

UNIVERSIDADE FEDERAL DE ALAGOAS

CAMPUS A. C. SIMÕES

CENTRO DE TECNOLOGIA

WYDEM LUCAS ELIAS DOS SANTOS

**ANÁLISE LINEAR DE ESTRUTURAS PLANAS APORTICADAS SUBMETIDAS A
CARREGAMENTOS DINÂMICOS**

MACEIÓ-AL

2024

WYDEM LUCAS ELIAS DOS SANTOS

**ANÁLISE LINEAR DE ESTRUTURAS PLANAS APORTICADAS SUBMETIDAS A
CARREGAMENTOS DINÂMICOS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Colegiado do curso de graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Alagoas, como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Eduardo Nobre Lages

MACEIÓ-AL

2024

Catálogo na fonte
Universidade Federal de Alagoas
Biblioteca Central
Divisão de Tratamento Técnico

Bibliotecária: Helena Cristina Pimentel do Vale CRB-4/661

S237a Santos, Wydem Lucas Elias dos.
Análise linear de estruturas planas aporricadas submetidas a carregamentos dinâmicos / Wydem Lucas Elias dos Santos. – 2024.
91 f. : il.

Orientador: Eduardo Nobre Lages.
Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso – Engenharia Civil) – Universidade Federal de Alagoas, Centro de Tecnologia. Maceió, 2024.

Bibliografia: f. 88-91.

1. Pórtico plano. 2. Análise dinâmica. 3. Análise matricial de estruturas. 4. Newmark (Algoritmo numérico). I. Título.

CDU: 624

Folha de Aprovação

WYDEM LUCAS ELIAS DOS SANTOS

**ANÁLISE LINEAR DE ESTRUTURAS PLANAS APORTICADAS SUBMETIDAS A
CARREGAMENTOS DINÂMICOS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Colegiado do curso de graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Alagoas, como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Eduardo Nobre Lages

Banca Examinadora:

Orientador: Prof. Dr. Eduardo Nobre Lages

(Universidade Federal de Alagoas)

Examinador: Prof. Dr. João Carlos Cordeiro Barbirato

(Universidade Federal de Alagoas)

Examinador: Prof. Dr. Eduardo Toledo de Lima Junior

(Universidade Federal de Alagoas)

RESUMO

Este trabalho apresenta um estudo sobre a análise dinâmica de pórticos planos sob os efeitos de sismos e vento. Para isso, desenvolve-se um programa específico, baseado no método de análise matricial de estruturas e que utiliza o algoritmo numérico de Newmark para resolver a equação de movimento. Duas aplicações principais são realizadas: uma análise sísmica, na qual são construídos espectros de resposta para diferentes zonas sísmicas brasileiras descritas na norma NBR 15421:2023 e para o evento sísmico ocorrido em Maceió, em março de 2018; e uma análise de vento, utilizando o método de vento sintético para modelar rajadas e suas variações aleatórias ao longo do tempo e da altura da estrutura. Os resultados da análise sísmica mostram padrões consistentes nas respostas estruturais em diferentes cenários, com variações na amplitude das respostas em função da aceleração horizontal aplicada. Já a análise de vento, utilizando o método do vento sintético, evidencia a necessidade de um tratamento estatístico mais rigoroso para representar com precisão a natureza aleatória do fenômeno. Esse método exige um maior número de simulações para um mesmo evento, resultando em uma análise mais extensa e menos padronizada quando comparada às análises sísmicas realizadas neste estudo. O desenvolvimento do programa e as análises realizadas contribuem para o aprofundamento dos conhecimentos teóricos sobre a análise dinâmica de estruturas, reforçando a importância da adoção de normas técnicas, como a NBR 15421:2023 e a NBR 6123:2023, que asseguram a conformidade dos procedimentos e a precisão dos resultados.

Palavras-chaves: Análise Dinâmica, Análise Sísmica, Método do Vento Sintético.

ABSTRACT

This work presents a study on the dynamic analysis of plane frames under the effects of earthquakes and wind. For this purpose, a specific program is developed, based on the matrix analysis of structures method and using the Newmark algorithm to solve the equation of motion. Two main applications are carried out: a seismic analysis, in which response spectra are constructed for different seismic zones in Brazil, as described in the NBR 15421:2023 standard, and for the seismic event that occurred in Maceió in March 2018; and a wind analysis, using the synthetic wind method to model gusts and their random variations over time and along the structure's height. The results of the seismic analysis show consistent patterns in structural responses under different scenarios, with variations in response amplitudes depending on the applied horizontal acceleration. On the other hand, the wind analysis, using the synthetic wind method, highlights the need for a more rigorous statistical treatment to accurately represent the random nature of the phenomenon. This method requires a greater number of simulations for a single event, resulting in a more extensive and less standardized analysis compared to the results obtained with the seismic analyses conducted in this study. The development of the program and the analyses carried out contribute to advancing theoretical knowledge on the dynamic analysis of structures, reinforcing the importance of adopting technical standards such as NBR 15421:2023 and NBR 6123:2023, which ensure procedural agreement and result accuracy.

Keywords: Dynamic Analysis, Seismic Analysis, Synthetic Wind Method.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1: MODELO DE UM GRAU DE LIBERDADE	16
FIGURA 2: SISTEMA GLOBAL DA ESTRUTURA E LOCAL DE UM ELEMENTO	18
FIGURA 3: GRAUS DE LIBERDADE DO ELEMENTO DE PÓRTICO PLANO	19
FIGURA 4: RIGIDEZES DO ELEMENTO DE PÓRTICO DEVIDO AO DESLOCAMENTO UNITÁRIO u_1	20
FIGURA 5: ESFORÇOS NODAIS EQUIVALENTES	21
FIGURA 6: PÓRTICO PLANO EXEMPLO	23
FIGURA 7: ESQUEMA DOS GRAUS DE LIBERDADE DE UM PÓRTICO PLANO	23
FIGURA 8: APROXIMAÇÃO PARA DERIVADA VIA DIFERENÇA FINITA CENTRAL	27
FIGURA 9: ACELERAÇÃO MÉDIA CONSTANTE	29
FIGURA 10: FLUXOGRAMA DO PROGRAMA PARA ANÁLISE DINÂMICA.....	30
FIGURA 11: LOCALIZAÇÃO DE TERREMOTOS AO LONGO DO GLOBO, DE 1977 A 1994	32
FIGURA 12: REPRESENTAÇÃO DAS DIFERENTES ONDAS E SUA PROPAGAÇÃO	35
FIGURA 13: ILUSTRAÇÃO DE UM SISMÓGRAFO COM 3 SISMÔMETROS DETERMINANDO MOVIMENTO NA DIREÇÃO VERTICAL (VERMELHO) E DIREÇÕES HORIZONTAIS ORTOGONAIS ENTRE SI (AZUL E VERDE).....	36
FIGURA 14: ILUSTRAÇÃO DE UM SISMOGRAMA.....	36
FIGURA 15: DEFINIÇÃO DA LOCALIZAÇÃO E DISTÂNCIAS DO SISMO	37
FIGURA 16: ZONEAMENTO SÍSMICO DO BRASIL	40
FIGURA 17: SISTEMA MASSA-MOLA COM MOVIMENTO DE BASE	41
FIGURA 18: ENVOLTÓRIA TRAPEZOIDAL	43
FIGURA 19: CONSTRUÇÃO DO ESPECTRO DE RESPOSTA.....	44
FIGURA 20: ILUSTRAÇÃO DE UMA ADRS (EM INGLÊS DSHA) UTILIZANDO UMA EPMS.....	45
FIGURA 21: MAPA DE ISOPLETAS DA VELOCIDADE BÁSICA V_0 (M/S)	47
FIGURA 22: BARRA ENGASTADA-LIVRE SUJEITA A FORÇA HARMÔNICA.....	52
FIGURA 23: DESLOCAMENTO NO MEIO DA BARRA COM 100 ELEMENTOS E 100 TERMOS DA SÉRIE	53
FIGURA 24: BARRAS COM MOVIMENTO PRESCRITO.....	54
FIGURA 25: MASSAS CONECTADAS POR MOLAS	54
FIGURA 26: DIAGRAMA DE CORPO LIVRE DO NÓ 2	54
FIGURA 27: DESLOCAMENTO HORIZONTAL DO NÓ 2 COM A PRESCRIÇÃO LINEAR NO NÓ 3	55
FIGURA 28: DESLOCAMENTO HORIZONTAL DO NÓ 2 COM A PRESCRIÇÃO HARMÔNICA NO NÓ 3	56
FIGURA 29: PÓRTICO DE 3 PAVIMENTOS COM CARGA LATERAL.....	57
FIGURA 30: DESLOCAMENTO HORIZONTAL DO NÓ 4.....	57
FIGURA 31: PÓRTICO DE 3 PAVIMENTOS COM CARGAS HARMÔNICAS VERTICAIS	58
FIGURA 32: DESLOCAMENTO VERTICAL DO NÓ 5.....	59
FIGURA 33: MODELO DE SHEAR BUILDING COM 10 PAVIMENTOS	62
FIGURA 34: APS EM FUNÇÃO DA DISTÂNCIA AO HIPOCENTRO DO SISMO INDUZIDO DE MACEIÓ-AL DE 03/03/2018	63
FIGURA 35: ESPECTROS DE RESPOSTA DE PROJETO DOS CENÁRIOS ANALISADOS.....	65
FIGURA 36: ACELEROGRAMA GERADO PARA A ZONA 0.....	66
FIGURA 37: ACELEROGRAMA GERADO PARA A ZONA 1.....	66

FIGURA 38: ACELEROGRAMA GERADO PARA A ZONA 2.....	67
FIGURA 39: ACELEROGRAMA GERADO PARA A ZONA 3.....	67
FIGURA 40: ACELEROGRAMA GERADO PARA O SISMO INDUZIDO DE 1,8 MR	68
FIGURA 41: ACELEROGRAMA GERADO PARA O SISMO INDUZIDO DE 2,4 MR	68
FIGURA 42: DESLOCAMENTOS DE BASE GERADOS	69
FIGURA 43: DESLOCAMENTO HORIZONTAL ABSOLUTO DO 10º PAVIMENTO	69
FIGURA 44: DESLOCAMENTO HORIZONTAL ABSOLUTO DO 9º PAVIMENTO	70
FIGURA 45: DESLOCAMENTO HORIZONTAL ABSOLUTO DO 8º PAVIMENTO	70
FIGURA 46: DESLOCAMENTO HORIZONTAL ABSOLUTO DO 7º PAVIMENTO.....	70
FIGURA 47: DESLOCAMENTO HORIZONTAL ABSOLUTO DO 6º PAVIMENTO	71
FIGURA 48: DESLOCAMENTO HORIZONTAL ABSOLUTO DO 5º PAVIMENTO	71
FIGURA 49: DESLOCAMENTO HORIZONTAL ABSOLUTO DO 4º PAVIMENTO.....	71
FIGURA 50: DESLOCAMENTO HORIZONTAL ABSOLUTO DO 3º PAVIMENTO	72
FIGURA 51: DESLOCAMENTO HORIZONTAL ABSOLUTO DO 2º PAVIMENTO	72
FIGURA 52: DESLOCAMENTO HORIZONTAL ABSOLUTO DO 1º PAVIMENTO.....	72
FIGURA 53: REAÇÕES NA DIREÇÃO X (HORIZONTAL) DOS APOIOS	73
FIGURA 54: REAÇÕES DE MOMENTO NOS APOIOS.....	73
FIGURA 55: REPRESENTAÇÃO DA ESTRUTURA ANALISADA	74
FIGURA 56: ESQUEMA DAS ÁREAS DE CONTRIBUIÇÃO DE CADA NÓ	76
FIGURA 57: DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS MÁXIMOS ENCONTRADOS NO ÚLTIMO PAVIMENTO EM CADA SÉRIE DE CARREGAMENTO	77
FIGURA 58: FORÇA TOTAL DE TRÊS SÉRIES DE CARREGAMENTO DE VENTO	77

LISTA DE TABELAS

TABELA 1: ACELERAÇÃO SÍSMICA HORIZONTAL DETERMINADA POR ZONA SÍSMICA PARA O SOLO DE CLASSE B (ROCHA).....	40
TABELA 2: RESUMO DOS PARÂMETROS NECESSÁRIOS PARA CONSTRUÇÃO DO ESPECTRO DE RESPOSTA DOS CENÁRIOS	64
TABELA 3: DADOS DOS PERFIS	75
TABELA 4: DADOS DOS HARMÔNICOS PARA CONSTRUÇÃO DO CARREGAMENTO DE VENTO	75
TABELA 5: DADOS DOS VENTOS NOS PAVIMENTOS DA ESTRUTURA	76

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ADRS	Análise Determinística de Risco de Sismos
AME	Análise Matricial de Estruturas
APS	Aceleração de Pico do Solo
BGS	<i>British Geological Survey</i>
CPRM	Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais
EPMS	Equação de Predição de Movimento do Solo
MEF	Método dos Elementos Finitos
MVS	Método do Vento Sintético
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
NEIC	<i>National Earthquake Information Center</i>
USGS	<i>United States Geological Survey</i>

LISTA DE SÍMBOLOS

$f(t)$	Força dinâmica externa
t	Tempo
k	Rigidez do sistema de um grau de liberdade
$u(t)$	Deslocamento
c	Amortecimento do sistema de um grau de liberdade
$\dot{u}(t)$	Velocidade
m	Massa do sistema de um grau de liberdade
$\ddot{u}(t)$	Aceleração
$\mathbf{F}(t)$	Vetor de forças dinâmicas externas
\mathbf{K}	Matriz de rigidez da estrutura
$\mathbf{u}(t)$	Vetor de deslocamento
\mathbf{C}	Matriz de amortecimento da estrutura
$\dot{\mathbf{u}}(t)$	Vetor de velocidade
\mathbf{M}	Matriz de Massa da estrutura
$\ddot{\mathbf{u}}(t)$	Vetor de aceleração
x_L	Eixo x local do elemento
y_L	Eixo y local do elemento
z_L	Eixo z local do elemento
x_G	Eixo x global da estrutura
y_G	Eixo y global da estrutura
z_G	Eixo z global da estrutura
u_i	Grau de liberdade do elemento na direção local correspondente (i)
\mathbf{K}_L	Matriz de rigidez local do elemento

k_{ij}	Coeficiente de rigidez do elemento nas direções locais
E	Módulo de elasticidade longitudinal do elemento
A	Área da seção transversal do elemento
I	Momento de inércia do elemento
L	Comprimento do elemento
\mathbf{M}_L	Matriz de massa local do elemento
m'	Massa por unidade de comprimento do elemento
q	Força uniformemente distribuída
\mathbf{F}_L	Vetor de forças nodais equivalentes do elemento nas direções locais
f_i	Força nodal equivalente na direção local correspondente
\mathbf{T}	Matriz de transformação
θ	Ângulo entre o eixo axial do elemento (x_L) e o eixo x do sistema global (x_G)
\mathbf{M}_G	Matriz de massa global do elemento
\mathbf{K}_G	Matriz de rigidez global do elemento
\mathbf{F}_G	Matriz dos esforços nodais equivalentes do elemento nas direções globais
u_{iG}	Grau de liberdade do elemento na direção global correspondente
d_i	Grau de liberdade da estrutura direção global correspondente
$N_i^{(j)}$	Nó inicial do elemento j
$N_f^{(j)}$	Nó final do elemento j
S_{ij}	Coeficiente de rigidez da estrutura
k_{ijG}	Coeficiente de rigidez do elemento nas direções globais
a	Coeficiente de amortecimento de Rayleigh referente à matriz de massa
b	Coeficiente de amortecimento de Rayleigh referente à matriz de rigidez
ω_i	Frequência natural de vibração da estrutura para o i -ésimo modo de vibração

ξ_i	Taxa de amortecimento correspondente ao i-ésimo modo de vibração
t_i	Tempo da i-ésima iteração numérica
u_i	Deslocamento em um instante de tempo t_i
\dot{u}_i	Velocidade em um instante de tempo t_i
\ddot{u}_i	Aceleração em um instante de tempo t_i
Δt	Intervalo de tempo arbitrário
\mathbf{u}_i	Vetor de deslocamento em um instante de tempo t_i
\mathbf{M}'	Pseudomassa do método das diferenças finitas
\mathbf{F}_i^d	Pseudoforça estática do método das diferenças finitas
\mathbf{F}_i	Vetor das forças da estrutura em um instante de tempo t_i
$\dot{\mathbf{u}}_i$	Vetor de velocidade em um instante de tempo t_i
$\ddot{\mathbf{u}}_i$	Vetor de aceleração em um instante de tempo t_i
$\ddot{\mathbf{u}}_i$	Vetor com as derivadas das acelerações um instante de tempo t_i
$\ddot{\mathbf{u}}_i$	Vetor com as derivadas das acelerações um instante de tempo t_i
β	Beta de Newmark
γ	Gamma de Newmark
\mathbf{K}'	Pseudorigidez do método de Newmark
\mathbf{F}_i^N	Pseudoforça estática do método de Newmark
τ	Parcela de tempo dentro do intervalo Δt arbitrado
τ_r	Tensão de cisalhamento resistente
τ_0	Coessão do solo
p	Poropressão
τ_n	Tensão normal
μ	Coefficiente de atrito do solo

M_L	Magnitude de Richter ou Local
A_m	Amplitude máxima registrada em um sismógrafo
Δ	Distância epicentral
M_b	Magnitude de ondas volumétricas
T	Período do ciclo de ondas de um sismo
$Q(h, \Delta)$	Função empírica para determinação da magnitude de ondas volumétricas
h	Profundidade do sismo
M_S	Magnitude de ondas superficiais
M_W	Magnitude de momento
M_0	Momento sísmico
G	Módulo de rigidez do solo
U	Deslocamento longitudinal da falha do sismo
S	Área da falha do sismo
a_g	Aceleração sísmica horizontal característica de projeto
g	Aceleração da gravidade
C_V	Fator de amplificação sísmica do solo para o período de 0 segundos
C_a	Fator de amplificação sísmica do solo para o período de 1 segundos
$u_g(t)$	Deslocamento da base ou solo
$\dot{u}_g(t)$	Velocidade na base ou solo
$\ddot{u}_g(t)$	Aceleração na base ou solo
$w(t)$	Deslocamento relativo entre o grau de liberdade e a base
$\dot{w}(t)$	Velocidade relativa entre o grau de liberdade e a base
$\ddot{w}(t)$	Aceleração relativa entre o grau de liberdade e a base
$a(t)$	Função do acelerograma

$I(t)$	Envoltória do acelerograma
A_i	Amplitude compatível com espectro de resposta
f_i	Frequência do i -ésimo harmônico
θ_i	Ângulo de fase do i -ésimo harmônico
t_1	Tempo no qual a envoltória trapezoidal atinge valor unitário
t_2	Tempo no qual o valor da envoltória trapezoidal começar a reduzir
t_f	Tempo final da envoltória trapezoidal e final do sismo
$f(M, d)$	Função da magnitude e distância do sismo em uma EPMS
ε	Erro do modelo de uma EPMS
P	Pressão total ou de pico
P_e	Pressão estática ou média
P_f	Pressão flutuante ou dinâmica
P_i	Pressão média para um período de tempo de i segundos
q	Massa específica do ar de referência
v_i	Velocidade média do vento para um período de tempo i segundos
S_2	Fator de rugosidade do terreno, altura da rajada e período de tempo
V_0	Velocidade básica
$P'(t)$	Pressão flutuante composta por harmônicos
C_k	Amplitude do k -ésimo harmônico da pressão flutuante
$S(f)$	Espectro de potência das pressões flutuantes
u_*^2	Velocidade de fricção
$V(10)$	Velocidade média em um período de uma hora para altura de 10 metros
c_k	Coefficiente da amplitude C_k
c_r	Coefficiente da parcela ressonante

c_r^*	Coeficiente da parcela ressonante corrigido
$F(t, z)$	Força na estrutura devido ao vento
C_{at}	Coeficiente de atrito
A_e	Área da projeção vertical da estrutura que contribui para ação do vento
F_e	Força estática devido ao vento
F_f	Força flutuante devido ao vento
I_e	Razão quadrática entre a velocidade média e velocidade de pico
$u_{95\%}$	Deslocamento característico pelo Método do Vento Sintético
σ	Desvio padrão dos deslocamentos máximos
μ	Média dos deslocamentos máximos
F_h	Magnitude da força harmônica na barra
v_w	Velocidade de propagação de onda na barra
ω	Frequência angular
R	Distância efetiva da estrutura à fonte do sismo
R_{hipo}	Distância da estrutura ao hipocentro do sismo
h_{eff}	Pseudodistância da estrutura ao sismo

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	12
1.1	Objetivo geral	14
1.2	Objetivos específicos	14
1.3	Justificativa	14
1.4	Organização do trabalho	15
2	ANÁLISE LINEAR DINÂMICA DAS ESTRUTURAS	16
2.1	Análise matricial das estruturas	17
2.1.1	Sistema local e global de coordenadas	17
2.1.2	Pórticos planos	18
2.1.3	Matriz de rigidez do elemento.....	19
2.1.4	Matriz de massa do elemento	20
2.1.5	Esforços nodais equivalentes locais	21
2.1.6	Representação nas direções globais	22
2.1.7	Construção das matrizes e vetores globais da estrutura	22
2.1.8	Matriz de amortecimento da estrutura.....	25
2.2	Resolução da equação de movimento via métodos de integração numérica direta	26
2.2.1	Método por diferença finita central.....	26
2.2.2	Método de Newmark.....	27
2.2.3	Implementação computacional.....	29
3	CARREGAMENTOS DINÂMICOS NAS ESTRUTURAS	31
3.1	Sismos	32
3.1.1	Sismos induzidos.....	33
3.1.2	Características de um sismo	33
3.1.3	Magnitude dos sismos	37
3.1.4	Sismos na concepção de estruturas	39
3.1.5	Históricos de movimento do solo.....	40
3.1.6	Espectro de resposta.....	43

3.1.7	Análise Determinística de Risco Sísmico	44
3.1.7.1	Equação de Predição de Movimento de Solo.....	45
3.2	Ventos	46
3.2.1	Método do Vento Sintético	47
3.2.1.1	Construção dos harmônicos	48
3.2.1.2	Forças na estrutura	50
3.2.1.3	Deslocamento máximo característico	51
4	EXEMPLOS DE VERIFICAÇÃO DO PROGRAMA	52
4.1	Barra engastada-livre com força harmônica	52
4.2	Barra com movimento prescrito	53
4.2.1	Movimento linear	55
4.2.2	Movimento harmônico	55
4.3	Pórtico com forças horizontais laterais	56
4.4	Pórtico com forças verticais harmônicas	58
5	ANÁLISE SÍSMICA E DE AÇÃO DO VENTO	60
5.1	Análise sísmica	60
5.1.1	Resultados	62
5.2	Análise sob ação do vento	74
5.2.1	Resultados	77
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	79
6.1	Sugestões de trabalhos futuros	80
	REFERÊNCIAS	82

1 INTRODUÇÃO

Os carregamentos dinâmicos nas estruturas, como aqueles causados por vento, terremotos ou vibrações, apresentam uma complexidade significativa devido à sua natureza aleatória e variável no tempo. Esses tipos de carregamento podem induzir oscilações e amplificar os efeitos sobre a estrutura, exigindo uma análise mais detalhada e precisa. A análise dinâmica, por sua vez, é um processo laborioso que envolve o estudo do comportamento da estrutura sob essas ações variáveis, demandando maior conhecimento técnico por parte do engenheiro estrutural (Soriano, 2014).

Assim, visando contornar a complexidade do problema dinâmico, algumas hipóteses simplificadoras são assumidas, tornando as cargas que naturalmente variam no tempo em estáticas equivalentes, saindo do problema dinâmico para o estático (Lazanha, 2003). Entretanto, com essas simplificações, efeitos dinâmicos importantes deixam de ser avaliados como fadiga e vibrações ou até mesmo pode levar ao superdimensionamento da estrutura.

Algumas estruturas civis exigem uma atenção extra a efeitos dinâmicos devido à natureza dos carregamentos suportado como pontes, edifícios altos, chaminés, torres, edificações industriais sob efeito de máquinas rotativas ou vibratórias. Nesses casos, as ações dinâmicas podem provocar efeitos dinâmicos que podem causar desconforto aos usuários, equipamentos e máquinas, ou até mesmo levar a estrutura à ruína.

Além disso, como destacado por Gatti (2006), Brasil e Silva (2013), Soriano (2014) e Stabile *et al.* (2020), o avanço na resistência dos materiais, como concreto e aço, aliado às inovações nas tecnologias construtivas, tem permitido o surgimento de edificações cada vez mais altas, com elementos estruturais cada vez mais esbeltos. Conseqüentemente, a maior esbeltez requer uma crescente atenção aos efeitos dinâmicos, que se tornam mais significativos e exigem análises detalhadas para garantir a segurança e desempenho adequado das construções.

Felizmente, o avanço da capacidade computacional viabiliza que análises laboriosas e complexas, como análises dinâmicas, antes demoradas, sejam realizadas de maneira mais rápida e precisa, possibilitando um estudo detalhado de estruturas cada vez mais sofisticadas. Esse progresso contribui para a segurança e eficiência dos projetos, além de facilitar a aplicação de técnicas avançadas na engenharia estrutural.

A análise dinâmica de estruturas é amplamente explorada na literatura, com vários estudos focando tanto nas normas técnicas quanto nas ferramentas computacionais para otimizar o projeto de edificações. Dantas (2004) realiza uma análise detalhada dos critérios da NBR 15421:2006 para o projeto de estruturas de concreto sujeitas à ação sísmica, abordando conceitos de engenharia sísmica, parâmetros normativos e realizando comparações com normas internacionais. O estudo também inclui comparações entre espectros de resposta e forças sísmicas equivalentes, além de análises de edifícios sob a combinação de solicitações de vento e sismos.

Peña (2012), por sua vez, enfatiza a importância de considerar as forças sísmicas no projeto estrutural, mesmo em regiões geologicamente estáveis, como o Brasil. Baseado no histórico do sismo de El Centro (1940), o autor utiliza simulações para avaliar os efeitos desses eventos em estruturas com e sem irregularidades. Cavalcanti (2021) aborda a aplicação da NBR 15421:2006, com o objetivo de avaliar a influência dos esforços sísmicos para o dimensionamento de pilares de edifícios de concreto armado.

Cachuço (2006) compara as cargas dinâmicas de vento e sismos em edificações com base nas normas NBR 6123/1988 e NBR 15421/2006, calculando as solicitações nas bases das estruturas e considerando diferentes características de solo e vizinhança. O estudo revela que, em Zonas Sísmicas 1 e 2, as solicitações sísmicas são muito maiores que as de vento, enquanto em 79% do Brasil, as cargas sísmicas são irrelevantes, destacando a sensibilidade das cargas ao tipo de solo e ao entorno da edificação.

Defiltro (2018) discute o uso de ferramentas computacionais no dimensionamento de estruturas submetidas a forças inerciais dinâmicas. A pesquisa demonstra que, embora modelos computacionais avançados ofereçam maior precisão, simplificações podem ser usadas para viabilizar o projeto sem comprometer a segurança. O estudo analisa um edifício otimizado para resistência a sismos, destacando o impacto positivo das modificações estruturais no desempenho geral da construção.

Menezes (2021) investiga o uso de amortecedores de massa sintonizados para o controle de vibrações em vigas e placas, oferecendo uma alternativa ao enrijecimento estrutural, muitas vezes inviável por questões arquitetônicas ou de capacidade. Através de técnicas de otimização, o estudo propõe projetos de sistemas de amortecimento com a melhor relação custo-benefício, utilizando modelagem numérica para simular as vibrações e seu controle.

1.1 Objetivo geral

Diante desse contexto, o objetivo deste trabalho é realizar a modelagem e análise dinâmica de estruturas submetidas a carregamentos dinâmicos de sismos e ventos em concordância com os conceitos estabelecidos pelas respectivas normas brasileiras NBR 15421:2023 e NBR 6123:2023.

1.2 Objetivos específicos

- Desenvolver um programa para a análise dinâmica linear de pórticos planos, visando possibilitar a realização de análises dinâmicas utilizando o método da análise matricial de estruturas, fazendo uso de um algoritmo numérico para resolver a equação de movimento da estrutura.
- Ampliar o conhecimento do autor sobre análise dinâmica por meio do desenvolvimento de um programa para análise de pórticos planos.

1.3 Justificativa

A análise dinâmica de estruturas é fundamental para o dimensionamento seguro e eficiente de edificações, especialmente aquelas submetidas a carregamentos como sismos e vento, pois permite avaliar as respostas estruturais frente a forças cuja variação temporal pode gerar efeitos significativos. No entanto, realizar essa análise é uma tarefa complexa e laboriosa devido à natureza dos fenômenos envolvidos e à necessidade de ferramentas computacionais robustas que consigam processar o grande volume de cálculos necessário. Embora alguns métodos simplifiquem os carregamentos dinâmicos com abordagens estáticas, essa prática pode resultar em dimensionamentos inadequados, ignorando fatores críticos como fadiga e vibrações excessivas e, assim, comprometendo a segurança e a vida útil da estrutura.

