

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE SERGIPE

CAMPUS ARACAJU

DIRETORIA DE ENSINO

COORDENADORIA DE ENGENHARIA CIVIL

CURSO DE BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

BRENO VIEIRA SANTOS

ANÁLISE DE ESTRUTURAS SUJEITAS A AÇÃO DE SISMOS

MONOGRAFIA

.

ARACAJU

2021

BRENO VIEIRA SANTOS

ANÁLISE DE ESTRUTURAS SUJEITAS A AÇÃO DE SISMOS

Monografia apresentada como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel, da Coordenação do Curso de Engenharia Civil, do Instituto Federal de Sergipe – Campus Aracaju.

Orientador: Prof. Me. Rodolfo Santos da Conceição

ARACAJU

2021

Ficha catalográfica elaborada pela Bibliotecária Geocelly Oliveira Gambardella / CRB-5 1815,
com os dados fornecidos pelo(a) autor(a).

Santos, Breno Vieira

S237a Análise de estruturas sujeitas a ação de sismos. / Breno Vieira Santos.
- Aracaju, 2021.

77 f. : il.

Orientador: Prof. Me. Rodolfo Santos da Conceição.
Monografia (Graduação - Bacharelado em Engenharia Civil.) - Instituto
Federal de Sergipe, 2021.

1. Sismo. 2. Abalo sísmico. 3. Análise Estática. 4. Análise Dinâmica.
5. Análise no Domínio do Tempo. 6. Análise Sísmica. 7. NBR
15421:2006 I. Conceição, Rodolfo Santos da. II. Título.

CDU 624.01

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE SERGIPE

CAMPUS ARACAJU

CURSO DE BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

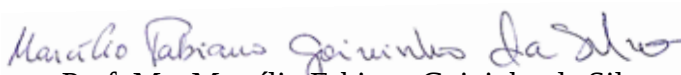
TERMO DE APROVAÇÃO

Título da Monografia Nº 189

ANÁLISE DE ESTRUTURAS SUJEITAS A AÇÃO DE SISMOS

BRENO VIEIRA SANTOS

Esta monografia foi apresentada às 19 horas do dia 15 de abril de 2021 como requisito parcial para a obtenção do título de BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL. O candidato foi arguido pela Banca Examinadora composta pelos professores abaixo assinados. Após deliberação, a Banca Examinadora considerou o trabalho aprovado.



Prof. Me. Marcílio Fabiano Goivinho da Silva

(Instituto Federal de Sergipe)



Eng. Me. Lucas da Mata Rocha Menezes

(Geotec – Consultoria e Serviços Ltda)



Prof. Me. Rodolfo Santos da Conceição

(Instituto Federal de Sergipe)

Orientador



Prof. Dr. Pablo Gleydson de Sousa

(IFS – Campus Aracaju)

Coordenador da COEC

“Só o conhecimento pode libertar
o ser humano, seja de qual prisão for”

Thiago Paulino da Silva

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer à minha família, à minha mãe Gilvanete e meu pai Manoel pelo amor e apoio incondicionais durante a minha jornada. Ao meu irmão Alysson que tanto me motivou nos estudos na área de exatas, ao meu irmão Alex, também formado em engenharia civil, pelo apoio por me passar muitos ensinamentos a respeito da área. Ao meu irmão Adson, minha tia Gildete e aos meus tios Joel e Jadiel que mesmo morando longe sempre demonstrando atenção e carinho.

Ao meu professor e orientador, Rodolfo pela paciência, motivação e pelos conhecimentos valiosos que me foram transmitidos no decorrer do curso, me dando arcabouço para o entendimento dos conceitos abordados nas aulas tanto no ensino presencial, como no ensino remoto, tornando possível a elaboração deste trabalho.

A todos os professores do curso de engenharia por repassarem seus conhecimentos, em especial ao professor Marcílio, pela motivação e pelos conhecimentos pertinentes a área de estruturas, ao professor Euler pelos conhecimentos, e mensagens inspiradoras, ao professor José Resende pelos conselhos pessoais e motivacionais que de certa forma contribuíram para a formação do meu caráter.

Aos meus colegas que tanto me ajudaram no decorrer do curso e nos momentos de descontração Thalisson Ribeiro, Josielton da Silva, Manoel Corcino, Lucas dos Santos, Igor Silva, Franco e ao amigo Azariais (in memoriam).

RESUMO

SANTOS, Breno Vieira. **Análise de Estruturas Sujeitas a Ação de Sismos**. 77 folhas. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Sergipe – Campus Aracaju. 2021.

O presente trabalho visa estudar o comportamento de dois sistemas estruturais sujeitos a abalos sísmicos através dos procedimentos indicados na norma brasileira NBR 15421:2006, os quais são majoritariamente estáticos, e através de análise dinâmica no domínio do tempo utilizando-se o histórico de acelerações do sismo El Centro. As análises estáticas e dinâmicas deste trabalho foram realizadas através de um programa desenvolvido em linguagem Fortran que realiza análises estáticas de estruturas reticuladas, o qual demandou adaptações em seu algoritmo, para a realização da análise sísmica. Por intermédio desse programa realizou-se um estudo comparativo de duas estruturas metálicas: um pórtico plano suporte para um reservatório de concreto e um pórtico plano de dez andares com travejamentos nos andares pares. Para as análises das estruturas foram adotadas acelerações sísmicas horizontais características de cada zona da NBR 15421:2006 para a obtenção das respectivas ações sísmicas e para as análises dinâmicas foram necessárias às implementações: leitura da massa dos elementos e da taxa de amortecimento, obtenção dos modos de vibração e frequências naturais, construção do vetor de influência e aplicação das excitações sísmicas. Verificou-se um acréscimo dos esforços nas estruturas analisadas da zona 0 a zona 4 da norma, conforme esperado. Verificou-se também que com aplicação da excitação sísmica do El Centro, o qual apresenta aceleração na ordem de duas vezes a da zona 4 da NBR 15421:2006, os valores obtidos extrapolaram entre 3,5 e 5,0 vezes aqueles obtidos para zona 4.

Palavras-chave: Sismos. Análise Estática. Análise Dinâmica. Análise no Domínio do Tempo. Análise Sísmica.

ABSTRACT

SANTOS, Breno Vieira. **Análise de Estruturas Sujeitas a Ação de Sismos**. 77 folhas. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Sergipe – Campus Aracaju. 2021.

The present work aims to study the behavior of two structural systems subject to seismic shocks through the procedures indicated in the Brazilian standard NBR 15421:2006, which are mainly static, and through dynamic analysis in the time domain using the El Centro earthquake acceleration history. The static and dynamic analyzes in this work were carried out through a software developed in Fortran language that performs static analyzes of reticulated structures, which required adaptations in its algorithm, to carry out the seismic analysis. Through this software, a comparative study of two metallic structures was carried out: a support frame for a concrete reservoir and a ten-story frame with interlocks on the even floors. For the analysis of the structures, horizontal seismic accelerations characteristic of each zone of NBR 15421:2006 were adopted to obtain the respective seismic actions and for the dynamic analyzes, the implementations were necessary: reading the mass of the elements and the damping rate, obtaining the modes of vibration and natural frequencies, construction of the vector of influence and application of seismic excitations. There was an increase in efforts in the analyzed structures from zone 0 to zone 4 of the standard, as expected. It was also found that with the application of El Centro seismic excitation, which presents an acceleration in the order of twice that of zone 4 of NBR 15421:2006, the values obtained extrapolated between 3.5 and 5.0 times those obtained for zone 4.

Keywords: Earthquake. Static Analyzes. Dynamic Analyzes. Time Domain Analyzes. Seismic Analyzes.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Quadro 1 – Valores de CT e x	39
Gráfico 1 – Deslocamento do nó correspondente ao ponto médio da viga analisada	53
Gráfico 2 - Fator de amplificação dinâmica versus razão entre a frequência de excitação da força harmônica e a frequência natural do 1 modo da viga analisada.....	54
Gráfico 3 – Deslocamento no topo da Estrutura 1 obtido através do algoritmo desenvolvido neste trabalho.....	57
Gráfico 4 – Deslocamento no topo da Estrutura 1 obtido por Amarante (2004).....	57
Gráfico 5 – Deslocamento no topo da Estrutura 2 para o 1º modo de vibração.....	59
Gráfico 6 – Deslocamento no topo da Estrutura 2 para o 1º e 2º modos superpostos.....	59
Gráfico 7 – Esforço cortante na base da Estrutura 2 para o 1º modo de vibração.....	60
Gráfico 8 – Esforço cortante na base da Estrutura 2 para o 1º e 2º modos superpostos.....	60
Gráfico 9 – Esforço normal nos pilares da Estrutura 1	65
Gráfico 10 – Esforço cortante nos pilares da Estrutura 1	65
Gráfico 11 – Momento fletor dos pilares da Estrutura 1	66
Gráfico 12 – Esforço normal nos pilares da Estrutura 2	66
Gráfico 13 – Esforço cortante nos pilares da Estrutura 2	67
Gráfico 14 – Momento fletor nos pilares da Estrutura 2	67
Gráfico 15 – Deslocamentos obtidos no topo da estrutura 1	68
Gráfico 16 – Deslocamentos obtidos no topo da estrutura 2.....	68
Gráfico 17 – Resposta do deslocamento da Estrutura 2 no domínio da frequência	69
Gráfico 18 – Resposta do cortante na base da Estrutura 2 no domínio da frequência	69
Gráfico 19 – Comparativo entre a forma modal do 1º modo de vibração e os coeficientes de distribuição vertical normalizados para a Estrutura 2	70
Gráfico 20 - Deslocamento no topo da estrutura 1: El Centro e Zona 4	71
Gráfico 21 - Esforço cortante na base da estrutura 1: El Centro e Zona 4	71
Gráfico 22 – Deslocamento no topo da estrutura 2: El Centro e Zona 4.....	72
Gráfico 23 – Esforço cortante na base da estrutura 2: El Centro e Zona 4	72
Figura 1 – Tipos de forças dinâmicas.....	20
Figura 2 – Modelo dinâmico de um sistema de um grau de liberdade.....	21
Figura 3 – Representação de uma coluna como um sistema de um grau de liberdade.	23
Figura 4 – Representação de um sistema de um grau de liberdade sujeito a movimentação de base	25

Figura 5 – Idealização de um edifício para um modelo multigraus de liberdade.....	26
Figura 6 – Gráfico do fator de amplificação dinâmica em função da razão de frequências. ...	28
Figura 7 – Representação da obtenção das coordenadas modais	31
Figura 8 – Mapeamento da aceleração sísmica horizontal característica no Brasil para terrenos classe B	35
Figura 9 – Idealização do efeito de sismo em estruturas	44
Figura 10 – Estruturas submetidas a sismo na direção horizontal.....	44
Figura 11 – Histórico da componente horizontal das acelerações do terremoto El Centro no domínio do tempo.....	46
Figura 12 – Densidade espectral de potência da componente horizontal das acelerações do terremoto El Centro	46
Figura 13 – Esquema geométrico da Estrutura 1.....	48
Figura 14 – Esquema geométrico da Estrutura 2.....	49
Figura 15 - Modelo MEF da Estrutura 2	50
Figura 16 – Fluxograma da estrutura do algoritmo das análises estática e dinâmica.....	51
Figura 17 – Discretização da viga de concreto armado sob ação da força dinâmica harmônica	52
Figura 18 – Modos de vibração para a uma viga biapoiada	53
Figura 19 – Fluxograma da implementação do vetor de influência e das forças sísmicas.....	55
Figura 20 – Modos de vibração da Estrutura 1.....	56
Figura 21 – Modos de vibração por cisalhamento da estrutura 2	58
Figura 22 – Modelo da aplicação das ações sísmicas para a Estrutura 1 segundo a NBR 15421:2006	62
Figura 23 – Modelo da aplicação das ações sísmicas para a Estrutura 2 segundo a NBR 15421:2006	62

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Zonas sísmicas.....	34
Tabela 2 – Classe do terreno.....	36
Tabela 3 – Categorias de utilização e dos fatores de importância de utilização (I)	37
Tabela 4 – Fatores de amplificação sísmica no solo	38
Tabela 5 – Coeficiente de limitação do período	38
Tabela 6 – Coeficientes de projeto para sistemas básicos sismo-resistentes.....	39
Tabela 7 – Categorias sísmicas.....	40
Tabela 8 – Valores de k em função do período natural da estrutura T.....	41
Tabela 9 – Propriedades geométricas da Estrutura 1.....	47
Tabela 10 – Propriedades geométricas e mecânicas da estrutura 2.....	49
Tabela 11 – Propriedades geométricas e mecânicas da viga concreto de armado	52
Tabela 12 – Propriedades modais da viga de concreto armado obtidas via análise modal	52
Tabela 13 – Propriedades modais da estrutura 1 via análise modal em vibração livre	56
Tabela 14 – Propriedades modais da Estrutura 2 obtidas via análise modal	58
Tabela 15 – Frequências obtidas da Estrutura 2 (Hertz)	58
Tabela 16 – Acelerações sísmicas horizontais nominais adotadas.....	61
Tabela 17 – Valores obtidos pela NBR 15421:2006 para cada zona sísmica da Estrutura 1...63	
Tabela 18 – Valores obtidos pela norma 15421:2006 para cada zona sísmica da Estrutura 2.63	
Tabela 19 – Esforços na base dos pilares da Estrutura 1	64
Tabela 20 – Esforços na base dos pilares da Estrutura 2.....	64
Tabela 21 – Deslocamentos no topo das estruturas (m)	64

LISTA DE SÍMBOLOS

t	Variável tempo
g	Aceleração da gravidade (para o presente trabalho, considerou-se $g = 9,81m/s^2$)
L	Comprimento
E	Modulo de elasticidade
m'	Massa por unidade de comprimento de barra
A	Área da seção transversal
I_z	Momento de inércia da seção transversal
$u(t)$	Deslocamento de um sistema de um grau de liberdade
$\dot{u}(t)$	Velocidade de um sistema de um grau de liberdade
$\ddot{u}(t)$	Aceleração de um sistema de um grau de liberdade
k	Rigidez elástica de um sistema de um grau de liberdade
c	Amortecimento de um sistema de um grau de liberdade
m	Massa de um sistema de um grau de liberdade
$f_I(t)$	Força de inércia de um sistema de um grau de liberdade
$f_D(t)$	Força de amortecimento de um sistema de um grau de liberdade
$f_S(t)$	Força de elástica de um sistema de um grau de liberdade
$p(t)$	Força externa de um sistema de um grau de liberdade
ω_n	Frequência natural de um sistema de um grau de liberdade
a_1	Constante da solução da equação diferencial do movimento
a_2	Constante da solução da equação diferencial do movimento
ω_a	Frequência natural amortecida de um sistema de um grau de liberdade
ξ	Taxa de amortecimento de um sistema de um grau de liberdade
$f(t)$	Força harmônica de excitação
f_0	Amplitude da força de excitação
ω	Frequência de excitação da força harmônica
$\mu_{est.}$	Deslocamento pseudoestático
β	Razão entre a frequência excitadora da força harmônica e frequência natural do sistema
D	Fator de amplificação dinâmica
θ	Ângulo de fase
$w(t)$	Deslocamento relativo à base de um sistema de um grau de liberdade

$\dot{w}(t)$	Velocidade relativa à base de um sistema de um grau de liberdade
$\ddot{w}(t)$	Aceleração relativa à base de um sistema de um grau de liberdade
$\ddot{u}_s(t)$	Aceleração devido à movimentação de base da estrutura
$\mathbf{u}(t)$	Vetor deslocamento
$\dot{\mathbf{u}}(t)$	Vetor velocidade
$\ddot{\mathbf{u}}(t)$	Vetor aceleração
$\ddot{u}_g(t)$	Aceleração sísmica
$\mathbf{F}(t)$	Vetor de forças externas na direção dos graus de liberdade dos elementos componentes do sistema de multigraus de liberdade
$\mathbf{K}$	Matriz de rigidez
$\mathbf{C}$	Matriz de amortecimento
$\mathbf{M}$	Matriz de massa
φ_1	1º modo de vibração
φ_j	j-ésimo modo de vibração
φ_i	i-ésimo modo de vibração
φ_N	N-ésimo modo de vibração
ω_1	Frequência natural associada ao 1º modo de vibração
ω_j	Frequência natural associada ao j-ésimo modo de vibração
ω_N	Frequência natural associada ao N-ésimo modo de vibração
θ_j	j-ésimo ângulo de fase
Φ	Matriz modal
Ω	Matriz espectral
Φ^T	Matriz modal transposta
y_j	Coordenada modal referente ao j-ésimo modo de vibração
$\mathbf{Y}$	Vetor das coordenadas modais
m_i	Massa modal referente ao i-ésimo modo de vibração
c_i	Amortecimento modal referente ao i-ésimo modo de vibração
k_i	Rigidez modal referente ao i-ésimo modo de vibração
f_i	Força externa modal referente ao i-ésimo modo de vibração
ξ_i	Taxa de amortecimento referente ao i-ésimo modo de vibração
a_g	Aceleração característica de projeto, correspondente à aceleração sísmica horizontal característica normalizada em relação aos terrenos da Classe B(rocha)

a_{gs0}	Aceleração espectral para o período de 0,0s, já considerado o efeito da amplificação sísmica no solo
a_{gs1}	Aceleração espectral para o período de 1,0s, já considerado o efeito da amplificação sísmica no solo
C_a	Fator de amplificação sísmica no solo, para o período de 0,0s
C_v	Fator de amplificação sísmica no solo, para o período de 1,0s
T	Período natural da estrutura
T_a	Período natural aproximado da estrutura
C_T	Coeficiente de período da estrutura
h_n	Altura em metros da estrutura acima da base
C_{up}	Coeficiente de limitação do período
R	Coeficiente de modificação de resposta
Ω_0	Coeficiente de sobre-resistência
C_d	Coeficiente de amplificação de deslocamento
F_x	Força sísmica de projeto correspondente ao piso x
w_i	Parte do peso efetivo total que corresponde à elevação i
w_x	Parte do peso efetivo total que corresponde à elevação x
C_S	Coeficiente de resposta sísmica
I	Fator de importância de utilização
H	Força horizontal total sísmica na base da estrutura
H_t	Força horizontal total sísmica na base da estrutura, determinada pelo método espectral
W	Peso total da estrutura
C_{vx}	Coeficiente de distribuição vertical
k	Expoente de distribuição
h_i	Altura entre a base e as elevação i
h_x	Altura entre a base e as elevação x
L	Vetor de influência
$\bar{v}_s$	Média nos 30m superiores do terreno, da velocidade de propagação de ondas de cisalhamento
$\bar{N}$	Média nos 30m superiores do terreno, do número de golpes obtido no ensaio SPT

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	16
1.1	MOTIVAÇÃO	17
1.2	OBJETIVOS	18
1.2.1	Objetivo Geral	18
1.2.2	Objetivos Específicos	18
1.3	METODOLOGIA	18
2	ANÁLISE DINÂMICA DE ESTRUTURAS.....	20
2.1	CONCEITOS BÁSICOS	20
2.1.1	Equação do Movimento para Um Sistema de Um Grau de Liberdade.....	20
2.1.1.1	Vibrações livres	22
2.1.1.2	Vibrações livres amortecidas	22
2.1.1.3	Resposta de um oscilador harmônico simples amortecido	23
2.1.1.4	Resposta de um oscilador sujeito a movimentação de base.....	24
2.1.2	Equação do Movimento para um Sistema de Multigraus de Liberdade	25
2.2	FATOR DE AMPLIFICAÇÃO DINÂMICA.....	27
2.3	DOMÍNIO DO TEMPO – MÉTODO DA SUPERPOSIÇÃO MODAL	28
2.3.1	Frequências e Modos Naturais de Vibração	28
2.3.2	Ortogonalidade dos Modos Naturais de Vibração.....	30
2.3.3	Transformação Modal.....	30
2.3.4	Formulação da Equação Desacoplada	31
3	AÇÃO SÍSMICA	33
3.1	SISMOS NA ENGENHARIA ESTRUTURAL	33
3.2	ABORDAGEM DO SISMO SEGUNDO A NBR 15421:2006.....	34
3.2.1	Prescrições Normativas para o Efeito de Sismo em Estruturas	34
3.2.2	Método das Forças Horizontais Equivalentes.....	40
3.2.3	Método Espectral	41
3.2.4	Método com Históricos de Acelerações no Tempo	42
3.3	FORMULAÇÃO NUMÉRICA	42
3.3.1	Análise Bidimensional de Estruturas	42
3.3.2	Análise Dinâmica no Domínio do Tempo	43
3.4	HISTÓRICO DE ACELERAÇÕES DO TERREMOTO EL CENTRO	45
4	ESTUDO DE CASO	47
4.1	APRESENTAÇÃO DAS ESTRUTURAS	47
4.1.1	Estrutura 1 – Pórtico Metálico com Reservatório de Concreto	47
4.1.2	Estrutura 2 – Pórtico Travejado de Múltiplos Andares	48
4.2	APRESENTAÇÃO E VALIDAÇÃO DO PROGRAMA.....	50
4.2.1	Apresentação do Programa	50
4.2.2	Validação do Programa.....	52

4.2.2.1	Análise dinâmica.....	52
4.2.2.2	Implementação da Análise Sísmica	54
4.2.2.3	Validação da Análise Sísmica Dinâmica – Análise da Estrutura 1	55
4.2.2.4	Validação da Análise Sísmica Dinâmica – Análise da Estrutura 2	57
4.3	ANÁLISE SEGUNDO A NBR 15421:2006	60
4.4	ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	64
4.4.1	Análise dos Resultados das Ações Sísmicas Estáticas da Estrutura 1	65
4.4.2	Análise dos Resultados das Ações Sísmicas Estáticas da Estrutura 2	66
4.4.3	Análise dos Resultados da Análise Dinâmica	69
4.4.4	Análise dos Resultados: Dinâmica (El Centro) X Estática (Zona 4, NBR15421).....	70
5	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA CONTINUIDADE DO TRABALHO ...	73
5.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	74

1 INTRODUÇÃO

No âmbito da engenharia, especificamente no que tange a área de projetos estruturais, é de suma importância que sejam feitas abordagens analíticas para dar maior segurança aos projetos. Em diversas aplicações da engenharia como fundações, estruturas de edificações e máquinas, os estudos são realizados através de métodos e modelos matemáticos com a finalidade de se analisar as solicitações internas geradas por ações externas.

Em muitas situações um elemento estrutural pode estar sujeito a ações externas de caráter estático ou dinâmico. Os carregamentos estáticos são caracterizados por ações que não variam ou quase não apresentam variação em relação ao tempo e não provocam forças de inércia significativas. Por outro lado, os carregamentos dinâmicos apresentam variação significativa ao longo do tempo provocando acelerações que não podem ser desprezadas, como ações de vento, sismos, movimentação de pessoas, veículos, choques, ondas de maré, explosões e vibrações induzidas por máquinas.

A priori, o processo de análise dinâmica de uma estrutura é um procedimento complexo e extenso, sendo necessário o embasamento dos conceitos da dinâmica das estruturas, para então compreender o comportamento de uma estrutura sujeita a um carregamento de caráter dinâmico.

As ações dinâmicas externas podem ser representadas por ações determinísticas, sendo analisadas em relação ao tempo, ou por ações aleatórias ou randômicas, de natureza intermitentes sendo estas analisadas por meio de métodos probabilísticos. Nesse contexto, as ações dinâmicas irão introduzir acelerações, velocidades e deslocamentos, e como consequência a estrutura apresentará forças de inércia proporcionais à massa da estrutura e contrárias ao sentido do movimento oscilatório, bem como a redução da amplitude das oscilações pelo amortecimento do sistema mecânico idealizado, denotando dissipação de energia mecânica.

No projeto de estruturas é necessário o conhecimento de características físicas e geométricas tais como módulo de elasticidade e dimensões dos elementos componentes, respectivamente. Para modelagem e análise estática ou dinâmica de sistemas com multigráus de liberdade faz-se necessário o uso de métodos matriciais de análise estrutural em programas computacionais.

