



**Universidade de Brasília
Faculdade de Tecnologia
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental**

**Análise dinâmica numérico-experimental
de estruturas adjacentes acopladas por
conexões rígidas**

Rafael Caricchio Cabral Tavares

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

Brasília
2024

**Universidade de Brasília
Faculdade de Tecnologia
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental**

**Análise dinâmica numérico-experimental de
estruturas adjacentes acopladas por
conexões rígidas**

Rafael Caricchio Cabral Tavares

Dissertação submetida ao Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Estruturas e Construção Civil

Orientadora: Graciela Nora Doz de Carvalho
Coorientador: Marcus Vinicius Girão de Moraes

Brasília
2024

Tavares, Rafael Caricchio Cabral.
Pxxx Análise dinâmica numérico-experimental de estruturas adjacentes acopladas por conexões rígidas/ Rafael Caricchio Cabral Tavares; orientadora Graciela Nora Doz de Carvalho; coorientador Marcus Vinicius Girão de Moraes -- Brasília, 2024.
xx p.

Dissertação de Mestrado (Departamento de Engenharia Civil e Ambiental) -- Universidade de Brasília, 2024.

1. Acoplamento estrutural. 2. Análise dinâmica. 3. Controle de vibrações. 4. Edifícios adjacentes. 5. Conexões rígidas. I. Doz, Graciela Nora, orient.; Moraes, Marcus Vinícius Girão de, coorient. II. Título

**Universidade de Brasília
Faculdade de Tecnologia
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental**

**Análise dinâmica numérico-experimental de
estruturas adjacentes acopladas por conexões rígidas**

Rafael Caricchio Cabral Tavares

Dissertação submetida ao Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Estruturas e Construção Civil

Trabalho aprovado. Brasília, 06 de dezembro de 2024:

**Profª. Dra. Graciela Nora Doz de Carvalho,
UnB/FT/ENC
Orientadora**

**Prof. Dr. Luis Alejandro Pérez Peña,
UNB/FAU
Examinador interno**

**Profª. Dra. Marta Graciela Amani,
UNCuyo
Examinador externo**

Brasília

2024

AGRADECIMENTOS

Agradeço aos meus pais, Heleno e Helenilda, pela educação que me deram e me fizeram estar aqui hoje e a meu irmão, Glauber, pelo apoio.

Agradeço imensamente aos meus orientadores, professora Graciela e professor Marcus Vinicius Girão, e à professora Suzana, que me guiaram com dedicação e paciência ao longo do desenvolvimento da pesquisa, oferecendo apoio e ajuda, especialmente nas etapas finais do trabalho.

Sou profundamente grato à minha namorada, Andressa, por estar sempre presente, me dar suporte e de ter sido uma grande fonte de ajuda nos últimos meses do mestrado.

Agradeço aos meus amigos de infância de Salvador, que sempre estiveram ao meu lado desde o início, e aos amigos do CSF, que também fizeram parte deste processo de aprendizado e crescimento acadêmico.

Aos meus familiares, primos e amigos, que estiveram sempre presentes e me apoiaram de diversas formas.

Agradeço ainda aos professores do PECC, que ao longo dos anos compartilharam comigo seus conhecimentos e experiências, contribuindo para minha formação.

Agradeço a todos que, de alguma forma, estiveram presentes e colaboraram ao longo desta jornada, tornando possível a realização deste trabalho.

“O conhecimento é o alimento da alma.”
(Platão)

RESUMO

ANÁLISE DINÂMICA NUMÉRICO-EXPERIMENTAL DE ESTRUTURAS ADJACENTES ACOPLADAS POR CONEXÕES RÍGIDAS

Autor: Rafael Caricchio Cabral Tavares

Orientador: Graciela Nora Doz de Carvalho, Dr. Ing

Coorientador: Marcus Vinicius Girão de Moraes, Dr.

Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil

Brasília, dezembro de 2024

O avanço nas tecnologias de engenharia estrutural e de materiais, aliado à rápida urbanização de grandes centros, resultou na construção de edifícios mais altos e próximos, com maior esbeltez estrutural. Essas características, enquanto melhoram a eficiência e flexibilidade das construções, também aumentam sua vulnerabilidade a oscilações excessivas causadas por ações dinâmicas, como ventos e sismos, e agravam a possibilidade de colisões entre edifícios vizinhos, fenômeno conhecido como *pounding*. Para mitigar esse risco, a técnica de acoplamento estrutural por meio de ligações rígidas tem se destacado como uma solução viável e de fácil implementação. No entanto, há uma lacuna de estudos que analisam a eficácia dessa técnica em modelos tridimensionais de pórticos espaciais, principalmente em simulações numéricas e experimentais. O trabalho propõe, portanto, uma análise aprofundada das respostas dinâmicas de estruturas adjacentes conectadas por elementos rígidos. Para isso, foram estudados dois modelos em miniatura de edifícios compostos por módulos de aço, sendo um com 10 pavimentos e o outro com 5 pavimentos. Inicialmente, foi desenvolvido um modelo numérico no software SAP2000, seguido por ensaios experimentais para calibrar e validar as características dinâmicas dos modelos desacoplados. Na sequência, o acoplamento foi implementado, permitindo a comparação direta das respostas dinâmicas entre os sistemas acoplado e desacoplado. Os resultados indicaram que o acoplamento estrutural reduziu de forma significativa os deslocamentos máximos do edifício mais alto, demonstrando a eficácia da técnica para minimizar os riscos de *pounding* e no controle da resposta estrutural dos edifícios acopladas.

Palavras-chave: acoplamento estrutural; análise dinâmica; controle de vibrações; edifícios adjacentes; conexões rígidas.

ABSTRACT

NUMERICAL-EXPERIMENTAL DYNAMIC ANALYSIS OF ADJACENT STRUCTURES COUPLED BY RIGID CONNECTIONS

Autor: Rafael Caricchio Cabral Tavares

Advisor: Graciela Nora Doz de Carvalho, Dr. Ing.

Coadvisor: Marcus Vinicius Girão de Moraes, Dr.

Postgraduate Program in Structures and Civil Construction

Brasília, December 2024

The advancement in structural engineering and material technologies, coupled with the rapid urbanization of large cities, has led to the construction of taller and closer buildings with increased structural slenderness. While these characteristics improve construction efficiency and flexibility, they also increase vulnerability to excessive oscillations caused by dynamic actions, such as wind and earthquakes, and heighten the possibility of collisions between neighboring buildings, a phenomenon known as pounding. To mitigate this risk, the technique of structural coupling through rigid connections has emerged as a viable and easily implemented solution. However, there is a gap in studies that analyze the effectiveness of this technique in three-dimensional frame models, particularly in combined numerical and experimental simulations. This study, therefore, proposes an in-depth analysis of the dynamic responses of adjacent structures connected by rigid elements. To this end, two miniature building models composed of steel modules were studied, one with 10 stories and the other with 5 stories. Initially, a numerical model was developed in SAP2000 software, followed by experimental tests to calibrate and validate the dynamic characteristics of the decoupled models. Next, the coupling was implemented, allowing a direct comparison of the dynamic responses between the coupled and decoupled systems. The results indicated that structural coupling significantly reduced the maximum displacements of the taller building, demonstrating the technique's effectiveness in minimizing pounding risks and controlling the structural response of the coupled buildings.

Keywords: structural coupling; dynamic analysis; vibration control; adjacent buildings; rigid connections.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	20
1.1	Justificativa	22
1.2	Objetivos	23
1.2.1	Geral.....	23
1.2.2	Específicos	23
1.3	Metodologia	23
1.4	Estrutura do trabalho	24
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	26
2.1	Pounding	26
2.2	Acoplamento estrutural.....	30
3	FORMULAÇÕES MATEMÁTICAS.....	53
3.1	Equação de movimento.....	53
3.2	Simplificação modelo shear frame.....	56
3.3	Funções de resposta de frequência (FRF).....	58
3.4	Razão de amortecimento experimental	60
4	APRESENTAÇÃO DO MODELO	61
4.1	Características gerais	61
4.2	Modelo acoplado.....	65
5	ANÁLISE NUMÉRICA.....	67
5.1	Modelo numérico desacoplado	70
5.2	Atualização do modelo	75
5.3	Modelo numérico acoplado	78
6	ENSAIOS EXPERIMENTAIS	80
6.1	Procedimento Experimental.....	81

6.1.1	Aquisição de Sinal.....	83
6.2	Ensaio com martelo de impacto.....	83
6.3	Ensaio com motor de rotação.....	93
6.4	Ensaio com shaker	97
6.4.1	Ensaio estrutura desacoplada	99
6.4.2	Ensaio estrutura acoplada.....	101
6.5	Comparação dos resultados dos ensaios desacoplados.....	103
7	COMPARAÇÃO DE RESULTADOS	107
7.1	Identificação modal da estrutura acoplada.....	108
7.2	Resultados numéricos	113
7.3	Discussões.....	115
8	CONCLUSÕES	119
8.1	Sugestões para trabalhos futuros.....	120
	REFERÊNCIAS.....	122
	ANEXO A.....	129

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1– Estruturas adjacentes (a) vibrando em fase e (b) fora de fase.....	26
Figura 2.2– Consequências do <i>pounding</i> após terremoto de Christchurch, Nova Zelândia (Cole <i>et al.</i> , 2012).	27
Figura 2.3– Danos por pounding causados por terremotos: em (a) terremoto em Atenas, Grécia (1999) em edifício de concreto armado com pavimentos em níveis distintos; em (b) terremoto em Sikkim, Índia (2011); em (c) L’Aquila, Itália (2009) (Chenna e Ramancharla, 2018)......	29
Figura 2.4– Diferentes casos de <i>pounding</i> (Miari <i>et al.</i> , 2019).	29
Figura 2.5– Esquema de acoplamento estrutural de prédios adjacentes (Elgammal <i>et al.</i> , 2024). ..	31
Figura 2.6– Exemplos construções com prédios acoplados (Christenson <i>et al.</i> , 2006).....	32
Figura 2.7– Torres gêmeas de Petronas (Thornton <i>et al.</i> , 1997).	33
Figura 2.8– Exemplos de construções acopladas de edifícios altos (Doroudi e Lavasani, 2021).	34
Figura 2.9– Modelo experimental de complexo de prédios com amortecedor de fricção variável (Xu <i>et al.</i> , 2008).	37
Figura 2.10– Modos de vibração do sistema acoplado rígido (Lee <i>et al.</i> , 2012).	38
Figura 2.11– Esquema estrutural do modelo estudado: em (a) acoplamento entre edifícios com 8 e 4 pavimentos; em (b) acoplamento entre edifícios com 25 e 15 pavimentos (Tubaldi, 2015).	39
Figura 2.12– Modelo de pórticos planos em (a) desacoplados e em (b) acoplados com amortecedores viscofluidos.	40
Figura 2.13– Esquema de estruturas adjacentes conectadas por um amortecedor sintonizado compartilhado de massa com inerter (Palacios-Quiñoenero <i>et al.</i> , 2017).	41
Figura 2.14– Modelo numérico desenvolvido por Pippi (2018).	42
Figura 2.15– Modelo experimental desenvolvido por Bernardes (2018).	43
Figura 2.16– Modelo em escala reduzida de edifício com AMSPI (Bernardes, 2018).	44

Figura 2.17– Esquema de um sistema com ATMDs isolados em cada edificação (a) e edifícios acoplados com dois ATMD e compartilhamento de massa (b) (Park e OK, 2019).	45
Figura 2.18– Estudo de prédios semelhantes com diferentes configurações de conexão	46
Figura 2.19– Modelo com massas concentradas (a) e modelo acoplado com conexão TLCDI (b). .	47
Figura 2.20– Modelos utilizados nos ensaios: (a) desacoplados sem contraventamentos; (b) desacoplados com contraventamentos; (c) acoplados com contraventamento em diagonal; (d) acoplados com apenas um contraventamento; (e) acoplados com amortecedores em diagonal; (f) acoplados com um amortecedor em diagonal (Ramakrishna e Mohan, 2020).....	48
Figura 2.21– Diferentes modelos analisados: edifício isolado com amortecedores (a), edifícios acoplados em um mesmo nível (b), edifícios acoplados em diferentes níveis (c) (Chen e Wu, 2022).	50
Figura 2.22– Casos de modelos em escala reduzida de edifício com <i>inverter</i> (Pippi, 2023).....	51
Figura 3.1– Modelo estrutural adotado com acoplamento rígido.....	54
Figura 3.2– Esquema ilustrativo da equação de movimento (Chopra, 2020).	56
Figura 3.3– Modos de vibração do modelo simplificado <i>shear frame</i> (Pippi, 2018).....	57
Figura 3.4– Amplitude e fase dos sinais de entrada e saída (Rao, 2017).	59
Figura 4.1– Modelo experimental com prédio de 10 módulos e 5 módulos.	62
Figura 4.2– Dimensões dos módulos individualizados (Bernardes, 2018)	62
Figura 4.3– Sistemas de coordenadas adotadas no modelo.....	64
Figura 4.4– Placa de base com chumbadores mecânicos.	64
Figura 4.5– Esquema do acoplamento estrutural rígido.....	65
Figura 4.6– Acoplamento estrutural com barra rígida.	66
Figura 5.1– Hipóteses de Kirchhoff sendo aplicadas nas geometrias deformadas e indeformadas de placas (Reddy, 2006).....	67
Figura 5.2– Hipóteses da deformação do cisalhamento em primeira ordem, teoria de Mindlin/Reissner, geometrias deformadas e indeformadas (Reddy, 2006).	68

Figura 5.3– Sistemas de molas funcionando como apoio elástico no modelo numérico.	69
Figura 5.4– Modelo numérico desacoplado, SAP2000.	70
Figura 5.5– Os três primeiros modos de vibração com as frequências correspondentes do modelo desacoplado da Estrutura 1 após atualização com dados experimentais.	72
Figura 5.6– Os três primeiros modos de vibração com as frequências correspondentes do modelo desacoplado da Estrutura 2 após atualização com dados experimentais.	72
Figura 5.7– Carregamento unitário na análise de regime permanente.	74
Figura 5.8– FRF referente ao carregamento de regime permanente, prédio 10 pavimentos desacoplado	75
Figura 5.9– FRF referente ao carregamento de regime permanente, prédio 5 pavimentos desacoplado.	75
Figura 5.10– Representação do modelo numérico acoplado SAP2000.	78
Figura 6.1– Representação esquemática das montagens experimentais utilizadas para (a) vibração livre e (b) vibração forçada.	82
Figura 6.2– Sistema de aquisição de dados NI CompactDAQ cDAQ 9174 (a) and NI 9234 (b). ...	82
Figura 6.3– Diagrama de blocos funcionais utilizado no programa LabVIEW.	84
Figura 6.4– Impulso típico de um teste de impacto, em (a) no domínio do tempo e em (b) no domínio da frequência. (Ewins, 2000).	84
Figura 6.5– Sensores utilizados para os ensaios em vibração livre: (a) acelerômetro e (b) martelo de impacto ambos PCB Piezotronics.	86
Figura 6.6– Vista superior dos casos testados no ensaio com o martelo de impacto, à esquerda do módulo o martelo e à direita o acelerômetro.	87
Figura 6.7– Gráfico amplitude x frequência, Estrutura 1, eixo X, caso 1.	88
Figura 6.8– Gráfico ângulo de fase x frequência, Estrutura 1, eixo X, caso 1.	88
Figura 6.9– Gráfico coerência x frequência Estrutura 1; eixo X; caso 1.	88
Figura 6.10– Gráfico amplitude x frequência, Estrutura 2, eixo X, caso 1.	89

Figura 6.11– Gráfico ângulo de fase x frequência, Estrutura 2, eixo X, caso 1.....	89
Figura 6.12– Gráfico coerência x frequência Estrutura 2; eixo X; caso 1.	89
Figura 6.13– Gráfico amplitude x frequência do prédio 10 pavimentos; casos 1, 2 e 3; eixo X; ensaio martelo de impacto.....	90
Figura 6.14– Gráfico ângulo de fase x frequência; prédio 10 pavimentos; casos 1, 2 e 3; eixo X; ensaio martelo de impacto.....	90
Figura 6.15– Gráfico amplitude x frequência prédio 10 pavimentos; casos 4, 5 e 6; eixo Y; ensaio martelo de impacto.....	91
Figura 6.16– Gráfico ângulo de fase x frequência; prédio 10 pavimentos; casos 4, 5 e 6; eixo Y; ensaio martelo de impacto.....	91
Figura 6.17– Gráfico amplitude x frequência prédio 5 pavimentos; casos 1, 2 e 3; eixo X; ensaio martelo de impacto.....	91
Figura 6.18– Gráfico ângulo de fase x frequência prédio 5 pavimentos; casos 1, 2 e 3; eixo X; ensaio martelo de impacto.....	92
Figura 6.19– Gráfico amplitude x frequência prédio 5 pavimentos; casos 4, 5 e 6; eixo Y; ensaio martelo de impacto.....	92
Figura 6.20– Gráfico ângulo de fase x frequência prédio 5 pavimentos; casos 4, 5 e 6; eixo Y; ensaio martelo de impacto.	92
Figura 6.21– Esquema de funcionamento do motor de rotativo (Bernardes, 2018).....	93
Figura 6.22– Experimento com motor rotativo montado.	94
Figura 6.23– Gráfico amplitude x frequência ensaio motor rotativo.	95
Figura 6.24– Gráfico do ângulo de fase x frequência do ensaio do motor rotativo.	95
Figura 6.25– Interface do software LabVIEW.	96
Figura 6.26– Medições de aceleração na Estrutura 1 sob excitação de 3,99 Hz, no domínio do tempo.....	96
Figura 6.27– Medições da força aplicada com frequência de 3,99 Hz na Estrutura 1, no domínio do tempo.....	96

Figura 6.28– Excitador shaker Brüel & Kjær®.	98
Figura 6.29– Gerador de ondas Minipa MFG-4205B.	98
Figura 6.30– Ensaio excitador de vibração com estrutura desacoplada, à esquerda teste sendo realizado na Estrutura 1 e à direita na Estrutura 2.	99
Figura 6.31- Amplitude x frequência; eixo X; ensaio <i>shaker</i> ; Estrutura 1 desacoplada.	100
Figura 6.32– Ângulo de fase x frequência; eixo X; ensaio <i>shaker</i> ; Estrutura 1 desacoplada.	100
Figura 6.33- Amplitude x frequência; eixo X; ensaio <i>shaker</i> ; Estrutura 2 desacoplada.	100
Figura 6.34– Ângulo de fase x frequência; eixo X; ensaio <i>shaker</i> ; Estrutura 2 desacoplada.	100
Figura 6.35– Acoplamento entre as estruturas adjacentes experimentais.	102
Figura 6.36– Ensaio com excitador de vibração nos edifícios acoplados, em (a) ensaio excêntrico; em (b) vista superior do ensaio sem excentricidade; em (c) detalhe da fixação do excitador no ensaio excêntrico.	103
Figura 6.37– Comparação das FRFs da Estrutura 1 desacoplada; ensaios martelo de impacto e excitação com <i>shaker</i> .	104
Figura 6.38– Comparação das FRFs da Estrutura 2 desacoplada; ensaios martelo de impacto e excitação com <i>shaker</i> .	104
Figura 7.1– Amplitude da aceleração do topo da Estrutura 1.	111
Figura 7.2– Ângulo de fase dos ensaios do topo da Estrutura 1.	111
Figura 7.3– Coerência dos ensaios do topo da Estrutura 1.	111
Figura 7.4– Primeiro modo de vibração da estrutura acoplada- modo tipo flexional em X.	112
Figura 7.5– Segundo modo de vibração, acoplamento de modos flexionais em X.	112
Figura 7.6– Acoplamento de modos de vibração, modo torcional.	113
Figura 7.7– Acelerações máximas obtidas nos modelos acoplados e desacoplados do edifício de 10 pavimentos.	115
Figura 7.8– Deslocamentos absolutos máximos obtidos nos modelos acoplados e desacoplados do	

LISTA DE TABELAS

Tabela 3-1– Frequência de vibração dos modelos <i>shear frame</i> e experimental	57
Tabela 4-1– Massa dos módulos dos prédios desacoplados.....	63
Tabela 5-1– Frequências de vibração dos modelos numéricos e experimental da estrutura de 10 módulos desacoplada (Hz).....	77
Tabela 5-2– Frequências de vibração dos modelos numéricos e experimental da estrutura de 5 módulos desacoplada (Hz).....	77
Tabela 6-1– Frequências e modos de vibração das estruturas de 10 e 5 módulos desacopladas (Hz), ensaio com martelo de impacto.....	93
Tabela 6-2– Frequências de vibração das estruturas de 10 e 5 módulos desacopladas (Hz), ensaio excitador <i>shaker</i>	101
Tabela 6-3– Comparaçao frequências de vibração ensaios experimentais da Estrutura 1	105
Tabela 6-4– Comparaçao frequências de vibração ensaios experimentais da Estrutura 2	105
Tabela 7-1– Frequências de vibração do modelo numérico e experimental das estruturas acopladas (Hz)	109

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURAS E ABREVIAÇÕES

AAMs	Amortecedores Ativos de Massa Sintonizada;
AIS	Amortecedor <i>Inerter</i> Sintonizado
AIMS	Amortecedor <i>Inerter</i> de Massa Sintonizada
AMS	Amortecedor de Massa Sintonizado
AMSPI	Amortecedor do tipo pêndulo invertido
ASCE	<i>American Society of Civil Engineers;</i>
CSI	<i>Computers and Structures, Inc.;</i>
DAQ	<i>Data Acquisition</i>
IBC	<i>International Building Code;</i>
fck	Resistência característica à compressão do concreto;
FFT	Transformada Rápida de Fourier
FRF	Função de resposta de frequência;
LMBs	<i>Linear motion bearings;</i>
LRBs	<i>Lead rubber bearings;</i>
MGDL	Múltiplos graus de liberdade
MTMDI	<i>Multi-tuned mass damper inerter;</i>
NBCC	<i>National Building Code of Canada;</i>
NBR	Normas Técnicas Brasileiras;
NI	<i>National Instruments</i>
PVFD	<i>Piezoelectric variable friction damper;</i>
RMS	<i>Root Mean Square</i>
SEI	<i>Structural Engineering Institute</i>
TLCDI	<i>Tuned liquid column damper-inerter;</i>
UBC	<i>Uniform Building Code;</i>

VD	Viscoelástico/viscofluido
VDI	Viscoelástico/viscofluido com inerter
Vpp	Tensão pico a pico
C	Matriz de amortecimento da estrutura;
M	Matriz de massa da estrutura;
K	Matriz de rigidez da estrutura;
ξ	Razão de amortecimento;
Φ	Matriz de autovetores
Ω	Matriz de autovalores
X	Vetor do deslocamento da estrutura
$\dot{\mathbf{X}}$	Vetor do amortecimento da estrutura
$\ddot{\mathbf{X}}$	Vetor da aceleração da estrutura

1 INTRODUÇÃO

Com o avanço das pesquisas na engenharia, novos conhecimentos têm sido adquiridos sobre o comportamento de estruturas e materiais. As inovações na engenharia de materiais resultaram em componentes significativamente mais resistentes do que aqueles disponíveis há algumas décadas, como exemplificado pelos concretos que, hoje, podem atingir resistências à compressão (f_{ck}) superiores a 100 MPa em obras comerciais, tanto no Brasil quanto internacionalmente (Fortes *et al.*, 2018). Essa evolução permitiu um aumento na esbeltez dos elementos estruturais nas construções contemporâneas, conferindo maior flexibilidade às estruturas, mas também aumentando sua vulnerabilidade a oscilações intensas, especialmente quando submetidas a cargas dinâmicas, como ventos e sismos.

Aliado a isso, a rápida urbanização, caracterizada pela construção ágil de grandes centros urbanos, resultou em um elevado adensamento populacional e na limitação de terrenos disponíveis. Isso, por sua vez, levou a edificações próximas umas das outras, intensificando a preocupação com o fenômeno do *pounding*, que ocorre quando a falta de espaço entre duas edificações impede que elas oscilem livremente, levando a colisões durante movimentos fora de fase.

As forças geradas durante essas colisões e as acelerações associadas não são conhecidas nem consideradas durante o dimensionamento das edificações, o que pode levar a sérios problemas estruturais, incluindo colapsos em situações críticas como sismos ou ventos intensos. Estudos demonstraram que aproximadamente 15% das edificações na Cidade do México sofreram colapso parcial ou total durante o sismo de 1985 devido ao *pounding* (Elgammal *et al.*, 2024). Em Eskişehir, na Turquia, cerca de 36% das construções adjacentes não apresentam distâncias adequadas para evitar esse fenômeno (Doğan e Günaydin, 2009). De maneira semelhante, cerca de 40% dos danos em edifícios durante o sismo de Loma Prieta em 1989, na Califórnia, foram atribuídos ao *pounding* (Kasai e Maison, 1997).

Diante das preocupações com os riscos estruturais, a técnica de acoplamento estrutural surgiu como uma solução eficaz para prevenir o fenômeno do *pounding* em edificações adjacentes muito próximas, que podem colidir durante oscilações fora de fase sob a ação de cargas de vento (Klein *et al.*, 1972) ou de sismos. Essa técnica

envolve a utilização de elementos estruturais que conectam os dois prédios adjacentes, evitando o contato entre eles.

Diversas propostas de acoplamento foram desenvolvidas, incorporando diferentes sistemas de controle para mitigar as respostas dinâmicas das estruturas. Essas propostas abrangem uma variedade de amortecedores e configurações de acoplamento, além de métodos, algoritmos e técnicas de otimização, com o objetivo de encontrar a solução mais eficiente, leve e econômica para os desafios enfrentados na engenharia (Kunieda, 1976; Westermo, 1989; Christenson *et al.*, 2006; Pérez *et al.*, 2014; Peña, 2017; Pippi, 2018; Tubaldi, 2020; Pippi, 2023).