Diante disso, o desenvolvimento de um programa dedicado à análise dinâmica linear de pórticos planos é justificado como uma solução prática e personalizada para realizar essa análise de maneira rápida e consistente.

Além de proporcionar uma alternativa prática para lidar com a complexidade dos carregamentos dinâmicos, o programa contribuirá de forma significativa para o desenvolvimento técnico do autor na área de análise dinâmica e para o avanço do conhecimento nesse campo.

1.4 Organização do trabalho

O Capítulo 2 explora a análise linear dinâmica das estruturas implementada no programa, abordando os conceitos e a metodologia de análise matricial, bem como a construção das matrizes de rigidez, massa e amortecimento para os elementos e para a estrutura como um todo. Além disso, são apresentados métodos de integração numérica para a resolução da equação de movimento.

No Capítulo 3, são discutidos os carregamentos de vento e sismos sobre estruturas, com foco na caracterização desses fenômenos. Para os sismos, são abordados temas como históricos de movimento, espectro de resposta, previsão de movimento do solo e a análise de risco sísmico. Em relação aos ventos, é introduzido o Método do Vento Sintético, que visa reproduzir a aleatoriedade e a variação das forças do vento por meio de uma representação harmônica.

O Capítulo 4 traz exemplos de verificação do programa desenvolvido, utilizando configurações como barras com movimento prescrito e pórticos submetidos a forças horizontais e verticais harmônicas, com o objetivo de validar o desempenho e a precisão do programa.

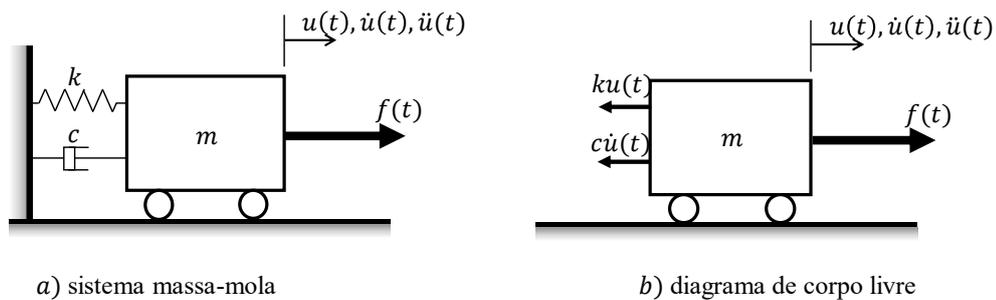
No Capítulo 5, são realizadas análises específicas para ações sísmicas e de vento, aplicando as metodologias descritas nos capítulos anteriores.

Por fim, o Capítulo 6 apresenta as considerações finais obtidas com o desenvolvimento do trabalho, bem como sugestões para trabalhos futuros, indicando aprimoramentos e possíveis extensões das análises realizadas.

2 ANÁLISE LINEAR DINÂMICA DAS ESTRUTURAS

Para uma análise dinâmica linear é essencial conhecer três propriedades da estrutura: rigidez, amortecimento e massa. Ademais, em um sistema discreto, devem ser identificados os graus de liberdade, que geralmente são adotados como deslocamentos/rotações pontuais, independentes entre si, necessários para caracterizar univocamente qualquer configuração deformada de um determinado corpo. A rigidez (k) é a relação entre deslocamento e força, para um determinado deslocamento, a rigidez é a propriedade da estrutura responsável por gerar uma força restauradora que é igual ao produto do deslocamento pela rigidez da estrutura. De acordo com Williams (2016), o amortecimento da estrutura (c) pode ser entendido como os mecanismos internos que dissipam energia da estrutura quando ela adquire movimento. Por fim, unindo essas informações à distribuição de massa (m) da estrutura é possível fazer a devida análise estrutural. Para exemplificar esse procedimento, a Figura 1 mostra um sistema massa-mola com amortecedor.

Figura 1: Modelo de um grau de liberdade



Aplicando a segunda lei de Newton, que afirma que a força resultante sobre um corpo é igual ao produto de sua massa pela aceleração, e reorganizando os termos, obtém-se o seguinte equacionamento:

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

em que $f(t)$ é a força externa em função do tempo, m , c e k representam, respectivamente, a massa, o amortecimento e a rigidez do sistema, enquanto $u(t)$, $\dot{u}(t)$ e $\ddot{u}(t)$ são, respectivamente, o deslocamento, a velocidade e a aceleração. A Eq. (1) é conhecida como equação de movimento para um sistema com apenas um grau de liberdade, os termos $ku(t)$, $c\dot{u}(t)$ e $m\ddot{u}(t)$ são, respectivamente, a força elástica, força de amortecimento e força de inércia.

A equação de movimento para um sistema com múltiplos graus de liberdade é semelhante à equação de movimento do sistema com apenas um grau de liberdade, a equação se expande e fica definida por

$$\mathbf{F}(t) = \mathbf{K}\mathbf{u}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t), \quad (2)$$

em que \mathbf{K} , \mathbf{C} e \mathbf{M} são, respectivamente, as matrizes de rigidez, de amortecimento e de massa, e $\mathbf{u}(t)$, $\dot{\mathbf{u}}(t)$ e $\ddot{\mathbf{u}}(t)$ representam, respectivamente, os vetores com os deslocamentos, velocidades e acelerações associados aos graus de liberdade da estrutura.

2.1 Análise matricial das estruturas

Modelos numéricos para análise estrutural com múltiplos graus de liberdade, como o caso de pórticos, podem ser construídos via Método dos Elementos Finitos (MEF) ou via Análise Matricial de Estruturas (AME). A AME pode ser utilizada para analisar estruturas constituídas de elementos de barra (elemento unifilar), como por exemplo pórticos, treliças, vigas e grelhas. Já com o MEF, que, como mencionado por Kassimali (2021), foi originado a partir de uma extensão da AME para analisar elementos de superfície, discretiza-se a estrutura em elementos de duas e três dimensões, tornando possível analisar superfícies e volumes.

Em ambos os métodos, a construção da equação global de movimento da estrutura, no formato da Eq. (2), ocorre pela composição da equação de movimento de cada um dos elementos que constituem a estrutura. Com o sistema obtido, aplicam-se, então, as condições de contorno para resolução dele de modo a obter os resultados numéricos que determinam o comportamento dos nós, portanto, da estrutura.

2.1.1 Sistema local e global de coordenadas

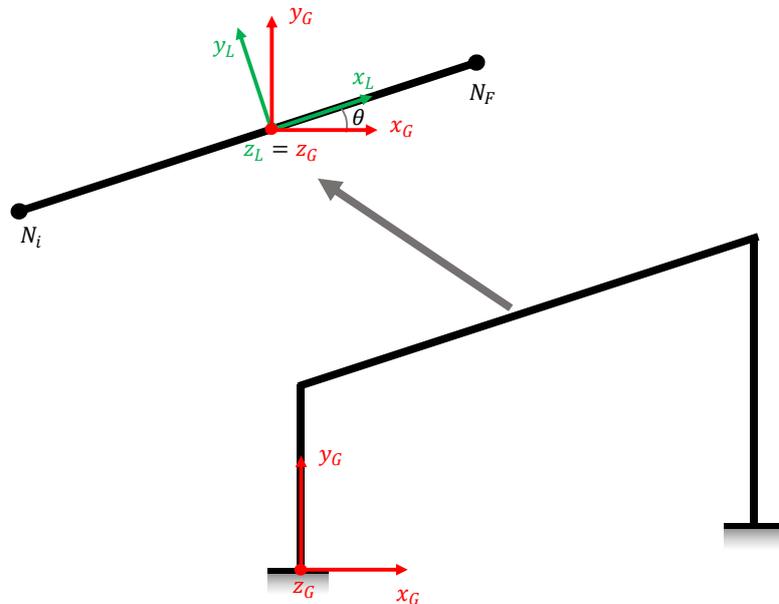
Os deslocamentos, velocidades e acelerações de um grau de liberdade são determinados pelas componentes em um sistema de coordenadas de referência (x, y, z) , assim como as forças e momentos que atuam na estrutura. Na análise matricial é comum utilizar dois sistemas de coordenadas: o sistema global, que é um referencial fixo, e o sistema local, que se adapta à geometria e orientação específica dos elementos da estrutura.

O sistema local, como mencionado, adapta-se ao elemento analisado, tornando-se único para cada um deles. Nesse sistema, o eixo x é definido como axial, seguindo o sentido do nó inicial ao nó final do elemento. O eixo y pertence ao plano do elemento e é perpendicular ao

eixo x , e conseqüentemente ao próprio elemento. O eixo z é normal ao plano do elemento. O sistema global é o mesmo para toda a estrutura. Esse sistema pode ser definido de forma arbitrária. No caso de espaços planos, com frequência, define-se o seguinte: os eixos x e y são os eixos no plano da estrutura, sendo x o eixo horizontal e y o eixo vertical e o eixo z , assim como no sistema local, é perpendicular ao plano dos elementos, portanto, da estrutura como um todo.

A Figura 2 mostra um modelo estrutural, com o sistema global da estrutura e local de um elemento inclinado. O subscrito L indica sistema local de referência. e o subscrito G indica sistema global.

Figura 2: Sistema global da estrutura e local de um elemento



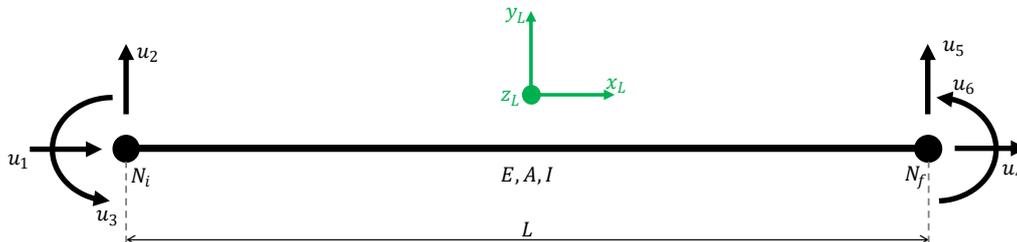
2.1.2 Pórticos planos

Pórticos são estruturas compostas por elementos lineares conectados em nós rígidos ou flexíveis. A existência da rigidez dos nós faz com que essas estruturas sejam suscetíveis a momentos fletores e, em alguns casos, momentos torsores. Os pórticos planos são uma categoria específica de pórticos, nos quais todos os elementos e carregamentos estão contidos em um único plano, tipicamente definido como plano xy . Como consequência, os elementos desse tipo de pórtico não são sujeitos a esforços de torção, e os nós podem se deslocar apenas no plano xy , além de rotacionar em torno do eixo z .

Dessa forma, um elemento de pórtico plano, requer apenas 6 graus de liberdade para descrever completamente sua deformação: 3 graus de liberdade por nó: dois correspondentes

aos deslocamentos lineares e um que diz respeito à rotação em torno do eixo z . A Figura 3 ilustra um elemento de pórtico plano e seus graus de liberdade na qual u_i representam os graus de liberdade nas direções locais do elemento.

Figura 3: Graus de liberdade do elemento de pórtico plano



2.1.3 Matriz de rigidez do elemento

A matriz de rigidez de um elemento de pórtico (\mathbf{K}_L) é uma matriz 6x6 definida como

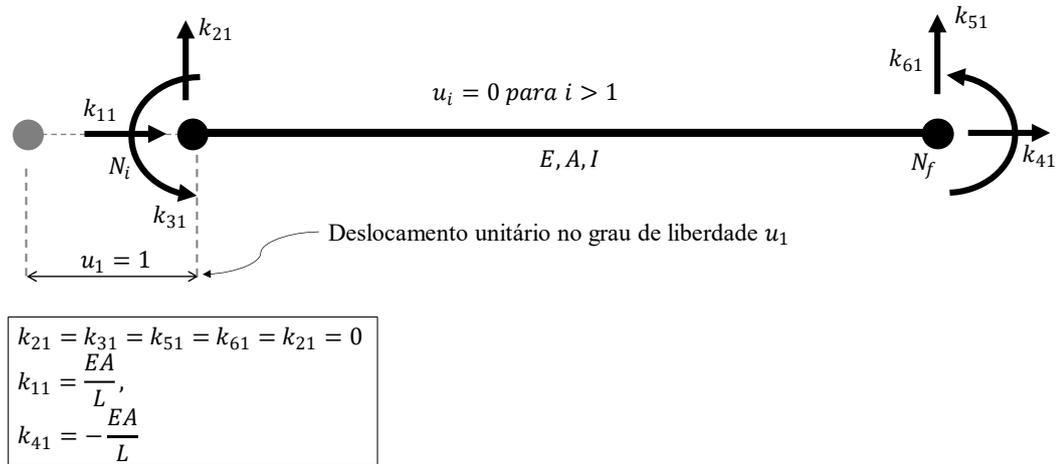
$$\mathbf{K}_L = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} & k_{14} & k_{15} & k_{16} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} & k_{24} & k_{25} & k_{26} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} & k_{34} & k_{35} & k_{36} \\ k_{41} & k_{42} & k_{43} & k_{44} & k_{45} & k_{46} \\ k_{51} & k_{52} & k_{53} & k_{54} & k_{55} & k_{56} \\ k_{61} & k_{62} & k_{63} & k_{64} & k_{65} & k_{66} \end{bmatrix}. \quad (3)$$

Considera-se, neste estudo, elementos estruturais prismáticos, com eixos locais centroidais principais e materiais homogêneos, elásticos e lineares, obedecendo às hipóteses do modelo de Euler-Bernoulli para flexão. Essas suposições simplificam o comportamento do material e da geometria dos elementos, permitindo que o modelo se concentre nas deformações e forças ao longo dos graus de liberdade de cada elemento, sob o regime linear.

De uma forma geral, um elemento k_{ij} de uma matriz de rigidez representa a força necessária, na direção do grau de liberdade i , para manter uma configuração deformada associada ao grau de liberdade j unitário e os demais iguais a zero.

Considerando o sistema local de coordenadas indicado na Figura 3, para a formulação de seção transversal plana de Euler-Bernoulli, os elementos da matriz de rigidez (\mathbf{K}_L) podem ser obtidos a partir do método exemplificado na Figura 4, no qual se aplica uma deformação a partir de um determinado grau de liberdade e se encontram as forças e momentos necessários para manter aquela configuração deformada, levando em consideração o equilíbrio e a compatibilidade da estrutura.

Figura 4: Rigidezes do elemento de pórtico devido ao deslocamento unitário u_1



Repetindo esse procedimento para os demais graus de liberdade, tem-se o seguinte resultado:

$$K_L = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix}, \quad (4)$$

em que L é o comprimento indeformado do eixo do elemento, E , A e I representam, respectivamente, o módulo de elasticidade longitudinal do material, a área e o momento de inércia da seção transversal.

2.1.4 Matriz de massa do elemento

A matriz de massa utilizada neste trabalho é a conhecida como consistente, desprezando-se a inércia rotacional da seção transversal, e pode ser obtida como a matriz Hessiana da energia cinética do elemento em relação às velocidades dos graus de liberdade. Assim, a matriz de massa consistente para o elemento de pórtico plano é a dada por:

$$\mathbf{M}_L = \frac{m'L}{420} \begin{bmatrix} 140 & 0 & 0 & 70 & 0 & 0 \\ 0 & 156 & 22L & 0 & 54 & -13L \\ 0 & 22L & 4L^2 & 0 & 13L & -3L^2 \\ 70 & 0 & 0 & 140 & 0 & 0 \\ 0 & 54 & 13L & 0 & 156 & -22L \\ 0 & -13L & -3L^2 & 0 & -22L & 4L^2 \end{bmatrix}, \quad (5)$$

em que m' representa a massa por unidade de comprimento do elemento, de tal modo que

$$m = m'L, \quad (6)$$

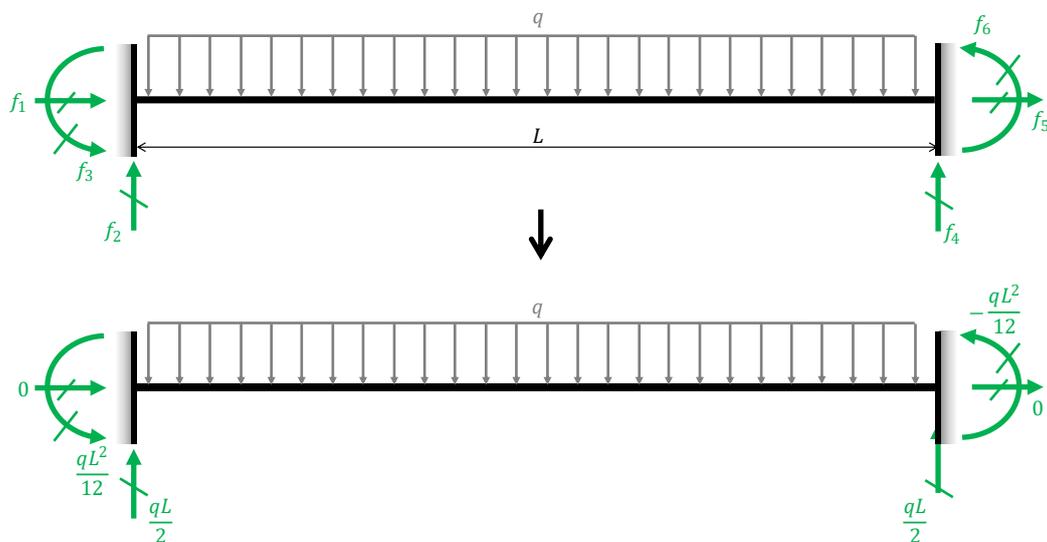
sendo m a massa total do elemento.

2.1.5 Esforços nodais equivalentes locais

Ações externas podem ser aplicadas nos nós ou nos elementos. As ações aplicadas nos nós são diretamente incluídas na equação de movimento da estrutura. Já as ações aplicadas nos elementos são transformadas em esforços nodais equivalentes, que são ações aplicadas nos nós do elemento e que realizam o mesmo trabalho que as ações originais.

A Figura 5 exemplifica o processo de determinação dos esforços nodais equivalentes de um elemento sujeito a uma força uniformemente distribuída q .

Figura 5: Esforços nodais equivalentes



Dessa forma, o vetor dos esforços nodais equivalentes do elemento (\mathbf{F}_L) é definido por

$$\mathbf{F}_L = [f_1 \quad f_2 \quad f_3 \quad f_4 \quad f_5 \quad f_6]^T. \quad (7)$$

2.1.6 Representação nas direções globais

Após a definição dos parâmetros do elemento (matriz de massa, matriz de rigidez e esforços nodais equivalentes) em seu sistema local, torna-se essencial transferir esses parâmetros do sistema local para o global. Isso se deve ao fato de que as informações sobre os deslocamentos nodais são fornecidas no sistema global.

Essa transformação do sistema local para global é feita por meio da matriz de transformação T , que para o caso de elementos de pórticos planos é dada por:

$$T = \begin{bmatrix} \cos \theta & \sin \theta & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\sin \theta & \cos \theta & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos \theta & \sin \theta & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\sin \theta & \cos \theta & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}, \quad (8)$$

em que θ é o ângulo que o eixo axial (x_L) do elemento faz com o eixo global horizontal (x_G) como exemplificado anteriormente na Figura 2.

Uma vez determinada a matriz de transformação, a mudança das direções locais para as globais é feita com o seguinte equacionamento:

$$M_G = T^T M_L T, \quad (9)$$

$$K_G = T^T K_L T, \quad (10)$$

$$F_G = T^T F_L T. \quad (11)$$

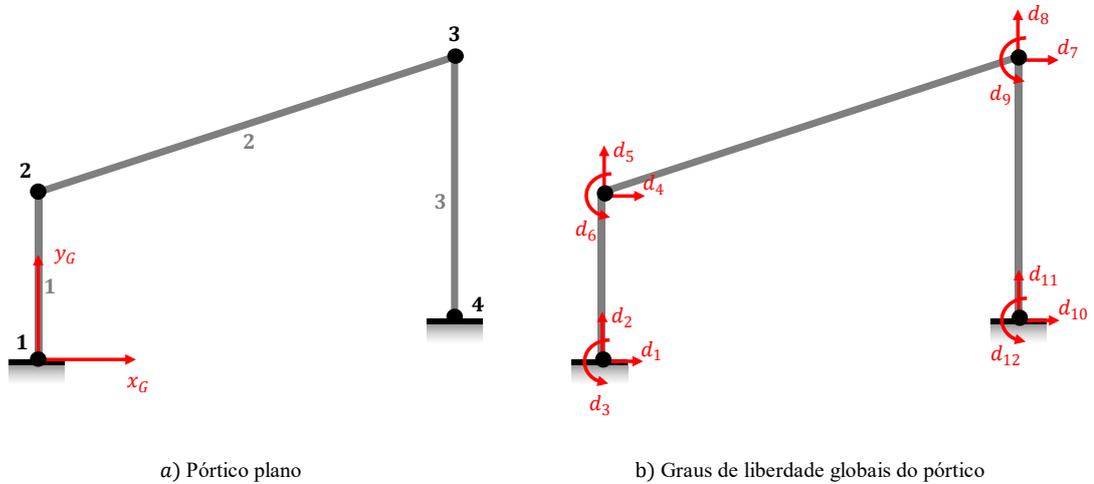
2.1.7 Construção das matrizes e vetores globais da estrutura

Após a determinação da matriz de massa, matriz de rigidez e dos esforços nodais equivalentes de cada elemento nas coordenadas globais, o próximo passo consiste em associá-los aos graus de liberdade da estrutura. Isso envolve adicionar a contribuição de cada informação dos elementos (rigidez, massa, deslocamentos, velocidades e acelerações) ao grau de liberdade ao qual ele está associado.

Para automatização desse processo e, portanto, implementação computacional, os graus de liberdade da estrutura são identificados com um número, a numeração parte do primeiro nó para o último, numerando os 3 graus de liberdade do nó em ordem crescente na ordem:

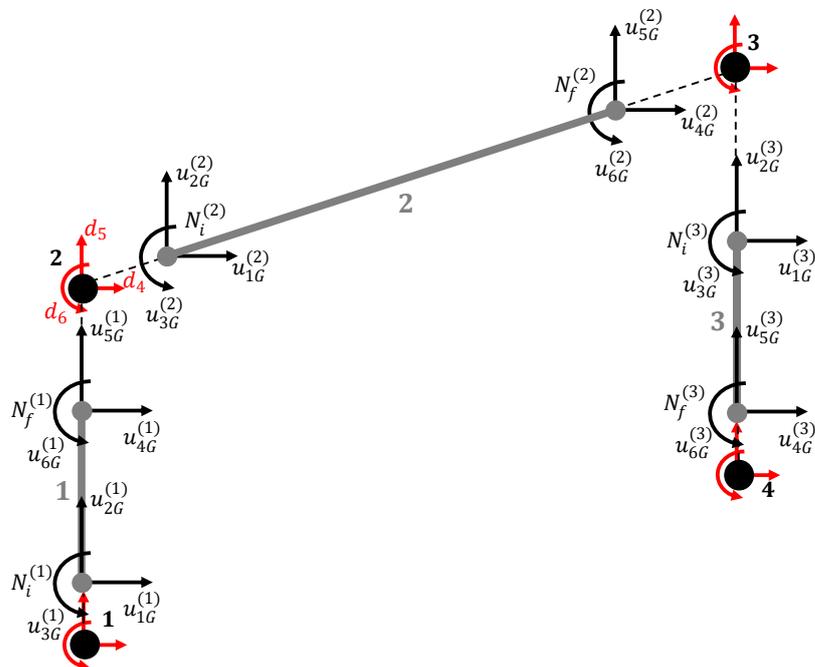
horizontal, vertical e de rotação. Para ilustrar esse processo de numeração, utiliza-se o pórtico plano com 3 elementos e 4 nós da Figura 6.

Figura 6: pórtico plano exemplo



A Figura 7 mostra esse mesmo pórtico, agora desmembrado, vale notar que os nós possuem graus de liberdade da estrutura d_i (de cor vermelha) e graus de liberdade do elemento u_{iG} (de cor preta). De modo geral, os graus associados à estrutura são sempre representados nas direções globais, e os associados aos elementos são representados nas direções globais u_{iG} ou locais u_i , para simplificação, todos foram representados nas direções globais.

Figura 7: Esquema dos graus de liberdade de um pórtico plano



Ao desmembrar a estrutura, como exemplificado na Figura 7 e focar a atenção no nó 2, nota-se que ele está diretamente ligado ao nó final do elemento 1 ($N_f^{(1)}$) e o nó inicial do elemento 2 ($N_i^{(2)}$), de modo que, os deslocamentos globais do nó 2 podem ser escritos da seguinte forma:

$$d_4 = u_{4G}^{(1)} = u_{1G}^{(2)}, \quad (12)$$

$$d_5 = u_{5G}^{(1)} = u_{2G}^{(2)}, \quad (13)$$

$$d_6 = u_{6G}^{(1)} = u_{3G}^{(2)}. \quad (14)$$

Sendo assim, o grau de liberdade 4 do elemento 1 e o grau de liberdade 1 do elemento 2, ambos escritos no sistema global, correspondem ao grau de liberdade 4 da estrutura. Portanto, provocar um deslocamento unitário no grau de liberdade d_4 corresponde a provocar um deslocamento unitário nos correspondentes deslocamentos dos elementos 1 e 2, de modo que, ao avaliar a rigidez global S_{44} da estrutura, chega-se à seguinte conclusão:

$$S_{44} = k_{11G}^{(2)} + k_{44G}^{(1)} \quad (15)$$

isto é, a força que surge no nó 2, na direção do grau de liberdade 4 da estrutura (d_4), em resposta a um deslocamento unitário aplicado nesse mesmo grau de liberdade, é a soma das forças, expressas nas direções globais, que aparecem nos nós dos elementos 1 e 2 (conectados ao nó 2) e que estão alinhadas com a direção de d_4 . Com isso, nota-se que, para esse caso particular da Figura 7, tem-se que

$$S_{55} = k_{22G}^{(2)} + k_{55G}^{(1)} \quad (16)$$

$$S_{66} = k_{33G}^{(2)} + k_{66G}^{(1)} \quad (17)$$

Esse procedimento é então repetido em toda a estrutura até que a matriz de rigidez global da estrutura seja montada, na qual cada coeficiente de rigidez da estrutura é a soma da rigidez dos elementos correspondentes, como exemplificado nas Eqs. (15), (16) e (17). O mesmo ocorre com a matriz de massa.

Quando implementada em ferramentas computacionais, essa associação geralmente é automatizada por meio de matrizes conhecidas como matrizes de incidência ou topológicas. Essas matrizes mapeiam a correspondência entre os graus de liberdade locais e globais. Por exemplo, pode-se notar, no caso da Figura 6, que os graus de liberdades são enumerados

respeitando a ordem da numeração dos nós. De modo que se pode relacionar os três graus de liberdade de um nó N da seguinte forma:

$$d_i(N) = d_{3N-2}, \quad (18)$$

$$d_j(N) = d_{3N-1}, \quad (19)$$

$$d_k(N) = d_{3N}, \quad (20)$$

sendo d_i , d_j e d_k , respectivamente, os graus de liberdade do Nó N nas direções x_G , y_G e z_G . Substituindo N por 4 nas Eqs. (18), (19) e (20), encontram-se d_{10} , d_{11} e d_{12} , que são os graus de liberdade globais do nó 4, como se pode verificar na Figura 6.

Sendo assim, uma vez informados os nós inicial e final do elemento, é possível identificar a quais graus de liberdade da estrutura ele está vinculado e dessa forma, associar a rigidez e massa do elemento aos graus de liberdade globais correspondentes da estrutura.

2.1.8 Matriz de amortecimento da estrutura

No presente trabalho, a matriz de amortecimento implementada no programa é a matriz de Rayleigh, e sua construção é a partir da seguinte combinação linear:

$$\mathbf{C} = a\mathbf{M} + b\mathbf{K}, \quad (21)$$

em que \mathbf{M} e \mathbf{K} são as matrizes de massa e rigidez da estrutura. Os coeficientes a e b são determinados resolvendo o seguinte sistema:

$$\frac{1}{2} \begin{bmatrix} 1 & \omega_r \\ \omega_r & 1 \\ 1 & \omega_s \\ \omega_s & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a \\ b \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \xi_r \\ \xi_s \end{bmatrix}, \quad (22)$$

em que ω_r e ω_s representam as frequências naturais de vibração da estrutura para os modos considerados r e s , enquanto ξ_r e ξ_s indicam as taxas de amortecimento correspondentes a esses modos de vibração.

No programa desenvolvido para este trabalho, o usuário precisa informar o valor a e b diretamente, para construção da matriz de amortecimento da estrutura.

2.2 Resolução da equação de movimento via métodos de integração numérica direta

A solução mais geral das equações de movimento se dá por meio de métodos de integração numérica, computacionalmente eficazes, que podem ser aplicados em sistemas lineares e não lineares. São métodos desenvolvidos a partir de leis de deslocamentos, velocidades e acelerações em instantes de tempo t_i consecutivos, espaçados entre si por um intervalo de tempo Δt arbitrário e constante ao longo da resolução.