1.1 MOTIVAÇÃO

Devido ao Brasil ser um país de baixa sismicidade, muitos projetistas negligenciam os efeitos sísmicos em estruturas. Segundo Miranda (2010), devido à consideração de não simultaneidade das ações sísmicas e de vento estabelecida pelas normas brasileiras, muitos projetistas alegam que a consideração dos efeitos devido a ação do vento é suficiente para mitigar os efeitos sísmicos nas estruturas.

Por um longo tempo, acreditou-se que o país estivesse a salvo dos terremotos por se encontrar em uma zona passiva e não se localizar sobre as bordas de uma placa tectônica, local mais propício para a ocorrência de terremotos. Isso se deve em grande parte ao trabalho desenvolvido pelo renomado geólogo alemão John Casper Branner, conhecido como Barão de Studart, que em seu primeiro livro de geologia do Brasil, escrito em 1915, fez uma ampla referência que efeitos sísmicos não ocorriam no país. A disseminação dessa informação foi provavelmente uma das bases para o consentimento atual de que solicitações sísmicas não ocorrem no Brasil. Porém, atualmente, verifica-se que terremotos podem ocorrer, inclusive, nas regiões denominadas passivas, como é o caso brasileiro situado no interior da Placa Sul-Americana (Dantas, 2013).

Mesmo antes do início das atividades científicas de monitoramento de abalos sísmicos, alguns relatos históricos descrevem a manifestação de terremotos e suas consequências nos estados de Minas Gerais, Amazonas, Mato Grosso, Bahia, Rio Grande do Norte, Pernambuco, Goiás, São Paulo, Espírito Santo, Ceará, Pará, Rio de Janeiro e Rio Grande do Sul (Leinz e Amaral, 1998 *apud* Miranda, 2010).

Dentre os eventos sísmicos que ocorreram no Brasil, o maior terremoto que o país teve, ocorreu há mais de 50 anos, na Serra do Tombador – MT, atingindo 6.6 graus na escala Richter. Outros registros de destaque nacional ocorreram em João Câmara – RN em 1986 e 1989 com magnitude de 5.1 e 5.0 respectivamente. (Miranda, 2010).

A motivação principal deste trabalho é verificar os procedimentos de cálculo dos efeitos sísmicos nas edificações segundo as prescrições da norma ABNT NBR 15421:2006 (Projeto de estruturas resistentes a sismos – Procedimento), bem como verificar a aplicação de ação sísmica através de um histórico de acelerações de um sismo real, e a partir dos resultados obtidos, analisar os efeitos sísmicos nas estruturas.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

Este trabalho tem por objetivo geral realizar um estudo do efeito sísmico em estruturas a partir da análise dinâmica no domínio do tempo de estruturas sujeitas às ações provenientes de sismos, e comparar estes resultados com as respostas obtidas por meio da aplicação dos métodos de representação do efeito sísmico descritos na norma brasileira NBR 15421:2006.

1.2.2 Objetivos Específicos

Este trabalho tem por objetivos específicos:

- a) Implementar em programa computacional os procedimentos de análise estrutural estática e dinâmica para sismos;
- b) Modelar um pórtico plano metálico travejado de múltiplos pavimentos;
- c) Modelar um pórtico plano metálico suportando um reservatório de concreto;
- d) Discutir os procedimentos de análise do efeito sísmico para os pórticos propostos segundo a NBR 15421:2006;
- e) Calcular as forças sísmicas estáticas pelo método das forças estáticas equivalentes para cada zona da NBR 15421:2006;
- f) Realizar análise estática dos modelos com as forças horizontais equivalentes de cada zona da NBR 15421:2006;
- g) Analisar os resultados das análises de cada zona da NBR 15421:2006;
- h) Realizar análise dinâmica no domínio do tempo dos modelos sujeitos a um histórico de acelerações de um sismo real através do programa desenvolvido;
- i) Comparar os resultados obtidos das análises pelas prescrições da NBR 15421:2006 e a análise dinâmica no domínio do tempo.

1.3 METODOLOGIA

Basicamente é realizada uma fundamentação teórica dos conceitos pertinentes ao objeto de estudo deste trabalho. As análises realizadas neste trabalho foram feitas através de um *software* adaptado para o estudo do efeito do sismo a ser considerado. Para o presente trabalho utilizou-se como base o programa desenvolvido em linguagem Fortran, que realiza análises estáticas lineares de estruturas bidimensionais reticuladas. Para a realização das análises numéricas deste trabalho foram necessárias algumas alterações, destacam-se:

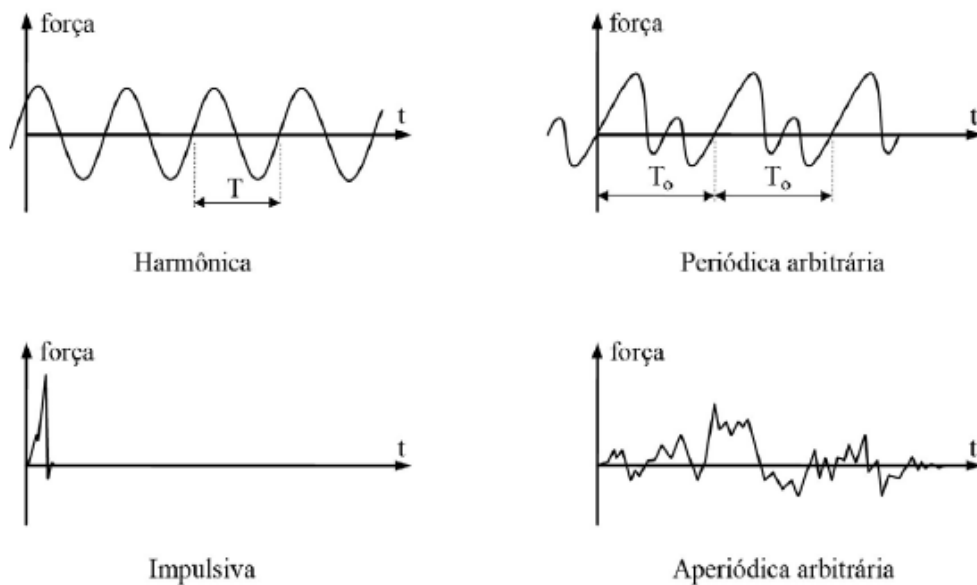
- a) Leitura de parâmetros da análise dinâmica como massa específica dos elementos, massas concentradas, amortecimento, tempo de análise e acelerações sísmicas;
- b) Implementação de rotina para obtenção dos modos e frequências de vibração;
- c) Implementação de rotina para solução das equações diferenciais do movimento;
- d) Impressão dos resultados das respostas dinâmicas;
- e) Implementação de rotina para cálculo do vetor de influência sísmica;
- f) Implementação de rotina para cálculo das forças sísmicas.

2 ANÁLISE DINÂMICA DE ESTRUTURAS

2.1 CONCEITOS BÁSICOS

As forças externas podem ser classificadas como periódicas ou aperiódicas. Contudo, de forma mais detalhada, essas forças são classificadas em harmônicas, periódicas (arbitrárias), impulsivas e aperiódicas (arbitrárias), como é mostrado na Figura 1 (SORIANO, 2014).

Figura 1 – Tipos de forças dinâmicas.



Fonte: Soriano (2014)

As forças harmônicas podem ser expressas por funções cosseno ou seno, com ou sem ângulo de fase. As periódicas, que incluem as harmônicas como caso particular, atuam indefinidamente e tem configurações que se repetem em iguais espaçamentos de tempo, chamados de período. A força impulsiva tem a característica de ser de grande intensidade e de curta duração (como de fração de segundo) e as aperiódicas (arbitrárias) são as que variam de forma arbitrária no tempo, sem ser de curta duração (SORIANO, 2014).

2.1.1 Equação do Movimento para Um Sistema de Um Grau de Liberdade

O princípio de D'Alembert descreve de forma analítica que um sistema de um grau de liberdade, sob uma ação externa $p(t)$, apresentará força internas ao sistema. Essas forças internas são expressas, pela força inercial $f_I(t)$ proporcional à massa da estrutura e contrária ao sentido da ação externa, a força elástica $f_S(t)$ representando as características físicas e

geométricas da estrutura e a força de amortecimento $f_D(t)$ caracterizada pela tendência de dissipação de energia mecânica do sistema (SORIANO, 2014).

Matematicamente, as forças de inércia, de amortecimento e elástica podem ser expressas pelas equações (1), (2) e (3), respectivamente. Em que $\ddot{u}(t)$, $\dot{u}(t)$ e $u(t)$ representam, respectivamente, a aceleração, a velocidade e o deslocamento ao longo do tempo; e m , c e k representam, respectivamente, a massa, o amortecimento e a rigidez do sistema.

$$f_I(t) = m \ddot{u}(t) \quad (1)$$

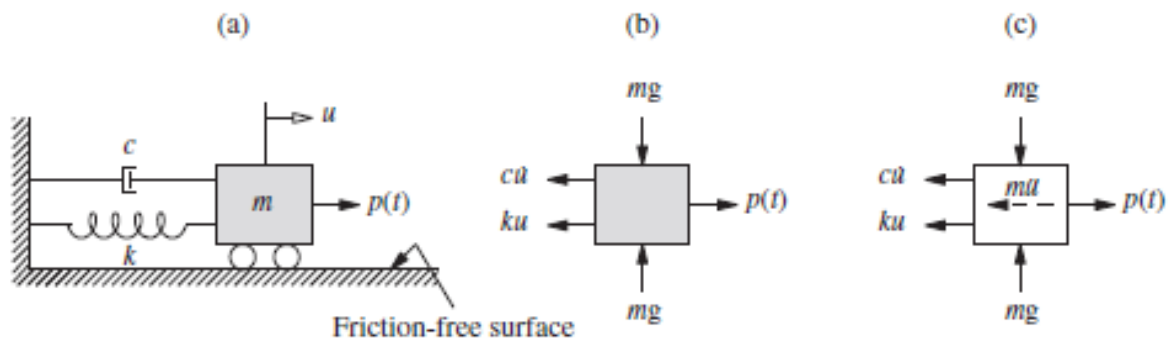
$$f_D(t) = c \dot{u}(t) \quad (2)$$

$$f_S(t) = k u(t) \quad (3)$$

A partir do diagrama de corpo livre da Figura 2c, a formulação do princípio de D'Alembert pode ser expressa pela equação (4).

$$f_I(t) + f_D(t) + f_S(t) = p(t) \quad (4)$$

Figura 2 – Modelo dinâmico de um sistema de um grau de liberdade.



Fonte: Chopra (2017)

Substituindo as equações (1), (2) e (3) na equação (4), obtém-se a equação (5) do movimento para um sistema de um grau de liberdade sob ação dinâmica.

$$m \ddot{u}(t) + c \dot{u}(t) + k u(t) = p(t) \quad (5)$$

A resposta de um oscilador tem como base a determinação do deslocamento, a partir da qual são obtidas as soluções de velocidade e de aceleração, e consequentemente permite a determinação das forças elásticas, de amortecimento e de aceleração (SORIANO, 2014).

2.1.1.1 Vibrações livres

Quando um sistema vibra devido unicamente à imposição de condições iniciais, isto é, deslocamento e/ou velocidade no instante inicial nulo, sem a ação de nenhuma excitação dinâmica externa é classificado como movimento em vibração livre (LIMA e SANTOS, 2008).

Uma vez que o sistema está em vibração livre, a parcela que representa a força de amortecimento é nula, portanto pelo princípio de D'Alembert a formulação para este caso é dada pela equação (6).

$$m \ddot{u}(t) + k u(t) = 0 \quad (6)$$

A solução da equação é dada pela equação (7):

$$u(t) = a_1 \cos(\omega_n t) + a_2 \sin(\omega_n t) \quad (7)$$

Sendo a_1 e a_2 as constantes da solução da equação diferencial do movimento, dependentes das condições de iniciais de deslocamento e velocidade do sistema, e ω_n é a frequência natural do sistema dada pela equação (8):

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (8)$$

2.1.1.2 Vibrações livres amortecidas

Nas vibrações livres amortecidas considera-se a força de amortecimento em um sistema com movimento em vibração livre, sob as mesmas condições citadas no tópico anterior. Pelo princípio de D'Alembert, a formulação para vibração livre amortecida é dada pela equação (9).

$$m \ddot{u}(t) + c \dot{u}(t) + k u(t) = 0 \quad (9)$$

Por fim, com a consideração do amortecimento em um sistema em vibração livre obtém-se a solução da equação (9) dada pela equação (10):

$$u(t) = e^{-\xi \omega_n t} (a_1 \cos(\omega_a t) + a_2 \sin(\omega_a t)) \quad (10)$$

Nota-se que com a consideração do amortecimento, a solução da equação para a vibração livre amortecida é formulada em função dos parâmetros já mencionados no caso de vibrações livres e também dos parâmetros pertinentes ao amortecimento do sistema em questão, sendo estes a frequência natural amortecida (ω_a) dada pela equação (11) e a taxa de amortecimento do sistema ξ dada pela equação (12):

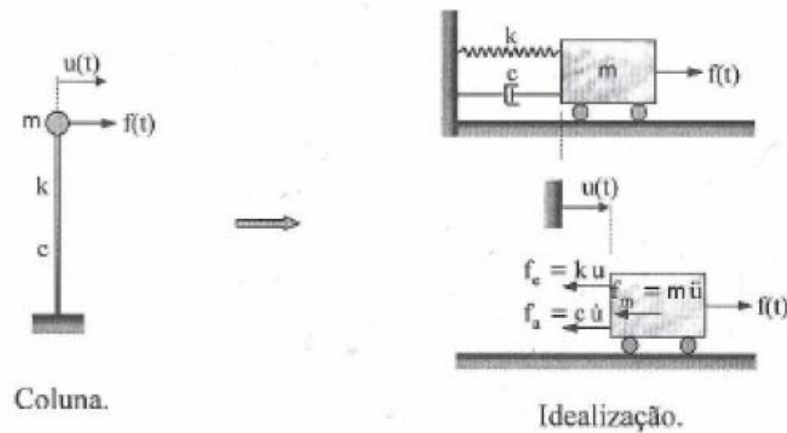
$$\omega_a = \omega_n \sqrt{1 - \xi^2} \quad (11)$$

$$\xi = \frac{c}{2m\omega_n} \quad (12)$$

2.1.1.3 Resposta de um oscilador harmônico simples amortecido

Para efeito de entendimento do conceito da dinâmica das estruturas, considere a coluna mostrada na Figura 3, idealizada como sistema de um grau de liberdade, submetida a uma força harmônica $f(t)$ em sua extremidade superior (SORIANO, 2009).

Figura 3 – Representação de uma coluna como um sistema de um grau de liberdade.



Fonte: Soriano (2009)

A equação do equilíbrio dinâmico para esse sistema pode ser expressa por:

$$m \ddot{u}(t) + c \dot{u}(t) + k u(t) = f(t) \quad (13)$$

Sendo $f(t)$ uma força harmônica de excitação definida pela equação (14), com frequência angular ω e amplitude f_0 (SORIANO, 2009):

$$f(t) = f_0 \cos(\omega t) \quad (14)$$

Desta maneira, a equação para o sistema sob excitação harmônica (Eq.13) resulta em:

$$m \ddot{u}(t) + c \dot{u}(t) + k u(t) = f_0 \cos(\omega t) \quad (15)$$

A solução da equação (15) resultará na resposta dinâmica da estrutura no domínio do tempo, dada pela equação (16):

$$u(t) = e^{-\xi\omega t} (a_1 \cos(\omega_a t) + a_2 \sin(\omega_a t)) + \frac{\mu_{est.}}{\sqrt{(1 - \beta^2)^2 + (2\beta\xi)^2}} \cos(\omega t - \theta) \quad (16)$$

O primeiro e segundo membros da equação (16) representam as soluções complementar e particular da equação (15), respectivamente. A primeira parcela da equação (16) é chamada de resposta transiente, uma vez que quando há amortecimento a mesma tende ao desaparecimento. A segunda parcela da equação (16) é chamada de resposta em regime permanente e de mesma frequência da força harmônica a qual o sistema está sendo submetido (LIMA e SANTOS, 2008).

Na equação (16), $\mu_{est.}$ é o deslocamento pseudoestático, o qual representa a relação entre a amplitude da força harmônica f_0 e a rigidez k do oscilador, dado pela equação (17) (SORIANO, 2014).

$$\mu_{est.} = \frac{f_0}{k} \quad (17)$$

Ainda na equação (16), o coeficiente β representa a razão entre a frequência excitadora da força harmônica ω e a frequência natural da estrutura ω_n , conforme equação (18). Por fim, o ângulo de fase θ é dado pela equação (19).

$$\beta = \frac{\omega}{\omega_n} \quad (18)$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{2\beta\xi}{1 - \beta^2} \right) \quad (19)$$

A partir das derivadas 1ª e 2ª da equação (16) em função do tempo, podem-se obter também os históricos das velocidades e aceleração, respectivamente. Abordagens mais aprofundadas acerca do desenvolvimento dessas expressões matemáticas são apresentadas em Soriano (2014), Clough e Penzien (1995) e Chopra (2017).

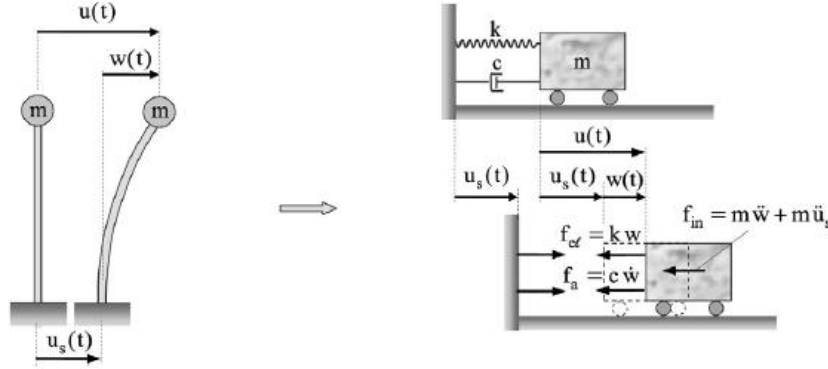
2.1.1.4 Resposta de um oscilador sujeito a movimentação de base

Estruturas podem ser excitadas através do movimento de suas bases ou suportes, devido a terremotos, explosões subterrâneas e tráfego (SORIANO, 2014). No caso de terremotos leva-se em consideração a hipótese do efeito de movimento do solo sob as estruturas (Figura 4), nesse caso o deslocamento total da massa situado na extremidade superior da coluna, será a soma do deslocamento do solo subjacente, devido ao sismo, com deslocamento relativo da massa em relação à base (BRASIL e SILVA, 2015).

A partir do diagrama de corpo livre do sistema de um grau de liberdade idealizado na Figura 4, as forças de inércia (equação 20), de amortecimento (equação 21) e elástica

(equação 22) são expressas de acordo com o deslocamento da massa em relação à base $w(t)$ e a aceleração devido à movimentação de base da estrutura $\ddot{u}_s(t)$.

Figura 4 – Representação de um sistema de um grau de liberdade sujeito a movimentação de base



Fonte: Soriano (2014)

$$f_I(t) = m \ddot{w}(t) + m \ddot{u}_s(t) \quad (20)$$

$$f_D(t) = c \dot{w}(t) \quad (21)$$

$$f_S(t) = k w(t) \quad (22)$$

Por fim, substituindo as equações (20), (21) e (22) na equação (4), obtém-se a equação (23) do movimento em termos de deslocamento relativo (SORIANO, 2014).

$$m \ddot{w}(t) + c \dot{w}(t) + k w(t) = -m \ddot{u}_s(t) \quad (23)$$

Fazendo a divisão de todos os membros da equação pela massa m , a equação do movimento em função do deslocamento relativo à base, da taxa de amortecimento e da frequência natural da estrutura é dada por (SORIANO, 2014):

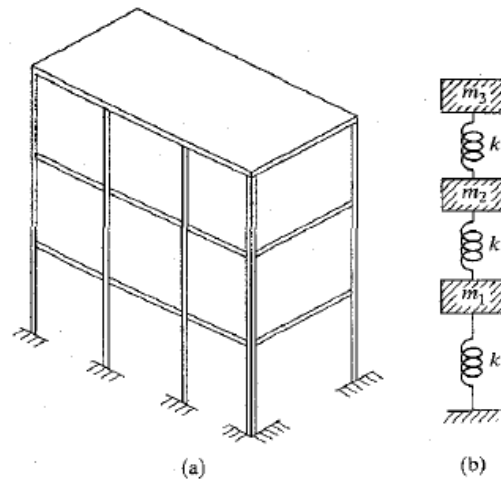
$$\ddot{w}(t) + 2\xi\omega_n\dot{w}(t) + \omega_n^2 w(t) = -\ddot{u}_s(t) \quad (24)$$

2.1.2 Equação do Movimento para um Sistema de Multigraus de Liberdade

A modelagem de estruturas de um sistema de um grau de liberdade é limitada, não atendendo a problemas mais complexos da engenharia de estruturas (LIMA e SANTOS, 2008). No caso de sistemas contínuos como o edifício mostrado na Figura 5a, a abordagem da análise dinâmica é mais complexa, uma vez que um sistema contínuo possui incontáveis números de graus de liberdade, e que para se obter as soluções desse sistema, fazem-se necessárias as formulações matemáticas através de equações diferenciais parciais (RAO, 2008).

A priori, a maioria das equações diferenciais parciais não possuem soluções analíticas, em contrapartida é factível para efeitos de análise a idealização de um sistema contínuo como um modelo com vários sistemas de um grau de liberdade, como mostra a da Figura 5b, resultando em um sistema de equações diferenciais ordinárias na variável tempo, o que possibilita a obtenção das soluções dessas equações. Vale ressaltar que, conforme o modelo apresente mais graus de liberdade, maior será a precisão dos resultados, de modo a se obter respostas dinâmicas mais próximas de um sistema contínuo (RAO, 2008).

Figura 5 – Idealização de um edifício para um modelo multigraus de liberdade



Fonte: Rao (2008)

Com relação à concepção do modelo matemático para sistemas multigraus de liberdade é realizado um procedimento de discretização desses sistemas em modelos compostos por elementos discretos. No caso de estruturas reticuladas, a discretização é feita em elementos de barra, cujos princípios estão fundamentados na análise matricial de estruturas.

Através dos conceitos do método das forças é possível obter os coeficientes de rigidez pela aplicação dos deslocamentos unitários nos nós dos elementos componentes das estruturas, e consequentemente construir a matriz de rigidez de ordem n igual ao número de graus de liberdade da referida estrutura analisada, conforme equação (21) (SORIANO, 2014).

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} k_{11} & \cdots & k_{1N} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ k_{N1} & \cdots & k_{NN} \end{bmatrix} \quad (21)$$

A formulação matricial de estruturas reticuladas, bem como o roteiro de cálculo já foram satisfatoriamente apresentadas em trabalhos anteriores desenvolvidos no IFS como os

trabalhos de MENEZES (2017), ANDRADE (2017), OLIVEIRA FILHO (2018), MUNIZ (2018) e GOMES (2020).

A construção da matriz de massa da estrutura é feita com mesmo número de graus de liberdade da matriz de rigidez. A matriz de massa pode ser construída com base nas massas equivalentes dos graus de liberdade nos nós de um elemento de barra obtidos em função da massa linear e do comprimento do elemento, denominada matriz de massa discreta, uma matriz diagonal de ordem igual ao número de graus de liberdade. Ou ainda através de funções de interpolação é possível obter a influência dos coeficientes para cada grau de liberdade, similar ao procedimento para obtenção dos coeficientes de rigidez.

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_{11} & \cdots & m_{1N} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ m_{N1} & \cdots & m_{NN} \end{bmatrix} \quad (22)$$

O mesmo procedimento para obtenção das matrizes de rigidez e massa é feito para a construção da matriz de amortecimento, uma vez que a mesma é construída com base nos graus de liberdade da estrutura e gerando uma matriz de ordem igual ao número de graus de liberdade.

$$\mathbf{C} = \begin{bmatrix} c_{11} & \cdots & c_{1N} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ c_{N1} & \cdots & c_{NN} \end{bmatrix} \quad (23)$$

Por fim, é obtida a formulação matricial da equação do movimento para um sistema de multigraus de liberdade substituindo as equações (21), (22) e (23) na equação (6) resultando na equação (24).