Dentre os estudos, Pérez *et al.* (2014) conduziram uma análise numérica do uso de amortecedores passivos e híbridos para o acoplamento estrutural, sendo os sistemas híbridos compostos por uma combinação de controladores passivos e ativos, sob condições de carregamento sísmico. Peña (2017) expandiu esses estudos ao incorporar as interações solo-estrutura nas análises numéricas de edifícios adjacentes conectados por amortecedores passivos, trazendo a solução para situações mais complexas. Pippi (2018) desenvolveu um estudo numérico que simulou edifícios em escala reduzida sob carregamentos sísmicos, avaliando o desempenho dos amortecedores passivos no controle de vibrações. Posteriormente, Pippi (2023) avançou nessa linha de pesquisa ao investigar o uso de *inerters* como elementos de conexão entre edifícios adjacentes, destacando seu potencial no controle de vibrações.

Dando continuidade aos estudos anteriores, um outro elemento de conexão destaca-se pela sua simplicidade e facilidade de execução em obras de construção civil. Dentre as diversas soluções de conexão disponíveis, a ligação por meio de vigas rígidas se sobressai por sua viabilidade prática, além de oferecer amplas possibilidades de soluções arquitetônicas. O acoplamento estrutural por meio de elementos rígidos, frequentemente implementado através de pontes aéreas, proporciona uma série de benefícios que vão além dos aspectos estruturais, melhorando também a mobilidade das pessoas entre os edifícios. Além disso, essas estruturas também podem funcionar como um sistema de evacuação de emergência, garantindo uma rota segura entre os prédios em situações de incêndio ou em outros acidentes (Doroudi e Lavasani, 2021). Assim, o acoplamento rígido não só aumenta a segurança estrutural, mas também aprimora a funcionalidade e a estética das construções.

1.1 Justificativa

A técnica de acoplamento estrutural representa uma solução inovadora no campo da engenharia, embora ainda seja bastante recente. Apesar do número considerável de estudos que abordem esse tema, abrangendo diversas configurações de sistemas de controle de vibrações em estruturas acopladas, modelos teóricos e técnicas de otimização, muitos tipos de sistemas ainda não foram amplamente testados em situações mais abrangentes, especialmente modelos numéricos tridimensionais de pórticos conectados com ligações rígidas, que carecem de validação por ensaios experimentais.

Dando continuidade aos estudos de Peña (2017), que avaliou numericamente a interação solo-estrutura no acoplamento estrutural e demonstrou experimentalmente a eficácia na redução das respostas dinâmicas de estruturas em *shear frame*, em base fixa, acopladas com amortecedores passivos e ao trabalho de Pippi (2018), que analisou o comportamento de edifícios por meio de modelos numéricos tridimensionais utilizando amortecedores passivos, bem como ao estudo mais recente de Pippi (2023), que investigou o uso de *inerters* como dispositivos de controle em estruturas acopladas, evidencia-se a necessidade de explorar novos elementos de ligação para controle das estruturas acopladas.

Nesse contexto, as conexões rígidas aparecem como uma solução promissora, destacando-se pela sua simplicidade construtiva e pela facilidade de execução em obras convencionais. Essas características as tornam uma alternativa viável e acessível quando comparadas às tecnologias mais complexas, como os amortecedores passivos.

Diante disso, justifica-se a realização de um estudo com foco na influência das respostas dinâmicas de estruturas de pórticos espaciais adjacentes interligadas por elementos rígidos. Propõe-se, assim, uma análise numérica de um sistema com duas edificações tridimensionais conectadas por barras rígidas, que será complementada por ensaios experimentais destinados a atualizar os modelos numéricos.

Esse trabalho, portanto, visa proporcionar uma compreensão mais aprofundada sobre o comportamento de modelos acoplados rígidos, buscando uma solução de acoplamento que seja mais simples e fácil de ser implementada.

1.2 Objetivos

1.2.1 *Geral*

Este trabalho tem como objetivo principal avaliar, de forma numérica e experimental, a resposta dinâmica de estruturas adjacentes acopladas, compostas por pórticos espaciais interligados por meio de ligações com elementos rígidos, visando determinar a eficácia no controle da resposta estrutural.

1.2.2 *Específicos*

Como objetivos específicos, este estudo possui a finalidade de:

- Criar um modelo computacional de pórticos espaciais com posterior validação por meio de resultados experimentais.
- Ensaiar e caracterizar o modelo experimental de pórticos espaciais.
- Estudar a resposta dos edifícios acoplados frente às cargas dinâmicas.

1.3 Metodologia

Este trabalho contempla duas abordagens: uma análise numérica e uma experimental, fundamentadas nos trabalhos de Peña (2017), Pippi (2018, 2023) e Bernardes (2018). Na análise numérica, realizada com o auxílio do *software* SAP2000 (CSI-SAP2000 v24, 2023), são analisados pórticos espaciais de diferentes alturas, inicialmente tratados de forma isolada e, posteriormente, em condição acoplada. A análise experimental está baseada no modelo do Bernardes (2018), porém utilizando no estudo duas estruturas adjacentes: um com 10 módulos de pórticos espaciais e outro com 5 módulos.

Dessa forma, o modelo computacional de pórticos espaciais é criado no SAP2000, incorporando as características gerais do modelo experimental. Em seguida, realizaram-se ensaios experimentais nas estruturas desacopladas para obter as funções de transferência, que descrevem as características dinâmicas dos modelos isolados através das amplitudes da aceleração no domínio da frequência. Diversas técnicas de caracterização modal são empregadas para permitir uma comparação de resultados e a atualização do modelo numérico.

Após a construção do modelo numérico inicial, as condições de contorno das estruturas foram ajustadas e calibradas com os dados obtidos na análise experimental. Com o modelo numérico já calibrado e os dados dos modelos adjacentes desacoplados, o acoplamento entre as estruturas foi realizado por meio de chapas rígidas que conectaram ao topo do edifício menor à estrutura mais alta.

As respostas dos modelos numérico e experimental são analisadas e comparadas. As acelerações máximas, deslocamentos totais, coerência e ângulo de fase gerados nas funções de transferência para cada frequência de excitação dos modelos acoplados e desacoplados são avaliados, permitindo extraír conclusões sobre a eficiência e as respostas do sistema acoplado por meio de elementos rígidos.

1.4 Estrutura do trabalho

Este trabalho está dividido em 8 capítulos.

O primeiro capítulo inclui uma breve introdução sobre o tema da pesquisa, a sua justificativa, objetivos e metodologia utilizada.

O segundo capítulo engloba a revisão bibliográfica, que é a base teórica desta dissertação. Entre os assuntos abordados estão: o fenômeno de *pounding*; acoplamento estrutural; ligações rígidas com passarelas e pontes aéreas e a descrição das diversas pesquisas a respeito do acoplamento de estruturas.

O terceiro capítulo aborda as formulações matemáticas e equações de movimento das estruturas acopladas e desacopladas, soluções de vibração livre e formas modais, além das funções de transferência no domínio da frequência.

O quarto capítulo faz uma apresentação das características gerais dos modelos acoplados e desacoplados utilizados nesta pesquisa, descrevendo os materiais do modelo numérico e experimental.

O quinto capítulo mostra as informações e detalhes específicos do modelo numérico produzido no software SAP2000. Todas as condições de contorno e considerações realizadas nas formulações numéricas do modelo, além da identificação modal do sistema desacoplado.

O sexto capítulo expõe a instrumentação, os procedimentos e resultados dos

ensaios experimentais realizados. Para cada tipo de ensaio, serão descritos os procedimentos efetuados.

O sétimo capítulo discute os resultados obtidos nos ensaios numéricos e nas análises numéricas dos sistemas acoplados, comparando com os desacoplados, bem como com os resultados apresentados nos estudos de referência.

O oitavo capítulo consta as conclusões obtidos após as discussões e resultados apresentados, além de expor sugestões para pesquisas de trabalhos futuros.

Em seguida, são apresentadas as referências bibliográficas utilizadas neste trabalho.

Por fim, na última parte apresentam-se os anexos, com os resultados dos ensaios experimentais realizados.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo, será apresentada uma revisão bibliográfica que fundamentará a pesquisa. Serão abordados aspectos do fenômeno do *pounding*, as técnicas de acoplamento e os diferentes modelos de sistemas de controle de vibrações utilizados na conexão desta solução. Além disso, serão destacados estudos relevantes que abordam esses temas, a fim de contextualizar e ressaltar a importância do presente trabalho.

2.1 Pounding

O *pounding* é um fenômeno que ocorre quando estruturas distintas, que se situam muito próximas umas às outras, têm uma distância entre elas insuficiente para permitir que ambas oscilem livremente. Como as estruturas apresentam características físicas e geométricas diferentes, as suas propriedades dinâmicas, frequências e modos de vibração, também serão. Isso resulta na possibilidade de ocorrência do fenômeno do *pounding* quando há um espaço insuficiente de gap entre elas e vibram em fases distintas podendo colidir entre elas. As vibrações entre duas estruturas adjacentes podem acontecer: em fase (Figura 2.1 (a)) e fora de fase (b).

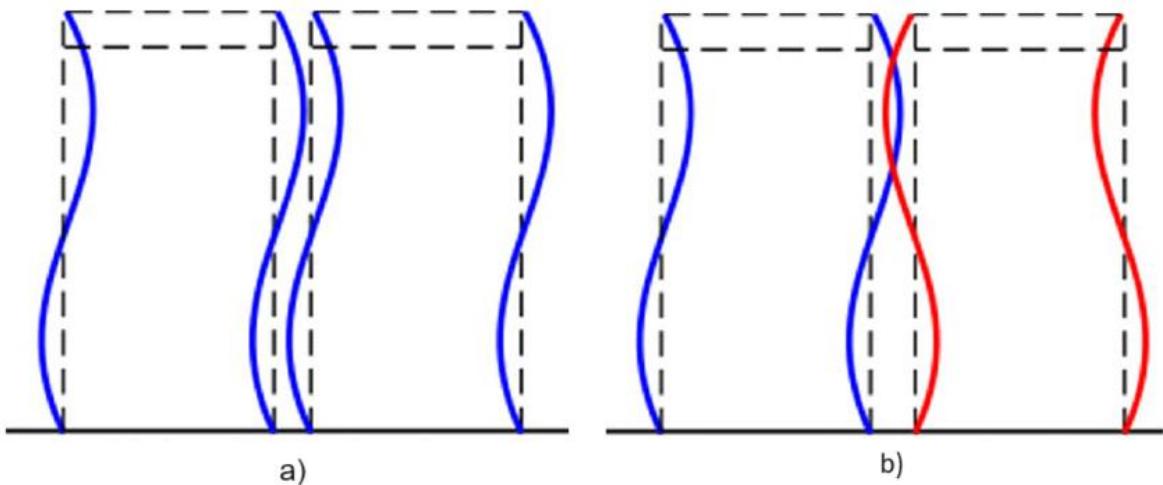


Figura 2.1– Estruturas adjacentes (a) vibrando em fase e (b) fora de fase
(Elgammal et al., 2024).

O efeito do *pounding* em estruturas, evidenciado após o sismo na cidade de

Christchurch, na Nova Zelândia, pode ser observado na Figura 2.2. Essa ilustração demonstra os impactos que o fenômeno pode ocasionar nas estruturas de edifícios cujos elementos estruturais não foram adequadamente dimensionados para suportar as cargas resultantes das interações dos edifícios, neste caso, geradas pelo terremoto. Essa situação ressalta a importância de considerar o fenômeno no *pounding* no projeto de edificações em áreas suscetíveis a sismos, a fim de garantir a segurança estrutural.

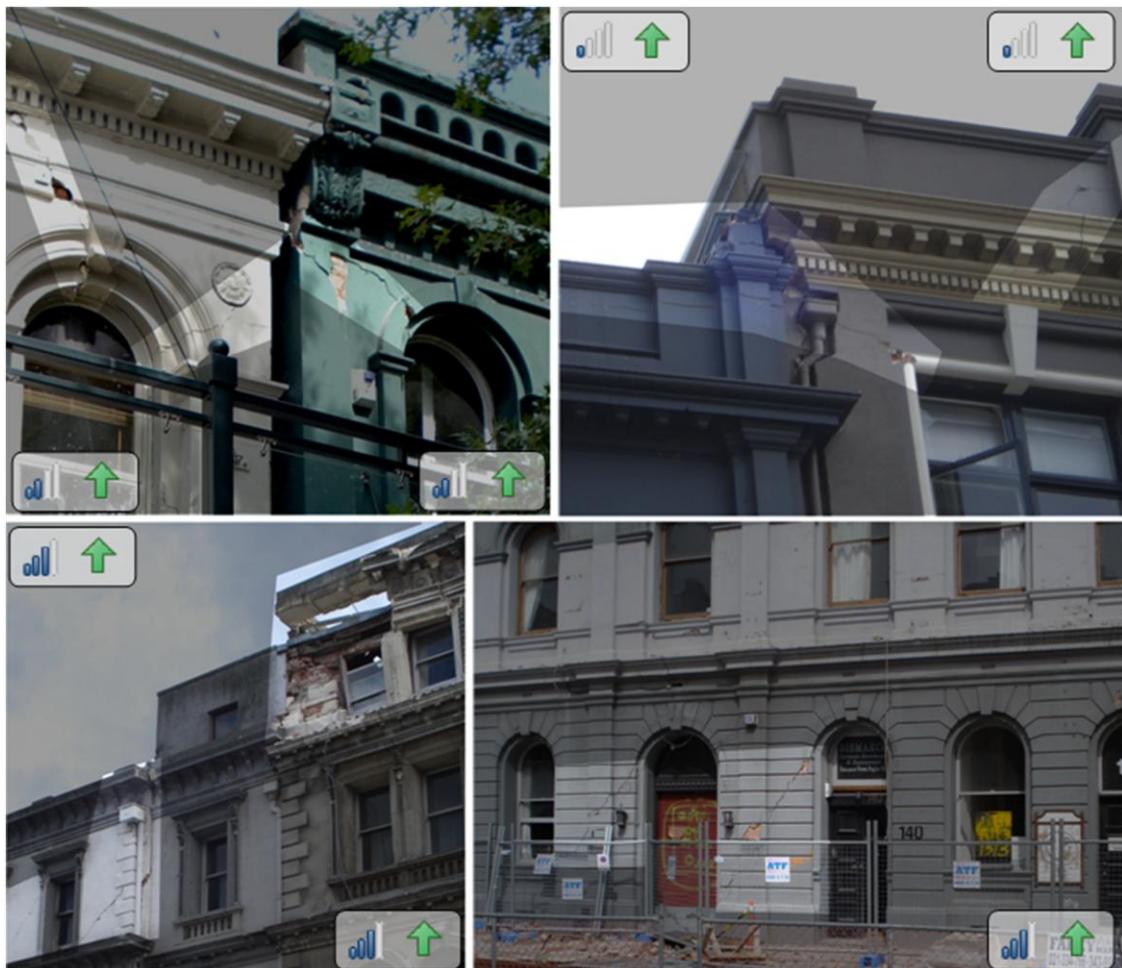


Figura 2.2– Consequências do *pounding* após terremoto de Christchurch, Nova Zelândia (Cole *et al.*, 2012).

Diversas normas internacionais, como a *International Building Code* (IBC) 2018, o *National Building Code of Canada* (NBCC) 2015, a *American Society of Civil Engineers* (ASCE 7-05) 2006, o *Eurocode 8* (EC8) 1994 e o *Uniform Building Code* (UBC 97) 1997, estabeleceram diretrizes específicas para o espaço de separação necessário entre edifícios, visando prevenir o fenômeno de *pounding* em situações de

cargas laterais. No entanto, é importante ressaltar que muitas construções foram realizadas antes da publicação dessas normas, o que pode resultar em vulnerabilidades estruturais em áreas propensas a sismos e ventos intensos (Brown, 2022).

A sensibilidade das estruturas às cargas de excitação externas é fortemente influenciada por suas propriedades dinâmicas. Em geral, as cargas de vento apresentam componentes com frequências dinâmicas mais baixas, enquanto os terremotos tendem a apresentar faixas de frequência mais altas. Devido aos primeiros modos de vibração dos edifícios altos serem caracterizados por frequências mais baixas, essas estruturas tornam-se, em geral, mais vulneráveis a cargas de vento do que a sismos. Em contraste, edifícios mais baixos tendem a ser mais suscetíveis a respostas significativas em situações de carga sísmica, uma vez que são mais rígidos e possuem frequências de vibração mais elevadas, posicionando-os na faixa de excitação típica dos sismos (Aly e Abburu, 2015).

Segundo Aly e Abburu (2015), ao comparar as respostas das estruturas sob cargas de vento e sismos em circunstâncias semelhantes de estrutura e geografia, observa-se que as acelerações resultantes das excitações pelo vento tendem a ser menores do que aquelas provocadas por sismos. Além disso, em geral, observa-se que os valores de deslocamento máximo e deslocamento relativo entre pavimentos são mais elevados em situações de cargas de vento. Por essa razão, o fenômeno do *pounding* se torna uma preocupação significativa não apenas em eventos sísmicos, mas também durante episódios de ventos fortes.

A Figura 2.3 ilustra alguns registros dos danos causados pela ocorrência do *pounding* durante terremotos. Na Figura 2.3 (a), observam-se dois prédios adjacentes com pavimentos em níveis diferentes que colidiram durante o terremoto de Atenas, na Grécia, em 1999. A Figura 2.3 (b) evidencia as consequências do sismo em Sikkim, na Índia, em 2011, mostrando os danos entre as juntas de dilatação das estruturas situadas na cidade de Gangtok. Por fim, na Figura 2.3 (c), é apresentado um caso de *pounding* envolvendo um prédio antigo e um novo durante o sismo de L'Aquila, na Itália, em 2009 (Chenna e Ramancharla, 2018).

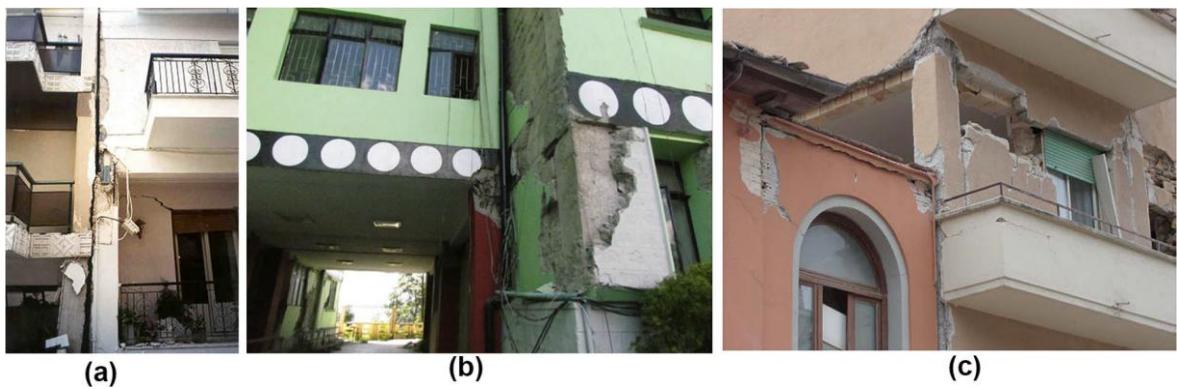


Figura 2.3– Danos por *pounding* causados por terremotos: em (a) terremoto em Atenas, Grécia (1999) em edifício de concreto armado com pavimentos em níveis distintos; em (b) terremoto em Sikkim, Índia (2011); em (c) L’Aquila, Itália (2009) (Chenna e Ramancharla, 2018).

Segundo Cole *et al.* (2010), o *pounding* pode ser classificado em 5 categorias de acordo com as características de cada estrutura e do modo da ocorrência, são elas:

- *Pounding* entre pilar e pavimento, quando os pisos das estruturas não estão nos mesmos níveis (Figura 2.4-a).
- Entre um edifício mais pesado e um mais leve (Figura 2.4-b).
- Entre um edifício mais alto e outro mais baixo (Figura 2.4-c)
- *Pounding* envolvendo o modo torcional da edificação, com impacto excêntrico (Figura 2.4-d).
- *Pounding* no último edifício de um conjunto (Figura 2.4-e)

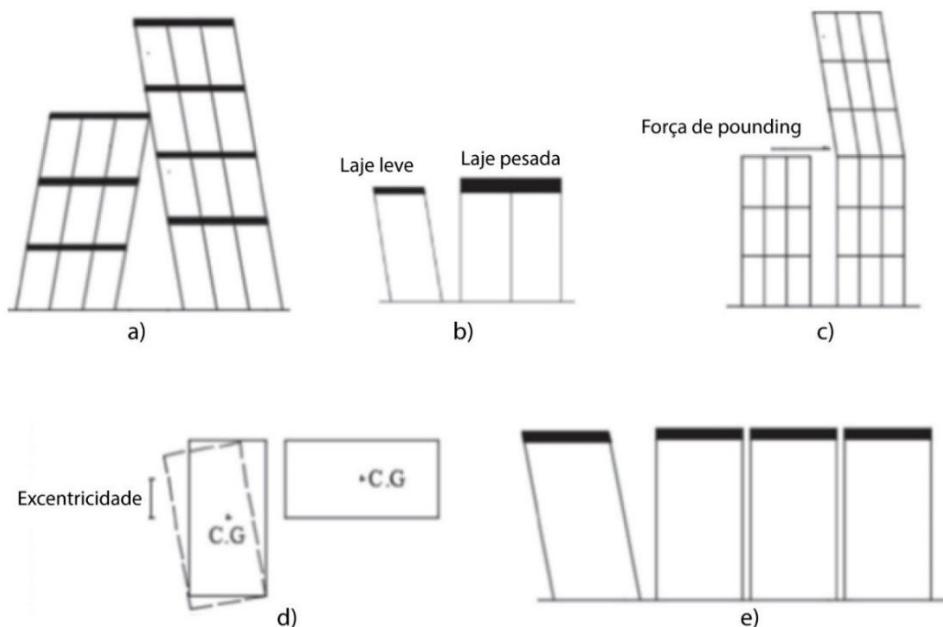


Figura 2.4– Diferentes casos de *pounding* (Miari *et al.*, 2019).

Miari *et al.* (2019) apresentam diversas soluções para atenuar os efeitos do *pounding* em estruturas. A manutenção de uma distância suficiente entre duas edificações, que permita a oscilação sem colisões, pode se tornar economicamente inviável devido aos altos custos do metro quadrado em grandes cidades, considerando o afastamento necessário e a criação de áreas não utilizáveis para construção (Miari *et al.*, 2019; Jankowski e Mahmoud, 2016). Em vista disso, os autores propõem a utilização de paredes de cisalhamento de colisão, integradas a sistemas de contraventamento nas estruturas. Essas paredes, normalmente constituídas de concreto armado ou alvenaria, desempenham um papel importante na estabilidade lateral das edificações, visando reduzir os deslocamentos máximos dos edifícios.

Além disso, Miari *et al.* (2019) e Jankowski e Mahmoud (2016) propõem a implementação de absorvedores de impacto para mitigar os picos de aceleração durante eventos sísmicos. Os autores defendem a adoção de métodos que minimizem impactos e danos nas estruturas. Entre as alternativas apresentadas, destaca-se a conexão entre edifícios por meio de diferentes tipos de elementos, técnica conhecida como acoplamento estrutural, que restringe a interação direta entre as estruturas.

Dentre as soluções de ligação, incluem-se conexões com vigas rígidas, além de diversos tipos de amortecedores, como viscoelásticos, viscofluidos, de fricção, amortecedores de massa sintonizada, *inerters*, atuadores e amortecedores líquidos sintonizados, entre outros. Essas abordagens têm como objetivo aumentar a resiliência das edificações diante de carregamentos laterais, proporcionando uma resposta mais eficaz a essas cargas e contribuindo para a segurança estrutural.

2.2 Acoplamento estrutural

A técnica de acoplamento estrutural surgiu inicialmente como uma solução para mitigar a ocorrência do fenômeno do *pounding* em estruturas expostas a cargas dinâmicas de vento. Klein *et al.* (1972) foram os primeiros a explorar esta abordagem, propondo a conexão entre edifícios adjacentes como forma de enfrentar este problema. Posteriormente, Kunieda (1976) foi o primeiro a aplicar a técnica de acoplamento para aprimorar a performance de estruturas sob cargas sísmicas. Além disso, ele propôs a ideia de acoplar múltiplas estruturas adjacentes no Japão, ampliando as possibilidades de aplicação dessa técnica no campo da engenharia estrutural.

Segundo Elgammal *et al.* (2024), o acoplamento entre estruturas pode ser realizado por meio de ligações rígidas ou dispositivos dissipadores de energia. As ligações rígidas são projetadas para sincronizar totalmente, ou quase totalmente, as respostas das edificações adjacentes, dependendo de sua resistência e rigidez. Essas conexões são destinadas a operar dentro do regime elástico durante eventos sísmicos, sem apresentar comportamento inelástico. A Figura 2.5 apresenta uma conexão de acoplamento entre dois prédios adjacentes. Em seguida, serão apresentados alguns exemplos de construções que implementaram essa técnica.

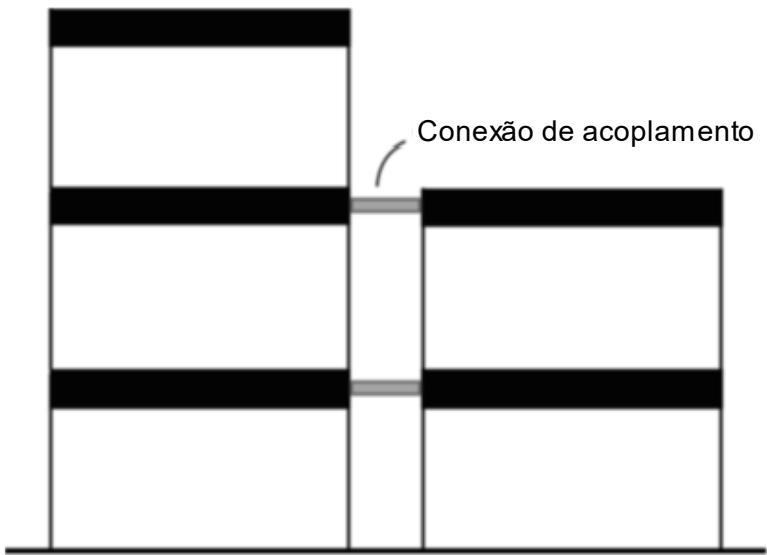


Figura 2.5– Esquema de acoplamento estrutural de prédios adjacentes (Elgammal *et al.*, 2024).