Tais métodos de integração se dividem entre explícitos e implícitos. Os métodos explícitos são aqueles cuja resolução em um instante de tempo t_i toma como base a condição de equilíbrio do instante anterior t_{i-1} . Nos métodos implícitos, a resolução se baseia nas condições de equilíbrio do instante em análise t_i . A seguir, são apresentados dois métodos clássicos: o da diferença finita central (explícito), e o método de Newmark (implícito).

2.2.1 Método por diferença finita central

O método por diferença finita central considera uma aproximação da solução no intervalo de tempo de t_{i-1} a t_i via uma interpolação quadrática. A partir dessa interpolação quadrática, têm-se as seguintes aproximações para as derivadas temporais de primeira e segunda ordens:

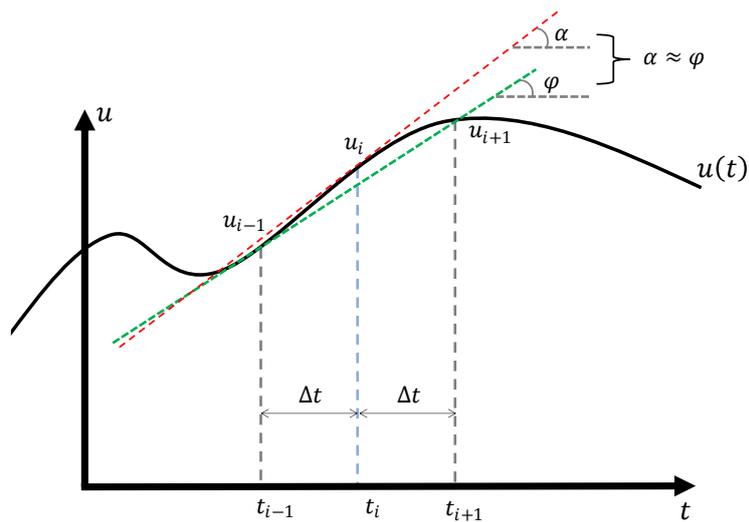
$$\dot{u}_i = \frac{u_{i+1} - u_{i-1}}{2\Delta t}, \quad (23)$$

$$\ddot{u}_i = \frac{u_{i+1} - 2u_i + u_{i-1}}{\Delta t^2}, \quad (24)$$

Como observado por Soriano (2014), assim como todos os métodos explícitos, o método da diferença finita central é condicionalmente estável, e sua estabilidade numérica é garantida quando o incremento de tempo atende à condição de estabilidade: $\Delta t \leq T_n/\pi$, em que T_n é o período fundamental do sistema.

A Figura 8 ilustra a ideia de aproximação em pauta para a derivada temporal de primeira ordem.

Figura 8: Aproximação para derivada via diferença finita central



Expandindo-se as Eqs. (23) e (24) para notação vetorial e substituindo-se na equação de movimento (Eq. (2)), obtém-se:

$$\mathbf{M}' \mathbf{u}_{i+1} = \mathbf{F}_i^d. \quad (25)$$

A matriz \mathbf{M}' e o vetor \mathbf{F}_i^d da Eq. (25) são definidos da seguinte forma:

$$\mathbf{M}' = \frac{1}{\Delta t^2} \mathbf{M} + \frac{1}{2\Delta t} \mathbf{C}, \quad (26)$$

$$\mathbf{F}_i^d = \mathbf{F}_i - \left(\mathbf{K} - \frac{2}{\Delta t^2} \mathbf{M} \right) \mathbf{u}_i - \left(\frac{1}{\Delta t^2} \mathbf{M} - \frac{1}{2\Delta t} \mathbf{C} \right) \mathbf{u}_{i-1}. \quad (27)$$

2.2.2 Método de Newmark

O método de Newmark tem como base a expansão em série de Taylor do deslocamento e velocidade

$$\mathbf{u}_i = \mathbf{u}_{i-1} + \Delta t \dot{\mathbf{u}}_{i-1} + \frac{\Delta t^2}{2} \ddot{\mathbf{u}}_{i-1} + \frac{\Delta t^3}{2} \dddot{\mathbf{u}}_{i-1} + \dots \quad (28)$$

$$\dot{\mathbf{u}}_i = \dot{\mathbf{u}}_{i-1} + \Delta t \ddot{\mathbf{u}}_{i-1} + \frac{\Delta t^2}{2} \dddot{\mathbf{u}}_{i-1} + \dots \quad (29)$$

Truncando essas séries no termo de terceira ordem e adicionando dois coeficientes γ e β para definir a variação da aceleração em um passo de tempo

$$\mathbf{u}_i = \mathbf{u}_{i-1} + \Delta t \dot{\mathbf{u}}_{i-1} + \frac{\Delta t^2}{2} \ddot{\mathbf{u}}_{i-1} + \beta \Delta t^3 \ddot{\mathbf{u}}_{i-1} \quad (30)$$

$$\dot{\mathbf{u}}_i = \dot{\mathbf{u}}_{i-1} + \Delta t \ddot{\mathbf{u}}_{i-1} + \gamma \Delta t^3 \dddot{\mathbf{u}}_{i-1}. \quad (31)$$

Assumindo aceleração linear no incremento de tempo Δt : $\ddot{\mathbf{u}}_{i-1} = (\ddot{\mathbf{u}}_i - \ddot{\mathbf{u}}_{i-1})/\Delta t$ e substituindo nas Eqs. (30) e (31).

$$\mathbf{u}_i = \mathbf{u}_{i-1} + \Delta t \dot{\mathbf{u}}_{i-1} + \Delta t^2 \left[\left(\frac{1}{2} - \beta \right) \ddot{\mathbf{u}}_{i-1} + \beta \ddot{\mathbf{u}}_i \right], \quad (32)$$

$$\dot{\mathbf{u}}_i = \dot{\mathbf{u}}_{i-1} + \Delta t [(1 - \gamma) \ddot{\mathbf{u}}_{i-1} + \gamma \ddot{\mathbf{u}}_i]. \quad (33)$$

Isolando o $\ddot{\mathbf{u}}_{i+1}$ na Eq. (32) e substituindo na equação de movimento, bem como o $\dot{\mathbf{u}}_{i+1}$ da Eq. (33), tem-se:

$$\mathbf{K}' \mathbf{u}_i = \mathbf{F}_i^N, \quad (34)$$

em que \mathbf{K}' é definida como:

$$\mathbf{K}' = \mathbf{K} + \mathbf{a}_1, \quad (35)$$

e \mathbf{F}_i^d é dado por:

$$\mathbf{F}_i^N = \mathbf{F}_i + \mathbf{a}_1 \mathbf{u}_{i-1} + \mathbf{a}_2 \dot{\mathbf{u}}_{i-1} + \mathbf{a}_3 \ddot{\mathbf{u}}_{i-1}, \quad (36)$$

em que \mathbf{a}_1 , \mathbf{a}_2 e \mathbf{a}_3 são matrizes definidas da seguinte forma:

$$\mathbf{a}_1 = \frac{1}{\beta \Delta t^2} \mathbf{M} + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \mathbf{C}, \quad (37)$$

$$\mathbf{a}_2 = \frac{1}{\beta \Delta t} \mathbf{M} + \left(\frac{\gamma}{\beta} - 1 \right) \mathbf{C}, \quad (38)$$

$$\mathbf{a}_3 = \left(\frac{1}{2\beta} - 1 \right) \mathbf{M} + \Delta t \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) \mathbf{C}. \quad (39)$$

Uma vez determinado \mathbf{u}_i com a Eq. (34), determina-se $\dot{\mathbf{u}}_i$ e $\ddot{\mathbf{u}}_i$ da seguinte forma:

$$\dot{\mathbf{u}}_i = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} (\mathbf{u}_i - \mathbf{u}_{i-1}) + \left(1 - \frac{\gamma}{\beta} \right) \dot{\mathbf{u}}_{i-1} + \Delta t \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta} \right) \ddot{\mathbf{u}}_{i-1}, \quad (40)$$

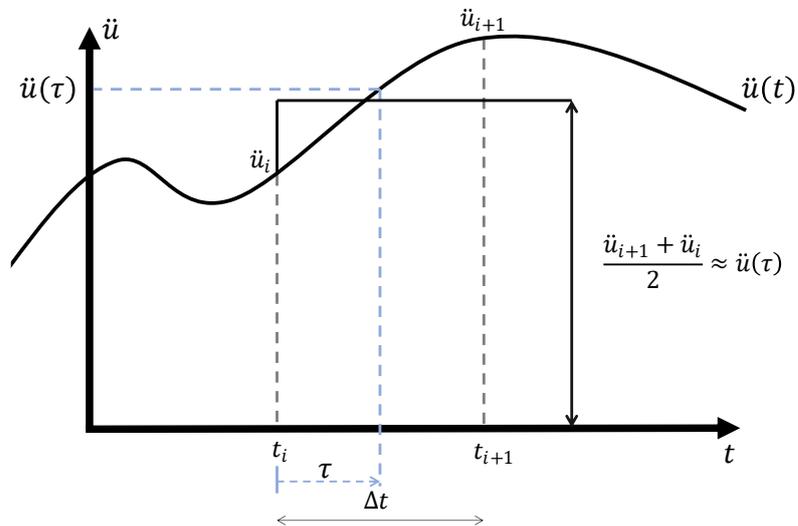
$$\ddot{\mathbf{u}}_i = \frac{1}{\beta \Delta t^2} (\mathbf{u}_i - \mathbf{u}_{i-1}) - \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{\mathbf{u}}_{i-1} - \left(\frac{1}{2\beta} - 1 \right) \ddot{\mathbf{u}}_{i-1}. \quad (41)$$

Dependendo do valor de β e γ se obtém diferentes considerações para a aceleração a cada incremento de tempo Δt . O mais comum deles é da aceleração média constante, como exemplificado na Figura 9, com $\gamma = 1/2$ e $\beta = 1/4$.

$$\ddot{u}(\tau) = \frac{\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i}{2}, \quad (42)$$

em que $0 \leq \tau \leq \Delta t$.

Figura 9: Aceleração média constante

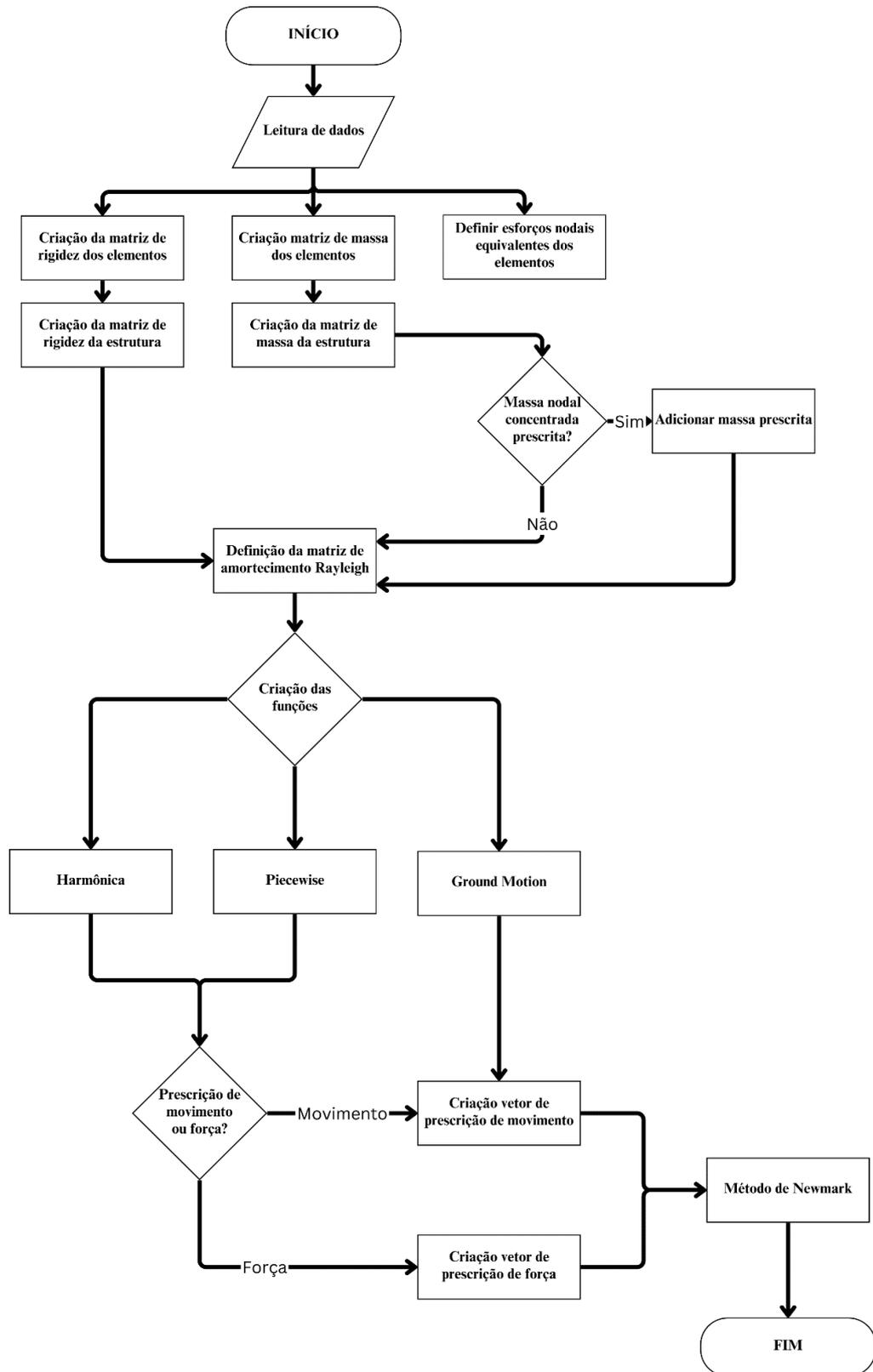


Neste trabalho, adotou-se o método de Newmark, pois ele oferece estabilidade incondicional no caso da aceleração média constante. Isso significa que a escolha do Δt não afeta a estabilidade da solução numérica.

2.2.3 Implementação computacional

O programa desenvolvido para este trabalho é escrito em Python e utiliza a biblioteca NumPy para realizar as operações algébricas necessárias. A Figura 10 apresenta o fluxograma do código, que ilustra de forma sucinta os processos implementados no programa para a realização da análise dinâmica.

Figura 10: Fluxograma do programa para análise dinâmica



3 CARREGAMENTOS DINÂMICOS NAS ESTRUTURAS

Segundo Soriano (2014), os carregamentos dinâmicos são aqueles que variam com o tempo em sua direção, sentido, magnitude ou até mesmo posição, mas somente exigem uma análise dinâmica os cenários nos quais há forças dinâmicas que promovem efeitos significativos na análise estrutural, ou seja, quando a parcela $M\ddot{u}$ na Eq. (1) possui magnitude relevante frente às demais parcelas da equação.

Se não fosse levada em conta a magnitude da parcela inercial para avaliar a necessidade de uma análise dinâmica, quase todo cenário real exigiria esse tipo de análise, uma vez que, com exceção do peso próprio, todos os demais carregamentos em uma estrutura variam com o tempo: ação do vento, deslocamento das pessoas, equipamentos ou mobílias, etc. Até mesmo o peso próprio varia na etapa de construção da estrutura já que os elementos estruturais vão sendo montados ou moldados durante a construção, variando o peso da estrutura sobre ela mesma ao longo do tempo da obra.

Brasil e Silva (2013) citam alguns cenários que são conhecidos por comumente exigirem análise dinâmica. Alguns deles são:

- Fundações de máquina e equipamentos;
- Sismos;
- Ação do vento.

Apesar desses efeitos, dependendo da caracterização dos carregamentos gerados e da estrutura em questão, é possível simplificar os carregamentos, tratando-os como ações estáticas. As correções nas ações e resultados geralmente são realizadas por meio de coeficientes.

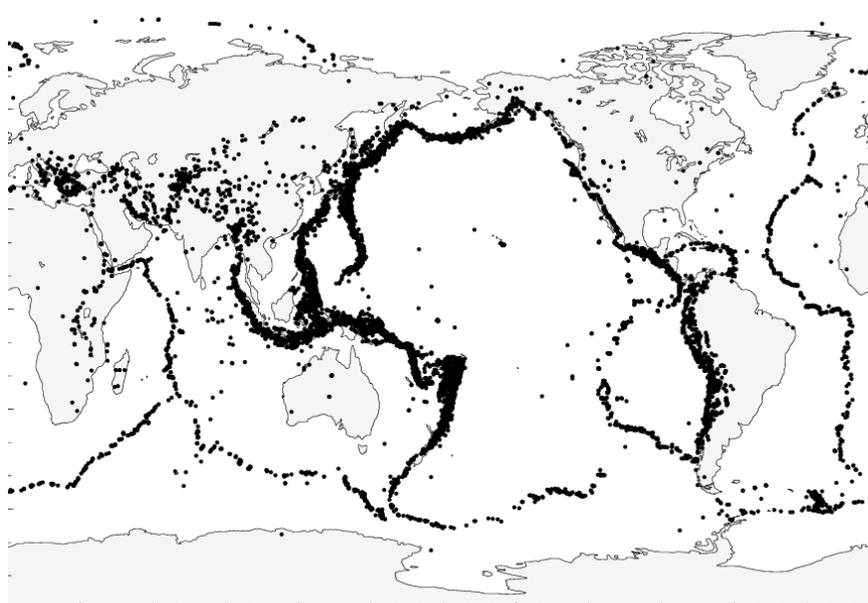
3.1 Sismos

Os terremotos, conhecidos como abalos sísmicos, são principalmente causados pelo movimento relativo das placas tectônicas. Este movimento gera tensão onde as placas se encontram, acumulando energia até que, ao atingir o limite de resistência das rochas no ponto de contato, ocorre uma movimentação abrupta do solo, liberando uma grande quantidade de energia na forma de ondas sísmicas. Esse mecanismo foi idealizado e explicado pela primeira vez pelo sismólogo estadunidense Harry Fielding Reid em seu relatório a respeito do terremoto de 1906, no Estado da Califórnia (Reid, 1910).

Tal mecanismo, proposto por Reid, recebeu posteriormente o nome de teoria do rebote elástico. Apesar de ser a principal causa dos sismos, o movimento das placas tectônicas não é a única razão para o surgimento desses fenômenos (Shearer, 2009). McGarr *et al.* (2002) mencionam outros mecanismos causadores de eventos sísmicos que estão associados à atividade humana, tais como barragens, extração e injeção de líquidos e gases no solo e mineração. Tais atividades podem desencadear abalos sísmicos mesmo com pequenas alterações no estado de tensão das falhas ao longo da crosta terrestre, na ordem de centenas de mega Pascal (Foulger *et al.*, 2018).

Os sismos, ou terremotos, são eventos que podem causar muitos danos e podem ocorrer em qualquer lugar ao redor do mundo, mas tendem a se concentrar em locais muito bem definidos no globo (ver Figura 11) – nos encontros limite entre placas tectônicas (Shearer, 2009).

Figura 11: localização de terremotos ao longo do globo, de 1977 a 1994



Fonte: (Shearer, 2009)

Todos os dias acontecem dezenas de terremotos por todo o globo. O Centro Nacional de Informação de Terremotos (NEIC), dos Estados Unidos, registra aproximadamente 30 mil terremotos por ano, cerca de 80 por dia. Entretanto, esses são apenas os mais relevantes, que por sua vez são registrados. Estima-se, porém, que milhões de atividades sísmicas ocorram todos os anos, mas de magnitude muito baixa (National Earthquake Information Center, 2020).

3.1.1 Sismos induzidos

Sismicidade induzida é o nome dado aos fenômenos sísmicos resultantes da ação humana (Keränen; Weingarten, 1976). Tal categoria de sismo vem sendo motivo de preocupação e atenção especialmente de alguns países na América do norte e na Europa, devido ao crescente aumento na frequência de terremotos (Ellworth, 2013). Ciente do potencial risco que a sismicidade induzida pode trazer, alguns programas de extração de energia e gás subterrâneos em países como nos Estados Unidos, Canadá (Glanz, 2009), e Holanda (Netherlands, 2023) já foram interrompidos a fim de evitar possíveis danos com eventuais terremotos que essas atividades podem desencadear.

Além da interrupção de atividades com risco potencial, alguns países, como os Estados Unidos, por meio da USGS (United States Geological Survey), já trabalham para melhor compreensão a respeito da sismicidade induzida, por meio da instalação de sismógrafos em áreas de crescente frequência de terremoto, elaboração modelos numéricos e fornecimento de estimativas de riscos, estimando impacto e frequência dos sismos.

Cada região tem sua peculiaridade no que se refere à sismicidade induzida, afinal, ela é fortemente dependente do porte e das atividades que são desenvolvidas (McGarr *et al.*, 2002). No Brasil, por exemplo, pode-se citar a atividade de mineração de sal-gema da Braskem, realizada no município de Maceió-AL, a qual, segundo o relatório da Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais (CPRM) de 2019, a atividade provocou a reativação de estruturas geológicas preexistentes, responsável, ainda segundo o relatório, pelo sismo do dia 03 de março de 2018 no bairro do Pinheiro (Serviço Geológico do Brasil, 2019).

3.1.2 Características de um sismo

Como abordado, o sismo é gerado a partir do movimento brusco do solo devido à ruptura em regiões denominadas de falhas geológicas. Essa ruptura ocorre devido à mudança no estado de tensão dessas falhas, que atingem a resistência limite da superfície de contato do solo e

permitem, então, esse movimento. A alteração no estado de tensão das falhas pode ser resultado de alguns agentes naturais como vulcões (McNutt; Roman, 2015) e movimento de placas tectônicas, artificiais devido a atividades humanas (McGarr, 2002) e até mesmo devido a outros eventos sísmicos (Shearer, 2009).

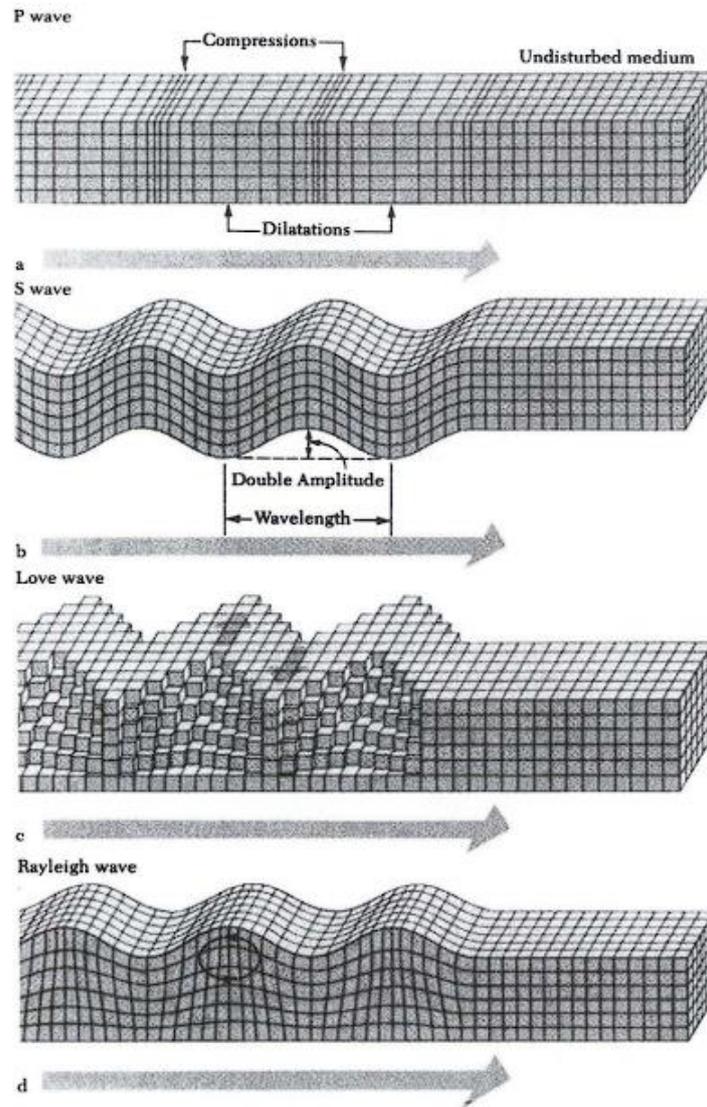
A resistência de uma falha geológica pode ser representada com o critério de falha de Coulomb (Foulger *et al.*, 2018), ou seja,

$$\tau_r = \tau_0 + \mu(\tau_n - p), \quad (43)$$

em que τ_r representa a tensão resistente, τ_0 a coesão, μ o coeficiente de atrito, τ_n a tensão normal à falha e p a poropressão. Qualquer alteração nessas propriedades altera a tensão de resistência da falha. A atividade de mineração subterrânea com injeção de líquido, por exemplo, altera a poropressão, com o aumento dela, a resistência da falha reduz, podendo resultar no sismo.

Quando o sismo ocorre, a energia é liberada em forma de ondas que se propagam através do solo. Inicialmente, por estar no interior da terra – meio elástico e sólido - as ondas se propagam de duas formas, como proposto por Poisson em 1830: ondas P (ondas Primárias) longitudinais e ondas S (ondas Secundárias) de cisalhamento. As ondas P e S são também conhecidas como ondas volumétricas, pois são as únicas que se propagam no interior de um corpo sólido (Lay; Wallace, 1995). Ao atingir a superfície terrestre, as ondas encontram-se em uma superfície livre, portanto passam a se comportar como ondas de superfície, dividindo-se em dois novos tipos de onda: ondas Rayleigh e ondas Love (Novotny, 1999). Um esquema com a forma de propagação das ondas é apresentado na Figura 12.

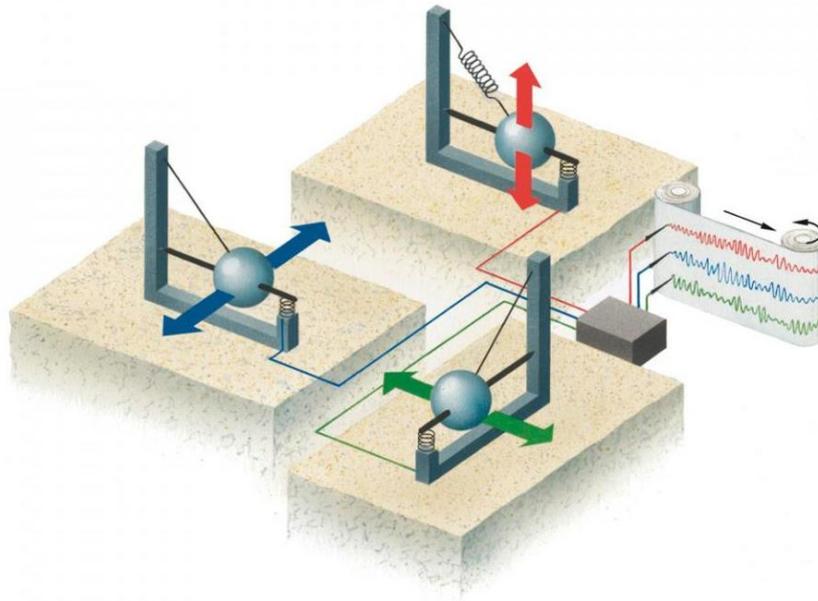
Figura 12: representação das diferentes ondas e sua propagação



Fonte: (Lay; Wallace, 1995)

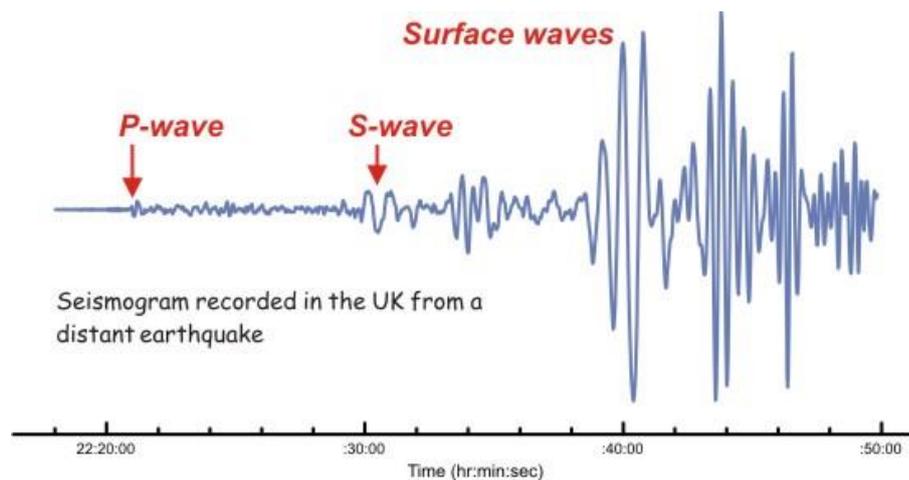
As ondas trazem consigo informações importantes a respeito do sismo que são registradas por meio de sismógrafos. Os sismógrafos são equipamentos que realizam, com precisão, o registro do movimento do solo, por meio de sismômetros – o sensor de movimento, este que por sua vez gera um sismograma, que representa o registro ou o gráfico do fenômeno. As Figura 13 e Figura 14 representam, respectivamente, a ilustração de um sismógrafo e de um sismograma. As massas presas às molas do sismógrafo da Figura 13 representam os sismômetros.