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C} \dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K} \mathbf{u}(t) = \mathbf{F}(t) \quad (24)$$

Sendo $\ddot{\mathbf{u}}(t)$, $\dot{\mathbf{u}}(t)$ e $\mathbf{u}(t)$ os vetores de aceleração, velocidade, deslocamento, respectivamente, e $\mathbf{F}(t)$ é o vetor de forças externas na direção dos graus de liberdade dos elementos componentes do sistema de multigraus de liberdade.

2.2 FATOR DE AMPLIFICAÇÃO DINÂMICA

O fator de amplificação dinâmica é definido como a razão entre a amplitude de um oscilador harmônico em regime permanente e o deslocamento pseudoestático (SORIANO, 2014).

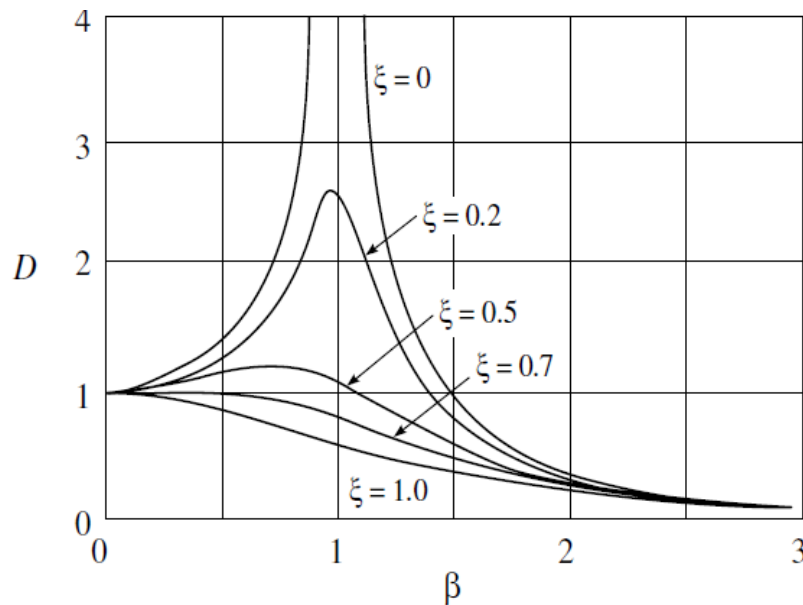
Considerando a segunda parcela da equação (16) como a amplitude dinâmica de um oscilador harmônico em regime permanente e dividindo-o pela equação (14), obtém-se a

equação para o fator de amplificação dinâmica de um oscilador harmônico em regime permanente dado pela equação (27).

$$D = \frac{1}{\sqrt{(1 - \beta^2)^2 + (2\beta\xi)^2}} \quad (27)$$

O produto do fator de amplificação dinâmica pelo deslocamento pseudoestático fornece o deslocamento máximo para a resposta permanente do sistema excitado pela carga harmônica. Considerando ser nulo amortecimento, verifica-se que o fator de amplificação dinâmica passa a ser função apenas de β . Sendo a frequência excitadora igual à frequência natural, β torna-se igual à unidade e consequentemente a amplitude do movimento tende ao infinito como é mostrado no gráfico da Figura 6. Nesta circunstância diz-se que o sistema encontra-se em ressonância (LIMA e SANTOS, 2008).

Figura 6 – Gráfico do fator de amplificação dinâmica em função da razão de frequências.



Fonte: Clough e Penzien (1995)

2.3 DOMÍNIO DO TEMPO – MÉTODO DA SUPERPOSIÇÃO MODAL

2.3.1 Frequências e Modos Naturais de Vibração

A determinação das frequências e modos naturais de vibração têm grande importância na análise dinâmica de estruturas de comportamento linear. Em caso de vibração livre não amortecida, o sistema expresso pela equação do movimento particulariza-se a equação (28) (SORIANO, 2014).

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K} \mathbf{u}(t) = \mathbf{0} \quad (28)$$

Posto que a equação (28) é resolvida obtém-se a solução da mesma dada pela equação (29).

$$\mathbf{u}(t) = \boldsymbol{\varphi}_j \cos(\omega_j t - \theta_j) \quad (29)$$

Onde $\boldsymbol{\varphi}_j$ é o j-ésimo modo natural de vibração, e θ_j é o j-ésimo ângulo de fase do sistema. Ademais com a substituição da equação (29) na equação (28) obtém-se a igualdade expressa pela equação (30).

$$(-\mathbf{M}\omega_j^2 + \mathbf{K})\boldsymbol{\varphi}_j \cos(\omega_j t - \theta_j) = 0 \quad (30)$$

Resolver a equação (30) igualando o fator trigonométrico a zero, significa a não existência de movimento, não tendo solução de interesse para a dinâmica (LIMA e SANTOS, 2008). De modo que a solução da equação (30) não singular, resolve-se a equação (31) (SORIANO, 2014).

$$(\mathbf{K} - \mathbf{M}\omega_j^2)\boldsymbol{\varphi}_j = 0 \quad (31)$$

A equação (31) expressa um problema de autovalor generalizado de n soluções não triviais, em que ω_j^2 é autovalor e $\boldsymbol{\varphi}_j$ é o autovetor. Com a solução do problema de autovalor é possível obter os j-ésimos modos naturais de vibração bem como as respectivas j-ésimas frequências de vibração. Dito isso, para $j = 1$, significa dizer que para o 1º modo de vibração, também chamado de modo fundamental de vibração, o sistema irá se deformar segundo o 1º modo de vibração, através de um movimento harmônico em vibração livre com frequência natural ω_1 (SORIANO, 2014).

A princípio com a obtenção dos modos de vibração é possível construir a matriz modal dada pela equação (32). Tendo em mente que as coordenadas modais não têm unidades, sendo apenas proporções em referência à coordenada arbitrada (BRASIL e SILVA, 2015).

$$\boldsymbol{\Phi} = [\boldsymbol{\varphi}_1 \ \boldsymbol{\varphi}_2 \ \dots \ \boldsymbol{\varphi}_N] \quad (32)$$

Vale destacar que com a obtenção das frequências naturais é prudente a formulação matricial das frequências naturais, através da construção da matriz espectral dada pela equação (33) (SORIANO, 2014).

$$\boldsymbol{\Omega} = \begin{bmatrix} \omega_1^2 & \cdots & 0 \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & \cdots & \omega_N^2 \end{bmatrix} \quad (33)$$

2.3.2 Ortogonalidade dos Modos Naturais de Vibração

De certo modo, quando são construídas as matrizes modal e espectral o problema do autovalor pode ser expresso através da equação (34).

$$\mathbf{K}\Phi = \mathbf{M}\Phi\Omega \quad (34)$$

Com a nova formulação do problema do autovalor nota-se a ocorrência de ortogonalidade entre os modos naturais de vibração e as matrizes de rigidez e massa. Dessa forma obtém-se a equação (35) (SORIANO, 2014).

$$\Phi^T \mathbf{K} \Phi = \Phi^T \mathbf{M} \Phi \Omega \quad (35)$$

É fundamental destacar as condições de ortogonalidade entre os modos naturais e as matrizes de massa, amortecimento e rigidez dado pelas equações (36), (37) e (38) onde $i \neq j$ (AMARANTE, 2004).

$$\varphi_i^T \mathbf{M} \varphi_j = 0 \quad (36)$$

$$\varphi_i^T \mathbf{C} \varphi_j = 0 \quad (37)$$

$$\varphi_i^T \mathbf{K} \varphi_j = 0 \quad (38)$$

2.3.3 Transformação Modal

A resposta é então buscada na forma resultante de uma superposição de um número i de modos naturais de vibração. Para o caso contínuo, unidimensional, a resposta é expressa pela equação (39). Ou seja, representa uma transformação de coordenadas dos deslocamentos geométricos para coordenadas das amplitudes modais, também chamadas de coordenadas modais (AMARANTE, 2004).

A Figura 7 mostra uma representação gráfica da transformação modal de coordenadas de uma coluna engastada na extremidade inferior, que apresenta deslocamentos geométricos translacionais em 3 níveis. Estes deslocamentos estão associados às deformadas dos modos de naturais de vibração da coluna, e que a partir da superposição das respostas desses modos, é possível deduzir a equação (39) para a transformação de coordenadas modais da referida coluna.

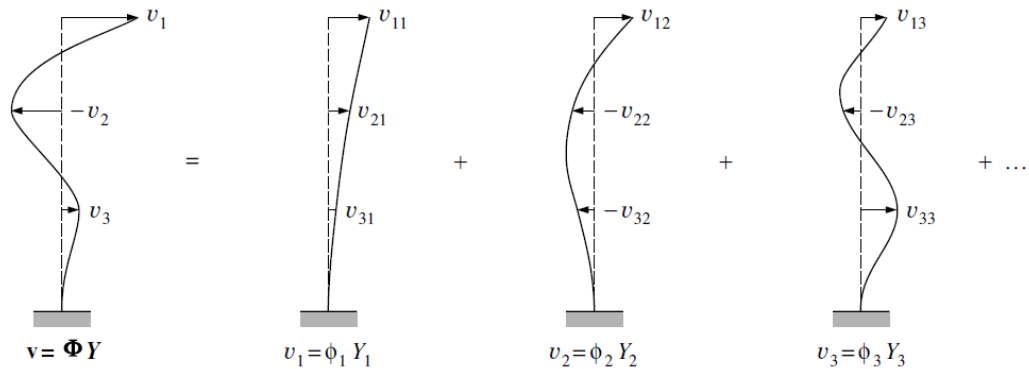
$$\mathbf{u}(t) = \sum_{j=1}^n \varphi_j y_j \quad (39)$$

Escrevendo a equação (39) em função da matriz modal obtém-se a equação (40).

$$\mathbf{u}(t) = \Phi \mathbf{Y} \quad (40)$$

Onde $\mathbf{Y}$ é o vetor das coordenadas modais.

Figura 7 – Representação da obtenção das coordenadas modais



Fonte: Clough e Penzien (1995).

2.3.4 Formulação da Equação Desacoplada

A resposta dinâmica da estrutura é obtida resolvendo-se separadamente, ou seja, desacoplando as respostas modais do sistema original, dado pela equação (40), obtendo-se as respostas modais e depois procedendo à superposição. Para isso é realizada a substituição da equação (40) e suas derivadas, na equação (24) e a pré-multiplicação da matriz transposta do i -ésimo modo de vibração obtém-se a equação (41) (AMARANTE, 2004).

$$\varphi_i^T \mathbf{M} \Phi \ddot{\mathbf{Y}} + \varphi_i^T \mathbf{C} \Phi \dot{\mathbf{Y}} + \varphi_i^T \mathbf{K} \Phi \mathbf{Y} = \varphi_i^T \mathbf{F}(t) \quad (41)$$

Fazendo a expansão por meio da equação (39) dos termos do lado esquerdo da equação (41) obtêm-se as equações (42), (43) e (44) para as matrizes de massa, amortecimento e rigidez, respectivamente.

$$\varphi_i^T \mathbf{M} \Phi \ddot{\mathbf{Y}} = \varphi_i^T \mathbf{M} \varphi_1 \ddot{y}_1 + \varphi_i^T \mathbf{M} \varphi_2 \ddot{y}_2 + \cdots + \varphi_i^T \mathbf{M} \varphi_i \ddot{y}_i + \cdots + \varphi_i^T \mathbf{M} \varphi_n \ddot{y}_n \quad (42)$$

$$\varphi_i^T \mathbf{C} \Phi \dot{\mathbf{Y}} = \varphi_i^T \mathbf{C} \varphi_1 \dot{y}_1 + \varphi_i^T \mathbf{C} \varphi_2 \dot{y}_2 + \cdots + \varphi_i^T \mathbf{C} \varphi_i \dot{y}_i + \cdots + \varphi_i^T \mathbf{C} \varphi_n \dot{y}_n \quad (43)$$

$$\varphi_i^T \mathbf{K} \Phi \mathbf{Y} = \varphi_i^T \mathbf{K} \varphi_1 y_1 + \varphi_i^T \mathbf{K} \varphi_2 y_2 + \cdots + \varphi_i^T \mathbf{K} \varphi_i y_i + \cdots + \varphi_i^T \mathbf{K} \varphi_n y_n \quad (44)$$

Pelas as condições de ortogonalidade dadas pelas equações (36), (37) e (38) nas equações descritas acima, todos os termos das equações (42), (43) e (44) serão nulos, com exceção dos termos referentes ao i -ésimo modo de vibração (AMARANTE, 2004).

Por fim a equação do movimento é dada pela equação (45)

$$\varphi_i^T \mathbf{M} \varphi_i \ddot{y}_i + \varphi_i^T \mathbf{C} \varphi_i \dot{y}_i + \varphi_i^T \mathbf{K} \varphi_i y_i = \varphi_i^T \mathbf{F}(t) \quad (45)$$

Onde os resultados escalares das massas, amortecimentos, rigidez e força do sistema da equação (45) são dados pelas equações (46), (47), (48) e (49), respectivamente. Esses escalares são chamados de valores modais.

$$\mathbf{m}_i = \boldsymbol{\varphi}_i^T \mathbf{M} \boldsymbol{\varphi}_i \quad (46)$$

$$\mathbf{c}_i = \boldsymbol{\varphi}_i^T \mathbf{C} \boldsymbol{\varphi}_i \quad (47)$$

$$\mathbf{k}_i = \boldsymbol{\varphi}_i^T \mathbf{K} \boldsymbol{\varphi}_i \quad (48)$$

$$\mathbf{f}_i = \boldsymbol{\varphi}_i^T \mathbf{F} \boldsymbol{\varphi}_i \quad (49)$$

Com a substituição da massa modal, amortecimento modal, rigidez modal e da força externa modal, todos associados ao i -ésimo modo de vibração encontra-se a equação do movimento para um sistema de um grau de liberdade associado ao i -ésimo modo de vibração dado pela equação (50) (AMARANTE, 2004).

$$\mathbf{m}_i \ddot{y}_i + \mathbf{c}_i \dot{y}_i + \mathbf{k}_i y_i = \mathbf{f}_i \quad (50)$$

A equação (50) pode ser reescrita dividindo-se ambos os membros pela massa modal $\mathbf{m}_i$, dessa forma obtém-se a equação (51), também chamada de equação do movimento desacoplada (BRASIL e SILVA, 2015).

$$\ddot{y}_i + 2\xi_i \omega_i \dot{y}_i + \omega_i^2 y_i = \frac{\mathbf{f}_i}{\mathbf{m}_i} \quad (51)$$

Onde ξ_i é a taxa modal de amortecimento associado ao i -ésimo modo de vibração, dado pela equação (52).

$$\xi_i = \frac{\mathbf{c}_i}{2\omega_i \mathbf{m}_i} \quad (52)$$

Na resolução das equações diferenciais de movimento o método numérico utilizado foi o de Runge Kutta de Quarta Ordem. O método consiste em reduzir a equação diferencial de segunda ordem em duas equações diferenciais de primeira ordem, e resolvê-las através de interpolação das tangentes de quatro retas contidas no intervalo de integração (BARATTO, 2007 *apud* MENEZES, 2017).

3 AÇÃO SÍSMICA

3.1 SISMOS NA ENGENHARIA ESTRUTURAL

Na engenharia civil, o aspecto mais relevante da ação sísmica é o efeito que esta ação pode causar nas edificações, ou seja, o efeito sobre a resposta da estrutura em termos de deslocamentos, deformações, tensões e esforços internos (BLANDÓN, 2003).

A excitação sísmica pode ser originada por diversos fenômenos, desde a formação geológica da região, em que a fonte está nos movimentos tectônicos, atividade vulcânica, ou até mesmo por ação humana, como, por exemplo, por meio de explosões. Os terremotos mais comuns são os tectônicos, que ocorrem quando a crosta terrestre se fratura devido ao deslizamento repentino das falhas geológicas ou por deslizamento entre as zonas de contato entre duas placas tectônicas. Outros terremotos do tipo vulcânico acontecem junto com a atividade vulcânica e são mais localizados. Os sismos podem ainda ser ocasionados pelo colapso do teto de grandes cavernas subterrâneas e grandes escavações de mineração provocadas por explosões, ou como resultado da explosão de artefatos nucleares e químicos (BLANDÓN, 2003).

As atividades sísmicas ocorrem com maior frequência e intensidade nas regiões de encontro entre duas ou mais placas tectônicas. Nestas regiões, o movimento das placas provoca forças geológicas nas rochas que se comportam como corpos elásticos e acumulam muita energia de deformação. Quando as tensões geradas nas rochas superam as suas resistências últimas, ocorrem rupturas e a energia acumulada é liberada de uma única vez ou em eventos sucessivos provocando um terremoto (LINDEBURG E MCMULLIN, 2008 *apud* MIRANDA, 2010).

A informação mais importante para caracterizar um terremoto é o acelerograma, isto é, um registro no tempo da aceleração do solo por meio de instrumentos tais como acelerógrafos analógicos ou digitais que fazem monitoramento constante das três componentes ortogonais de acelerações na superfície do solo. Os registros permitem obter as três características mais importantes de um sinal de terremoto: picos de aceleração, velocidade e deslocamento; duração do sismo e conteúdo de frequências (NAEIM, 2001 *apud* PELDOZA, 2011).

Outro modo de caracterizar um terremoto é através da máxima aceleração do solo ou *PGA* (*peak ground acceleration*). Em termos de resposta estrutural, corresponde ao valor máximo da aceleração absoluta de um sistema de um grau de liberdade com rigidez infinita.

Seus valores são encontrados através de sismômetros e são normalmente expressos como fração ou porcentagem da aceleração da gravidade g (MIRANDA, 2010).

3.2 ABORDAGEM DO SISMO SEGUNDO A NBR 15421:2006

No Brasil, assim como em vários países, existem normas técnicas que fornecem instruções e procedimentos que visam dar segurança aos projetos estruturais. A ABNT NBR 15421:2006 (Projeto de estruturas resistentes a sismos – Procedimento) estabelece critérios de projeto, e requisitos de segurança para as estruturas.

Nos projetos de estruturas, a metodologia que é empregada tanto na análise, como no dimensionamento das estruturas, é baseada nos métodos dos estados limites, que levam em consideração o desempenho dos componentes estruturais em função das ações as quais estes estão sujeitos. Segundo a ABNT NBR 8681:2003 (Ações e Segurança nas Estruturas), as ações sísmicas devem ser consideradas como ações excepcionais, devendo ser aplicados na verificação dos estados limites últimos e estados limites de serviço com ênfase nos deslocamentos excessivos.

3.2.1 Prescrições Normativas para o Efeito de Sismo em Estruturas

Como abordado anteriormente, o estudo do efeito do sismo é fundamentado nas acelerações do solo. A NBR 15421 (ABNT, 2006) prescreve valores característicos nominais de cargas sísmicas que têm 10% de probabilidade de ser ultrapassado no sentido desfavorável, durante um período de 50 anos, o que corresponde a um período de retorno de 475 anos.

A determinação das ações sísmicas nominais é realizada com base no mapa de zoneamento sísmico (Figura 8). As zonas sísmicas levam em consideração a variação de aceleração sísmica horizontal normalizada a_g para terrenos da classe B (Rocha) de acordo com as faixas estabelecidas pela Tabela 1.

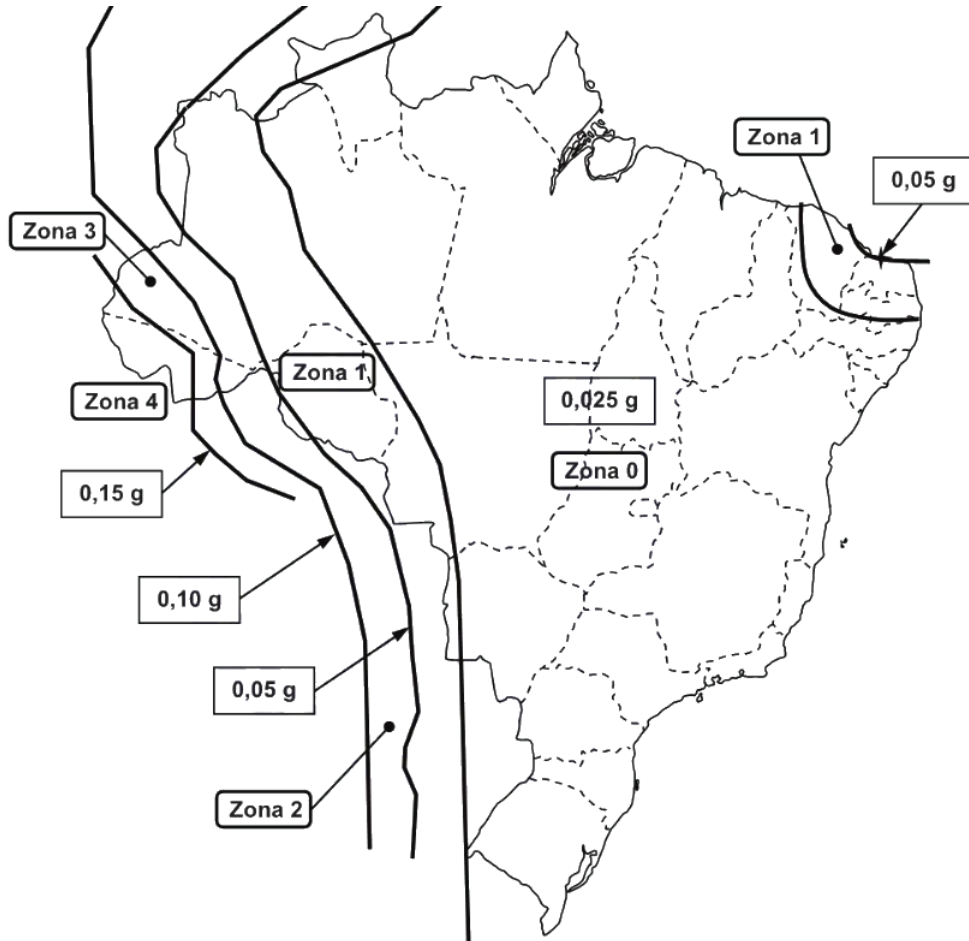
Tabela 1 – Zonas sísmicas

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

Fonte: NBR 15421 (ABNT, 2006).

A NBR 15421 (ABNT, 2006) também estabelece que para estruturas localizadas nas zonas sísmicas 1 a 3, os valores a serem considerados para a_g podem ser obtidos por interpolação nas curvas da Figura 8. Ademais um estudo sismológico e geológico específico para definição de a_g pode ser opcionalmente realizado para qualquer estrutura.

Figura 8 – Mapeamento da aceleração sísmica horizontal característica no Brasil para terrenos classe B



Fonte: NBR 15421 (ABNT, 2006).

Na ocorrência de terremotos são geradas ondas sísmicas que se propagam pela superfície, essas ondas sofrem influência da rigidez e amortecimento das camadas superficiais do terreno. O terreno da fundação pode ser categorizado em seis classes, associadas aos valores numéricos de parâmetros médios de resistência avaliados nos 30 m superiores do terreno. A velocidade média de propagação de ondas de cisalhamento $\bar{v}_s$ no terreno é parâmetro preferencial nesta classificação. Quando esta velocidade não é conhecida permite-se a classificação do terreno a partir do número médio de golpes $\bar{N}$ no ensaio SPT, conforme Tabela 2 (LIMA e SANTOS, 2008).

As classes de rocha A ou B não podem ser consideradas se houver uma camada superficial de solo superior a 3,0 m.