Segundo Wood (2003), o Congresso Nacional, construído entre 1958 e 1960 em Brasília, Brasil, e projetado pelo renomado arquiteto Oscar Niemeyer, foi a primeira estrutura moderna a incorporar uma passarela aérea conectando dois edifícios adjacentes. Desde então, diversas outras edificações com características semelhantes foram reportadas, incluindo o *United Nations Plaza* (1969-1983) em Nova Iorque, as Torres Gêmeas (2001) em Veneza e a Torre Genex (2001) em Belgrado, antiga Iugoslávia.

O autor também menciona exemplos no Oriente, onde o Movimento Metabolista, um movimento arquitetônico formado por um grupo de arquitetos e projetistas japoneses, exerceu grande influência, promovendo a concepção de conexões e passarelas aéreas nas construções. Entre esses exemplos estão o Complexo

de Edifícios Inteligentes Kajima, o *Umeda Sky Building*, erguido em Osaka, Japão, em 1993, e as Torres Petronas, localizadas em Kuala Lumpur, Malásia, concluídas em 1997. Esses projetos evidenciam a evolução e a importância das passarelas aéreas no design arquitetônico moderno.

O Complexo de Edifícios da Inteligentes Kajima (KI), construído em 1989 em Tóquio, Japão, é um exemplo notável da aplicação de sistemas de acoplamento utilizando dispositivos passivos. Neste projeto, um edifício de nove andares foi conectado a outro de cinco andares no ponto mais alto em comum. Outros exemplos relevantes incluem a sede da firma Konoike em Osaka, Japão, e o complexo de escritórios de *Triton Square* em Tóquio. No caso da Konoike, três prédios de nove andares foram acoplados a um edifício de doze andares utilizando amortecedores viscoelásticos. Já no *Triton Square*, três edifícios, com alturas de 195, 175 e 155 metros, foram interligados por dois atuadores de controle ativo, cada um pesando 35 toneladas. Esses acoplamentos foram implementados como uma estratégia de proteção contra vibrações induzidas por cargas sísmicas e vento. As construções estão ilustradas na Figura 2.6 (Christenson *et al.*, 2006).



Figura 2.6– Exemplos construções com prédios acoplados (Christenson *et al.*, 2006).

As Torres Gêmeas de Petronas, localizadas em Kuala Lumpur, Malásia, e anteriormente reconhecidas como os edifícios mais altos do mundo, são um exemplo notável de estruturas acopladas por meio de *skybridges* (ver Figura 2.7). Essas torres possuem núcleos rígidos estruturais, pilares e vigas de contorno em concreto de alta resistência, além de lajes de piso compostas por vigas de aço e estruturas mistas de *steel deck*. Com uma altura de 451,9 metros, os edifícios são interligados por pontes aéreas com 58,4 metros de comprimento, que asseguram o acoplamento estrutural entre eles (Thornton *et al.*, 1997).



Figura 2.7– Torres gêmeas de Petronas (Thornton *et al.*, 1997).

Doroudi e Lavasani (2021) apresentaram exemplos de edificações altas acopladas por passarelas aéreas, destacando projetos inovadores em várias cidades. Um dos exemplos é o *Linked Hybrid*, localizado em Pequim, China (ver Figura 2-8a), que interliga oito prédios assimétricos de mesma altura e um pequeno hotel através de *skybridges* nos níveis superiores. Outro caso é o *Marina Bay Sands* em Singapura (Figura 2.8b), composto por três torres semelhantes com 194 metros de altura, conectadas por uma ponte aérea chamada *Sky Park*, que possui um balanço de 65 metros e uma extensão total de 340 metros.

Além disso, o *Pinnacle@Duxton* (Figura 2-8c), também em Singapura, incorpora sete edifícios altos interligados por pontes aéreas no 26º e no 50º andar. Outro exemplo relevante é a *Island Tower Sky Club* (Figura 2.8d), situada em Fukuoka, Japão, onde três torres, com aproximadamente 145 metros de altura, são acopladas por passarelas aéreas que incluem amortecedores de banda larga e sistemas de isolamento de base. Essa abordagem integrada conseguiu alinhar arquitetura, funcionalidade e eficácia no controle de vibrações dessas estruturas em caso de terremotos, demonstrando a importância do acoplamento estrutural em edificações de grande porte.



Figura 2.8– Exemplos de construções acopladas de edifícios altos (Doroudi e Lavasani, 2021).

A técnica de acoplamento tem a capacidade de dissipar as energias dos sistemas principais por meio de dispositivos de controle de vibrações, favorecendo a transferência de energia entre os modos de vibração nas edificações. Essa transferência de energia, conforme discutido por Palermo e Silvestri (2020), contribui para o efeito dos acoplamentos de modos de vibração, aumentando a eficiência na mitigação de vibrações e melhorando o desempenho geral das estruturas sob cargas dinâmicas.

Westermo (1989) investigou a aplicação da técnica de acoplamento estrutural com a finalidade de impedir a ocorrência do *pounding* durante eventos sísmicos. O estudo optou por uma conexão rígida entre dois edifícios, utilizando vigas bi-apoiadas, em razão da simplicidade, economia e facilidade de execução dessa solução. O autor propõe a conexão no topo do edifício mais baixo levando em consideração que os maiores deslocamentos nos edifícios são gerados pelos modos de vibração de menores frequências, os quais, em geral, são responsáveis pela maior parte dos deslocamentos totais. Os resultados indicaram que essa técnica pode efetivamente evitar o contato entre os prédios, minimizando o risco de *pounding*. No entanto, a conexão rígida também alterou as propriedades dinâmicas das estruturas desacopladas e aumentou as cargas de cortante na base do edifício mais rígido. Além disso, essa configuração pode resultar em respostas torcionais, especialmente quando os edifícios e suas conexões apresentam assimetria.

Luco e Barros (1998a) avaliaram os parâmetros otimizados dos amortecedores passivos utilizados na conexão de estruturas adjacentes sob cargas sísmicas, com o objetivo de reduzir as amplitudes máximas das funções de transferência das respostas da estrutura mais alta. O estudo analisou diversas configurações, considerando diferentes alturas dos edifícios e massas dos pisos. Os resultados indicaram que as maiores reduções nas respostas de deslocamento no primeiro modo de vibração ocorreram quando a segunda estrutura tinha metade da altura da primeira. Além disso, o uso de amortecedores passivos não apenas diminuiu o deslocamento relativo entre as edificações, mas também evitou o aumento da força cortante, contribuindo assim para a mitigação do fenômeno do *pounding*. Essas conclusões evidenciam a eficácia dos amortecedores passivos na melhoria do desempenho sísmico de estruturas acopladas.

Xu *et al.* (1999) foram pioneiros na investigação do uso de amortecedores viscofluidos nas respostas dinâmicas de estruturas adjacentes acopladas sob cargas

sísmicas. Os autores constataram que, ao selecionar parâmetros adequados para os amortecedores, as respostas dinâmicas das estruturas poderiam ser significativamente atenuadas, preservando as propriedades dinâmicas das edificações isoladas. Os resultados evidenciaram uma eficiência notável na redução das respostas dinâmicas, alcançando até 72% nos deslocamentos do topo das estruturas e até 75% da força cortante na base.

Christenson *et al.* (2006) conduziram um estudo comparativo sobre a eficiência de amortecedores passivos e ativos no controle da resposta dinâmica, analisando os efeitos de suas posições e das configurações estruturais no desempenho do sistema acoplado. Os autores observaram que, para otimizar a configuração de duas estruturas, era fundamental que as frequências de vibração dominantes não coincidissem. Quando as frequências eram semelhantes, a eficiência do sistema era significativamente comprometida. Além disso, as conexões deveriam ser evitadas próximas a nós de modos de vibração predominantes. A adesão a essas diretrizes poderia resultar em uma melhoria substancial na performance do sistema acoplado com dispositivos passivos e ativos.

Xu *et al.* (2008) realizaram um estudo experimental sobre um complexo de edifícios equipado com amortecedores de fricção variável, focando no controle de respostas a cargas sísmicas. O modelo experimental consistiu em um prédio de 12 andares em escala reduzida e uma estrutura de 3 andares, testando diversas configurações de acoplamento (ver Figura 2.9). As configurações avaliadas incluíram um sistema desacoplado, um sistema rigidamente acoplado, um sistema com amortecedores passivos e outro com amortecedores semiativos. Durante os testes com as cargas sísmicas do El Centro (1940), Hachinohe (1968), Northridge (1994) e Kobe (1995), observou-se que a configuração rigidamente acoplada apresentou os piores resultados, evidenciado pelo aumento dos valores absolutos de aceleração e do deslocamento relativo entre os pavimentos do Prédio 1 na maioria dos eventos sísmicos analisados. Por outro lado, o estudo destacou que a melhor redução das respostas dinâmicas foi alcançada com a configuração utilizando amortecedores semiativos de fricção variável piezoelétrica (PVFD), demonstrando a eficácia deste sistema no controle de vibrações induzidas por sismos.

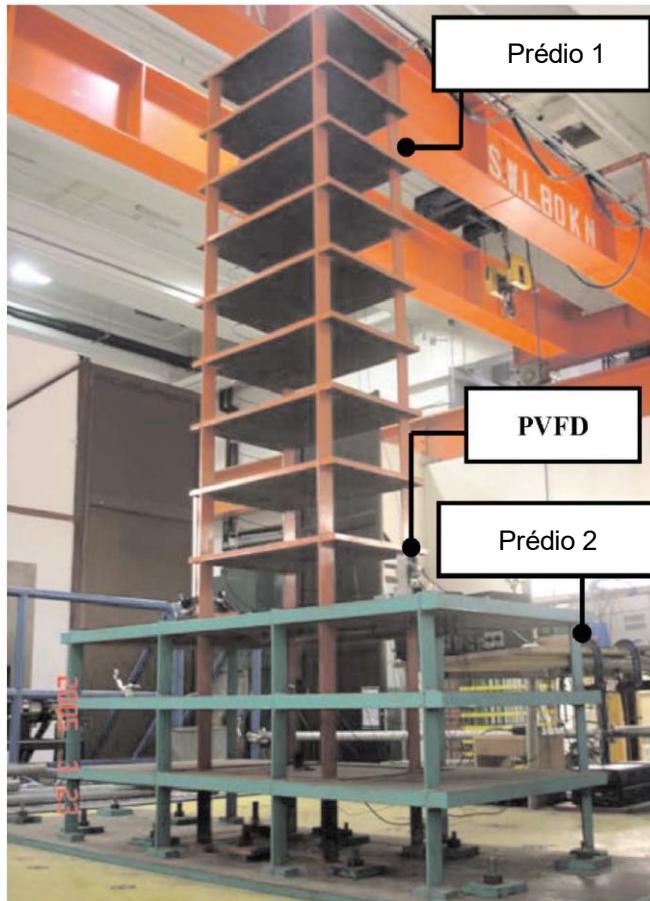


Figura 2.9– Modelo experimental de complexo de prédios com amortecedor de fricção variável (Xu *et al.*, 2008).

Bigdeli *et al.* (2012) propuseram uma solução para o problema de otimização do dimensionamento de amortecedores viscosos, utilizando um algoritmo genético e o algoritmo de Nelder-Mead. O primeiro algoritmo é utilizado em situações em que as derivadas não estão disponíveis e para resolver problemas de coeficientes de amortecimento não uniformes. O segundo se mostrou mais confiável e preciso, apresentando um tempo de processamento reduzido na busca de soluções otimizadas para o coeficiente de amortecimento dos dispositivos utilizados no acoplamento das estruturas. Os autores relataram uma redução de até 10% na função objetivo com a nova solução proposta.

Lee *et al.* (2012) conduziram um estudo que analisou dois edifícios, com 42 e 49 andares, interconectados por uma passarela aérea, utilizando diferentes configurações de conectores para avaliar o efeito de controle dessa técnica em situações de sismos e ventos. Os modos de vibração do sistema acoplado foram analisados para cada

configuração, com destaque para os modos da conexão rígida, conforme ilustrado na Figura 2.10. Os autores observaram que, na conexão rígida, as irregularidades estruturais resultaram em um aumento nas respostas dinâmicas. Além disso, o estudo demonstrou que a passarela, quando combinada com rolamentos de borracha com chumbo (LRBs), rolamentos de movimento linear (LMBs) e amortecedores viscosos adicionais, poderia aumentar a razão de amortecimento do sistema em mais de 100%, apresentando uma solução viável para o controle de vibrações nessa técnica.

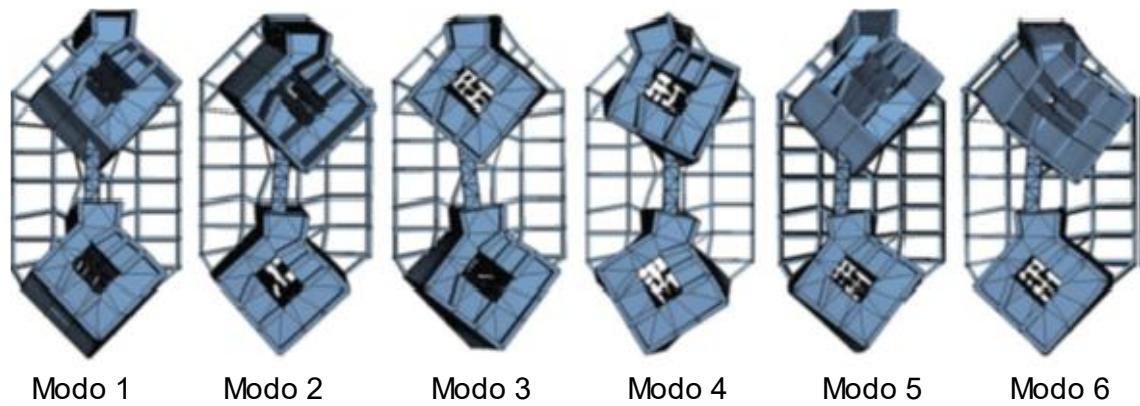


Figura 2.10– Modos de vibração do sistema acoplado rígido (Lee *et al.*, 2012).

Pérez *et al.* (2014) investigaram a conexão de dois edifícios adjacentes por meio de dispositivos passivos e híbridos com o objetivo de controlar as respostas estruturais em situações sismos. A solução com dispositivos híbridos combinava elementos de controle ativo e passivo. O estudo foi realizado utilizando um modelo composto por um edifício de cinco pavimentos conectado a outro de três pavimentos. Foram analisados diferentes coeficientes de amortecimento viscoso, bem como a quantidade e a disposição dos dispositivos de amortecimento. Os resultados indicaram que valores elevados das propriedades de amortecimento podem gerar amplificações no sistema, e a conexão entre os edifícios em todos os pavimentos não apresentou o melhor desempenho. Nas conexões híbridas, os controladores ativos mostraram-se essenciais para reduzir as respostas do edifício maior, enquanto os dispositivos passivos contribuíram de forma significativa para a redução das respostas do edifício menor.

Tubaldi (2015) trouxe um estudo com dois casos de edifícios do tipo *shear*

frame acoplados por meio de amortecedores viscofluidos. Em um dos casos, uma estrutura com oito pavimentos é interligada a uma outra de quatro pavimentos no nível do topo da menor. Já no outro caso, as estruturas são de 25 e 15 pavimentos, com a conexão seguindo a mesma ideia do primeiro caso, ver Figura 2.11. O resultado mostrou que nas situações em que a razão entre a altura do prédio menor e o maior estarem entre 0,5-0,6, a razão de amortecimento ξ_1 , referente ao primeiro modo de vibração do sistema acoplado, é máxima. Com isso, o sistema acoplado apresenta as melhores repostas com essa configuração. Além disso, foi observado que a eficiência do sistema acoplado não resulta em uma melhora caso seja utilizado um amortecedor viscoelástico, ao invés de um amortecedor viscofluido.

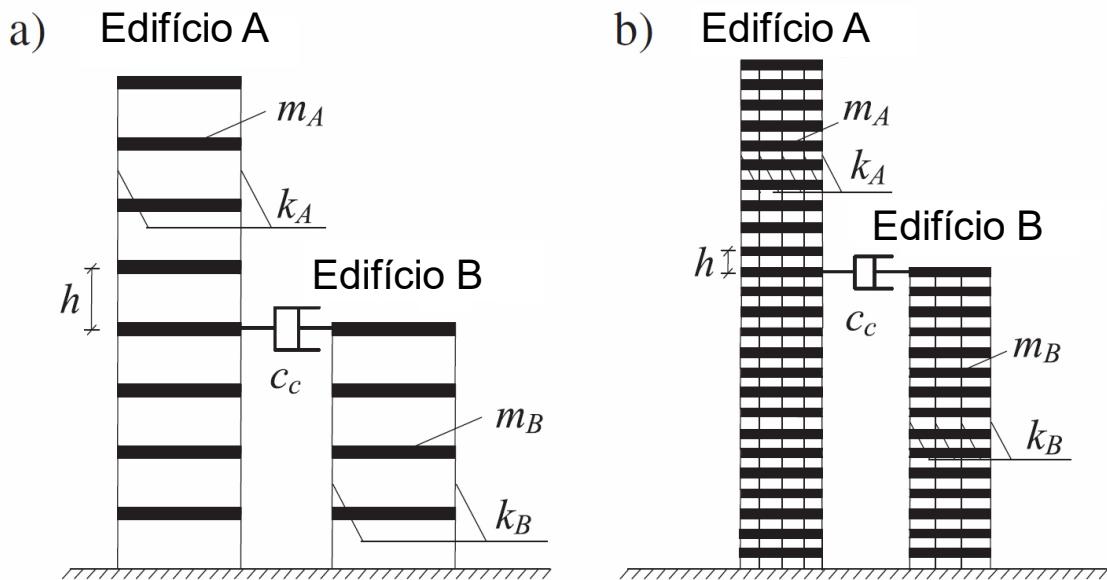


Figura 2.11– Esquema estrutural do modelo estudado: em (a) acoplamento entre edifícios com 8 e 4 pavimentos; em (b) acoplamento entre edifícios com 25 e 15 pavimentos (Tubaldi, 2015).

Peña (2017) analisou a influência da interação solo-estrutura (ISE) na resposta dinâmica de edificações adjacentes acopladas. Utilizando estruturas em *shear frames* como modelo estrutural, o autor conduziu um estudo numérico baseado nos modelos de interação solo-estrutura propostos por Gazetas (2001) e Avilés e Pérez-Rocha (1991), nos quais o solo é discretizado por meio de molas. Além disso, foi realizado um ensaio experimental com modelos em escala reduzida de pórticos planos interligados por amortecedores passivos viscofluidos, com o objetivo de avaliar o desempenho dessas conexões em base fixa na redução das respostas sob cargas

harmônicas. Em ambos os modelos, foi realizada uma otimização dos parâmetros de acoplamento dos amortecedores por meio do método do enxame de partículas (Particle Swarm Optimization - PSO). Esse processo buscou determinar os valores ótimos de quantidade, posição e propriedades mecânicas dos amortecedores passivos. O ensaio experimental foi conduzido em pórticos planos do tipo *shear building*, submetidos a uma mesa vibratória que impôs um carregamento harmônico, com frequência e amplitude previamente definidas. A Figura 2.12 ilustra o modelo experimental utilizado, onde o acoplamento é realizado com um amortecedor viscofluído. Os resultados numéricos demonstraram que a interação solo-estrutura modifica significativamente o comportamento dinâmico das estruturas, alterando as respostas às cargas dinâmicas. Essa alteração resulta em um aumento das propriedades mecânicas dos elementos de conexão, além de exigir uma maior quantidade desses dispositivos para um controle eficiente das vibrações. Adicionalmente, verificou-se que, para estruturas de pequeno porte, os efeitos da interação solo-estrutura poderiam ser desprezados. Contudo, em estruturas esbeltas, a consideração da ISE é importante para garantir maior precisão nas análises. No modelo experimental, as reduções das acelerações *rms* (*Root Mean Square*) no topo da estrutura estudada chegaram a 68,6% comparando com as estruturas desacopladas, confirmando a eficácia dos dispositivos viscofluidos no controle das vibrações de estruturas acopladas.

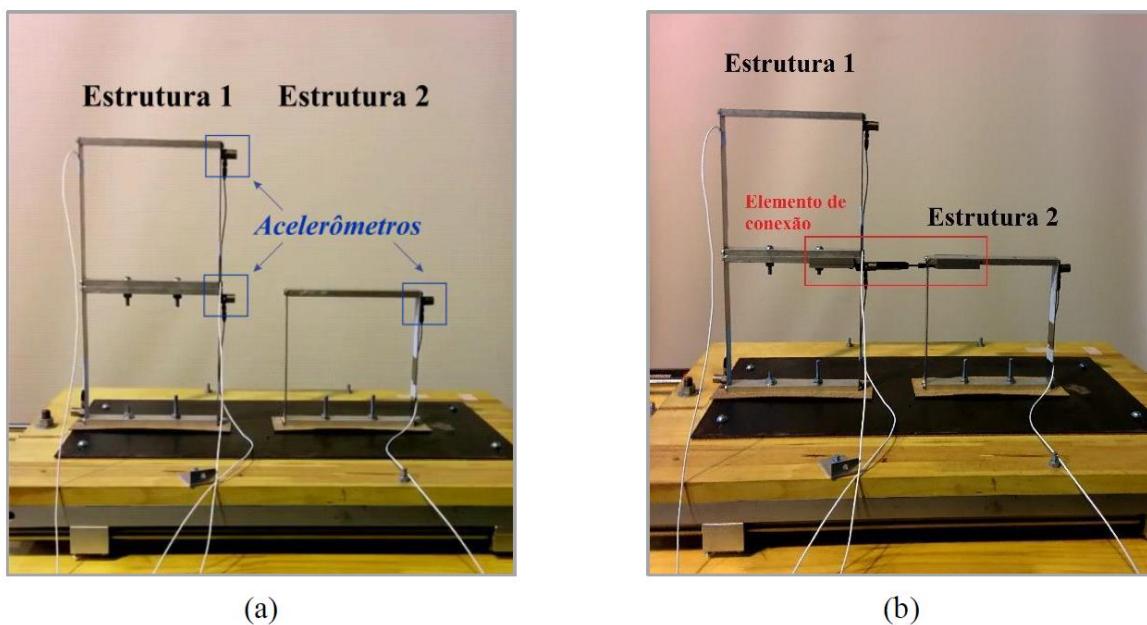


Figura 2.12– Modelo de pórticos planos em (a) desacoplados e em (b) acoplados com amortecedores viscofluidos.

Palacios-Quiñonero *et al.* (2017) propuseram uma metodologia para o dimensionamento computacional do controle de vibrações em estruturas acopladas, utilizando *inerters* e controladores passivos, conforme ilustrado na Figura 2.13. Esses dispositivos leves são capazes de gerar forças iniciais com magnitudes superiores a duas ordens em comparação com sua própria massa. Os autores demonstraram a eficácia dessa abordagem na redução das respostas dinâmicas das estruturas, apresentando duas configurações otimizadas para proteção sísmica, permitindo o uso de *inerters* com massas praticamente desprezíveis.

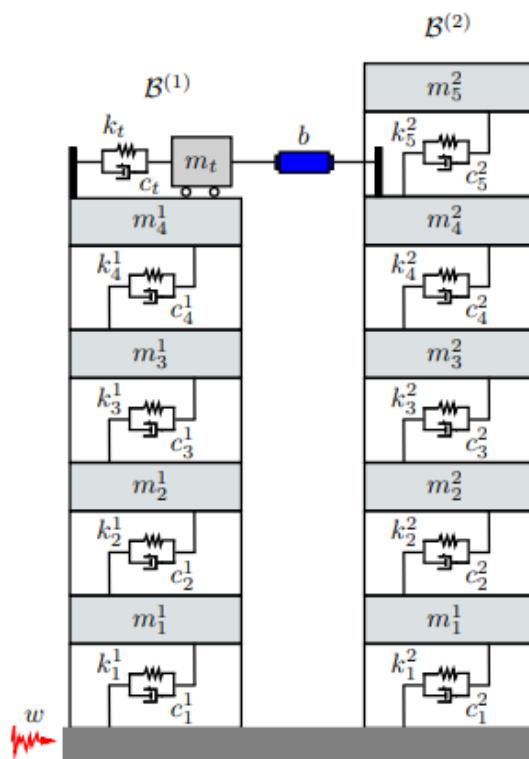


Figura 2.13– Esquema de estruturas adjacentes conectadas por um amortecedor sintonizado compartilhado de massa com inerter (Palacios-Quiñoenero *et al.*, 2017).

Pippi (2018) conduziu um estudo numérico que avaliou a utilização de dispositivos de controle passivos no acoplamento estrutural de prédios adjacentes. No estudo, foram considerados amortecedores viscoelásticos e viscofluidos na busca pelo tipo de acoplamento ideal para diferentes situações de carga sísmica, especificamente sob ação de três sismos: El Centro (1940), Kobe (1995) e Northridge (1994). A partir do modelo realizado por Peña (2017), que empregou otimização por exame de partículas (PSO), foram determinados os parâmetros ótimos dos amortecedores passivos, assim como suas posições e quantidades, com o intuito de minimizar uma

função objetivo que incorporava os deslocamentos totais e relativos entre os pavimentos. A eficiência do acoplamento utilizando os amortecedores passivos foi então investigada em um modelo tridimensional no SAP2000 (conforme ilustrado na Figura 2.14), utilizando as dimensões e propriedades dinâmicas obtidas no modelo experimental de Bernardes (2018). O modelo numérico foi composto por elementos de pórtico espacial, incluindo colunas e grelhas equivalentes que simulavam as lajes. Os resultados da otimização indicaram que, para a função objetivo, que buscava minimizar os deslocamentos máximos das estruturas e os deslocamentos relativos entre pavimentos, a configuração ideal envolvia o uso de amortecedores viscofluidos com coeficiente de rigidez igual a zero. As análises foram realizadas considerando dois edifícios, um com 10 pavimentos conectado a outro com 7 pavimentos. No modelo tridimensional, as reduções alcançadas nos deslocamentos máximos e nos deslocamentos relativos entre pisos superaram 60%, mostrando-se mais eficazes em comparação às reduções observadas no modelo *shear frame*. O autor concluiu que o uso de amortecedores viscofluidos representa uma solução eficiente para a mitigação das amplitudes de vibração em estruturas submetidas a cargas sísmicas.