Figura 13: Ilustração de um sismógrafo com 3 sismômetros determinando movimento na direção vertical (vermelho) e direções horizontais ortogonais entre si (azul e verde).



Fonte: (British Geological Survey, 2008)

Figura 14: Ilustração de um sismograma

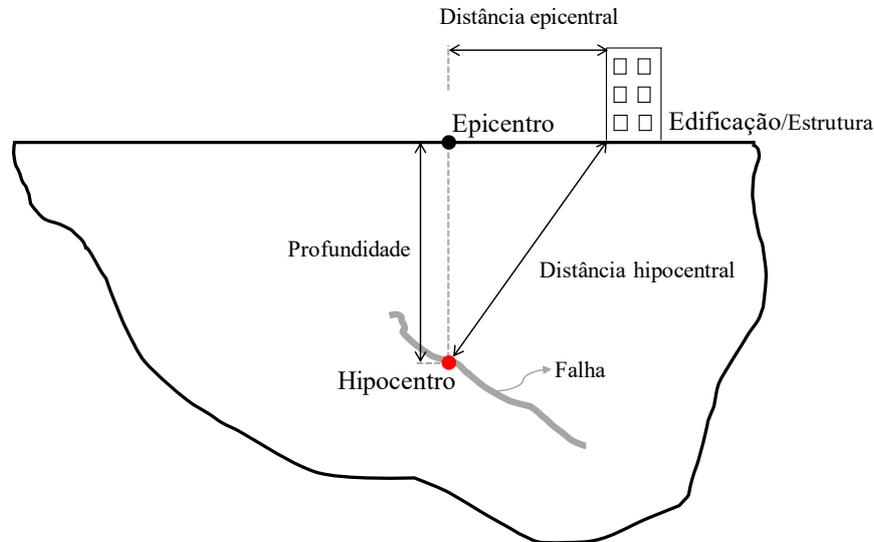


Fonte: (British Geological Survey, 2008)

A posição do sismo é uma informação relevante e para caracterizá-la precisa-se saber onde é o hipocentro e epicentro do evento. Hipocentro pode ser definido como um ponto (x, y, z) com as coordenadas do sismo, ou seja, é o local da falha onde ocorreu a movimentação do solo, está, portanto, localizado no interior da terra. O epicentro é o local logo acima do hipocentro (x, y) , na superfície terrestre, sendo então o local de maior intensidade, com maior

potencial de danos na superfície. A Figura 15 a seguir ilustra a relação entre hipocentro e epicentro, bem como as distâncias.

Figura 15: Definição da localização e distâncias do sismo



Com as informações obtidas por meio de uma rede de sismógrafos, é possível determinar a localização, quando ocorreu e a magnitude do sismo. A onda P é sempre a primeira a ser registrada pelo sismógrafo, pois é a mais rápida, seguida da onda S (ver Figura 14). Conhecendo a diferença de tempo entre a onda P e S, assim como a velocidade relativa de ambas, é possível determinar a distância do sismo até o sismógrafo.

3.1.3 Magnitude dos sismos

A magnitude é uma escala que pode ser entendida como forma de determinar a dimensão do terremoto, e está ligada à quantidade de energia liberada. Há diversas escalas de magnitude diferentes, todas estão ligadas à amplitude máxima que é registrada no sismograma (Shearer, 2009). Dentre as escalas existentes, a mais conhecida é a escala de Richter ou escala local M_L , proposta em 1935 por Charles F. Richter (Richter, 1935). A magnitude de Richter ou magnitude local M_L é definida em relação a um terremoto de referência localizado à mesma distância do ponto de medição.

$$M_L = \log_{10} A_m(\Delta) - \log_{10} A_{m0}(\Delta), \quad (44)$$

em que A_m é a máxima amplitude registrada em um sismógrafo Wood-Anderson, A_{m0} é a amplitude de um evento de referência e Δ é a distância epicentral. Ou seja, a magnitude é a diferença do logaritmo da amplitude do evento ocorrido e do evento de referência quando

ambos ocorrem a uma distância Δ do sismógrafo. Para isso, Richter (Richter, 1935) disponibilizou uma tabela com valores de A_{m0} para diferentes distâncias.

Entretanto, devido ao fato dessa escala ser limitada a algumas distâncias entre sismógrafo e epicentro, como também se restringir a um sismógrafo específico, e apresentar imprecisão para terremotos de grandes magnitudes (magnitudes acima de 7), novas escalas foram desenvolvidas, mais precisas e com menos limitações. (Shearer, 2009).

Duas escalas de magnitude foram desenvolvidas se baseando nas ondas causadas pelos sismos (ver Figura 12), e elas são magnitude das ondas volumétricas M_b e a magnitude das ondas superficiais M_s . A magnitude de ondas volumétricas é definida com base no primeiro ciclo das ondas P e é escrita como:

$$M_b = \log_{10} \left(\frac{A_m}{T} \right) + Q(h, \Delta), \quad (45)$$

em que T é o período das ondas e Q é uma função empírica da profundidade h e da distância epicentral Δ .

A magnitude de ondas de superfície é definida com base nas ondas Rayleigh e é escrita como:

$$M_s = \log_{10} \left(\frac{A_m}{T} \right) + 1,66 \log_{10}(\Delta) + 3,3. \quad (46)$$

Apesar das magnitudes M_b e M_s resolverem a limitação quanto à necessidade de uso de um sismógrafo específico, ambas apresentam imprecisão para sismos de grandes magnitudes, assim como a magnitude local M_L . Essa limitação motivou a criação da escala conhecida como escala de magnitude de momento M_W , definida por:

$$M_W = \frac{2}{3} (\log_{10}(M_0) - 9,1), \quad (47)$$

em que M_0 é o momento sísmico, medido em $N \cdot m$, e definido por

$$M_0 = G U S, \quad (48)$$

em que S é a área da falha, em m^2 , U é o deslocamento longitudinal da falha, em m , G é o módulo de rigidez do solo, em N/m^2 .

Segundo Datta (2010) e Shearer (2009), como o momento de magnitude é baseado em uma propriedade física do sismo, essa escala é a que melhor descreve a magnitude de grandes sismos, razão pela qual é amplamente utilizada para esse fim. Além disso, Shearer (2009) observa que, para sismos de pequena magnitude a magnitude local M_L e momento de magnitude M_W se assemelham bastante. Segundo Datta (2010), para eventos nos quais $M_W < 6$, pode-se considerar que todas as escalas previamente mencionadas são equivalentes, isto é $M_L = M_s = M_b = M_W$.

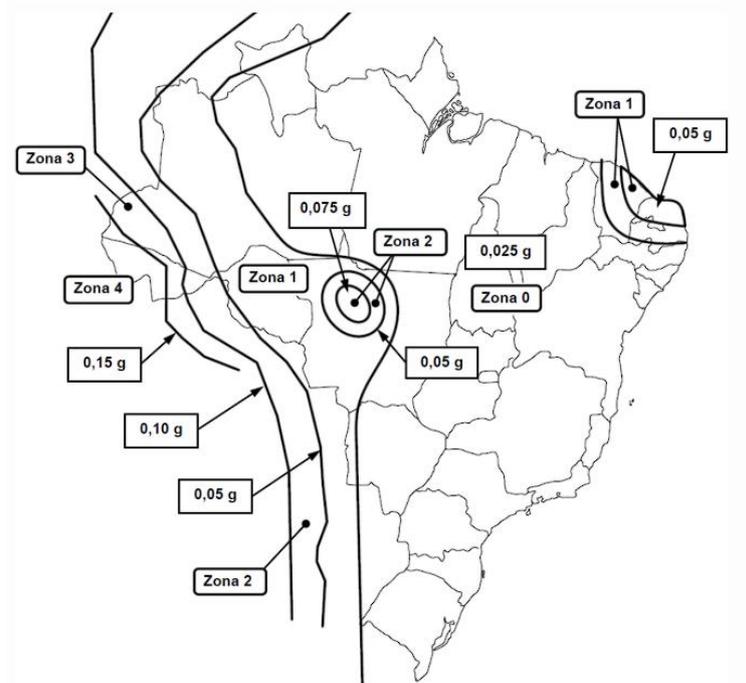
3.1.4 Sismos na concepção de estruturas

De acordo com Soriano (2014), terremotos são eventos dinâmicos, imprevisíveis e com alto potencial destrutivo. O movimento do solo causado por terremotos pode gerar o colapso de construções, podendo resultar em perda material e de vidas humanas. Portanto, engenheiros estruturais desempenhem um papel fundamental na garantia de que as estruturas localizadas em áreas propensas a sismos sejam projetadas para suportar com segurança os movimentos sísmicos, as chamadas estruturas sismorresistentes, minimizando o risco de falhas estruturais e assegurando a proteção de pessoas e bens.

A análise estrutural de edificações sismorresistente envolve caracterização do risco sísmico, definido por Bommer e Stafford (2016) como a combinação do perigo sísmico, exposição e vulnerabilidade. O perigo sísmico refere-se à intensidade do sismo e seu potencial destrutivo. De acordo com Datta (2010), a determinação do perigo sísmico é complexa e pode ser feita por meio de abordagens determinísticas ou probabilísticas para estimar o movimento mais provável do solo.

O projeto de estruturas sismorresistentes se baseia em documentos normativos que definem e guiam o processo de caracterização do risco sísmico. No Brasil, a norma NBR 15421:2023 define os procedimentos e requisitos para verificação da segurança estrutural submetidas às ações sísmicas.

Ondas, magnitudes, distâncias e intensidade de sismos não trazem informações relevantes na concepção de estruturas, geralmente a principal informação utilizada para análise estrutural de sismos é a aceleração do solo. Para simplificar os cálculos, a NBR 15421:2023 traz o zoneamento sísmico do Brasil, dividindo-o em 5 zonas (ver Figura 16), para cada zona é determinado um intervalo para a chamada aceleração sísmica horizontal característica de projeto (a_g) para um solo de classe B (Rocha), conforme a Tabela 1.

Figura 16: Zoneamento sísmico do Brasil

Fonte: (ABNT NBR 15421, 2023)

Tabela 1: Aceleração sísmica horizontal determinada por zona sísmica para o solo de classe B (Rocha)

Zona sísmica	Aceleração sísmica horizontal (a_g)
Zona 0	$a_g = 0,025$
Zona 1	$0,025 < a_g \leq 0,05$
Zona 2	$0,05 < a_g \leq 0,10$
Zona 3	$0,10 < a_g \leq 0,15$
Zona 4	$a_g = 0,15$

Fonte: ABNT NBR 15421:2023

Para outras classes de solo, as acelerações são corrigidas com base nos coeficientes C_v e C_a que representam o fator de amplificação sísmica do solo para o período de 0 e 1 segundos respectivamente, esses fatores são tabelados e são obtidos a partir da classificação do solo.

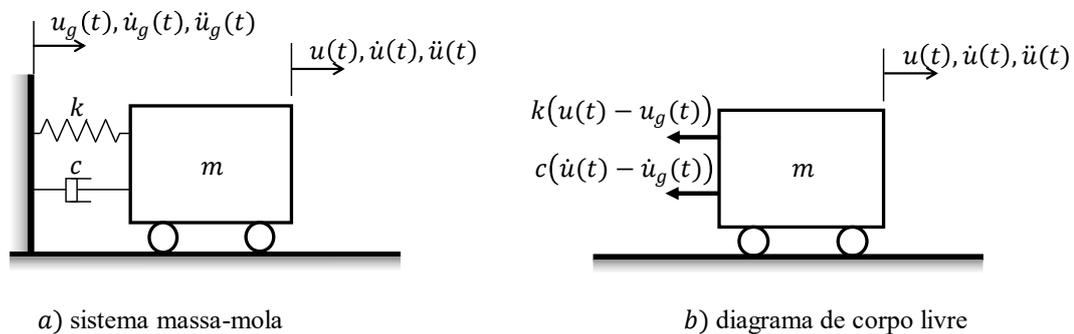
3.1.5 Históricos de movimento do solo

Os históricos de movimento do solo são representações gráficas que mostram o deslocamento, a velocidade ou a aceleração de um local ao longo do tempo, geralmente registrados para analisar o movimento provocado por um sismo. Esses dados são obtidos por estações sismográficas, onde sismógrafos registram continuamente as variações no solo, monitorando e documentando os efeitos dos eventos sísmicos.

Esses históricos são fundamentais, pois, além de fornecerem informações detalhadas sobre o sismo, podem ser utilizados em análises estruturais. Ao aplicar os registros de movimento na base de uma estrutura, é possível avaliar seu comportamento dinâmico. A norma NBR 15421:2023 aborda essa técnica em seu item 11, "Análise sísmica com históricos de acelerações no tempo", estabelecendo diretrizes para sua aplicação. Geralmente o histórico da aceleração, acelerogramas, são os mais importantes, deles a velocidade e o deslocamento podem ser obtidos a partir de uma integração numérica (Soriano, 2014).

A Figura 17 a seguir apresenta um sistema massa-mola no qual o apoio ou base é submetida a um histórico de movimento qualquer aplicado à sua base, simulando efeito de um sismo.

Figura 17: Sistema massa-mola com movimento de base



Seja $w(t) = u(t) - u_g(t)$, fazendo novamente uso da lei de Newton e reorganizando as parcelas, tem-se

$$kw(t) + cw'(t) + m\ddot{w}(t) = -m\ddot{u}_g(t), \quad (49)$$

em que $\ddot{u}_g(t)$ representa a aceleração do solo causada pelo sismo. A Eq. (49) representa, de modo geral, a equação de movimento para um sistema sujeito a movimento de base.

Embora possam ser úteis em análises dinâmicas, os registros de movimento de solo precisam ser compatíveis com a atividade sísmica específica do local onde se deseja estudar os efeitos na estrutura a ser construída. Além disso, os códigos normativos geralmente exigem o uso de múltiplos históricos de movimento para uma análise sísmica completa. No caso da NBR 15421:2023, é necessário utilizar pelo menos três conjuntos de históricos. A disponibilidade limitada de registros adequados para determinadas regiões pode dificultar a realização desse tipo de análise.

A fim de contornar esse problema, na literatura existem alguns métodos para ajustar históricos de movimento de solo para se adequarem às condições do local da estrutura. Ramani (2015) traz algumas metodologias de ajustes como o ajuste pela aceleração máxima do solo, pelo primeiro período de vibração da estrutura, ajuste pelo erro médio quadrado entre outros métodos normativos.

Além disso, ainda é possível a geração de históricos de movimentos sintéticos compatíveis com o espectro de resposta normativo, geralmente mais especificamente acelerogramas. Há diversas metodologias para geração desses acelerogramas, como apontado por Brito (2017), e muitos deles partem do princípio de que qualquer função periódica pode ser representada como uma superposição de ondas sinusoidais, assim, pode-se representar a aceleração no tempo da seguinte forma:

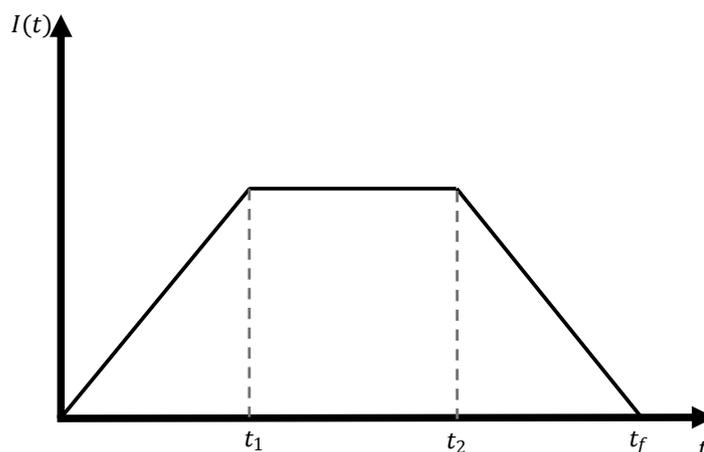
$$a(t) = I(t) \sum_{i=1}^n A_i \text{sen}(2\pi f_i t + \theta_i), \quad (50)$$

em que $a(t)$ é a função que determina o acelerograma, $I(t)$ é a envoltória que dá ao acelerograma a característica não estacionária, típica de sismos, f_i é a frequência, θ_i é o ângulo de fase gerado aleatoriamente entre 0 e 2π e A_i é a amplitude compatível com o espectro de resposta. Ramani (2015) e Brito (2017) trazem mais detalhes a respeito das metodologias para geração desses acelerogramas sintéticos compatíveis com espectro de resposta.

Existem alguns tipos de funções que definem a envoltória $I(t)$. Neste trabalho, opta-se por fazer uso da função trapezoidal, definida por:

$$I(t) = \begin{cases} \frac{t}{t_1}, & 0 \leq t < t_1 \\ 1, & t_1 \leq t < t_2 \\ \frac{(t - t_f)}{(t_2 - t_f)}, & t_2 \leq t < t_f \end{cases} \quad (51)$$

A Figura 18 representa o gráfico desse tipo de envoltória.

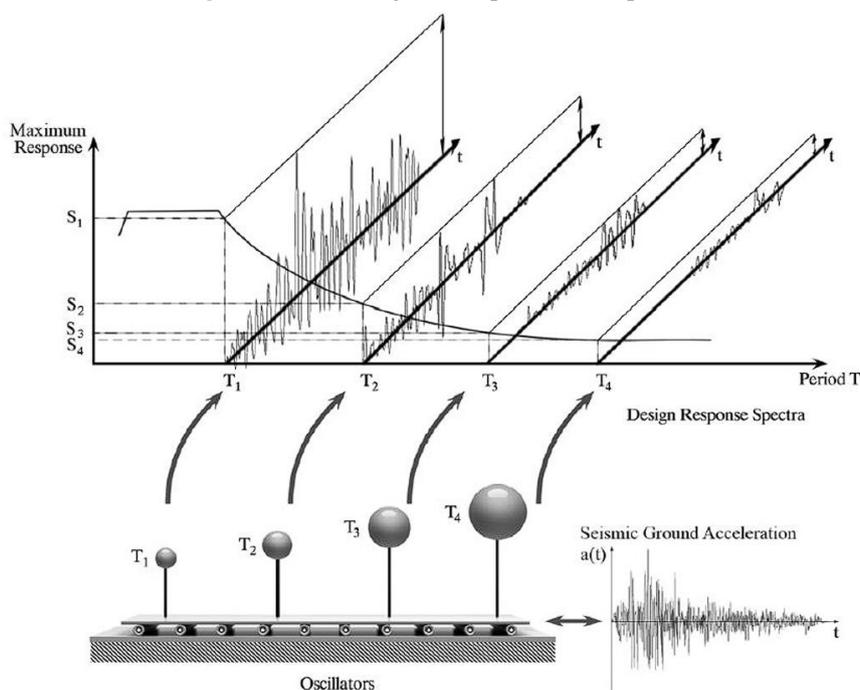
Figura 18: Envoltória trapezoidal

O programa desenvolvido permite a prescrição de movimento por meio de históricos temporais de movimento. Para isso, é fornecido como entrada um arquivo de texto contendo os dados de deslocamento, velocidade e aceleração ao longo do tempo, os quais são então armazenados em uma lista. Essa etapa ocorre durante a criação das funções de prescrição (ver Figura 10), especificamente as prescrições do tipo *Ground Motion*.

3.1.6 Espectro de resposta

A resposta de diversas estruturas a um terremoto específico pode ser representada por um espectro de resposta. Esse espectro é criado calculando a resposta no domínio do tempo de vários sistemas de um grau de liberdade), cada um com diferentes períodos naturais, e registrando o valor máximo de deslocamento, aceleração ou velocidade atingido. Esses valores são então representados graficamente em função do período natural do sistema. É possível também incluir várias curvas para sistemas com diferentes taxas de amortecimento. Dessa forma, o espectro de resposta revela a resposta máxima de uma estrutura com um grau de liberdade a um terremoto, considerando seu período natural e o amortecimento (Williams, 2016).

A Figura 19 exemplifica como um espectro de resposta é construído. A principal vantagem do espectro de resposta, de acordo com Williams (2016) é que ele permite que terremotos com diferentes características no tempo, mas frequências semelhantes, resultem em respostas comparáveis, facilitando o projeto para eventos sísmicos futuros incertos. Dessa forma espectros de resposta são ferramentas poderosas para estimar a resposta da estrutura frente às atividades sísmicas de uma determinada região.

Figura 19: Construção do espectro de resposta

Fonte: (Vrochidou *et al.*, 2014)

Essa vantagem é a razão pela qual muitos códigos normativos, como a norma brasileira NBR 15421:2023, adotam o espectro de resposta. Além disso, a norma exige, em seu item 11, o qual trata da análise com uso de históricos de movimentos, que os acelerogramas gerados artificialmente sejam compatíveis com o espectro de resposta, ou seja, o espectro, obtido a partir da resposta desses acelerogramas artificiais, deve apresentar um comportamento semelhante ao espectro de resposta definido pela norma para as condições do local de implantação da estrutura.

NBR 15421:2023 estabelece os procedimentos para a geração do espectro de resposta, levando em consideração a zona sísmica e as características do solo sobre o qual a estrutura será instalada. Apesar de ser possível utilizar o mapa de zoneamento sísmico para definir a aceleração sísmica horizontal a_g há a possibilidade de se realizar um estudo específico para definir esse valor de forma independente. Isso pode ser feito por meio de uma Análise Determinística de Risco Sísmico (ADRS).

3.1.7 Análise Determinística de Risco Sísmico

A Análise Determinística de Risco Sísmico (ADRS) consiste em um procedimento simples que visa determinar informações a respeito do movimento do solo, como aceleração e velocidade máximas, em determinado local causado por sismos, com base em um cenário

pessimista. Para Datta (2010), a ADRS requer informações detalhadas sobre eventos sísmicos passados, que podem ser resumidas em cinco etapas:

- I. Identificação das fontes potenciais de sismo;
- II. Determinação das distâncias da fonte ao local de análise;
- III. Determinação das magnitudes máximas dos terremotos de cada uma das fontes;
- IV. Seleção de uma Equação de Predição de Movimento de Solo (EPMS) que melhor se adeque ao cenário analisado, para encontrar os valores de movimento;
- V. Determinação do pior parâmetro de movimento do solo dentre os valores encontrados.

Com essa metodologia é possível determinar, então, a aceleração de pico do solo (APS), informação essencial para análise estrutural em situação de sismo.

3.1.7.1 Equação de Predição de Movimento de Solo

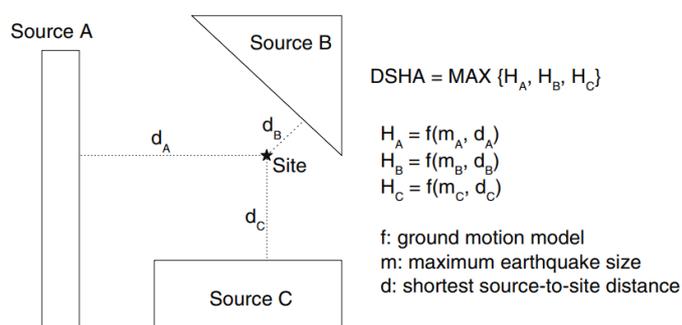
Equações de predição de movimento do solo (EPMS) podem ser utilizadas para estimar aceleração de pico do solo (APS), sendo ferramentas importantes para a análise de risco sísmico (Boore; Atkinson, 2008). EPMS são equações empíricas e existem centenas delas na literatura. Douglas (2022) listou ao todo 485 EPMS que determinam APS em trabalhos publicados entre os anos de 1961 e 2021.

Uma EPMS usualmente tem a seguinte forma:

$$\ln(APS) = f(M, d) + \varepsilon. \quad (52)$$

em que $f(M, d)$ é uma função da magnitude (M) e distância da fonte ao local analisado (d) do terremoto e ε representa o erro do modelo. A Figura 20 ilustra uma ADRS fazendo uso de uma EPMS.

Figura 20: Ilustração de uma ADRS (em inglês DSHA) utilizando uma EPMS



Fonte: (Wang; Huang, 2014)

3.2 Ventos

O vento é a movimentação das massas de ar. Essa movimentação ocorre de forma aleatória no tempo, variando sua direção e velocidade. Segundo Stabile *et al.* (2020), devido a essa variação, o vento é essencialmente uma ação dinâmica e estocástica. Quando o vento incide sobre uma estrutura, devido à natureza aleatória do comportamento do vento, forças com sentido, direção e magnitudes aleatórias também surgem (Brasil e Silva, 2013).

Brasil e Silva (2013) ainda mencionam que, assim como a velocidade do vento, a forma da estrutura é importante na determinação dos efeitos dele sobre a estrutura, bem como o ângulo de incidência. Esses efeitos provocados pelo vento são especialmente importantes para edificações altas ou leves (Obata, 2009).

A norma brasileira NBR 6123:2023 estabelece os procedimentos para a determinação das forças devidas ao vento, dividindo-as em efeitos estáticos e dinâmicos. No entanto, os efeitos dinâmicos só precisam ser considerados em casos específicos, conforme determinado pela norma. Embora, como afirmam Brasil e Silva (2013), as diretrizes da norma sejam adequadas para a maioria das edificações comuns, Stabile *et al.* (2020) argumentam que, para uma avaliação mais precisa dos efeitos do vento, é necessário ir além das análises prescritas. Eles recomendam o uso de análises experimentais, como testes em túnel de vento, ou abordagens numéricas mais avançadas.

Diante desse contexto, este trabalho se propõe a explorar o Método do Vento Sintético (MVS). Esse método visa simular os efeitos do vento de maneira mais precisa, tratando o carregamento do vento como um processo aleatório, dividido em uma parcela média (estática) e outra flutuante (dinâmica), esta última composta pela soma de harmônicos. A principal ideia do MVS é gerar séries de carregamentos aleatórios da parcela flutuante e realizar um estudo estatístico das respostas obtidas. Por esse motivo, o MVS é baseado na simulação de Monte Carlo, no qual as variáveis aleatórias são os ângulos de fase dos harmônicos (Stabile *et al.* 2023).

3.2.1 Método do Vento Sintético

Como mencionado anteriormente, o MVS parte da premissa de que o carregamento possui uma parcela estática e outra flutuante, mesma ideia na qual a NBR 6123:2023 se baseia para definir os efeitos dinâmicos do vento. De modo que a pressão total sobre a estrutura é dada por:

$$P = P_e + P_f, \quad (53)$$

em que P é a pressão total ou de pico, P_e é a pressão estática e P_f a pressão flutuante ou dinâmica máxima. De modo geral, a pressão gerada pelo vento devido à sua velocidade é a seguinte

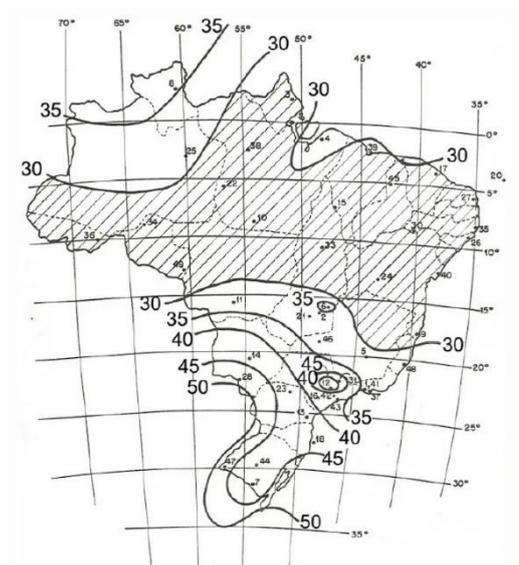
$$P_i = \frac{q v_i^2}{2}, \quad (54)$$

em que q é a massa específica do ar de referência, igual a $1,226 \text{ kg/m}^3$, v_i é a velocidade média do vento. O subscrito i indica o período de tempo, em segundos, do qual a velocidade v_i representa o valor médio, de modo geral, de acordo com a NBR 6123:2023 tem-se

$$v_i = S_2 V_0 \quad (55)$$

em que S_2 é o fator que considera a rugosidade do terreno, altura da rajada de vento e o período de i segundos. Por fim, V_0 representa a chamada velocidade básica, a ser consultada no mapa de isopletras disponibilizadas pela norma (ver Figura 21).

Figura 21: Mapa de isopletras da velocidade básica V_0 (m/s)



Fonte: (ABNT NBR 6123, 2023)

O valor de S_2 é dado por:

$$S_2 = b_{mi} F_{ri} \left(\frac{z}{10} \right)^{p_i}, \quad (56)$$

em que os valores b_{mi} , F_{ri} e p_i podem ser obtidos por meio da Tabela 1 do anexo A da norma. Vale ressaltar que essas variáveis possuem o subscrito i pois seus valores também dependem do período de tempo em questão. A variável z representa a altura da rajada de vento.