Tabela 2 – Classe do terreno

Classe do terreno	Designação da classe do terreno	Propriedades médias para os 30 m superiores do terreno	
		$\bar{v}_s$	$\bar{N}$
A	Rocha sã	$\bar{v}_s \geq 1500$ m/s	(não aplicável)
B	Rocha	$1500 \text{ m/s} \geq \bar{v}_s \geq 760$ m/s	(não aplicável)
C	Rocha alterada ou solo muito rígido	$760 \text{ m/s} \geq \bar{v}_s \geq 370$ m/s	$\bar{N} \geq 50$
D	Solo rígido	$370 \text{ m/s} \geq \bar{v}_s \geq 180$ m/s	$50 \geq \bar{N} \geq 15$
E	Solo mole	$\bar{v}_s \leq 180$ m/s	$\bar{N} \leq 15$
	-	Qualquer perfil, incluindo camada com mais de 3m de argila mole	
F	-	1 Solo exigindo avaliação específica, como: 2 Solos vulneráveis à ação sísmica, como solos liquefazíveis, argilas muito sensíveis e solos colapsíveis fracamente cimentados; 3 turfa ou argilas muito orgânicas; 4 Argilas muito plásticas; 5 Estratos muito espessos (≥ 35 m) de argila mole ou média.	

Fonte: NBR 15421 (ABNT, 2006).

Para solos estratificados, os valores médios $\bar{v}_s$ e $\bar{N}$ são obtidos em função destes mesmos valores v_{si} e N_i nas diversas camadas i , através das equações (53) e (54), em que d_i é a espessura de cada uma das camadas do subsolo:

$$\bar{v}_s = \frac{\sum_{i=0}^n d_i}{\sum_{i=0}^n \frac{d_i}{v_{si}}} \quad (53)$$

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=0}^n d_i}{\sum_{i=0}^n \frac{d_i}{N_i}} \quad (54)$$

Para efeito da definição dos critérios de resistência de uma estrutura, estas são categorizadas em função da importância de sua utilização. A categoria II inclui as estruturas cuja ruína pode implicar em um risco significativo para a vida humana. A categoria III inclui as estruturas consideradas como essenciais no caso de ocorrência de um sismo. A categoria I corresponde às edificações usuais e inclui todas as demais estruturas (LIMA e SANTOS, 2008).

As categorias de utilização e os respectivos valores do fator de importância de utilização I , a ser aplicado no projeto, são definidos na Tabela 3. Além disso, as estruturas necessárias ao acesso às estruturas de categorias II e III, também deverão ser categorizadas como tal (LIMA e SANTOS, 2008).

Tabela 3 – Categorias de utilização e dos fatores de importância de utilização (I)

Categoria de utilização	Natureza da ocupação	Fator
I	Todas as estruturas não classificadas como de categoria II ou III	1,0
II	Estruturas de importância substancial para a preservação da vida humana no caso de ruptura, incluindo, mas não estando limitadas às seguintes: -Estruturas em que haja reunião de mais de 300 pessoas em uma única área. -Estruturas para educação pré-escolar com capacidade superior a 150 ocupantes. -Estruturas para escolas primárias ou secundárias com mais de 250 ocupantes. -Estruturas para escolas superiores ou para educação de adultos com mais de 500 ocupantes. -Instituição de saúde para mais de 50 pacientes, mas sem instalações de tratamento de emergência ou para cirurgias. -Instituições penitenciárias. -Quaisquer outras estruturas com mais de 5000 ocupantes. -Instalações de geração de energia, de tratamento de água potável, de tratamento de esgotos e outras instalações de utilidade pública não classificadas como de categoria III. -Instalações contendo substâncias químicas ou tóxicas cujo extravasamento possa ser perigoso para a população, não classificadas como de categoria III.	1,25
III	-Estruturas definidas como essências, incluindo, mas não estando limitadas, às seguintes: -Instituições de saúde com instalações de tratamento de emergência ou para cirurgias. -Prédios de bombeiros, de instituições de salvamento e policiais e garagens para veículos de emergência. -Centro de coordenação, comunicação e operação de emergência e outras instalações necessárias para a resposta em emergência. -Instalações de geração de energia e outras instalações necessárias para a manutenção em funcionamento das estruturas classificadas como de categoria III. -Torre de controle de aeroportos, centros de controle de tráfego aéreo e hangares de aviões de emergência. -Estações de tratamento de água necessária para a manutenção de fornecimento de água para o combate ao fogo. -Instalações contendo substâncias químicas ou tóxicas consideradas altamente perigosas, conforme classificação de autoridade governamental designada para tal.	1,5

Fonte: NBR 15421 (ABNT, 2006).

As acelerações espectrais são obtidas através do produto da aceleração característica de projeto a_g pelos fatores de amplificação sísmica no solo, dadas pela equação (55) para o período de 0 s e equação (56) para o período de 1 s, respectivamente.

$$a_{gs0} = C_a a_g \quad (55)$$

$$a_{gs1} = C_v a_g \quad (56)$$

Os valores dos fatores de amplificação sísmica do solo C_a e C_v são apresentados na Tabela 4, em função da aceleração sísmica horizontal normalizada a_g e da classe do terreno. Sendo que para valores de aceleração compreendidos entre $0,1g$ e $0,15g$ é possível obter os fatores de amplificação sísmica no solo por interpolação linear.

Tabela 4 – Fatores de amplificação sísmica no solo

Classe do terreno	C_a		C_v	
	$a_g \leq 0,1g$	$a_g = 0,15g$	$a_g \leq 0,1g$	$a_g = 0,15g$
A	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,2	1,2	1,7	1,7
D	1,6	1,5	2,4	2,2
E	2,5	2,1	3,5	3,4

Fonte: NBR 15421 (ABNT, 2006).

O período natural da estrutura T pode ser obtido por um processo analítico de extração modal que leve em conta as características mecânicas e de massa da estrutura. A NBR 15421 (ABNT, 2006) determina que o período natural da estrutura não pode ser maior do que o produto do coeficiente de limitação do período C_{up} (definido pela Tabela 5 de acordo com a zona sísmica à qual a estrutura em questão pertence) e o período natural aproximado da estrutura T_a , dado pela equação (56).

$$T_a = C_T h_n^x \quad (56)$$

Tabela 5 – Coeficiente de limitação do período

Zona sísmica	Coeficiente de limitação do período (C_{up})
Zona 2	1,7
Zona 3	1,6
Zona 4	1,5

Fonte: NBR 15421 (ABNT, 2006).

Na equação (56) h_n é a altura em metros da estrutura acima da base, e os valores do coeficiente de período da estrutura C_T e do coeficiente x são definidos no Quadro 1.

Quadro 1 – Valores de C_T e χ

Sistema Estrutural	C_T	χ
Para estruturas em que as forças sísmicas horizontais são 100% resistidas por pórticos de aço momento-resistentes, não sendo estes ligados a sistemas mais rígidos que impeçam sua livre deformação quando submetidos à ação sísmica.	0,0724	0,8
Para estruturas em que as forças sísmicas horizontais são 100% resistidas por pórticos de concreto, não sendo estes ligados a sistemas mais rígidos que impeçam sua livre deformação quando submetidos à ação sísmica.	0,0466	0,9
Para estruturas em que as forças sísmicas horizontais são resistidas em parte por pórticos de aço contraventados com treliças.	0,0731	0,75
Para todas as outras estruturas.	0,0488	0,75

Fonte: NBR 15421 (ABNT, 2006).

Os sistemas estruturais sísmo-resistentes considerados na NBR 15421 (ABNT, 2006) são apresentados na Tabela 6. Assim como estão definidos os coeficientes de modificação de resposta R , os coeficientes de sobre-resistência Ω_0 e os coeficientes de amplificação de deslocamentos C_d que são utilizados para a determinação das forças sísmicas de projeto nos elementos estruturais e dos deslocamentos da estrutura.

Tabela 6 – Coeficientes de projeto para sistemas básicos sísmo-resistentes

Sistema básico sísmo-resistente	Coeficientes		
	R	Ω_0	C_d
Pilares-parede de concreto com detalhamento especial	5	2,5	5
Pilares-parede de concreto com detalhamento usual	4	2,5	4
Pórticos de concreto com detalhamento especial	8	3	5,5
Pórticos de concreto com detalhamento intermediário	5	3	4,5
Pórticos de concreto com detalhamento usual	3	3	2,5
Pórticos de aço momento-resistentes com detalhamento especial	8	3	5,5
Pórticos de aço momento-resistentes com detalhamento intermediário	4,5	3	4
Pórticos de aço momento-resistentes com detalhamento usual	3,5	3	3
Pórticos de aço contraventados em treliça, com detalhamento especial	6	2	5
Pórticos de aço contraventados em treliça, com detalhamento usual	3,25	2	3,25

Fonte: NBR 15421 (ABNT, 2006).

Os coeficientes de modificação de resposta representam a capacidade de o sistema estrutural continuar se deformando no regime não linear sem substancial aumento das respectivas forças elásticas equivalentes. Portanto, estes coeficientes reduzem as forças que seriam obtidas por uma análise puramente linear. Os coeficientes de sobre-resistência se

aplicam a elementos do sistema estrutural que devem continuar a ter comportamento elástico durante o sismo. Além disso, os coeficientes de amplificação dos deslocamentos efetuam a correção dos deslocamentos obtidos com as forças reduzidas obtidas, aplicando-se os coeficientes de modificação de resposta (LIMA e SANTOS, 2008).

Para cada estrutura deve ser definida uma categoria sísmica conforme Tabela 7. Uma vez que estas são utilizadas para definir os sistemas estruturais permitidos, limitações nas irregularidades das estruturas, componentes da estrutura que devem ser projetados quanto à resistência sísmica e os tipos de análises sísmicas que devem ser realizadas.

Tabela 7 – Categorias sísmicas

Zona sísmica	Categoria Sísmica
Zonas 0 e 1	A
Zona 2	B
Zona 3 e 4	C

Fonte: NBR 15421 (ABNT, 2006).

Para as estruturas localizadas na zona sísmica 0 nenhum requisito de resistência sísmica é exigido. Já as estruturas localizadas na zona sísmica 1 devem apresentar sistema estruturais resistentes a forças sísmicas horizontais dadas pela equação (58) em duas direções ortogonais, inclusive com um mecanismo de resistência a esforços de torção. Devem resistir a essas cargas horizontais aplicadas simultaneamente a todos os pisos e independentemente em cada uma de suas direções ortogonais.

$$F_x = 0,01w_x \quad (58)$$

Na equação (58) F_x é a força sísmica de projeto correspondente ao piso x e w_x é o peso total correspondente ao piso x, incluindo o peso operacional de todos os equipamentos fixados na estrutura e dos reservatórios de água. Nas áreas de armazenamento e estacionamento, este peso deve incluir 25% da carga accidental. As estruturas de categoria sísmica B e C podem ser analisadas pelo método das forças horizontais equivalentes, método espectral e pelo método dos históricos de aceleração no tempo.

3.2.2 Método das Forças Horizontais Equivalentes

No método das forças horizontais equivalentes, a ação sísmica é representada por um conjunto de forças estáticas proporcionais às cargas gravitacionais atuantes na estrutura (LIMA e SANTOS, 2008).

A força horizontal total na base da estrutura, em uma dada direção, é determinada pela equação (59).

$$H = C_S W \quad (59)$$

Em que W é o peso total da estrutura e C_S é o coeficiente de resposta sísmica dada pela equação (60).

$$C_S = \frac{2,5(a_{gs0}/g)}{(R/I)} \quad (60)$$

Sendo 0,01 o valor mínimo de C_S e o valor máximo de C_S é dado pela equação (61).

$$C_{Smáx} = \frac{(a_{gs1}/g)}{T(R/I)} \quad (61)$$

Com o valor da força horizontal total na base das estruturas, é realizada a distribuição vertical da mesma, de modo que seja aplicada uma força F_x em cada elevação x da estrutura, conforme equação (62).

$$F_x = C_{vx} H \quad (62)$$

Em que C_{vx} é o coeficiente de distribuição vertical dado pela equação (63).

$$C_{vx} = \frac{w_x * h_x^k}{\sum_{i=0}^n w_i * h_i^k} \quad (63)$$

Em que w_x e w_i são as parcelas do peso efetivo total que correspondem às elevações i ou x , respectivamente. As variáveis h_i e h_x são as alturas entre a base e as elevações i ou x . O k é expoente de distribuição, relacionado ao período natural da estrutura T , dado na Tabela 8.

Tabela 8 – Valores de k em função do período natural da estrutura T

Período natural da estrutura	Valor de k
Se T inferior a 0,5s	1
Se T entre 0,5s e 2,5s	$k = (T + 1,5)/2$
Se T superior a 2,5s	2

Fonte: NBR 15421 (ABNT, 2006).

3.2.3 Método Espectral

Na análise espectral todos os modos que tenham contribuição significativa na resposta da estrutura devem ser considerados na determinação da resposta. Para tanto, a norma exige que o número de modos usados para o cálculo da resposta seja suficiente para capturar ao menos 90% da massa total em cada uma das direções ortogonais consideradas na análise (LIMA e SANTOS, 2008).

Segundo a NBR 15421 (ABNT, 2006), todas as respostas modais obtidas em termos de forças, momentos e reações de apoio devem ser multiplicadas pelo fator (I/R) e todas as

respostas obtidas em termos de deslocamentos absolutos e relativos devem ser multiplicadas pelo fator (C_d/I) . E caso a força horizontal total na base H_t , determinada pelo processo espectral, em uma direção seja inferior a $0,85H$, todas as forças elásticas obtidas nesta direção devem ser multiplicadas por $0,85H/H_t$.

3.2.4 Método com Históricos de Acelerações no Tempo

A análise com históricos no tempo deverá consistir da análise dinâmica de um modelo estrutural, submetido a históricos de aceleração no tempo (acelerogramas) aplicados à sua base (LIMA e SANTOS, 2008).

Os acelerogramas podem ser registros de eventos reais, compatíveis com as características sismológicas do local de estrutura, ou podem ser acelerogramas gerados artificialmente. Os acelerogramas a serem aplicados devem ser afetados de um fator de escala, de forma que os espectros de resposta na direção considerada, para o amortecimento de 5%, tenham valores médios não inferiores aos do espectro de projeto para uma faixa entre $0,2T$ e $1,5T$, sendo T o período fundamental da estrutura nesta direção (NBR 15421, 2006).

Para cada acelerograma analisado, as respostas obtidas em termos de forças, momentos e reações de apoio devem ser multiplicadas por (I/R) .

A força horizontal total na base da estrutura H deve ser determinada pelo método das forças horizontais equivalentes, para o valor de $C_s = 0,01$. Caso a força horizontal máxima na base H_t , obtida com um determinado acelerograma, seja inferior a H , todas as forças elásticas obtidas nesta direção, com este acelerograma, devem ser multiplicadas por H/H_t .

Os efeitos finais obtidos na análise correspondem à envoltória dos efeitos máximos obtidos com cada um dos conjuntos de acelerogramas considerados.

3.3 FORMULAÇÃO NUMÉRICA

3.3.1 Análise Bidimensional de Estruturas

Como já foi abordado anteriormente, sismos geram acelerações em 3 componentes, duas horizontais e uma vertical. Todavia as componentes horizontais são as que têm a maior probabilidade de gerar mecanismos de falha em estruturas de edifícios alteados (PELDOZA, 2011).

Como também abordado anteriormente, para análise dinâmica de estruturas com multigrados de liberdade via método da superposição modal é necessária a construção das matrizes de rigidez e de massa globais para posterior cálculo dos modos e frequências de

vibração. Para um elemento de pórtico plano, o qual possui 6 graus de liberdade, as matrizes de rigidez e de massa são matrizes quadradas de ordem 6 (36 termos), conforme equações (64) e (65), respectivamente.

$$\mathbf{K} = \frac{E}{L^3} \begin{bmatrix} AL^2 & 0 & 0 & -AL^2 & 0 & 0 \\ 0 & 12I_z & 6I_zL & 0 & -12I_z & 6I_zL \\ 0 & 6I_zL & 4I_zL^2 & 0 & -6I_zL & 4I_zL^2 \\ -AL^2 & 0 & 0 & AL^2 & 0 & 0 \\ 0 & -12I_z & -6I_zL & 0 & 12I_z & -6I_zL \\ 0 & 6I_zL & 4I_zL^2 & 0 & -6I_zL & 4I_zL^2 \end{bmatrix} \quad (64)$$

$$\mathbf{M} = \frac{m'L}{420} \begin{bmatrix} 140 & 0 & 0 & 70 & 0 & 0 \\ 0 & 156 & 22L & 0 & 54 & -13L \\ 0 & 22L & 4L^2 & 0 & 13L & -3L^2 \\ 70 & 0 & 0 & 140 & 0 & 0 \\ 0 & 54 & 13L & 0 & 156 & -22L \\ 0 & -13L & -3L^2 & 0 & -22L & 4L^2 \end{bmatrix} \quad (65)$$

Notadamente, para uma estrutura discretizada com m elementos e n graus de liberdade, na qual alguns elementos podem compartilhar graus de liberdade entre si, montam-se as matrizes de rigidez e de massa da estrutura que terá ordem n .

Uma vez que será utilizado o método da superposição modal, a consideração do amortecimento é feita diretamente na equação (51) através da equação (52).

3.3.2 Análise Dinâmica no Domínio do Tempo

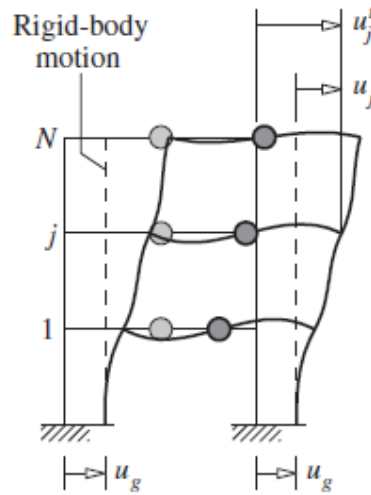
Considerando-se um edifício com comportamento elástico linear de n graus de liberdade sob ação de uma excitação sísmica de aceleração $\ddot{u}_g(t)$, o mesmo pode ser modelado como um pórtico plano conforme Figura 9.

O vetor das forças externas efetivas representa as forças de inércia resultantes do produto da aceleração do solo com a matriz de massa e com vetor da direção de translação do movimento da estrutura (PELDOZA, 2011).

Nesse caso o vetor das forças externas mostrado no lado direito da equação (24), pode ser expresso pela equação (66). Resultando na equação de movimento dada pela equação (67)

$$\mathbf{F}(t) = -\mathbf{M}\mathbf{L}\ddot{u}_g(t) \quad (66)$$

Figura 9 – Idealização do efeito de sismo em estruturas



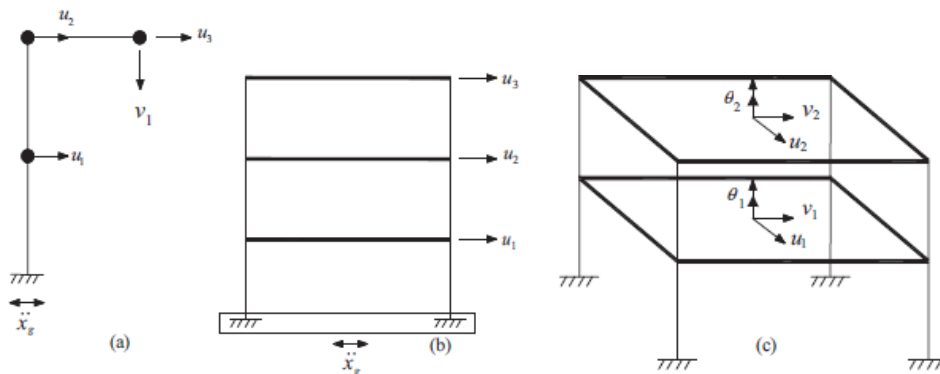
Fonte: adaptado de Chopra (2017).

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C} \dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K} \mathbf{u}(t) = -\mathbf{M} \mathbf{L} \ddot{u}_g(t) \quad (67)$$

O vetor $\mathbf{L}$ expressa a translação horizontal segundo um grau de liberdade em cada nó, para um deslocamento unitário da base da estrutura. A forma do vetor depende dos graus de liberdade da estrutura considerados na análise e da direção considerada do sismo (horizontal ou vertical). Se for aplicada só a componente horizontal do terremoto, os coeficientes de $\mathbf{L}$ correspondentes aos graus de liberdade horizontais de todos os nós serão iguais a 1 e para os demais graus de liberdade os coeficientes serão nulos (PELDOZA, 2011).

Exemplos de como pode se obter o vetor de influência $\mathbf{L}$ podem ser visualizados na Figura 10. Se as estruturas da Figura 10 são submetidas a excitação de base na direção u é possível obter os vetores de influência para as Figuras 10a e 10b através das equações (68) e (69), respectivamente. Para o caso tridimensional (Figura 10c), o vetor de influência é obtido de forma similar, conforme descrito em Datta (2010).

Figura 10 – Estruturas submetidas a sismo na direção horizontal



Fonte: Datta (2010).

$$\mathbf{L} = \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix} \begin{matrix} u_1 \\ v_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{matrix} \quad (68)$$

$$\mathbf{L} = \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix} \begin{matrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{matrix} \quad (69)$$

Dessa forma, percebe-se que os termos do vetor $\mathbf{L}$ correspondentes aos graus de liberdade relacionados à translação horizontal u_1, u_2 e u_3 recebem o valor de 1, pois a direção sísmica analisada também é horizontal, já os demais recebem o valor de 0.

3.4 HISTÓRICO DE ACELERAÇÕES DO TERREMOTO EL CENTRO

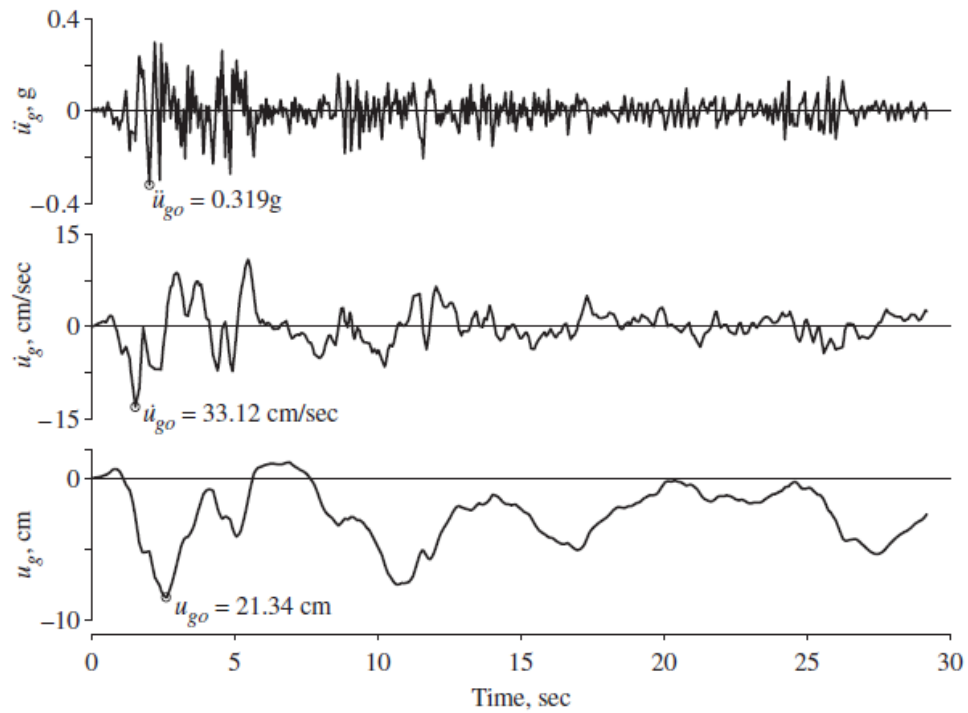
Para a realização das análises dinâmicas deste trabalho será utilizado o histórico da componente horizontal das acelerações no domínio do tempo do terremoto El Centro.

O Terremoto El Centro foi um sismo de magnitude 6,9 na escala Richter que ocorreu em 1940 no Sul da Califórnia nos EUA. O primeiro histórico da Figura 11 mostra o histórico da componente horizontal N-S das acelerações do El Centro, com PGA de 0,319g, valor correspondente a 2,13 vezes a aceleração sísmica nominal da zona 4 da NBR 15421:2006.