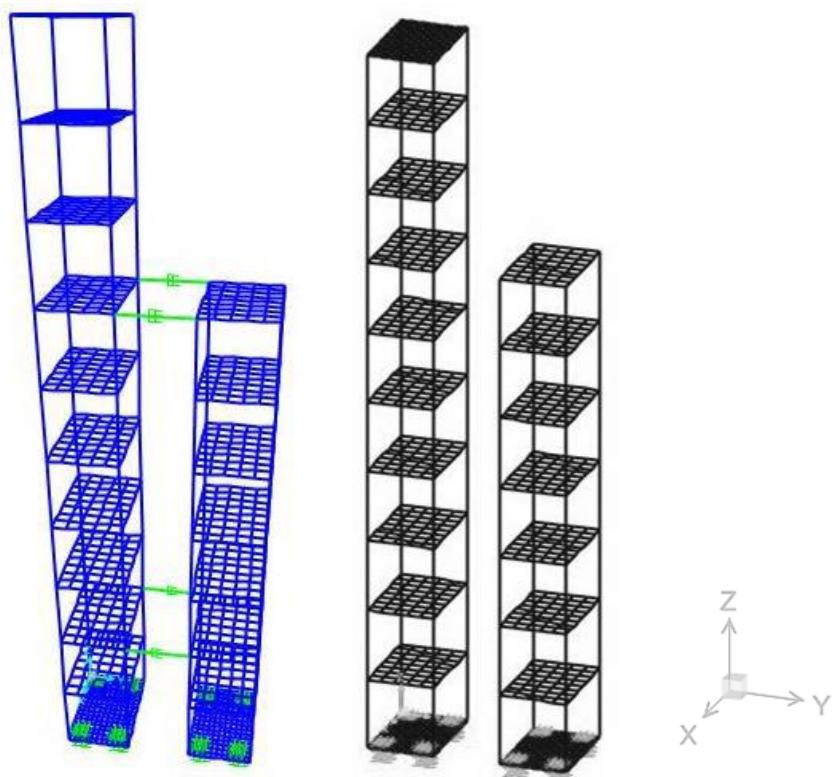


Figura 2.14– Modelo numérico desenvolvido por Pippi (2018).

Bernardes (2018) realizou estudo experimental de um edifício alto, composto de módulos de aço soldados e parafusados entre si (conforme mostrado na Figura 2.15), e investigou um amortecedor do tipo pêndulo invertido (AMSPI). O objetivo foi utilizar esse dispositivo como controlador das vibrações da estrutura isolada, visando reduzir as respostas dinâmicas do edifício (ver Figura 2.16). O AMSPI foi desenvolvido por meio de uma análise de otimização utilizando algoritmo genético, que permitiu a determinação dos parâmetros ótimos. Os ensaios experimentais foram realizados com o uso de um excitador externo equipado com motor rotativo, capaz de gerar uma força harmônica e excitar o sistema em uma faixa de frequências entre 0 Hz e 6 Hz. O resultado dos ensaios confirmou a eficácia do controle de vibração promovido pelo AMSPI.



Figura 2.15– Modelo experimental desenvolvido por Bernardes (2018).

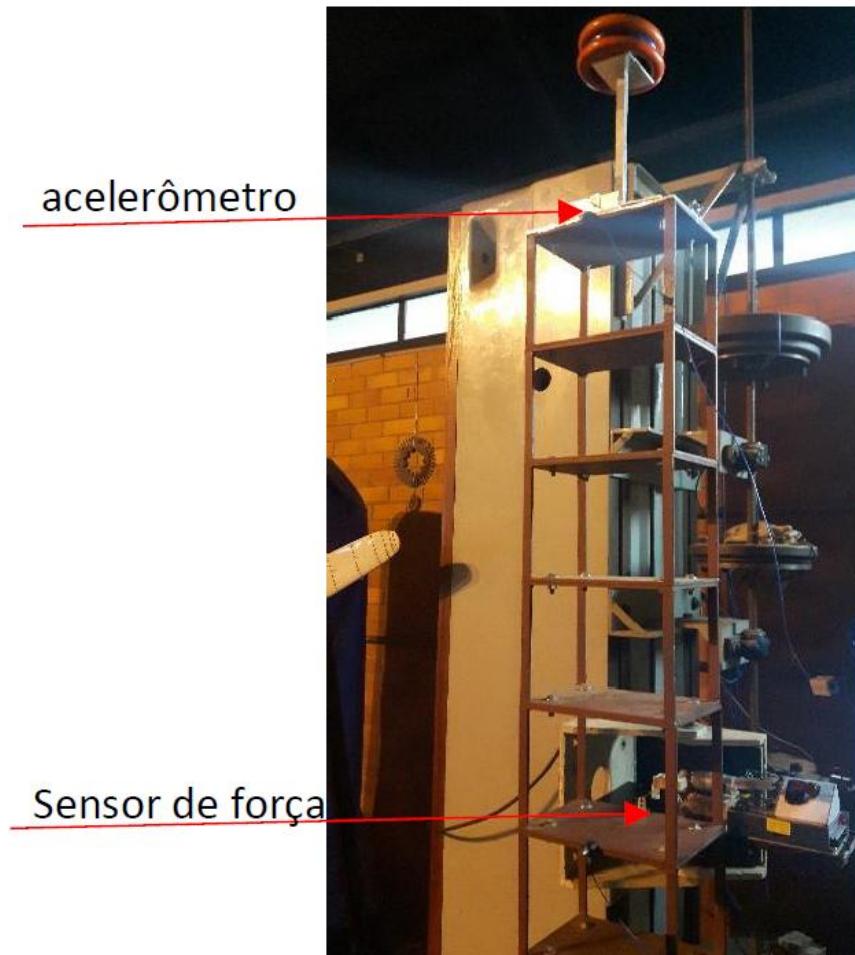


Figura 2.16– Modelo em escala reduzida de edifício com AMSPI (Bernardes, 2018).

Park e Ok (2019) propuseram um sistema de controle de vibrações para edificações adjacentes durante eventos sísmicos, utilizando dois amortecedores ativos de massa sintonizada (AAMSSs), que compartilham uma massa comum. O objetivo era assegurar que, em caso de perda de energia em um dos atuadores, o outro continuasse a operar, garantindo a funcionalidade do sistema de controle. Para isso, foi realizado um estudo comparativo entre essa solução e o funcionamento dos AAMSSs de forma independente, sem conexões entre os edifícios. A Figura 2.17-(a) ilustra a configuração dos edifícios com os AAMSSs operando isoladamente, enquanto o esquema do sistema proposto é apresentado em (b), onde os AAMSSs compartilham uma massa. Os autores concluíram que, após a falha de um dos AAMSSs em operação isolada, houve uma redução significativa no desempenho do sistema, que passou a operar apenas de forma passiva. Em contrapartida, o sistema acoplado demonstrou

uma capacidade superior de adaptação a falhas operacionais, consolidando-se como uma solução mais confiável para situações de terremotos.

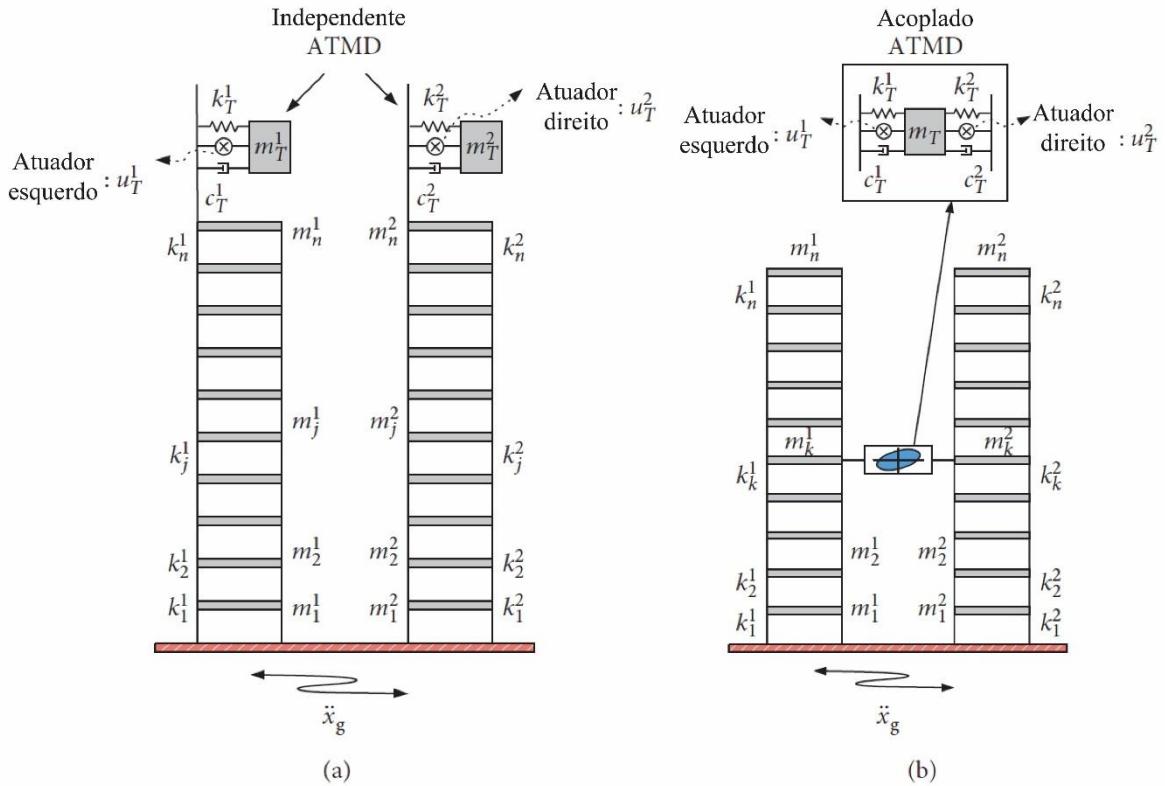


Figura 2.17– Esquema de um sistema com ATMDs isolados em cada edificação (a) e edifícios acoplados com dois ATMD e compartilhamento de massa (b) (Park e OK, 2019).

Mahmoud (2019) analisou a resposta de edifícios altos de concreto armado acoplados por passarelas aéreas (*skybridges*) sob cargas sísmicas. O estudo examinou os efeitos da localização dos elementos de ligação, considerando as cargas dinâmicas em duas direções: na direção da passarela e perpendicular a ela (ver Figura 2.18). As conclusões do autor indicam que a instalação da passarela em níveis mais baixos reduz o impacto nas respostas dinâmicas dos edifícios. Ele destacou que a ligação no topo das estruturas é desfavorável. Embora essa configuração resultasse em menores deslocamentos máximos no topo, observou-se um aumento significativo nas forças de cisalhamento na base das torres, independentemente da direção da ação sísmica, além de um aumento do momento na base.

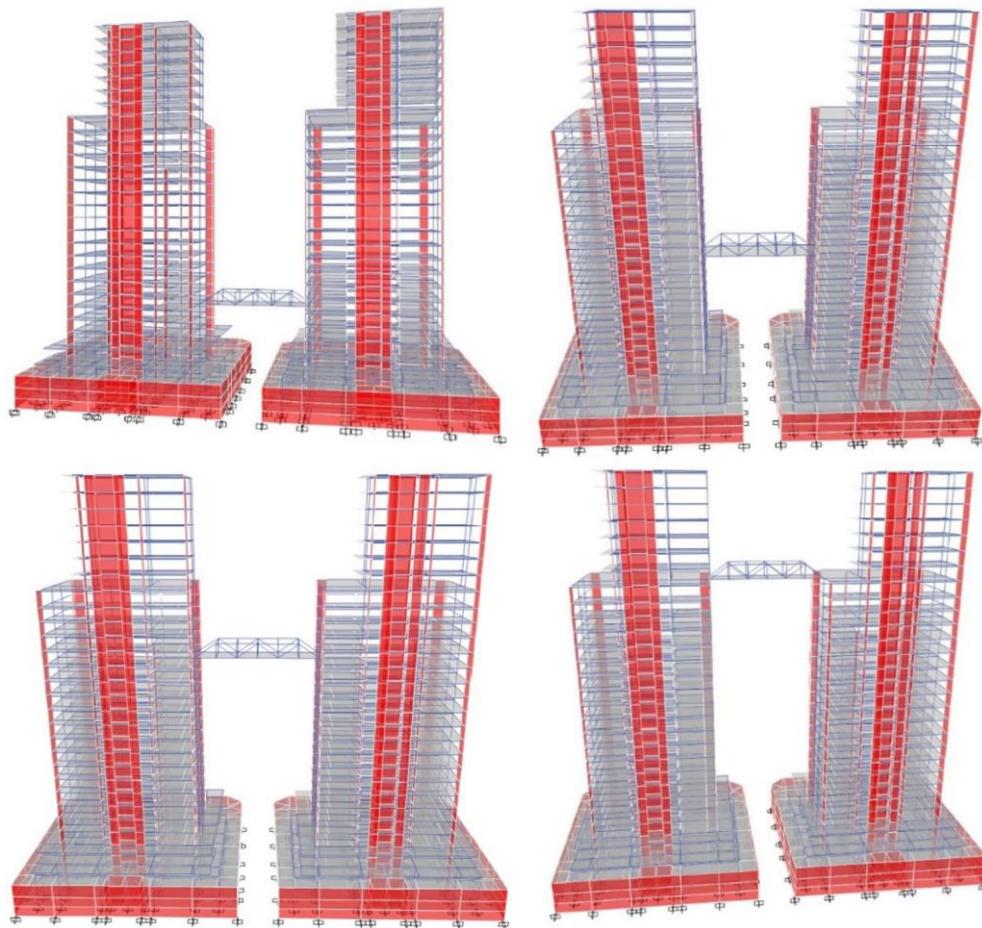


Figura 2.18– Estudo de prédios semelhantes com diferentes configurações de conexão (Mahmoud, 2019).

Zhu *et. al.* (2020) propôs uma solução para reduzir a resposta de prédios adjacentes acoplados sob cargas de vento. O estudo comparou as respostas da solução de um amortecedor *inertial* de massa sintonizado (AIMS) equipado na conexão entre os edifícios acoplados com outros cenários de conexão, que seriam de dois prédios acoplados com um amortecedor de massa sintonizado (AMS) acoplado em apenas uma estrutura e outro cenário sem nenhum amortecedor de controle. A solução testada com AIMS mostrou-se ser mais eficiente no controle das respostas do que o AMS, que ainda possuía a sua massa 3 vezes maior do que o AIMS.

Tubaldi *et al.* (2020) investigaram um método para dimensionar amortecedores viscofluidos no acoplamento de estruturas adjacentes do tipo *Shear Frame* sob cargas sísmicas. A eficiência do método foi avaliada levando em conta diferentes posições dos amortecedores e variados parâmetros de resposta dos edifícios. Os resultados indicaram que o acoplamento das estruturas, por meio dos amortecedores dimensionados,

proporcionou melhorias substanciais nas respostas dinâmicas. Contudo, a eficiência do acoplamento foi reduzida quando os edifícios apresentaram propriedades dinâmicas semelhantes, caracterizadas por primeiras frequências de vibração próximas, o que foi atribuído à vibração em fase das estruturas.

Rupakhetty *et al.* (2020, *apud* Djerouni *et al.*, 2022) concluíram que os amortecedores de massa sintonizados (AMSSs) compartilhados entre edificações adjacentes podem resultar em uma significativa redução da distância do fenômeno de *pounding*. No entanto, esse benefício é considerável, em comparação aos AMSSs isolados, somente quando a massa do dispositivo é substancialmente elevada.

Wang *et al.* (2020) investigaram um sistema de controle passivo utilizando um Amortecedor de Coluna Líquida Sintonizado com *Inerter* (TLCDI) para o controle das respostas dinâmicas sísmicas de arranha-céus. A Figura 2.19- (a) ilustra o modelo original adotado, com uma conexão verticalmente apoiada entre os edifícios sem TLCDI, em contraste com um modelo que incorpora o TLCDI. A configuração ótima obtida resultou em uma redução aproximada de 15,7% e 26,1% no pico de aceleração dos edifícios 1 e 2, respectivamente, em comparação com a configuração inicial de referência. Os resultados indicaram que a solução com os dispositivos passivos foi eficaz na redução das acelerações induzidas por cargas sísmicas.

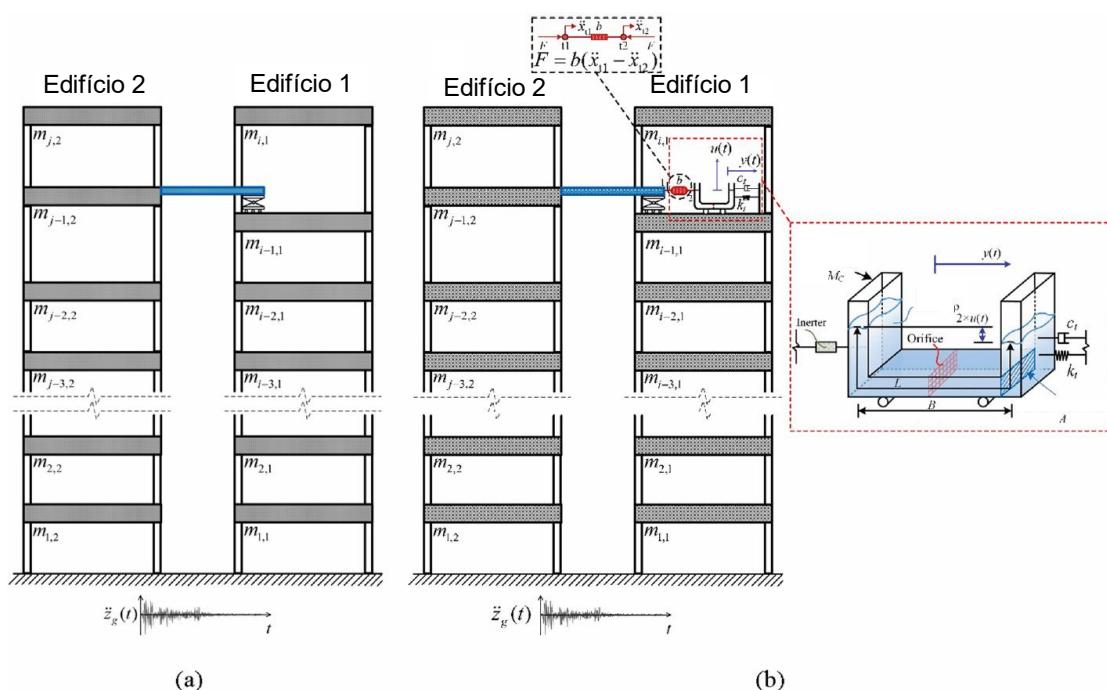


Figura 2.19– Modelo com massas concentradas (a) e modelo acoplado com conexão TLCDI (b) (Wang *et al.*, 2020).

Ramakrishna e Mohan (2020) conduziram experimentos em uma mesa vibratória, simulando diferentes configurações de acoplamento entre duas edificações (Figura 2.20). Os autores utilizaram amortecedores viscoelásticos e contraventamentos como elementos de conexão, comparando a resposta dinâmica da estrutura em diversas posições e configurações. Eles concluíram que a utilização de contraventamentos exclusivamente para reduzir a resposta das estruturas às cargas sísmicas não é uma solução econômica. Além disso, a configuração em que os amortecedores viscoelásticos foram posicionados diagonalmente, interligando diferentes níveis de pavimento entre os edifícios, demonstrou uma eficiência superior em relação às outras configurações testadas.

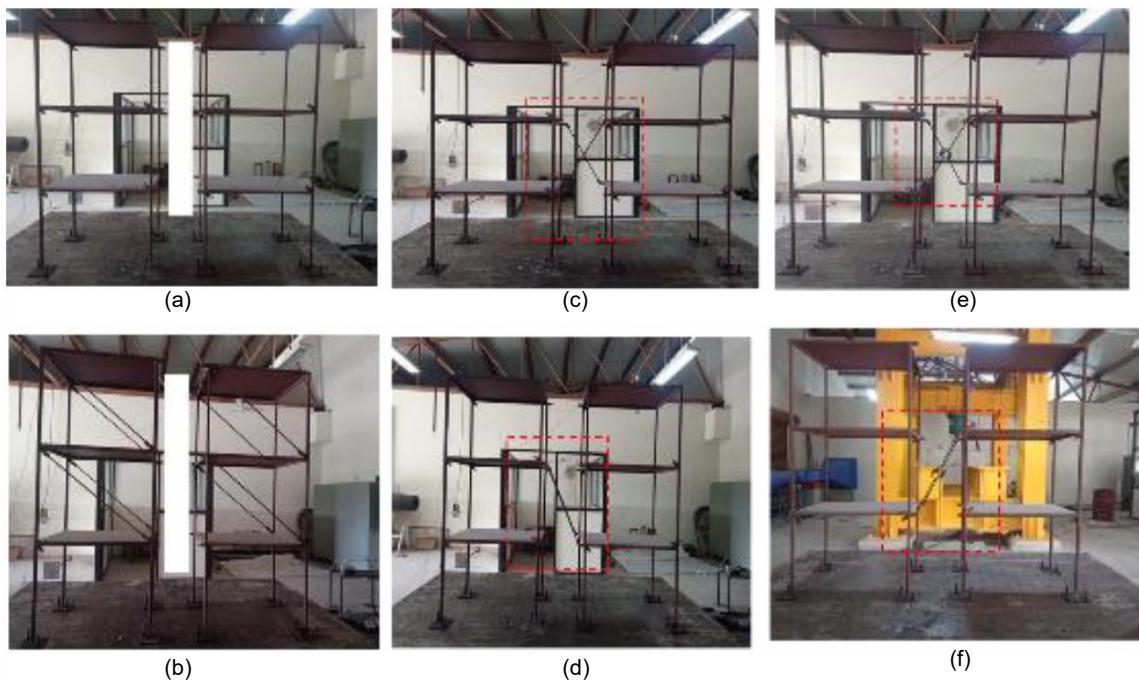


Figura 2.20– Modelos utilizados nos ensaios: (a) desacoplados sem contraventamentos; (b) desacoplados com contraventamentos; (c) acoplados com contraventamento em diagonal; (d) acoplados com apenas um contraventamento; (e) acoplados com amortecedores em diagonal; (f) acoplados com um amortecedor em diagonal (Ramakrishna e Mohan, 2020).

Domenico *et al.* (2020) apresentaram uma configuração de controle de vibrações para arranha-céus adjacentes, composta por múltiplos *inerters* e amortecedores de massa sintonizados (MTMDI), visando aprimorar a performance do sistema sob carregamentos sísmicos. O estudo revelou atenuações de 53% e 58% nos

valores extremos absolutos de aceleração dos edifícios 1 e 2, respectivamente, após a implementação do modelo otimizado. No entanto, as reduções médias nos deslocamentos no topo das estruturas foram modestas, com diminuições de 2,1% e 9,6% nos edifícios 1 e 2. Além disso, os autores constataram que a eficácia dos sistemas de controle é influenciada pela frequência predominante de excitação do terremoto. Esses sistemas demonstraram alta eficiência próxima à frequência natural da estrutura, mas apresentaram desempenho reduzido em frequências afastadas dessa.

Peña (2020) conduziu um estudo numérico-experimental sobre pórticos do tipo *shear frame* acoplados por amortecedores passivos, com o objetivo de avaliar o desempenho dessa solução no controle de vibrações. O experimento foi realizado utilizando uma mesa vibratória para aplicar carregamentos harmônicos às estruturas. Além disso, foi empregada a técnica de otimização por enxame de partículas (*Particle Swarm Optimization*– PSO) para determinar os parâmetros ótimos de rigidez e amortecimento do dispositivo de conexão. Os resultados da otimização indicaram que o dispositivo ideal seria um amortecedor viscofluido com rigidez nula. A configuração adotada demonstrou-se eficaz na redução dos picos de aceleração e das amplitudes das respostas estruturais.

Song *et al.* (2021) propuseram uma configuração de amortecedores com *inerters* sintonizados (AIS) com o intuito de atenuar os efeitos de *pounding* e possíveis danos em estruturas de pontes adjacentes. Os resultados mostraram que os *inerters* sintonizados apresentam maior eficiência em comparação aos amortecedores viscosos convencionais, mesmo com uma razão de amortecimento consideravelmente menor. Além disso, foi constatado que a eficiência dos sistemas de controle aumenta com a flexibilidade da estrutura, sendo que as respostas das estruturas adjacentes também influenciam essa eficiência. Os autores concluíram que o modelo proposto foi eficaz na redução das respostas dinâmicas nas pontes adjacentes.

Chen e Wu (2022) estudaram a utilização de amortecedores viscofluidos nas respostas dinâmicas de estruturas acopladas em situações de terremotos. Os autores compararam as respostas dinâmicas de um único edifício equipado com amortecedores, de dois edifícios acoplados no mesmo nível de pavimento e de dois edifícios interligados em níveis diferentes, conforme ilustrado na Figura 2.21. Através de uma análise não linear do histórico de tempo, os autores concluíram que, para o

controle de um único edifício, o amortecedor instalado de forma isolada pode ser mais eficiente nos casos avaliadas. No entanto, para mitigar os efeitos de *pounding*, os amortecedores conectados entre pavimentos diferentes demonstraram uma atenuação superior em comparação àqueles que ligavam os edifícios no mesmo nível. Os autores também observaram que as respostas dinâmicas nos pavimentos superiores poderiam ser amplificadas, o que ressaltou a importância de considerar cuidadosamente a configuração dos amortecedores nos projetos de estruturas acopladas.