A pressão estática é determinada com base na velocidade v_{3600} , ou seja, para um período de 1 hora, enquanto a pressão total ou de pico é calculada com base em v_3 . É comum encontrar trabalhos nos quais a pressão estática é determinada com a velocidade v_{600} . A mudança para v_{3600} aqui é justificada com base no fato de que o espectro de potência de Davenport, adotado no MVS, é definido com flutuações horárias da velocidade média do vento, conforme explicado por Stabile *et al.* (2020). Sendo assim, substituindo na Eq. (54):

$$P = 0,613v_3^2, \quad (57)$$

$$P_e = 0,613v_{3600}^2. \quad (58)$$

Substituindo na Eq. (53) e reajustando as parcelas:

$$P_f = 0,613(v_3^2 - v_{3600}^2). \quad (59)$$

3.2.1.1 Construção dos harmônicos

A ideia do MVS é então decompor a pressão flutuante em uma soma de harmônicos

$$P'(t) = \sum_{k=1}^n C_k \cos(2\pi f_k t - \theta_k). \quad (60)$$

em que f_i , θ_k e C_k são, respectivamente, a frequência, o ângulo de fase, gerado aleatoriamente entre 0 e 2π , e amplitude do k -ésimo harmônico. Franco (1993) propõe que sejam adicionados no mínimo 11 harmônicos e que a frequência de ao menos 1 seja igual a de ressonância da estrutura e as demais sejam múltiplos ou submúltiplos desta por um fator 2.

A amplitude é definida por meio do espectro de potência:

$$C_k = \left(2 \int_{(k)} S(f) df \right)^{1/2}, \quad (61)$$

em que (k) é o intervalo de frequências do k -ésimo harmônico e $S(f)$ é o espectro de potência das pressões flutuantes do vento. Utilizando o espectro de Davenport, tem-se:

$$\frac{fS(f)}{u_*^2} = 4 \frac{X_1^2}{(1 + X_1^2)^{4/3}}, \quad (62)$$

em que u_* é a velocidade de fricção da pressão flutuante, e X_1 de Davenport modificado definido por:

$$X_1 = \frac{1220f}{V(10)}, \quad (63)$$

considerando $V(10)$ como a velocidade média em um período de uma hora para uma altura de dez metros em terreno aberto (categoria II, conforme a NBR 6123:2023), nessas condições tem-se que $V(10) = v_{3600}$. Os valores de F_{r3600} , b_{m3600} e p_{3600} de S_2 , podem ser obtidos na Tabela 1 do anexo A da norma. Para o cenário descrito, $S_2 = 0,65$. Portanto, utilizando a Eq. (55), De modo que $V(10) = 0,65V_0$.

Sabendo que a amplitude do harmônico é uma parcela da pressão de pico, tem-se o seguinte:

$$C_k = c_k P_f. \quad (64)$$

Franco (1993) ainda propõe que:

$$c_k = \frac{C_k}{\sum_{i=1}^m C_i}. \quad (65)$$

De modo que a soma dos coeficientes c_k seja unitária. Franco (1993) verificou ainda que, ao usar 11 harmônicos ($n = 11$) para construção da pressão flutuante com a Eq. (60), a contribuição da parcela ressonante é superestimada por um fator 2, para contornar isso, ele sugere que o coeficiente c_r da parcela ressonante seja dividido pela metade e os coeficientes vizinhos também sejam corrigidos para garantir que a soma total dos coeficientes continue igual a 1 como segue:

$$c_r^* = \frac{c_r}{2}, \quad (66)$$

$$c_{r-1}^* = c_{r-1} + \frac{c_r}{4}, \quad (67)$$

$$c_{r+1}^* = c_{r+1} + \frac{c_r}{4}. \quad (68)$$

3.2.1.2 Forças na estrutura

A força total na estrutura, dado uma pressão do vento, é dada pela seguinte equação:

$$F = C_{at}A_eP, \quad (69)$$

em que C_{at} é o coeficiente de arrasto, A_e a área da projeção vertical da estrutura que contribui para geração da força no ponto de aplicação da força. Substituindo P pela sua definição na Eq. (53):

$$F(t, z) = F_e(z) + F_f(t, z) = C_{at}A_e(P_e + P_f), \quad (70)$$

em que F_e é a força estática ou média e F_f é a força flutuante, parcela que varia com o tempo.

Substituindo P_f pela soma de harmônicos de acordo com a Eq. (60) com $C_k = c_kP_f$. Sabendo-se que $P_f = 0,613(v_3^2 - v_{3600}^2)$ e $P_e = 0,613v_{3600}^2$, com base nas Eqs. (58) e (59) tem-se:

$$F(t, z) = 0,613C_{at}A_e \left[v_{3600}^2(z) + (v_3^2(z) - v_{3600}^2(z)) \sum_{k=1}^n c_k \cos(2\pi f_k t - \theta_k) \right], \quad (71)$$

ou

$$F(t, z) = 0,613C_{at}A_e v_3^2 \left[I_e + (1 - I_e) \sum_{k=1}^n c_k \cos(2\pi f_k t - \theta_k) \right], \quad (72)$$

em que

$$I_e(z) = \left(\frac{v_{3600}}{v_3} \right)^2 = \left(\frac{b_{m3600} F_{r3600}}{b_{m3} F_{r3}} \left(\frac{z}{10} \right)^{p_{3600} - p_3} \right)^2, \quad (73)$$

representa a razão ao quadrado entre a velocidade de média e a velocidade de pico do vento a uma cota z . A força estática é então definida como:

$$F_e(z) = 0,613C_{at}A_e v_3^2 I_e, \quad (74)$$

enquanto a parcela flutuante:

$$F_f(t, z) = \frac{F_e}{I_e} (1 - I_e) \sum_{k=1}^n c_k \cos(2\pi f_k t - \theta_k). \quad (75)$$

A força explicitada na Eq. (70) é implementada no programa por meio de uma função harmônica, que é definida a partir de um valor médio e da soma dos harmônicos. O valor médio representa a força média F_e enquanto os harmônicos correspondem às parcelas de força flutuante F_f .

3.2.1.3 Deslocamento máximo característico

Após obter os valores dos deslocamentos máximos para as séries de carregamento geradas, em que cada série corresponde a um carregamento de vento sintético aplicado à estrutura com ângulos de fase aleatórios, é realizada uma análise estatística desses deslocamentos, assumindo uma distribuição normal (Brasil e Silva, 2015). O deslocamento máximo característico é, então, determinado com um índice de confiança de 95%, conforme descrito a seguir.

$$u_{95\%} = 1,65\sigma + \mu, \quad (76)$$

em que σ é o desvio padrão e μ é a média dos deslocamentos máximos encontrados.

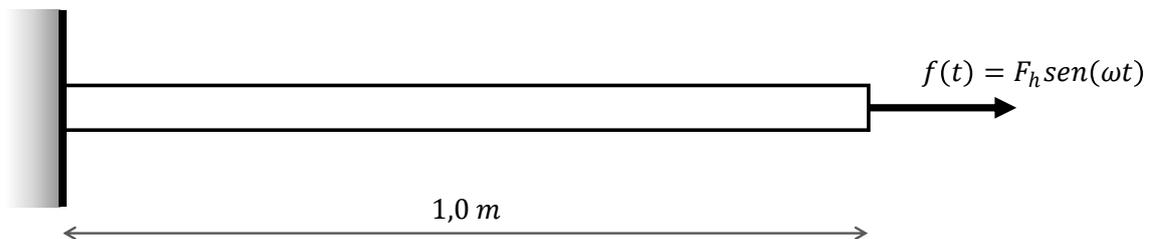
4 EXEMPLOS DE VERIFICAÇÃO DO PROGRAMA

A seguir, serão apresentados exemplos para a verificação do programa. Serão realizados testes para verificar as prescrições de movimentos, forças e resultados, com o objetivo de garantir que as análises posteriores sejam realizadas com base em um programa com uma implementação consistente.

4.1 Barra engastada-livre com força harmônica

O primeiro exemplo, trata-se de uma barra engastada-livre sujeita a força harmônica na extremidade livre, apresentado por Torii (2012), presente na Figura 22.

Figura 22: Barra engastada-livre sujeita a força harmônica



O módulo de elasticidade longitudinal da barra é determinado de modo que a velocidade de propagação de onda $v_w = \sqrt{E/\rho} = 1 \text{ m/s}$, em que ρ é a densidade em kg/m^3 . A amplitude harmônica F_h possui magnitude numericamente igual à área da seção transversal da barra (A), de modo que $F_h = A \cdot 1 \text{ N/m}^2$. A frequência angular é $\omega = 20 \text{ rad/s}$. A solução analítica para esse problema é apresentada por Torii (2012) e pode ser escrita como:

$$u(x, t) = F_h x \text{sen}(\omega t) + F_h \sum_{i=1}^{\infty} \{ \text{sen}(k_i x) [C_i \text{sen}(k_i v_w t) + B_i(t)] \}, \quad (77)$$

em que

$$C_i = -\frac{D_i \omega}{k_i c}, \quad (78)$$

$$B_i(t) = -\frac{D_i \omega^2 \text{sen}(\omega t)}{c^2 k_i^2 - \omega^2} - \frac{D_i \omega^3 \text{sen}(k_i v_w t)}{c^3 k_i^3 - v_w k_i \omega^2}, \quad (79)$$

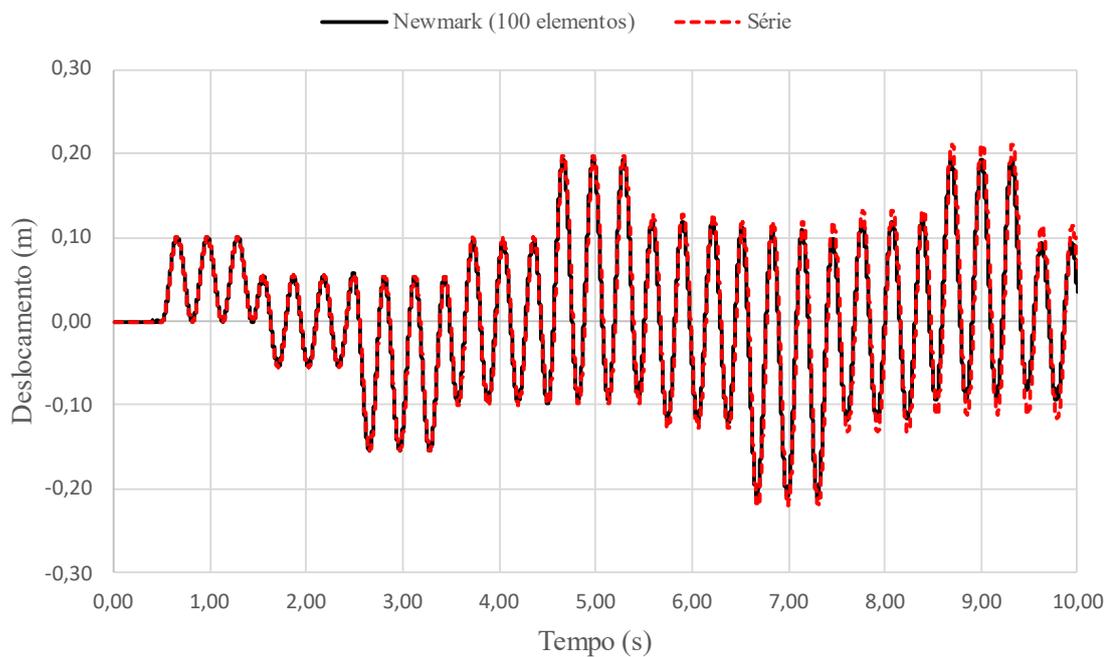
$$D_i(t) = -\frac{2(k_i \cos(k_i) - \text{sen}(k_i))}{k_i^2}, \quad (80)$$

e

$$k_i = \pi \left(i - \frac{1}{2} \right). \quad (81)$$

A Figura 23 apresenta o deslocamento horizontal no centro da barra obtido com a simulação pelo método de Newmark com duração de 10 s com $\gamma = 0,5$, $\beta = 0,25$ e $\Delta t = 125 \cdot 10^{-5}$ s e 100 elementos e por meio da solução numérica fazendo uso da Eq. (77) truncando a série em 100 termos.

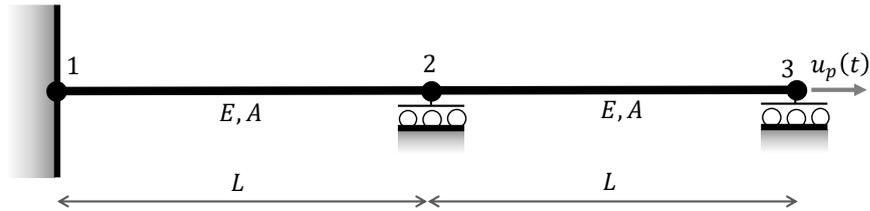
Figura 23: Deslocamento no meio da barra com 100 elementos e 100 termos da série



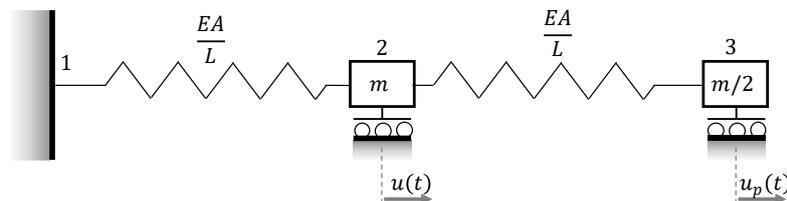
Como pode ser observado, ambas as soluções mantêm uma boa concordância até aproximadamente 5 s, momento em que o gráfico gerado pela série começa a exibir uma amplitude maior. A partir desse ponto, observa-se uma diferença crescente entre as amplitudes das soluções, indicando uma divergência no comportamento dinâmico das respostas após os 5 segundos. Essa divergência pode ser explicada pelo fato de estarmos lidando com duas soluções numéricas. No caso da solução obtida pela série, esta foi truncada, o que pode contribuir para a diferença. No entanto, essa discrepância não necessariamente indica falhas nos métodos, que podem ser refinados aumentando o número de termos da série ou o número de elementos utilizados.

4.2 Barra com movimento prescrito

O próximo exemplo é o de uma barra prismática e homogênea, engastada e livre, excitada axialmente na extremidade direita por um movimento prescrito ao longo do tempo. A Figura 24 mostra a discretização assumida.

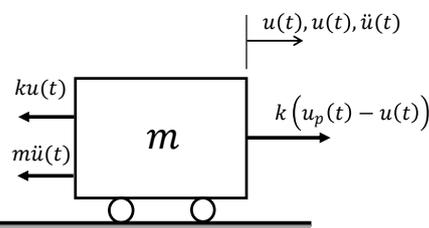
Figura 24: Barras com movimento prescrito

Os nós 2 e 3 possuem deslocamento vertical e giro travados, enquanto o nó 1 está engastado. A massa das barras é considerada concentrada nos nós de extremidade, de modo que cada nó recebe metade da massa total. Esse exemplo pode ser representado como duas massas conectadas por molas como na Figura 25.

Figura 25: Massas conectadas por molas

Desenhando o diagrama de corpo livre do nó 2, ilustrado na Figura 26, desprezando o amortecimento, sabendo que $k = EA/L$ a equação de equilíbrio do nó 2 pode ser escrita da seguinte forma:

$$m\ddot{u} + 2\frac{EA}{L}u(t) = \frac{EA}{L}u_p(t). \quad (82)$$

Figura 26: Diagrama de corpo livre do nó 2

São adotadas massa $m = 100 \text{ kg}$ e rigidez $EA/L = 1000 \text{ N/m}$. As simulações são realizadas pelo método de Newmark com $\gamma = 0,5$, $\beta = 0,25$ e $\Delta t = 5 \cdot 10^{-3} \text{ s}$ e tempo total de 20 s. A barra é discretizada com 2 elementos. São prescritos dois tipos de movimento: rampa linear e harmônico. A descrição da prescrição de movimento bem como os resultados estão presentes nas subseções seguintes.

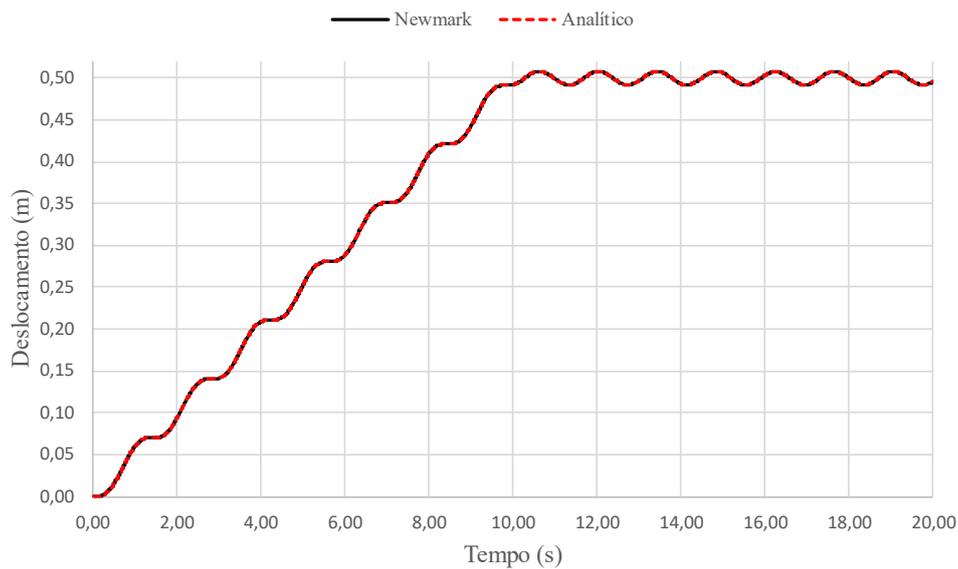
4.2.1 Movimento linear

O movimento linear prescrito em metros é definido a partir da seguinte equação:

$$u_p(t) = \begin{cases} \frac{t}{10}, & t < 10 \text{ s} \\ 1, & t \geq 10 \text{ s} \end{cases} \quad (83)$$

A Figura 27 representa os históricos do deslocamento do nó 2 via Newmark e solução analítica.

Figura 27: deslocamento horizontal do nó 2 com a prescrição linear no nó 3



Neste exemplo, o resultado obtido com a solução de Newmark permanece muito próximo da solução analítica ao longo de toda a análise. Pode-se notar que, aos 10 segundos, quando o deslocamento prescrito do nó 3 atinge o seu valor máximo (1 m) o deslocamento do nó 2 adquire um movimento oscilatório não amortecido, com valor médio em torno dos 0,5 m.

Esse deslocamento de 0,5 m corresponde ao deslocamento estático do nó 2 e pode ser obtido por meio da Eq. (82) desprezando a parcela inercial e assumindo $u_p = 1 \text{ m}$.

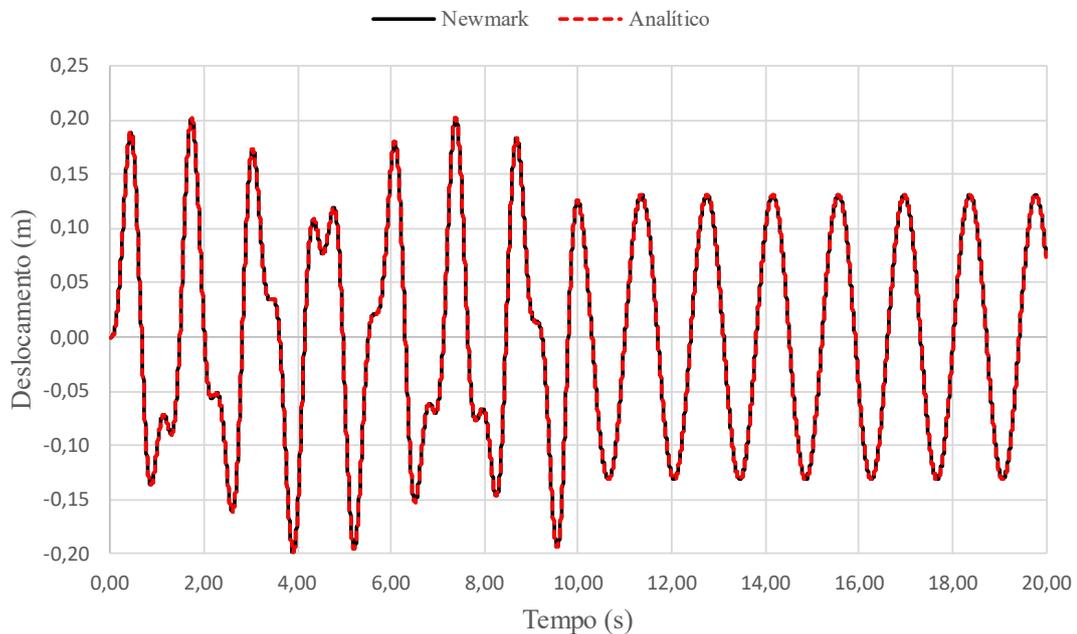
4.2.2 Movimento harmônico

O movimento harmônico em metros é definido da seguinte forma

$$u_p(t) = \begin{cases} 0,5\text{sen}(10t), & t < \frac{16\pi}{5} \text{ s} \\ 0, & t \geq \frac{16\pi}{5} \text{ s} \end{cases} \quad (84)$$

A Figura 28 apresenta o deslocamento do nó 2 via Newmark e solução analítica.

Figura 28: deslocamento horizontal do nó 2 com a prescrição harmônica no nó 3

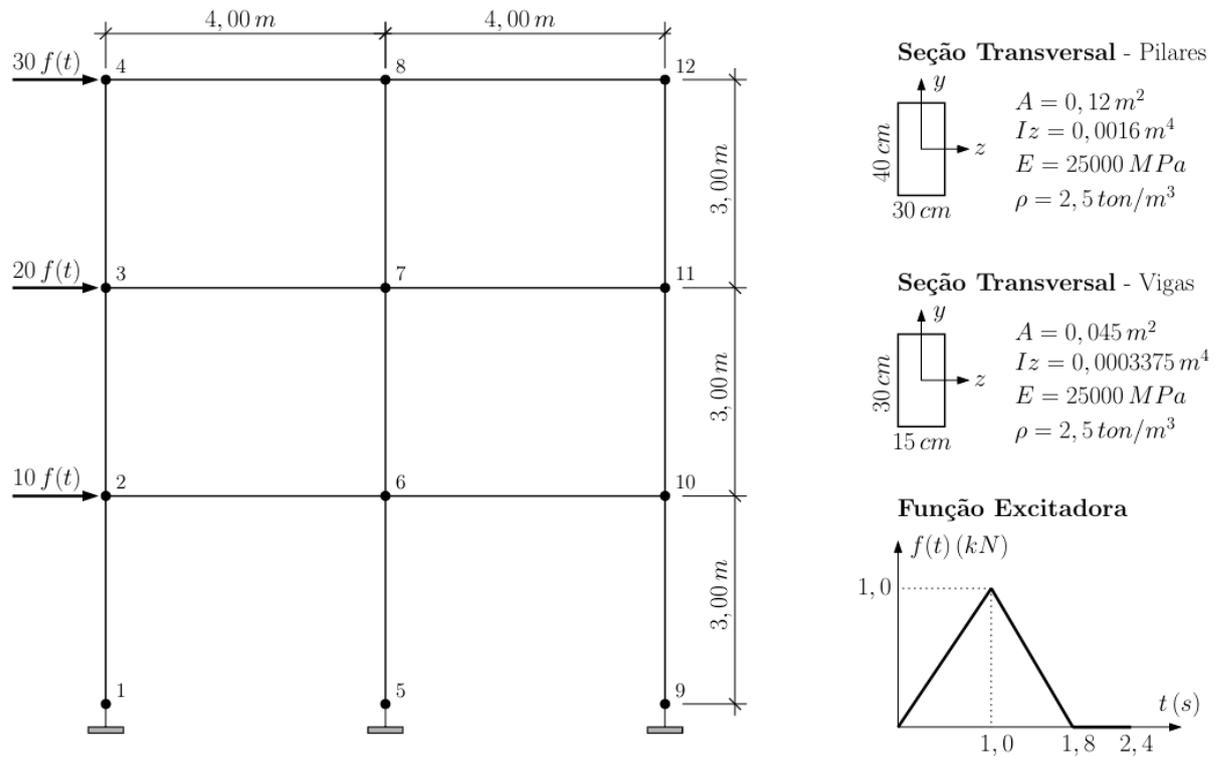


Assim como no caso do movimento linear prescrito, aos 10 s o nó 2 passa a apresentar um movimento oscilatório, dessa vez em torno do deslocamento nulo, que corresponde ao deslocamento estático quando $u_p = 0 \text{ m}$.

4.3 Pórtico com forças horizontais laterais

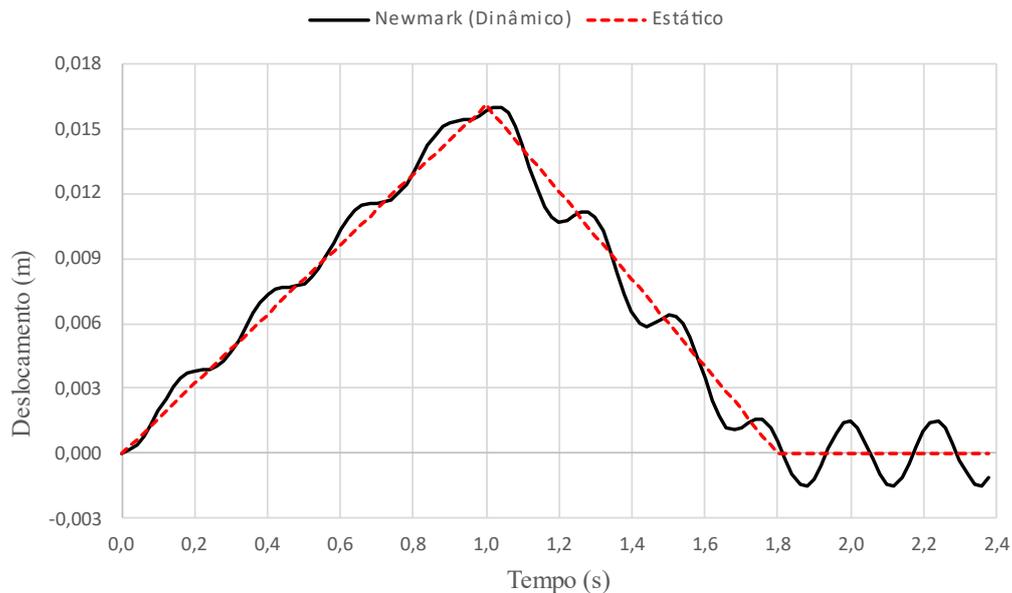
O próximo exemplo aborda um pórtico submetido a forças horizontais que variam ao longo do tempo, retirado do trabalho de Gatti (2006). O princípio do carregamento, em relação à intensidade, é semelhante ao gerado pela ação do vento, no qual a força aumenta com a altura da estrutura. A Figura 29 mostra o pórtico, suas propriedades e função de carregamento. O exemplo foi simulado pelo método de Newmark com $\gamma = 0,5$, $\beta = 0,25$ e $\Delta t = 2 \cdot 10^{-2} \text{ s}$ e tempo total de 24 s. A estrutura é modelada com a discretização como apresentada na Figura 29. A Figura 30 exhibe os resultados das análises dinâmica e estática.