A excitação sísmica provocada pelo terremoto El Centro é do tipo movimento moderado e extremamente irregular. Este movimento está associado a distâncias moderadas do foco e acontece unicamente em solos firmes apresentando um comportamento característico da maioria dos grandes terremotos ocorridos no anel do fogo do pacífico (DATTA, 2010 *apud* ORTIZ, 2013).

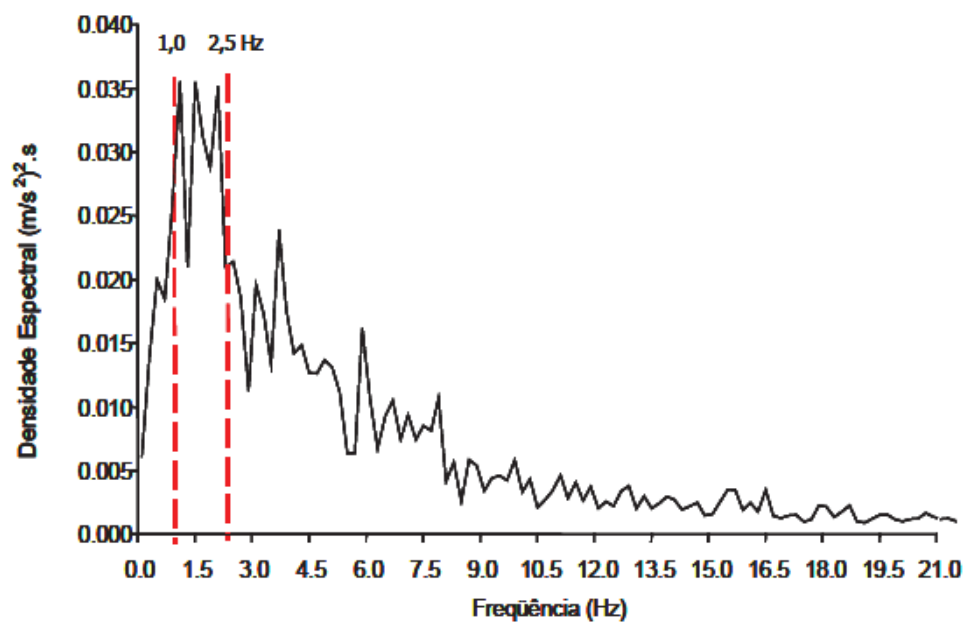
A Figura 12 mostra a densidade espectral de potência da componente horizontal de aceleração do El Centro obtida com aplicação da transformada rápida de Fourier sobre o histórico no domínio do tempo, na qual verifica-se maiores picos de densidade espectral na faixa de frequência de 1,0 a 2,5 Hertz.

Figura 11 – Histórico da componente horizontal das acelerações do terremoto El Centro no domínio do tempo



Fonte: Chopra (2017).

Figura 12 – Densidade espectral de potência da componente horizontal das acelerações do terremoto El Centro



Fonte: Blandón (2003).

4 ESTUDO DE CASO

A fim de validar as implementações realizadas no programa e também verificar a influência da ação sísmica nas edificações serão analisadas duas estruturas distintas conforme descrito a seguir.

4.1 APRESENTAÇÃO DAS ESTRUTURAS

4.1.1 Estrutura 1 – Pórtico Metálico com Reservatório de Concreto

A primeira estrutura a ser analisada trata-se de um pórtico metálico que possui 16,0 m de altura com um reservatório em concreto armado posicionado no topo. A estrutura é tronco-piramidal com seção quadrada de lado igual a 5,6 m na base e 4,0 m no topo, sendo representado apenas o pórtico plano equivalente. A Figura 11a mostra o modelo estrutural do pórtico metálico com quatro andares travejados e com 5% de inclinação para as colunas de sustentação.

Essa estrutura foi analisada por Amarante (2004) e tentou-se representar as mesmas condições de análise, entretanto algumas suposições tiveram que ser realizadas em face de ausência de informações. A discretização da estrutura é apresentada na Figura 13b, e as características geométricas do modelo estrutural são apresentadas na Tabela 9.

O reservatório de concreto consiste em uma caixa cúbica de lado igual a 4,0 m e espessura igual a 15 cm e o peso do reservatório de concreto vazio, representado pelas massas concentradas M_1 , M_2 e M_3 iguais a 12 toneladas, foi posicionado nos últimos nós do pórtico (Amarante, 2004).

Tabela 9 – Propriedades geométricas da Estrutura 1

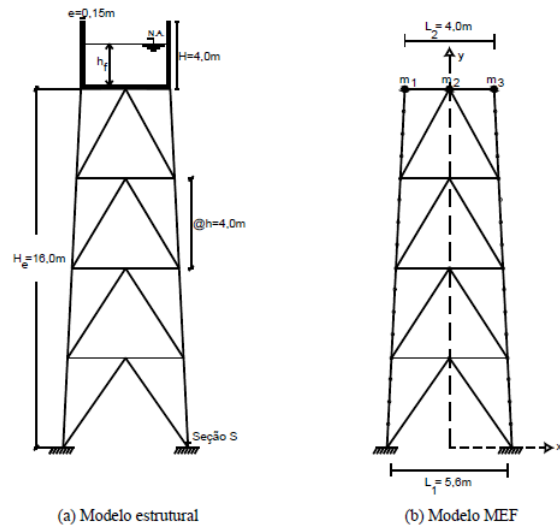
Andares	Traves		Colunas		Diagonais
	Momento de inércia (m^4)	Área (m^2)	Momento de inércia (m^4)	Área (m^2)	Área (m^2)
1	$2,66 \times 10^{-5}$	$1,26 \times 10^{-2}$	$4,5 \times 10^{-5}$	$1,12 \times 10^{-2}$	$0,23 \times 10^{-2}$

Fonte: Amarante (2004).

A discretização da estrutura 1 foi realizada de modo que cada coluna fosse subdividida em 4 elementos de pórticos, cada trave fosse subdividida em 2 elementos de pórtico. Contudo os travejamentos foram considerados como elementos de treliça. O Resultado dessa discretização resultou em 40 elementos de pórtico plano e 8 elementos de treliça plana interconectados por 38 nós, todos os nós foram considerados rígidos e os nós da fundação perfeitamente engastados.

Destaca-se que, as análises numéricas da estrutura 1 foram realizadas considerando o reservatório vazio, visto que a interação do fluido com estrutura não faz parte do escopo deste trabalho.

Figura 13 – Esquema geométrico da Estrutura 1



Fonte: Amarante (2004).

Considerou-se o valor da massa específica do aço igual a 7850 kg/m^3 e o módulo de elasticidade igual a 205 GPa .

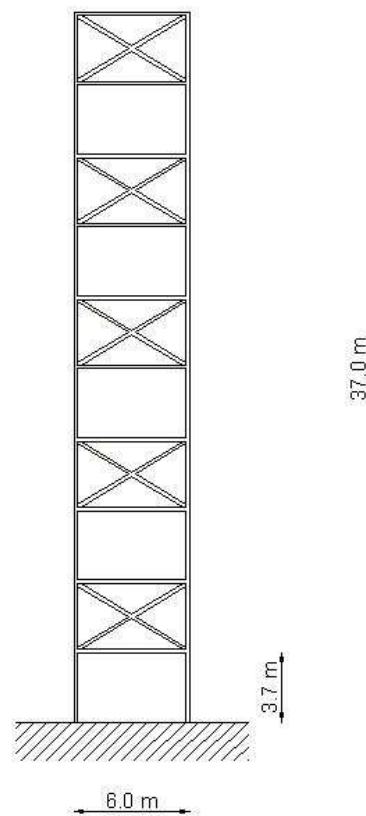
4.1.2 Estrutura 2 – Pórtico Travejado de Múltiplos Andares

A segunda estrutura possui dez pavimentos e também é feita de aço, possui altura total de $37,0 \text{ m}$ ($3,7 \text{ m}$ de pé esquerdo) com travejamentos nos andares pares, conforme Figura 14. Essa estrutura foi utilizada nos trabalhos de Blandón (2003) e Peldoza (2011).

As propriedades geométricas dos componentes da estrutura 2 são apresentadas na Tabela 10. O peso próprio por andar desse pórtico igual a $197,5 \text{ kN}$. Segundo Peldoza (2011), a estrutura possui massa distribuída em seus elementos e massas concentradas em alguns de seus nós e seus travejamentos. Ressalta-se que nos trabalhos de Blandón (2003) e Peldoza (2011) não foram detalhadas as considerações de análise do modelo, bem como os critérios de distribuição das massas na estrutura, o que pode afetar na precisão dos resultados da análise dinâmica da estrutura.

Também para essa estrutura considerou-se o valor da massa específica do aço igual a 7850 kg/m^3 e o módulo de elasticidade igual a 205 GPa .

Figura 14 – Esquema geométrico da Estrutura 2



Fonte: Peldoza (2011).

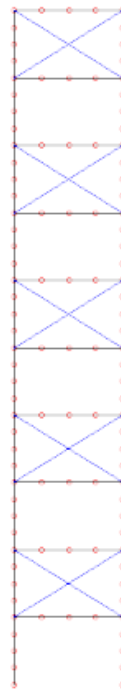
Tabela 10 – Propriedades geométricas e mecânicas da estrutura 2

Andares	Traves		Colunas		Diagonal
	Momento de inércia (m^4)	Área (m^2)	Momento de inércia (m^4)	Área (m^2)	Área (m^2)
1	$3,33 \times 10^{-4}$	$0,8542 \times 10^{-2}$	$4,85 \times 10^{-4}$	$1,95 \times 10^{-2}$	$0,1852 \times 10^{-2}$
2-3	$3,33 \times 10^{-4}$	$0,8542 \times 10^{-2}$	$4,02 \times 10^{-4}$	$1,65 \times 10^{-2}$	$0,1852 \times 10^{-2}$
4-5	$3,33 \times 10^{-4}$	$0,8542 \times 10^{-2}$	$3,32 \times 10^{-4}$	$1,40 \times 10^{-2}$	$0,1852 \times 10^{-2}$
6-7	$2,93 \times 10^{-4}$	$0,9490 \times 10^{-2}$	$2,67 \times 10^{-4}$	$1,15 \times 10^{-2}$	$0,1852 \times 10^{-2}$
8-9	$2,93 \times 10^{-4}$	$0,9490 \times 10^{-2}$	$1,79 \times 10^{-4}$	$0,81 \times 10^{-2}$	$0,1852 \times 10^{-2}$
10	$2,93 \times 10^{-4}$	$0,9490 \times 10^{-2}$	$1,41 \times 10^{-4}$	$0,64 \times 10^{-2}$	$0,1852 \times 10^{-2}$

Fonte: Blandón (2003) e Peldoza (2011).

A discretização da estrutura 2 foi realizada de modo que cada coluna fosse subdividida em 4 elementos de pórticos, cada trave (elementos horizontais) fosse subdividida em 4 elementos de pórtico plano. Contudo, os travejamentos foram considerados como elementos de treliça de forma análoga à estrutura 1. O Resultado dessa discretização resultou em um total de 120 elementos de pórtico e 10 elementos de treliça interconectados por 112 nós, conforme Figura 15. Todos os nós foram considerados rígidos e os nós da fundação perfeitamente engastados.

Figura 15 - Modelo MEF da Estrutura 2



Fonte: Autor (2021).

4.2 APRESENTAÇÃO E VALIDAÇÃO DO PROGRAMA

4.2.1 Apresentação do Programa

Para realização deste trabalho recorreu-se a um *software* em linguagem Fortran, desenvolvido e fundamentado pelos conceitos da análise matricial de estruturas, sua funcionalidade principal é a realização de análises estáticas de estruturas reticuladas. Para realização das análises deste trabalho foram necessárias implementações relativas à análise dinâmica.

A princípio, o programa realiza a leitura dos dados fornecidos pelo usuário, tais como: coordenadas dos nós, tipo do elemento (pórtico ou treliça), conectividade dos elementos, módulo de elasticidade, condições de contorno e ações externas. A partir destes parâmetros são realizadas as montagens das matrizes de rigidez e dos vetores de forças locais.

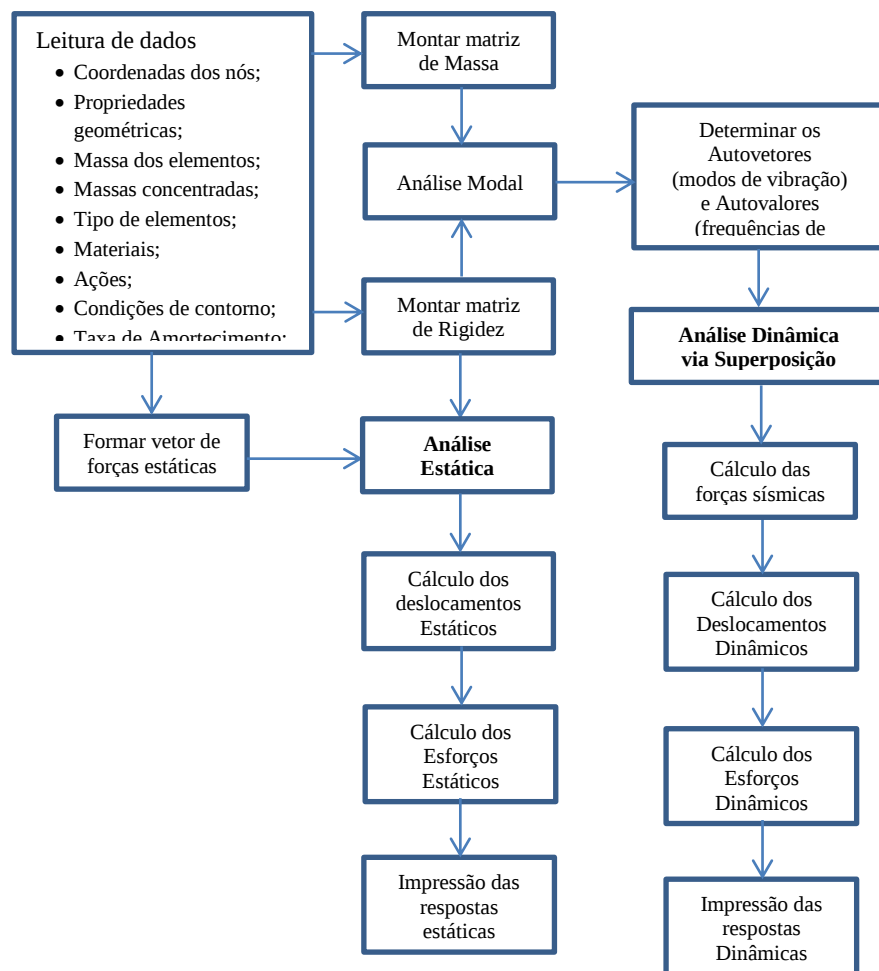
Em seguida é realizada a montagem da matriz de rigidez da estrutura discretizada, a partir da definição dos tipos de elementos, e a realização da transformação de coordenadas do referencial local para o referencial global. Após a montagem da matriz de rigidez da estrutura discretizada, o programa aplica as ações externas na estrutura, por meio do vetor de forças obtido na leitura de dados e finalmente realiza a análise estática da estrutura imprimindo os esforços e deslocamentos.

Acrescentou-se na etapa de leituras de dados a leitura da massa específica dos materiais, massas concentradas, parâmetros para forças sísmicas e taxa de amortecimento. De posse desses dados o programa monta a matriz de massa dos elementos componentes da estrutura discretizada e transforma as coordenadas dos elementos do referencial local para o referencial global a fim de construir a matriz de massa da estrutura discretizada.

Após a construção das matrizes de massa e rigidez das estruturas discretizadas, foi implementada uma rotina para realização da análise modal da estrutura, a fim de determinar os autovalores e consequente apresentar os modos de vibração e respectivas frequências de vibração da mesma. Uma vez que foram obtidas as frequências e modos de vibração da estrutura, realizou-se a análise dinâmica propriamente dita e posteriormente a impressão dos históricos de deslocamentos.

A estruturação básica do algoritmo abordado se encontra resumido no fluxograma da Figura 16.

Figura 16 – Fluxograma da estrutura do algoritmo das análises estática e dinâmica

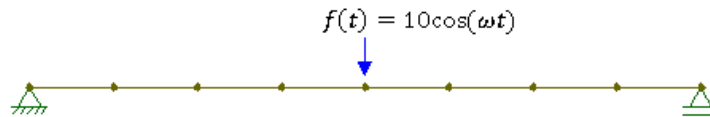


4.2.2 Validação do Programa

4.2.2.1 Análise dinâmica

Para validação do algoritmo desenvolvido neste trabalho quanto aos quesitos de análise dinâmica foi realizada a análise não amortecida da viga de concreto armado mostrada na Figura 17. A viga possui seção retangular com 20 cm x 40 cm e 8,0 m de comprimento e é submetida a uma força dinâmica harmônica localizada no ponto médio.

Figura 17 – Discretização da viga de concreto armado sob ação da força dinâmica harmônica



Fonte: Autor (2021).

A Figura 16 também mostra o modelo em elementos finitos da viga, composto por 8 elementos de pórtico plano, com um apoio do 2º gênero na extremidade da esquerda e um apoio do 1º gênero da extremidade da direita. Foram adotadas as propriedades geométricas e mecânicas da viga resumidas na Tabela 11.

Tabela 11 – Propriedades geométricas e mecânicas da viga concreto de armado

Massa específica (t/m ³)	Momento de inércia (m ⁴)	Área (m ²)	Módulo de Elasticidade (GPa)
2,5	$1,067 \times 10^{-3}$	0,08	20

Fonte: Autor (2021).

A análise modal da viga foi realizada na etapa de determinação dos autovetores e autovalores, a fim de extrair os três primeiros modos de vibração e respectivas frequências naturais de vibração. Por fim, os resultados obtidos quanto às frequências e as formas dos modos de vibração foram equivalentes às respostas teóricas mostradas na Figura 18b.

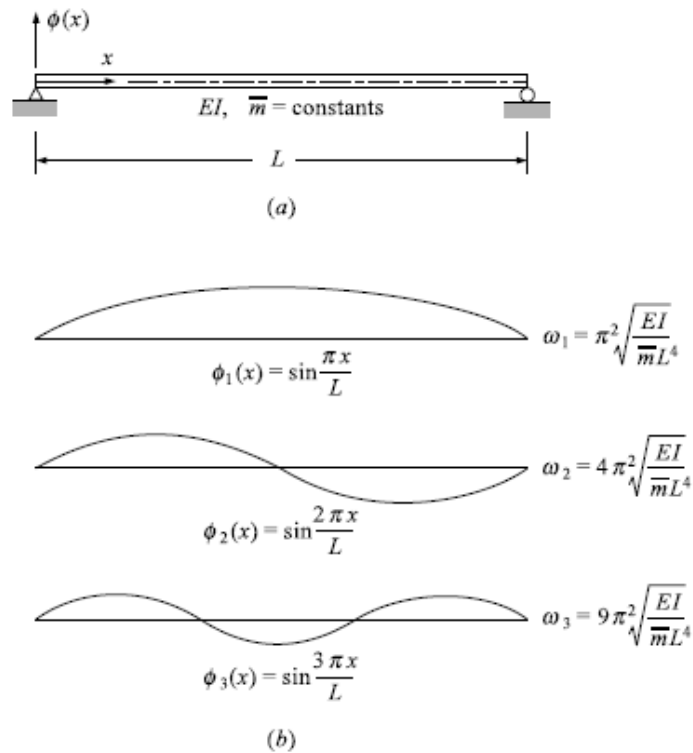
As frequências (em rad/s e em Hertz) e os períodos naturais de vibração obtidos através da solução analítica e através do programa desenvolvido são apresentados na Tabela 12. Verifica-se que os valores obtidos no programa correspondem às respostas analíticas.

Tabela 12 – Propriedades modais da viga de concreto armado obtidas via análise modal

Modo	Resultado Analítico			Resultado Numérico		
	Frequência (Rad/s)	Frequência (Hz)	Período natural (s)	Frequência (Rad/s)	Frequência (Hz)	Período natural (s)
1	50,366	8,016	0,125	50,367	8,016	0,125
2	201,462	32,064	0,031	201,515	32,072	0,031
3	453,291	72,144	0,014	453,874	72,236	0,014

Fonte: Autor (2021).

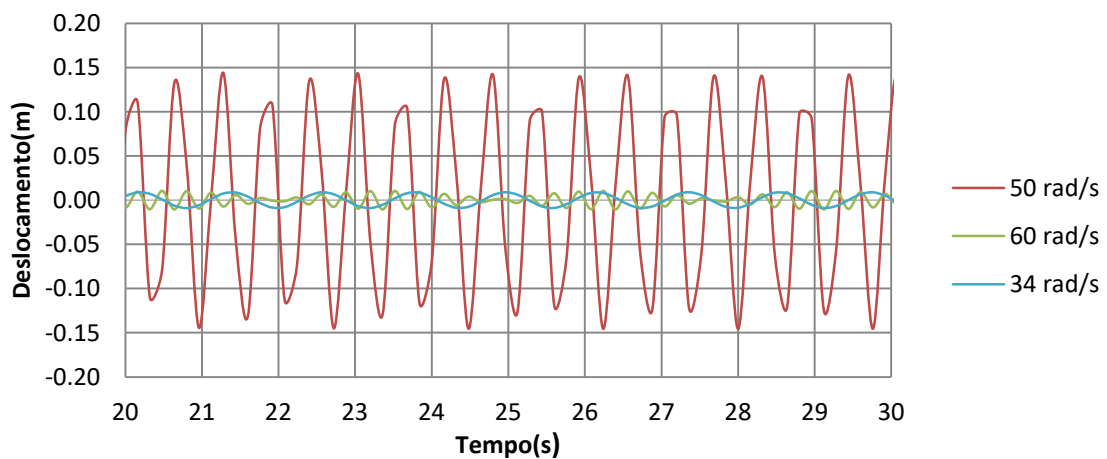
Figura 18 – Modos de vibração para a uma viga biapoiaada



Fonte: Clough e Penzien (1995).

O Gráfico 1 apresenta o resultado da análise dinâmica, para a qual foram gerados 3 históricos de deslocamentos do ponto médio da viga, para os valores da frequência de excitação de 34, 50 e 60 rad/s.. Ressalta-se que, com o intuito de registrar a resposta dinâmica da viga em regime permanente, os históricos foram registrados entre os intervalos de 20s e 30s de aplicação da força harmônica, desprezando-se, portanto, a resposta obtida nos primeiros 20 segundos.

Gráfico 1 – Deslocamento do nó correspondente ao ponto médio da viga analisada

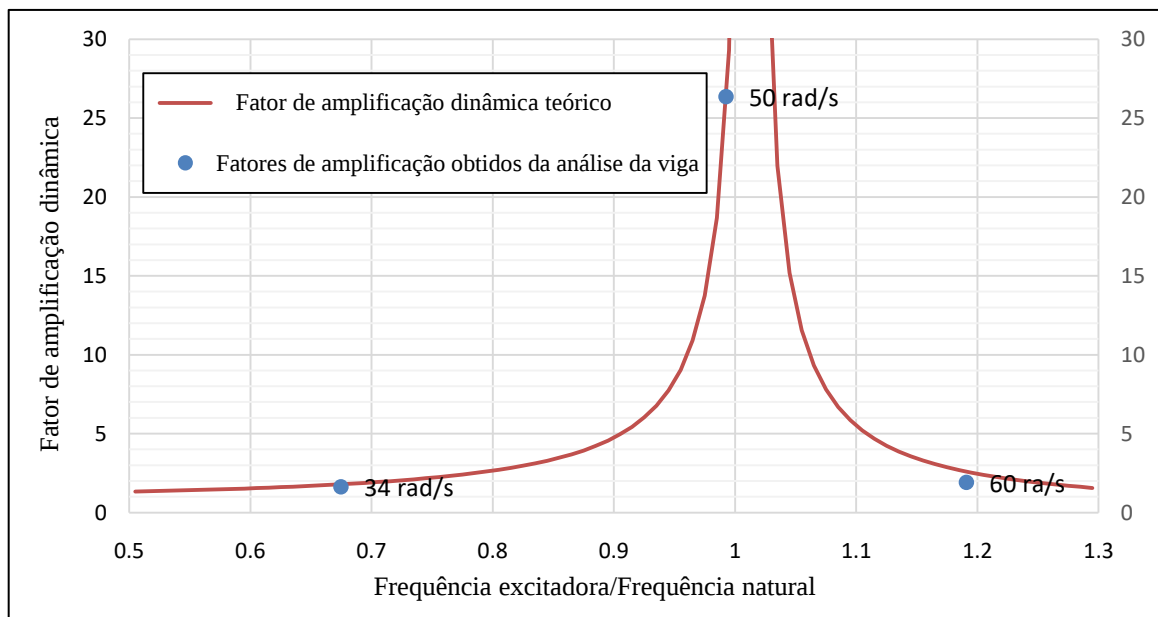


Fonte: Autor (2021).