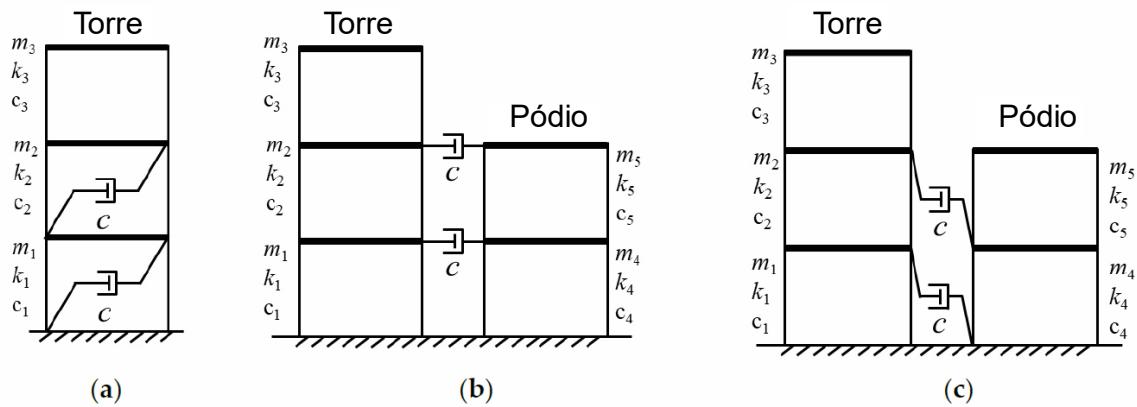


Figura 2.21– Diferentes modelos analisados: edifício isolado com amortecedores (a), edifícios acoplados em um mesmo nível (b), edifícios acoplados em diferentes níveis (c) (Chen e Wu, 2022).

Pippi (2023) realizou um estudo numérico-experimental para investigar o desempenho de dispositivos baseados *inertier* (DBI) no acoplamento de estruturas *shear frames* adjacentes, avaliando este tipo de conexão no controle das respostas dinâmicas de edificações. Com o objetivo de alcançar máximas reduções nas respostas dinâmicas, foi aplicada uma otimização utilizando o algoritmo de enxame de partículas (*Particle Swarm Optimization- PSO*), determinando as propriedades mecânicas, quantidades e posições ideais dos dispositivos. Na etapa numérica, foram comparadas as respostas do acoplamento sob carregamento sísmico utilizando diferentes dispositivos: amortecedores viscoelásticos/viscofluídos (VD), amortecedores VD conectados a elementos de *inertier* em paralelo (VDI), amortecedores *inertier* sintonizados (AIS) e amortecedores *inertier* de massa sintonizada (AIMS). Na etapa experimental, foram utilizadas duas estruturas em pórticos planos de três pavimentos cada, conectadas por meio de um *inertier* (Figura 2.22). O sistema foi submetido a carregamentos harmônicos gerados por uma mesa vibratória, considerando dois casos distintos: um com massa adicional e outro sem massa adicional.

Os resultados numéricos indicaram que os dispositivos baseados em *inertor* (DBI) apresentaram desempenho superior, com propriedades mecânicas reduzidas em comparação aos dispositivos VD, e com maior eficiência no controle das respostas dinâmicas, alcançando reduções de até 60% na aceleração *rms*. O modelo experimental também comprovou a eficácia do *inertor* como dispositivo de controle, obtendo atenuações de até 59% nas respostas das acelerações *rms* no topo das estruturas.

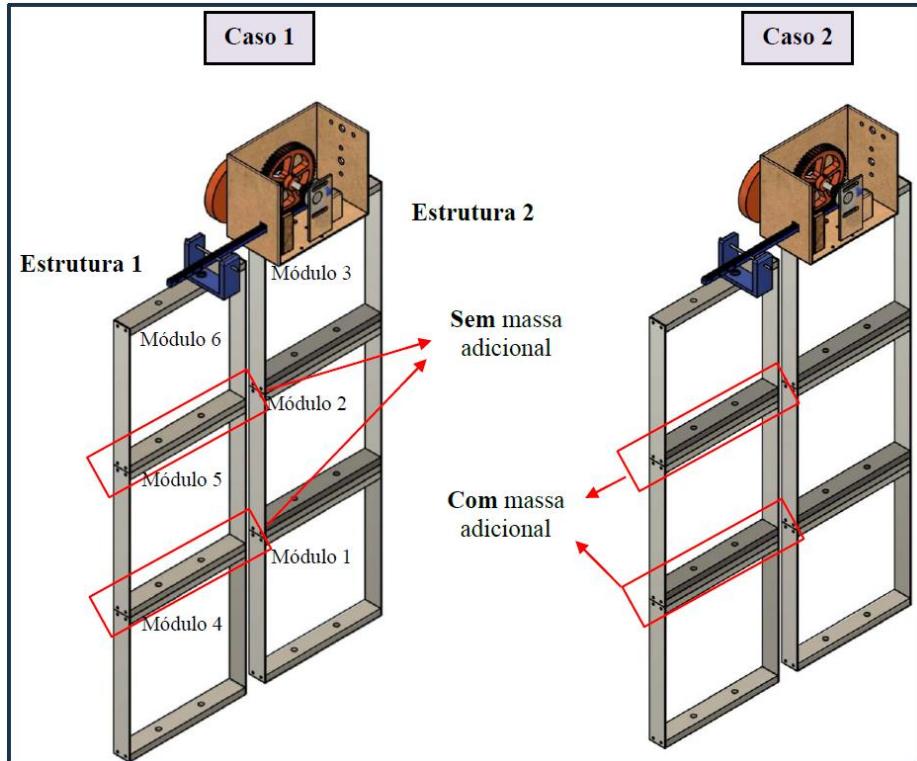


Figura 2.22– Casos de modelos em escala reduzida de edifício com *inertor* (Pippi, 2023).

Tavares *et al.* (2023) investigaram o acoplamento estrutural entre duas estruturas adjacentes simulando um edifício em escala reduzida. O estudo considerou três carregamentos sísmicos distintos: El Centro (1940), Northridge (1994) e Kobe (1995). Foram analisadas diferentes configurações de conexão, alterando as alturas entre os dois edifícios, em que o maior variava entre 8 e 10 pavimentos e o menor entre 2 e 9 pavimentos. Os resultados indicaram que, para os três sismos, as maiores reduções no deslocamento absoluto máximo do topo da estrutura ocorreram quando a altura do prédio secundário correspondia a aproximadamente 50% da altura do prédio principal.

Islam e Jangid (2024) realizaram um estudo comparativo sobre a performance de respostas de duas estruturas acopladas com um grau de liberdade sob cargas sísmicas. O estudo analisou diferentes tipos de ligação, incluindo amortecedores viscofluidos, amortecedores de *inertor* sintonizado e amortecedores de *inertor* com rigidez negativa. Os autores concluíram que os coeficientes ótimos da razão de amortecimento para os *inerters* sintonizados e os *inerters* com rigidez negativa eram inferiores aos dos viscofluidos, com base na minimização da energia total relativa do sistema acoplado. Além disso, a eficiência dos três tipos de conexão demonstrou ser elevada na dissipação de energia quando as estruturas possuíam frequências de vibração distintas. Em geral, a eficiência dos três dispositivos de controle foi semelhante. Outro ponto relevante observado foi que estruturas de massa flexível apresentaram melhores reduções em comparação com aquelas de massa rígida, que, em alguns casos, podiam amplificar suas respostas. Os autores também destacaram que a eficiência dos dispositivos de controle é reduzida quando as estruturas têm características dinâmicas similares.

Assim como evidenciado nos estudos anteriores, existem diversas soluções de conexão entre edifícios adjacentes, projetadas para atenuar as respostas das estruturas sob cargas dinâmicas, como vento e sismos, além de mitigar o problema do *pounding*. Cada abordagem se mostra adequada a contextos específicos, refletindo a complexidade das interações estruturais dessas soluções.

No próximo capítulo, serão apresentadas as formulações matemáticas pertinentes a conexão rígida entre edifícios, assim como as utilizadas nos experimentos realizados neste estudo.

3 FORMULAÇÕES MATEMÁTICAS

Este capítulo abordará as formulações matemáticas utilizadas nas análises deste trabalho. Serão discutidas as equações de movimento de estruturas acopladas, além das equações de funções de resposta de frequência (FRF), que serão utilizados como fundamentos para os gráficos de respostas obtidos nos ensaios experimentais.

Na formulação da equação de movimento (item 3.1), foi adotado um modelo simplificado do tipo *shear building*. Esta concepção adota a utilização de massas concentradas em cada pavimento e a desconsideração dos graus de liberdade rotacionais, considerando apenas os graus de liberdade dos deslocamentos horizontais de cada piso das edificações. As simplificações do modelo *shear frame* são descritas no item 3.2.

A utilização da equação de movimento de *shear frame*, com graus de liberdade restritos ao deslocamento horizontal de cada pavimento, justifica-se como uma abordagem simplificada que facilita a compreensão do comportamento global da estrutura. Essa abordagem permite uma análise do sistema estrutural sem a complexidade associada à consideração dos milhares de graus de liberdade, incluindo aqueles relativos à rotação, que seriam necessários em um modelo mais detalhado, como o utilizado na análise numérica por elementos finitos deste trabalho.

Desta forma, as formulações matemáticas descritas nas Equações (3.1) a (3.9) representam uma simplificação do modelo estrutural adotado. Para o modelo tridimensional analisado na pesquisa, será utilizado um programa comercial de análise estrutural, capaz de incorporar os múltiplos graus de liberdade para atingir a precisão necessária, permitindo uma análise mais detalhada e complexa.

3.1 Equação de movimento

A formulação da equação de movimento baseou-se nos estudos de Peña (2017), Song e Tse (2014), Bigdeli *et al.*, (2012) e Doroudi e Lavassani (2021). O sistema em análise consiste em dois edifícios acoplados, um com 10 pavimentos e outro com 5 pavimentos, interligados por elementos rígidos e submetidos a uma carga de função variável no tempo. A equação de movimento, considerando as massas dos pavimentos como concentradas em cada nível e desprezando o amortecimento do elemento de ligação, assim como a interação solo-estrutura, é desenvolvida pelas equações (3.1) a (3.9):

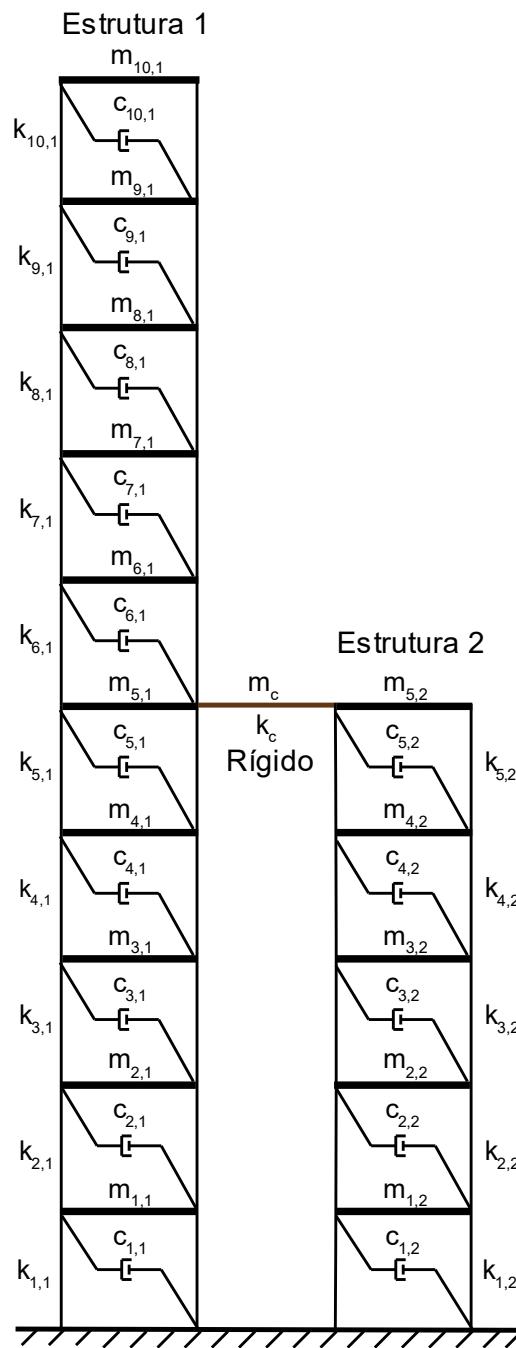


Figura 3.1– Modelo estrutural adotado com acoplamento rígido.

$$(M + M_c)\ddot{X}(t) + C\dot{X}(t) + (K + K_c)X(t) = F(t) \quad (3.1)$$

$$M = \begin{pmatrix} M_1 & 0 \\ 0 & M_2 \end{pmatrix} \quad C = \begin{pmatrix} C_1 & 0 \\ 0 & C_2 \end{pmatrix} \quad K = \begin{pmatrix} K_1 & 0 \\ 0 & K_2 \end{pmatrix} \quad (3.2)$$

$$C_1 = \begin{bmatrix} c_{1,1} & -c_{2,1} & & & & \\ -c_{2,1} & c_{2,1} + c_{3,1} & & & & \\ & & \ddots & & & \\ & & & -c_{9,1} & c_{9,1} + c_{10,1} & -c_{10,1} \\ & & & & -c_{10,1} & c_{10,1} \end{bmatrix} \quad (3.3)$$

$$C_2 = \begin{bmatrix} c_{1,2} & -c_{2,2} & & & & \\ -c_{2,2} & c_{2,2} + c_{3,2} & & & & \\ & & \ddots & & & \\ & & & -c_{4,2} & +c_{4,2} + c_{5,2} & -c_{5,2} \\ & & & & -c_{5,2} & c_{5,2} \end{bmatrix} \quad (3.4)$$

$$K_1 = \begin{bmatrix} k_{1,1} & -k_{2,1} & & & & \\ -k_{2,1} & k_{2,1} + k_{3,1} & & & & \\ & & \ddots & & & \\ & & & -k_{9,1} & k_{9,1} + k_{10,1} & -k_{10,1} \\ & & & & -k_{10,1} & k_{10,1} \end{bmatrix} \quad (3.5)$$

$$K_2 = \begin{bmatrix} k_{1,2} & -k_{2,2} & & & & \\ -k_{2,2} & k_{2,2} + k_{3,2} & & & & \\ & & \ddots & & & \\ & & & -k_{4,2} & k_{4,2} + k_{5,2} & -k_{5,2} \\ & & & & -k_{5,2} & k_{5,2} \end{bmatrix} \quad (3.6)$$

$$X(t) = \{x_{1,1} \quad x_{2,1} \quad \cdots \quad x_{10,1} \quad x_{1,2} \quad x_{2,2} \quad \cdots \quad x_{5,2}\}^T \quad (3.7)$$

$$\dot{X}(t) = \{\dot{x}_{1,1} \quad \dot{x}_{2,1} \quad \cdots \quad \dot{x}_{10,1} \quad \dot{x}_{1,2} \quad \dot{x}_{2,2} \quad \cdots \quad \dot{x}_{5,2}\}^T \quad (3.8)$$

$$\ddot{X}(t) = \{\ddot{x}_{1,1} \quad \ddot{x}_{2,1} \quad \cdots \quad \ddot{x}_{10,1} \quad \ddot{x}_{1,2} \quad \ddot{x}_{2,2} \quad \cdots \quad \ddot{x}_{5,2}\}^T \quad (3.9)$$

Onde, \mathbf{M} é a matriz de massa do sistema acoplado, \mathbf{C} é a matriz de amortecimento e \mathbf{K} é a matriz de rigidez; \mathbf{M}_j , \mathbf{C}_j e \mathbf{K}_j são as matrizes de massa, amortecimento e rigidez da estrutura j , que representa o número da estrutura indicada na Figura 3.1; \mathbf{M}_c e \mathbf{K}_c são a

massa e rigidez do elemento rígido utilizado na conexão dos prédios adjacentes; $\mathbf{X}(t)$, $\dot{\mathbf{X}}(t)$ e $\ddot{\mathbf{X}}(t)$ são os vetores em função do tempo dos deslocamentos, velocidades e acelerações do sistema acoplado das duas edificações.; $\mathbf{F}(t)$ é a função variável do tempo, que representa as excitações externas.

3.2 Simplificação modelo *shear frame*

O modelo estrutural *shear frame* é um modelo adotado simplificado que considera que as massas estão concentradas nos pavimentos, rígidos. Não é um modelo realista, porém é útil para o desenvolvimento da equação de movimento dos sistemas de múltiplos graus de liberdade (MGDL) e também para casos de edifícios de múltiplos pavimentos, já que nestas estruturas as massas estão predominantemente distribuídas nos pisos, o que leva à idealização indicada (Chopra, 2020).

Os modelos computacionais mais complexos com milhares de graus de liberdade, em geral, levam a uma precisão maior dos resultados obtidos, porém com um custo computacional bastante elevado.

Chopra (2020) traz uma ilustração de forma bastante simplificada de um modelo em *shear frame* decomposto de acordo com sua formulação sob cargas $p_1(t)$ e $p_2(t)$, ver Figura 3.2. O sistema apresenta a parcela da equação referente à rigidez do sistema (b), a outra parcela com o componente de amortecimento (c) e a última com componente de massa. As forças externas de cada componente são relacionadas em cada parcela de acordo com a equação geral de movimento representada pela equação (3.1).

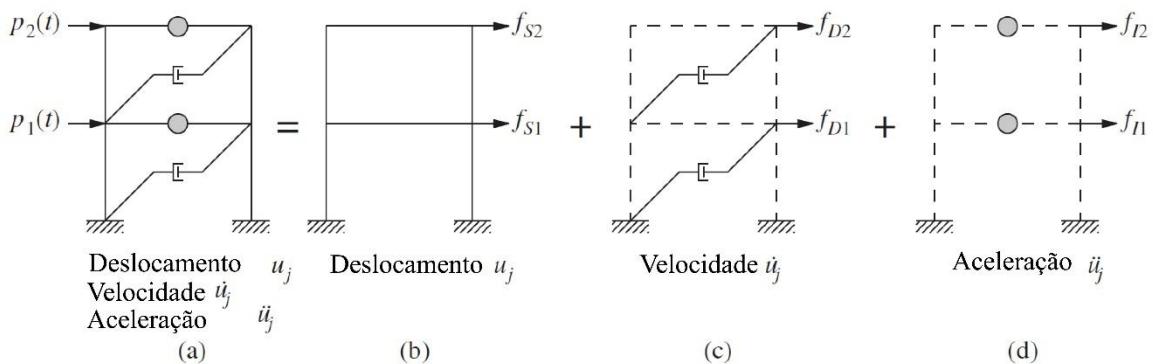


Figura 3.2– Esquema ilustrativo da equação de movimento (Chopra, 2020).

Pippi (2018) comparou a análise modal de um modelo *shear frame* com a de um modelo tridimensional experimental, que foi ensaiado por Bernardes (2018). O estudo envolveu um edifício em miniatura de 10 pavimentos, composto de pórticos 3D Bernardes (2018), e um modelo *shear frame* similar, com as mesmas características de massa e dimensões.

Na Tabela 3.1 e na Figura 3.3, podem ser observadas as três primeiras frequências e modos de vibração do modelo *shear frame*, assim como a primeira frequência de vibração do modelo experimental 3D. A diferença de até 45% nos valores do primeiro modo entre os diferentes modelos indica que, embora os modelos de *shear frame* apresentem vantagens em termos de simplificação das formulações e redução dos custos computacionais, eles não oferecem uma boa aproximação para todos os tipos de modelos estruturais.

Pippi (2018) conclui que a diferença na primeira frequência de vibração ocorreu devido às placas de base do modelo experimental não serem totalmente rígidas, apresentando um comportamento semi-rígido. Além disso, ele destaca que a desconsideração dos graus de liberdade de rotação dos nós também contribuiu para os erros observados (Hurty e Rubinstein, 1967).

Tabela 3-1– Frequência de vibração dos modelos *shear frame* e experimental

Modo	Numérico (Hz)	Experimental	Diferença
1	7,35	4,04	45,03
2	21,63	-	-
3	35,49	-	-

Fonte: Pippi, 2018

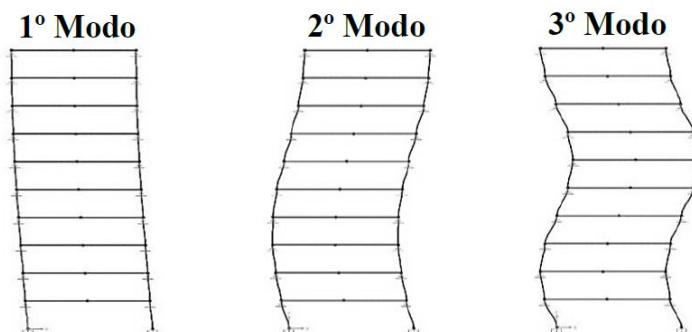


Figura 3.3– Modos de vibração do modelo simplificado *shear frame* (Pippi, 2018).

3.3 Funções de resposta de frequência (FRF)

As Funções de Resposta de Frequência (FRF), também funções de transferência, são amplamente utilizadas na engenharia de controle para abordar problemas de vibração forçada, formulações e problemas dinâmicos, fundamentando-se na transformada de Laplace (Rao, 2017). A função de transferência de uma equação diferencial linear e invariante no tempo é definida como a razão entre a transformada de Laplace da função de resposta, ou dos dados de saída dos ensaios experimentais, e a transformada de Laplace da função de força ou dos dados de entrada, considerando todas as condições iniciais iguais a zero.

Desta forma, no cenário de um sistema simplificado em um grau de liberdade, as equações dinâmicas de movimento que descrevem a função de transferência do experimento realizado são desenvolvidas abaixo (Rao, 2017):

$$m.\ddot{x}(t) + c.\dot{x}(t) + k.x(t) = f(t) \quad (3.10)$$

A partir da equação de movimento dinâmica e aplicando a transformada de Laplace dos dois lados da equação tem-se:

$$(m.s^2 + c.s + k).X(s) = \bar{F}(s) + m.\dot{x}(0) + (m.s + c).x(0) \quad (3.11)$$

Tendo em vista que a velocidade inicial é igual a zero, assim como o deslocamento inicial, e considerando o sinal de saída igual a aceleração: tem-se a equação (3.12):

$$H(s) = \frac{\ddot{X}(s)}{\bar{F}(s)} = \frac{s^2}{m.s^2 + c.s + k} \quad (3.12)$$

Considerando $s = i\omega$, a FRF do sistema é então determinada pela equação (3.13) abaixo:

$$H(i\omega) = \frac{\ddot{X}(i\omega)}{\bar{F}(i\omega)} = \frac{-\omega^2}{k - m\omega^2 + i\omega c} \quad (3.13)$$

A razão entre os sinais de entrada $[F(\omega)]$ e os sinais de saída $[\dot{X}(\omega)]$, resulta na FRF do sistema dinâmico, conforme indica a equação (3.14).

$$F(\omega) \rightarrow \boxed{H(\omega)} \rightarrow \ddot{X}(\omega) \quad H(\omega) = \frac{\ddot{X}(\omega)}{F(\omega)} \quad (3.14)$$

A Figura 3.4 ilustra a relação dos dados de entrada (input) e dos dados de saída (output), sendo: M_i a amplitude do sinal de entrada captado e ϕ_i o ângulo de fase deste mesmo sinal; M_o a amplitude do sinal de saída e ϕ_o o ângulo de fase deste sinal. Com isso, a amplitude da resposta da frequência (M_s) é dada pela equação (3.15) e o ângulo de fase da função de resposta é dada pela equação (3.16).

$$M_s(\omega) = \frac{M_o(\omega)}{M_i(\omega)} \quad (3.15)$$

$$\phi_s(\omega) = \phi_o(\omega) - \phi_i(\omega) \quad (3.16)$$

Considerando a amplitude inicial igual a 1 e o ângulo de fase inicial igual a 0, a amplitude de $H(i\omega)$ e o ângulo de fase $\phi_s(\omega)$, podem ser dados por:

$$M_s(s) = |H(i\omega)| = \frac{\omega^2}{[(k - m\omega^2)^2 + (\omega c)^2]^{1/2}} \quad (3.17)$$

$$\phi_s(\omega) = -\operatorname{arctg} \left(\frac{\omega c}{m\omega^2 - k} \right) \quad (3.18)$$

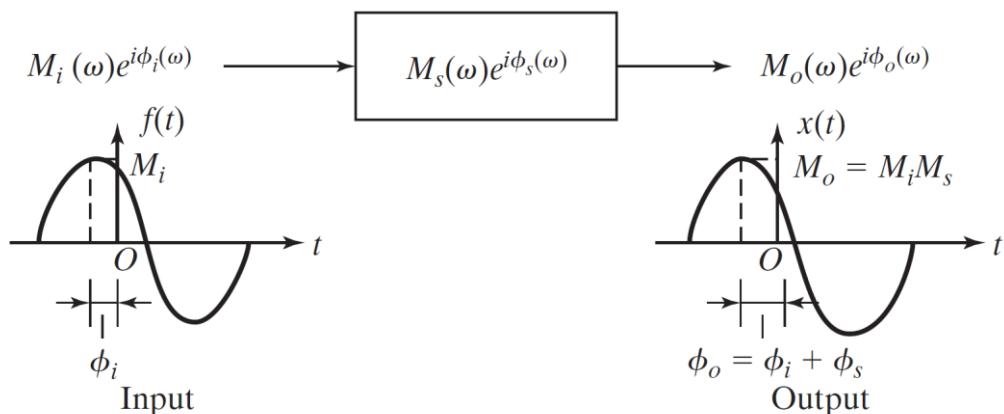


Figura 3.4—Amplitude e fase dos sinais de entrada e saída (Rao, 2017).

Assim, os ensaios experimentais de identificação modal têm como objetivo gerar Funções de Resposta em Frequência (FRF) a partir das medições de força (sinal de entrada) e aceleração (sinal de saída) da estrutura, possibilitando a identificação modal. A amplitude das FRFs revela a relação entre a entrada e a saída dos sinais, e os picos nas FRFs representam a resposta mais intensa da estrutura ao carregamento em determinadas frequências, indicando suas frequências naturais de vibração. Dessa forma, a partir dos gráficos obtidos nos ensaios, torna-se possível determinar as frequências de vibração dos modelos analisados. Neste estudo, as frequências de vibração serão identificadas experimentalmente utilizando esse método.

3.4 Razão de amortecimento experimental

Vários métodos são empregados para medir a razão de amortecimento dos sistemas estruturais, com base das amplitudes das respostas no domínio da frequência. Clough (2003) apresenta o método da meia potência como uma alternativa de determinar a razão de amortecimento a partir da curva de resposta da estrutura no domínio da frequência. Neste método, a amplitude de pico da curva (ρ_{max}) é dividida por raiz quadrada de dois, resultando nas frequências f_1 e f_2 , que correspondem às

frequências com os valores de amplitude $\frac{\rho_{max}}{\sqrt{2}}$. Assim, a razão de amortecimento (ξ) pode ser definida conforme a equação (3.19):

$$\xi d = \frac{f_2 - f_1}{f_2 + f_1} \quad (3.19)$$

Considerando que os gráficos obtidos nos ensaios experimentais de identificação modal das estruturas são apresentados no domínio da frequência, esse método tornou-se necessário para obter as razões de da estrutura nos diferentes ensaios.

