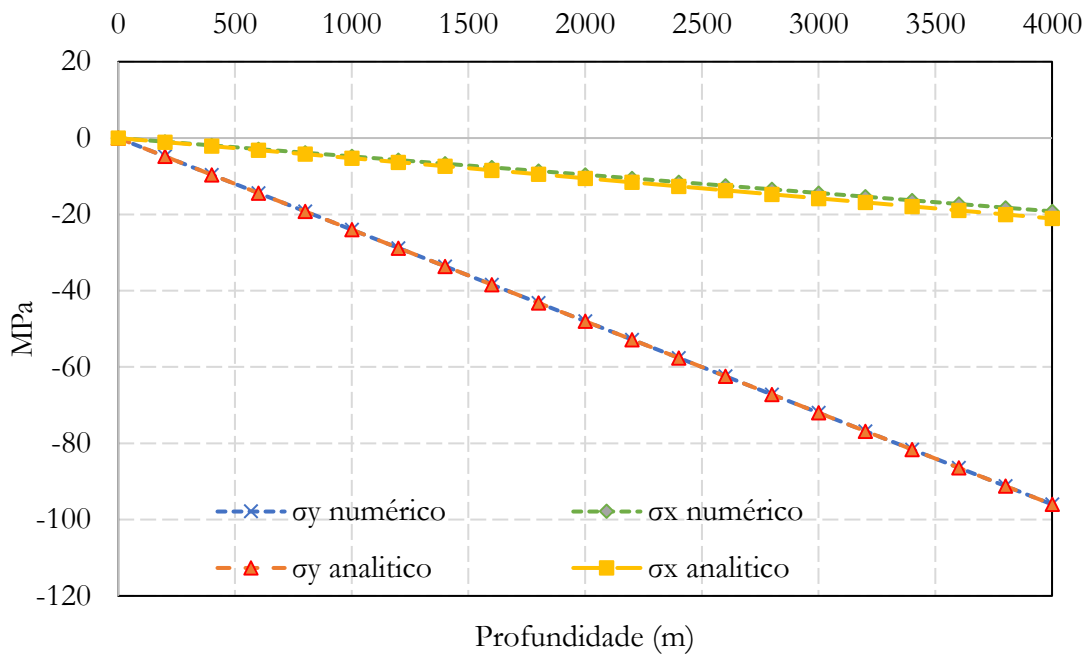


Figura 7-5 Resultados para as tensões verticais e horizontais para o perfil da crosta.

Para a análise do esforço tectônico, adotou-se uma magnitude de 10 MPa. Esse valor foi calculado pela equação (5.8), atribuindo um coeficiente de fricção de 0.02. O esforço tectônico representa um esforço adicional nas tensões horizontais, sem interferência nas tensões verticais. Dessa forma, a soma dos efeitos referentes ao esforço gravitacional com o esforço tectônico ao longo da profundidade do perfil é apresentada na Figura 7-6. Deve-se ressaltar, também, que a mudança do estado de tensões para a crosta é provocada pelo esforço tectônico, uma vez que o esforço vertical é praticamente constante ao longo do tempo.

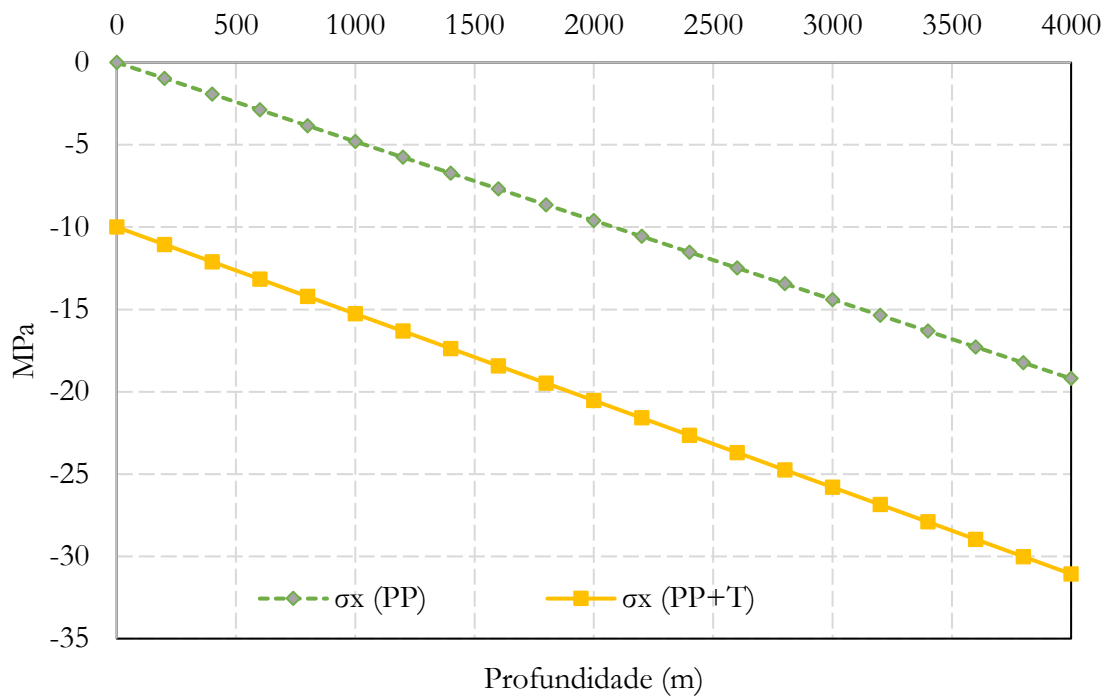


Figura 7-6 Perfil da profundidade da crosta *versus* a magnitude das tensões horizontais em função a influência do peso próprio da crosta e com a suposição do efeito tectônico.

O efeito do peso do reservatório foi aplicado para uma região específica da crosta com uma distância de 5000 metros de comprimento, supondo também o efeito dos sedimentos para um coeficiente de empuxo  $K = 0,50$  e uma altura de 2 metros e massa específica de  $2500 \text{ kg/m}^3$ .

Para o cálculo da magnitude do esforço adicional usou-se a equação (7.1) que representa a suposição dos dois efeitos:

$$F_{\text{adicional}} = P_{\text{água}} + P_{\text{sedimentos}} \quad (7.1)$$

$$F_{\text{adicional}} = \rho_a g h_a + K \rho_s g h_s$$

sendo:

$\rho_a$  : massa específica da água ;

$h_a$  : altura do reservatório ;

$\rho_s$  : massa específica do sedimento ;

$h_s$  : altura da camada de sedimento

Ao calcular o efeito adicional já com os parâmetros estabelecidos, chega-se a um valor próximo de 900 kPa. Todavia, para represas com alturas maiores, esse valor aumenta

consideravelmente. A Figura 7-7 (a) apresenta o comportamento das tensões verticais para a crosta, quando submetida ao esforço adicional do peso da água e dos sedimentos. A partir dela, é possível observar que os maiores esforços se encontram na camada superior da crosta, fazendo com que os maiores efeitos ocorram nessa região. Também se pode verificar que, nesse caso, a região apresenta uma diminuição gradativa da magnitude das tensões à medida que aumenta a profundidade da crosta.

Ademais, é concebível aferir que a ação do peso do reservatório provoca o aumento das tensões de forma significativa, considerando pequenas profundidades. Conseqüentemente, possíveis sismos desencadeados podem ser engatilhados, o que se torna mais significativo em razão da proximidade com a barragem. É válido destacar, ainda, que a magnitude dessas tensões pode sofrer acréscimo para perfis que apresentam propriedades geológicas diferentes (Figura 7-7 b), como enfatizado nos relatórios elaborados nessa pesquisa e pelo estudo desenvolvido por Velázquez *et al.* (2009).

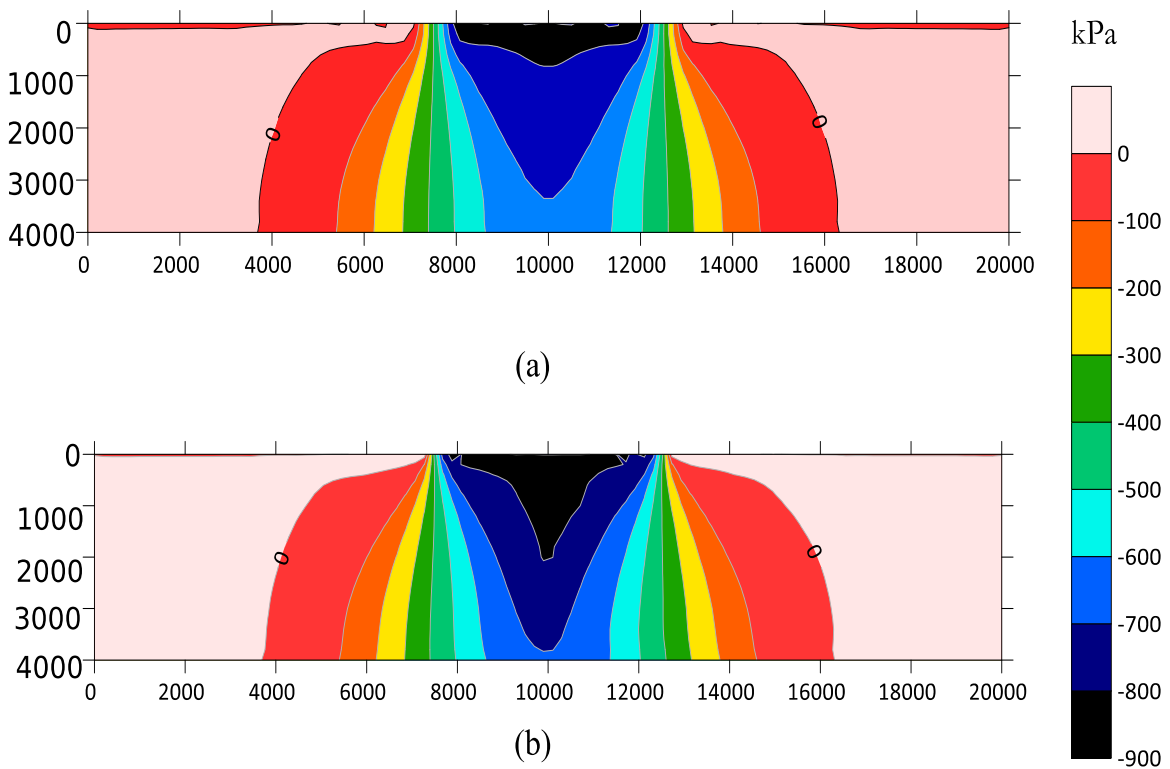


Figura 7-7 Comportamento das tensões verticais em função do esforço adicional do reservatório (a) perfil homogêneo; (b) perfil não homogêneo.

Em seguida, analisou-se os deslocamentos que o esforço adicional impõe para o perfil da crosta homogêneo e não homogêneo. Os resultados dessa análise estão apresentados na Figura 7-8 (a) e (b). Em ambos os modelos os deslocamentos diminuem à medida que a profundidade é aumentada, e apresentam os maiores deslocamentos na região próxima da superfície, com um acréscimo para o perfil não homogêneo. No entanto, isso não se caracteriza como uma grande diferença entre os dois modelos.

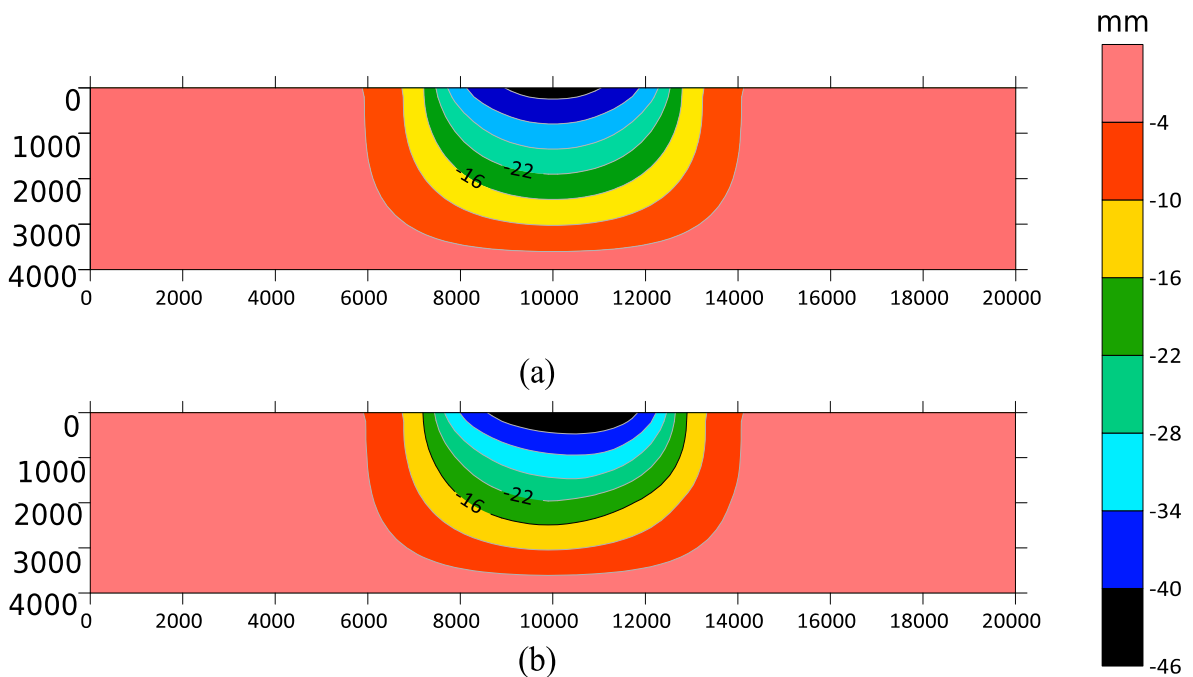


Figura 7-8 Comparativo para os deslocamentos verticais devido ao esforço adicional do reservatório (a) perfil homogêneo, (b)- perfil não homogêneo.

### 7.3 MODELO DO SISTEMA BARRAGEM-RESERVATORIO-FUNDAÇÃO

Na modelagem em elementos finitos assumiu-se que o material da fundação e da barragem são linearmente elásticos, isotrópicos e homogêneos. Para a estrutura e a fundação, o elemento finito – Plane 183 – no estado plano de deformação, foi utilizado. Na interface do problema de interação solo-estrutura, usou-se os elementos CONTA 172 e TARGE 169, estes fazem a ligação entre os nós e os elementos nas superfícies de contato. Para o reservatório, usou-se o elemento FLUID 29, utilizado em modelagens com fluidos e nas interfaces de problemas de interação fluido-estrutura. O modelo discretizado que inclui o sistema acoplado barragem-reservatório-fundação foi apresentado na Figura 7-9.

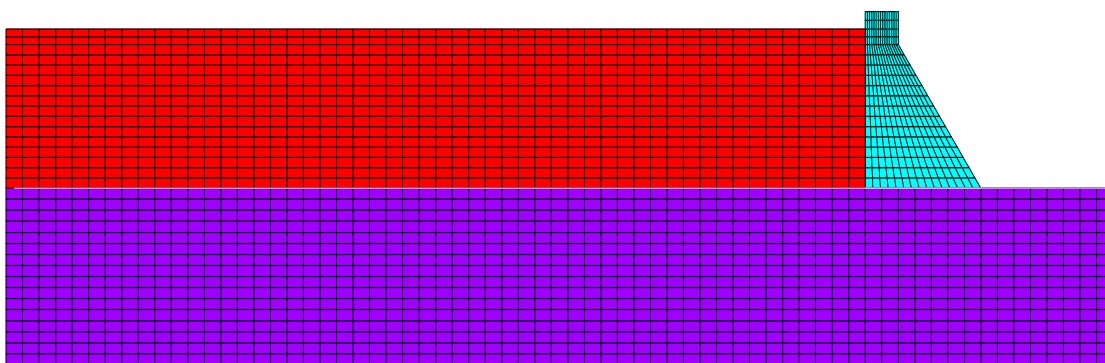


Figura 7-9 Modelo discretizado acoplado barragem-reservatório-fundação.

### 7.4 VIBRAÇÃO LIVRE

Os resultados da análise da resposta dinâmica envolvendo o estudo de vibração livre são fornecidos em termos de frequência natural e deformadas modais. Para a determinação desses parâmetros do sistema acoplado barragem-reservatório-fundação, foi proposto um estudo sistemático da influência de cada meio no sistema global, ou seja, analisou-se inicialmente as contribuições de cada domínio na forma desacoplada e posteriormente analisou-se o caso acoplado referente à barragem-reservatório com o efeito da rigidez da fundação.

Geralmente, cada modo obtido para o caso acoplado tem contribuições do domínio fluido e da estrutura. Aparentemente, o efeito do acoplamento da interação fluido-estrutura depende das características de ambos os meios. A exemplo disso, é possível afirmar que para valores de frequência da estrutura próximos ao fluido, pode-se existir um maior efeito relacionado ao acoplamento, mas caso contrário, se as frequências não estão no mesmo intervalo, o

efeito do acoplamento é menos significativo. Diante disso, compreende-se que esse estudo tem um valor importantíssimo na avaliação da participação de cada meio no sistema global e na verificação do meio predominante.

- **Barragem**

A avaliação das frequências naturais do perfil típico brasileiro foi analisada no estado plano de deformação, negligenciando a interação com o reservatório e avaliando a influência da fundação.

Para o estudo de validação, adotou-se a barragem de Koyna, modelizando com as propriedades e geometria apresentados por Chopra e Chakrabarti (1973). A convergência da malha em elementos finitos foi validada a partir do comparativo dos valores das frequências naturais para três tipos de malha, apresentadas na Tabela 7-2, e do erro entre os resultados encontrados por Chopra e Chakrabarti (1973).

Tabela 7-2 Resultados numéricos e literário para as 6 primeiras frequências da barragem.

Nº do modo	Numérico (Hz)			Literário (Hz)
	Malha grossa (40 elementos)	Malha média (150 elementos)	Malha fina (600 elementos)	Chopra e Chakrabarti
1	3,0497	3,0479	3,0473	3,07
2	8,1098	8,0993	8,0961	8,20
3	10,824	10,822	10,822	10,75
4	15,904	15,873	15,867	15,87
5	24,163	24,152	24,149	* <sup>1</sup>
6	33,649	33,401	33,373	* <sup>1</sup>

Observa-se, também, que os resultados para as frequências naturais são bastante próximos no que se refere aos três tipos de malhas. Isso pode ser atribuído ao fato de que, o elemento adotado possui alto poder de convergência, um elemento que apresenta 8 nós e cada nó com

<sup>1</sup> São dispostos apenas as quatro primeiras frequências

dois graus de liberdade. Dessa forma, escolheu-se a malha média com 150 elementos para a estrutura da barragem, visto que apresenta resultados satisfatórios, assim como não exige tanto poder computacional para as análises dos problemas de vibração livre e, principalmente, da forçada. As quatro primeiras deformadas modais para a barragem de Koyna com a utilização da malha intermediária são apresentadas na Figura 7-10.

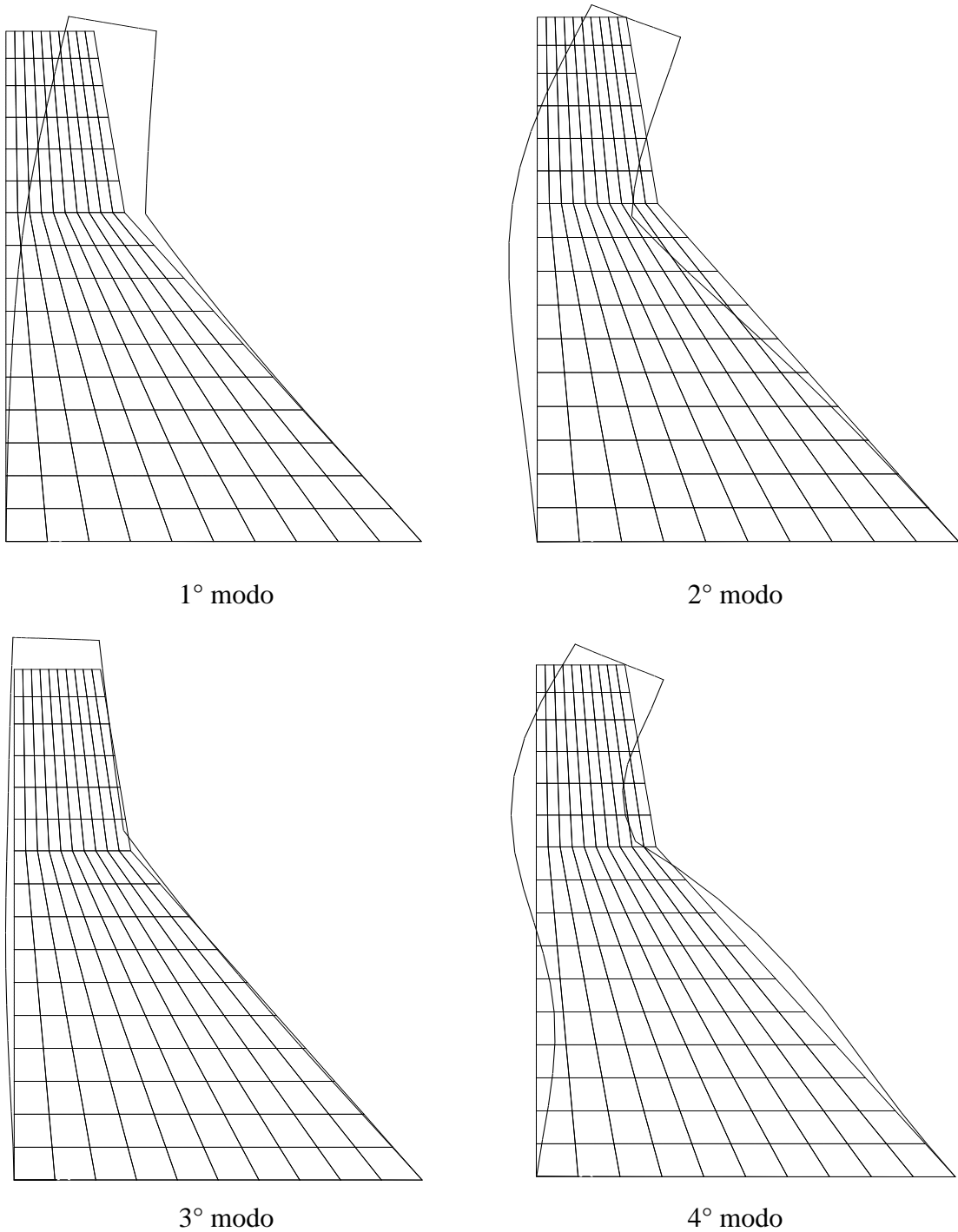


Figura 7-10 Deformada modal para os 4 primeiros modos da barragem de Koyna.



Observa-se nos resultados apresentados na Tabela 7-2 uma boa correlação entre os resultados encontrados neste trabalho e os apresentados na literatura por Chopra e Chakrabarti (1973).

Para o estudo da barragem brasileira, tratou-se o problema de forma similar ao caso de validação e determinou-se os valores para as frequências naturais. Tais valores são apresentados na Tabela 7-3, considerando a variação paramétrica para a rigidez da fundação.

Tabela 7-3 Frequências naturais para a barragem de perfil brasileiro.

Nº do modo	Variação paramétrica da rigidez da fundação $E_f/E_c$			
	1	2	5	20
1	3.57	4.02	4.38	4.60
2	7.99	9.48	10.64	11.35
3	8.79	9.91	11.17	12.05
4	15.83	17.51	19.25	20.52
5	21.50	23.07	25.43	27.55
6	24.57	26.50	28.64	30.39

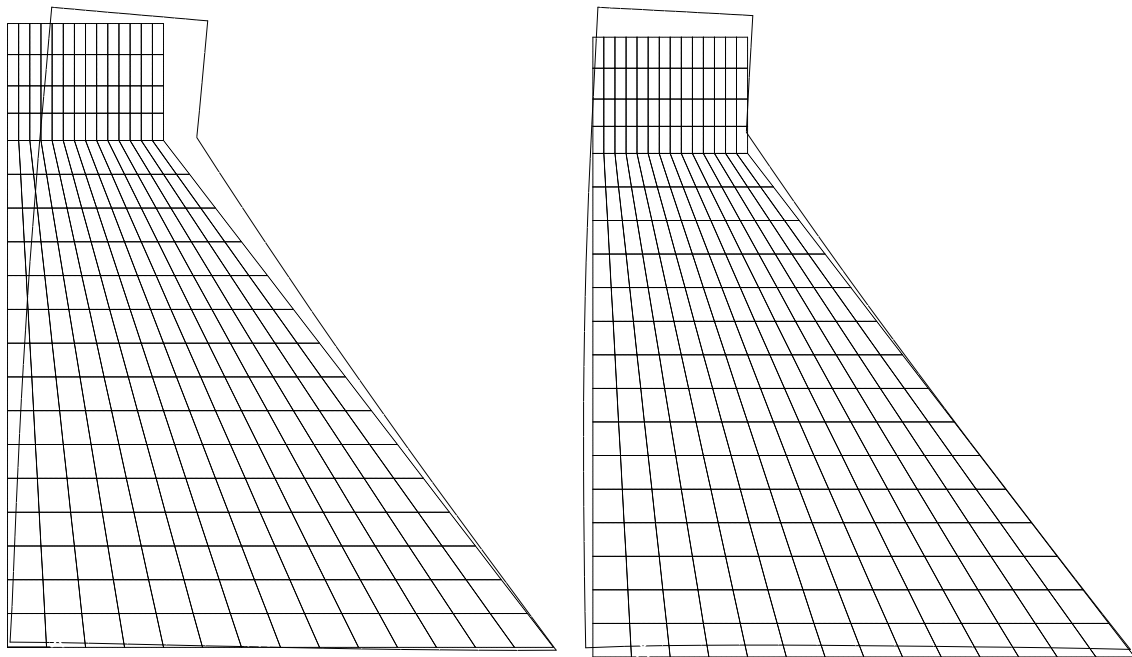
Diante disso, os resultados mostram que, para maior deformabilidade da fundação, ou seja, com uma relação menor entre a rigidez do solo e da estrutura, ocorre uma diminuição das magnitudes das frequências naturais do sistema.

A deformabilidade da fundação também altera a característica da forma da deformada modal da barragem, isso é demonstrado claramente nas Figuras 7-11 e 7-12, que tratam dos casos extremos, com fundação flexível e rígida, respectivamente.

Para o caso com fundação flexível existe uma alteração nas deformadas modais no segundo e terceiro modo quando comparado com o caso de fundação rígida. Isso pode ser notado quando relaciona a barragem de perfil brasileiro e de Koyna para a fundação rígida apresentarem deformadas similares.