Figura 29: Pórtico de 3 pavimentos com carga lateral



Fonte: (Gatti, 2006)

Figura 30: Deslocamento horizontal do nó 4

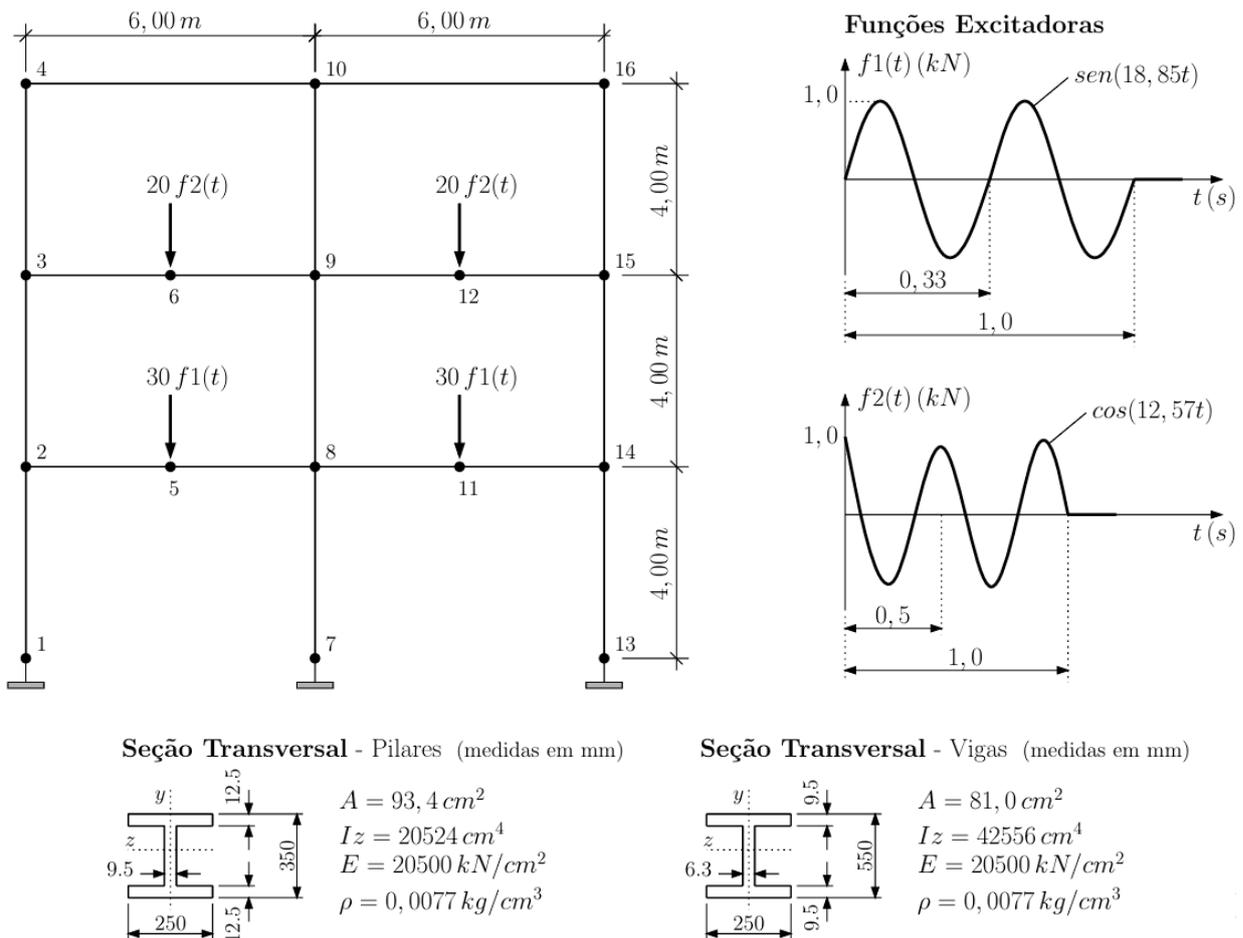


A resposta dinâmica acompanha a estática, apresentando valores de deslocamento semelhantes. A oscilação reflete a ação do efeito dinâmico gerado pelo carregamento variável ao longo do tempo, evidenciando a influência das forças dinâmicas na resposta da estrutura. Esse movimento oscilatório, se não investigado e controlado, pode causar desconforto aos usuários e comprometer a integridade da estrutura a longo prazo.

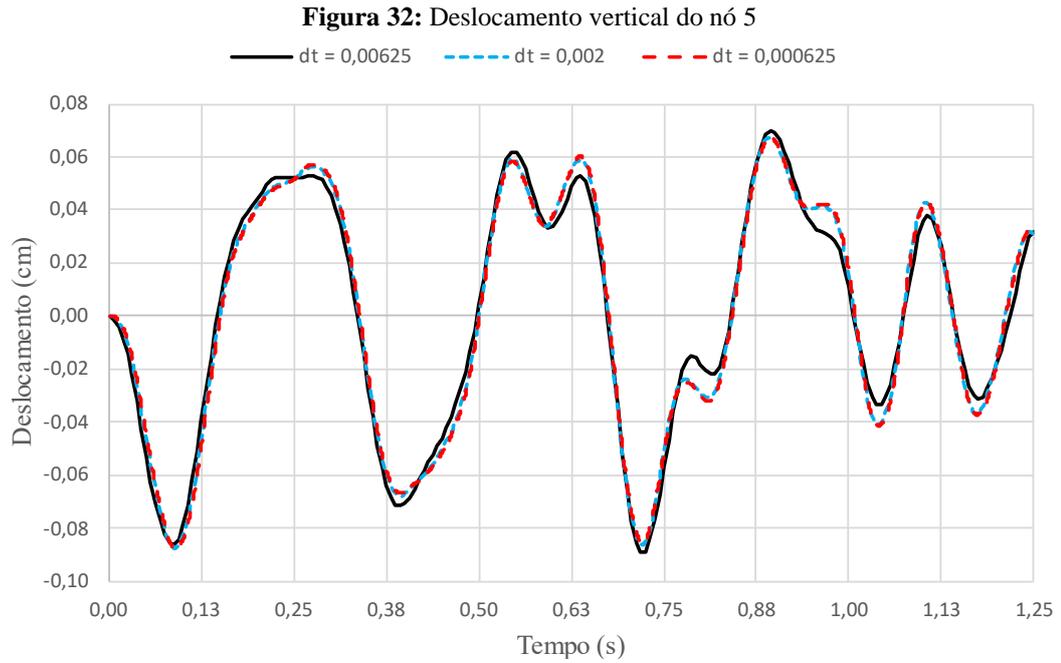
4.4 Pórtico com forças verticais harmônicas

O próximo exemplo aborda um pórtico submetido a forças verticais, sendo também retirado do trabalho de Gatti (2006). A Figura 31 a seguir traz detalhes do pórtico, suas propriedades e os carregamentos. O modelo foi simulado pelo método de Newmark com $\gamma = 0,5$, $\beta = 0,25$ e três variações no Δt : $6,25 \cdot 10^{-3} s$, $2 \cdot 10^{-3} s$ e $6,25 \cdot 10^{-4} s$. O tempo total de simulação é de $1,25 s$ para todos os cenários de Δt . A Figura 32 traz o resultado do deslocamento vertical do nó 5 da estrutura para todos os cenários de Δt .

Figura 31: Pórtico de 3 pavimentos com cargas harmônicas verticais



Fonte: Gatti (2006)



Neste exemplo, observa-se que a redução do Δt de $6,25 \cdot 10^{-3}$ s para $2 \cdot 10^{-3}$ s provoca uma mudança significativa na curva do deslocamento. No entanto, ao reduzir ainda mais o Δt para $6,25 \cdot 10^{-4}$ não houve mudança relevante. Assim, conclui-se que não é necessário, nesse exemplo, usar um Δt menor que $2 \cdot 10^{-3}$ s.

5 ANÁLISE SÍSMICA E DE AÇÃO DO VENTO

A seguir, serão apresentadas análises dinâmicas mais complexas, focadas em pórticos planos submetidos a efeitos de sismos e ventos, utilizando acelerogramas sintéticos para os sismos e vento sintético para o caso do vento. Ambas as análises serão conduzidas com base nas diretrizes das normas correspondentes: NBR 15421:2023 para sismos e NBR 6123:2023 para a ação do vento.

5.1 Análise sísmica

As análises sísmicas serão realizadas de acordo com item 11 da NBR 15421:2023 que estabelece os critérios para análise sísmica utilizando históricos de aceleração no tempo. Para isso, é necessário determinar o espectro de projeto, que depende da aceleração característica de projeto (a_g) e da classificação do solo. A caracterização do solo é feita a fim de determinar os valores de C_v e C_a .

Serão realizadas análises utilizando os valores máximos das acelerações características de cada zoneamento (ver Tabela 1). Como o limite superior da zona sísmica 3 é de 0,15g e o valor de a_g para a zona 4 também é 0,15g a análise para a zona sísmica 4 se torna redundante. Portanto, serão realizadas análises apenas para as zonas 0, 1, 2 e 3. Além disso, uma análise será realizada com a aceleração característica provocada pelo sismo ocorrido em 3 de março de 2018 em Maceió - AL, no bairro do Pinheiro. Este sismo, de caráter induzido teve suas causas associadas às atividades da Braskem, conforme relatado pela CPRM em seu relatório (Serviço Geológico do Brasil, 2019).

Para a obtenção da aceleração característica do sismo induzido, será adotada a análise determinística de riscos sísmicos, considerando o hipocentro do sismo como a única fonte do cenário analisado. Na ADRS, será utilizada a equação de predição de movimento de solo (EPMS) desenvolvida por Atkinson (2015) para sismos induzidos de baixas magnitudes.

$$\log(Y) = c_0 + c_1M + c_2M^2 + c_3 \log(R), \quad (85)$$

em que Y é o parâmetro de movimento de solo que se deseja obter, como aceleração de pico de solo, pseudo aceleração espectral, velocidade de pico, etc., M é a magnitude do sismo na escala magnitude de momento (M_w), os coeficientes c_0 , c_1 , c_2 e c_3 foram definidos por Atkinson

(2015) a partir do método da regressão de máxima verossimilhança proposto por Joyner e Boore (1993). R é a distância efetiva em km definida por

$$R = \sqrt{R_{hypo}^2 + h_{eff}^2}, \quad (86)$$

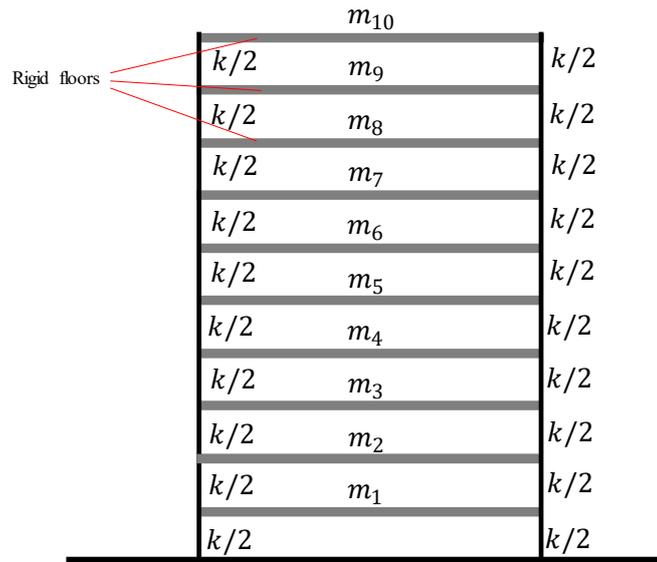
em que R_{hypo} é a distância até o hipocentro do sismo e h_{eff} é conhecida como pseudodistância. Esse termo considera o fenômeno empiricamente observado e conhecido como saturação sísmica a curtas distâncias, que se refere à redução na taxa de crescimento da magnitude dos movimentos do solo à medida que se aproxima do epicentro do terremoto. Em sismos de grandes magnitudes, observa-se que a magnitude não aumenta na mesma proporção com a proximidade do evento, conforme discutido por Yenier e Atkinson (2014).

A equação de h_{eff} trazida por Atkinson (2015) é a seguinte:

$$h_{eff} = \text{máx}(1; 10^{-1,72+0,43M}). \quad (87)$$

Em todas as análises, a classe de solo será arbitrada como tipo D (solo rígido), conforme especificado na Tabela 3 da norma. Com a aceleração característica definida e o solo classificado, ou seja, C_a e C_v determinados, torna-se possível construir o espectro de projeto para os cenários considerados.

Após a definição dos espectros de projeto, torna-se possível construir históricos de movimento compatíveis com esses espectros. Para isso, será utilizado o *software* SeismoArtif (SeismoSoft, 2024), que aplica o método de Gasparini e Vanmarcke (1977) para gerar acelerogramas compatíveis com o espectro de projeto. O modelo de pórtico utilizado nas análises será do tipo *Shear Building*, composto por 10 pavimentos, com massa de 20 Mg em cada. Cada segmento de coluna terá uma altura de 3 metros de altura e uma rigidez à flexão $EI = 200 MN \cdot m^2$. A Figura 33 ilustra o modelo de pórtico utilizado.

Figura 33: Modelo de Shear Building com 10 pavimentos

5.1.1 Resultados

Para determinar a aceleração característica do solo (a_g) para o cenário do sismo induzido em Maceió - AL por meio da Eq. (85) é necessário determinar os coeficientes, a magnitude do sismo e a distância até o hipocentro. Os coeficientes para a aceleração de pico do solo, conforme definidos por Atkinson (2015), estão especificados na Tabela 1 de seu trabalho e são os seguintes: $c_0 = -2,376$, $c_1 = 1,818$, $c_2 = -0,1153$ e $c_3 = -1,752$, com a aceleração medida em cm/s^2 .

A magnitude do sismo induzido, segundo relatório da CPRM (Serviço Geológico do Brasil, 2019), é de 2,4 mR (escala regional brasileira), entretanto, no banco de dados do Centro de Sismologia da Universidade de São Paulo (USP) (2018), o sismo está registrada com 1,8 mR. O registro do sismo menciona que, ao ser analisado por diferentes instituições, a magnitude pode variar, o que explica a diferença entre os valores encontrados no relatório da CPRM e no banco de dados do Centro de Sismologia da USP. Diante disso, serão realizadas duas análises para esse mesmo sismo, com magnitudes de 2,4 e 1,8 mR.

Apesar de estarem na escala regional (mR), baseada na escala Richter, Shearer (2009) menciona que as escalas de magnitude baseadas na escala de Richter são praticamente iguais as magnitudes na escala magnitude de momento para baixas magnitudes. Desse modo, para o propósito desse trabalho, não será necessária qualquer conversão de escalas.

O valor da distância efetiva (R) da Eq. (86) depende da distância até o hipocentro R_{hypo} e da pseudodistância h_{eff} , que por sua vez, depende da magnitude, entretanto, como é possível observar na Eq. (87) $h_{eff} = 1$ para $M \leq 4$. Desse modo, para ambos os cenários 2,4 mR e 1,8 mR, $h_{eff} = 1 \text{ km}$. Assim a equação da distância efetiva se reduz a:

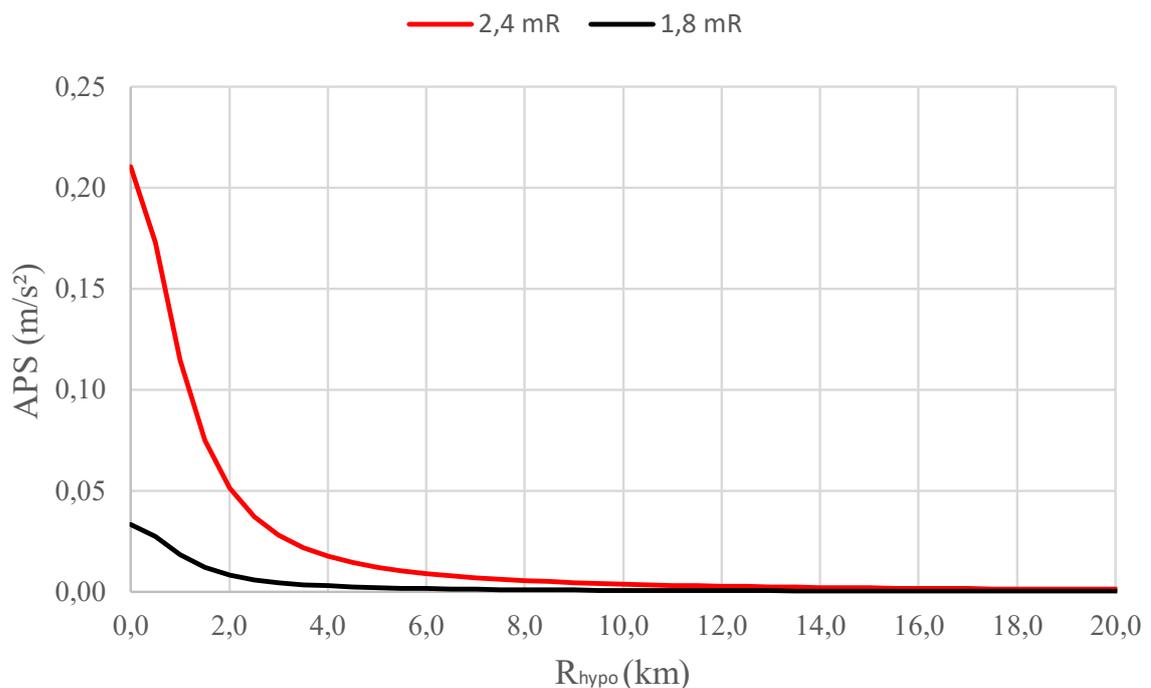
$$R = \sqrt{R_{hypo}^2 + 1}. \quad (88)$$

Com os coeficientes determinados e de posse das duas magnitudes, substituindo esses valores na Eq. (85), tem-se a seguinte equação:

$$\log(APS) = -2,376 + 1,818M - 0,1153M^2 - 1,752 \log\left(\sqrt{R_{hypo}^2 + 1}\right). \quad (89)$$

Adotando $M = 2,4$ e $M = 1,8$, pode-se construir os gráficos da aceleração de pico de solo em função da distância até o hipocentro. A Figura 34 traz o gráfico da aceleração de pico de solo (APS) em função de R_{hypo} , construído com a Eq. (89). Vale ressaltar que a APS na equação é retornada em cm/s^2 , portanto para construção do gráfico foi realizada a devida conversão para m/s^2 .

Figura 34: APS em função da distância ao hipocentro do sismo induzido de Maceió-AL de 03/03/2018



Como o epicentro do sismo, segundo o registro dele no Centro de Sismologia da Universidade de São Paulo, se localizou no bairro do Pinheiro, com latitude: $9,63^\circ\text{S}$ e longitude:

35,74°W e a profundidade do hipocentro foi estimada baixa, característica de sismos induzidos, portanto, um cenário de uma estrutura com uma distância $R_{hipo} = 1 \text{ km}$ é razoável. Sendo assim, com $R_{hipo} = 1 \text{ km}$ os valores para APS são $APS(2,4 \text{ mR}) = 0,115 \text{ m/s}^2$ e $APS(1,8 \text{ mR}) = 0,018 \text{ m/s}^2$.

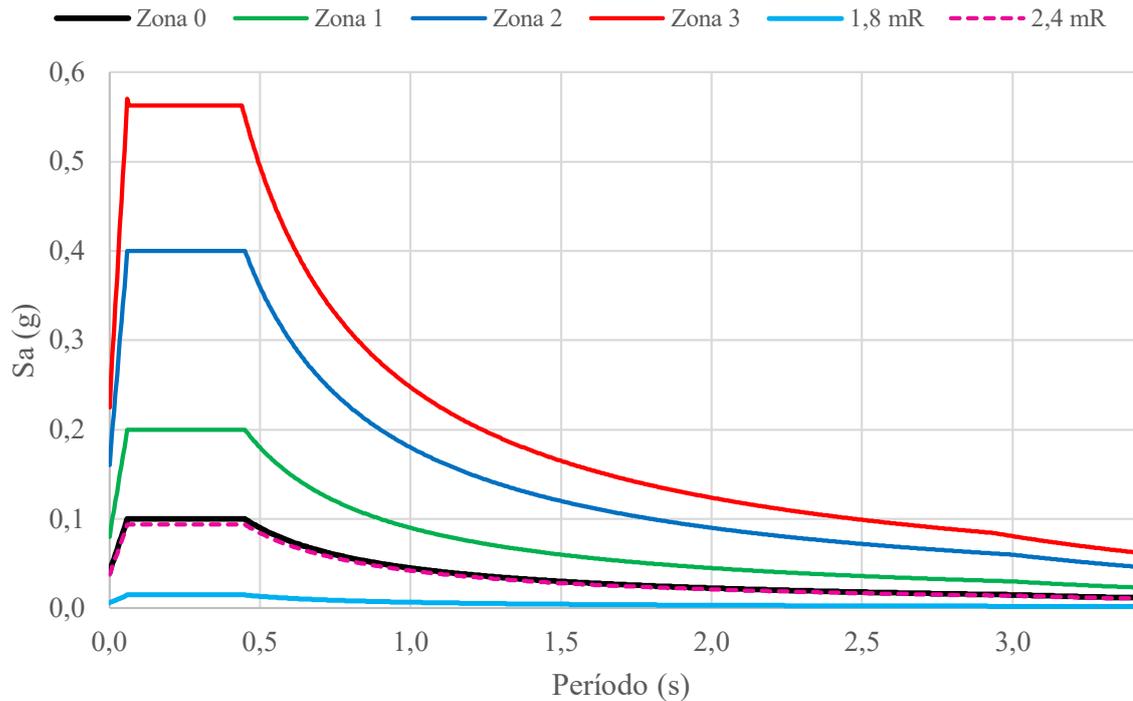
Como recomendado por Atkinson (2015), autor da EPMS exibida na Eq. (85), devido às incertezas para sismos com $R_{hipo} < 10 \text{ km}$ um fator de segurança de valor até 2 pode ser utilizado. Sendo assim, devido ao fato de o sismo estar bem próximo ($R_{hipo} = 1 \text{ km}$), será aplicado um fator de segurança igual a 2 aos valores de APS anteriormente encontrados. Os valores corrigidos são então: $APS(2,4 \text{ mR}) = 0,230 \text{ m/s}^2$ e $APS(1,8 \text{ mR}) = 0,036 \text{ m/s}^2$ que equivalem a aproximadamente 0,024g e 0,004g respectivamente.

Uma vez definidas as acelerações devido ao sismo induzido, as acelerações para todos os cenários que serão analisados estão determinadas. Como mencionado no tópico anterior, para todos os cenários, a classificação do solo será arbitrada solo classe D. Assim, os coeficientes C_a e C_v para construção do espectro de resposta são obtidos na tabela da norma, de acordo com os valores da aceleração sísmica e classificação do solo, e com isso é possível também determinar a_{gs0} e a_{gs1} . A Tabela 2 lista todos os parâmetros necessários para construção do espectro de respostas dos cenários.

Tabela 2: Resumo dos parâmetros necessários para construção do espectro de resposta dos cenários

Cenário	Aceleração sísmica horizontal adotada (a_g)	C_a	C_v	a_{gs0}	a_{gs1}
Sismo induzido (1,8 mR)	0,004g	1,60	2,40	0,006	0,007
Sismo induzido (2,4 mR)	0,024g	1,60	2,40	0,037	0,042
Zona 0	0,025g	1,60	2,40	0,040	0,045
Zona 1	0,05g	1,60	2,40	0,080	0,090
Zona 2	0,10g	1,60	2,40	0,160	0,180
Zona 3	0,15g	1,50	2,20	0,225	0,248

De posse desses valores, os espectros de respostas de projetos foram construídos e estão presentes na Figura 35.

Figura 35: Espectros de resposta de projeto dos cenários analisados

Alimentando o programa SeismoArtif com esses espectros de resposta e escolhendo a função de envoltória do tipo trapezoidal para $t_1 = 5\text{ s}$ e $t_2 = 25\text{ s}$, com 30 segundos de duração do sismo, portanto $t_f = 30\text{ s}$, é possível então gerar os acelerogramas compatíveis com seus respectivos espectros de resposta. Os acelerogramas gerados estão representados da Figura 36 à Figura 41. Os históricos de deslocamento estão presentes na Figura 42.

Observa-se que os acelerogramas e os históricos de deslocamento gerados apresentam um comportamento semelhante, o que é esperado devido à utilização da mesma metodologia para sua obtenção. Além disso, os espectros de resposta são bastante semelhantes, especialmente nas zonas 0 a 2 e para os sismos induzidos. Conforme indicado na Tabela 2, os coeficientes C_a e C_v são iguais, o que determina os intervalos de mudança de equacionamento dos espectros e, portanto, contribui para a maior semelhança entre os cenários.

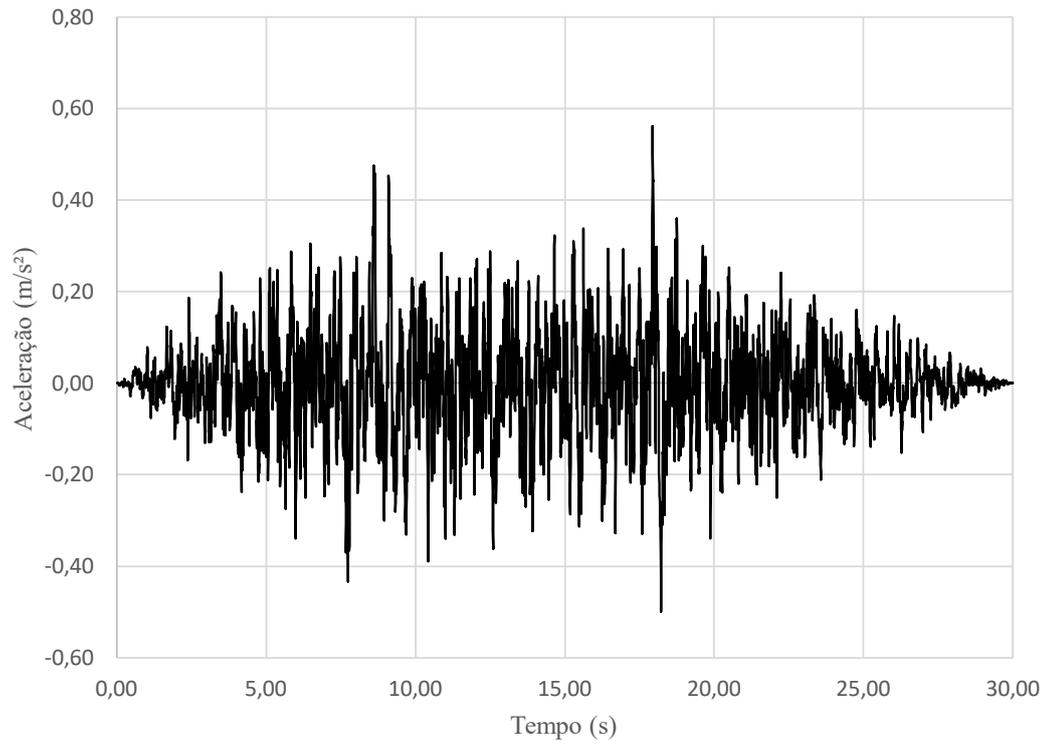
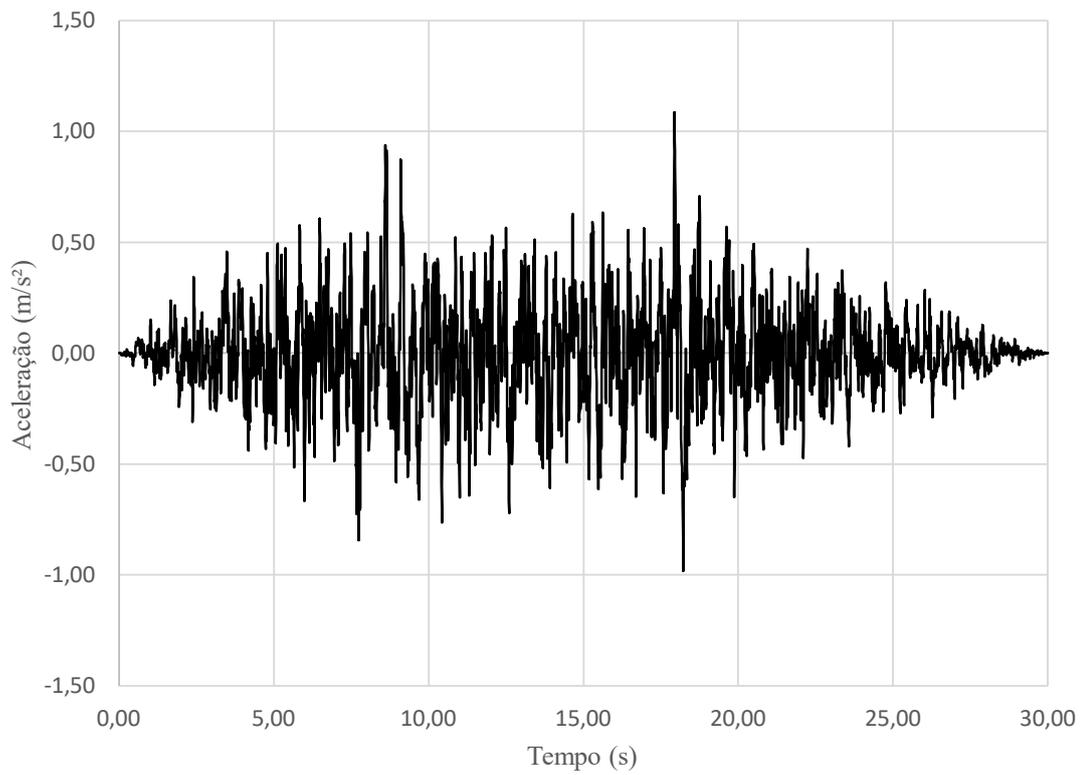
Figura 36: Acelerograma gerado para a zona 0**Figura 37:** Acelerograma gerado para a zona 1