4 APRESENTAÇÃO DO MODELO

Este capítulo apresenta o modelo estudado neste trabalho, abordando informações gerais, propriedades geométricas, tipos de materiais utilizados e as pesquisas que fundamentam esta investigação. O modelo numérico e experimental desenvolvido baseia-se em estudos anteriores de Peña (2017), Bernardes (2018), Pippi (2018, 2023).

4.1 Características gerais

O modelo numérico desenvolvido neste trabalho foi fundamentado nas dimensões e propriedades dos materiais extraídos dos estudos citados, com o objetivo de criar um modelo computacional de pórticos espaciais com posterior validação e calibração por meio de resultados experimentais. Após a atualização do modelo, o acoplamento seria realizado em ambos os modelos, experimental e numérico, utilizando barras rígidas para a conexão. Em seguida, seriam avaliadas as frequências de vibração e as respostas dos modelos acoplados, comparando-as com as dos modelos desacoplados.

O modelo experimental consistiu em duas estruturas: a primeira composta por 10 módulos soldados de aço SAE 1020, montados um sobre o outro e conectados por parafusos, simulando uma edificação em escala reduzida (ver Figura 4.1); a segunda estrutura foi construída com metade da altura da primeira, utilizando 5 módulos. O aço empregado possui um módulo de elasticidade de 205 GPa, peso específico de 7870 kg/m³, coeficiente de Poisson de 0.29 e módulo de elasticidade transversal igual a 77,52 Gpa.

Os módulos foram fabricados a partir de chapas de aço de 6,35 mm de espessura, com dimensões de 20mm x 200mm para as colunas e de 200mm x 300mm para as chapas de piso, conforme ilustrado na Figura 4.2.

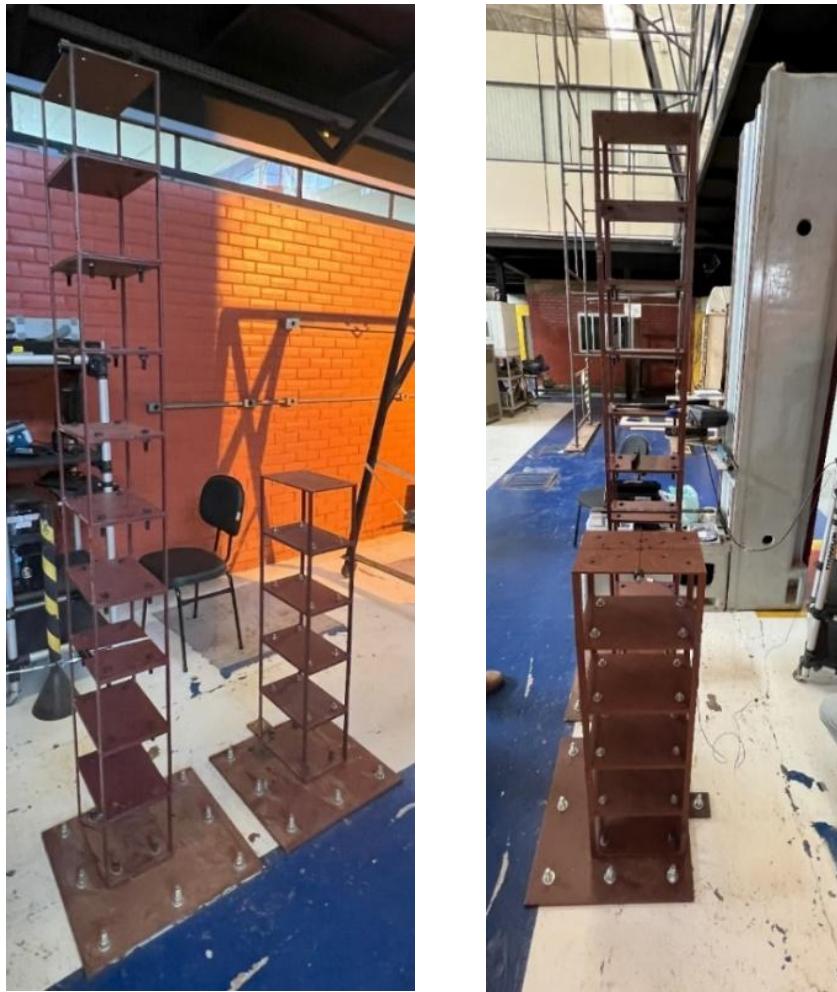


Figura 4.1– Modelo experimental com prédio de 10 módulos e 5 módulos.

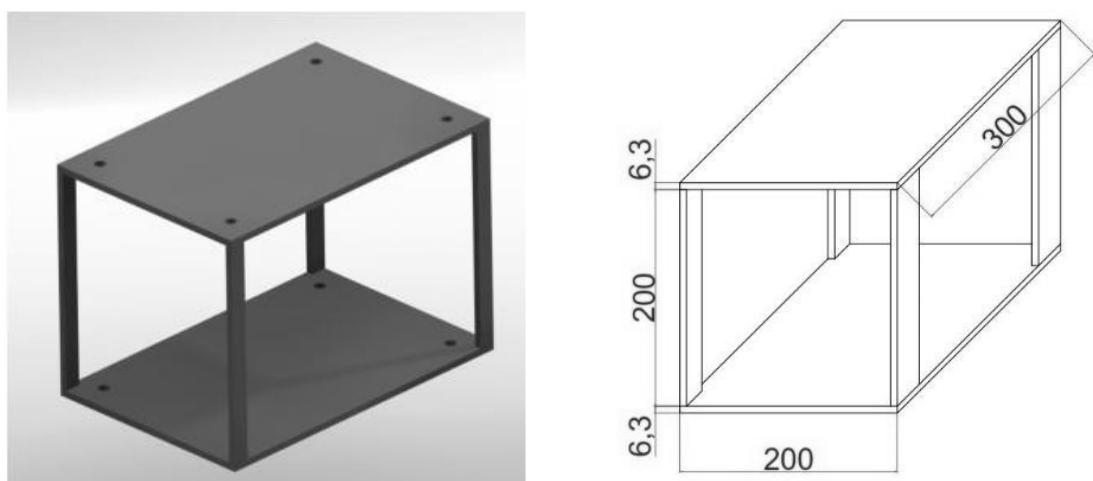


Figura 4.2– Dimensões dos módulos individualizados (Bernardes, 2018)

Cada módulo foi pesado individualmente e posicionado de acordo com a Tabela 4.1, que apresenta as massas de cada um dos módulos das estruturas desacopladas, organizada da base para o topo. A estrutura 1, composta por 10 módulos, possui uma massa total de 65,192 kg enquanto a estrutura 2 apresenta uma massa total de 32,832 kg.

Tabela 4-1– Massa dos módulos dos prédios desacoplados

Módulo	Massa Estrutura 1 (g)	Massa Estrutura 2 (g)
1º Módulo	6480	6504
2º Módulo	6500	6644
3º Módulo	6454	6554
4º Módulo	6782	6574
5º Módulo	6456	6556
6º Módulo	6518	-
7º Módulo	6490	-
8º Módulo	6516	-
9º Módulo	6456	-
10º Módulo	6540	-

O sistema de coordenadas adotado para este estudo está ilustrado na Figura 4.3. O eixo X representa a direção de menor momento de inércia dos módulos de aço, indicando que os maiores deslocamentos ocorrerão nesta direção. Por essa razão, o acoplamento estrutural foi realizado nesta direção, uma vez que configura o cenário mais crítico para os carregamentos laterais. O eixo Y corresponde à direção de maior de inércia, enquanto o eixo Z é designado como o eixo de torção da estrutura.

As placas de base do modelo foram fixadas em uma laje de reação por meio de ancoragens mecânicas, conforme evidenciado na Figura 4.4. Cada placa foi fixada com 6 chumbadores de diâmetro de 5/8". As chapas de base foram projetadas com roscas que permitiram a fixação dos módulos sem a necessidade de porcas na extremidade oposta ou de ancoragem química. Para a fixação dos módulos nas placas de base, foram utilizados 4 parafusos de classe 8.8 com diâmetro de 1/2", aproximadamente 12.7mm.



Figura 4.3– Sistemas de coordenadas adotadas no modelo.



Figura 4.4– Placa de base com chumbadores mecânicos.

4.2 Modelo acoplado

O acoplamento estrutural das estruturas estudadas foi realizado por meio de barras rígidas, simulando vigas bi-rotuladas que conectam as estruturas entre os pavimentos considerados. As barras utilizadas são chapas de aço laminadas ASTM A-36, com limite de escoamento de 250 Mpa e limite de resistência à tração de 400 MPa, e dimensões de 6,35mm por 31,75mm. A posição e quantidade dos elementos das conexões foram determinadas com base nos estudos de Westermo (1989), Luco e Barros (1998a e 1998b) e Tavares *et al.* (2023).

De acordo com os estudos citados, as maiores reduções nas respostas no topo da estrutura ocorreram quando a relação entre a altura do prédio secundário e o prédio principal era aproximadamente de 0,5, sob carregamentos sísmicos. Desta forma, extrapolando para situações de cargas dinâmicas de vento, para este trabalho, definiu-se que o edifício em escala reduzida teria 10 pavimentos, enquanto o edifício menor teria 5 pavimentos, ver Figura 4.5. Além disso, considerando que os maiores deslocamentos absolutos nos edifícios são geralmente causados pelos modos de vibração de menor frequência, os quais, são responsáveis pelas maiores contribuições dos deslocamentos totais (Westermo, 1989), o acoplamento estrutural foi adotado no topo do edifício mais baixo.

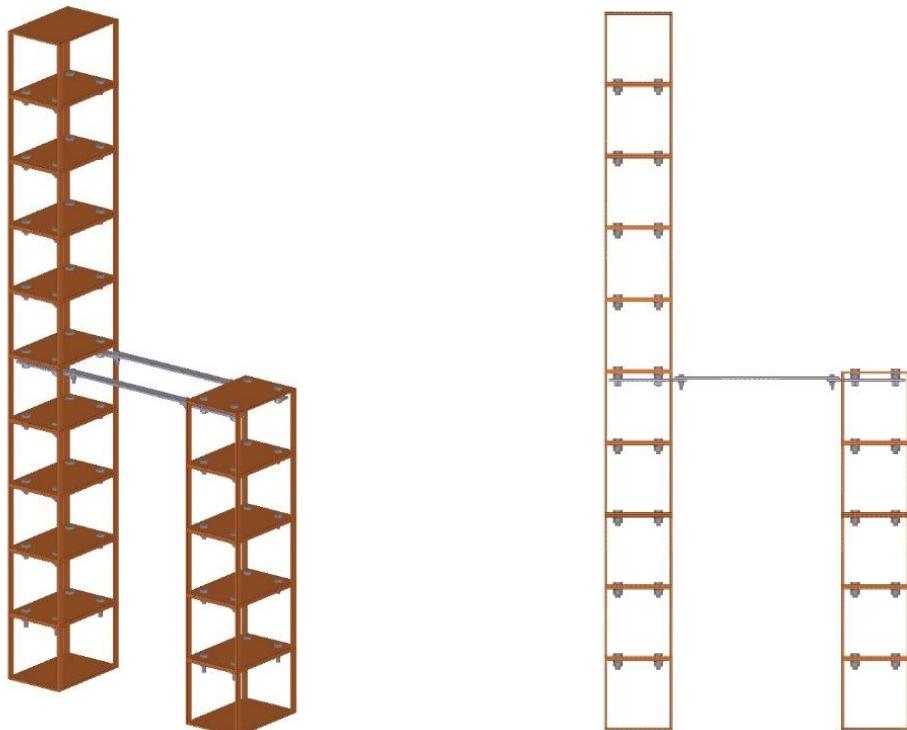


Figura 4.5 – Esquema do acoplamento estrutural rígido.

A partir da definição da configuração do sistema acoplado a ser estudado, foram realizadas análises numéricas e experimentais nos edifícios desacoplados. Inicialmente, essas análises visaram a identificação modal, calibração e validação do modelo numérico. Em seguida, o acoplamento foi implementado por meio de barras rígidas, conforme Figura 4.6. Ensaios experimentais em conjunto com análises numéricas foram então conduzidas no modelo acoplado, permitindo a comparação das respostas de aceleração, deslocamentos absolutos máximos e frequências de vibração entre os modelos acoplados e desacoplados.

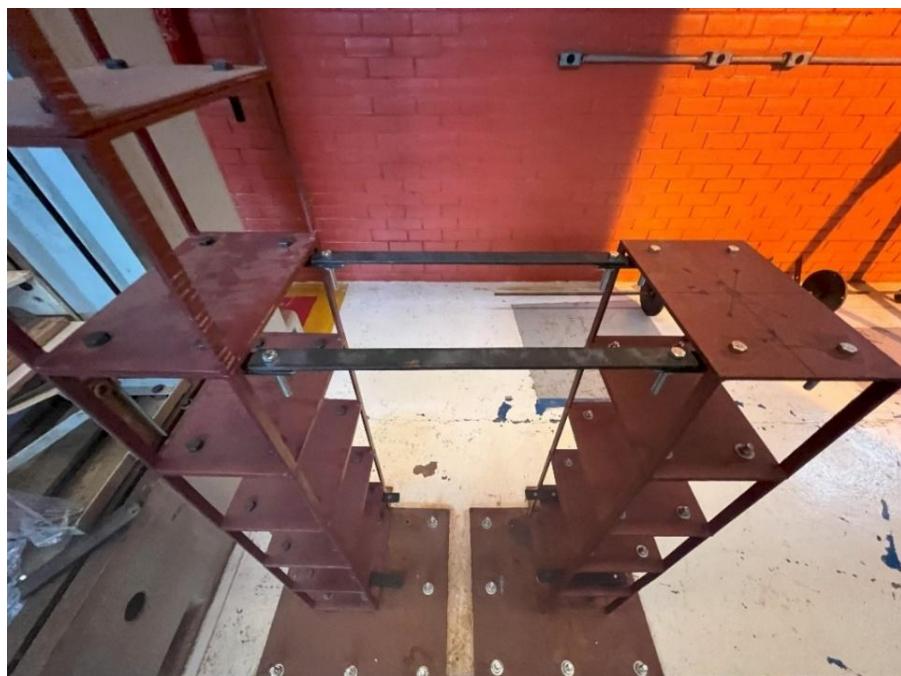


Figura 4.6– Acoplamento estrutural com barra rígida.

Dando continuidade aos estudos de Peña (2017) e Pippi (2018, 2024), a conexão por meio de ligações rígidas foi investigada com o objetivo de avaliar seu desempenho na redução das respostas dinâmicas. As características das ligações rígidas foram definidas com base nas referências anteriores, buscando fundamentar a análise. Nos capítulos seguintes, serão apresentadas as informações detalhadas sobre a análise numérica e a análise experimental realizadas nesta pesquisa.

5 ANÁLISE NUMÉRICA

Este capítulo apresenta as concepções estruturais, as condições de contorno e informações adicionais sobre o modelo numérico analisado no software SAP2000®. Além disso, serão apresentados os métodos numéricos aplicados na análise do modelo, assim como o processo de identificação modal do sistema desacoplado.

A estrutura, objeto de estudo do presente trabalho, foi modelada através do método dos elementos finitos (MEF), utilizando elementos de casca. No SAP2000®, as chapas das colunas, com espessuras de 6,35mm, foram modeladas como chapas fina (*shell thin-plate*). Neste contexto, as deformações transversais cortantes foram desconsideradas, seguindo a formulação de Kirchhoff (CSI, 2016).

A teoria de Placa de Kirchhoff, aplicável a placas finas, baseia-se em algumas hipóteses fundamentais: após as deformações, as linhas retas perpendiculares à superfície média, ou seja, as normais transversais, permanecem retas; estas normais não sofrem elongação; e, após a deformação, elas rotacionam de modo a permanecer perpendiculares à superfície média (Reddy, 2006). A representação das hipóteses de Kirchhoff pode ser observada na Figura 5.1.

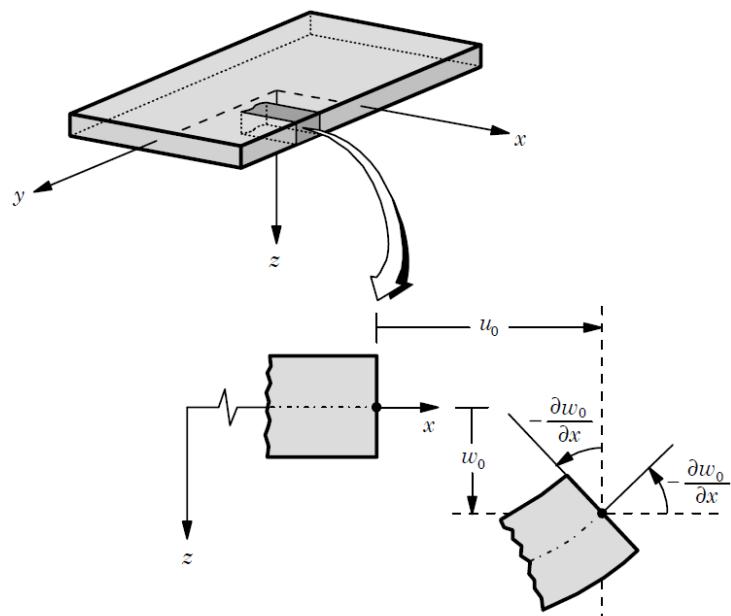


Figura 5.1– Hipóteses de Kirchhoff sendo aplicadas nas geometrias deformadas e indeformadas de placas (Reddy, 2006).

As chapas de piso conectadas aos módulos adjacentes foram modeladas com o dobro da espessura, 12,7mm, e classificadas como casca tipo chapa-grossa (*shell thick-plate*). Esta abordagem permitiu a consideração das deformações transversais de cortante, utilizando a formulação de Mindlin/Reissner para estes elementos (CSI, 2016). A representação desta consideração pode ser observada na Figura 5.2.

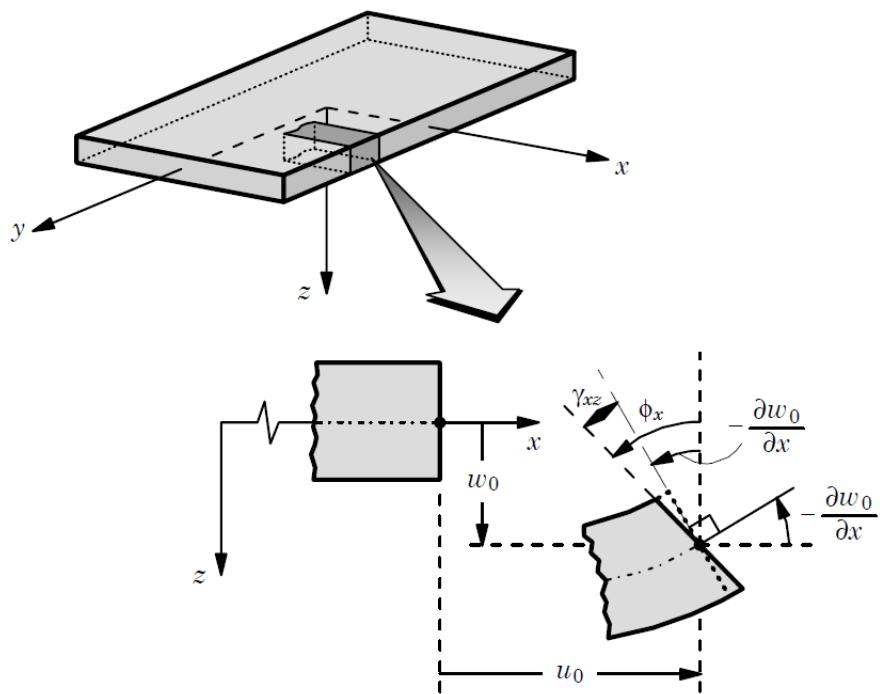


Figura 5.2– Hipóteses da deformação do cisalhamento em primeira ordem, teoria de Mindlin/Reissner, geometrias deformadas e indeformadas (Reddy, 2006).

As malhas dos elementos de piso foram subdivididas em 40 x 40 elementos, enquanto as colunas dos módulos foram divididas em 60 x 10 elementos, e a placa de base de cada edificação foi modelada com uma malha de 100 x 100 elementos. Essa definição de malha teve como objetivo reduzir os custos computacionais associados às análises envolvendo milhares de graus de liberdade, que demandam elevado processamento computacional em estruturas com malhas de elementos finitos refinadas, ao mesmo tempo que buscou garantir um comportamento da estrutura realista.

No modelo numérico, foram incorporadas molas elásticas de apoio nas placas de

base, simulando o comportamento de rigidez das conexões entre os módulos, as placas de base e os chumbadores mecânicos fixados na laje de piso (ver Figura 5.3). Inicialmente, as molas foram consideradas como apoios rígidos, sem deslocamentos nas direções X, Y e Z. No entanto, este valor foi calibrado após os ensaios experimentais para representar o comportamento real da estrutura, visto que se trata de uma ligação semi-rígida.

De maneira análoga às ligações de base, as condições de contorno entre as malhas das cascas foram inicialmente consideradas rígidas. Entretanto, esses parâmetros foram ajustados após os testes experimentais para calibrar o modelo numérico e assegurar que este convergisse com propriedades dinâmicas equivalentes ao modelo experimental.

A Figura 5.4 ilustra a modelagem dos edifícios desacoplados no software SAP2000, permitindo a visualização das malhas dos elementos finitos, dos suportes das molas nas placas de base e a quantidade de módulos das estruturas.

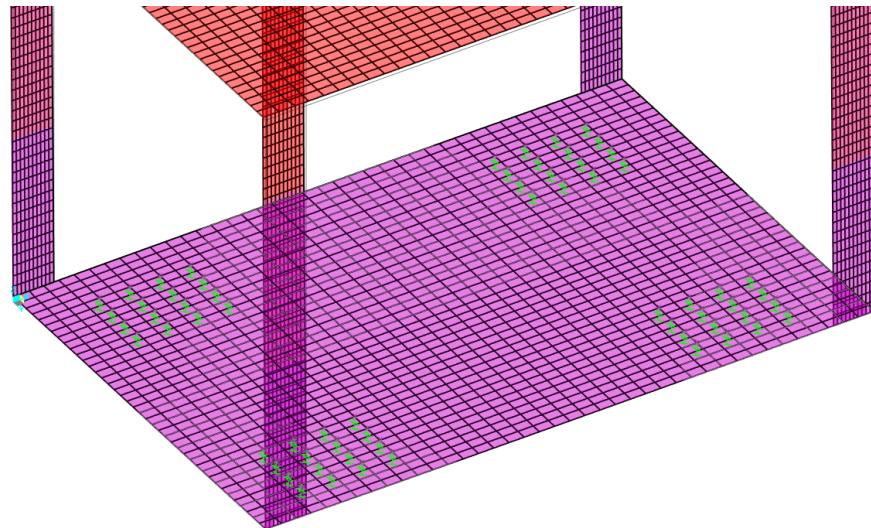


Figura 5.3– Sistemas de molas funcionando como apoio elástico no modelo numérico.

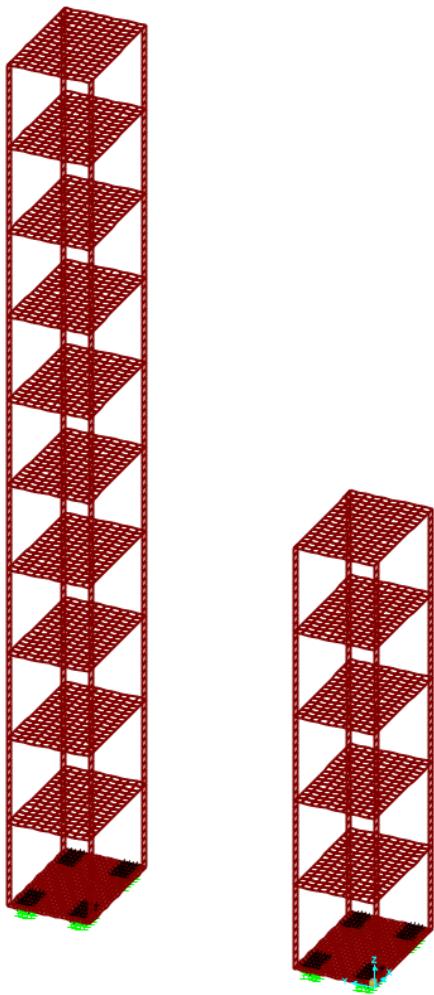


Figura 5.4– Modelo numérico desacoplado, SAP2000.

5.1 Modelo numérico desacoplado

Os modelos numéricos desacoplados dos dois edifícios foram submetidos a uma análise modal utilizando o SAP2000®. Nesta análise, foram obtidas as 20 primeiras frequências e os modos de vibração correspondentes. Para a solução do problema, foram empregados métodos numéricos de solução de problemas de autovalor e autovetor (*Eigenvalues & Eigenvectors*), que possibilitam a determinação das frequências e modos de vibração em condição de vibração livre e sem amortecimento (CSI, 2016).

A análise modal, realizada por meio da solução do problema de autovetores, é baseada na equação (5.1), que é descrita de forma generalizada:

$$[\mathbf{K} - \Omega^2] \mathbf{M} \boldsymbol{\Phi} = 0 \quad (5.1)$$

Sendo \mathbf{K} e \mathbf{M} as matrizes de rigidez e de massa do sistema analisado, $\boldsymbol{\Omega}$ a matriz diagonal de autovalores e $\boldsymbol{\Phi}$ a matriz de autovetores que se relaciona com a matriz de autovalores.

A solução do problema é obtida por meio de pares conjugados de autovetores (modos de vibração) associados a autovalores (frequências de vibração). Para cada modo de vibração, há uma frequência correspondente.

Os primeiros modos de vibração da Estrutura 1 (10 pavimentos) e 2 (5 pavimentos) com as respectivas frequências são ilustrados na Figura 5.5 e 5.6, respectivamente. Os valores de frequência apresentados correspondem ao modelo já atualizado com base nos dados dos ensaios experimentais. As comparações entre os valores das frequências de vibração obtidos nas análises numéricas do modelo, antes e após a calibração, serão expostas ao final deste capítulo no item 5.2.