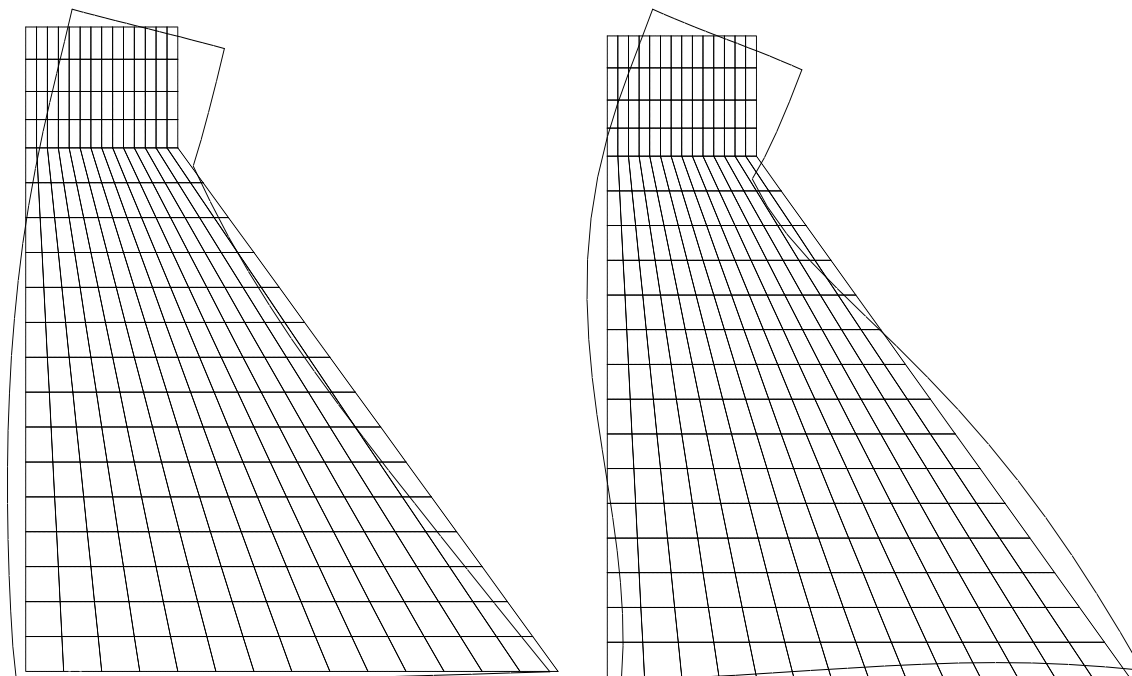
Deve-se ressaltar ainda que existe a influência dos efeitos de flexão, cisalhamento e rotação. De um modo geral, as teorias existentes incluem os efeitos de flexão apenas (teoria de Euler),

flexão e da inércia rotacional (Teoria Rayleigh) e flexão, inércia rotacional e deformações de cisalhamento (teoria Timoshenko).



1° modo

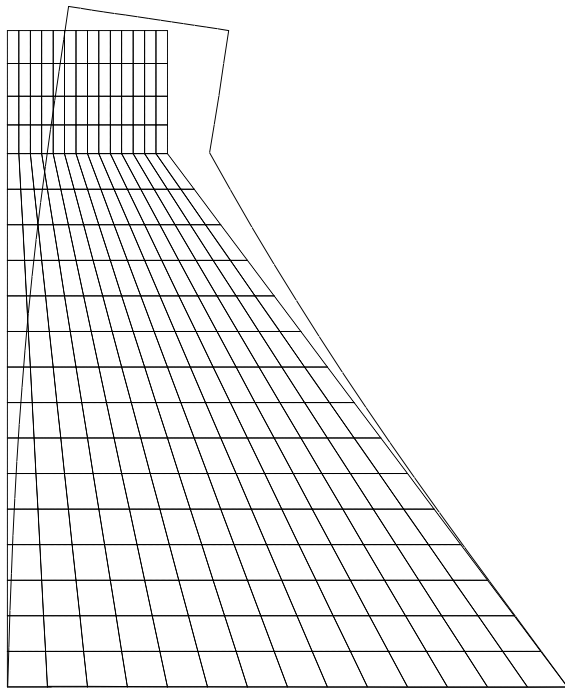
2° modo



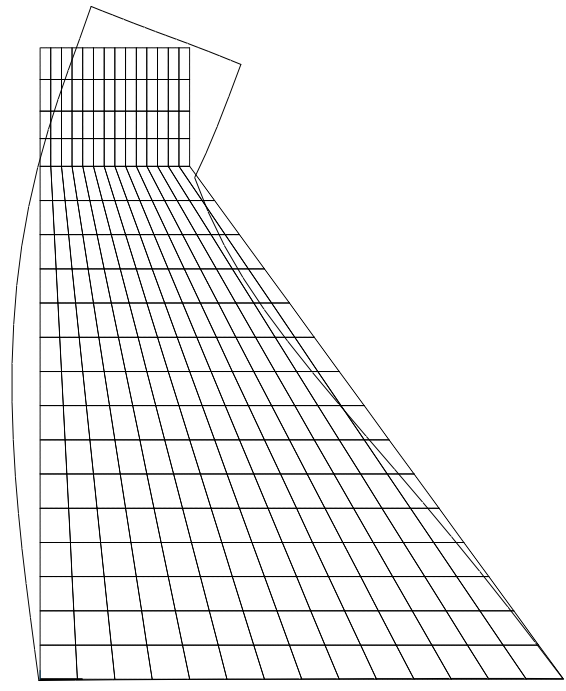
3° modo

4° modo

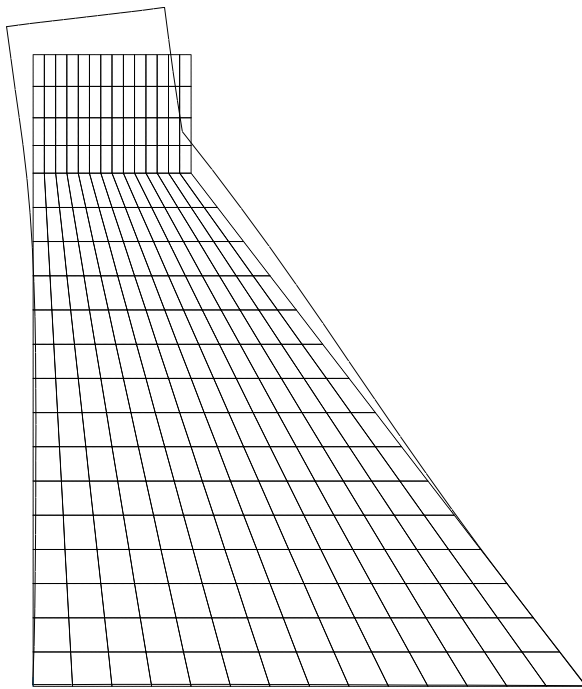
Figura 7-11 Deformadas modais para a barragem com uma fundação flexível.



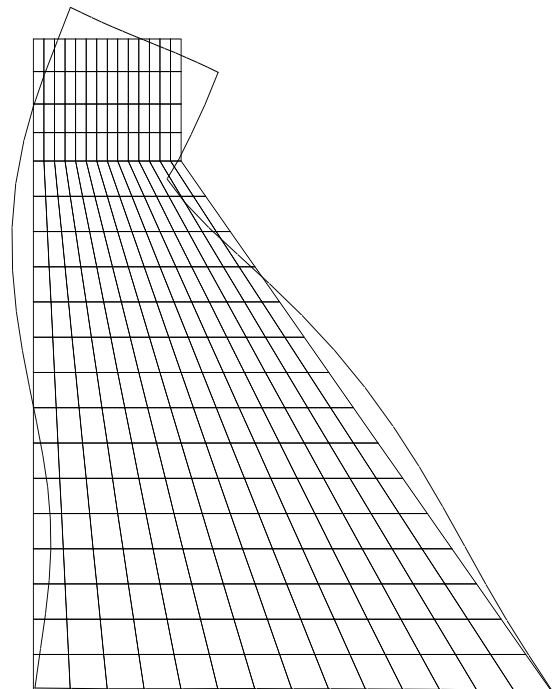
1° modo



2° modo



3° modo



4° modo

Figura 7-12 Deformadas modais para a barragem com uma fundação rígida.

- **Reservatório**

As frequências naturais obtidas para o reservatório são apresentadas na Tabela 7-4, em que os valores analíticos são representados pela equação (7.2), que é regida para uma cavidade fechada-aberta em ambas as direções x e y.

$$f_{ij} = \frac{c}{2} \sqrt{\left( \frac{(2i-1)^2}{4L^2} + \frac{(2j-1)^2}{4H^2} \right)} \quad (i, j = 1, 2, 3 \dots) \quad (7.2)$$

As barragens brasileiras possuem reservatórios longos, com dimensões que extrapolam distâncias quilométricas. Para esse estudo, foi considerado um reservatório que apresenta altura de 72 m e analisou-se a influência do comprimento na resposta para o caso de vibração livre.

De acordo com a equação (7.2), para um comprimento do reservatório muito grande, o primeiro termo da equação torna-se desprezível, fazendo com que tenha apenas a influência da altura da barragem. Dessa forma, analisou-se a variação do comprimento do reservatório versus as 6 primeiras frequências naturais. Além disso, observou-se a tendência para uma diminuição das frequências com o aumento da dimensão do reservatório, conforme apresentado na Figura 7-13.

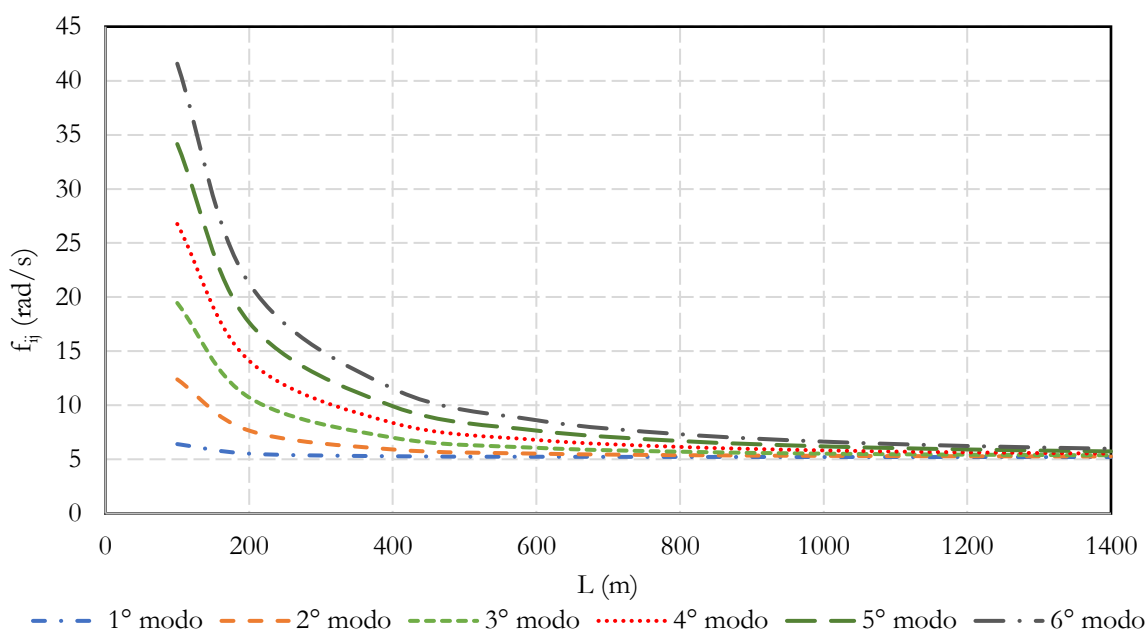


Figura 7-13 Comportamento das 4 primeiras frequências naturais ao longo do reservatório.

A partir da Figura 7-13, é possível aferir que, considerando um comprimento acima de 800 m para o reservatório, as frequências permanecem quase constantes. Dessa forma, atribuiu-se o comprimento para o estudo presente o valor de 800 m.

Os resultados em termos da frequência natural para os 6 primeiros modos do reservatório são apresentados na Tabela 7-4.

Tabela 7-4 Resultados analíticos e numéricos para as 6 primeiras frequências do reservatório.

N° do modo	Numérico (Hz)					Analítico (Hz) (i, j)
	10 elem.	100 elem.	200 elem.	600 elem.	1000 elem.	
1	5,364	5,251	5,238	5,232	5,231	5,225 (1,1)
2	5,539	5,416	5,404	5,400	5,396	5,395 (1, 2)
3	5,935	5,737	5,723	5,715	5,714	5,711 (1, 3)
4	6,601	6,196	6,177	6,163	6,160	6,156 (1, 4)
5	7,307	6,775	6,745	6,718	6,713	6,703 (1, 5)
6	8,6711	7,4078	7,383	7,359	7,348	7,329 (1, 6)

A partir dos resultados apresentados na Tabela 7-4 pode-se verificar o erro entre os métodos analíticos e numéricos pela equação (7.3).

$$erro(\%) = \frac{|f_{analitico} - f_{numérico}|}{f_{analitico}} \quad (7.3)$$

Na Figura 7-14 está apresentado o estudo de convergência da malha do reservatório para as 6 primeiras deformadas modais. Além disso, é possível aferir que, para uma malha intermediária contendo 600 elementos, já se tem bons resultados.

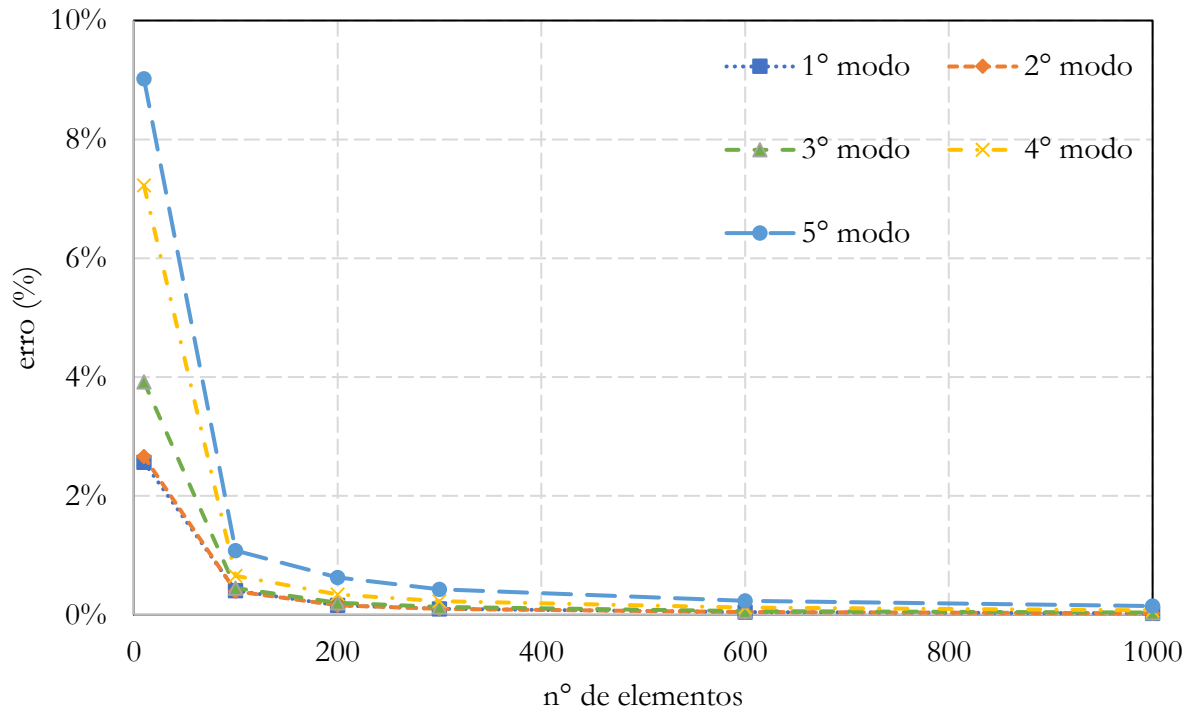


Figura 7-14 Estudo de convergência para o reservatório.

As deformadas modais para as 4 primeiras frequências são apresentadas na Figura 7-15 e são similares às encontradas no trabalho desenvolvido por Moraes (2000) e Souza (2007), ambos do Grupo de Dinâmica de Fluido Estrutura da Universidade de Brasília.

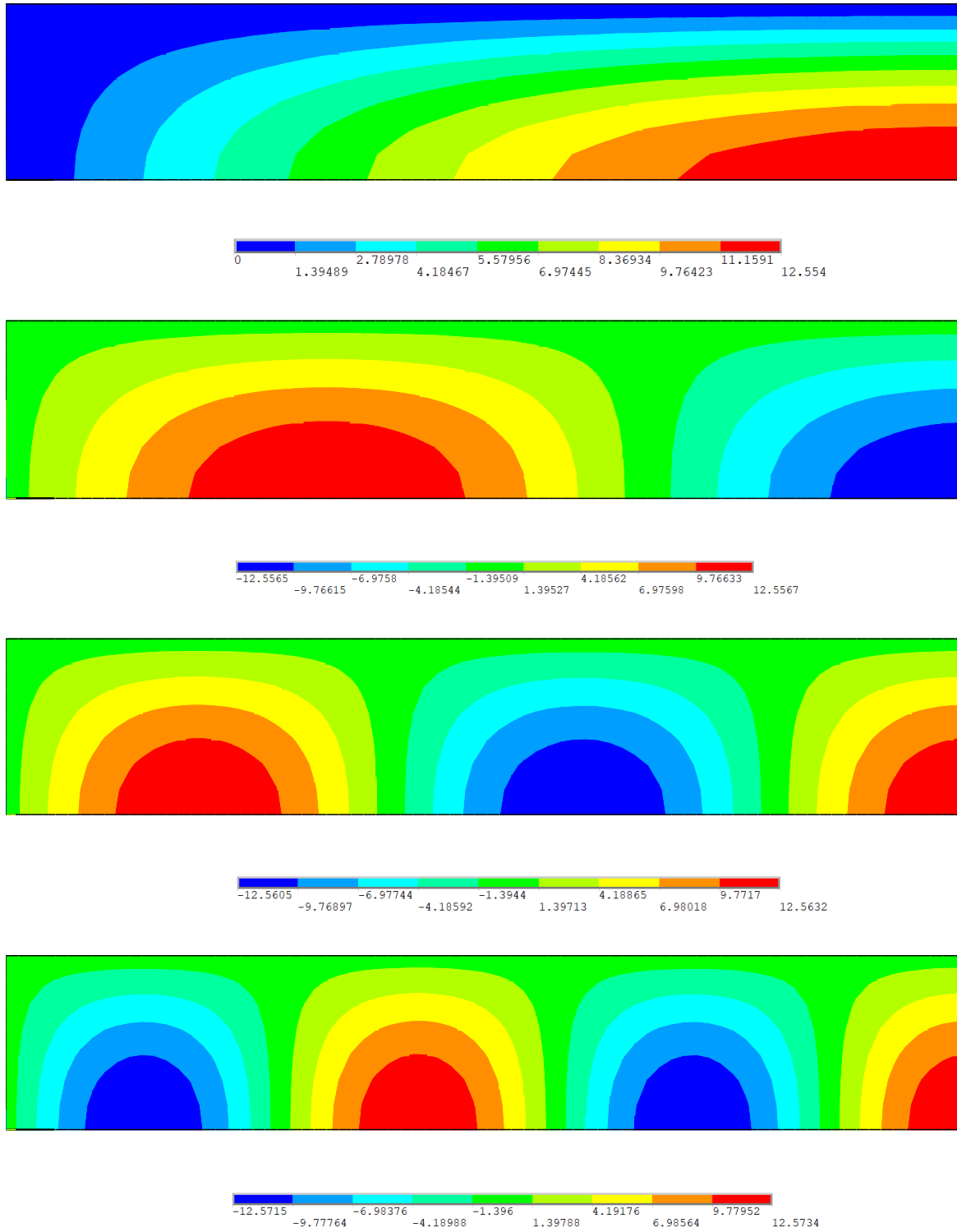


Figura 7-15 Deformada modal para os 4 primeiros casos da cavidade do reservatório.

- **Sistema acoplado Barragem-Reservatório**

Quando o efeito de acoplamento entre a barragem e o reservatório é incorporado, os modos de vibração apresentam certa dificuldade na execução da análise e interpretação, pois surgem formas modais com características complexas. Para conseguir identificá-los, faz-se necessário observar primeiro as formas modais da estrutura ou do fluido isoladamente. As formas modais para o problema acoplado podem reproduzir: Modo da Estrutura, Modo do fluido e uma mistura de ambos (Modo “misto”). O primeiro se caracteriza pelo controle do modo por parte da estrutura, modo de massa adicional, onde a cavidade se adapta (segue) à deformada da estrutura, enquanto que nos modos dominados pelo fluido, a estrutura se ajusta (acompanha) a configuração do campo de pressão do fluido.

Ao analisar os resultados de vibração livre para o sistema acoplado apresentado na Tabela 7-5 em termos da frequência natural e variando as condições de rigidez da fundação, observa-se que apenas o primeiro modo sofre modificações significativas com a variação paramétrica da fundação. Isso pode ser explicado devido ao fato do domínio da estrutura. Nesse modo, ao verificar as deformadas modais apresentadas na Figura 7-16, percebe-se que o primeiro modo apresenta pressão em “rampa” na cavidade, sendo conhecido como “modo de massa adicional”, enquanto que os demais modos são dominados pelo reservatório.

Tabela 7-5 Resultados das 6 primeiras frequências naturais do sistema acoplado.

Nº do modo	Variação paramétrica da relação de rigidez entre a barragem e a fundação $\frac{E_f}{E_c}$			
	1	2	5	20
1	3.161	3.571	3.909	4.120
2	5.249	5.256	5.261	5.264
3	5.411	5.422	5.431	5.435
4	5.713	5.727	5.734	5.738
5	6.138	6.155	6.164	6.168
6	6.657	6.685	6.697	6.702



Para os modos dominados pelo reservatório, deve-se ressaltar que o segundo modo acoplado confere ao primeiro modo do reservatório desacoplado. Já o terceiro modo acoplado com o segundo desacoplado do reservatório e o quarto modo acoplado com o terceiro modo desacoplado do reservatório. Essa tendência deve continuar para os modos mais altos, sempre com um domínio de um dos meios.

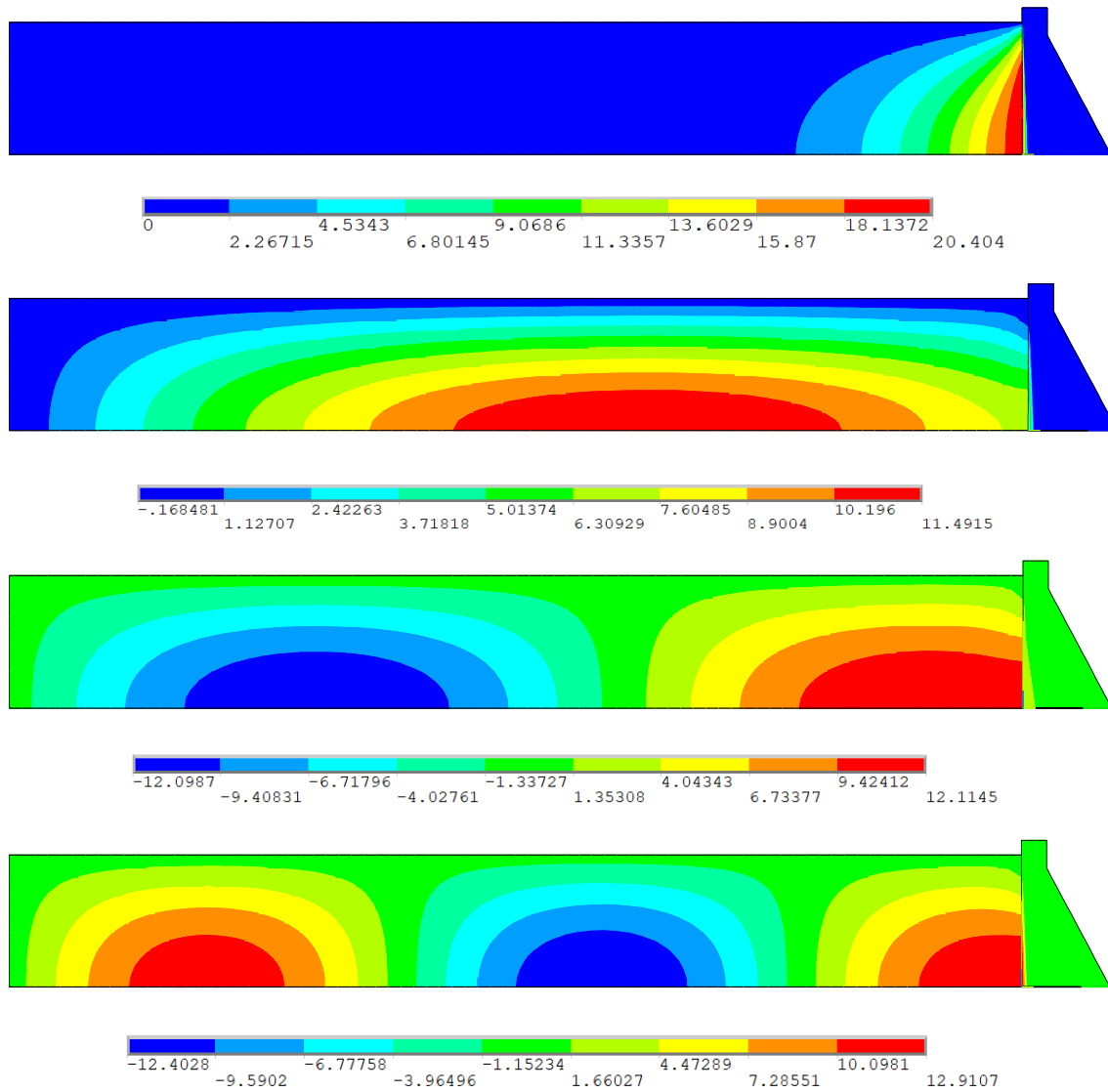


Figura 7-16 Deformadas modais do sistema acoplado barragem-reservatório-fundação.

## 7.5 ANÁLISE HARMÔNICA

Após o estudo de vibração livre, avaliou-se a resposta harmônica do sistema barragem-reservatório-fundação para os casos de construção (reservatório vazio) e operação (reservatório cheio). Para tanto, aplicou-se uma carga pontual na crista da barragem e a frequência de excitação ( $\omega$ ) foi variada de acordo com os resultados obtidos na análise de vibração livre, considerando uma razão de amortecimento adotada igual a zero ( $\xi = 0\%$ ) e dois ( $\xi = 2\%$ ) analisando a resposta para os quatro casos de deformabilidade da fundação.