Percebe-se que o histórico do deslocamento da estrutura submetido uma força harmônica de frequência de excitação de 50 rad/s apresenta amplitudes de deslocamento muito maiores que as amplitudes dos outros dois históricos. Os resultados são coerentes, uma vez que a frequência de 50 rad/s se aproxima da frequência natural do primeiro modo de vibração da viga (Tabela 12), e como abordado no tópico 2.2, quando a razão entre a frequência excitadora e frequência natural de uma dada estrutura se aproximam da unidade a amplitude dos deslocamentos se aproxima do infinito.

O carregamento concentrado foi também aplicando estaticamente, e comparando-se as respostas obtidas nas análises dinâmicas com a análise estática pode-se encontrar o fator de amplificação dinâmica. O Gráfico 2 apresenta os fatores de amplificação dinâmica para a viga analisada, para as frequências de excitação de 34, 50 e 60 rad/s em comparação à resposta analítica.

Gráfico 2 - Fator de amplificação dinâmica versus razão entre a frequência de excitação da força harmônica e a frequência natural do 1 modo da viga analisada



Fonte: Autor (2021).

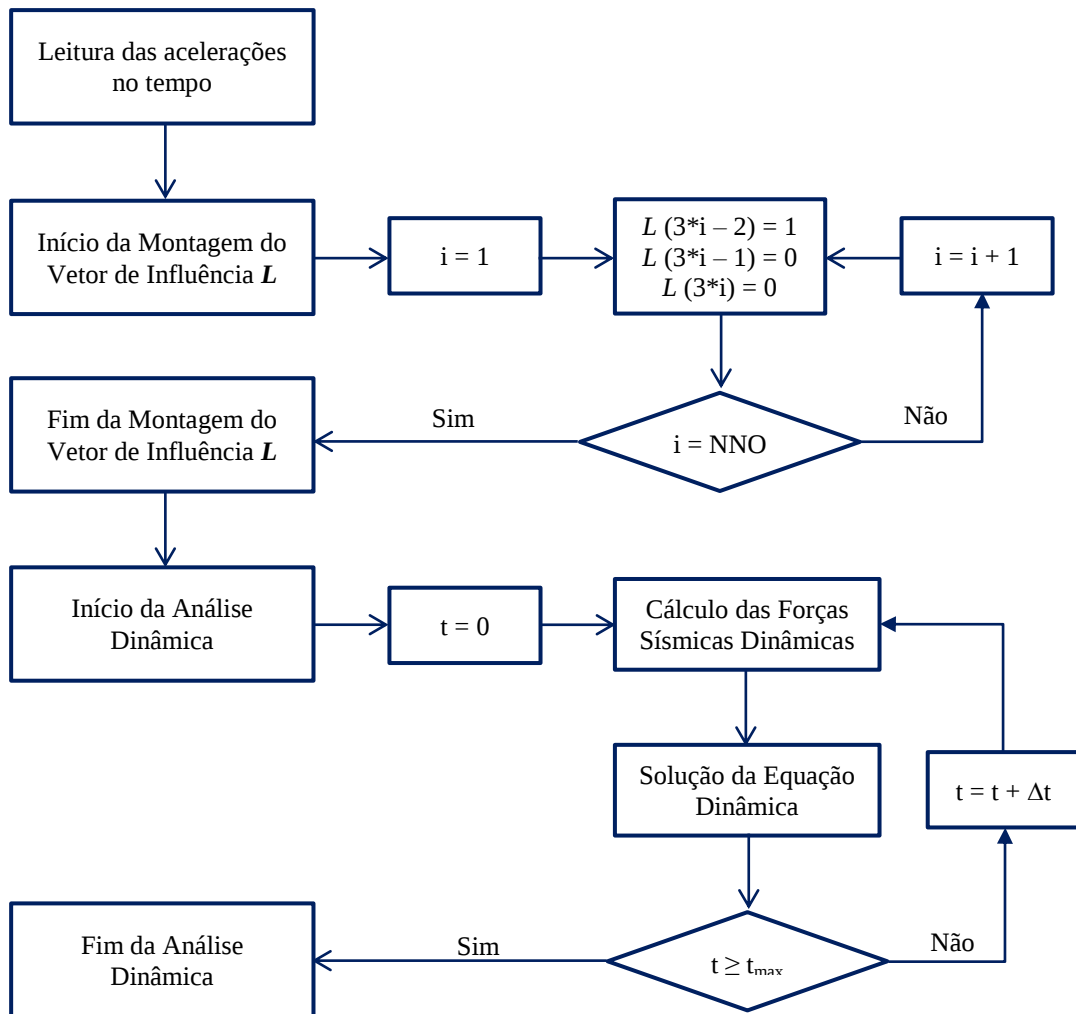
Por fim, nota-se que as implementações realizadas geraram resultados que estão de acordo com a fundamentação teórica abordada neste trabalho, e dessa forma validam a funcionalidade do algoritmo desenvolvido.

4.2.2.2 Implementação da Análise Sísmica

Para a realização da análise sísmica foi necessário adaptar as rotinas de leitura do algoritmo para realização de leitura de acelerações sísmicas no domínio do tempo. Em seguida foi realizada a implementação do vetor de influência (Equação 69) e da força sísmica

(Equação 66). A Figura 19 apresenta o fluxograma para cálculo do vetor de influência L e das forças sísmicas, em que NNO é o número total de nós do modelo estrutural, e t , t_{max} e Δt são, respectivamente, o tempo (variável), o tempo máximo de análise (constante) e o incremento de tempo da análise dinâmica (constante).

Figura 19 – Fluxograma da implementação do vetor de influência e das forças sísmicas



Fonte: Autor (2021).

4.2.2.3 Validação da Análise Sísmica Dinâmica – Análise da Estrutura 1

Inicialmente para a realização da análise sísmica dinâmica da estrutura 1 adotou-se o modelo estrutural da Figura 13b, analisada no trabalho de Amarante (2004). Foi gerado um arquivo com os históricos de acelerações sísmicas do terremoto El Centro, a partir do qual o programa realizou a leitura dos dados e imprimiu as respostas do deslocamento no topo da estrutura no domínio do tempo.

Segundo Blandón (2003), o modo de resposta predominante para uma estrutura com este tipo de distribuição de massa é o modo de flexão lateral. Diante desse pressuposto, realizou-se a análise modal da estrutura em vibração livre cujos resultados são apresentados na Tabela 13. O 1º modo de vibração que teve como resultado o valor da frequência natural de 2,758 Hertz, mesmo valor obtido em Amarante (2004).

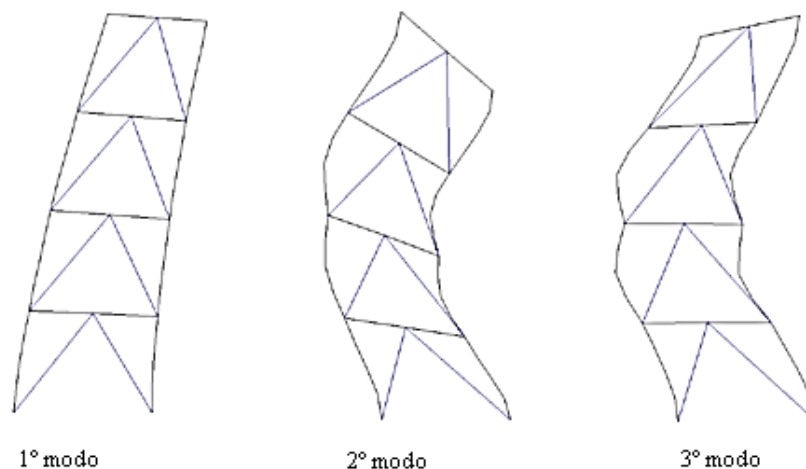
Juntamente com os resultados da análise modal da Estrutura 1, o algoritmo também fornece a representação gráfica dos modos de vibração (Figura 20). Pelo fato dos 2º e 3º modos apresentarem frequências muito distantes da faixa de pico de densidade espectral da Figura 12, prever-se que a resposta da estrutura terá maior influência do 1º modo de vibração.

Tabela 13 – Propriedades modais da estrutura 1 via análise modal em vibração livre

Modo	Massa modal(t)	Frequência (Rad/s)	Frequência (Hz)	Período natural (s)
1	37,65	17,329	2,758	0,363
2	10,44	119,249	18,978	0,053
3	2,47	161,877	25,764	0,039

Fonte: Autor (2021).

Figura 20 – Modos de vibração da Estrutura 1

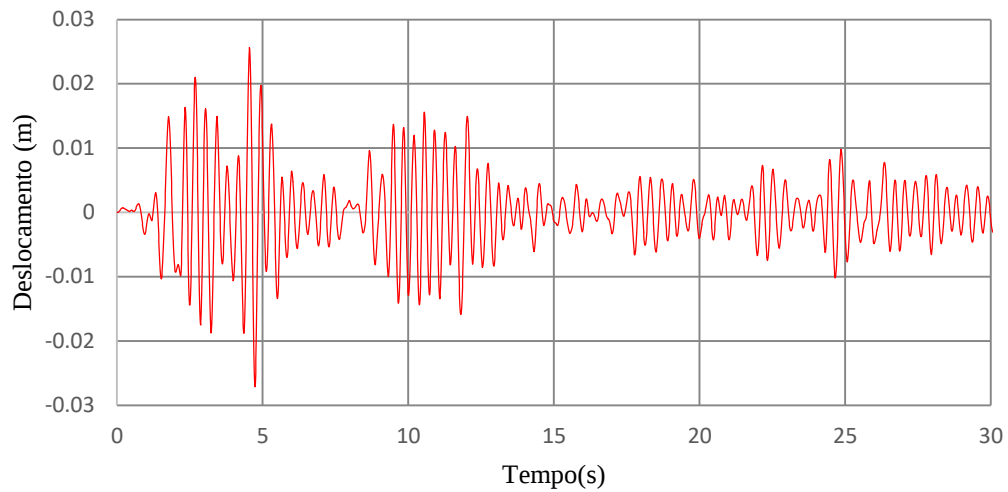


Fonte: Autor (2021).

Os Gráficos 3 e 4 apresentam os deslocamentos no topo da estrutura devido a ação do sismo El Centro considerando-se apenas a contribuição do 1º modo de vibração, obtidos neste trabalho e no trabalho de Amarante (2004), respectivamente.

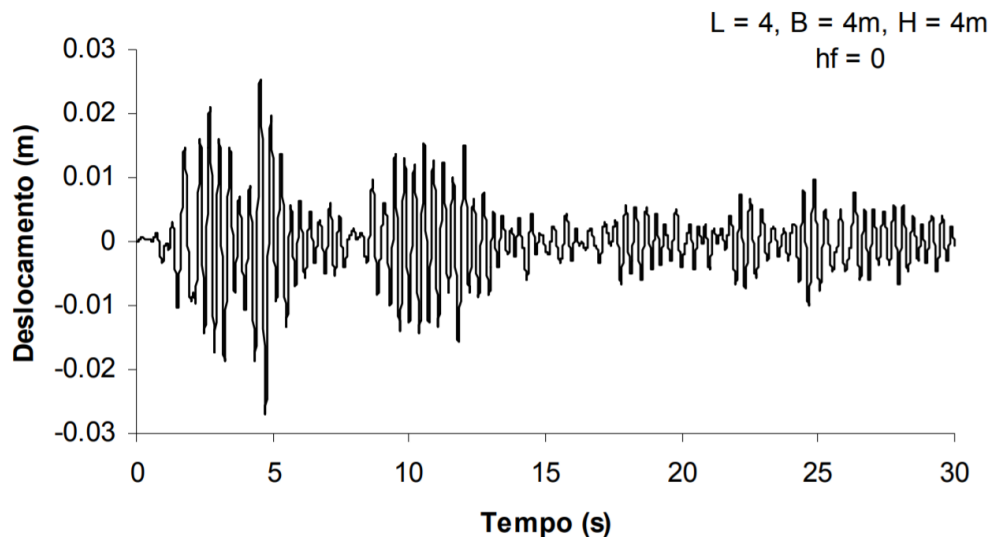
Na análise dinâmica considerou-se uma taxa de amortecimento igual a 3,0%. Percebe-se uma grande similaridade entre a resposta obtida pelo algoritmo desenvolvido e a resposta obtida por Amarante (2004), da qual se pode concluir que o algoritmo desenvolvido está também validado em relação às implementações realizadas para análise sísmica. Dos resultados verificou-se um pico de 2,71 cm no topo da estrutura.

Gráfico 3 – Deslocamento no topo da Estrutura 1 obtido através do algoritmo desenvolvido neste trabalho



Fonte: Autor (2021).

Gráfico 4 – Deslocamento no topo da Estrutura 1 obtido por Amarante (2004)



Fonte: Amarante (2004).

4.2.2.4 Validação da Análise Sísmica Dinâmica – Análise da Estrutura 2

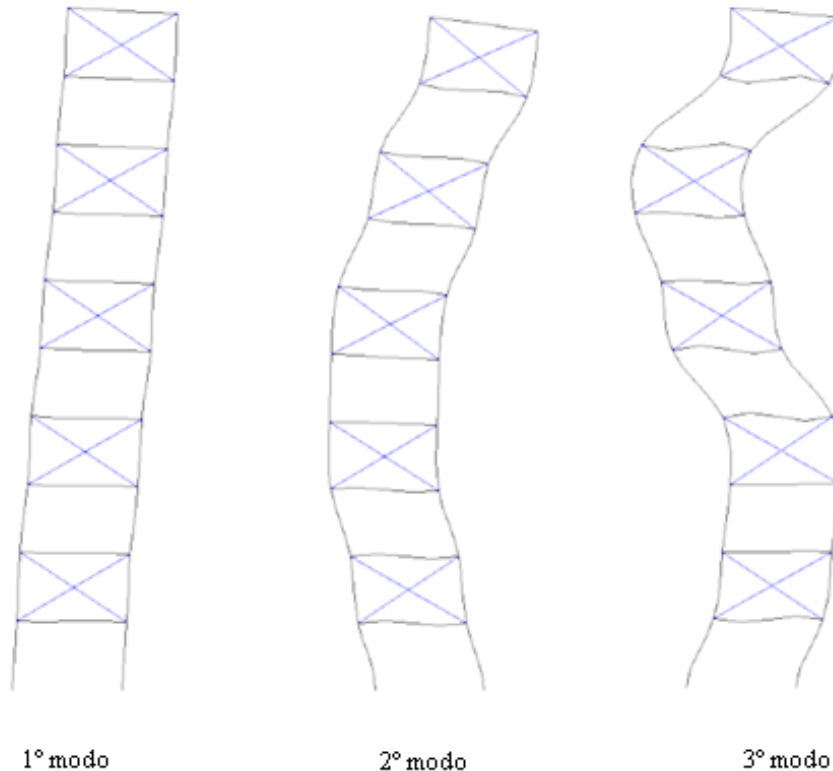
Para a análise sísmica dinâmica da Estrutura 2, primeiramente realizou-se a análise modal em vibração livre para obtenção dos modos e frequências de vibração. Diferentemente da Estrutura 1, a Estrutura 2 apresenta modos de vibração com aspecto de cisalhamento, devido a presença dos travejamentos intercalados (PELDOZA, 2011).

Os resultados da análise modal em vibração livre são apresentados na Tabela 14 e a representação gráfica dos 3 modos de vibração é mostrada na Figura 20.

Tabela 14 – Propriedades modais da Estrutura 2 obtidas via análise modal

Modo	Massa Modal (t)	Frequência (Rad/s)	Frequência (Hz)	Período natural (s)
1	73,33	4,739	0,754	1,326
2	87,79	14,024	2,232	0,448
3	90,15	23,845	3,795	0,264

Fonte: Autor (2021).

Figura 21 – Modos de vibração por cisalhamento da estrutura 2

Fonte: Autor (2021).

Apesar da ausência de detalhes pormenorizados do modelo da Estrutura 2, como as considerações da distribuição de massas, foram verificadas diferenças ínfimas entre os resultados obtidos em Peldoza (2011) e Blandón (2003) e os valores obtidos pelo programa usado no presente estudo (Tabela 15).

Tabela 15 – Frequências obtidas da Estrutura 2 (Hertz)

Modo	Este trabalho	Peldoza (2011)	Blandón (2003)
1	0,754	0,767	0,77
2	2,232	2,262	2,25
3	3,795	3,826	3,82

Fonte: Autor (2021).

Por fim, também foi realizada análise sísmica com o histórico de acelerações do El Centro para esta estrutura. O 3º modo foi descartado na realização da análise dinâmica por

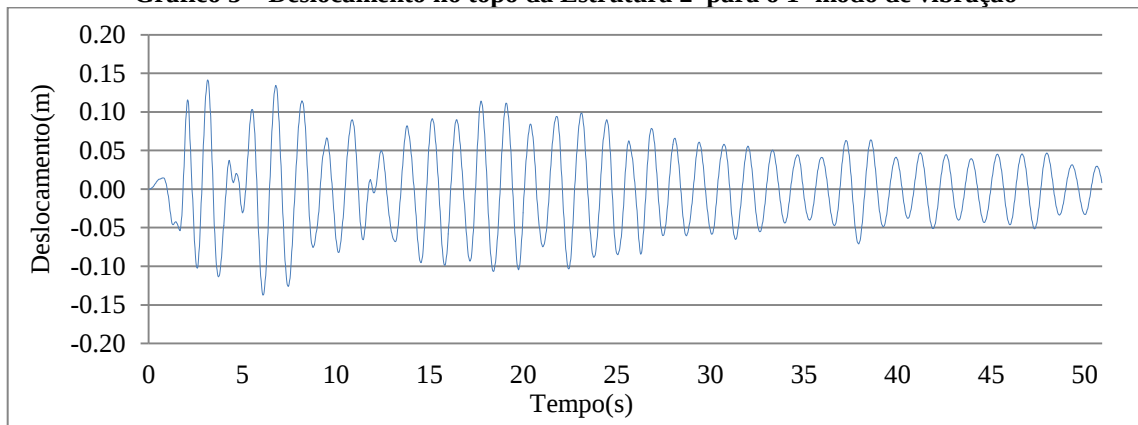
apresentar frequência natural mais distante da faixa de pico de densidade espectral mostrada na Figura 12, da qual espera-se maior influência do 1º modo.

Assim, a Estrutura 2 foi submetida à ação do sismo El Centro, sendo analisada em duas situações distintas. Na primeira considerou-se apenas o primeiro modo de vibração da estrutura a uma taxa de amortecimento de 2,0 % e a segunda considerando-se os efeitos do primeiro e segundo modos, a uma taxa de amortecimento igual a 1,5 %.

As taxas de amortecimento utilizadas para a análise dinâmica para o primeiro e segundo modo foram obtidas a partir de valores padrão de estruturas de aço (PELDOZA, 2011).

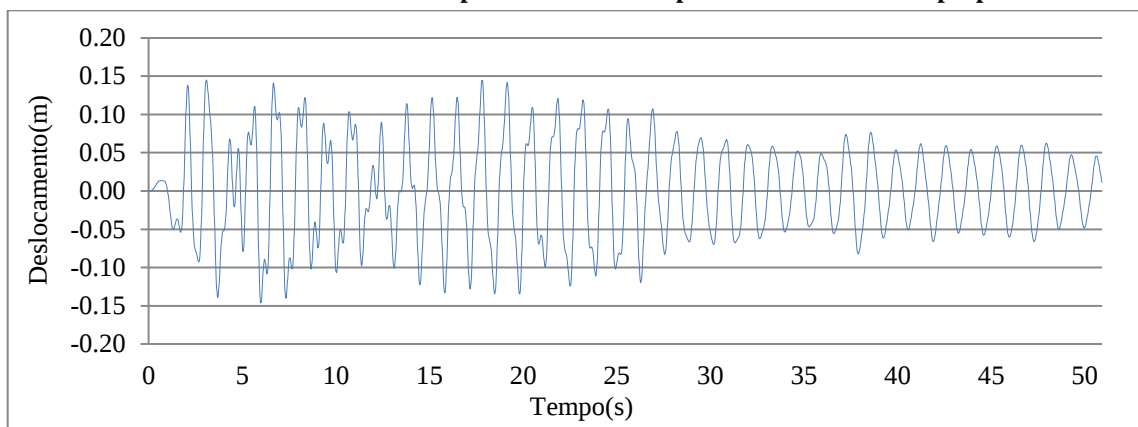
Os gráficos 5 e 6 apresentam, respectivamente, os deslocamentos no topo da estrutura para um e dois modos de vibração. Verifica-se que em relação às respostas deslocamentos a estrutura responde preponderantemente ao primeiro modo de vibração, resultado baseado na similaridade entre as respostas do 1º modo de vibração e 1º e 2º modos superpostos. Dos resultados verificou-se um pico de 14,12 cm no topo da estrutura.

Gráfico 5 – Deslocamento no topo da Estrutura 2 para o 1º modo de vibração



Fonte: Autor (2021).

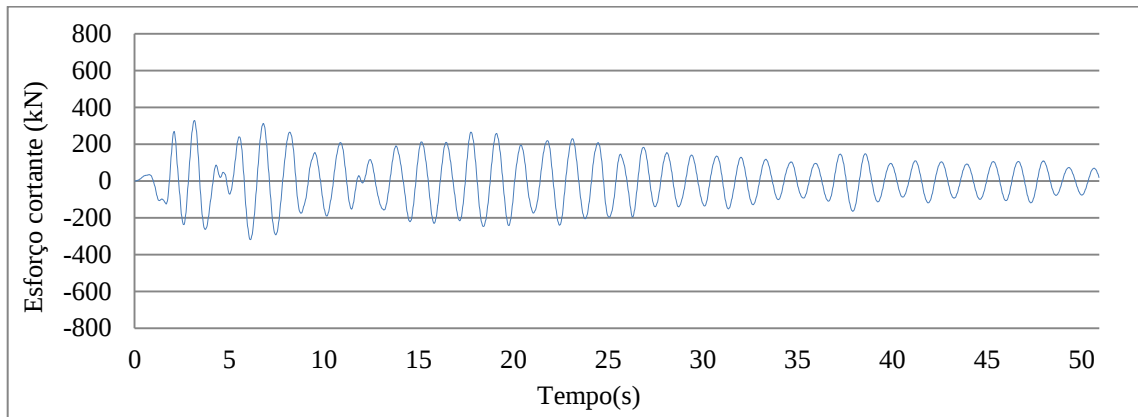
Gráfico 6 – Deslocamento no topo da Estrutura 2 para o 1º e 2º modos superpostos



Fonte: Autor (2021).