Nas Figuras 5.5 e 5.6, observa-se que o primeiro modo de vibração corresponde a um modo flexional lateral na direção do eixo de menor momento de inércia, o eixo X. Nota-se também que a rigidez da estrutura influencia significativamente no valor da frequência de vibração associada a esse modo, como era esperado. A estrutura mais rígida, com 5 pavimentos, apresentou uma frequência natural de 9,59 Hz, enquanto a estrutura de 10 pavimentos apresentou uma frequência de 4,22 Hz. O segundo modo de vibração, em ambas as estruturas, é um modo flexional na direção do eixo de maior momento de inércia, o eixo Y, com frequências de 6,70 Hz e 15,40 Hz para as Estruturas 1 e 2, respectivamente. O terceiro modo de vibração corresponde a um modo torcional.

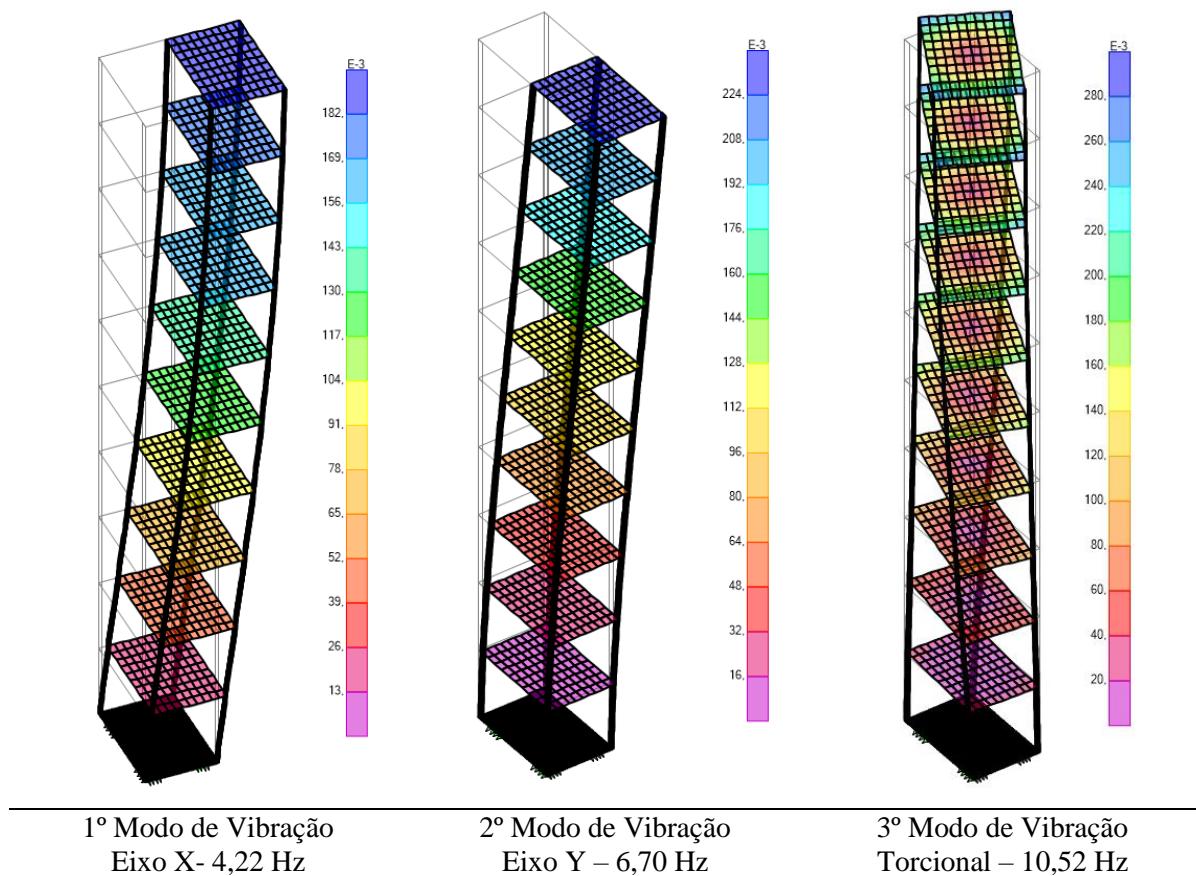


Figura 5.5– Os três primeiros modos de vibração com as frequências correspondentes do modelo desacoplado da Estrutura 1 após atualização com dados experimentais.

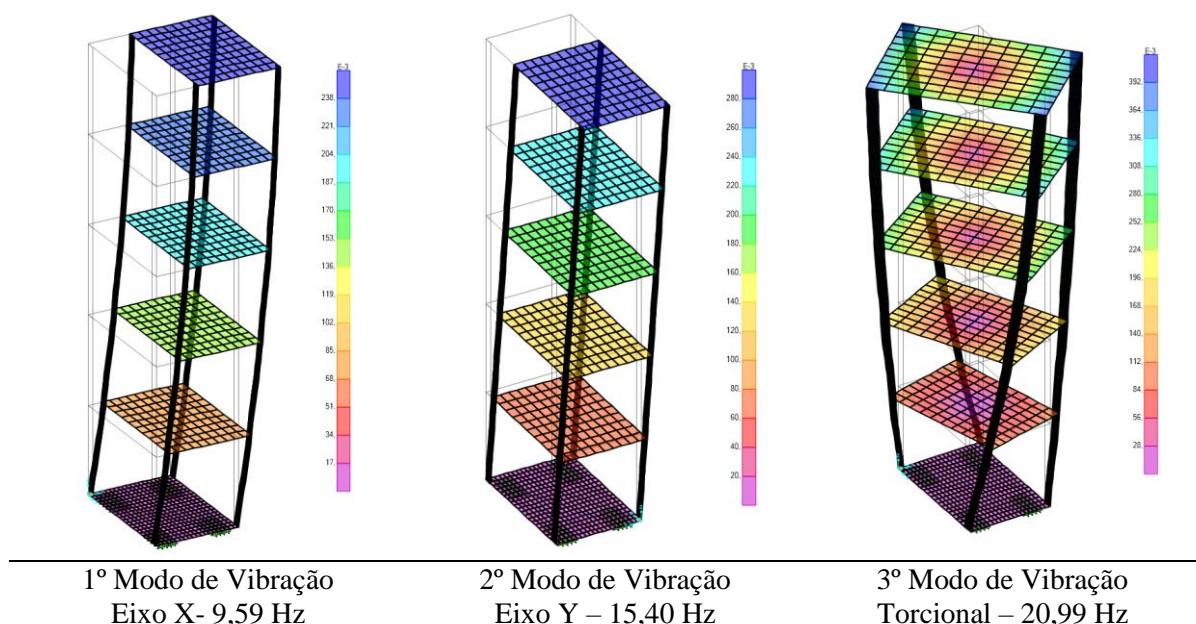


Figura 5.6– Os três primeiros modos de vibração com as frequências correspondentes do modelo desacoplado da Estrutura 2 após atualização com dados experimentais.

Além da análise modal, foi realizada uma análise em regime permanente (*steady-state*). O objetivo desta análise é obter as respostas no domínio da frequência de um ponto específico da malha da estrutura, sob um carregamento dinâmico de valor constante e frequência variável. Nesta análise, a carga $\bar{p}(\omega)$ é aplicada no *software* SAP2000 utilizando a equação (5.2):

$$\bar{p}(w) = \sum_j s_j f_j(w) p_j e^{i\theta_j} = \sum_j s_j f_j(w) p_j (\cos \theta_j + i \sin \theta_j) \quad (5.2)$$

Sendo, θ_j o ângulo de fase da carga aplicada p_j , f_j a função de frequência e s_j o fator de escala.

A função de frequência adotada para o carregamento variou de 0 a 100 Hz, com uma força constante de 1 N aplicada, conforme o posicionamento ilustrado na Figura 5.7. Para o processamento no software, o modelo foi analisado em 100 incrementos, o que significa que a solução no domínio da frequência foi calculada a cada 1 Hz. Em outras palavras, a resposta dinâmica da estrutura ao carregamento foi determinada para cada variação de 1 Hz, e os gráficos de amplitude foram traçados com base nesses resultados. A inclusão de mais pontos de solução, embora pudesse aumentar a precisão das curvas, implicaria em um custo computacional elevado.

Com o objetivo de obter uma curva mais precisa e correta nas regiões de pico das amplitudes, pontos adicionais foram considerados próximos às frequências naturais da estrutura. Esses pontos correspondem a desvios em relação às frequências de vibração de $\pm 0,001$, $\pm 0,002$, $\pm 0,005$, $\pm 0,01$, $\pm 0,02$, $\pm 0,05$ e $\pm 0,1$ Hz. A inclusão desses desvios segue as recomendações do desenvolvedor do *software* (CSI, 2016).

Foi considerado um amortecimento histerético constante de 4% para todas as frequências de análise. As medições das respostas da estrutura foram medidas no ponto indicado da Figura 5.7.

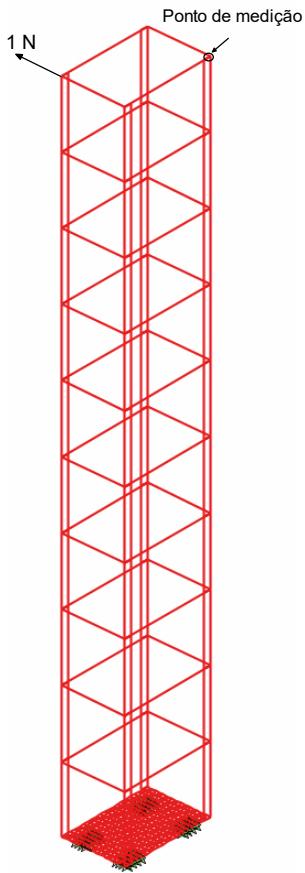


Figura 5.7– Carregamento unitário na análise de regime permanente.

As Figuras 5.8 e 5.9 apresentam os gráficos das amplitudes de aceleração das estruturas de 10 pavimentos e 5 pavimentos, respectivamente, sob o carregamento aplicado na análise numérica mencionada. A partir dos gráficos, é possível concluir que a resposta da estrutura ao carregamento com frequência variável é mais acentuada nas frequências naturais da estrutura, confirmando os valores de frequência previamente obtidos na análise modal dessas estruturas.

Neste caso, a análise foi realizada com um carregamento de frequência variável na direção do eixo X, que possui o menor momento de inércia. Assim, os picos de aceleração mostrados no gráfico correspondem aos modos excitados pelo carregamento aplicado, ou seja, os modos flexionais em X e os modos torcionais. Dessa forma, na Figura 5.8, observa-se picos de aceleração da estrutura de 10 pavimentos nas frequências de 4,22 Hz e 10,52 Hz, frequências apresentadas na Figura 5.5. De maneira similar, na Figura 5.9, as frequências de 9,59 Hz e 20,99 Hz também se apresentam nos picos de aceleração da estrutura de 5 pavimentos.

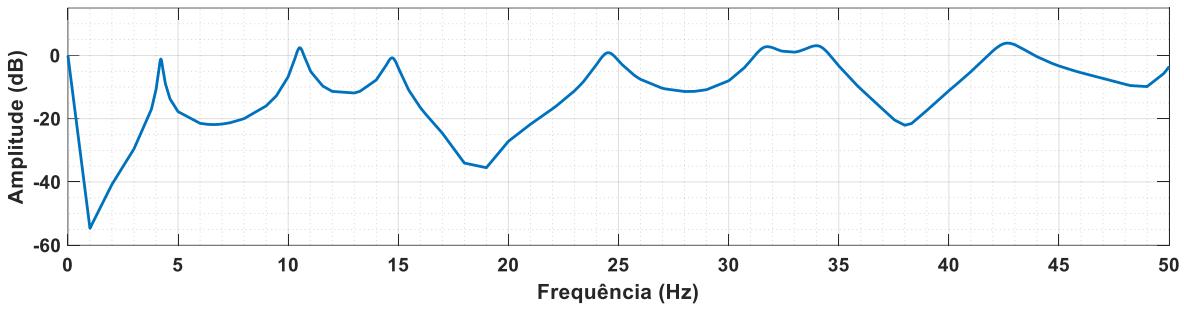


Figura 5.8– FRF referente ao carregamento de regime permanente, prédio 10 pavimentos desacoplado

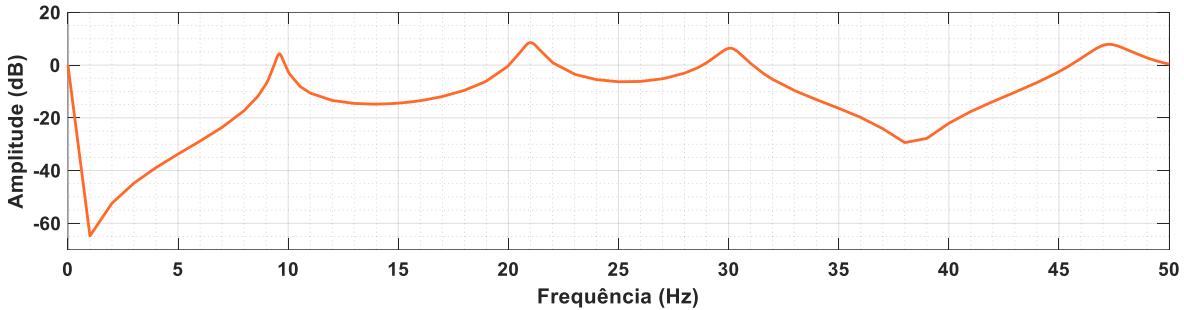


Figura 5.9– FRF referente ao carregamento de regime permanente, prédio 5 pavimentos desacoplado.

5.2 Atualização do modelo

Os resultados da análise de identificação modal dos experimentos realizados, obtidos a partir dos ensaios de impacto com martelo, excitação por motor rotativo e shaker, permitiram caracterizar os modos de vibração e as frequências naturais das estruturas analisadas e, consequentemente, realizar a calibração do modelo numérico. Detalhes dos ensaios experimentais serão discutidos no próximo capítulo.

Durante o processo de calibração, as condições de contorno dos elementos dos elementos do modelo foram ajustadas, uma vez que a conexão experimental utilizada não assegura uma ligação completamente rígida. Essa conexão é classificada como chapa de topo com parafusos internos (*flush end-plate connection*), permitindo a rotação dos elementos e sendo classificada como semi-rígida em elementos estruturais (Elkady, 2022). O parâmetro de rigidez K das molas do suporte das placas de base também foi ajustado no modelo numérico.

Como mencionado acima, os resultados experimentais permitiram o ajuste de parâmetros e condições de contorno das conexões no modelo numérico, sendo um desses ajustes o coeficiente de rigidez das molas da placa de base. Para a placa de base da Estrutura 1, a rigidez de cada mola na direção vertical (eixo Z) foi ajustada para $7 \times$

10^6 N/m, enquanto a Estrutura 2, esse valor foi ajustado para 1.5×10^8 N/m. Em ambas as estruturas, as direções horizontais (Eixos X e Y) foram consideradas indeslocáveis.

Além do ajuste das molas, as condições de contorno entre as chapas das colunas e as lajes também foram calibradas. Inicialmente consideradas rígidas, as análises dos resultados dos ensaios de identificação modal indicaram a necessidade de ajustes nos parâmetros de rigidez à rotação e à força cortante no plano da casca ao longo da borda de ligação. Para o edifício de 10 pavimentos, a rigidez ao momento na borda da chapa da coluna foi ajustada para 2.4×10^5 N/m/m e a rigidez da força cortante para 2.4×10^7 N/m/m. Já para a estrutura de 5 módulos, o parâmetro de rigidez ao momento foi ajustado para 3.4×10^5 N/rad e a rigidez à força cortante para 2.1×10^7 N/m/m.

Esses parâmetros foram otimizados no modelo numérico desenvolvido no software SAP2000, buscando que as características dinâmicas das estruturas fossem representadas de maneira precisa. A comparação entre as frequências de vibração obtidas nos ensaios de impacto com martelo e as do modelo numérico, antes e após a calibração, são apresentadas nas Tabelas 5.1 e 5.2. As diferenças percentuais do modelo numérico foram calculadas tendo como referência os resultados experimentais obtidos com o martelo de impacto. Na Tabela 5.1, observa-se que, antes do ajuste, o modelo numérico da Estrutura 1 apresentou diferenças relativas significativas, de até 36% em relação às frequências obtidas experimentalmente.

Após a calibração, o modelo da Estrutura 1 exibiu uma diferença relativa máxima em termos de frequências de 7,36% em comparação aos valores experimentais. Esses resultados destacam a precisão do modelo ajustado, mesmo para frequências de vibração elevadas. O ajuste também foi estendido ao edifício desacoplado de 5 pavimentos.

Na Tabela 5.2, são apresentadas as frequências de vibração do modelo numérico calibrado e do modelo inicial, juntamente com os valores obtidos nos ensaios de martelo de impacto da Estrutura 2. A diferença percentual entre as frequências do modelo numérico inicial e as obtidas experimentalmente alcançou aproximadamente 32%. Já o modelo atualizado apresentou uma diferença percentual máxima de 4,75%, mesmo para as frequências mais elevadas. Esses resultados indicam que o modelo ajustado representa de forma precisa o comportamento dinâmico da estrutura experimental, validando a abordagem de calibração adotada.

Tabela 5-1– Frequências de vibração dos modelos numéricos e experimental da estrutura de 10 módulos desacoplada (Hz).

Modo de Vibração	Tipo de Modo	Ensaio Martelo de Impacto	Modelo Numérico Atualizado	Diferença (%)	Modelo Numérico Inicial	Diferença (%)
1º Modo	Flexional X	4,06	4,22	3,94	5,06	24,63
2º Modo	Flexional Y	6,88	6,70	-2,62	9,17	33,28
3º Modo	Torcional	10,94	10,52	-3,84	13,15	20,20
4º Modo	Flexional X	14,38	14,74	2,50	16,53	14,95
5º Modo	Flexional Y	23,13	24,67	6,66	27,71	19,80
6º Modo	Flexional X	26,25	24,50	-6,67	34,40	31,05
7º Modo	Torcional	32,81	31,61	-3,66	39,94	21,73
8º Modo	Flexional X	36,25	34,12	-5,88	38,74	6,87
9º Modo	Flexional Y	43,75	42,56	-2,72	59,53	36,07
10º Modo	Flexional X	45,94	42,56	-7,36	48,75	6,12

Tabela 5-2– Frequências de vibração dos modelos numéricos e experimental da estrutura de 5 módulos desacoplada (Hz).

Modo de Vibração	Tipo de Modo	Ensaio Martelo de Impacto	Modelo Numérico Atualizado	Diferença (%)	Modelo Numérico Inicial	Diferença (%)
1º Modo	Flexional X	9,69	9,59	-1,03	10,73	10,73
2º Modo	Flexional Y	16,05	15,40	-4,05	20,25	26,17
3º Modo	Torcional	21,88	20,99	-4,07	25,24	15,36
4º Modo	Flexional X	30,15	30,09	-0,20	33,42	10,85
5º Modo	Flexional X	48,75	47,18	-3,22	53,03	8,78
6º Modo	Flexional Y	50,63	50,42	-0,41	66,71	31,76
7º Modo	Flexional X	60,79	61,87	1,78	69,24	13,90
8º Modo	Torcional	65,81	63,30	-3,81	77,04	17,06
9º Modo	Flexional X	69,85	73,17	4,75	79,93	14,43
10º Modo	Flexional Y	88,44	86,40	-2,31	115,13	30,18

5.3 Modelo numérico acoplado

Após a atualização do modelo numérico com base nos ensaios experimentais, as estruturas foram acopladas com a inclusão de barras rígidas de dimensões específicas: espessura de 6,35 mm, largura de 31,75 mm e comprimento de 500 mm, conforme descrito no capítulo 4. Para esses elementos, foi adotada a formulação de Kirchhoff, apropriada para chapas finas. As condições de contorno da conexão de acoplamento foram ajustadas de modo a permitir a rotação das chapas ao longo do eixo Y global do modelo, de forma que funcionassem como vigas bi-apoiadas. Cada barra foi discretizada em uma malha composta por 80 x 20 elementos.

A Figura 5.7 mostra o modelo numérico acoplado no software SAP2000, com os elementos organizados em diferentes cores: as cascas com espessura de 6,35mm estão representadas em laranja, governadas pela formulação de Kirchhoff, enquanto as chapas com o dobro da espessura (12,7mm), são apresentadas em vermelho e seguem as formulações de Mindlin/Reissner.

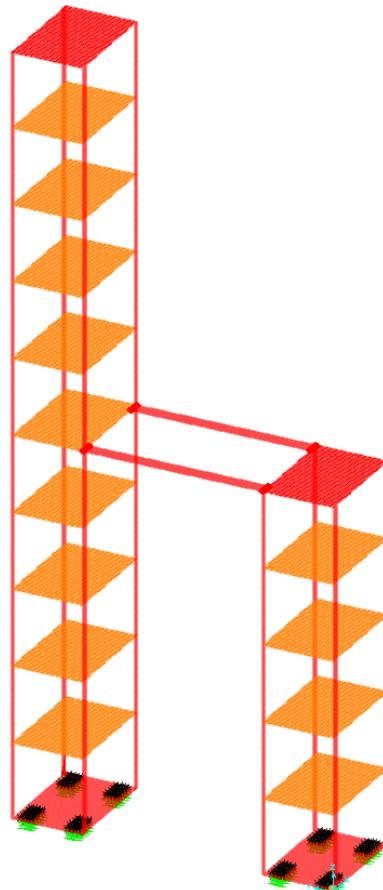


Figura 5.10– Representação do modelo numérico acoplado SAP2000.

No modelo acoplado, foi conduzida uma análise em regime permanente, repetindo a metodologia utilizada no modelo desacoplado, com aplicação do carregamento no edifício de 10 pavimentos. O objetivo foi avaliar a resposta das estruturas com o acoplamento rígido. Os resultados dessa análise serão apresentados no Capítulo 7, onde as respostas das estruturas acopladas serão comparadas com as dos modelos desacoplados.

No próximo capítulo, serão detalhados os ensaios experimentais realizados neste trabalho, nos quais foram obtidas as frequências e modos de vibração das estruturas em estudo, que serviram de base para a atualização do modelo numérico.

6 ENSAIOS EXPERIMENTAIS

Nos capítulos anteriores (4 e 5), descreve-se as características mecânicas e geométricas do modelo experimental estudado e o desenvolvimento do modelo numérico inicial no *software* SAP2000. No presente capítulo, detalhar-se-á sobre os aspectos construtivos da bancada, suas condições de contorno e os métodos de análise experimental aplicados. O modelo desacoplado foi ajustado para reproduzir os resultados obtidos nos ensaios experimentais. Após essa etapa de validação concluída, o modelo ajustado passa então por uma nova análise na configuração acoplada. Finalmente, realiza-se comparação entre os resultados da análise experimental com relação aos do modelo numérico ajustado agora na configuração acoplada.

O presente capítulo contém a descrição dos ensaios experimentais de vibração livre (por impacto com martelo modal) e de vibração forçada (por varredura discreta com mecanismo biela-manivela, e por varredura contínua com excitador eletromagnético, vulgo, *shaker*) e das técnicas de identificação modal realizadas nos pórticos tridimensionais estudados. Os testes foram realizados no Laboratório de Termociência e Metrologia Dinâmica da Universidade de Brasília.

Os ensaios experimentais foram realizados em duas etapas distintas. Na primeira etapa, foram executados ensaios dinâmicos de caracterização modal com o objetivo de identificar os parâmetros modais de dois modelos de pórtico espacial **desacoplados**. Obteve-se as funções de respostas em frequência (FRF) de aceleração para configurações de excitação buscando determinar os parâmetros modais de frequência natural e de razão de amortecimento para os diversos modos de vibração flexional e flexo-torcional dos pórticos espaciais. Para tanto, foram utilizadas as técnicas de ensaio dinâmicos com excitação por martelo de impacto (vibração livre), com excitação harmônica por mecanismo biela-manivela (vibração forçada harmônica com varredura discreta), e com excitação por varredura contínua de banda larga (*sweep sine chirp*) por *shaker*. Compara-se as FRFs e os parâmetros modais obtidos pelas diversas técnicas de excitação dinâmica.

Na segunda etapa, os pórticos espaciais são acoplados por ligação rígida. Realiza-se outro um ensaio dinâmico do tipo *sweep sine* com *shaker* para identificar as FRFs de aceleração do sistema acoplado. Esta análise identifica os parâmetros modais de frequência natural e razão de amortecimento a partir da FRF de aceleração do

sistema acoplado. Efetua-se a comparação entre os resultados experimentais do sistema acoplado e modelo numérico acoplado construído a partir do modelo numérico desacoplado ajustado. Dessa forma, busca-se compreender o impacto do acoplamento rígido nas características dinâmicas das estruturas.

O presente capítulo apresenta inicialmente os procedimentos experimentais com a descrição esquemática da montagem experimental, das técnicas empregadas, dos equipamentos utilizados e das implementações para aquisição de dados e processamento de sinais. Detalha-se os ensaios experimentais em vibração livre (martelo modal) e forçada (*sweep* discreto e *sweep* contínuo) realizados. Finalmente, os resultados experimentais das FRFs obtidas são analisados e comparados entre si.

6.1 Procedimento Experimental

Todos os ensaios foram realizados no pátio do laboratório de Termociências e Metrologia Dinâmica, Faculdade de Brasília, Universidade de Brasília, por vários dias durante os meses de março a setembro de 2024. Todos as medições experimentais foram do tipo única entrada única saída (single input single output – SISO), conforme representação esquemática na Figura 6.1. Utilizou-se captura dos sinais: (a) martelo modal e acelerômetro, para ensaios por vibração livre; e (b) uma célula de carga e acelerômetro, para ensaios por vibração forçada, a fim de fornecer os sinais de excitação e de resposta, respectivamente.