Para o caso com reservatório vazio, a frequência de excitação foi avaliada entre 2 e 22 Hz. Ao analisar a resposta apresentada na Figura 7-17, percebeu-se que, para a fundação flexível, os movimentos apresentam maiores amplitudes e baixas frequências, ou seja, com o aumento da rigidez da fundação, o sistema passa a obter frequências maiores e menores deslocamentos. Observa-se, também, que as maiores amplitudes se referem à primeira frequência. Além disso, ressalta-se que a segunda frequência é muito próxima à terceira e quase imperceptível à mudança de amplitude.

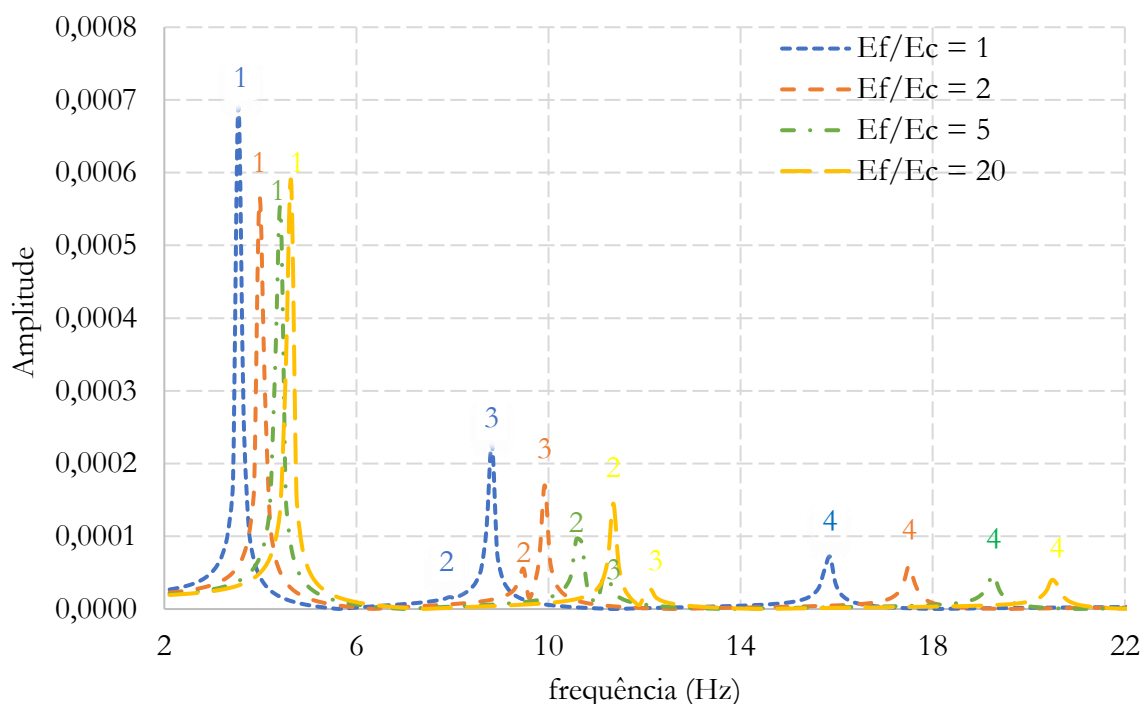


Figura 7-17 Espectro de frequência x deslocamentos para uma carga pontual para o 1º caso (Sem massa e amortecimento 0%).

Ao comparar esse item com o caso em que considera uma fundação com massa e amortecimento de 2%, observou-se na Figura 7-18 que para fundações mais flexíveis, o fator do amortecimento possui um efeito maior, ou seja, ocorre uma redução das amplitudes de forma mais significativa em relação as fundações mais rígidas. Além disso, apenas, a primeira frequência apresentou as maiores amplitudes, sendo as outras reduzidas a pequenas amplitudes.

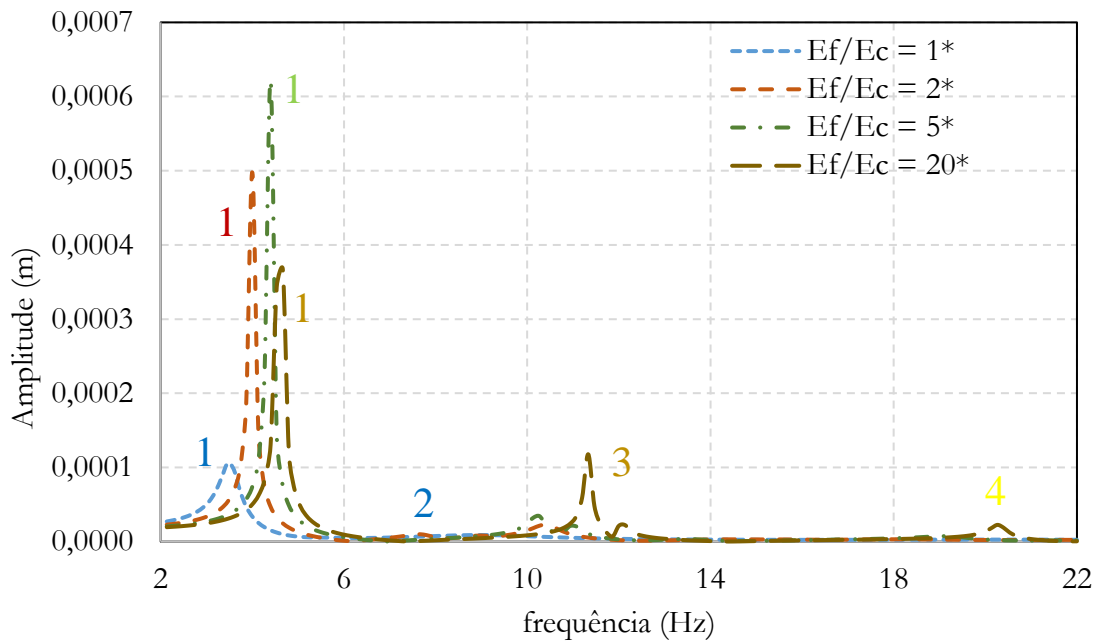


Figura 7-18 Espectro de frequência x deslocamentos para uma carga pontual para o 1º caso (Com massa e amortecimento 2%).

Para o caso com reservatório cheio, a frequência de excitação foi reduzida e avaliada entre 2 e 6 Hz. Diante disso, a Figura 7-19 apresenta os resultados cuja avaliação retrata a condição da fundação sem amortecimento e com o efeito do reservatório. Observou-se, inicialmente, que houve um aumento nas magnitudes das amplitudes, quando comparada aos valores encontrados para o item similar ao caso apresentado na Figura 7-17.

Além disso, é possível aferir que existe uma redução das frequências com a inserção do reservatório no sistema, assim como um aumento nas magnitudes das frequências com o aumento da rigidez da fundação. Novamente, a primeira frequência apresentou as maiores magnitudes; no entanto, as demais frequências ficaram próximas, assim como suas magnitudes.

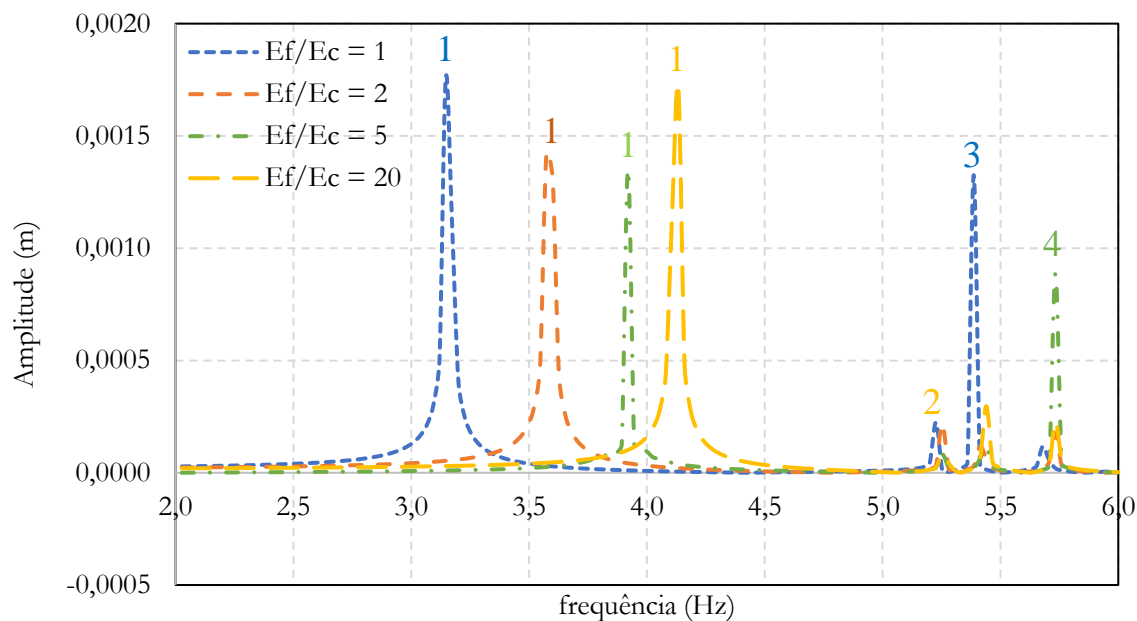


Figura 7-19 Espectro de frequência x deslocamentos para uma carga pontual para o 2º caso (Sem massa e amortecimento 0%).

Posteriormente, avaliando o efeito da fundação com massa e amortecimento de 2%, de maneira similar ao itens analisados anteriormente, observou-se uma redução nas amplitudes de forma mais acentuada para os casos com fundações mais flexíveis. Assim, como uma baixa influência do fator de amortecimento para as fundações mais rígidas.

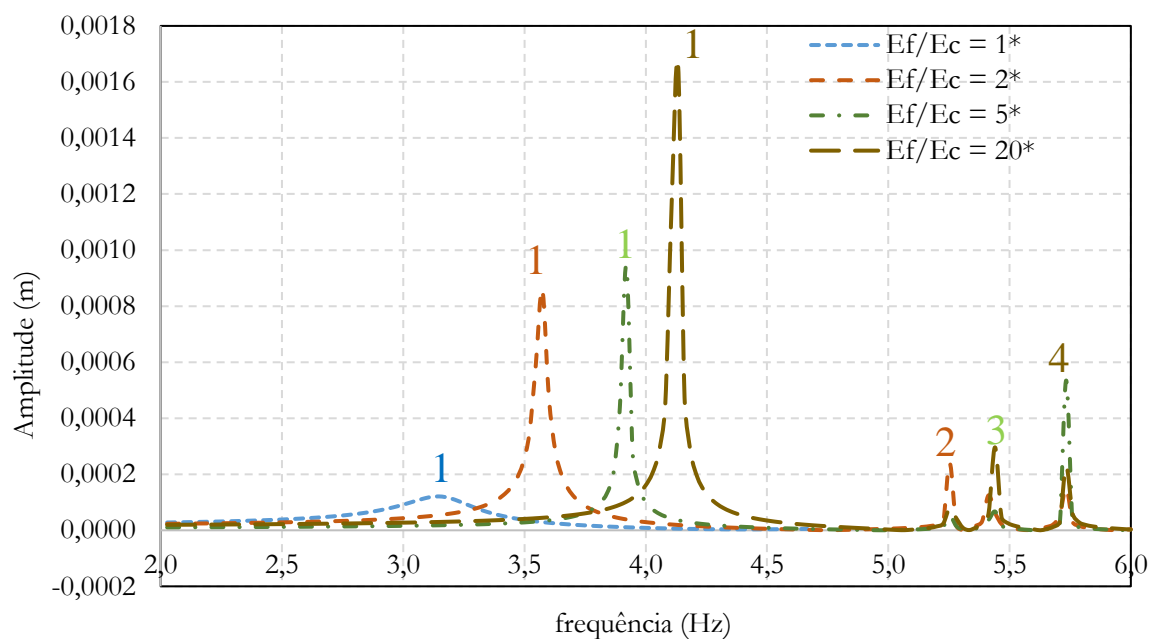


Figura 7-20 Espectro de frequência x deslocamentos para uma carga pontual para o 2º caso (com massa e amortecimento 2%).

## 7.6 ANÁLISE FORÇADA

- **Caso I – Estudo das tensões no perfil da barragem de Koyna**

Para o estudo de validação da análise forçada, determinou-se as máximas tensões nos barramentos de montante e jusante na barragem de Koyna em função dos estudos literários de Chopra e Chakrabarti (1973).

O autor considerou os dados espectrais em aceleração de um sismo local em 1967 com magnitude 6.5, apresentado na Figura 7-21, com amplitudes dominantes para baixas frequências (Figura 7-22).

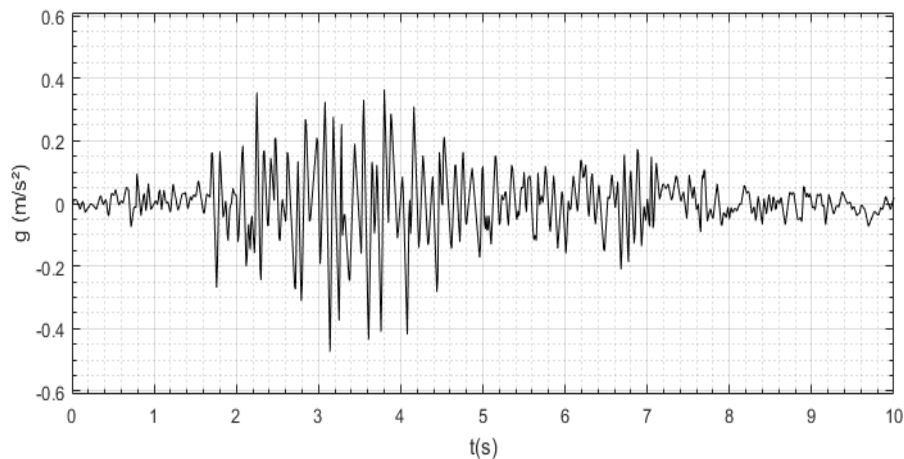


Figura 7-21 Dados do histórico de acelerações g do terremoto de Koyna

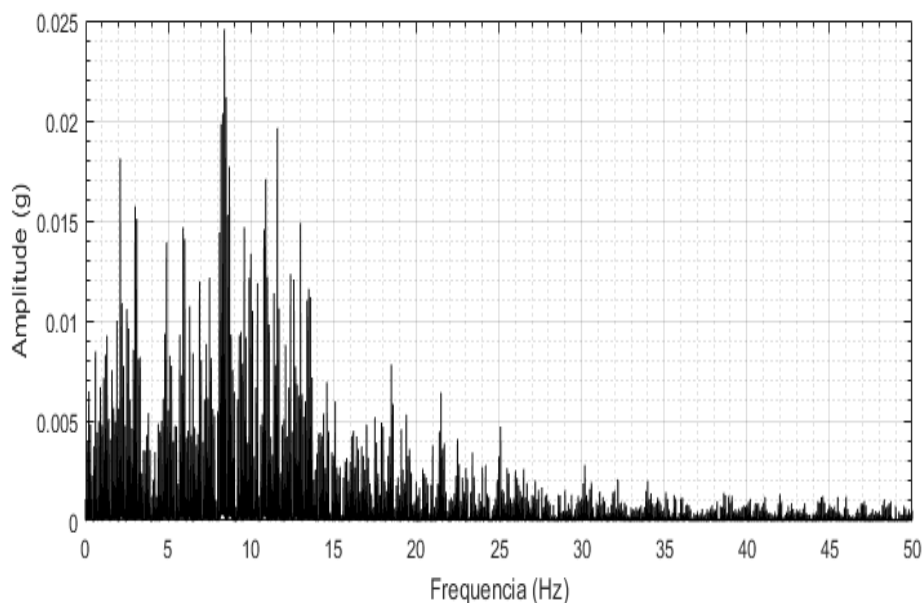


Figura 7-22 Espectro de amplitude de aceleração para o terremoto de Koyna.

A aceleração de pico para o movimento vertical do solo é 0.41 g e os maiores movimentos do solo ocorrem no intervalo de tempo entre 2 – 7 s. No que diz respeito à análise espectral de Fourier, a máxima amplitude corresponde a 0.0248 g, com uma frequência de 8.30 Hz.

Dessa forma, ao implementar os dados do programa para uma análise transiente no ANSYS, verificou-se uma boa correlação entre os resultados literários e o estudo do presente trabalho, como demonstrado nas Figuras 7-23 e 7-24, em que, são apresentadas as tensões principais máximas no barramento de jusante e montante, respectivamente.

Para o primeiro caso, durante o qual foram analisadas as tensões máximas no barramento de jusante, obteve-se em ambos os estudos as maiores magnitudes no instante de tempo 4.25 s e localizados no ponto de gargalo da barragem com magnitudes em torno de 1000 psi, o que corresponde a, aproximadamente, 6 MPa, sendo uma região propícia para as concentrações de tensões.

Para o segundo caso, analisado no barramento de montante, as maiores tensões ocorreram também em uma região mais afastada da fundação no mesmo alinhamento do ponto de gargalo do barramento de jusante, existindo nessa região resultados com boa correlação. No entanto, observou-se que, nas tensões próximas à região da base da barragem, foram apresentados valores diferentes do estudo dos autores. Ressalta-se, ainda, que o instante de tempo para as tensões máximas nesse barramento ocorreu em 4.53 s, com magnitudes máxima em torno de 500 psi que corresponde a aproximadamente a 3 MPa. A diferença entre os dois estudos pode ser concebida em função do lançamento do terremoto.

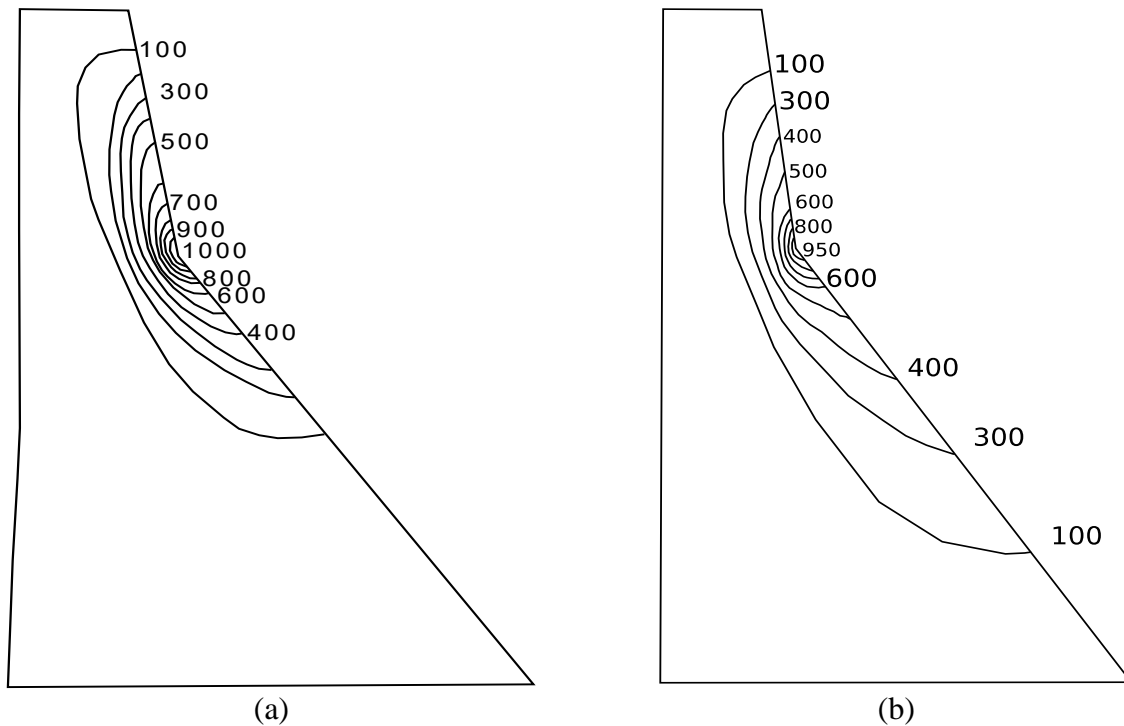


Figura 7-23 Tensões críticas em psi no barramento de jusante de Koyna devido ao terremoto (a) – Resultados obtidos por Chopra e; (b) Resultados obtidos no presente trabalho<sup>2</sup>.

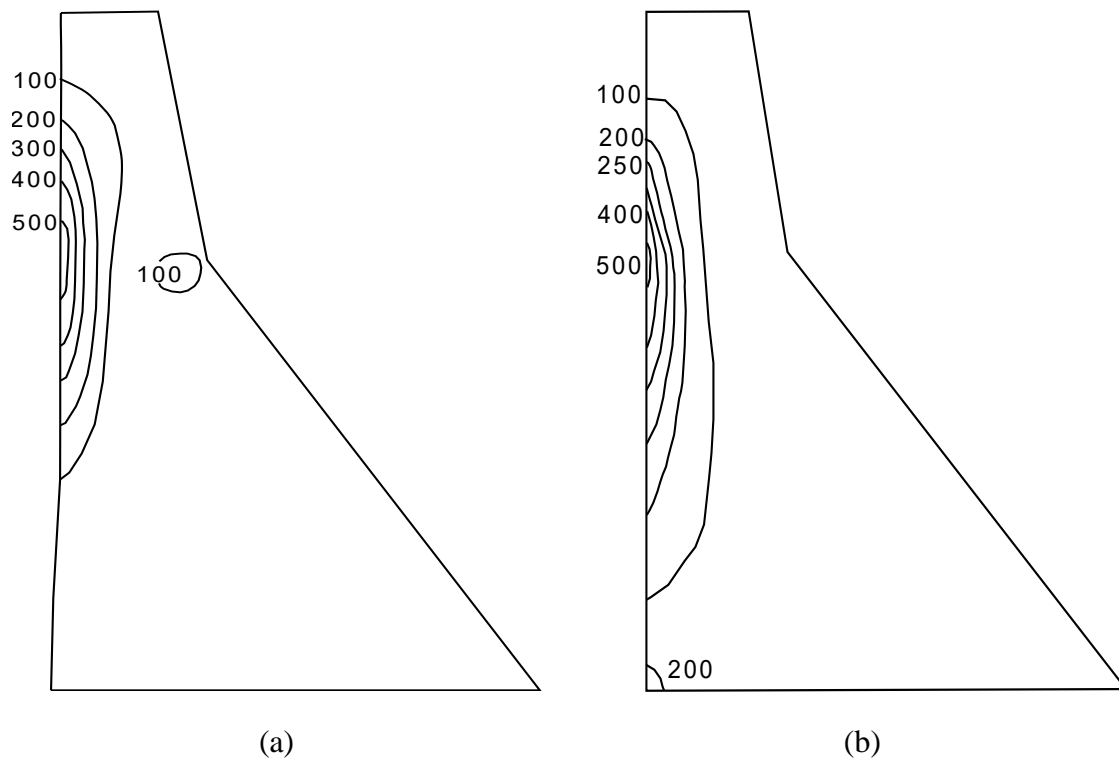


Figura 7-24 Tensões críticas em psi no barramento de montante de Koyna devido ao terremoto (a)- Resultados obtidos por Chopra e; (b) Resultados obtidos no presente trabalho.

<sup>2</sup> 1 psi = 0.00689476 MPa

- **Caso II – Avaliação do perfil típico de uma barragem brasileira**

Para o estudo da influência da interação barragem-reservatório-fundação em uma análise forçada, para um perfil típico brasileiro, verificou-se a resposta do sistema em termos de deslocamentos, das tensões principais máximas e mínimas e da pressão hidrodinâmica em alguns pontos da barragem conforme apresentado na Figura 7-25. Para a análise dos deslocamentos e das tensões principais máximas e mínimas, estudou-se dois casos: reservatório vazio e cheio.

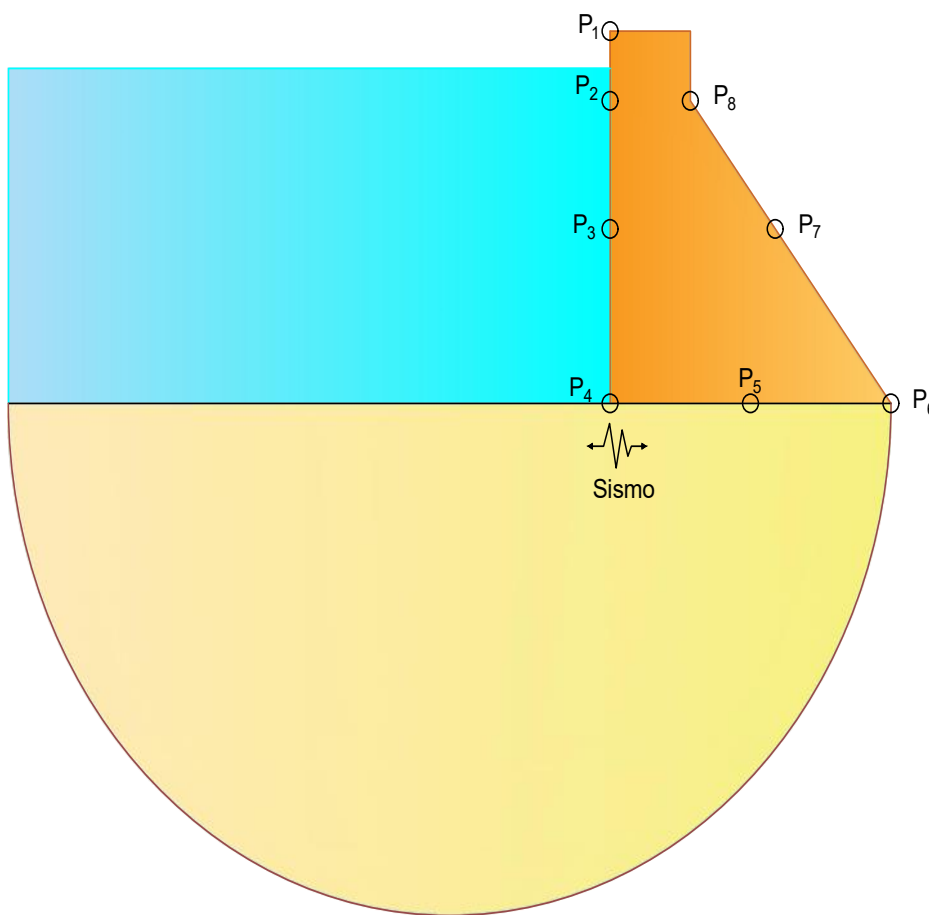


Figura 7-25 Ilustração dos pontos de análise do sistema.

O deslocamento foi analisado nos pontos P1 e P5, a pressão hidrodinâmica nos P2, P3 e P4, as tensões máximas e mínimas nos pontos P4, P6, P7 e P8.