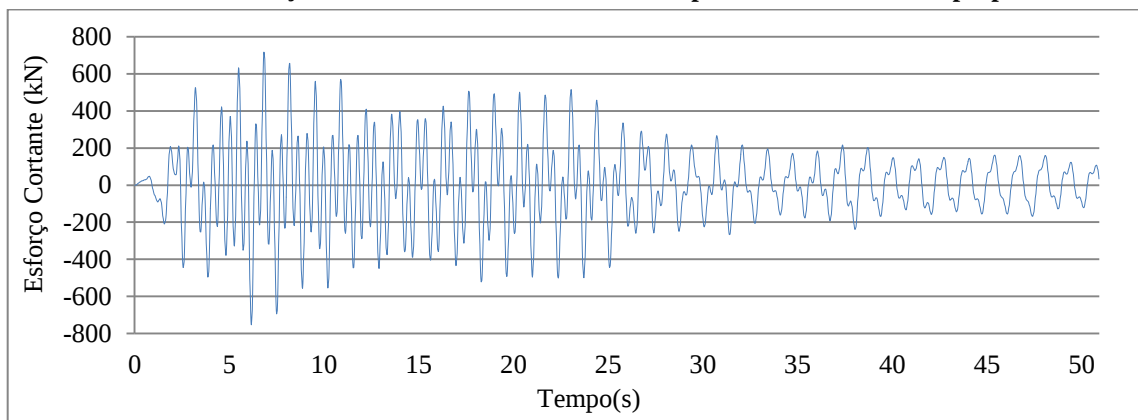
Os gráficos 7 e 8 apresentam, respectivamente, os esforços cortantes na base da estrutura para um e dois modos de vibração. Nota-se que a resposta do cortante na base da estrutura para o 1º e 2º modos superpostos apresentou amplitudes maiores que as da resposta para o 1º modo de vibração. E a partir dos resultados verificou-se um pico de 753,80 kN de esforço cortante base.

Gráfico 7 – Esforço cortante na base da Estrutura 2 para o 1º modo de vibração



Fonte: Autor (2021).

Gráfico 8 – Esforço cortante na base da Estrutura 2 para o 1º e 2º modos superpostos



Fonte: Autor (2021).

4.3 ANÁLISE SEGUNDO A NBR 15421:2006

Com o objetivo de se fazer um estudo das ações sísmicas em estruturas foi realizada a abordagem da contribuição das acelerações sísmicas horizontais nominais de cada zona sísmica do mapa da NBR 15241:2006 para as Estruturas 1 e 2.

A fim de se obter valores representativos de cada zona, foram adotadas as acelerações sísmicas horizontais nominais para cada zona sísmica considerando as estruturas situadas sobre um terreno de classe B, conforme Tabela 16.

Tabela 16 – Acelerações sísmicas horizontais nominais adotadas

Zonas analisadas	Acelerações sísmicas horizontais nominais adotadas
Zona 0	0,025 <i>g</i>
Zona 1	0,0375 <i>g</i>
Zona 2	0,075 <i>g</i>
Zona 3	0,125 <i>g</i>
Zona 4	0,15 <i>g</i>

Fonte: Autor (2021).

As estruturas em questão são classificadas, segundo a NBR 15421:2006, na categoria pórtico de aço contraventado em treliça, com detalhamento usual e com fator de importância I, visto que as estruturas em questão não se classificam nas categorias II e III de fator de importância.

As análises estáticas foram realizadas através do programa desenvolvido, sendo efetuada a leitura das características das estruturas, e ações sísmicas das obtidas para cada zona, logo em seguida foram obtidos os esforços e deslocamentos.

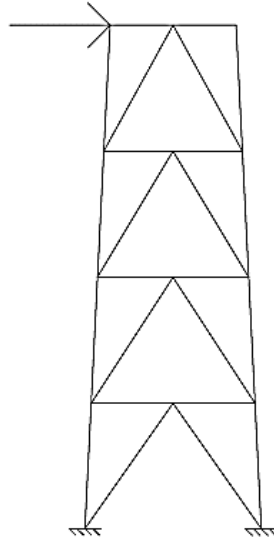
No caso das análises das estruturas situadas na zona 0, a norma não exige um parâmetro de resistência à ação sísmica, por isso foram realizadas as análises estáticas das estruturas considerando-se apenas os respectivos carregamentos estáticos de peso próprio.

No caso das análises das estruturas situadas na zona 1, as ações sísmicas foram obtidas através da exigência mínima da NBR 15421:2006, a qual estabelece que as ações sísmicas podem ser as cargas estáticas calculadas através da equação (58).

No caso das análises das estruturas situadas nas zonas 2, 3 e 4, foram obtidas as ações sísmicas por meio do método das forças horizontais equivalentes.

A Figura 22 mostra o diagrama de corpo livre da Estrutura 1 com a aplicação da ação sísmica obtida pela NBR 15421:2006, localizada no ponto em que o reservatório está situado. A Figura 23 mostra o diagrama de corpo livre da Estrutura 2 com a aplicação das ações sísmicas obtidas pela NBR 15421:2006, localizadas ao longo dos pavimentos.

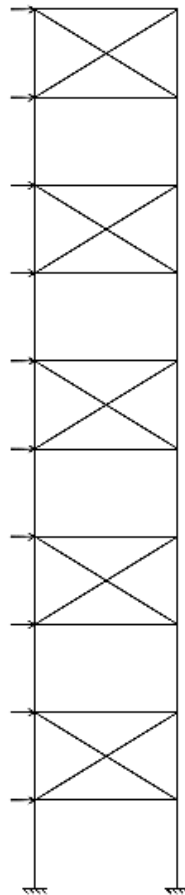
Figura 22 – Modelo da aplicação das ações sísmicas para a Estrutura 1 segundo a NBR 15421:2006



Fonte: Autor (2021).

Com as informações das Estruturas 1 e 2 e os valores das acelerações sísmicas horizontais nominais apresentadas na Tabela 16 foram calculadas as respectivas ações sísmicas ao longo da altura das estruturas.

Figura 23 – Modelo da aplicação das ações sísmicas para a Estrutura 2 segundo a NBR 15421:2006



Fonte: Autor (2021).

Os valores das ações sísmicas atuantes na Estrutura 1 são apresentados na Tabela 17. O cálculo das ações sísmicas resulta em uma única ação por zona, face o modelo considerar o peso da estrutura metálica juntamente com o peso do reservatório de concreto.

Tabela 17 – Valores obtidos pela NBR 15421:2006 para cada zona sísmica da Estrutura 1

Andar	w_x (kN)	h_x (m)	C_{v_x}	Forças sísmicas equivalentes (kN)			
				(Zona 1)	(Zona 2)	(Zona 3)	(Zona 4)
1	429,68	16,0	1	4,30	24,79	41,32	49,58

Fonte: Autor (2021).

A Tabela 18 apresenta os respectivos valores das ações sísmicas atuantes na Estrutura 2. Os valores obtidos para a zona 1 são iguais uma vez que são proporcionais ao peso dos pisos do pórtico de múltiplos andares.

Tabela 18 – Valores obtidos pela norma 15421:2006 para cada zona sísmica da Estrutura 2

Andar	w_x (kN)	h_x (m)	C_{v_x}	Forças sísmicas equivalentes (kN)			
				(Zona 1)	(Zona 2)	(Zona 3)	(Zona 4)
1	197,5	3,7	0,0104	1,98	0,36	0,59	0,71
2	197,5	7,4	0,0255	1,98	0,89	1,46	1,75
3	197,5	11,1	0,0431	1,98	1,50	2,47	2,96
4	197,5	14,8	0,0626	1,98	2,19	3,59	4,30
5	197,5	18,5	0,0837	1,98	2,92	4,79	5,75
6	197,5	22,2	0,1060	1,98	3,70	6,07	7,29
7	197,5	25,9	0,1295	1,98	4,52	7,42	8,90
8	197,5	29,6	0,1540	1,98	5,38	8,82	10,59
9	197,5	33,3	0,1795	1,98	6,26	10,28	12,34
10	197,5	37	0,2058	1,98	7,18	11,79	14,15

Fonte: Autor (2021).

Os valores obtidos das zonas 2, 3 e 4 foram obtidos pelo método das forças horizontais equivalentes, percebe-se que os valores aumentam conforme a altura do piso a qual a ação sísmica está associada. A justificativa para disso seria pelo fato de que as forças obtidas serem proporcionais aos coeficientes de distribuição vertical. Estes coeficientes realizam a distribuição da ação sísmica pela altura da estrutura de maneira que a contribuição dos últimos andares seja maior que o dos primeiros andares. De certo modo é algo análogo ao fato do primeiro modo de vibração ser predominante na resposta da estrutura, posto que os vetores modais do primeiro modo também aumentam conforme a altura dos pisos aos quais estes estão associados.

Os resultados obtidos das análises estáticas para as Estruturas 1 e 2 são mostrados nas Tabelas 19 e 20, respectivamente.

Tabela 19 – Esforços na base dos pilares da Estrutura 1

Zonas analisadas	Esforço Normal (kN)		Esforço Cortante (kN)		Momento Fletor (kNm)	
	Pilar Esquerdo	Pilar Direito	Pilar Esquerdo	Pilar Direito	Pilar Esquerdo	Pilar Direito
Zona 0	-210,11	-210,11	0,207	-0,207	0,297	-0,297
Zona 1	-200,20	-220,50	0,240	-0,175	0,400	-0,194
Zona 2	-152,76	-267,46	0,395	-0,020	0,891	0,297
Zona 3	-114,53	-305,69	0,520	0,105	1,287	0,693
Zona 4	-95,42	-324,80	0,582	0,167	1,485	0,891

Fonte: Autor (2021).

Tabela 20 – Esforços na base dos pilares da Estrutura 2

Zonas analisadas	Esforço Normal (kN)		Esforço Cortante (kN)		Momento Fletor (kNm)	
	Pilar Esquerdo	Pilar Direito	Pilar Esquerdo	Pilar Direito	Pilar Esquerdo	Pilar Direito
Zona 0	-987,51	-987,51	-17,51	17,51	-22,28	22,28
Zona 1	-927,78	-1047,24	-7,59	27,39	0,04	44,51
Zona 2	-843,44	-1131,58	-0,06	34,96	17,30	61,85
Zona 3	-751,04	-1223,98	11,13	46,15	42,68	87,22
Zona 4	-703,70	-1271,32	16,86	51,88	55,67	100,21

Fonte: Autor (2021).

Os deslocamentos horizontais obtidos no topo das estruturas são apresentados na Tabela 21.

Tabela 21 – Deslocamentos no topo das estruturas (m)

Zonas analisadas	Estrutura 1	Estrutura 2
Zona 0	0,0000	0,000
Zona 1	0,0004	0,006
Zona 2	0,0022	0,016
Zona 3	0,0037	0,026
Zona 4	0,0044	0,031

Fonte: Autor (2021).

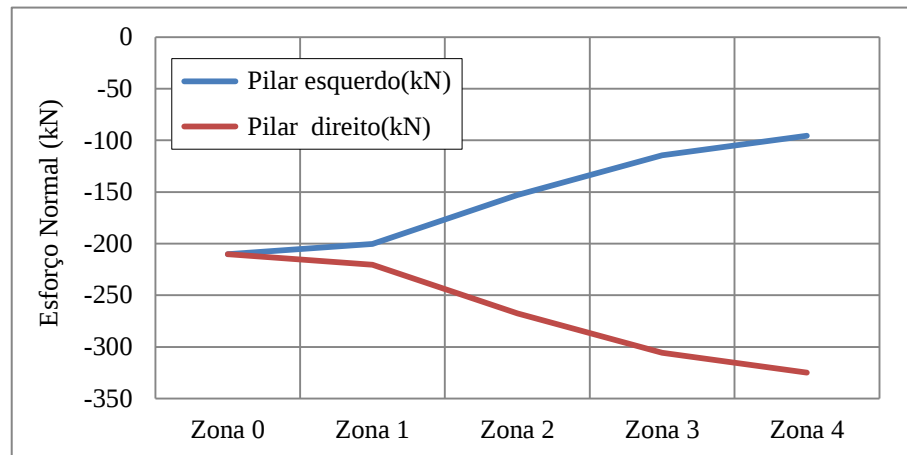
4.4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

A partir dos dados apresentados anteriormente é possível notar diferenças nas contribuições das ações sísmicas conforme a zona onde as estruturas estejam localizadas. Neste item será realizada a análise das principais diferenças que foram constatadas nos resultados encontrados.

4.4.1 Análise dos Resultados das Ações Sísmicas Estáticas da Estrutura 1

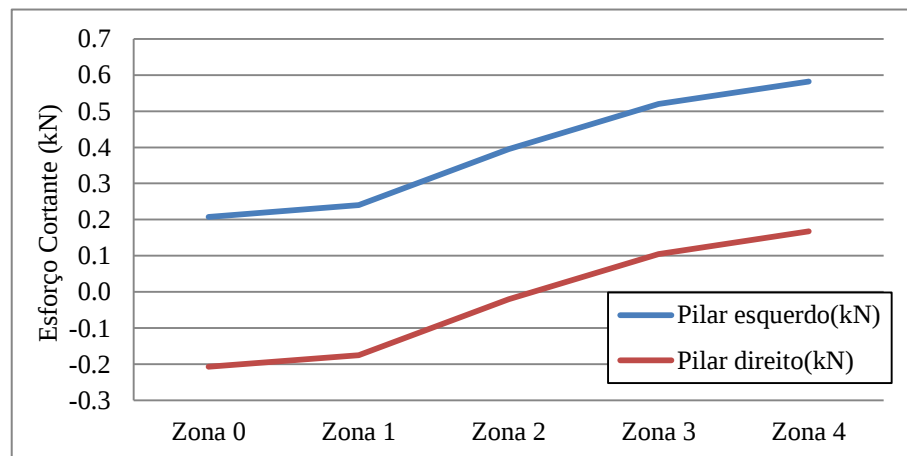
Os gráficos 9, 10 e 11 apresentam os esforços normais, esforços cortantes e momentos fletor da Estrutura 1 em função das zonas sísmicas aos quais estão associados.

Gráfico 9 – Esforço normal nos pilares da Estrutura 1

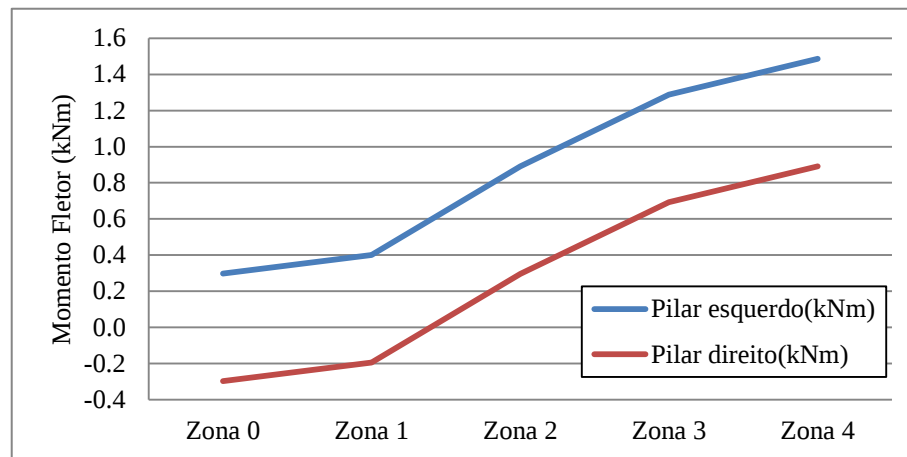


Fonte: Autor (2021).

Gráfico 10 – Esforço cortante nos pilares da Estrutura 1



Fonte: Autor (2021).

Gráfico 11 – Momento fletor dos pilares da Estrutura 1

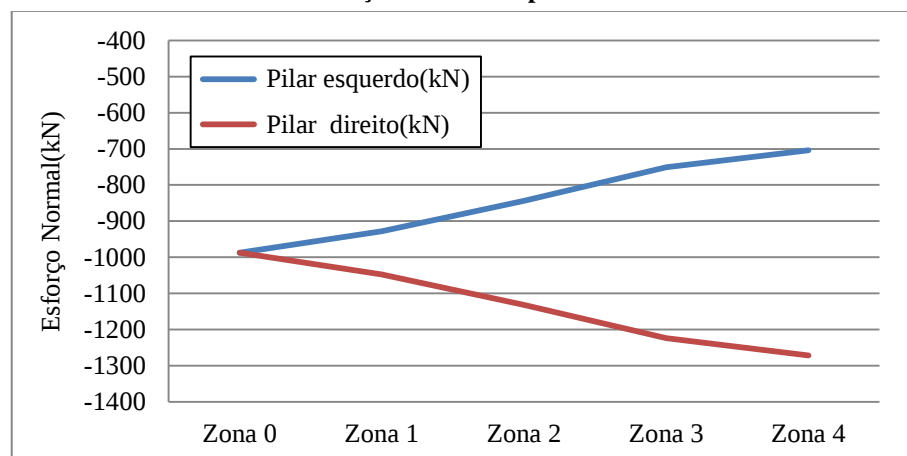
Fonte: Autor (2021).

Pela análise dos gráficos 9 a 11 nota-se que o pilar direito possui uma tendência a ser mais solicitada a compressão do que o pilar esquerdo, já os esforços cortante e momento fletor possuem maiores valores no pilar esquerdo, o que pode ser explicado pelo fato de haver contraventamento redistribuindo os esforços entre os pilares.

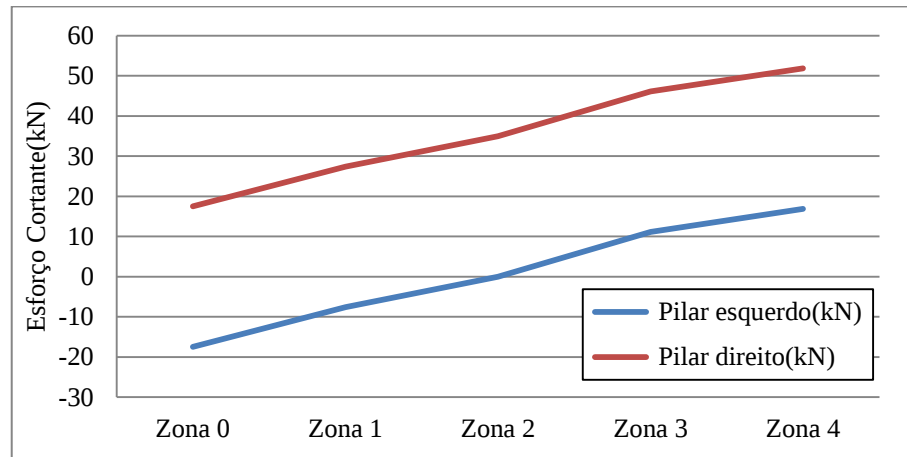
Nota-se também uma grande disparidade entre os resultados obtidos da zona 1 e zona 2, tal fato se justifica pela diferença de metodologias de obtenção das ações sísmicas, como foi apresentado anteriormente.

4.4.2 Análise dos Resultados das Ações Sísmicas Estáticas da Estrutura 2

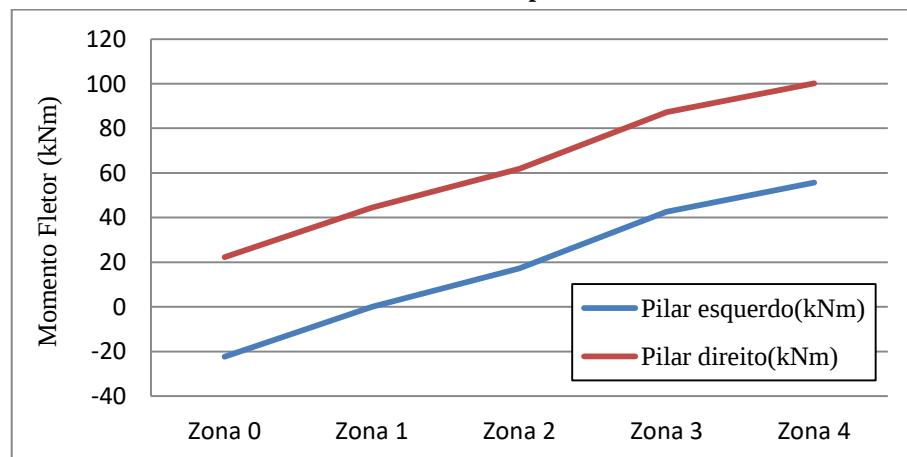
O mesmo procedimento foi aplicado na Estrutura 2. Os gráficos 12, 13 e 14 apresentam os esforços normais, esforços cortantes e momento fletor para os pilares do térreo da Estrutura 2.

Gráfico 12 – Esforço normal nos pilares da Estrutura 2

Fonte: Autor (2021).

Gráfico 13 – Esforço cortante nos pilares da Estrutura 2

Fonte: Autor (2021).

Gráfico 14 – Momento fletor nos pilares da Estrutura 2

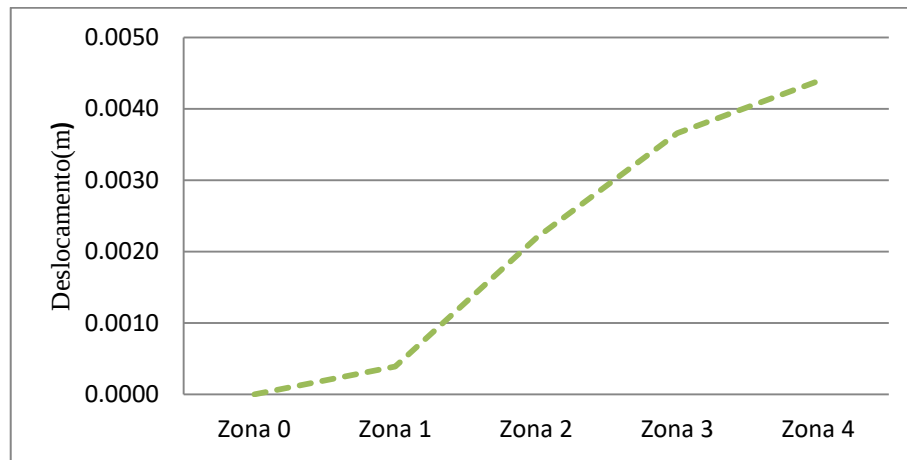
Fonte: Autor (2021).

Pela análise dos gráficos 12, 13 e 14 percebe-se que em relação ao esforço normal o pilar direito possui uma tendência a ser mais solicitado do que o pilar esquerdo, enquanto em relação aos esforços cortantes o pilar esquerdo tende a ser mais solicitado em função da direção adotada para as ações sísmicas foi da esquerda para a direita.

O gráfico 15 apresenta os deslocamentos obtidos nas Estruturas 1, do qual percebe-se uma diferença entre os deslocamentos e que essa diferença se acentua à medida que se adotam zonas sísmicas com maiores valores de acelerações horizontais nominais.

Notadamente, uma vez que os efeitos podem ocorrer em qualquer direção, o principal ponto a ser verificado é que os efeitos dos sismos são intensificados à medida que se adota zonas mais sismicamente ativas segundo a NBR 15421 (ABNT, 2006).

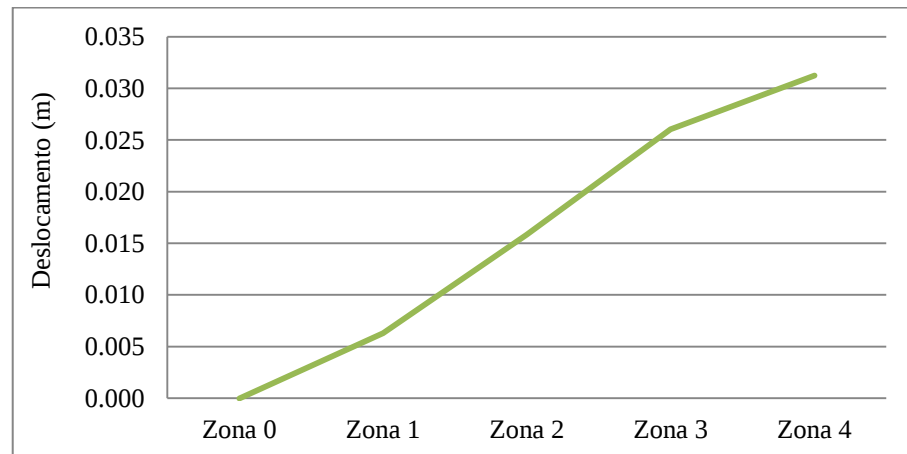
Gráfico 15 – Deslocamentos obtidos no topo da estrutura 1



Fonte: Autor (2021).

O gráfico 16 apresenta os deslocamentos obtidos nas Estruturas 2, do qual percebe-se um comportamento similar ao gráfico 15, porém o aumento do deslocamento entre a zona 1 e 2 ocorreu de forma mais suave do que no gráfico 15.