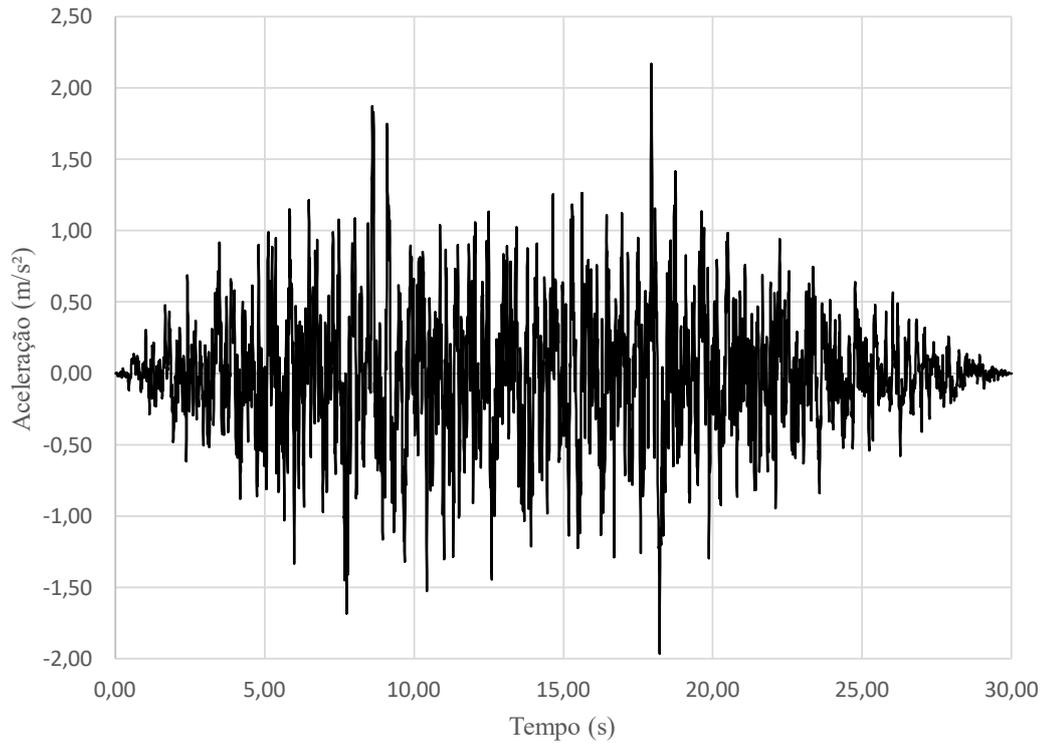
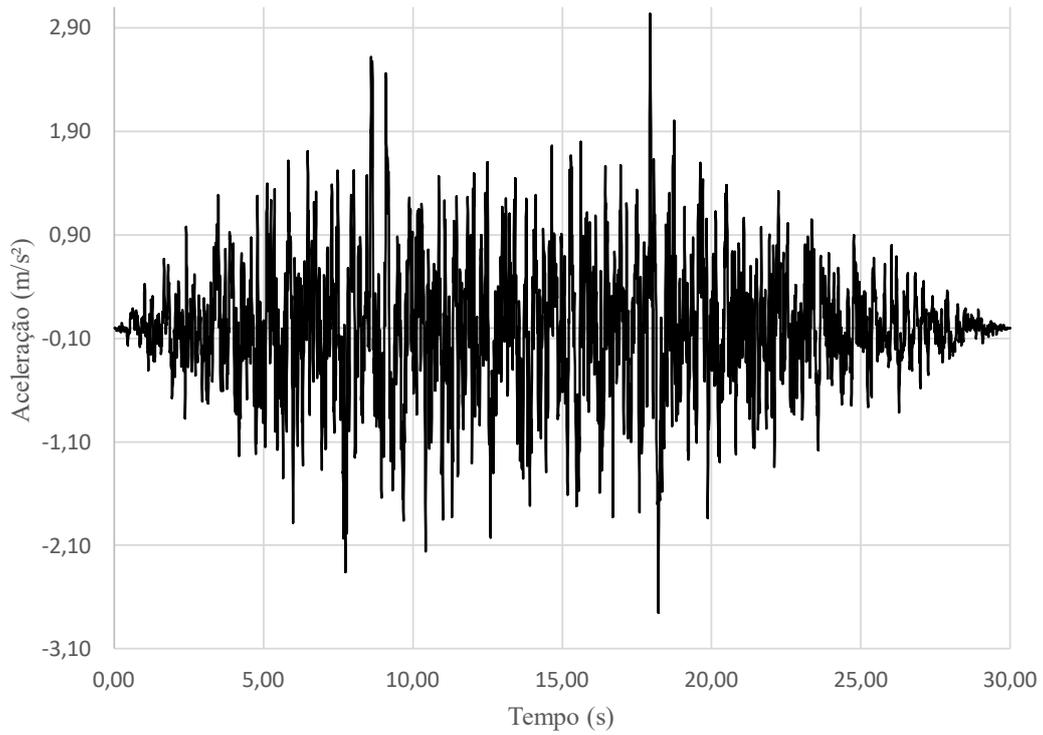
Figura 38: Acelerograma gerado para a zona 2**Figura 39:** Acelerograma gerado para a zona 3

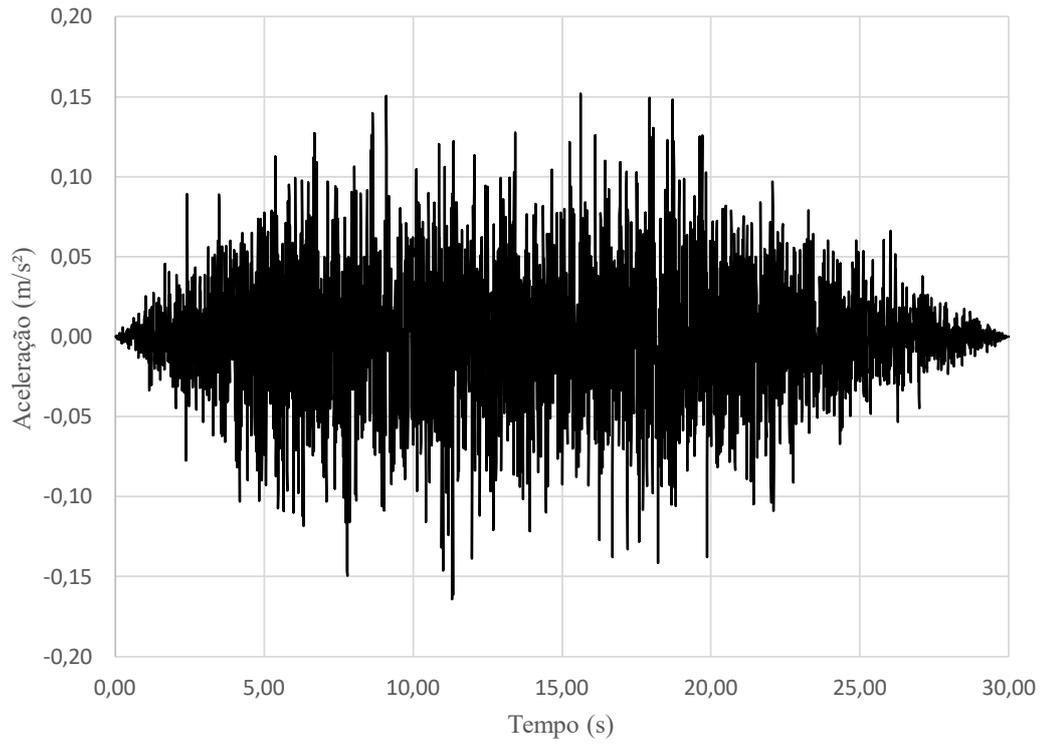
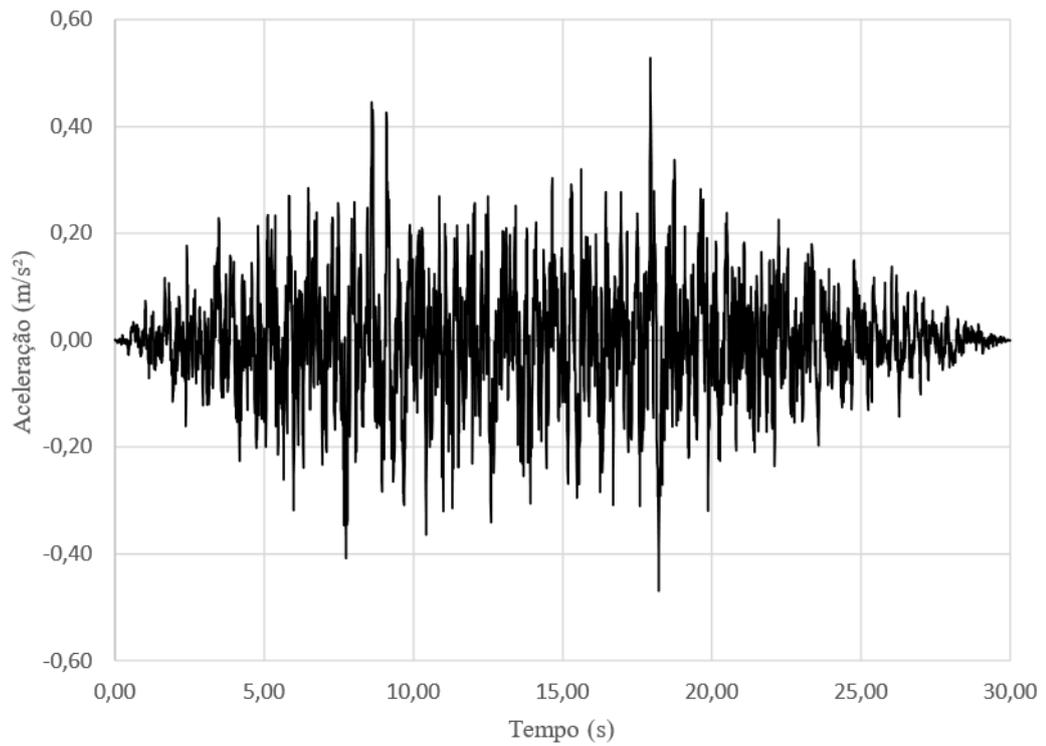
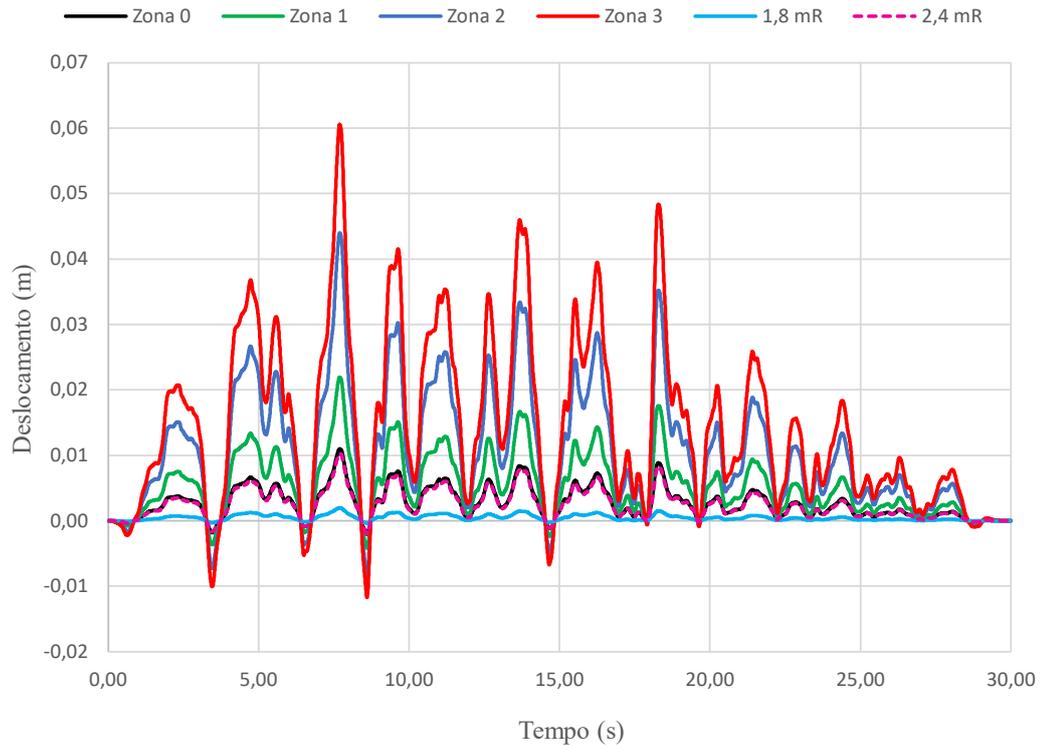
Figura 40: Acelerograma gerado para o sismo induzido de 1,8 mR**Figura 41:** Acelerograma gerado para o sismo induzido de 2,4 mR

Figura 42: Deslocamentos de base gerados

Com base nos históricos de deslocamento, velocidade e aceleração gerados, são realizadas as análises dos cenários aplicando seus respectivos históricos na base do modelo de pórtico *Shear Building* descrito na seção anterior, para cada cenário específico. Os resultados para os deslocamentos horizontais dos pavimentos estão presentes da Figura 43 à Figura 52.

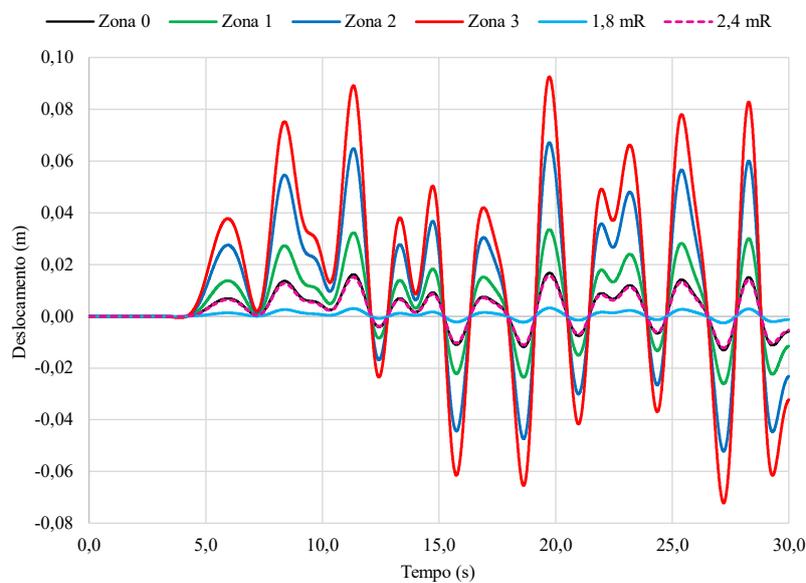
Figura 43: Deslocamento horizontal absoluto do 10º pavimento

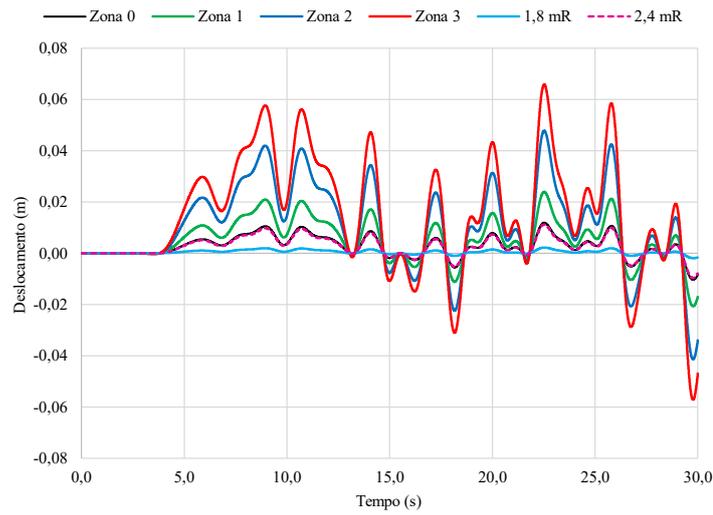
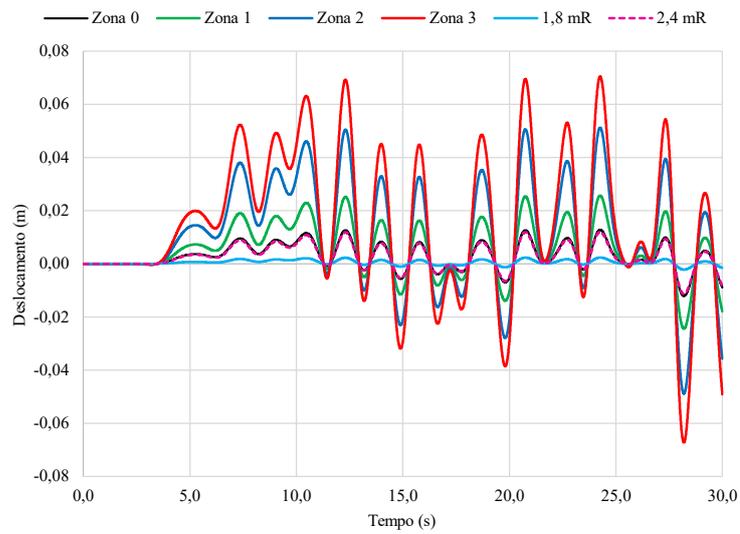
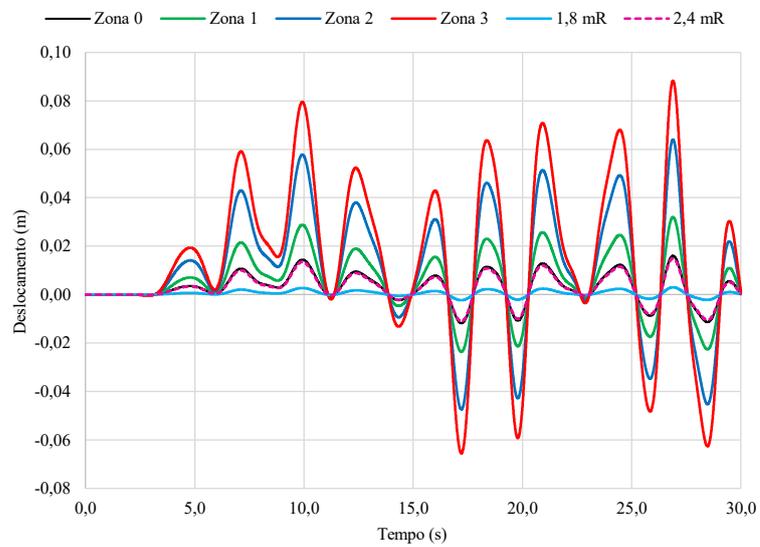
Figura 44: Deslocamento horizontal absoluto do 9º pavimento**Figura 45:** Deslocamento horizontal absoluto do 8º pavimento**Figura 46:** Deslocamento horizontal absoluto do 7º pavimento

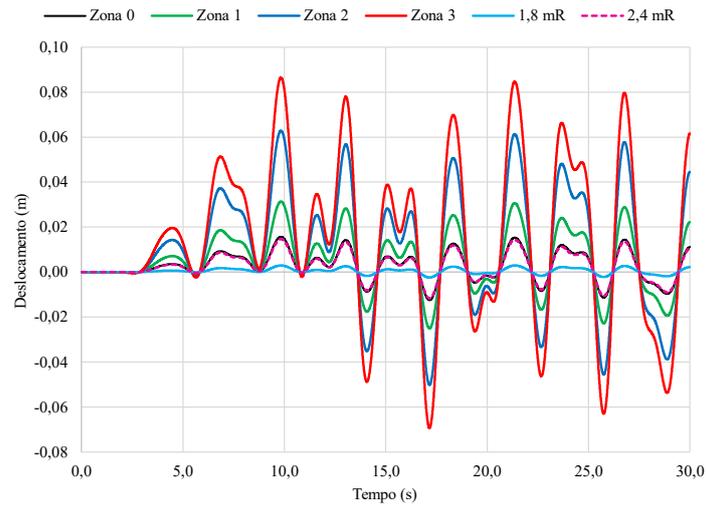
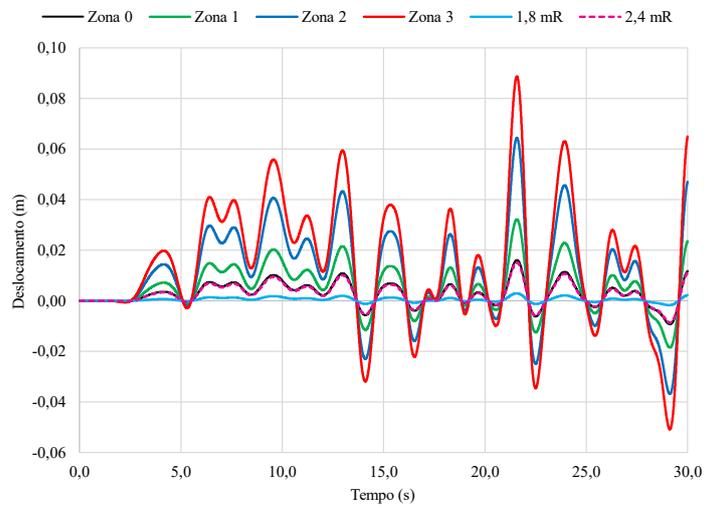
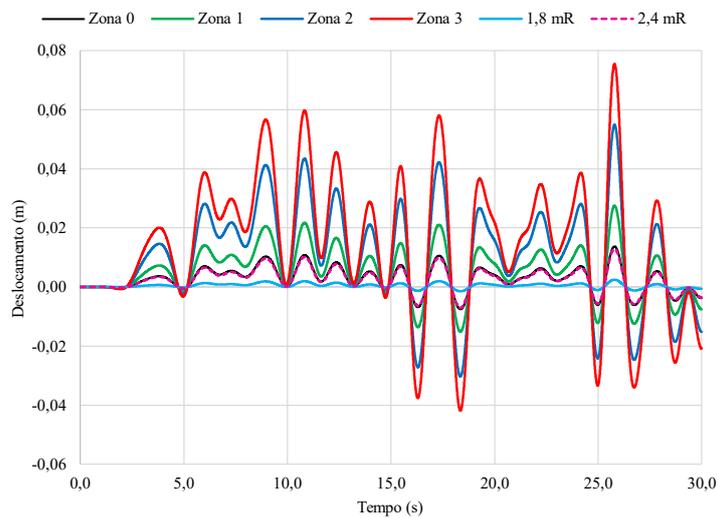
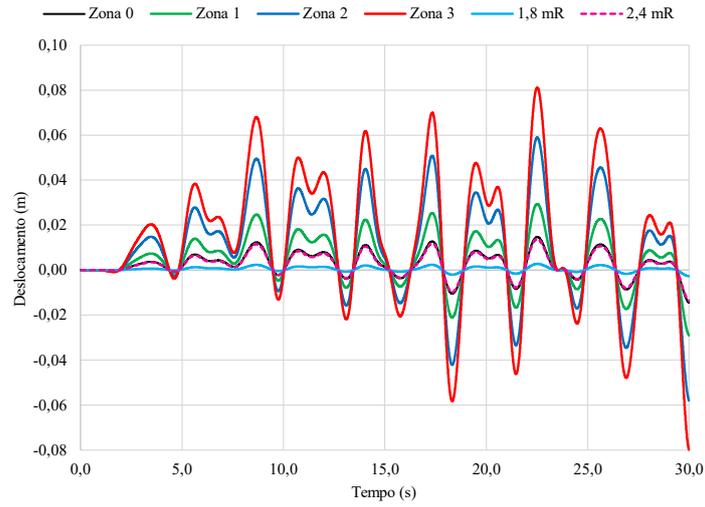
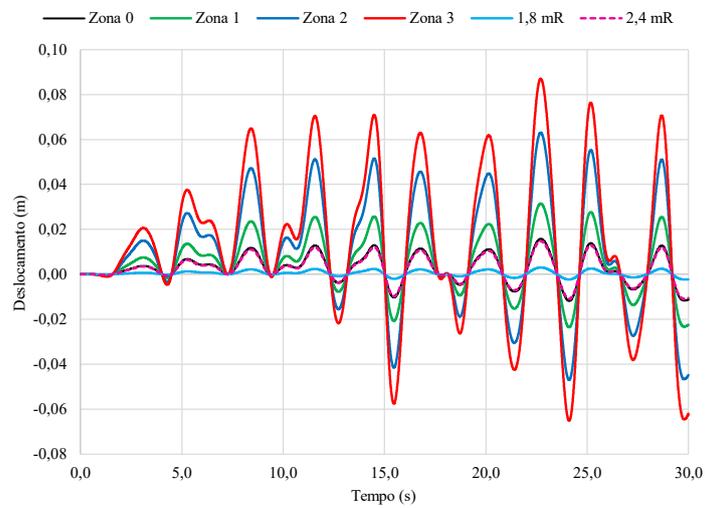
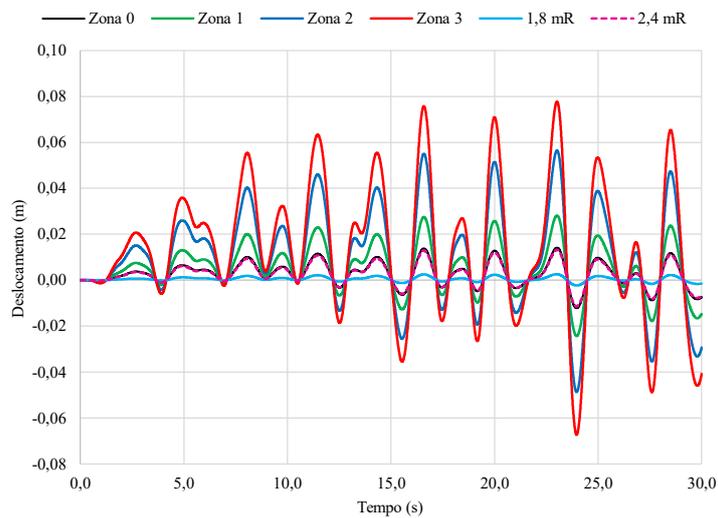
Figura 47: Deslocamento horizontal absoluto do 6º pavimento**Figura 48:** Deslocamento horizontal absoluto do 5º pavimento**Figura 49:** Deslocamento horizontal absoluto do 4º pavimento

Figura 50: Deslocamento horizontal absoluto do 3º pavimento**Figura 51:** Deslocamento horizontal absoluto do 2º pavimento**Figura 52:** Deslocamento horizontal absoluto do 1º pavimento

As reações de apoio da estrutura estão presentes nas Figura 53 e Figura 54 a seguir.