Para a análise sísmica envolvendo dados compatíveis com as regiões do Brasil, obteve-se dados históricos para um sismo do país, apresentado na Figura 7-26 com aceleração máxima corresponde a 0,038 g para  $t = 1,42$  s e com os maiores valores no intervalo de 1 a 2,5 s.



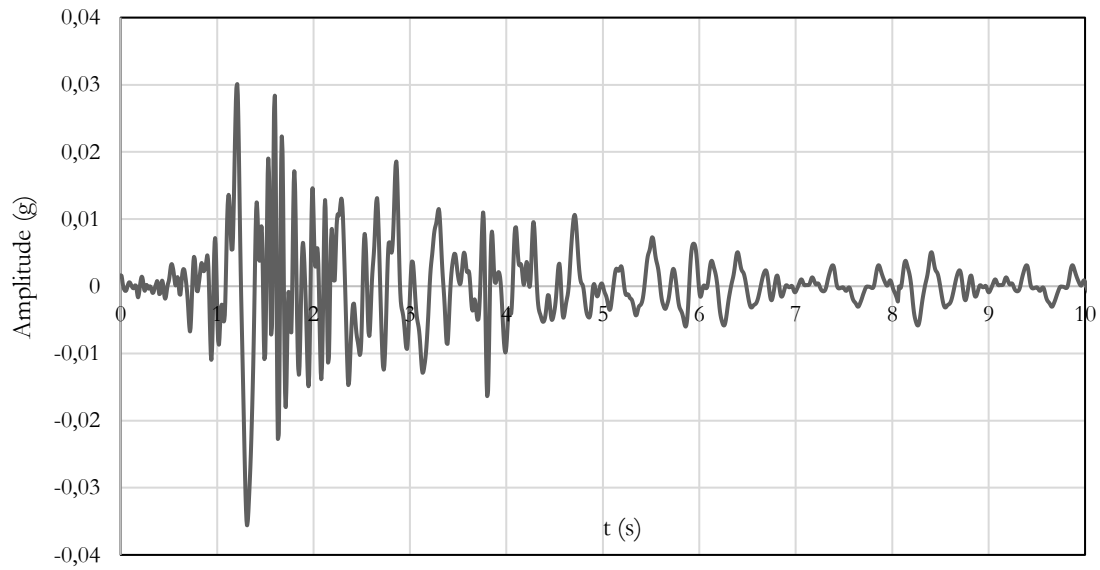


Figura 7-26 Histórico de dados em acelerações g.

Para a análise espectral desse sismo, efetuou-se a transformada de Fourier e obteve-se, de maneira semelhante ao caso de validação, as amplitudes e a faixa de frequência em que o sismo atua. Em termos de frequência, obteve-se valores de pico para 5 Hz e frequências nas faixas entre 3 e 15 Hz (Figura 7-27).

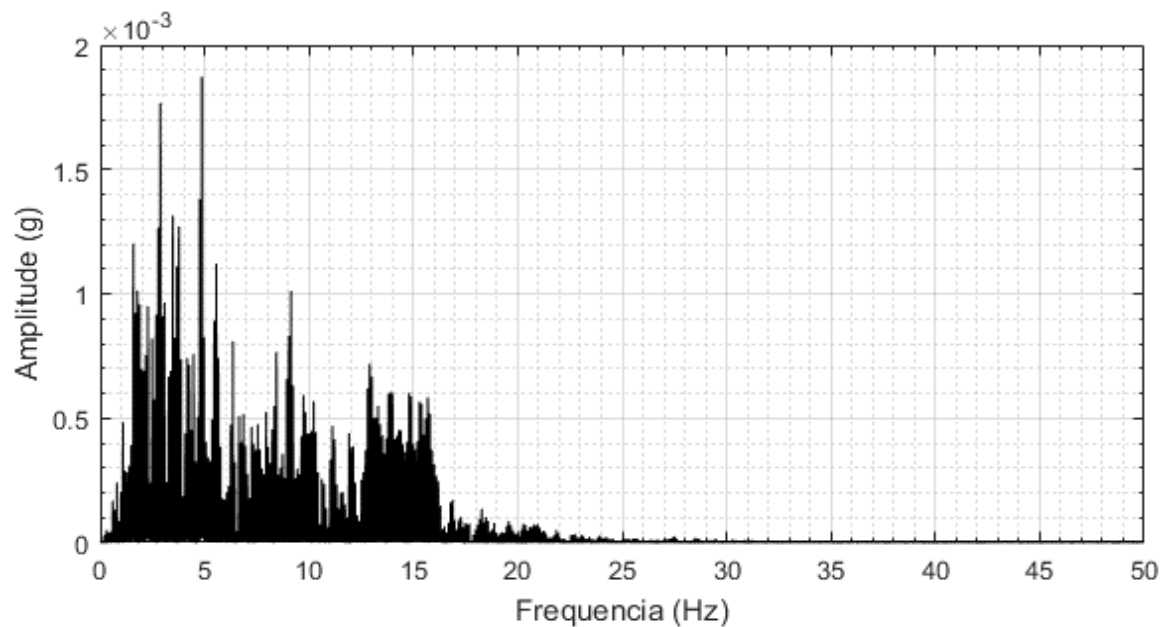


Figura 7-27 Análise espectral do sismo analisado.

Através dos dados históricos, avaliou-se a influência da fundação a partir da variação paramétrica da rigidez do material da fundação e o efeito do reservatório para alguns locais do perfil típico de barragem brasileira.

Em função da quantidade de resultados encontrados, informa-se ao leitor que no primeiro momento serão apresentados as respostas dos deslocamentos, das tensões máximas e mínimas, e da pressão hidrodinâmica em função do tempo e depois será apresentada uma síntese comparativa desses resultados expressões em termos de valores máximos, para que o leitor possa com facilidade entender e interpretar os resultados.

- **Deslocamentos na crista e na base**

O comportamento do deslocamento foi avaliado para os casos com reservatório cheio e vazio em dois pontos da barragem: P<sub>1</sub> e P<sub>5</sub>, que representam, respectivamente, a crista e a base. Esses pontos foram escolhidos por apresentar os maiores e os menores deslocamentos, respectivamente, na barragem. Ainda sobre o ponto P<sub>5</sub>, tem-se que esse ponto foi utilizado para verificar o comportamento específico da deformabilidade da fundação no contato entre o solo e a barragem.

Na Figura 7-28 e na Figura 7-29 estão apresentados os dados históricos de deslocamentos na crista da barragem para os casos com reservatório cheio e vazio, respectivamente. Analisando essas figuras, observa-se que os valores máximos estão dispostos no intervalo inferior a  $t = 2$  s.

Já a Tabela 7-6 estão dispostos os deslocamentos máximos e os deslocamentos atribuídos à raiz do valor quadrado médio ou RMS (do inglês Root mean square) expresso pela equação (7.4) para os 6 maiores deslocamentos.

$$RMS = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1} x_1^2 + x_2^2 + \dots + x_n^2} \quad (7.4)$$

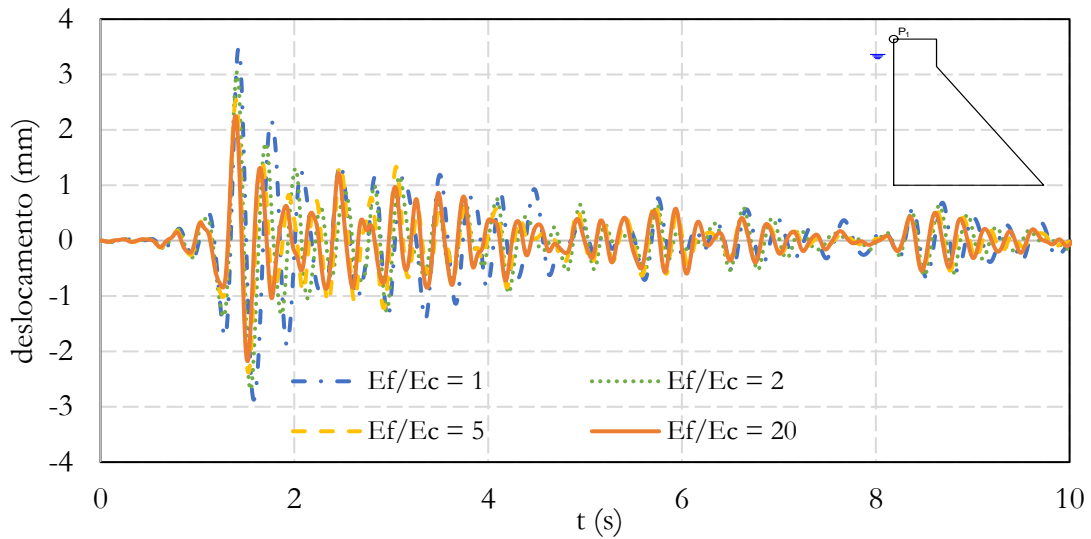


Figura 7-28 Deslocamentos na crista da barragem para o caso de reservatório cheio.

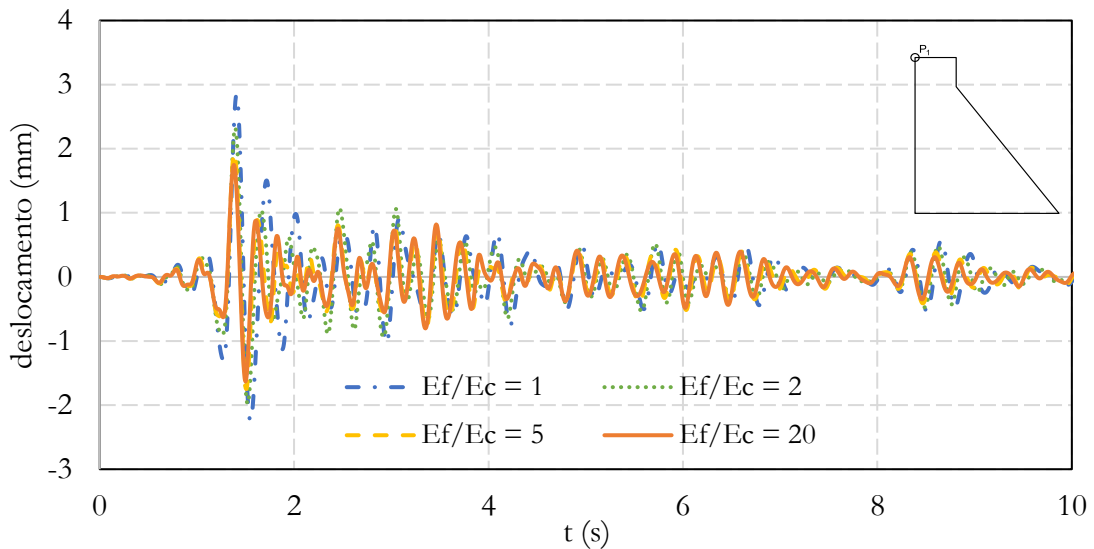


Figura 7-29 Deslocamentos na crista da barragem considerando o reservatório vazio.

Ao comparar os resultados apresentados nas figuras, percebe-se que, em ambos os casos, ocorre a diminuição dos deslocamentos com o aumento da rigidez da fundação, apresentado deslocamentos menores para o caso do reservatório vazio.

Tabela 7-6 Comparativo dos deslocamentos máximos e RMS para a crista da barragem.

$E_f/E_c$	Deslocamentos - Reservatório Vazio		Deslocamentos - Reservatório Cheio	
	Máximos (mm)	RMS (mm)	Máximos (mm)	RMS (mm)
1	2,84	1,40	3,46	1,93
2	2,32	1,21	3,05	1,66
5	1,94	0,98	2,54	1,44
20	1,75	0,97	2,25	1,33

Ressalta-se, ainda, que os valores dos deslocamentos máximos não se encontraram no mesmo instante de tempo, houve uma alteração desse instante com a flexibilidade da fundação da barragem.

Para o comportamento dos deslocamentos na base da barragem com a influência da fundação e do reservatório, determinou-se, de maneira similar ao caso anterior, os deslocamentos ao longo do tempo para o ponto P<sub>5</sub>, apresentados nas Figura 7-30 e na Figura 7-31. A partir da análise dessas figuras, observa-se que, para uma fundação mais rígida, os deslocamentos são muito pequenos e apresentam pequenas variações de amplitude, enquanto que, para uma fundação mais flexível e com a deformabilidade da mesma observa-se picos maiores. Nota-se, também, uma variação pequena nas amplitudes para a influência do reservatório.

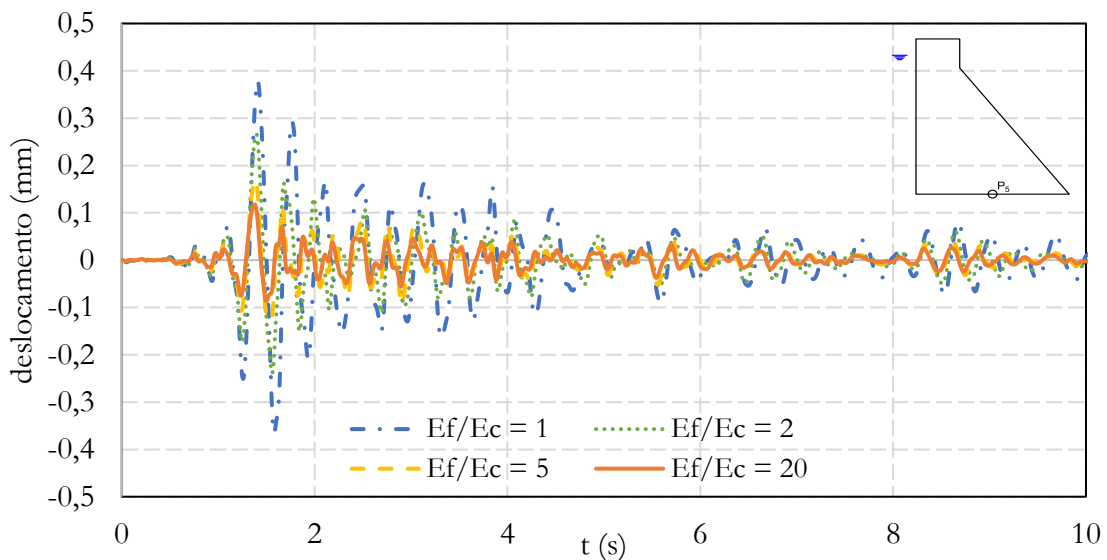


Figura 7-30 Histórico dos deslocamentos no ponto P<sub>5</sub> – reservatório cheio.

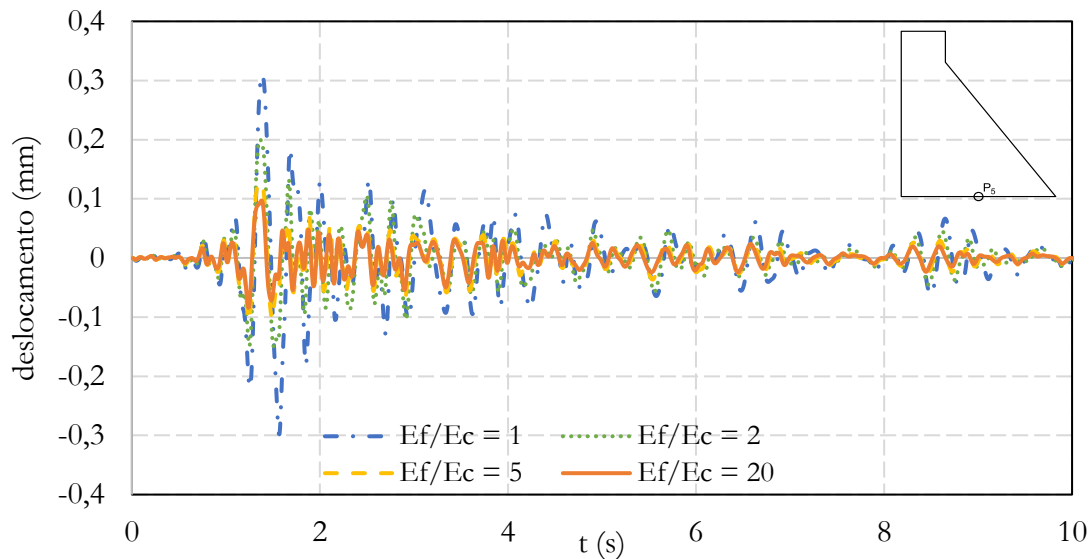


Figura 7-31 Histórico dos deslocamentos no ponto P<sub>5</sub> – reservatório vazio.

O comportamento dos deslocamentos para as posições analisadas indicam que a flexibilidade da fundação tem um impacto significativo nos deslocamentos da barragem, como enfatizado anteriormente, podendo associar uma relação crescente desses deslocamentos à diminuição da proporção entre o fator de elasticidade da fundação e do concreto. Diante disso, constata-se que os maiores deslocamentos ocorrem entre o período de 1 a 2 s, equivalente às maiores acelerações impostas pelos dados históricos do sismo.

- **Tensões máximas e mínimas**

Para o cálculo das tensões máximas e mínimas avaliou-se dois pontos propícios a concentrações de tensões; no calcanhar - P<sub>4</sub> - e no pé da barragem – P<sub>5</sub> . Com isso, obteve-se as tensões principais máximas e mínimas durante um intervalo de tempo, considerando a influência do reservatório e da fundação.

Para o ponto P<sub>4</sub>, as tensões principais máximas e mínimas para o caso do reservatório cheio são em torno de 780 kPa e - 650 kPa, respectivamente, como apresentam-se as Figuras 7-32 e 7-33.

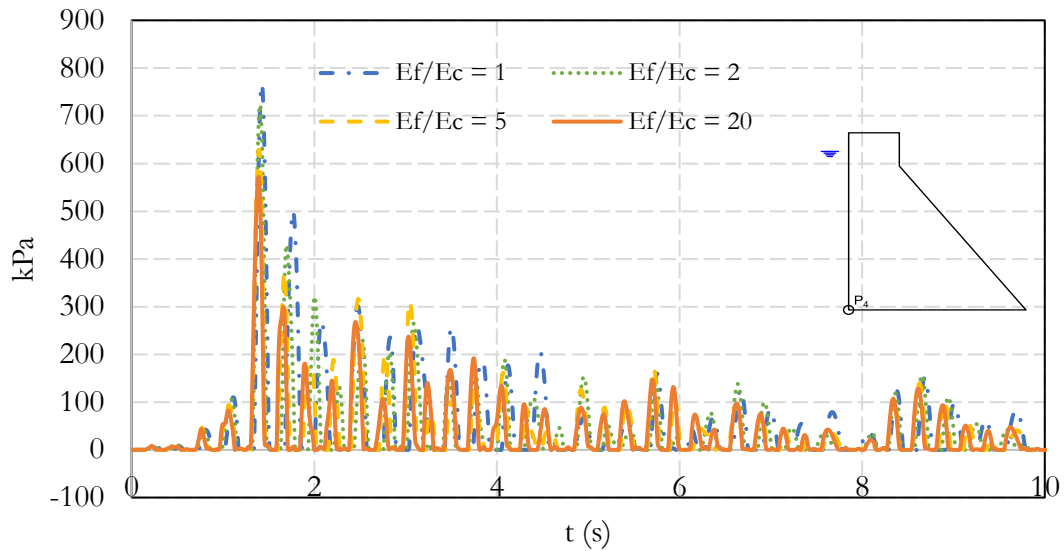


Figura 7-32 Histórico das tensões principais máximas em P<sub>4</sub> para os quatro casos de variação paramétrica da fundação com o reservatório cheio.

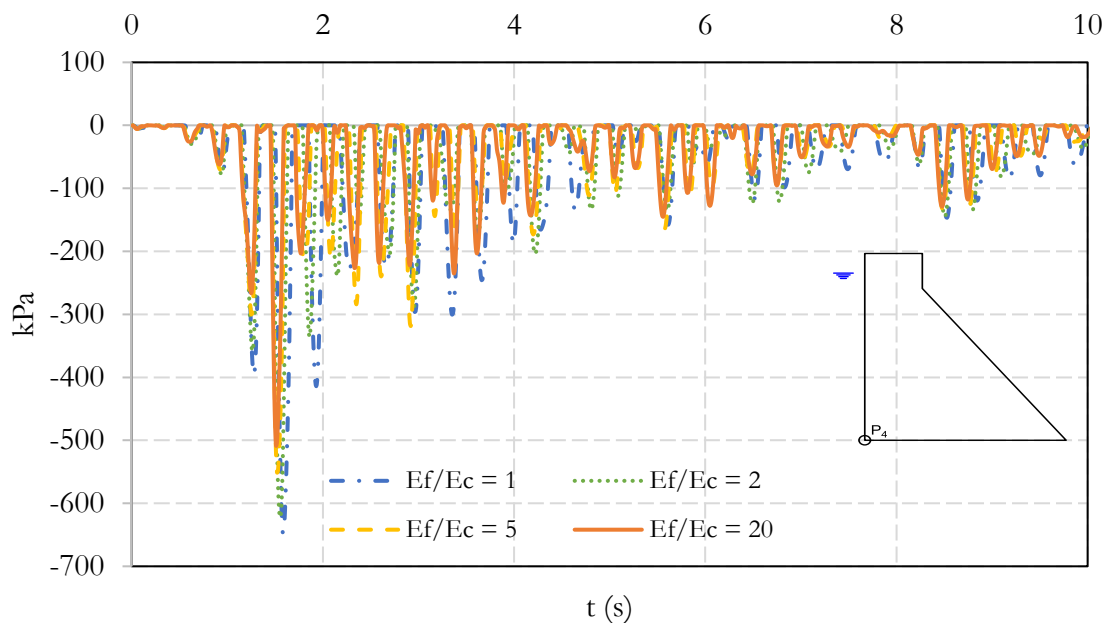


Figura 7-33 Histórico das tensões principais mínimas em P<sub>4</sub> para os quatro casos de variação paramétrica da fundação com o reservatório cheio.

Para o efeito das tensões máximas e mínimas ao considerar o reservatório vazio, constatou-se, a partir da análise das Figuras 7-34 e 7-35, a mesma tendência do item anterior. No entanto, houve uma redução dos valores das magnitudes, ficando em torno de 550 kPa e - 400 kPa os valores de picos.

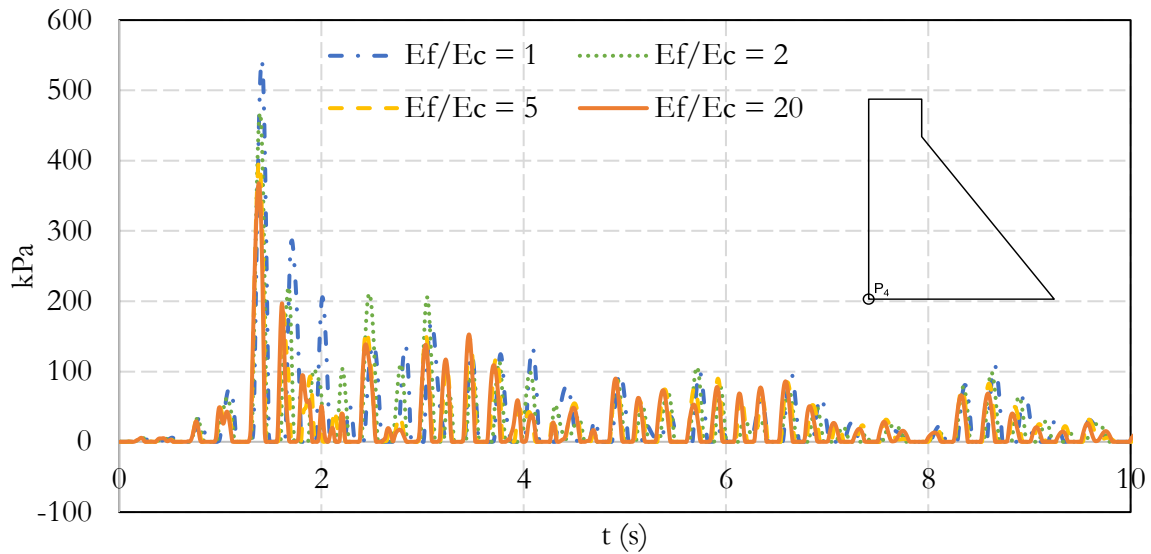


Figura 7-34 Histórico das tensões principais máximas para o ponto  $P_4$  para os quatros casos de variação paramétrica da fundação com o reservatório vazio.

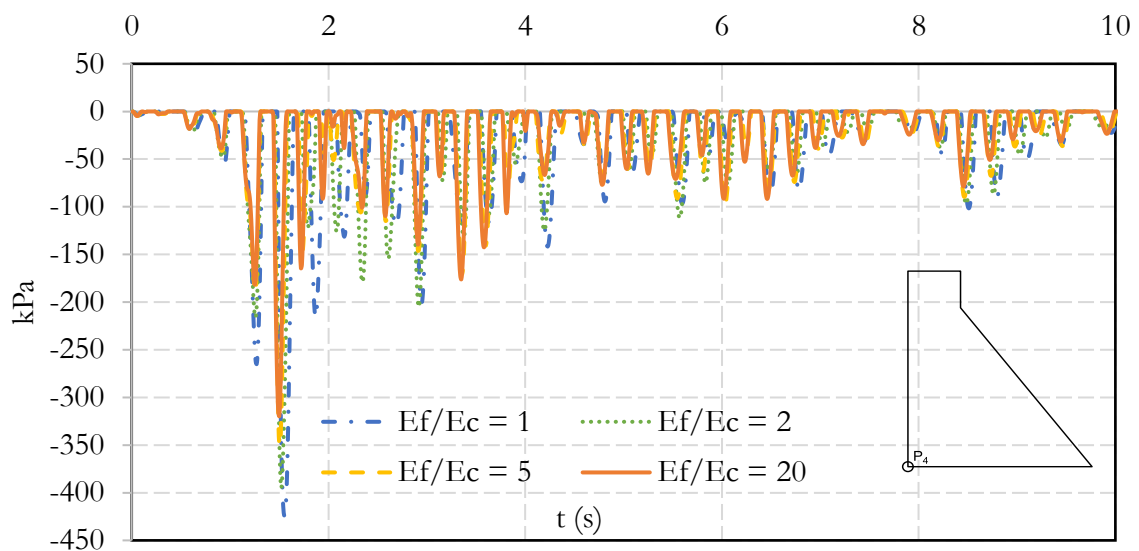


Figura 7-35 Histórico das tensões principais mínimas para o ponto  $P_4$  para os quatros casos de variação paramétrica da fundação com o reservatório vazio.

Analisando as tensões principais no pé da barragem, representada pelo ponto  $P_6$ , observa-se magnitudes menores que as obtidas no calcanhar da barragem, tanto para o caso do reservatório cheio quanto do vazio. No que se refere às tensões máximas, considerando o reservatório cheio, conforme apresentados na Figura 7-36, constatou-se magnitudes em torno de 300 kPa e com os maiores efeitos ocorrendo no intervalo de tempo inferior a 2 s,

podendo expandir essa observação para todos os casos estudados. De forma semelhante, ocorre com as tensões mínimas apresentadas na Figura 7-37.