Gráfico 16 – Deslocamentos obtidos no topo da estrutura 2



Fonte: Autor (2021).

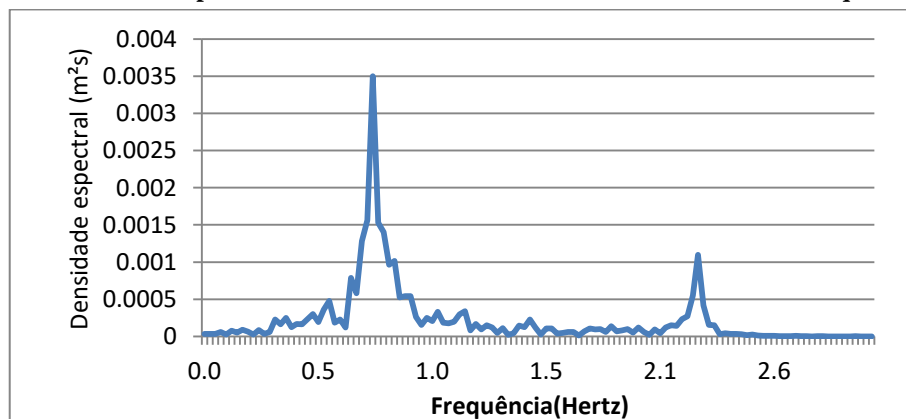
Notadamente, uma vez que os efeitos podem ocorrer em qualquer direção, o principal ponto a ser verificado é que os efeitos dos sismos são intensificados à medida que se adota zonas mais sismicamente ativas segundo a NBR 15421 (ABNT, 2006).

4.4.3 Análise dos Resultados da Análise Dinâmica

A partir das respostas obtidas no tópico 4.2.2 para a Estrutura 2 foi realizada a transformação das mesmas para o domínio da frequência utilizando a função de Transformada Rápida de Fourier (FFT) do Excel para melhor identificar a contribuição dos modos de vibração da estrutura, haja visto que o 1º e o 2º modo se mostraram entre as faixas de pico do Terremoto El Centro. Através da aplicação da FFT foram gerados os gráficos 16 e 17 que apresentam os deslocamentos e esforços cortantes na base da estrutura, respectivamente.

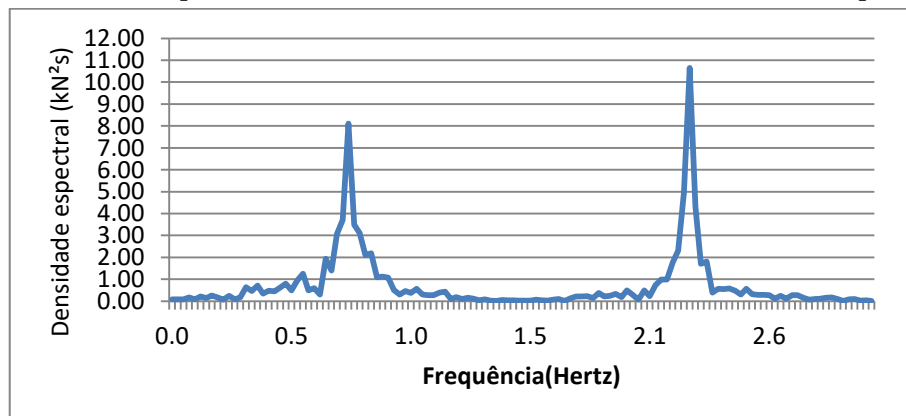
Com base no gráfico 16 percebe-se um pico de energia maior na frequência do 1º do que no segundo modo na resposta ao deslocamento da estrutura, o que justifica a similaridade entre os gráficos 5 e 6. Entretanto a resposta ao esforço cortante revelou maior proximidade entre os picos de energia associados aos 1º e 2º modo de vibração, além do fato da frequência do 2º modo apresentar maior pico de energia, o que explica o fato da resposta obtida no gráfico 8 apresentar maiores amplitudes de esforço cortante na base da estrutura 2 do que no gráfico 7.

Gráfico 17 – Resposta do deslocamento da Estrutura 2 no domínio da frequência



Fonte: Autor (2021).

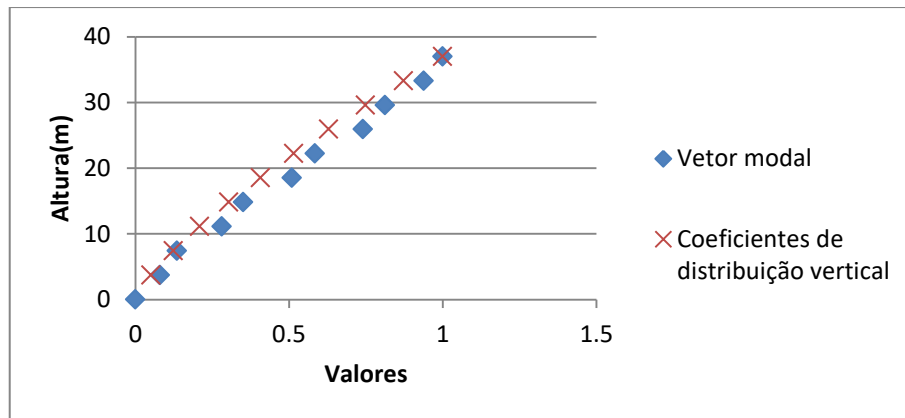
Gráfico 18 – Resposta do cortante na base da Estrutura 2 no domínio da frequência



Fonte: Autor (2021).

Com os dados obtidos da análise modal em vibração livres, realizou-se a representação (Gráfico 18) da forma modal do primeiro conjuntamente com os coeficientes de distribuição vertical normalizado. Verifica-se que a variação dos coeficientes se assemelham aa forma modal do 1º modo de vibração ao longo de toda a altura. Uma vez que a frequência de excitação também é próxima da frequência do 2º modo de vibração, cujos coeficientes modais são maiores em alturas mais baixas pode-se inferir que os coeficientes de distribuição vertical não conseguem contemplar satisfatoriamente os efeitos de outros modos que não o fundamental.

Gráfico 19 – Comparativo entre a forma modal do 1º modo de vibração e os coeficientes de distribuição vertical normalizados para a Estrutura 2



Fonte: Autor (2021).

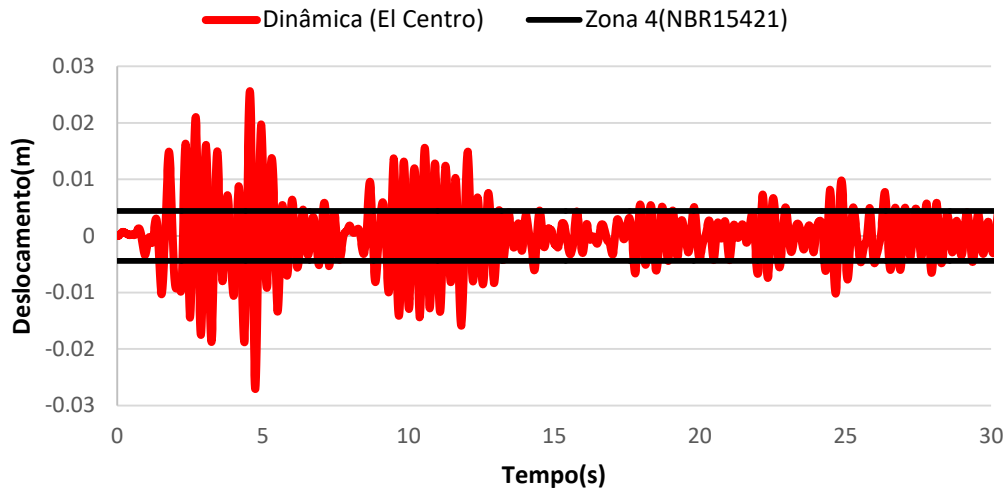
4.4.4 Análise dos Resultados: Dinâmica (El Centro) X Estática (Zona 4, NBR15421)

Com base nos resultados obtidos pelas análises, tanto pelo método da zona 4 da NBR 15421:2006 como pela análise no domínio do tempo, realizou-se a comparação das respostas de ambas as estruturas.

A fim de melhorar a percepção das diferenças entre as repostas estáticas e dinâmicas, as respostas estáticas foram representadas como retas, visto que não apresentam variação com o tempo, tanto acima como abaixo do eixo das abscissas, de modo que se possam comparar as respostas estáticas com as amplitudes positivas e negativas das respostas dinâmicas.

O gráfico 19 mostra a comparação entre as respostas estáticas da Zona 4 da NBR 15421:2006 e a resposta dinâmica para as excitações sísmicas provocadas pelo El Centro, do deslocamento no topo da estrutura 1. Percebe-se uma grande discrepância entre os resultados obtidos pela norma e pela análise dinâmica nos primeiros 15s do evento sísmico.

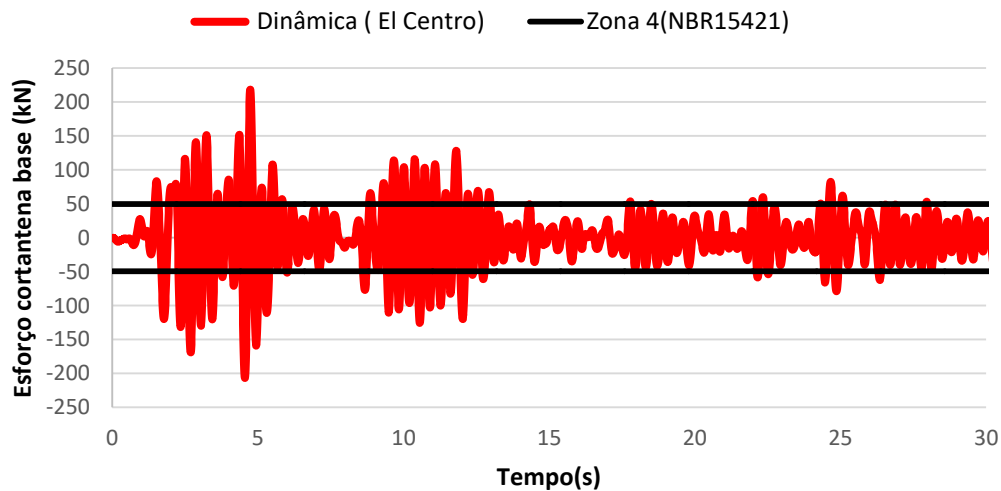
Gráfico 20 - Deslocamento no topo da estrutura 1: El Centro e Zona 4



Fonte: Autor (2021).

O gráfico 20 que representa as respostas do esforço cortante na base da estrutura 1 um comportamento similar ao gráfico 20, com valores de pico negativo e positivo respectivamente de -206,78 kN e 218,51kN .

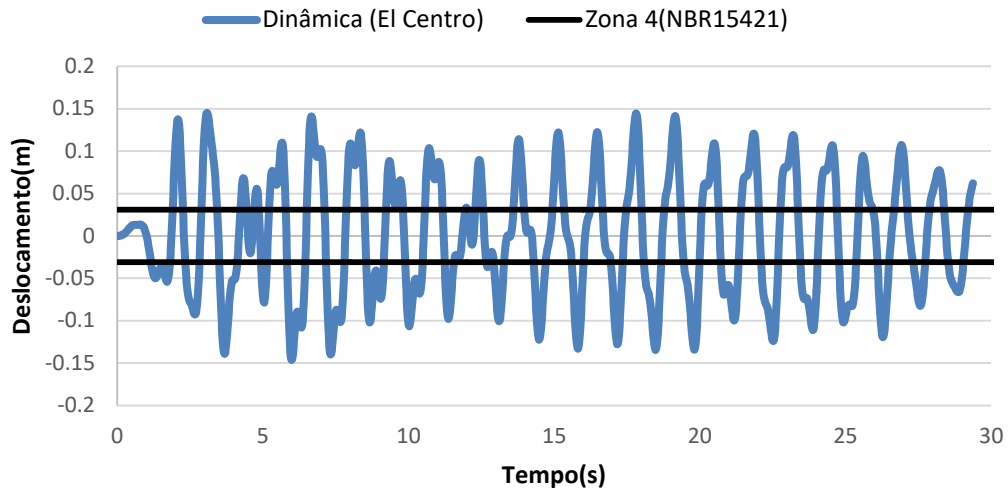
Gráfico 21 - Esforço cortante na base da estrutura 1: El Centro e Zona 4



Fonte: Autor (2021).

O gráfico 21 mostra a comparação das respostas estáticas da Zona 4 da NBR15421 e a resposta dinâmica para as excitações sísmicas provocadas pelo El Centro do deslocamento no topo da estrutura 2. Diferentemente da estrutura 1 nota-se uma grande diferença entre os resultados em grande parte do histórico no tempo do evento sísmico.

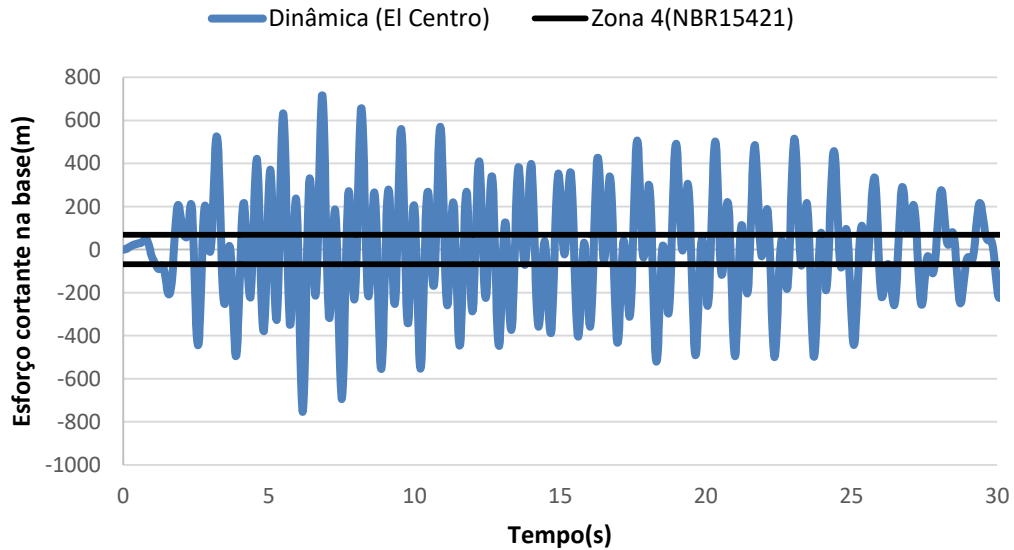
Gráfico 22 – Deslocamento no topo da estrutura 2: El Centro e Zona 4



Fonte: Autor (2021).

O gráfico 22 que representa as respostas do esforço cortante na base da estrutura 1 um comportamento similar ao gráfico 21, com valores de pico negativo e positivo respectivamente de -753,80 kN e 716,63 kN.

Gráfico 23 – Esforço cortante na base da estrutura 2: El Centro e Zona 4



Fonte: Autor (2021).

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA CONTINUIDADE DO TRABALHO

No presente trabalho, foi realizado as análises estáticas e dinâmicas de dois modelos estruturais sujeitas ao sismo. As análises estáticas e dinâmicas foram feitas por meio de um programa adaptado para os critérios estabelecidos pela fundamentação teórica deste trabalho.

A análise estática do sismo é possível de ser efetuada seguindo-se as prescrições da NBR 15421:2006. Contudo, como visto nesse trabalho foi realizada análise modal em vibração livre das estruturas para a obtenção dos períodos naturais, sendo estes necessários na obtenção dos coeficientes de resposta sísmica usados nos métodos das forças horizontais equivalentes.

Ressalta-se que a norma brasileira permite que as estruturas de categorias B e C possam ser verificadas por métodos mais rigorosos além do método das forças horizontais equivalentes, ou seja, a realização da análise dinâmica.

O deslocamento no topo da Estrutura 1 para a análise dinâmica no domínio do tempo com o histórico de acelerações do El Centro apresentou um valor aproximadamente 516,36% maior que o valor obtido, pelo método das forças horizontais equivalentes, para a zona 4 da NBR 15421:2006.

O deslocamento no topo da Estrutura 2 apresentou uma variação de 355,48% em relação ao valor obtido para a zona 4, valor muito distante do valor obtido também pelo método das forças horizontais equivalentes, para a zona 4 da NBR 15421:2006.

O esforço cortante na base da Estrutura 1 para a análise dinâmica no domínio do tempo com o histórico de acelerações do El Centro apresentou um valor aproximadamente 340,74% maior que o valor obtido, pelo método das forças horizontais equivalentes, para a zona 4 da NBR 15421:2006. Contudo o esforço cortante na base da Estrutura 2 apresentou uma variação de 996,54% em relação ao valor obtido para a zona 4, valor demasiadamente distante do valor obtido também pelo método das forças horizontais equivalentes, para a zona 4 da NBR 15421:2006.

A diferença entre as análises estática e dinâmica no domínio do tempo já era algo esperado visto que a norma brasileira está adaptada a realidade sísmica do país, uma vez que para a análise no domínio do tempo foi utilizado um histórico de um sismo real de magnitude fora do da realidade sísmica no Brasil, o qual apresenta um pico de aceleração que corresponde aproximadamente ao dobro da máxima aceleração do mapa de zonas da NBR 15421:2006.

Com base nas variações observadas é possível concluir que, apesar do pico aceleração sísmica do El Centro corresponder ao dobro do valor da zona 4 da NBR 15421:2006. As variações entre os picos de deslocamentos obtidos nas respostas dinâmicas em ambas as estruturas foram maiores que a variação entre as acelerações (comparando-se a zona 4 e o sismo El centro), o que possivelmente evidencia um fenômeno de ressonância das estruturas. No caso das respostas do cortante na base das estruturas, a variação da estrutura 1 em relação 2 pode estar atrelado ao fato da estrutura 2 apresentar participação e picos de energia dos dois primeiros modos de vibração ao cisalhamento como é mostrado no gráfico 17, e também pelo fato da mesma ser 359,64% mais pesada que a estrutura 1.

Verificou-se que os coeficientes de distribuição vertical obtidos na norma para a Estrutura 2 apresentam variação próxima a forma modal do 1º modo de vibração como mostrado no gráfico 19. Como as ações dinâmicas sísmicas dependem da massa modal que é associada aos vetores modais, as respostas dinâmicas acabam por extrapolar os valores obtidos pela norma se ocorrer participação de outros modos. Um exemplo dessa ocorrência seria o fato da Estrutura 1 apresentar uma maior variação entre as respostas estáticas e dinâmicas do que a Estrutura 2, em função da mesma possuir maior distribuição massa nos locais que apresentam maiores valores de vetores modais.

Em relação a análise dos resultados dos deslocamentos nas estruturas analisadas é possível constatar que estruturas mais pesadas e esbeltas possuem frequências naturais de vibração menores que as tornam mais susceptíveis ações dinâmicas de baixa frequência. Também vale ressaltar que nas análises dinâmicas não foi considerada a influência do solo nas respostas das estruturas algo que pode também influenciar nas respostas dinâmicas da estrutura.

Em suma, cabe ao engenheiro projetista se basear no tipo de projeto a ser concebido e na realidade sísmica ao qual o mesmo pertence para decidir se deve ou não considerar a análise do sismo em estruturas, uma vez que, como já foi mencionada, a NBR 8681:2003 permite ao projetista a consideração do vento e do sismo em separado. Porém recomenda-se que seja considerada as ações sísmicas em estruturas situadas em regiões de alta atividade sísmica, visto que os resultados neste trabalho mostraram que os valores obtidos para estas zonas podem aumentar significativamente os esforços atuantes nas estruturas.

5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Algumas sugestões para a continuidade deste trabalho são listadas a seguir:

- a) Realizar as análises deste trabalho considerando a interação solo-estrutura;

- b) Realizar as análises deste trabalho considerando o amortecimento devido ao tipo de solo;
- c) Realizar as análises deste trabalho considerando as não linearidades físicas e geométricas;
- d) Adaptar o software deste trabalho para análise tridimensional considerando as 3 componentes de acelerações sísmicas;
- e) Realizar as análises deste trabalho com outros de históricos de acelerações;
- f) Comparar as ações devido ao sismo com ações devidas ao vento em estruturas
- g) Implementar rotinas para verificação de formação de rótulas plásticas nos componentes estruturais sujeitos à ação dinâmica do sismo

REFERÊNCIAS

- ANDRADE, G. L. A.; **Análise do Comportamento de Torres Treliçadas para Aerogeradores Frente às Cargas Estacionárias de Vento**. Trabalho de Conclusão de Curso, Engenharia Civil, Instituto Federal de Sergipe, Aracaju, 2017.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15421: Projeto de estruturas resistentes a sismos - Procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT, 2006. 26 p.
- AMARANTE, J.C. **Instabilidade Estrutural de Reservatório D'água Elevado sob Ação Sísmica**. Dissertação de M. Sc.: COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2004.
- BLANDÓN, Norma Auxiliadora Rodríguez. **Dissipação de Energia em Estruturas de Edifícios sob Ação Sísmica**. Tese de D.Sc.: COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2003
- BRASIL, R. M. L. R. da F., SILVA, M. A. da. **Introdução à dinâmica das estruturas para a engenharia civil**. São Paulo: Blucher, 2015.
- CHOPRA, Anil K. **Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering**. 5. ed. Califórnia: Pearson Prentice Hall, 2017.
- CLOUGH, R. W., & PENZIEN, J. **Dynamics of Structures** (3ª ed.). Berkeley: Computers and Structures, 1995.
- DANTAS, R. O. de O. **Subsídios para o projeto de estruturas sismo resistentes**. Dissertação (Mestrado) — Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal/ RN, 2013.
- DATTA, T.K. **Seismic analysis of structures**. 1 ed, Singapore, John Wiley & Sons Ltd, 2010.
- <http://www.vibrationdata.com/elcentro.htm>.
- GOMES, A. F. S.; **Análise Não Linear Física e Geométrica de Estruturas de Concreto Armado**. Trabalho de Conclusão de Curso, Engenharia Civil, Instituto Federal de Sergipe, Aracaju, 2020.
- LIMA, S. S.; SANTOS, S. H. C.. **Análise Dinâmica das Estruturas** (1ª ed.). Rio de Janeiro: Ciência Moderna, 2008.
- MENEZES, L. R. M.; **Análise de Torres Autoportantes Sujeitas às ações estática e dinâmica de vento considerando o amortecimento aerodinâmico**. Trabalho de Conclusão de Curso, Engenharia Civil, Instituto Federal de Sergipe, Aracaju, 2018.
- MIRANDA, Paulo de Souza Tavares. **Avaliação da Vulnerabilidade Sísmica na Realidade Predial Brasileira**. 133 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil: Estruturas e Construção Civil, Departamento de Engenharia Estrutural e Construção Civil, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2010.
- MUNIZ, B. S.; **Desenvolvimento de Programa para Análise Estrutural de Grelhas**. Trabalho de Conclusão de Curso, Engenharia Civil, Instituto Federal de Sergipe, Aracaju, 2018.

PELDOZA, E. **Sistemas Híbridos para Controle de Vibrações em Edifícios sob Ação Sísmica**. Dissertação de M. Sc.: COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2011.

OLIVEIRA FILHO, W. J.; **Análise Matricial de Pórticos Espaciais com Implementação Computacional**. Trabalho de Conclusão de Curso, Engenharia Civil, Instituto Federal de Sergipe, Aracaju, 2018.

ORTIZ, N. A. **Avaliação de sistemas de isolamento para o controle de vibrações de edifícios submetidos a excitações de base**. Tese de D. Sc.: COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2013.

RAO, S. S. **Vibrações Mecânicas**. 4. ed. São Paulo: Pearson Prentice Hall, 2008.

SORIANO, H. L. **Elementos finitos: formulação e aplicação na estática e dinâmica das estruturas**.: Ciência Moderna, 2009.

SORIANO, H. L. **Introdução à Dinâmica das Estruturas** (1ª ed.). Rio de Janeiro: Elsevier, 2014.