Figura 53: Reações na direção x (horizontal) dos apoios

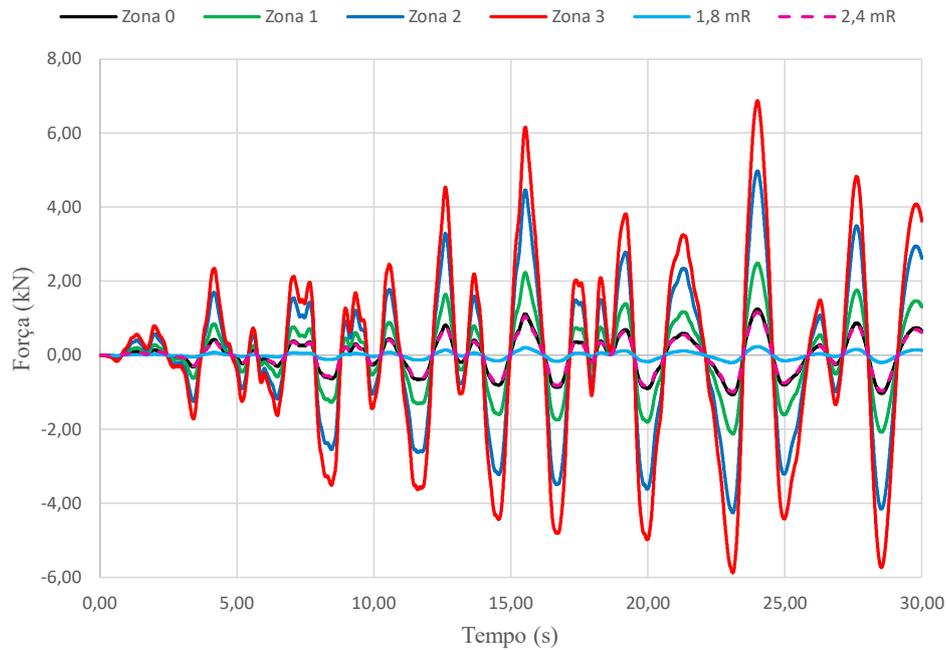
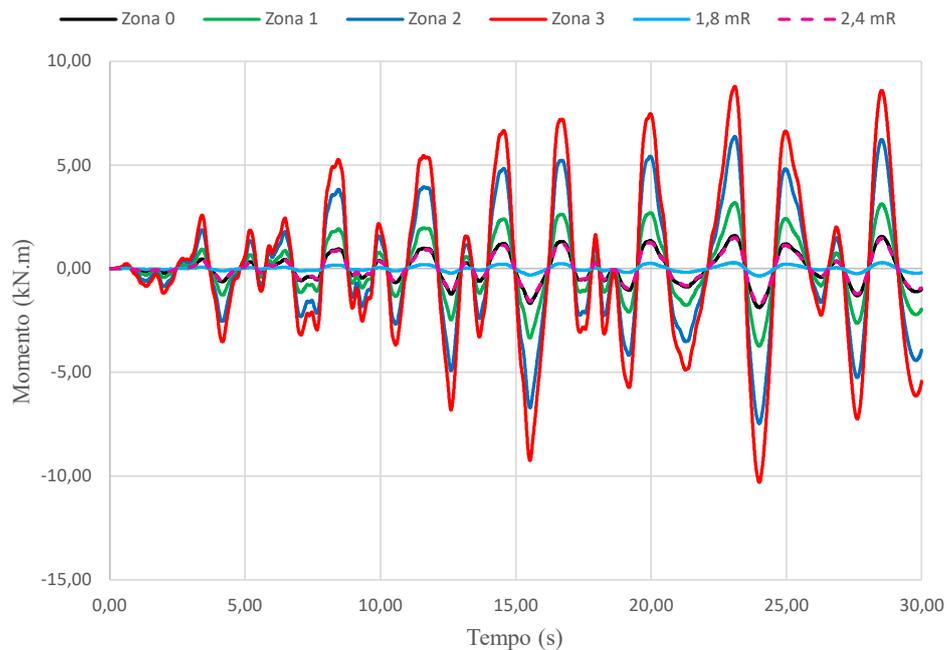


Figura 54: Reações de momento nos apoios



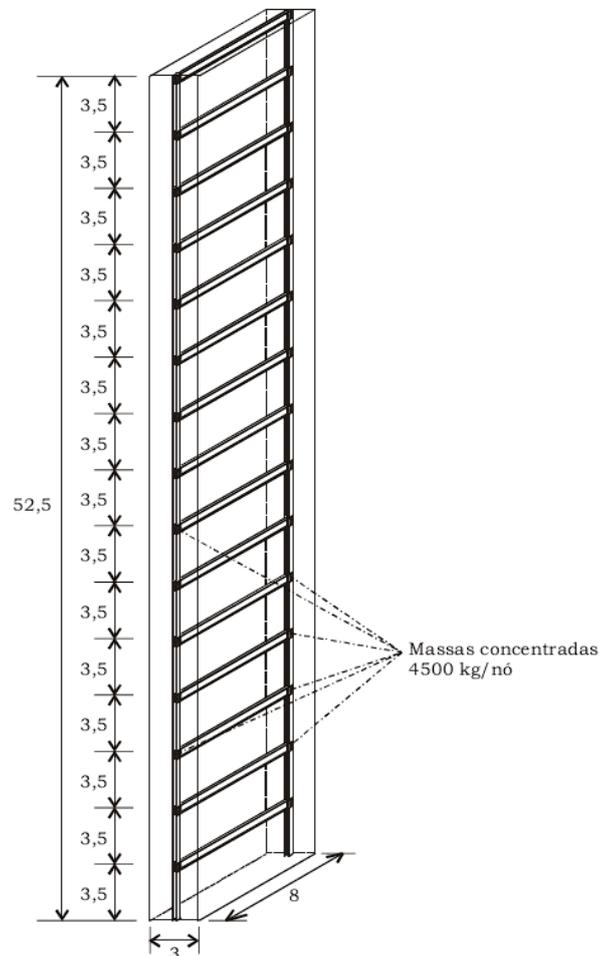
Os deslocamentos e as reações de apoio variam em amplitude de acordo com o cenário, o que era esperado, visto que os históricos de movimento gerados para cada situação são semelhantes, com a principal diferença sendo nas amplitudes. Isso se deve ao fato de que os históricos foram criados para serem compatíveis com espectros de resposta, os quais, como

discutido previamente, tornam as respostas das análises mais homogêneas e comparáveis entre si. Assim, para uma mesma estrutura e tipo de solo, os maiores deslocamentos e reações serão gerados pelo cenário com a maior aceleração horizontal a_g , que influencia diretamente a variação no espectro de resposta resultante.

5.2 Análise sob ação do vento

A análise de vento será baseada no modelo de uma estrutura de aço com múltiplos graus de liberdade desenvolvido por Lazanha (2003), mantendo-se a estrutura de pórtico com 15 pavimentos utilizada no estudo original. Contudo, a distribuição do carregamento ao longo da altura da edificação será ajustada. A Figura 55 ilustra a representação da estrutura considerada na análise.

Figura 55: Representação da estrutura analisada



Fonte: Lazanha (2003)

Os perfis dos pilares são metálicos do tipo CS300x109 e as vigas são do tipo VS500x86. A Tabela 3 mostra os dados dos perfis.

Tabela 3: Dados dos perfis

Elemento	Perfil	E (kN/cm ²)	Área (cm ²)	I (cm ⁴)
Pilar	CS300x109	$2,05 \cdot 10^4$	138,90	23.962,00
Viga	VS500x86	$2,05 \cdot 10^4$	109,50	52.250,00

A massa da estrutura é concentrada nos nós, com 4500 kg em cada nó, como exibido na Figura 55. A frequência natural do primeiro modo de vibração da estrutura é de 0,300 Hz.

É considerado que o vento está incidindo na face esquerda da edificação, com área de $3,0 \times 52,5 \text{ m}^2$. O carregamento do vento é construído com uma velocidade de base $V_0 = 37 \text{ m/s}$ e terreno categoria II da NBR 6123:2023 e coeficiente de arrasto $C_a = 1,4$. A Tabela 4 mostra os valores para a construção dos 12 harmônicos utilizados para construção do carregamento, semelhante ao dados apresentados por Lazanha (2003), com a diferença de que para a velocidade $V(10)$ (ver Eq. (63)) ele adotou v_{600} e neste trabalho adota-se v_{3600} . O 4º harmônico é o de ressonância, portanto para $k = 3, 4$ e 5 o valor de c_k deve ser corrigido.

Tabela 4: Dados dos harmônicos para construção do carregamento de vento

k	$T_k = \frac{1}{f_k}$ (s)	f_k (Hz)	X_1	$\frac{fS(f)}{u_*^2}$	C_k	c_k (%)	c_k^* (%)
1	0,416	2,404	114,872	0,169	0,582	4,67	4,67
2	0,833	1,200	57,367	0,269	0,733	5,88	5,88
3	1,665	0,601	28,701	0,426	0,923	7,40	9,73
4	3,330	0,300	14,350	0,673	1,160	9,31	4,65
5	6,661	0,150	7,174	1,048	1,448	11,61	13,94
6	13,321	0,075	3,587	1,545	1,758	14,10	14,10
7	26,642	0,038	1,794	1,889	1,944	15,59	15,59
8	53,285	0,019	0,897	1,465	1,712	13,73	13,73
9	106,570	0,009	0,448	0,630	1,122	9,00	9,00
10	213,140	0,005	0,224	0,188	0,614	4,92	4,92
11	426,279	0,002	0,112	0,049	0,314	2,52	2,52
12	852,558	0,001	0,056	0,013	0,158	1,27	1,27

O carregamento é considerado por meio de forças pontuais nos nós à esquerda da estrutura, iniciando a partir do primeiro pavimento. Sabendo que a distância vertical entre dois pavimentos é de 3,5 m. A Figura 56 mostra a distribuição das áreas de contribuição de cada nó, tendo a área de todos 3 m de largura e a altura dependente do nó, como exemplificado na Figura 56: 3,5 m para os nós intermediários (2º a 14º pavimento), 5,25 m para o 1º pavimento e

1,75 m para o último pavimento. A Tabela 5 traz os dados do vento em cada um dos nós dos pavimentos da estrutura.

Figura 56: Esquema das áreas de contribuição de cada nó

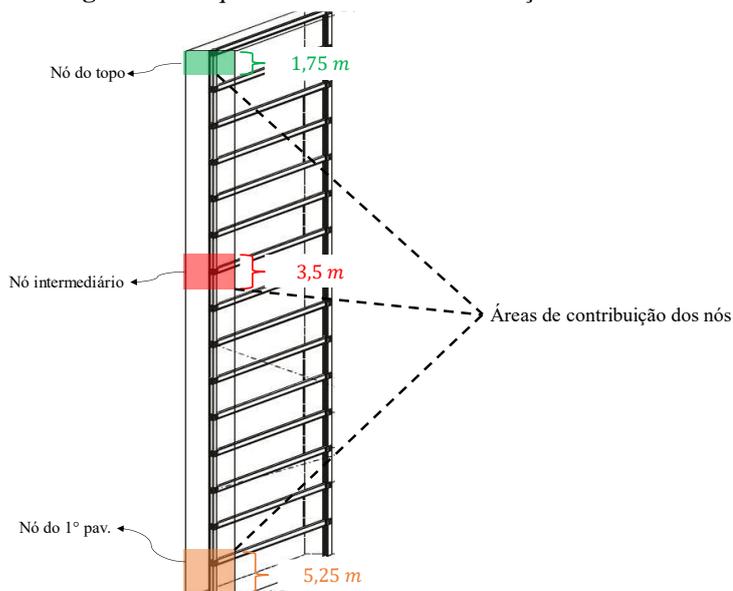


Tabela 5: Dados dos ventos nos pavimentos da estrutura

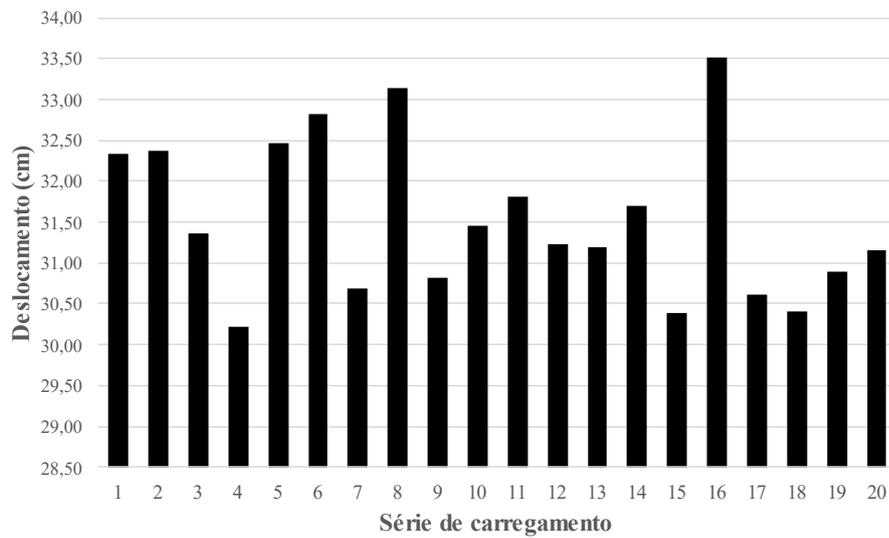
Pavimento	C_{at}	A_e (m^2)	z (m)	v_3 (m/s)	v_{3600^S} (m/s)	I_e	F_e (kN)
1	1,4	15,75	3,50	33,84	20,33	0,36	5,59
2	1,4	10,50	7,00	35,90	22,72	0,40	4,65
3	1,4	10,50	10,50	37,15	24,24	0,43	5,29
4	1,4	10,50	14,00	38,07	25,38	0,44	5,80
5	1,4	10,50	17,50	38,80	26,30	0,46	6,23
6	1,4	10,50	21,00	39,41	27,08	0,47	6,61
7	1,4	10,50	24,50	39,93	27,76	0,48	6,94
8	1,4	10,50	28,00	40,38	28,36	0,49	7,25
9	1,4	10,50	31,50	40,79	28,90	0,50	7,52
10	1,4	10,50	35,00	41,16	29,39	0,51	7,78
11	1,4	10,50	38,50	41,49	29,84	0,52	8,02
12	1,4	10,50	42,00	41,80	30,26	0,52	8,25
13	1,4	10,50	45,50	42,09	30,65	0,53	8,46
14	1,4	10,50	49,00	42,35	31,01	0,54	8,67
15	1,4	5,25	52,50	42,60	31,36	0,54	4,43

São aplicadas 20 séries de carregamento, cada uma correspondendo a uma simulação realizada na estrutura, na qual a força do vento é aplicada nos nós, conforme explicado anteriormente. Em cada série, os 12 harmônicos apresentam ângulos de fase aleatórios entre 0 e 2π , totalizando 12 ângulos por série.

5.2.1 Resultados

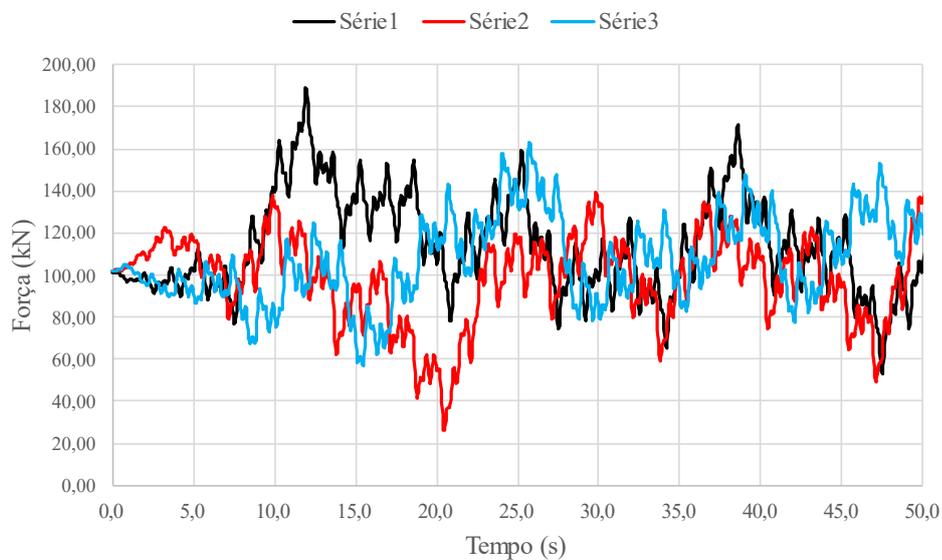
Os deslocamentos horizontais máximos no último pavimento de cada simulação estão representados na Figura 57 abaixo.

Figura 57: Deslocamentos horizontais máximos encontrados no último pavimento em cada série de carregamento



A Figura 58 apresenta a força total atuante na estrutura de três séries de carregamento aleatórias. As séries foram configuradas para que a parcela flutuante tenha uma rampa de 10 segundos, o que justifica as amplitudes menores no início.

Figura 58: Força total de três séries de carregamento de vento no tempo



A análise estatística dos deslocamentos máximos teve como resultado um deslocamento máximo médio $\mu = 31,527 \text{ cm}$ e desvio padrão $\sigma = 0,965 \text{ cm}$, portanto, de acordo com a Eq. (76), $u_{95\%} = 33,120 \text{ cm}$.

Como pode ser observado nas três séries de carregamento apresentadas na Figura 58, o carregamento exibe uma maior aleatoriedade em comparação entre si. Isso difere do que ocorreu nas análises sísmicas com históricos de movimentos compatíveis com o espectro de resposta, onde os históricos de diferentes sismos apresentaram formas semelhantes, embora com amplitudes distintas.

Essa maior aleatoriedade nos carregamentos contribui para uma maior variabilidade nas respostas, o que é benéfico, pois o objetivo do MVS é realizar um tratamento estatístico. Portanto, é fundamental que haja essa variabilidade para que os resultados sejam representativos e abrangentes.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho aborda procedimentos para a análise dinâmica de pórticos planos, utilizando um programa que aplica o método de análise matricial de estruturas e faz uso do algoritmo numérico de Newmark para resolver a equação de movimento da estrutura. A ênfase recai sobre os carregamentos dinâmicos causados por vento e sismos. O desenvolvimento dos casos estudados e a implementação do programa permitiram aprimorar conhecimentos teóricos e possibilitaram a modelagem de estruturas sob diferentes cenários de carregamento dinâmico.

Foi possível notar a relevância de documentos normativos, pois os procedimentos estabelecidos pela NBR 15421:2023, juntamente com os conceitos da NBR 6123:2023, foram essenciais para garantir a modelagem, ainda que sem o rigor para o devido dimensionamento da estrutura, dos problemas relacionados à análise dinâmica sob a ação de ventos e forças sísmicas. Além disso, ficou evidente que os mapas de isopletas e o zoneamento sísmico fornecidos pelas normas facilitam consideravelmente a caracterização dos efeitos do vento e das forças sísmicas nas estruturas.

A análise sísmica revelou que a resposta da estrutura, em termos de deslocamentos e reações de apoio, apresentou um comportamento semelhante em todos os cenários, com variações apenas nas amplitudes das respostas. Esse padrão é atribuído ao fato de que os acelerogramas utilizados foram gerados para serem compatíveis com os espectros de resposta estabelecidos pela norma NBR 15421:2023, o que resultou em trajetórias semelhantes nas respostas estruturais. Assim, pode-se concluir que a compatibilidade entre os acelerogramas e os espectros de resposta contribui para manter o comportamento dinâmico da estrutura dentro de padrões previsíveis, tornando o problema aleatório e complexo mais uniforme e controlável.

Em relação à análise sob a ação do vento, realizada por meio do Método de Vento Sintético (MVS), observa-se que a quantidade de análises necessárias é maior, pois o carregamento deve ser repetido várias vezes com diferentes ângulos de fase gerados aleatoriamente. Além disso, a resposta estrutural é determinada por meio de uma análise estatística das respostas obtidas. Esse processo visa representar de maneira mais fiel o comportamento do vento, levando em consideração sua natureza aleatória e as variações temporais e espaciais das rajadas.

Para ambos os tipos de análise, a ação do fenômeno foi gerada por meio de históricos sintéticos: históricos de movimento no caso das análises sísmicas e históricos de carregamento

no caso do MVS. O objetivo dessas gerações sintéticas foi construir, de forma mais realista, as ações dinâmicas resultantes de cada fenômeno e, assim, proporcionar respostas mais precisas para os cenários analisados.

Entretanto, é importante notar que, no caso das ações sísmicas, há uma certa padronização das respostas devido à conformidade dos acelerogramas com o espectro de resposta utilizado. Essa padronização pode limitar a aleatoriedade intrínseca dos sismos, resultando em respostas estruturais mais homogêneas entre os cenários. Embora a metodologia utilizada nas análises sísmicas seja adequada e amplamente aceita, conforme as normas e a literatura, essa padronização pode não capturar toda a diversidade e complexidade das condições reais de carga, o que pode afetar a precisão na representação do comportamento estrutural sob sismos de diferentes magnitudes e características.

O programa desenvolvido para a análise linear de pórticos planos foi adaptado para atender a diferentes metodologias de análise estrutural, considerando os efeitos de sismo e vento. Para análises sísmicas, foi implementada a capacidade de lidar com prescrições complexas de movimentos do solo, utilizando dados de deslocamento, velocidade e aceleração armazenados em arquivos de entrada. Já para o vento, a adaptação incluiu a geração automática de harmônicos com ângulos de fase distintos, empregando o método do vento sintético. Essas adaptações destacam a importância de uma estrutura flexível no software, permitindo a adição de funcionalidades sem a necessidade de reformular toda a base do programa.

6.1 Sugestões de trabalhos futuros

Os pórticos utilizados neste trabalho para as análises sísmicas e de ação do vento foram todos bidimensionais, sem considerar o amortecimento. Para uma compreensão mais precisa, recomenda-se estender a análise desses pórticos para modelos tridimensionais, especialmente no caso dos efeitos sísmicos, uma vez que os sismos podem provocar acelerações de base em três direções. Além disso, a inclusão do amortecimento no modelo permitiria representar de forma mais realista o comportamento dos pórticos sob esses efeitos dinâmicos.

Este estudo foi limitado à análise elástica-linear. Como avanço, sugere-se a transição para uma análise não linear, a fim de considerar os efeitos da não linearidade, que podem surgir devido à natureza dos materiais ou à geometria da estrutura. Essa abordagem possibilitaria uma representação mais precisa do comportamento estrutural sob condições extremas, ampliando a compreensão dos efeitos dinâmicos sobre a integridade e a resposta das estruturas.

Em relação ao programa desenvolvido, uma possível melhoria seria a implementação da análise modal para determinar os modos de vibração e suas respectivas frequências naturais. Isso facilitaria a definição da matriz de amortecimento da estrutura, a qual pode ser obtida por meio da matriz de Rayleigh, utilizando uma combinação linear das matrizes de massa e rigidez.

Para a análise sísmica realizada, especialmente no que diz respeito ao sismo induzido, além do amortecimento já mencionado, é fundamental identificar o tipo de estrutura (concreto, aço, madeira, etc.) para realizar o dimensionamento adequado e calcular os efeitos nos respectivos materiais, conforme os procedimentos da norma pertinente. Uma investigação mais aprofundada também exigiria a análise combinada do impacto do sismo e da subsidência do solo que afetou a região do Pinheiro, bem como uma avaliação para garantir que os procedimentos da NBR 15421:2023 representem corretamente os efeitos de sismos induzidos. Como mencionado por Atkinson (2015), os sismos induzidos tendem a ser mais superficiais do que os sismos naturais, o que pode resultar em danos potencialmente maiores.

No que diz respeito à análise da ação do vento, utilizando o MVS e o método de Monte Carlo, apenas 20 séries de carregamento foram aplicadas. No entanto, o método de Monte Carlo requer um grande número de séries para fornecer uma representação mais precisa. Portanto, recomenda-se aumentar significativamente o número de séries utilizadas para melhorar a robustez da avaliação estatística.

REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6123**: Forças devido ao vento em edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 2023.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15421**: Projeto de Estruturas Resistentes a Sismos – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2023.
- ATKINSON, G. M. Ground-motion prediction equation for small-to-moderate events at short hypocentral distances, with application to induced-seismicity hazards. **Bulletin of the Seismological Society of America**, v. 105, n. 2A, p. 981-992, 2015.
- BOORE, D. M.; ATKINSON, G. M. Ground-motion prediction equations for the average horizontal component of PGA, PGV, and 5%-damped PSA at spectral periods between 0.01 s and 10.0 s. **Earthquake spectra**, v. 24, n. 1, p. 99-138, 2008.
- BOMMER, J. J.; STAFFORD, P. J. Seismic hazard and earthquake actions. In: **Seismic Design of Buildings to Eurocode 8**. CRC Press, 2016. p. 21-54.
- BRASIL, R. M. L. R. F.; DA SILVA, M. A. **Introdução à dinâmica das estruturas: para a engenharia civil**. Editora Blucher, 2013.
- BRITO, R. C. **Acelerogramas artificiais de sismos aplicados a edificações**. 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2017. doi:10.11606/D.3.2018.tde-04012018-102406. Acesso em: 2024-11-01.
- CACHUÇO, F. B. **Análise de cargas dinâmicas de ventos e sismos: comparação através das normas brasileiras**. 2011. Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.
- CAVALCANTI, U. A. **Estudo da influência da sismicidade nas seções transversais de pilares de concreto armado**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 2021.
- CENTRO DE SISMOLOGIA DA USP. **Registro de sismo em Maceió/AL**. MoHo, 3 mar. 2018. Disponível em: <https://www.moho.iag.usp.br/eq/event/usp2018eiui>. Acesso em: 2 set. 2024.
- DANTAS, R. O. O. **Subsídios para o projeto de estruturas sismo resistentes**. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, RN, 200p.
- DATTA, T. K. **Seismic analysis of structures**. John Wiley & Sons, 2010.
- DEFILTRO, Vinícius Favaretto. **Dimensionamento de um edifício sismo resistente**. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2018.
- ELLSWORTH, William L. Injection-induced earthquakes. **Science**, v. 341, n. 6142, p. 1225942, 2013.

FOULGER, G. R.; WILSON, M. P.; GLUYAS, J. G.; JULIAN, B. R.; DAVIES, R. J. Global review of human-induced earthquakes. **Earth-Science Reviews**, v. 178, p. 438-514, 2018.

FRANCO, M. Direct Along-wind Dynamic Analysis of Tall Structures. **Boletim Técnico da Escola Politécnica**, Universidade de São Paulo. São Paulo: EPUSP, 1993. 22p.

GATTI, A. C. **Análise Dinâmica Linear de Pórticos Planos pelo Método dos Elementos Finitos**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2006.

GLANZ, J. Quake fears stall energy extraction project. **The New York Times**, New York, 11 dez. 2009. Disponível em: <https://www.nytimes.com/2009/07/14/business/energy-environment/14drill.html>, Acesso em: 15 jan. 2024.

HOW are earthquakes detected, located and measured?. **British Geological Survey**, British, 2008. Disponível em: <https://www.bgs.ac.uk/discovering-geology/earth-hazards/earthquakes/how-are-earthquakes-detected/>, Acesso em: 20 jan. 2024.

JOYNER, W. B.; BOORE, D. M. Methods for regression analysis of strong-motion data. **Bulletin of the Seismological Society of America**, v. 83, n. 2, p. 469-487, 1993.

KASSIMALI, A. **Matrix analysis of structures**. Cengage Learning, 2021.

KERANEN, K. M.; WEINGARTEN, M. Induced seismicity. **Annual Review of Earth and Planetary Sciences**, v. 46, p. 149-174, 2018.

LAY, T.; WALLACE, T. C. **Modern global seismology**. Elsevier, 1995.

LAZANHA, E. C. **Análise dinâmica elasto-plástica de estruturas metálicas sob excitação aleatória de vento**. 2003. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo.

MCGARR, A.; SIMPSON, D.; SEEBER, L. Case histories of induced and triggered seismicity. **International Geophysics Series**, v. 81, n. A, p. 647-664, 2002.

MCNUTT, S. R.; ROMAN, D. C. Volcanic seismicity. In: **The encyclopedia of volcanoes**. Academic Press, 2015. p. 1011-1034.

MENEZES, L. M. R. **Otimização de amortecedores de massa sintonizados no controle de vibrações em vigas e placas**. 2019. 166f. Dissertação - Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 2020.

NATIONAL EARTHQUAKE INFORMATION CENTER (NEIC). **U.S. Geological Survey**, Estados Unidos, 2020. Disponível em: <https://www.usgs.gov/programs/earthquake-hazards/national-earthquake-information-center-neic>, Acesso em: 21 jan. 2024.

NETHERLANDS halts extraction from Europe's biggest gas field. **Phys.org**, British Isles, 1 out. 2023. Disponível em: <https://phys.org/news/2023-10-netherlands-halts-europe-biggestgas.html>, Acesso em: 15 jan. 2024.

NOVOTNY, O. Seismic surface waves. **Bahia, Salvador: Instituto de Geociências**, v. 61, 1999.

OBATA, S. H. Vento sintético e a simulação de Monte Carlo – uma forma de considerar a característica aleatória e instável do carregamento dos ventos em estruturas. **Exacta**, v. 7, n. 1, p. 77-86, 2009.

PEÑA, L. A. P. (2012). **Análise dos efeitos provocados por abalos sísmicos em estruturas irregulares**. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.DM 002A/12, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 166p.

RAMANI, V. **Review, implementation and demonstration of dynamic analysis and ground motion models**. 2015. Tese de Mestrado. University of British Columbia.

REID, H. F. The mechanism of the earthquake, the California earthquake of April 18, 1906. **Report of the Research Senatorial Commission, Carnegie Institution**, Washington, DC, v. 2, p. 16-18, 1910.

RICHTER, C. F. An instrumental earthquake magnitude scale. **Bulletin of the seismological society of America**, v. 25, n. 1, p. 1-32, 1935.

SEISMOSOFT. SeismoArtif. Versão 2024. [Itália]: SeismoSoft, 2024.

SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL-CPRM. **Estudos sobre a instabilidade do terreno nos bairros Pinheiro, Mutange e Bebedouro, Maceió (AL)**. CPRM, v. 1, 2019. Disponível em: <https://rigeo.sgb.gov.br/handle/doc/21133>, Acesso em: 10 jan. 2024.

SHEARER, P. M. **Introduction to seismology**. 2. Ed. California: Cambridge university press, 2009.

SORIANO, H. L. **Introdução à dinâmica das estruturas**. Rio de Janeiro: Elsevier, 2014.

STABILE, A. F.; DA NÓBREGA, P. G. B.; MEDEIROS, S. R. P. **A evolução do método do vento sintético para a análise dinâmica de edifícios altos**. In: Congresso Brasileiro do Concreto - IBRACON, 62., 2020, Maceió. Anais... São Paulo: IBRACON, 2020. p.

TORII, A. J. **Análise dinâmica de estruturas com o método dos elementos finitos generalizado**. 2012. 129 f. Tese (Doutorado em Ciências, Área de Concentração: Mecânica Computacional) – Programa de Pós-Graduação em Métodos Numéricos em Engenharia, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2012.

VROCHIDOU, E.; ALVANITOPOULOS, P. F.; ANDREADIS, I.; ELENAS, A.; MALLOUSI, K. Synthesis of artificial spectrum-compatible seismic accelerograms. **Measurement Science and Technology**, v. 25, n. 8, p. 085002, 2014.

WANG, J. P.; HUANG, D. Deterministic seismic hazard assessments for Taiwan considering non-controlling seismic sources. **Bulletin of Engineering Geology and the Environment**, v. 73, p. 635-641, 2014.

WILLIAMS, M. S. Structural analysis. In: **Seismic Design of Buildings to Eurocode 8**. CRC Press, 2016. p. 55-88.

YENIER, E.; ATKINSON, G. M. Equivalent point-source modeling of moderate-to-large magnitude earthquakes and associated ground-motion saturation effects. **Bulletin of the Seismological Society of America**, v. 104, n. 3, p. 1458-1478, 2014.