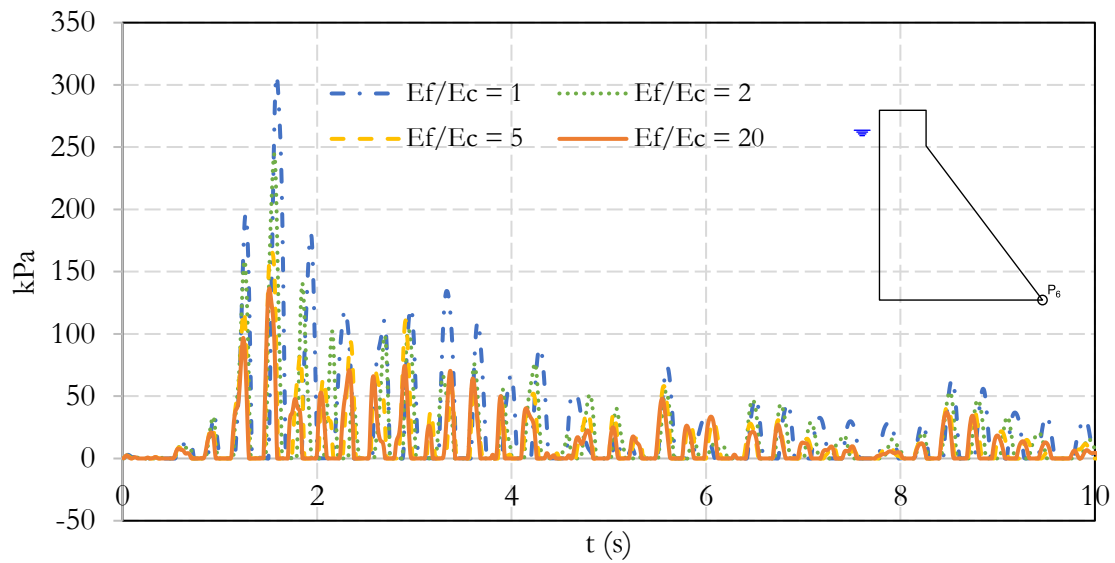


Figura 7-36 Histórico das tensões principais máximas para o ponto  $P_6$  para os quatros casos de variação paramétrica da fundação com o reservatório cheio.

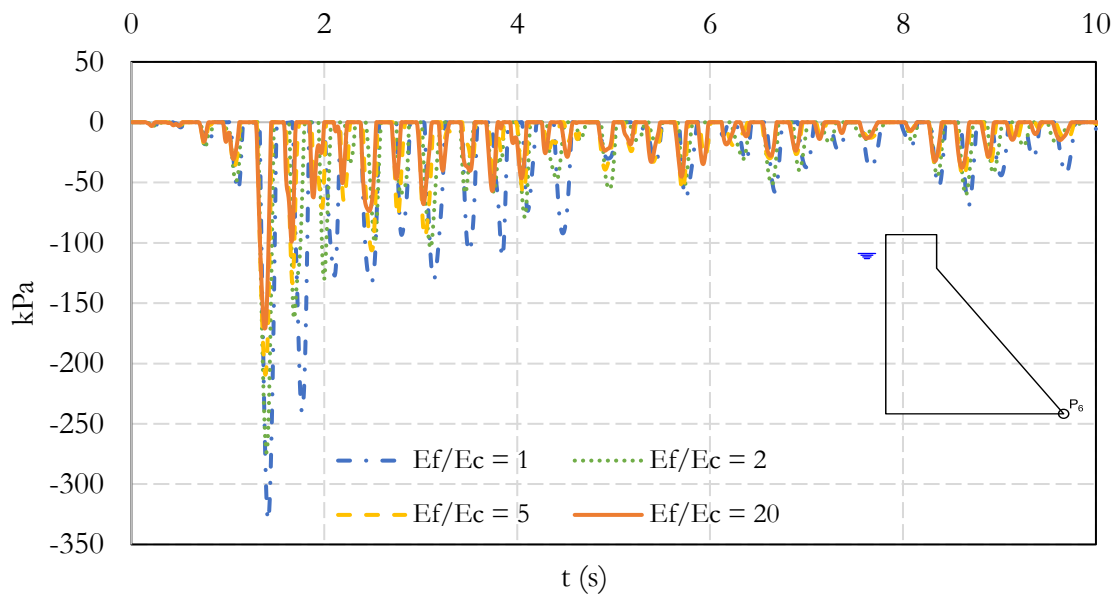


Figura 7-37 Histórico das tensões principais mínimas para o ponto  $P_6$  para os quatros casos de variação paramétrica da fundação com o reservatório cheio.

Para o efeito do reservatório vazio ocorre uma redução das tensões em comparação com o reservatório cheio. Nesse caso, as magnitudes estão no intervalo de 210 kPa a -220 kPa para as tensões máximas e mínimas, respectivamente, como se observa nas Figuras 7-38 e 7-39.



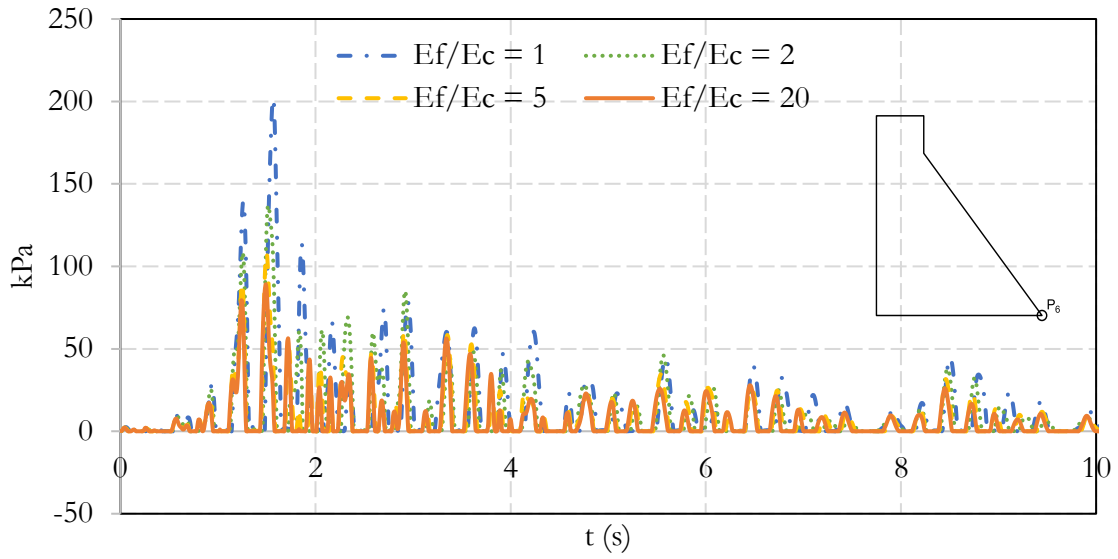


Figura 7-38 Histórico das tensões máximas para o ponto P<sub>6</sub> para os quatros casos de variação paramétrica da fundação com o reservatório vazio.

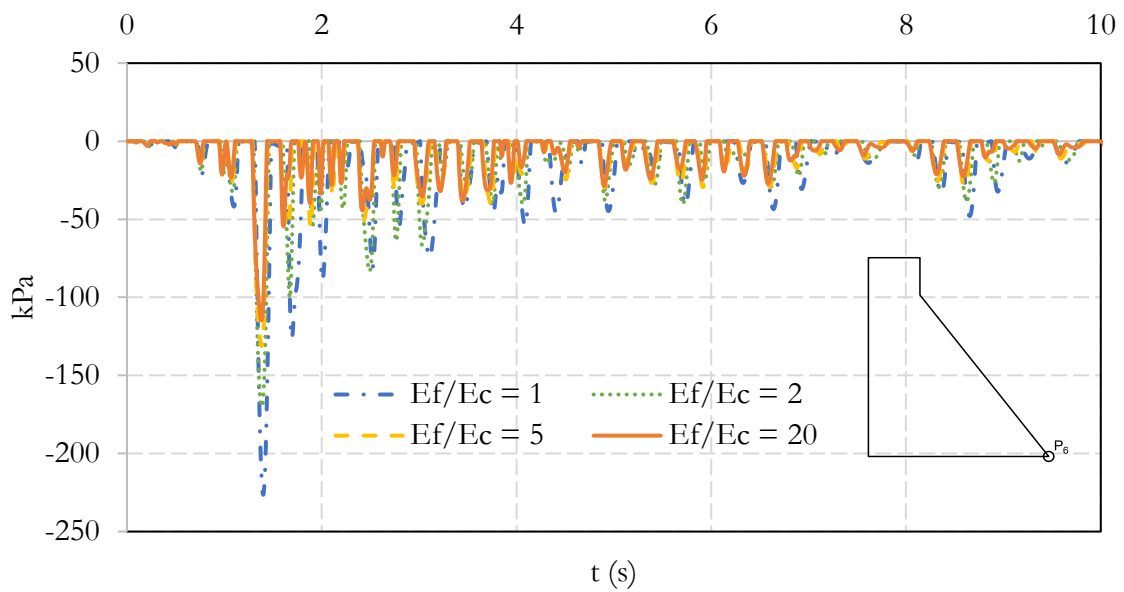


Figura 7-39 Histórico das tensões principais mínimas para o ponto P<sub>6</sub> para os quatros casos de variação paramétrica da fundação com o reservatório vazio.

Para estender os resultados obtidos até os pontos que relacionam o calcanhar e o pé da barragem, uniu-se os valores com magnitudes máximas apresentados na Tabela 7-7. Ademais, em todos os casos estudados, verificou-se uma redução das magnitudes das tensões com o aumento da rigidez da fundação, assim como ocorre o aumento das tensões com o enchimento do reservatório.

Tabela 7-7 Resultados para as tensões máximas nos pontos P<sub>4</sub> e P<sub>6</sub>.

$E_f/E_c$	Reservatório Vazio		Reservatório Cheio	
	<b>P<sub>4</sub> (kPa)</b>	<b>P<sub>6</sub> (kPa)</b>	<b>P<sub>4</sub> (kPa)</b>	<b>P<sub>6</sub> (kPa)</b>
1	543,34	201,69	767,14	307,43
2	467,22	136,78	722,40	244,48
5	398,04	108,21	628,39	165,94
20	367,77	89,15	571,82	136,61

Pela Tabela 7-7 verifica-se, ainda, que as maiores magnitudes aconteceram no calcanhar da barragem, P<sub>4</sub>, e, ao considerar a flexibilidade da fundação e o reservatório, essas magnitudes aumentaram. A critério de segurança, estes valores estão abaixo do valor máximo para as tensões de tração na barragem; que ficam em torno de 1000 a 2000 kPa. No entanto, é preciso destacar que considerando as dimensões da barragem e uma magnitude do sismo pouco maiores, poderia haver alguns problemas para as estruturas.

Para o histórico de tensões máximas e mínimas em regiões afastadas da fundação, foram estudados dois pontos, P<sub>7</sub> e P<sub>8</sub>. O primeiro representa um local intermediário na parte jusante da barragem, que apresenta valores para as tensões máximas e mínimas próximos para os 4 casos de variação paramétrica da fundação, conforme pode ser constatado na Figura 7-40 a 7-43.

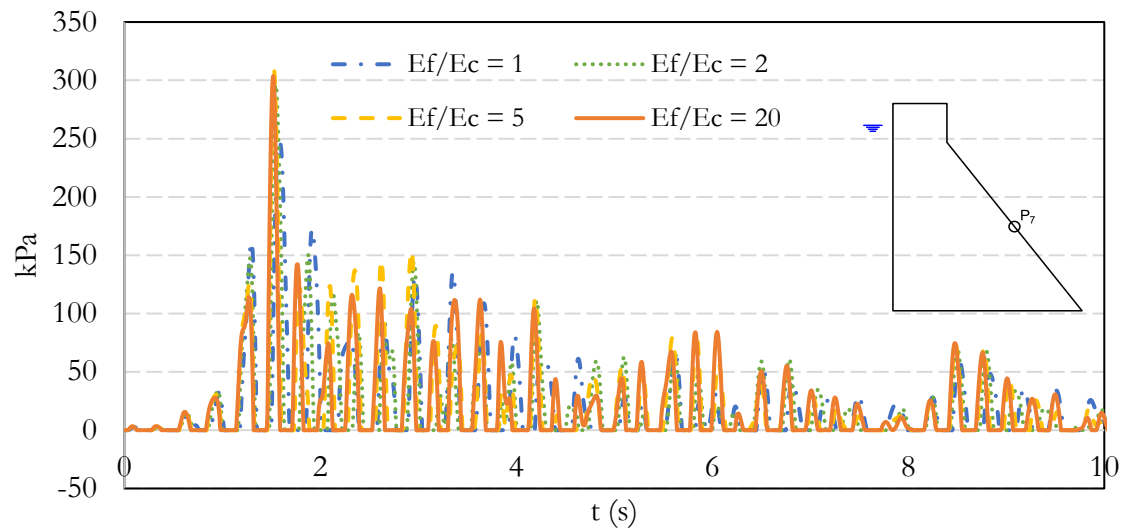


Figura 7-40 Histórico das tensões principais mínimas para o ponto  $P_7$  para os quatros casos de variação paramétrica da fundação com o reservatório cheio.

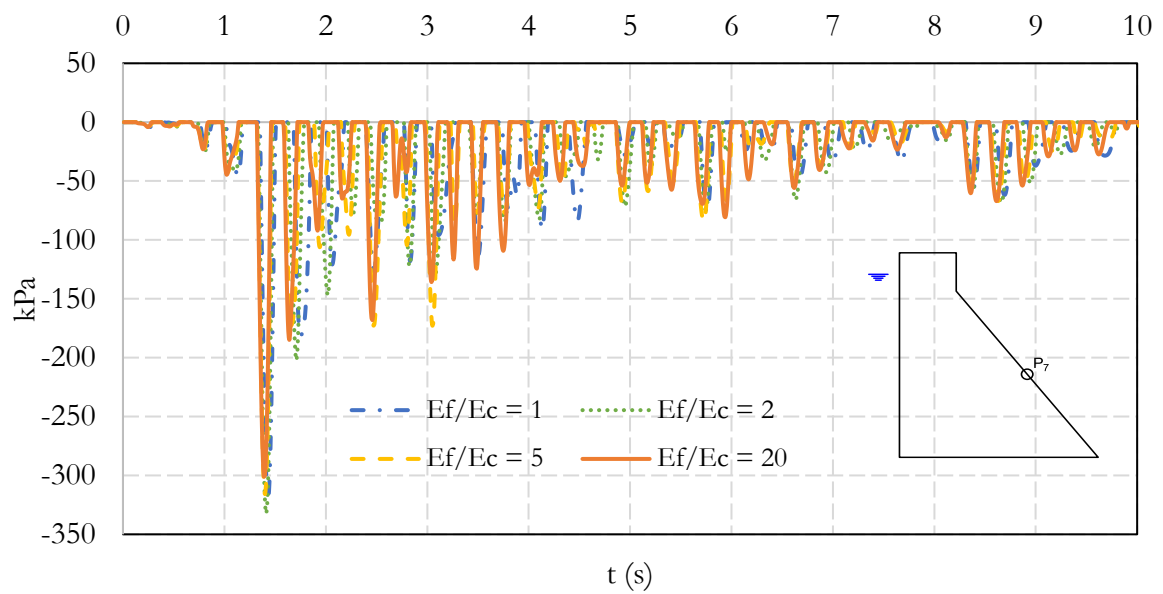


Figura 7-41 Histórico das tensões principais mínimas para o ponto  $P_7$  para os quatros casos de variação paramétrica da fundação com o reservatório cheio.

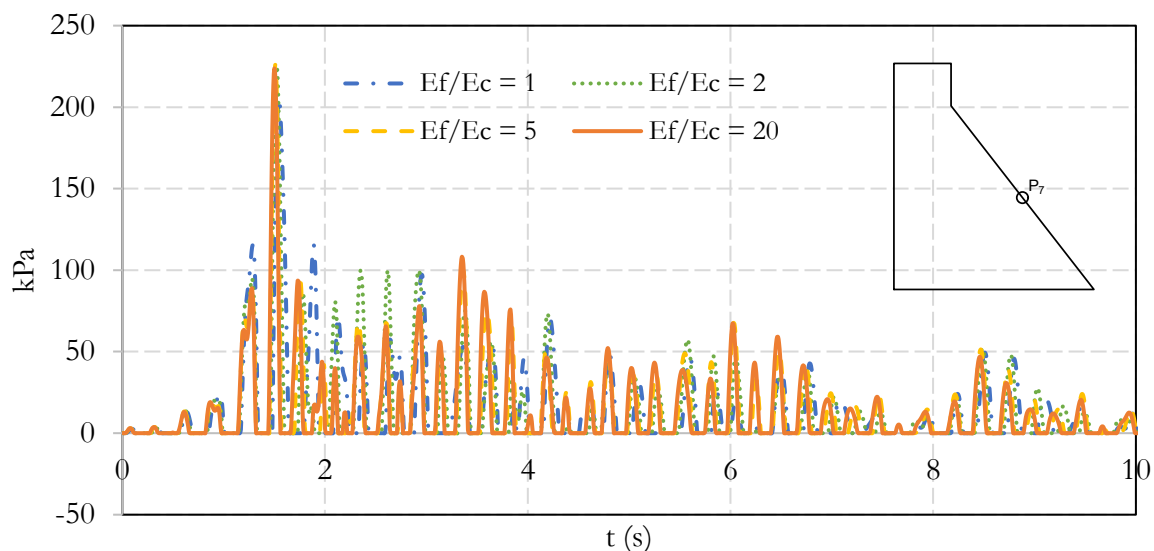


Figura 7-42 Histórico das tensões principais mínimas para o ponto  $P_7$  para os quatros casos de variação paramétrica da fundação com o reservatório vazio.

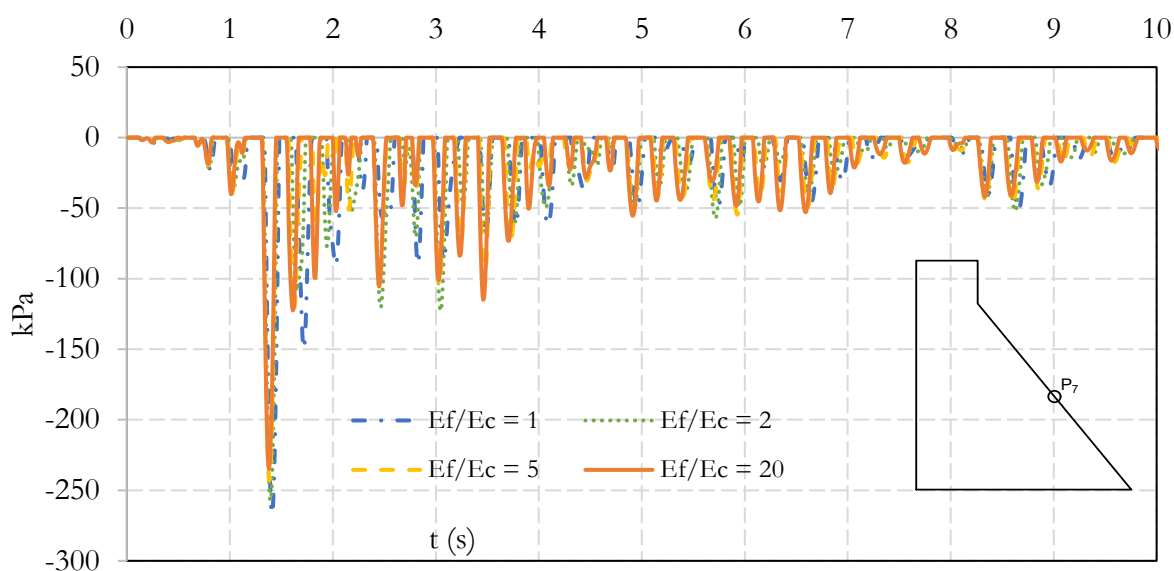


Figura 7-43 Histórico das tensões principais mínimas para o ponto  $P_7$  para os quatros casos de variação paramétrica da fundação com o reservatório vazio.

No caso referente ao reservatório cheio, as magnitudes para as tensões principais máximas e mínimas ficaram próximas de 300 kPa para ambos os casos do ponto  $P_7$  como observa-se nas Figuras 7-40 e 7-41. Já, no que diz respeito ao caso que analisa o reservatório vazio, as magnitudes para as tensões máximas e mínimas ficaram próximas de 250 kPa. No entanto, não houve variação nos valores com a variação paramétrica da rigidez da fundação.

O efeito da fundação para um ponto relativamente distante da base apresenta pouca influência nas magnitudes das tensões. Isso fica mais evidente quando se analisa o ponto  $P_8$ , como apresentado nas Figuras 7-44 a 7-46.

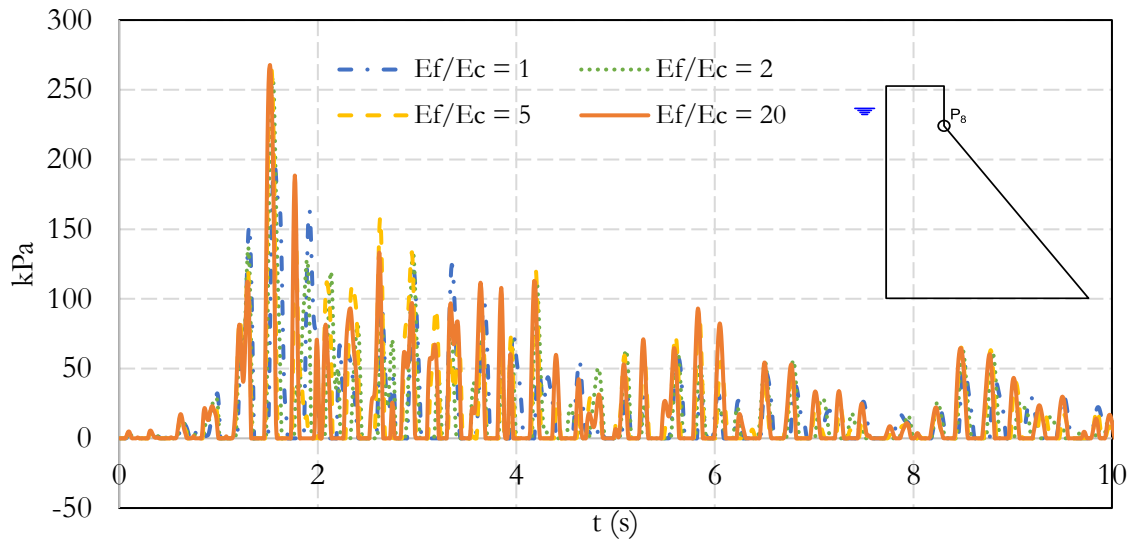


Figura 7-44 Histórico das tensões principais máximas para o ponto  $P_8$  para os quatro casos de variação paramétrica da fundação com o reservatório cheio.

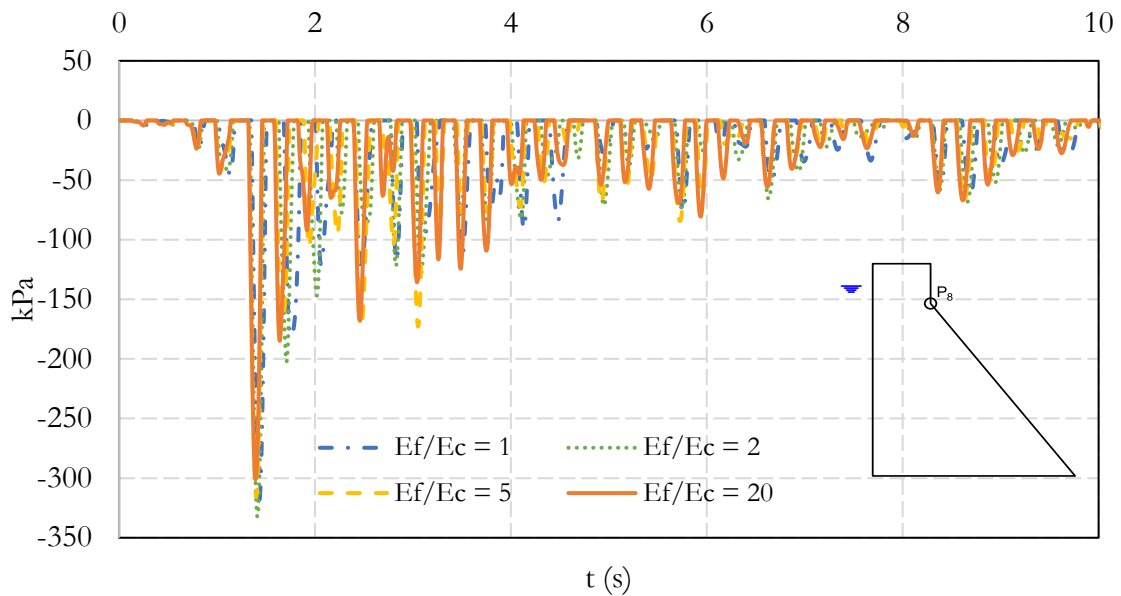


Figura 7-45 Histórico das tensões principais mínimas para o ponto  $P_8$  para os quatro casos de variação paramétrica da fundação com o reservatório cheio.

Ao comparar o ponto  $P_8$  com os resultados com o ponto  $P_7$ , observou-se que houve uma diminuição nas magnitudes das tensões principais; algo já esperado pelo fato de estar em um ponto mais próximo à superfície livre do reservatório, ou seja, apresenta as magnitudes próximas para o caso do reservatório vazio, como se pode observar nas Figuras 7-46 e 7-47.

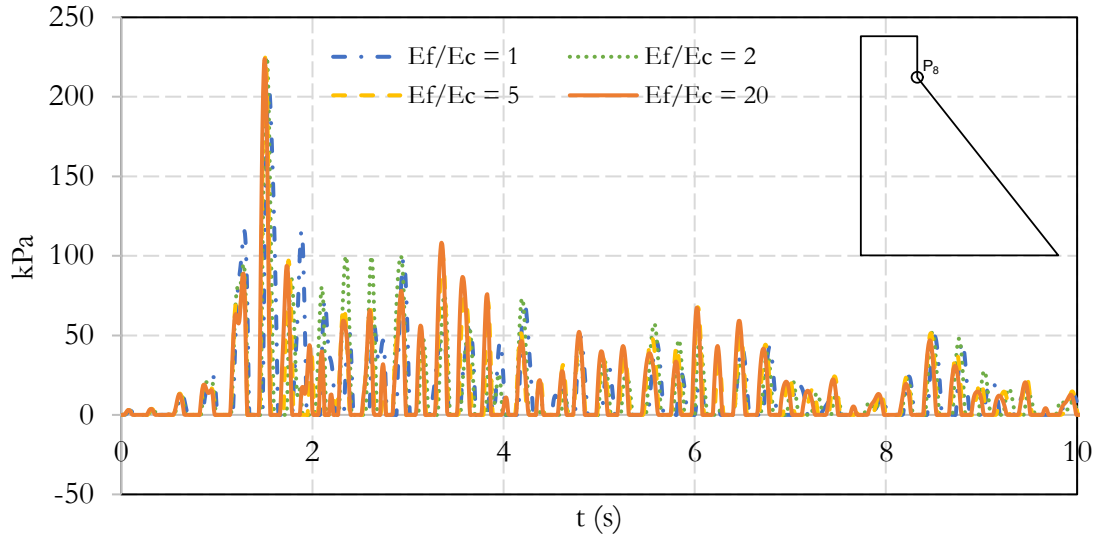


Figura 7-46 Histórico das tensões principais máximas para o ponto  $P_8$  para os quatro casos de variação paramétrica da fundação com o reservatório vazio.

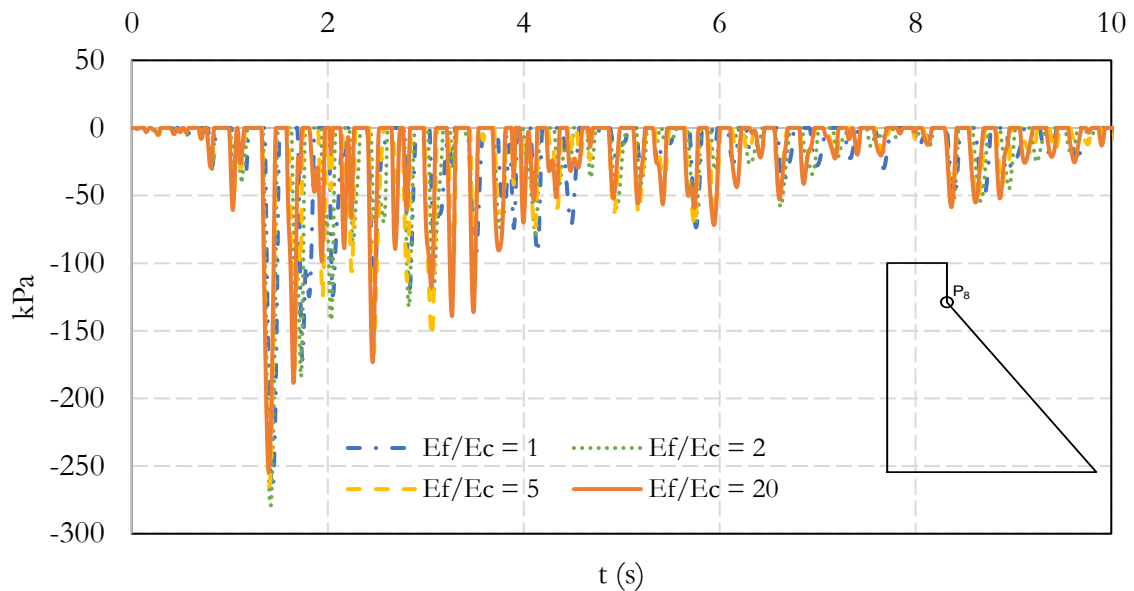


Figura 7-47 Histórico das tensões principais mínimas para o ponto  $P_8$  para os quatro casos de variação paramétrica da fundação com o reservatório vazio.

Os resultados para esses dois últimos pontos analisados foram resumidos na Tabela 7-8, na qual são apresentadas as tensões máximas de tração. Nesse sentido, observando os dados analisados anteriormente, nota-se que houve baixa relevância na interferência da fundação no que se refere aos resultados, que apresentaram um aumento nos valores com o aumento da rigidez da fundação. Além disso, por se tratar de pontos distantes da base e próximos à superfície livre do reservatório, a interferência do reservatório também não foi significativa. No entanto, apresentaram magnitudes maiores que as encontradas no pé da barragem, comprovando que é uma região propícia à concentrações de tensões.

Tabela 7-8 Tensões máximas em P<sub>7</sub> e P<sub>8</sub> para os casos analisados

$E_f/E_c$	Reservatório Vazio		Reservatório Cheio	
	P <sub>7</sub> (kPa)	P <sub>8</sub> (kPa)	P <sub>7</sub> (kPa)	P <sub>8</sub> (kPa)
1	205,20	195,20	246,89	199,95
2	224,97	215,98	296,05	258,88
5	226,07	232,81	307,99	268,67
20	223,77	244,48	303,67	267,77

Nesse sentido, considerando a análise apresentada anteriormente, constata-se que o instante de tempo que ocorre os esforços máximos nos barramentos de montante e jusante são diferentes. Isso fica claro quando se observa a Figura 7-48, que apresenta o instante onde ocorre o maior efeito nos dois barramentos para os casos com reservatório cheio e vazio.

Para o primeiro caso – reservatório vazio e fundação rígida  $E_f/E_c = 20$ , pode-se constatar, com base nos resultados, que as maiores magnitudes para a tensão principal máxima ocorreram em  $t = 1.39$  s (Figura 7-48 a), para o barramento de montante, que apresenta o valor máximo no calcanhar da barragem, enquanto, no barramento de jusante, teve as maiores tensões no instante  $t = 1.50$  s (Figura 7-48 b) e se encontraram no gargalo da estrutura.

Para o segundo caso – reservatório cheio e fundação rígida  $E_f/E_c = 20$  – observa-se que as maiores magnitudes ocorreram no instante  $t = 1.39$  s para o barramento de montante com valor máximo situado novamente no calcanhar da barragem (Figura 7-48 c), enquanto para

o barramento de jusante, o valor máximo está situado abaixo do gargalo da barragem, na região central, e ocorreu no instante  $t = 1.52$  s (Figura 7-48 d).

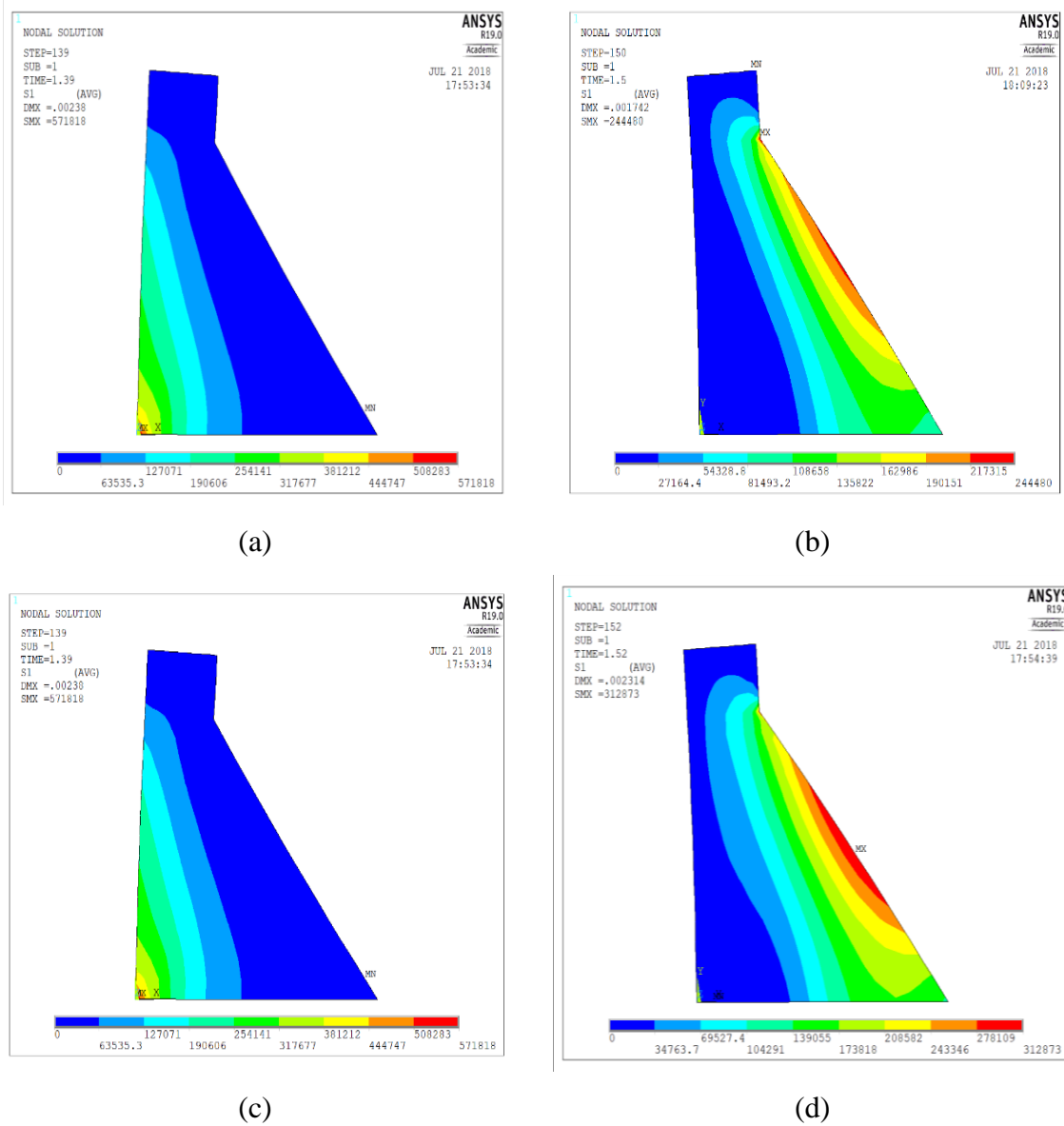


Figura 7-48 Instante das máximas tensões de tração: (a) montante e reservatório vazio; (b) jusante e reservatório vazio ; (c) montante e reservatório cheio ; (d) jusante e reservatório cheio.



- **Pressão Hidrodinâmica**

Com o movimento sísmico surgem pressões hidrodinâmicas na barragem devido a massa d'água. Esse parâmetro foi calculado em 3 pontos do barramento de montante: P<sub>2</sub>, P<sub>3</sub> e P<sub>4</sub>. Na Figura 7-49 são representados os dados históricos para a pressão hidrodinâmica no ponto do mesmo alinhamento do gargalo da barragem. Em P<sub>2</sub>, observa-se que o valor máximo nesse ponto ficou próximo de 15 kPa.

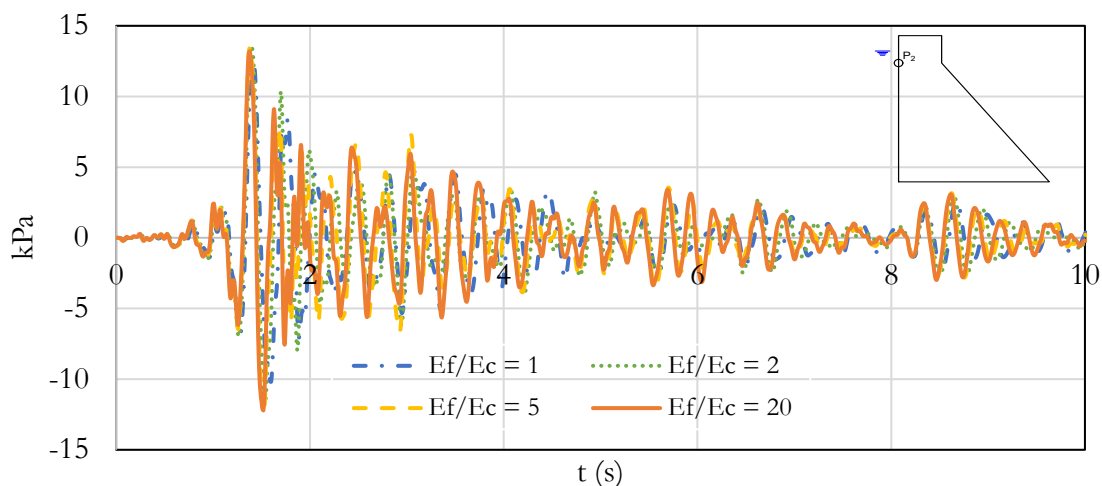


Figura 7-49 Pressão Hidrodinâmica no ponto P<sub>2</sub>.

Para um ponto situado mais próximo da altura média da barragem, P<sub>3</sub>, as pressões mostraram resultados próximos dos 30 kPa, como apresentado na Figura 7-50. Já, para o ponto do calcanhar da barragem em P<sub>4</sub>, ou seja, na altura máxima d'água obteve-se valores de pressão em torno de 32 kPa, conforme apresentado na Figura 7-51.

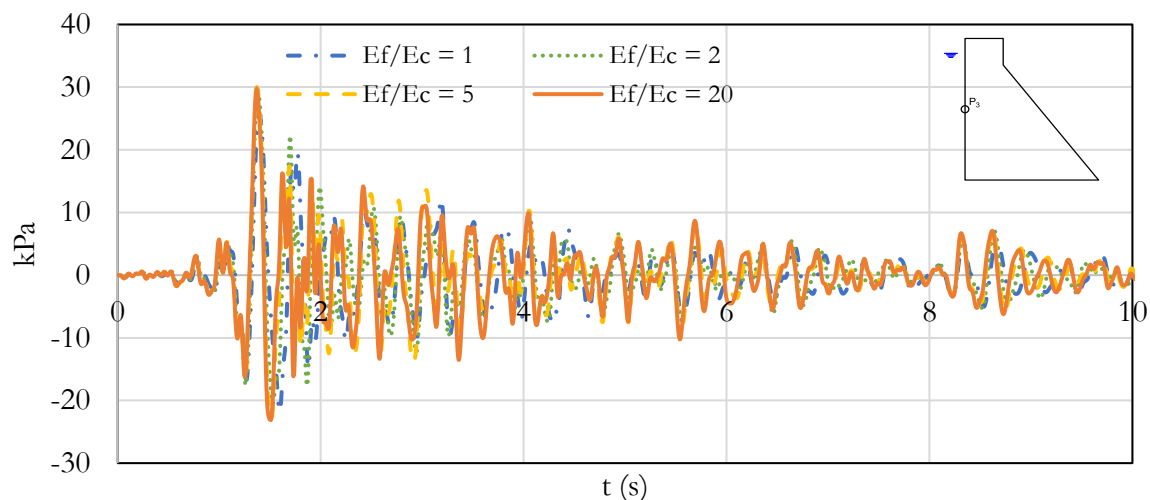


Figura 7-50 Pressão Hidrodinâmica no ponto P<sub>3</sub>.

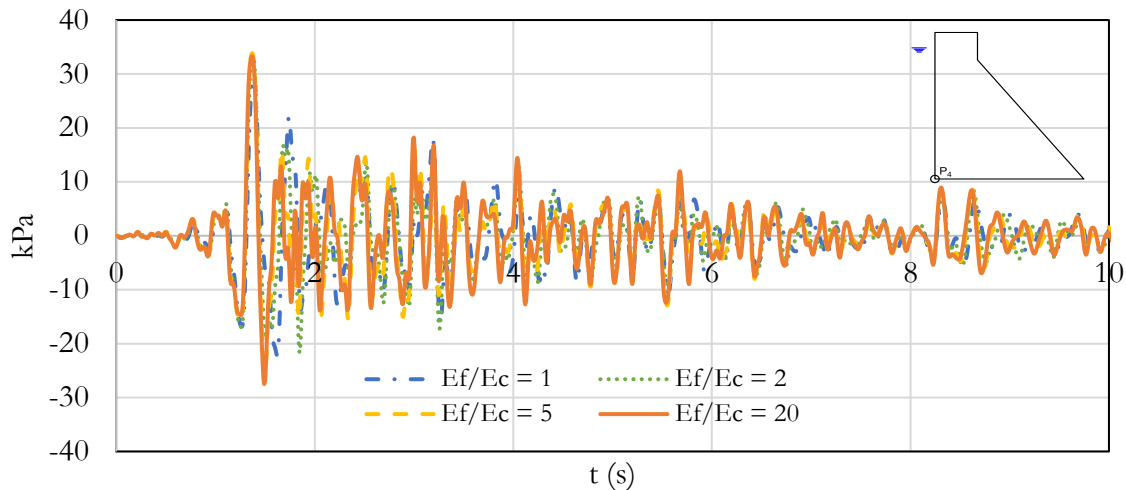


Figura 7-51 Pressão hidrodinâmica no ponto P<sub>4</sub>.

Os resultados mostram que a pressão hidrodinâmica independe da variação paramétrica da fundação, dependendo da altura da barragem e da aceleração do terremoto. Diante disso, comparou-se os resultados encontrados para a máxima pressão hidrodinâmica deste trabalho com o método pseudo-estático, desenvolvido por Westergaard (1933), cuja expressão é apresentada na equação (7.5).

$$P_{HD}(y) = \frac{7}{8} \left( \frac{0,543}{0,583} \right) a_g \gamma_w \sqrt{H^2 \left( 1 - \frac{y}{H} \right)} \quad (7.5)$$

Onde:

$P_{HD}(y)$  = distribuição de pressões hidrodinâmicas ao longo da barragem;

$a_g$  = aceleração horizontal do solo = 0,038g;

$\gamma$  = peso específico da água ;

$H$  = profundidade do reservatório;

$y$  = posição em relação à base da barragem.

O comparativo entre os valores para o método pseudo-estático e o método transiente utilizado nessa pesquisa é apresentado na Figura 7-52, através da qual foram registradas magnitudes de pressão hidrodinâmica maiores para o método numérico transiente do ANSYS, fazendo com que seja um método mais conservador. A faixa de diferença entre os dois métodos ficou próxima dos 6 kPa para o ponto na cota zero, em que apresenta a maior pressão.

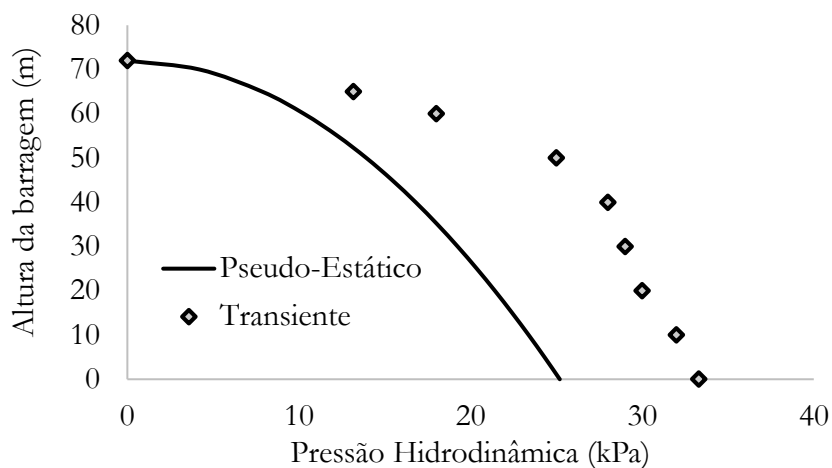


Figura 7-52 Comparação da Pressão Hidrodinâmica obtidas pelos métodos pseudo-estático e transiente.

- **Estudo da influência da resposta para eventos sísmicos maiores**

Para verificar o comportamento da resposta na barragem para eventos sísmicos maiores, foi proposto, nesse estudo, amplificar o sinal do evento analisado anteriormente (Figura 7-53 a) para magnitudes que condizem com sismos de maiores intensidades: 0,05 g (Figura 7-53 b); 0,10 g (Figura 7-53 c) e 0,20 g (Figura 7-53 d). Além disso, foram avaliados os deslocamentos máximos na crista, as tensões máximas no calcanhar, no pé e no gargalo da barragem, verificando, ainda, para esses casos, a influência da fundação e do reservatório.

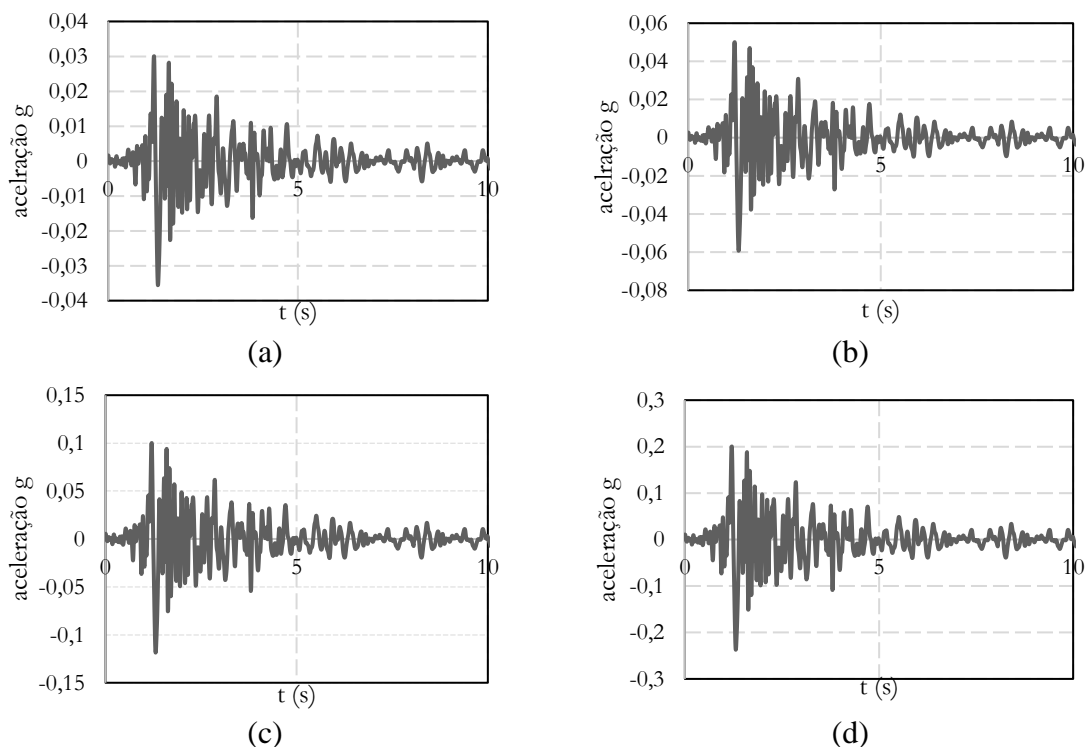


Figura 7-53 Dados históricos para os sismos: (a) 0,038 g; (b) 0,050 g; (c) 0,10 g e (d) 0,20 g

Deve-se ressaltar, também, que o estudo dessa amplificação é realizado apenas para verificar a influência da magnitude das acelerações, ou seja, da intensidade do movimento do solo na barragem. Sabe-se, ainda, que ao modificar ou ao amplificar do sismo dessa maneira, seria necessário modificar a forma de onda e a espectral do evento sísmico.

Ao prosseguir o estudo da análise forçada para esses eventos, a metodologia utilizada foi a mesma demonstrada na seção anterior, no entanto, tomou-se apenas as magnitudes máximas para cada caso, diferentemente do item anterior, que apresentou o histórico de cada parâmetro.

Para a análise do deslocamento na crista, os resultados estão apresentados na Figura 7-54 e 7-55, que mostram a influência do reservatório, da fundação e da magnitude do evento sísmico.

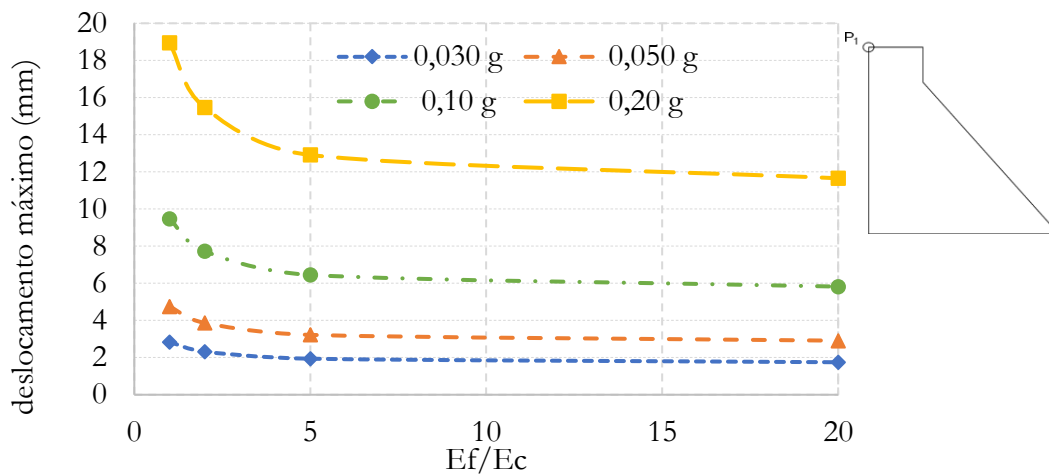


Figura 7-54 Resultado para o deslocamento máximo na crista para os 4 tipos de sismos – reservatório vazio.

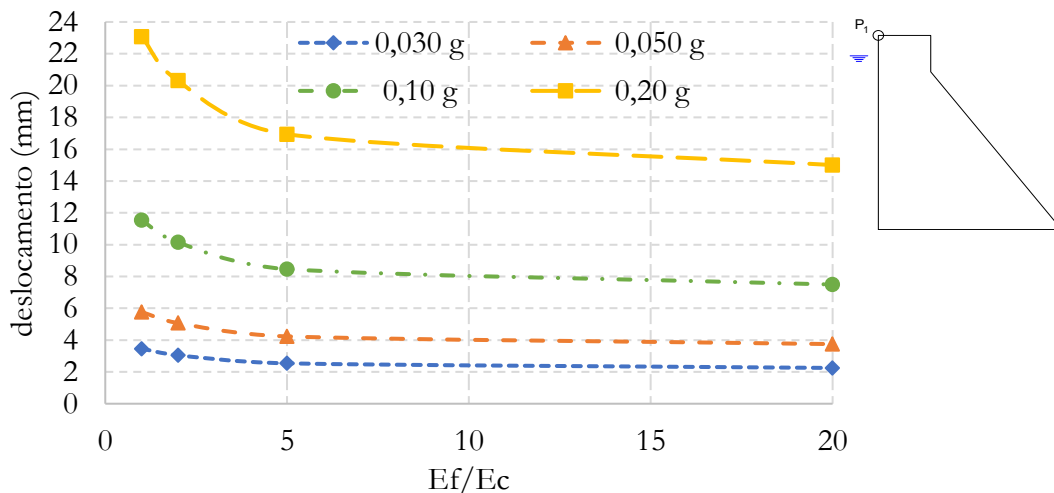


Figura 7-55 Resultado para o deslocamento máximo na crista para os 4 tipos de sismos – reservatório cheio

Observando os resultados para os deslocamentos máximos na crista da barragem, verifica-se que à medida que a intensidade do terremoto é aumentada, as diferenças entre os deslocamentos com a flexibilidade da fundação também aumentam, ou seja, a influência da fundação pode ser amplificada com o aumento do evento sísmico. Além disso, como enfatizado anteriormente, há o aumento nas respostas em termos de deslocamentos da estrutura com a inserção do reservatório.

Nesse sentido, para o estudo da influência das tensões máximas, analisou-se um ponto crítico, o calcanhar da barragem, apresentando os resultados nas Figuras 7-56 e 7-5.

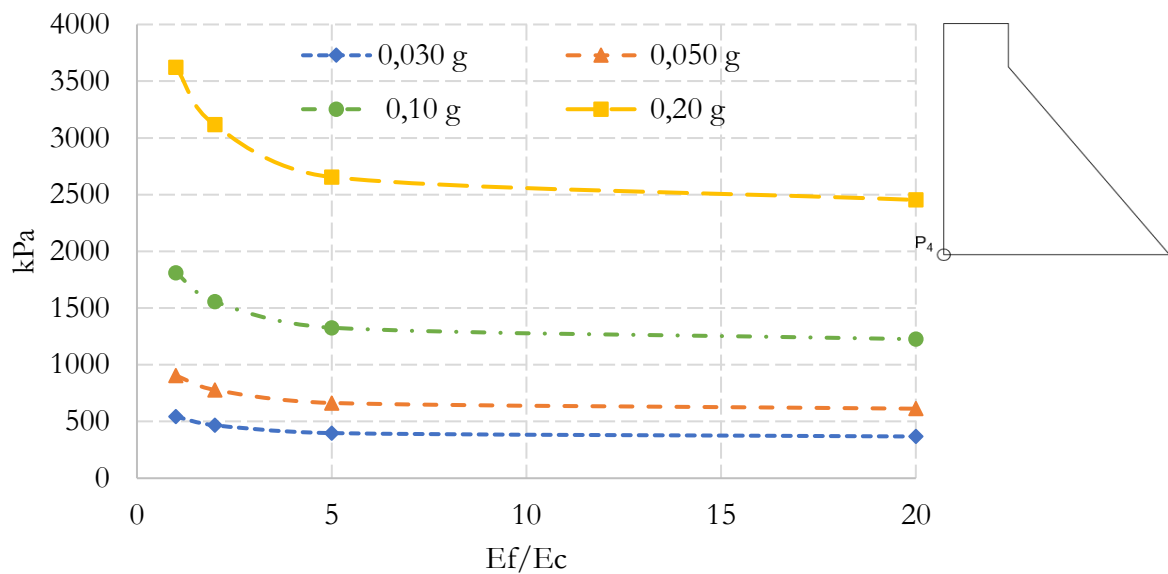


Figura 7-56 Tensões principais máximas no calcanhar da barragem para os 4 tipos de sismo – reservatório vazio.

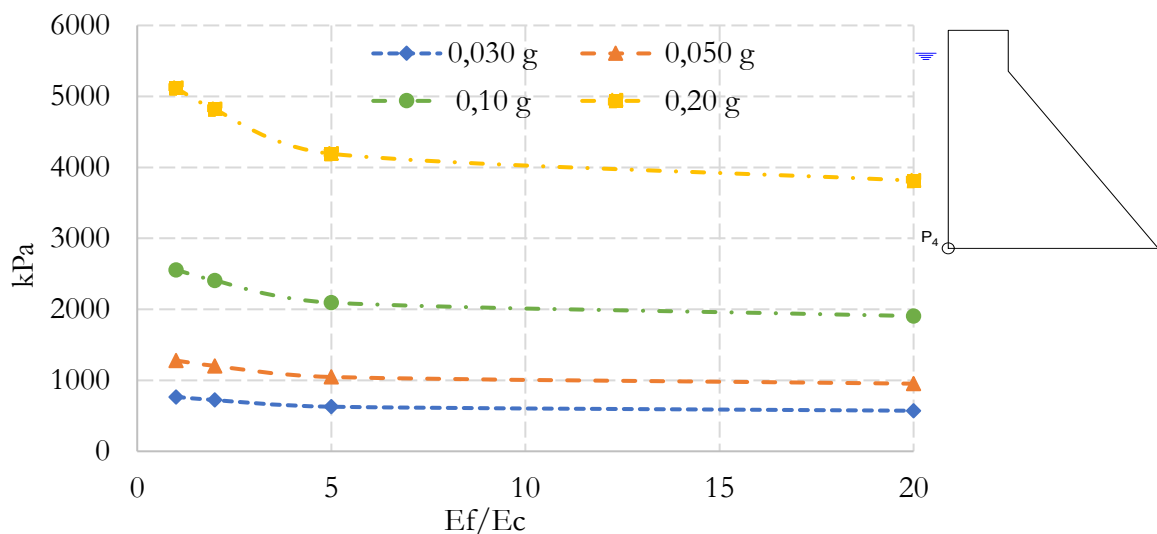


Figura 7-57 Tensões principais máximas no calcanhar da barragem para os 4 tipos de sismo – reservatório cheio

De maneira semelhante ao observado para os deslocamentos na crista, houve um acréscimo nas magnitudes das tensões máximas do calcanhar com a amplificação do sinal do sismo, assim como um aumento nos valores com a flexibilização e a inserção do reservatório. Ao comparar os dois casos com o reservatório enquanto vazio e enquanto cheio, observa-se um aumento nas magnitudes em torno de 40 % para o sismo de maior intensidade.

No tocante à análise do pé da barragem P<sub>6</sub>, cujos resultados estão apresentados nas Figuras 7-58 e 7-59, verifica-se menor intensidade nas magnitudes das tensões, no entanto, ocorre um acréscimo maior que o observado no calcanhar da barragem com a inserção do reservatório, que apresenta um aumento próximo dos 50% para o sismo de maior intensidade, assim como ocorre maior variação entre os valores com a flexibilização da fundação.

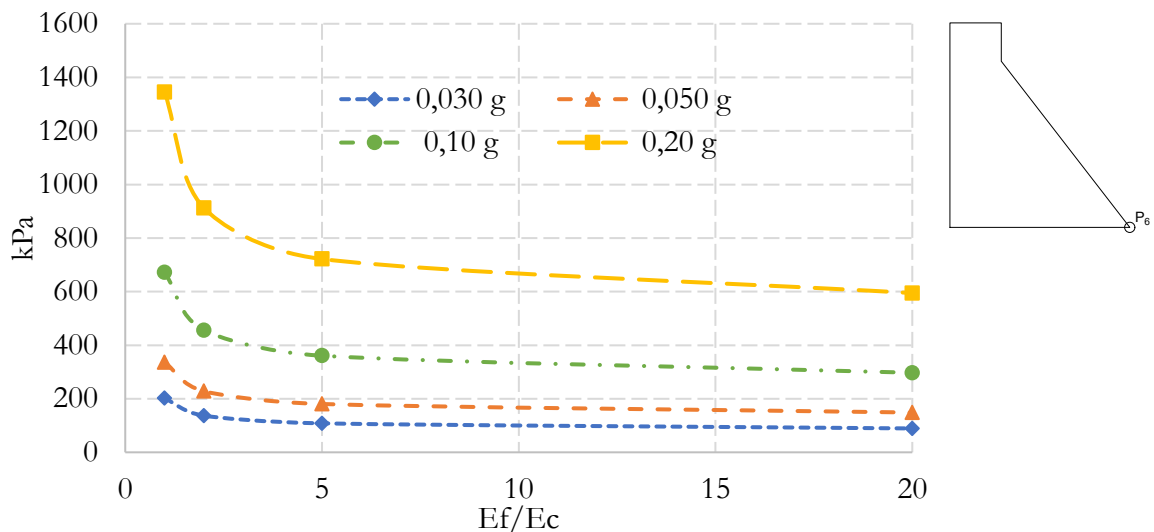


Figura 7-58 Tensões principais máximas no pé da barragem para os 4 tipos de sismo – reservatório vazio.

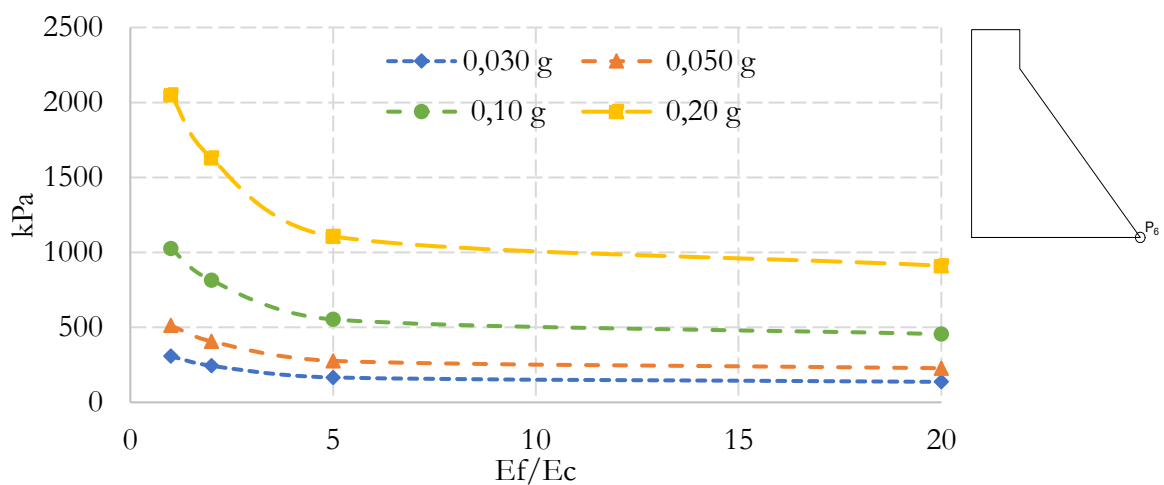


Figura 7-59 Tensões principais máximas no pé da barragem para os 4 tipos de sismo – reservatório cheio.

Por fim, analisou-se as tensões principais máximas no gargalo da barragem, as quais são apresentadas nas Figuras 7-60 e 7-61. Diferentemente dos outros pontos estudados, em virtude de ser um ponto distante da base, os resultados demonstraram um comportamento contrário aos outros casos analisados, magnitudes crescentes das tensões com a diminuição da flexibilização da fundação. Todavia, conforme esperado, a inserção do reservatório apresentou pouca influência no aumento das magnitudes. Apesar disso, os resultados para esse ponto foram mais significantes que os encontrados no pé da barragem, o que o torna uma região que precisa de atenção nos projetos de barragens.

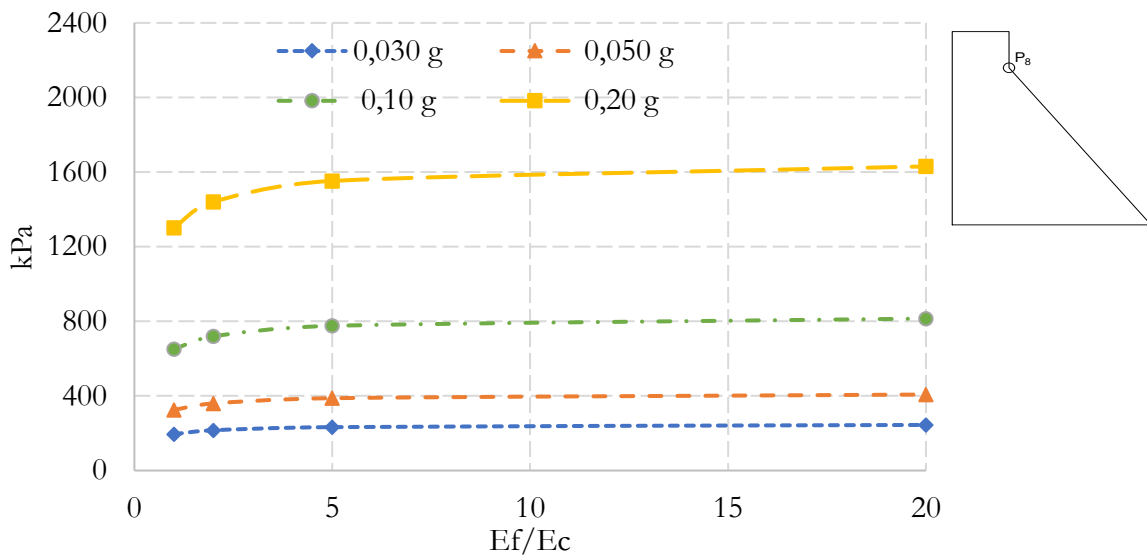


Figura 7-60 Tensões principais máximas no gargalo da barragem para os 4 tipos de sismo – reservatório vazio.

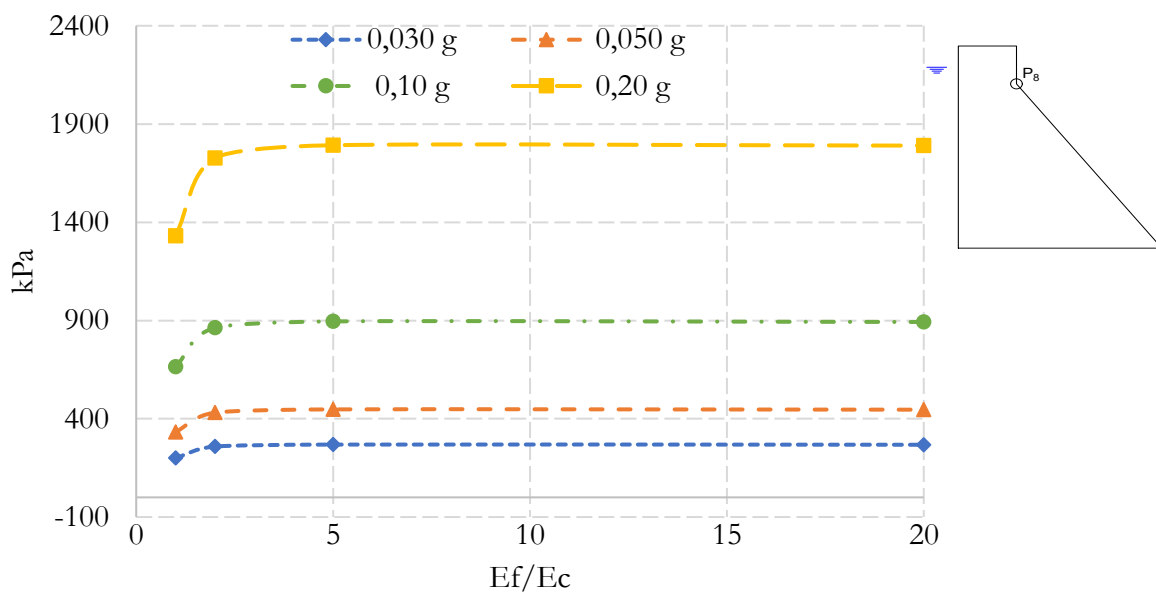


Figura 7-61 Tensões principais máximas no gargalo da barragem para os 4 tipos de sismo – reservatório cheio.

## 8 CONCLUSÕES E PERSPECTIVAS FUTURAS

### 8.1 CONCLUSÕES GERAIS

Este trabalho apresentou um estudo a respeito do comportamento da interação barragem-reservatório-fundação sob ações dinâmicas em termos de vibração livre, harmônica e sísmica, assim como englobou uma análise dos principais esforços e a influência no comportamento da crosta terrestre. Para tanto, foram desenvolvidos modelos em elementos finitos, através do programa ANSYS, na linguagem APDL.

Nesse sentido, após realizadas as diferentes simulações apresentadas neste trabalho, verificou-se que:

- No que se refere ao estudo do comportamento do estado de tensões para o perfil da crosta terrestre, e em especial, para o esforço gravitacional, tem-se que as tensões verticais possuem as maiores magnitudes. Além disso, devido ao fator de suavização, as tensões horizontais são menores. Já o esforço tectônico atua basicamente na direção das tensões horizontais, e é o responsável pela variação do estado de tensões da crosta;
- Para o esforço adicional referente ao peso do reservatório, observou-se que existe uma influência da variação dos esforços verticais em relação às regiões mais próximas da superfície. Diante disso, é possível, concluir que a sismicidade induzida produz sismos que são oriundos de regiões rasas. Para perfis de crosta com falhas geológicas ocorre um aumento na variação no estado de tensões. Além disso, essa falha contribui na diminuição da resistência da rocha, apresentando um maior risco de ruptura;
- No tocante ao estudo de vibração livre, em virtude das dificuldades na análise e na interpretação dos modos de vibração do problema acoplado fluido-estrutura, primeiramente, analisaram-se as formas modais do sistema desacoplado barragem e reservatório. Respectivamente, para o estudo da barragem, estudou-se a influência da fundação nesse meio e verificou-se que ocorre uma redução nas frequências naturais para fundações mais flexíveis, o que acarreta, por sua vez, mudança nas deformadas da barragem. Considerando o reservatório, verificou-se a influência do comprimento nos resultados das frequências naturais, e observou-se que, para um



determinado comprimento, as frequências naturais não alteram ou existe pouca variação nos seus valores;

- Em relação ao sistema acoplado barragem-reservatório-fundação, tem-se que primeiro modo é dominado pela barragem e com a diminuição da rigidez da fundação ocorre de forma mais significativa a redução das frequências, enquanto com os outros modos dominados pelo reservatório não ocorre uma variação tão impactante nas magnitudes das frequências com a mudança da rigidez da fundação. Nesse caso, foram analisados os quatro primeiros modos, apesar disso, é possível concluir que a tendência deve continuar para os modos mais altos, sempre com um domínio de um dos meios. Já com a redução nas frequências naturais, o efeito da flexibilidade da fundação e do reservatório pode levar o sistema acoplado a uma gama de frequência, em que os sismos podem influenciar significativamente a resposta forçada;
- Quanto ao carregamento pontual estudado para uma análise harmônica, considerando os casos com reservatório vazio e cheio e com a variação da fundação, foi possível demonstrar a forma de obtenção dos modos operacionais e, identificar a relação entre as frequências naturais e os deslocamentos na crista da barragem. Ademais, observou-se um aumento nas amplitudes de deslocamentos e diminuição das frequências ao considerar o reservatório. Também, ao analisar a influência da fundação, observou-se que ocorre uma diminuição nas frequências e um aumento na amplitude dos deslocamentos para fundações mais flexíveis;
- Antes da análise sísmica na barragem, estudaram-se os dados do espectro de acelerações com faixas de amplitudes menores que 0.03 g, que são valores típicos para uma grande parte do Brasil. Sendo assim, o sismo é caracterizado pelo domínio de baixas frequências, o que pode impactar de forma mais significativa estruturas de grande porte;
- Para o estudo da análise sísmica verificou-se os deslocamentos, as tensões máximas e mínimas, além das pressões hidrodinâmicas em alguns pontos estratégicos da barragem. Com isso, constatou-se, uma influência semelhante ao observado nas outras análises, considerando o efeito da fundação e do reservatório. Para o efeito dos deslocamentos na crista e as tensões máximas e mínimas na base da barragem, observou-se uma redução nos deslocamentos e nas tensões com o aumento da rigidez da fundação. E, tendo em vista o efeito do reservatório, percebeu-se um aumento nas

magnitudes dos parâmetros. As pressões hidrodinâmicas foram máximas no pé da barragem e não representaram influência com o tipo de fundação;

- Seguidamente, o sinal do espectro do sismo original foi amplificado, transformando os novos dados históricos com magnitudes máximas em 0,05; 0,10 e 0,20 g. Analisou-se a resposta da barragem e os resultados demonstraram que para sismos de baixa intensidade, os deslocamentos e as tensões estão dentro das especificações, no entanto, com o aumento da intensidade do sismo os deslocamentos e as tensões crescem consideravelmente, podendo ocasionar graves problemas para a estrutura com sismos com intensidade maior que 0,10 g;
- Considerando a amplificação do sismo, foi possível notar o comportamento dos deslocamentos máximos e das tensões máximas para diferentes tipos de fundação, assim com reservatório cheio e vazio. Além disso, foi possível notar que o calcanhar da barragem é o ponto mais crítico da barragem. No entanto, o gargalo da barragem também apresenta valores consideráveis com o aumento da intensidade sísmica, além de ser uma região que não apresenta influência significativa da fundação em seus valores.

## **8.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS**

Ao finalizar a presente pesquisa, no intuito de dar continuidade ao tema desenvolvido, propõem-se as seguintes sugestões:

- Simular novos casos de barragens com diferentes perfis e aprofundar o estudo para mais casos de ações sísmicas;
- Utilização de outras condições de contorno importantes para o estudo do acoplamento barragem-reservatório e reservatório-fundação, como por exemplo, a condição de superfície livre (a existência da formação de ondas de superfície) e a influência da condição de fundo do reservatório;
- Simulações e estudos para descrever o caráter 3 D do problema;
- Comparar e examinar nas análises barragem-reservatório a relação do tamanho do reservatório a ser considerado para uma condição de fronteira no limite do reservatório tipo Sommerfield e para pressão nula, com o objetivo de verificar a compatibilidade entre os resultados nos dois modelos;

- Simular a fundação com massa e analisar os elementos de fronteira de absorção de onda;
- Investigar o comportamento das concentrações de tensões e a interrelação com a interação solo-estrutura;
- Verificar a influência da ação sísmica com o surgimento de fissuras na barragem e dos principais pontos susceptíveis a essas aberturas.

## REFERÊNCIAS

ALVES SILVEIRA, J. F. Instrumentação e comportamento de fundações de barragens de concreto. São Paulo: Oficina de Textos, 2003.

ANSYS. "User's Manual Revision 19.0". (2018).

ARABSHAHI, H. and V. LOTFI (2008). "Earthquake response of concrete gravity dams including dam foundation interface nonlinearities." *Engineering Structures* 30(11): 3065-3073.

ARIAS J. Estudo do Comportamento Dinâmico de Tanques de Armazenamento. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1996, 181p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15421: Projeto de estruturas resistentes a sismos – procedimento. Rio de Janeiro, 2006.

ASSUMPÇÃO, M. et al. Intraplate stress field in South America from earthquake focal mechanisms. *Journal of South American Earth Sciences*. v. 71. p. 278-95. 2016.

BELL M. L. & NUR A. 1978. Strength changes due to reservoir-induced pore pressure and stresses, and application to Lake Oroville. *Journal of Geophysics Research*, 87(44):69-83.

BOUAANANI, N., PAULTRE, P., and PROULX, J. [2002] "Two-dimensional Modelling of Ice Cover Effects for the Dynamic Analysis of Concrete Gravity Dams," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 31, 2083–2102.

BOUGACHA, S., J. L. TASSOULASAND. J. M. ROESSET. (1993). "Analysis of foundations on fluid-filled poroelastic stratum." *Journal of engineering mechanics* 119(8): 1632-1648.

BURMAN et al., Coupled gravity dam-foundation analysis using a simplified direct method of soil-structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2012.

CADAM 2004. Manual do usuário. École Polytechnique de Montréal, 2004

CAIC, ZHENG H, KHAN MS, HUNG KC. Modeling of Material Damping Properties in ANSYS, ANSYS 2002 Users Conference and Exhibition. April 22–24 2002.

CHADHA R. K., KUEMPEL H. J., SHEKAR M. 2008. Reservoir Triggered Seismicity (RTS) and well water level response in the Koyna-Warna region, India. *Tectonophysics*, 456 (1-2): 94-102.

CHEN SH. *Hydraulic Structures*. (Berlin) Germany: Springer, 2015 (ISBN 978-3-662-47330-6).

CHOPRA A. K. and P. CHAKRABARTI, ‘The Koyna earthquake and damage to Koyna dam’, *Bull. Seismol. Soc. Amer.* 63, 381—397 (1973).

CHOPRA A. K., *Earthquake analysis of concrete gravity dams: factors to be considered*. Proceedings of the 10<sup>th</sup> National Conference in Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Institute, Anchorage, AK, 2014.

CHOPRA, A. K. (1967). "Hydrodynamic pressures on dams during earthquakes." *Journal of the Engineering Mechanics Division* 93(6): 205-224.

CHOPRA, A. K. “Earthquake resistant design of concrete gravity dams”. In: *Journal of The Structural Division, ASCE*, v. 104, n. ST6, p. 953-971, jun. 1978.

CHOPRA, A. K. and P. CHAKRABARTI (1981). "Earthquake analysis of concrete gravity dams including dam-water-foundation rock interaction" *Earthquake engineering & structural dynamics* 9(4): 363-383.

CHOPRA, A. K., and ZHANG, L.(1991). “Earthquake induced base sliding of concrete gravity dams.”*J. Struct. Engrg., ASCE*, 117(12), 3698–3719

CIGB/ICOLD. Dams’ safety is at the very origin of the foundation of ICOLD, 2018. Disponível em: [http://www.icold-cigb.net/GB/dams/dams\\_safety.asp](http://www.icold-cigb.net/GB/dams/dams_safety.asp). Acesso em: 20/01/2018.

DIAS, J. A. Sismos – Sismógrafos e Sismogramas, 2018. *Geologia Ambiental*, Abril de 2000.

DIMITRIS. L. K. Non-singular time domain BEM with applications to 3D inertial soil-structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24 :281–293, 2004.

DOMANGUEZ, J., R. GALLEGO AND BERNARDO. R (1997). "Effects of porous sediments on seismic response of concrete gravity dams." *Journal of engineering mechanics* 123(4): 302-311.

EBRAHIMI M., M. Tatar. Induced Seismicity Around Soleyman Dam, South West of Iran. 15<sup>th</sup> World Conference on Earthquake engineering Lisbon, Portugal, 2012.

ELTON ALLISON, 2017. Pesquisadores elaboram um novo mapa de ameaça sísmica do Brasil, Agência FAPESP, 21 de julho 2017. Disponível em: <http://agencia.fapesp.br/pesquisadores-elaboram-novo-mapa-de-ameaca-sismica-do-brasil/25721>. Acesso em: 20/05/2018.

FENVES, G. and A. K. Chopra (1984). Earthquake analysis and response of concrete gravity dams, Report No. UCB/EERC-84/10 , Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 213 pp.

GHANAAT, Y. (2004). Failure modes approach to safety evaluation of dams. *Proceedings of the 13th World Conference on earthquake engineering*.

GHRIB F. and TINAWI R., ‘An application of damage mechanics for seismic analysis of concrete gravity dams’, *Earthquake Engng. Struct. Dyn.* 24, 157–173 (1995)

GRISHIN, M.M. Hydraulic Structures. Moscow: English Translation Mir Publishers, 1982. v.1.

GUTSTEIN, D. Estudo das Tensões em Fundações de Barragens de Gravidade de Concreto por meio do Método dos Elementos Finitos. Florianópolis, 2003. 278 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina.

HAAKON FOSSEN – Geologia Estrutural, Tradução de Fábio R. D. de Andrade, São Paulo: Oficina dos Textos, 2012

HALL J. F. and CHOPRA A. K., ‘Hydrodynamic effects in the dynamic response of concrete gravity dams’, *Earthquake Engng. Struct. Dyn.* 10, 333–345 (1982).

HALL, J.F. “Study of the Earthquake Response of Pine Flat Dam”, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 14, No. 2, pp. 281–295, 1986.

IGS – Indiana Geological Survey, Indiana University, Faults and Earthquakes, 2018. Disponivel em: <https://igws.indiana.edu/LessonPlans/FaultBlock.pdf>. Acesso em 20/05/2018.

INAUDI J. A., E.E. MATHEU, R.L. PEOPPLEMAN, and A. MATUSEVICH. Foundation flexibility effects on the seismic response of concrete gravity dams. In *Technical Memorandum of Public Works Reserarch Institute*, pages 269–284, 2005.

JANSEN, R. B. 1980. Dams and public safety. U.S. Departement of the Interior. U.S. Governement Printting Office. Denver, 332p.

KIMATA H., P. RUNGBANAPHAN, Y. FUJITA, H. HORII, M. YAZDANI. Influence of jointed rock foundation on propagation behavior of earthquake induced crack in concrete gravity dam. 15<sup>th</sup> World Conference on Earthquake engineering Lisbon, Portugal, 2012.

KÜÇÜKARSLAN S. Dynamic analysis of dam-reservoir-foundation interaction in time domain. *Computational Mechanics*, 33 :274–281, 2004.

LEGER, P., and KATSOULI, M. (1989). “Seismic stability of concrete gravity dams.” *Earthquake Engrg. Struct. Dyn.*, 18, 889–902.9hiEarthquake Eng. Struct. Dyn.

LI G., J. DU, and Z. HU. Earthquake analysis of arch and gravity dams including the effects of foundation inhomogeneity. *Front. Archit. Civ. Eng. China*, 1(1) :41–50, 2007.

LOKKE, A., CHOPRA A. K., Direct finite element method for nonlinear earthquake analysis of 3-dimensional semi-unbounded dam–water–foundation rock systems. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol 47, Issue 5. February 2018.

M. LECLERC, P. LEGER, R. TINAWI (2003). Computer Aided Stability Analysis of Gravity Dams - Cadam. *Advances in Engineering Software*, 34(7), p. 403-420.

MANDAL, K. M., MAITY D. Transient Response of Concrete Gravity Dam Considering Dam-Reservoir-Foundation Interaction. *Journal of Earthquake Engineering*, 2016.

MAROTTA, G.S., FRANÇA, G.S., MONICO, J.F.G., FUCK, R.A., ARAÚJO FILHO, J.O., 2013. Strain rate of the South American lithospheric plate by SIRGAS-CON geodetic observations. J. South Am. Earth Sci. 47, 136e141.

MARTÍN-VELÁZQUEZ, S., ELORZA, F.J., DE VICENTE, G., 2009. Intraplate stress state from finite element modelling: the southern border of the Spanish Central System. Tectonophysics 20 pp

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, DF, 318 p.

MELO, C.A.E. “Estudo de tensões induzidas por sismicidade em barragens de concreto gravidade”. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade de Brasília, 2006: Oficina de textos, 2006.

MELO, F. M. (2013). A importância dos reservatórios formados por barragens. Newsletter Comitê Brasileiro de Barragens (CBDB).

MENDES, N. B. Estudo comparativo analítico-numérico de aspectos da interação fluido-estrutura em cascas com aplicações a barragens em arco. 2013. 343 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2013.

MENDES, N. B. (2018). Um estudo de propagação de ondas e lançamento do sismo na análise dinâmica acoplada barragem em arco - reservatório - fundação. Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E. TD-004A/18, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 306p

MORAIS, M. V. Girão 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, 157p

NASCIMENTO JÚNIOR, C. A. Um Estudo Comparativo Analítico – Numérico de Tensões Locais e Globais em Barragens Gravidade de Concreto. Dissertação de Mestrado



em Estruturas e Construção Civil – Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2016.

NOVAK P.; MOFFAT, A.I.B.; NALLURI C.; NARAYANAN R. Hydraulic Structures. 3rd. ed. London: Spon Press, 2004.

OLIVEIRA, F. F. (2002). Análise de Tensões e Estabilidade Global de Barragens de Gravidade de Concreto. Dissertação de Mestrado, Publicação E.DM-01A/02, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF, 160p.

PAPAZAFEIROPOULOS, G., TSOMPANAKIS, Y., and PSARROPOULOS. P. N. [2011] “Dynamic interaction of concrete dam-reservoir-foundation: analytical and numerical solutions,” Journal of Computational Methods in Applied Sciences 21, 978–994

PEDROSO, L. J. (2003). “Interação Fluido-Estrutura”. In: Notas de Curso e Apostila Didática, UnB-FT/ENC, Vs.3, Brasília, DF

PEDROSO, L. J. (2018). “Manuscritos, Esquemas, Discussões e Notas de Seções de Orientações, 2016-2018”. In: Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil - PECC, UnB-FT/ENC, Brasília, DF

PINTO, C. DE M. A. Utilização de modelos numéricos no cálculo estrutural de barragens gravidade de betão. 2012.

PRISCU, R. (1985). “Earthquake Engineering for Large Dams.” 2. ed. Bucuresti: Editura Academiei, 1985.

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 -003<sup>a</sup>/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.

ROCHA, M. Mecânica das Rochas. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1971.

SCHLEISS A. J., Pougatsch, H. “Les Barrages Du projet à la mise en service”, *Traité de Génie Civil de l'École polytechnique fédérale de Lausanne*, 2011.

SELEEMAGH. A., ZEIDAN, B., RASHED, A., EL PRINCE, M., C. Effect of ground motion excitations on seismic response of concrete gravity dams. *International Symposium on Dams In A Global Environmental Challenges, ICOLD 2017, Prague, Czech Republic, 3-7 July, 2017.*

SILVA G., (2014). “Interpretação geológica e geofísica da área de influência da usina hidrelétrica de Irapé, MG. Dissertação de Mestrado, Instituto de Geociências, Programa de Pós-graduação em Geociências Aplicadas, Brasília, DF, 93 pp.

SILVA G., J. Araújo Filho, M. Huelsen et al. Influência de estruturas brasileiras na sismicidade desencadeada por reservatório na Usina Hidrelétrica de Irapé, Minas Gerais. *Brazilian Journal of Geology*. 2014.

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, S. F., Pedroso, L. J. “Avaliação preliminar da segurança sísmica de um perfil típico em barragem de concreto gravidade”. In: *Anais do XXVI Seminário Nacional de Grandes Barragens. Goiânia – Go, 11-15/04/2005.*

SILVA, S. F.; PEDROSO, L. Método das diferenças finitas em dinâmica de vigas profundas. *Relatório Técnico de Pesquisa, RTP-SFS03, UnB-FT/ENC, Brasília, 2005.*

SIMPSON D. W. 1986. Triggered Earthquakes. *Annual Review Earth Planetary Sciences*, 14 :21-42.

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-008<sup>a</sup>/06, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF, 197p.

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, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF, 197p.

TÁSIA H., Análise de variação térmica sazonal em barragem de contrafortes com o uso de cálculo fracionário. Tese de Doutorado – Universidade Federal do Paraná, Setores de Tecnologia e de Ciências Exatas, Programa de Pós-Graduação em Métodos Numéricos em Engenharia – Curitiba, 2016.

TURCOTTE, D. L. SCHUBERT, G. 2014. Geodynamics, Third Edition, Ed. Cambridge University Press, 657 pp.

U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. EM 1110-2-2200 - Engineering and Design - Gravity Dam Design. Washington DC, 1995.

WESTERGAARD, H. M. (1933). "Water pressures on dams during earthquakes." Trans. ASCE 98: 418- 432.

WIELAND. M. (2018) Models of Earthquake Ground Shaking Used in Seismic Design and Safety Checks of Large Dams. International Journal of Civil Engineering.

WOLF JP, Dynamic soil-structure interaction. Englewood Cliffs, NJ: Prentice Hall; 1985.

WORLD COMMISSION ON DAMS. 2000. Dams and development. A new framework for decision-making. The Report of the World Commission on Dams. London: Earthscan.

ZEIDAN, B. A. (2014). Seismic Analysis of Dam-Reservoir-Foundation Interaction For Concrete Gravity Dams. International Symposium on Dams In A Global Environmental Challenges, ICOLD 2014, Bali, Indonesia, 1-6 June, 2014.

**ANEXO**

## **ANEXO A1 ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA DEFORMABILIDADE DA FUNDAÇÃO PARA OS CASOS DE CONSTRUÇÃO E OPERAÇÃO**

O conhecimento da deformabilidade da fundação tem uma grande importância nas análises de projetos em barragens gravidade de concreto, sendo mais susceptível os problemas de recalques diferenciais da fundação para solos mais flexíveis. A mudança da deformabilidade da fundação provoca alterações no estado de tensões, principalmente, na região próxima ao contato entre a estrutura e o solo.

Para este trabalho, analisou-se os 4 casos atribuídos para o estudo dinâmico, modificando para dois tipos de carregamento: O estado de construção que inclui apenas o peso próprio da barragem e o estado de operação que além do peso próprio da barragem inclui a pressão hidrostática exercida no barramento de montante.

Foram calculados as tensões verticais, horizontais e cisalhantes para os dois tipos de carregamento na interface entre a barragem e a fundação, ou seja, na cota zero. Para a tensão vertical comparou-se os resultados com o método gravidade estudado por Ribeiro (2006) e Nascimento Júnior (2016).

Os resultados estão apresentados nas Figuras 0-1; 0-2; 0-3 e 0-4 e mostram que as tensões verticais são muito maiores que as tensões horizontais e cisalhantes, isso fica nítido quando observa-se as magnitudes para as tensões máximas ou principais expressas na Figura 0-4 com valores muito próximos das tensões verticais.

Para o caso das tensões verticais e principais observa-se que no barramento de montante tem-se as maiores magnitudes para o estado de carregamento, e com a inserção da pressão hidrostática no estado de operação tem-se uma suavização nas magnitudes na face de montante e um acréscimo nos valores da face de jusante.

O efeito da deformabilidade da fundação provoca um acréscimo nas magnitudes dessas tensões principalmente nos pontos críticos, calcanhar e pé da barragem, nos dois estados de carregamento. Pode-se aferir ainda que pelos resultados para uma fundação com uma rigidez de 50GPa já se tem resultados satisfatórios

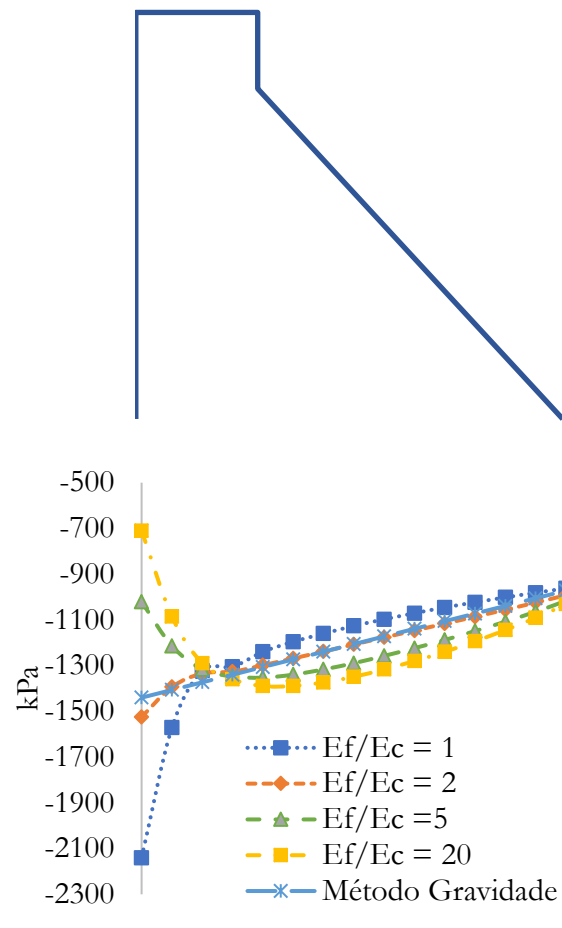
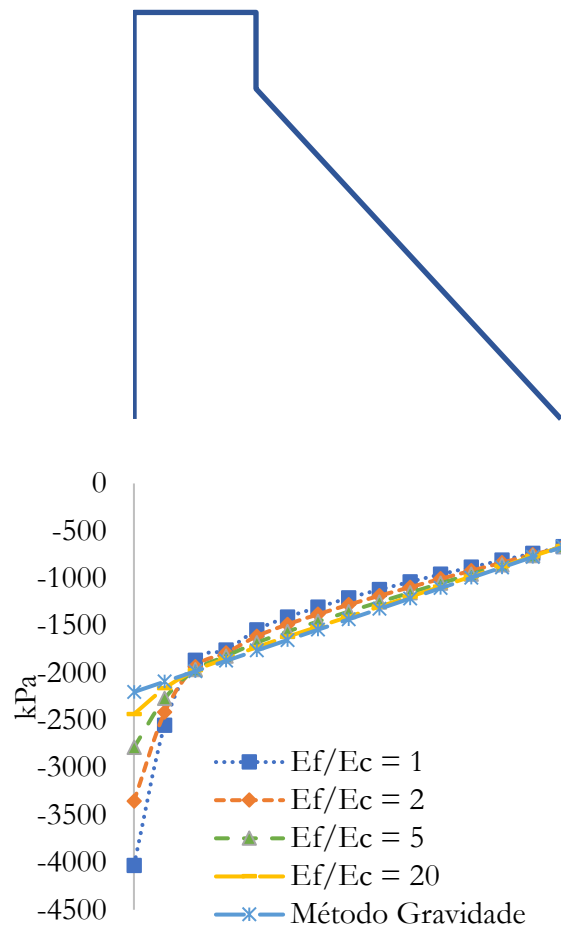


Figura A-1 Tensões verticais para os casos de construção e de operação, respectivamente.

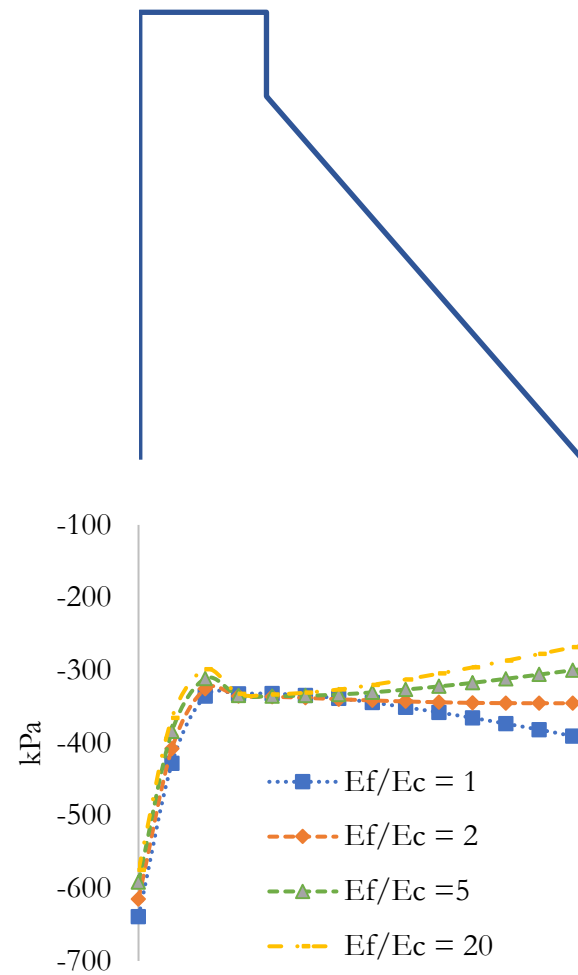
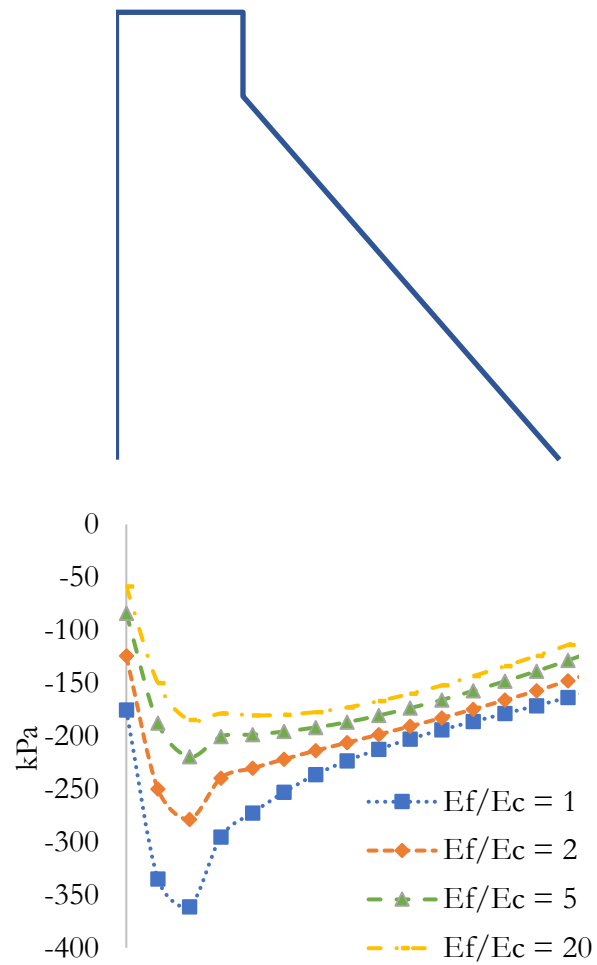


Figura A-2 Tensões horizontais para os casos de construção e de operação, respectivamente

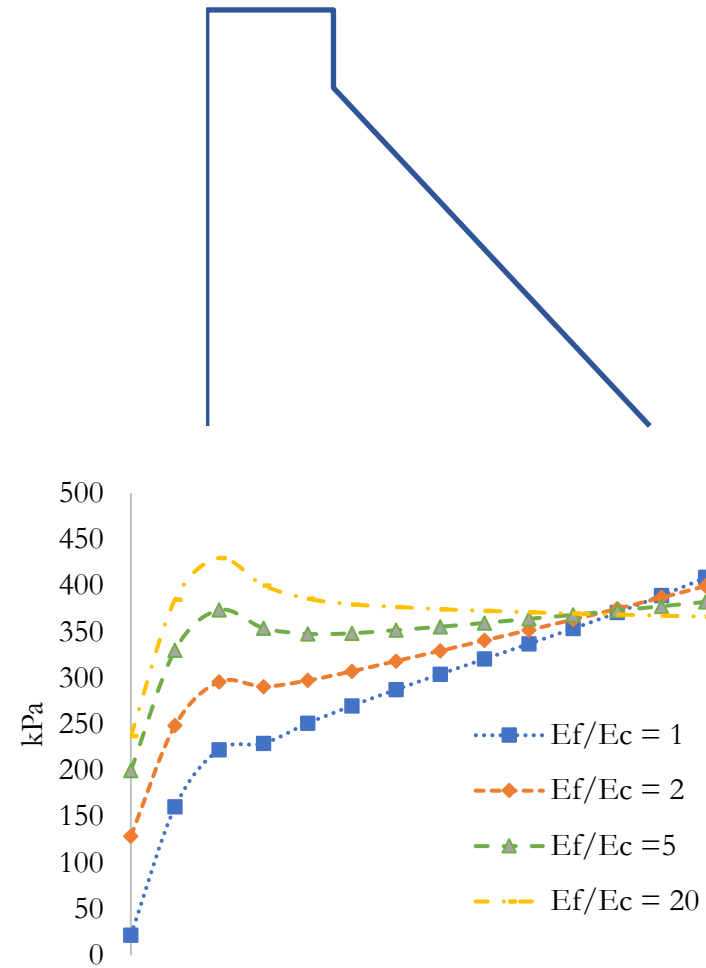
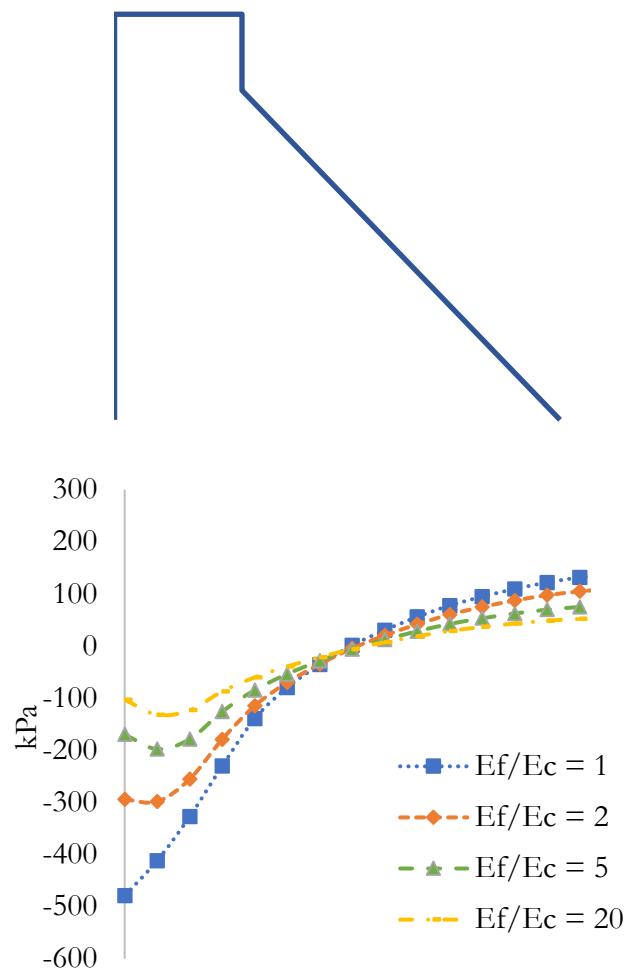


Figura A-3 Tensões cisalhantes para os casos de carregamento e de operação, respectivamente.



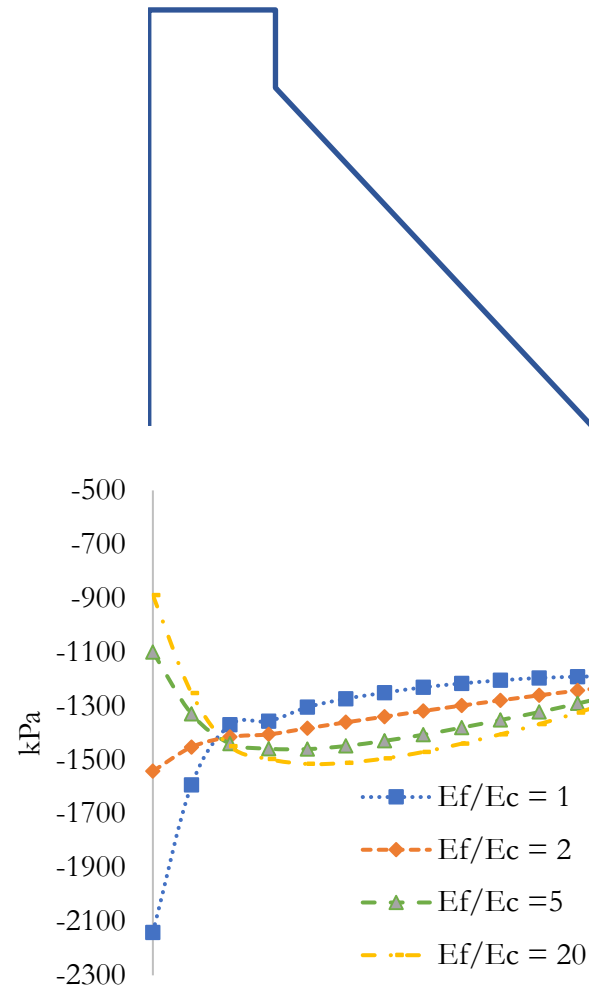
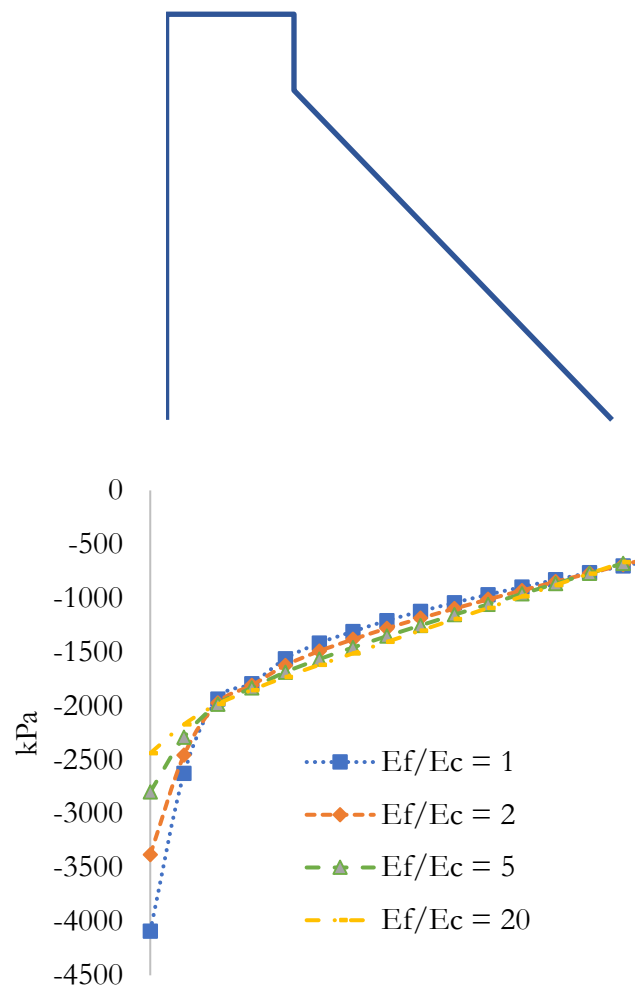


Figura A-4 Tensões principais para os casos de construção e de operação, respectivamente

## ANEXO B1 PROGRAMAÇÃO DO SISMO NO ANSYS

FINISH

/CONFIG,NRES,20000

/PREP7

DAMP RATIO=0.05000

\*SET,NT,1000

\*SET,DT,2.000000e-02

\*DIM,AC,,NT

\*VREAD,AC(1),seismic\_record,TXT

(F8.3)

/SOLU

ANTYPE,2

MODOPT,UNSYM,5

MXPAND,5,,1

SOLVE

FINISH

\*GET,FREQ1,MODE,1,FREQ

/SOLU

ANTYPE,TRANS

TRNOPT,FULL

ALPHAD,2\*DAMP RATIO\*FREQ1\*2\*3.1415926

BETAD,2\*DAMP RATIO/(FREQ1\*2\*3.1415926)

\*DO,I,1,1000

ACEL,AC(I),0,0

TIME,(I)\*2.000000e-02

OUTRES,ALL,ALL

SOLVE

\*ENDDO

FINISH