De posse dos sinais de excitação e resposta, objetiva-se determinar as funções de transferência de ambos dos sistemas desacoplados e acoplado, sob a forma de magnitude e fase, junto com a coerência dos sinais de excitação e resposta. E assim, estima-se os parâmetros modais de frequências natural e razão de amortecimento dos sistemas identificados. O equacionamento das funções de transferência encontra-se desenvolvido na Seção 3, Capítulo 3, referente às FRFs.

O sistema de aquisição de dados utilizado foi composto pelo chassi National Instruments CompactDAQ cDAQ-9174 e o módulo de entrada analógica NI 9234. A Figura 6.2 ilustra os modelos do sistema de aquisição de dados.

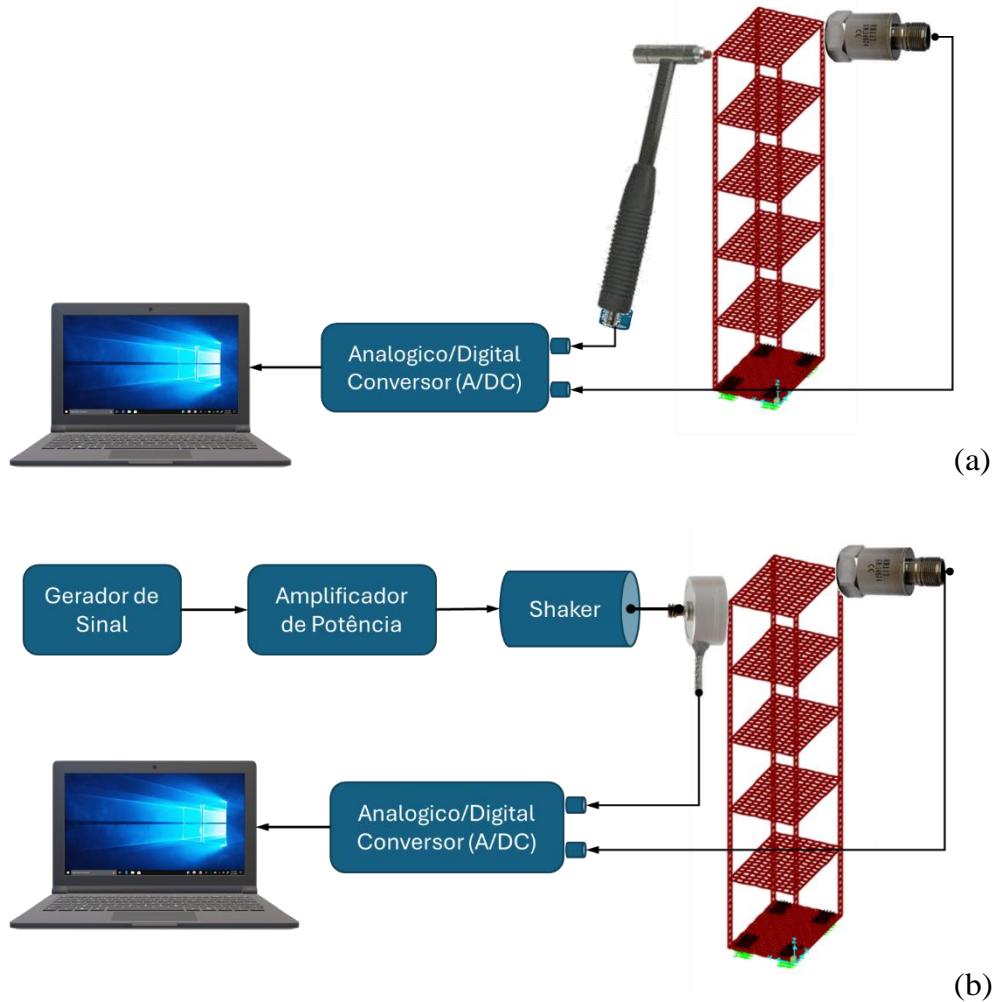


Figura 6.1– Representação esquemática das montagens experimentais utilizadas para
 (a) vibração livre e (b) vibração forçada.

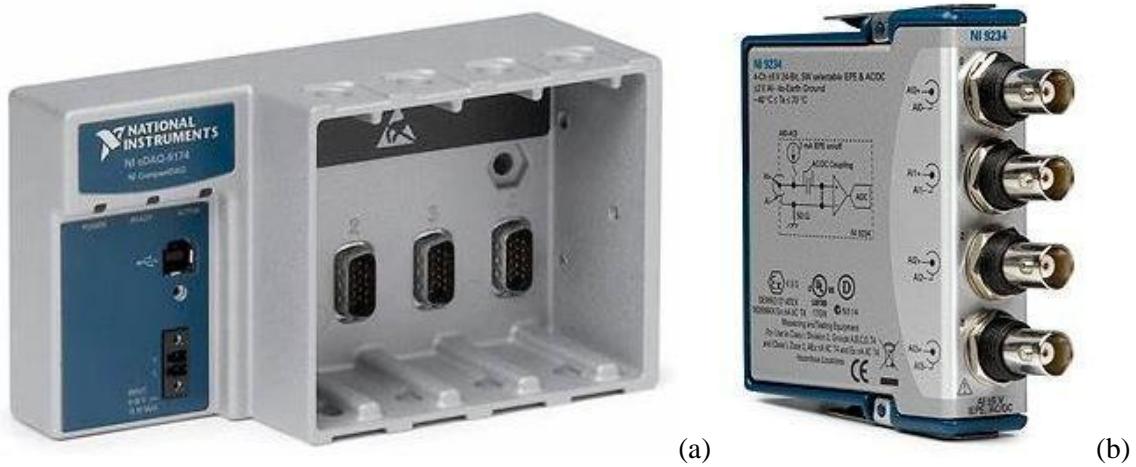


Figura 6.2– Sistema de aquisição de dados NI CompactDAQ cDAQ 9174 (a) and NI 9234 (b).

A presente dissertação opta por determinar a FRF no nível superior dos pórticos espaciais desacoplados para a determinação dos parâmetros modais de frequência natural e razão de amortecimento. Não se realiza a determinação das formas modais dos sistemas desacoplados.

6.1.1 *Aquisição de Sinal*

Durante os procedimentos experimentais, foram captados dois canais de medição: excitação (ou força, N) e resposta (ou aceleração, m/s²). O sinal de excitação, $[F(t)]$ foi obtido através de sensores de força por martelo modal ou célula de carga. E o sinal de resposta $[\ddot{X}(t)]$ foram medidos por um acelerômetro. A função de transferência $H(\omega)$ é definida pela expressão:

$$F(\omega) \rightarrow \boxed{H(\omega)} \rightarrow \ddot{X}(\omega) \quad H(\omega) = \frac{\ddot{X}(\omega)}{F(\omega)} \quad (3.14)$$

A partir dos sinais coletados pelos canais de entrada analógica do NI 9234, utilizando *software* LabVIEW (NI LabVIEW, 2014), estima-se a função de transferência $H(\omega)$. A Figura 6.3 ilustra exemplo de diagrama de blocos funcionais do LabView utilizado para ensaio em vibração forçada.

6.2 Ensaio com martelo de impacto

O ensaio de identificação modal com martelo de impacto consiste em um teste em que a estrutura é submetida a uma excitação impulsiva de curta duração, aplicada por meio de um golpe com o martelo, cuja resposta ao carregamento é analisada desde o momento do impacto até o completo amortecimento das oscilações, com o objetivo de identificar as características modais. Durante o procedimento, são capturados os sinais de força e aceleração no domínio do tempo, registrando a resposta da estrutura ao carregamento até o completo amortecimento das oscilações. Em seguida, a resposta é transformada para o domínio da frequência, permitindo a obtenção da FRF. Finalmente, identifica-se os parâmetros modais de frequências naturais e amortecimento modal.

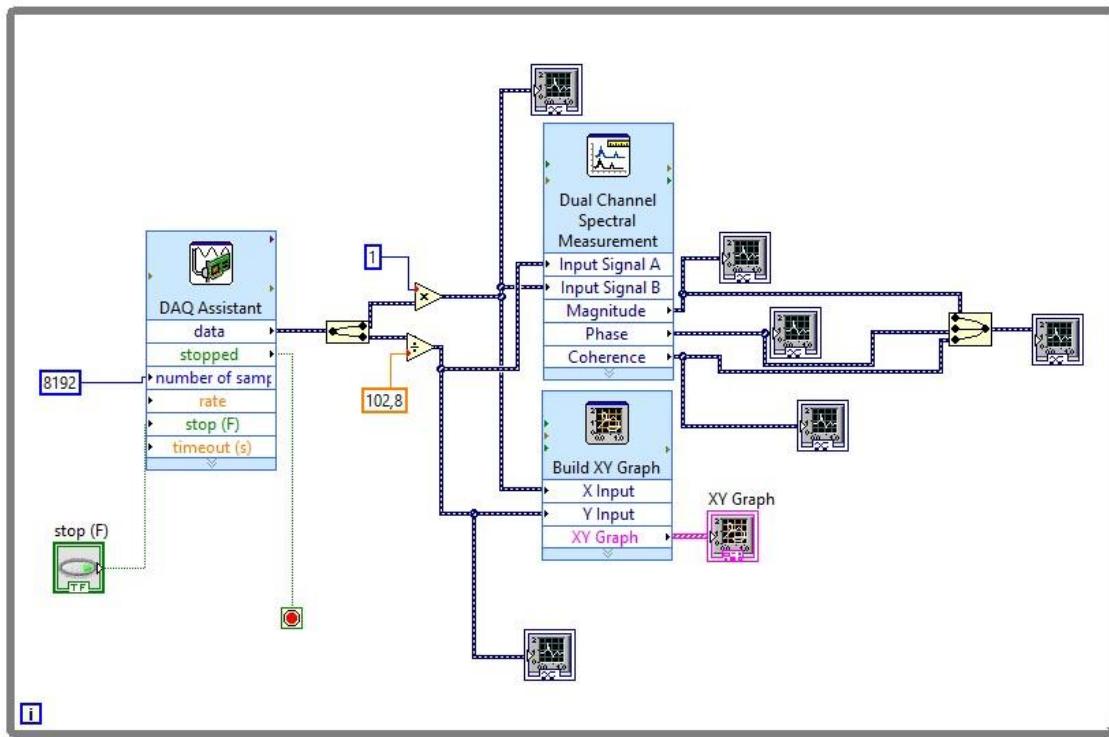


Figura 6.3– Diagrama de blocos funcionais utilizado no programa LabVIEW.

Uma vantagem do ensaio com martelo de impacto é sua capacidade de excitar uma ampla faixa de frequências, possibilitando a identificação de diversas frequências naturais da estrutura em análise. No domínio do tempo, o gráfico de um golpe típico de martelo apresenta um pico de força em um intervalo muito curto, como ilustrado na Figura 6.4(a). A Figura 6.4(b) mostra essa excitação impulsiva no domínio da frequência, onde é possível observar uma resposta aproximadamente constante até uma frequência (f_c) representando a faixa de frequência que o martelo consegue excitar de maneira eficaz. Acima dessa frequência, a eficiência do martelo para excitação diminui consideravelmente (Ewins, 2000).

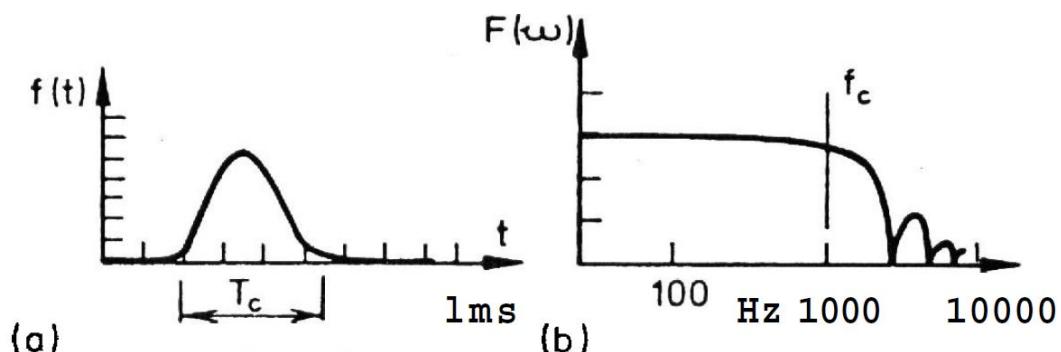


Figura 6.4– Impulso típico de um teste de impacto, em (a) no domínio do tempo e em (b) no domínio da frequência. (Ewins, 2000).

Este ensaio foi realizado nas estruturas desacopladas de 10 e 5 pavimentos, visando a calibração e validação do modelo numérico. O acelerômetro foi posicionado no último módulo de cada estrutura, assim como o ponto de impacto do martelo, sendo testados três arranjos distintos da posição de ambos. Para garantir a precisão dos resultados e minimizar possíveis vieses ou interferências, os ensaios foram repetidos em dois dias distintos, conduzidos por diferentes operadores.

A variação nas posições do golpe do martelo e do acelerômetro teve como objetivo evidenciar os modos torcionais na função de transferência medida. Essa abordagem permitiu identificar o modo de vibração associado a cada frequência obtida, que poderia ser um modo flexional nos eixos X ou Y, ou um modo torcional. Para cada configuração, foram aplicados quatro golpes na estrutura, com o intuito de obter uma média das respostas resultantes e, assim, aumentar a confiabilidade dos dados coletados.

A aceleração foi mensurada por um acelerômetro da PCB Piezotronics modelo 352C33 (número de série: LW285175), Figura 6.5(a). Este dispositivo possui uma sensibilidade calibrada de 102,5 mV/g, uma faixa de frequência de 0,5 a 100.000 Hz ($\pm 5\%$), uma faixa de medição de $\pm 50\text{g}$ pk e um viés de saída de 10,45 mV/m/s². O martelo de impacto utilizado foi o PCB Piezotronics modelo 086C01, Figura 6.5(b), sensibilidade de 11,2 mV/N, massa de 0,10 kg e faixa de medição de $\pm 444\text{ N}$ pk.

O ensaio do martelo de impacto foi conduzido ao longo de dois dias distintos, durante os quais foram avaliados seis casos para cada edifício por dia. Em cada série de testes, três ensaios foram realizados na direção correspondente ao eixo de menor inércia (eixo X) e três na direção do eixo de maior inércia (eixo Y), para ambas as estruturas experimentais. Assim, para a Estrutura 1 (prédio com 10 pavimentos), foram realizados três testes na direção X e três na direção Y, totalizando seis casos. O mesmo procedimento foi aplicado à Estrutura 2, a de menor altura.



Figura 6.5– Sensores utilizados para os ensaios em vibração livre:
(a) acelerômetro e (b) martelo de impacto ambos PCB Piezotronics.

A Figura 6.6 apresenta os seis diferentes arranjos utilizados nos testes, evidenciando as posições do martelo de impacto e do acelerômetro nas direções dos eixos X e Y. Os três primeiros casos correspondem aos ensaios realizados na direção X, enquanto os casos 4 a 6 referem-se aos testes na direção Y. A seguir, estão descritos os seis casos testados:

- Caso 1: O acelerômetro foi posicionado no topo da estrutura, alinhado ao eixo central X, enquanto a estrutura foi golpeada no mesmo eixo, no lado oposto do módulo.
- Caso 2: O acelerômetro permaneceu na mesma posição de medição, mas o golpe foi aplicado no lado oposto ao módulo, em um ponto mais extremo.
- Caso 3: O golpe foi realizado no mesmo ponto do caso anterior, mas o acelerômetro foi repositionado no extremo oposto do módulo, conforme ilustrado na Figura 6.4.
- Caso 4: ensaio na direção Y, sem excentricidade, semelhante ao Caso 1.
- Caso 5: ensaio na direção Y, com excentricidade, semelhante ao Caso 2.
- Caso 6: ensaio na direção Y, com excentricidade, semelhante ao Caso 3.

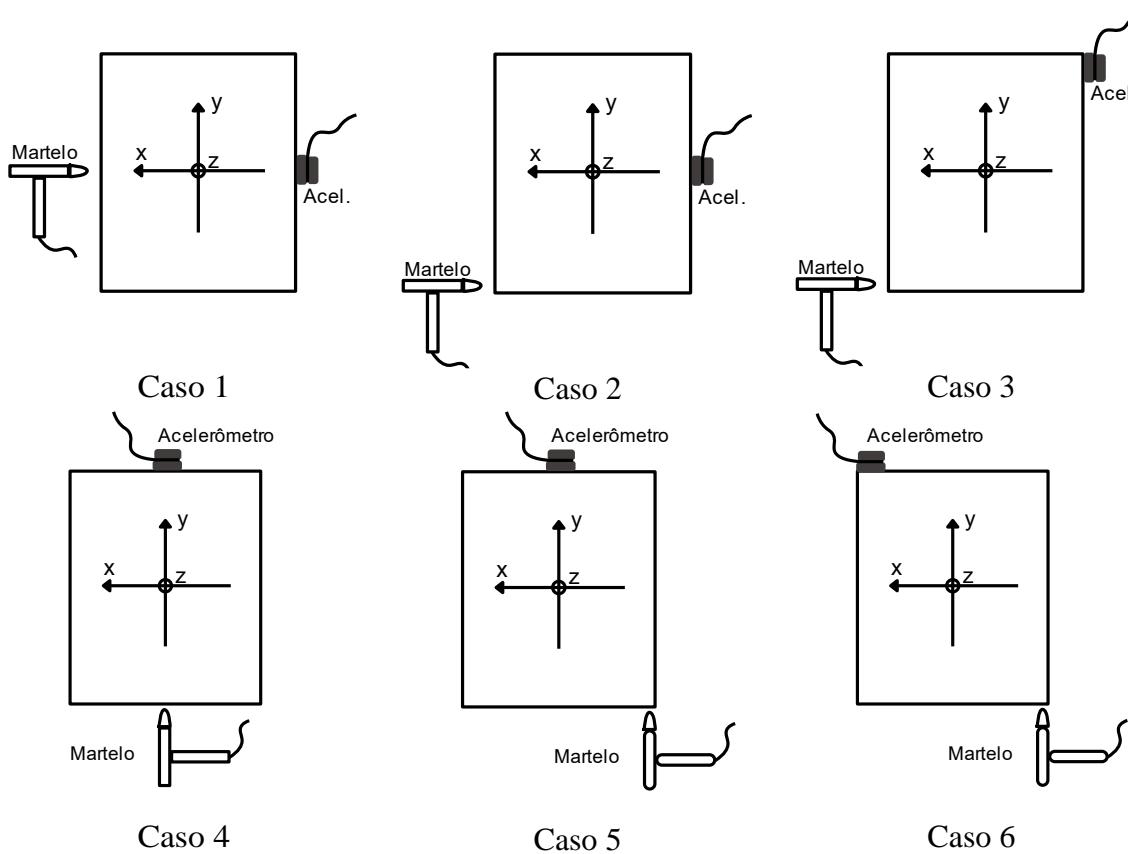


Figura 6.6— Vista superior dos casos testados no ensaio com o martelo de impacto, à esquerda do módulo o martelo e à direita o acelerômetro.

Os gráficos resultantes de todos os ensaios realizados com o martelo de impacto, incluindo a coerência, ângulo de fase e amplitude em função da frequência, estão disponíveis no Anexo A. Os testes foram conduzidos nos eixos X e Y, abrangendo os seis diferentes casos ilustrados na Figura 6.6

As Figuras 6.7, 6.8 e 6.9 apresentam, respectivamente, os gráficos de amplitude, ângulo de fase e coerência no domínio da frequência para a Estrutura 1, referente ao Caso 1 e à direção do eixo X deste ensaio. Esses gráficos comparam as respostas obtidas em ensaios realizados em dois dias distintos. Observa-se ambos os ensaios exibem picos de amplitude bastante próximos, com variações de até 2% nos valores das frequências, o que reforça a confiabilidade dos resultados. A pequena diferença observada entre os dias pode ser atribuída a variações nas condições dos testes, como leves alterações na posição do acelerômetro ou mudanças nas condições de temperatura e umidade, o que demonstra que os resultados permaneceram estáveis e consistentes de um dia para o outro.

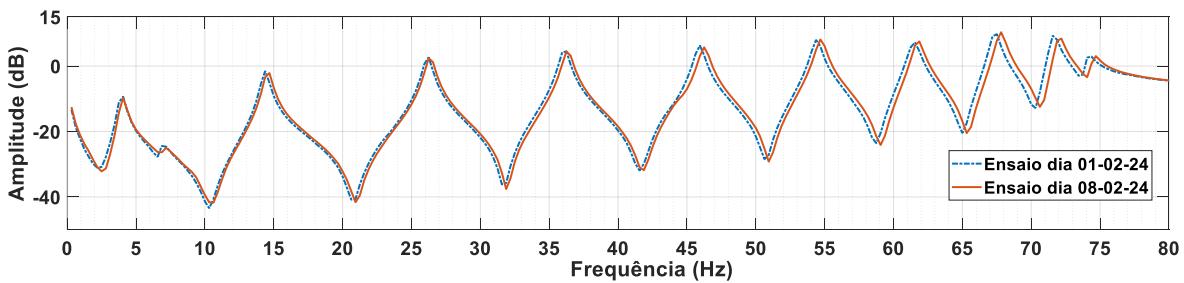


Figura 6.7 – Gráfico amplitude x frequência, Estrutura 1, eixo X, caso 1.

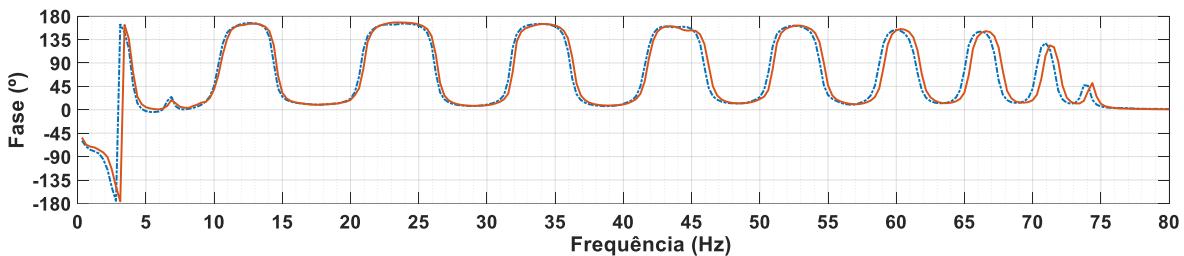


Figura 6.8 – Gráfico ângulo de fase x frequência, Estrutura 1, eixo X, caso 1.

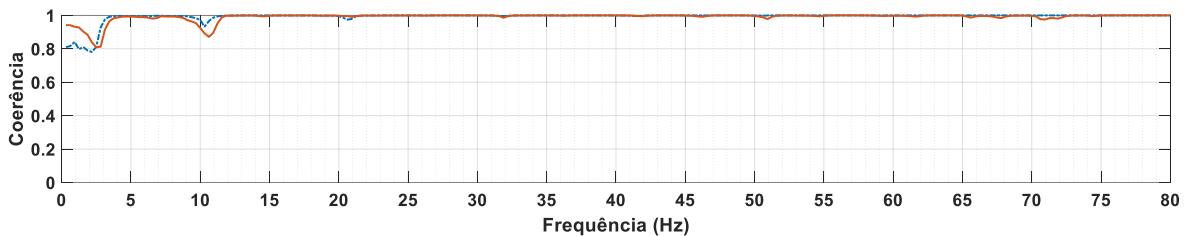


Figura 6.9 – Gráfico coerência x frequência Estrutura 1; eixo X; caso 1.

As amplitudes das acelerações estão expressas em decibéis (dB), uma unidade logarítmica utilizada para representar amplitudes de sinais que variam em ampla faixa de valores. A aceleração de referência utilizada na conversão foi de 1 m/s^2 . Os picos de amplitude (Figura 6.7) correspondem às frequências nas quais a resposta da estrutura ao carregamento é mais intensa, representando as frequências naturais de vibração da estrutura. Na sequência, serão comparados os diferentes casos realizados nos testes para identificar os modos de vibração e suas respectivas frequências naturais.

A validação das frequências de vibração pode ser confirmada pelo gráfico do ângulo de fase entre os sinais de força e aceleração, Figura 6.8. Esse gráfico evidencia um ângulo de fase de 90° na condição de ressonância, indicando que a frequência de excitação do carregamento está próxima da frequência natural da estrutura.

A coerência entre os sinais é um parâmetro que representa o grau de correlação entre a resposta de saída (aceleração) e a entrada (força) em cada frequência da faixa

estabelecida. Observa-se que a coerência (Figura 6.9) permanece próxima de 1 na maior parte das frequências, indicando uma forte correlação e confirmando a qualidade dos dados de resposta obtidos. No entanto, há uma leve variação na coerência na faixa entre 0 e 5 Hz, o que pode indicar a presença de ruído ou interferência nessa faixa de frequência, ainda assim, a coerência mantém-se com uma correlação adequada.

De maneira similar, os gráficos de amplitude de aceleração, ângulo de fase e coerência dos sinais no domínio da frequência dos ensaios da Estrutura 2, referentes ao Caso 1 na direção X, são apresentados nas Figuras 6.10, 6.11 e 6.12. Esses gráficos comparam as respostas obtidas em ensaios realizados em dois dias distintos, da mesma forma aos gráficos apresentados anteriormente para a Estrutura 1.

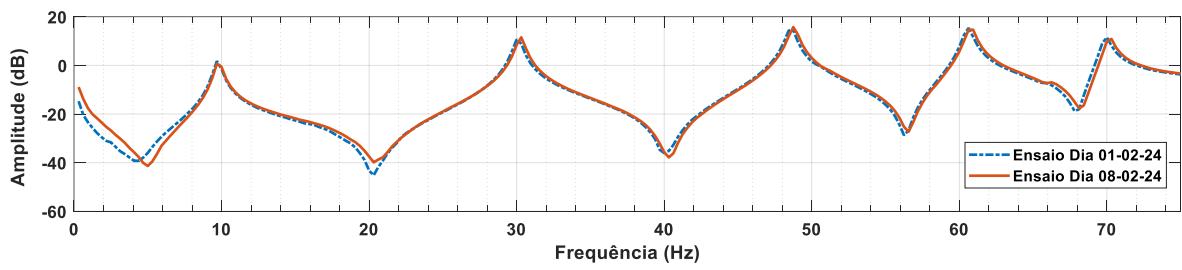


Figura 6.10– Gráfico amplitude x frequência, Estrutura 2, eixo X, caso 1.

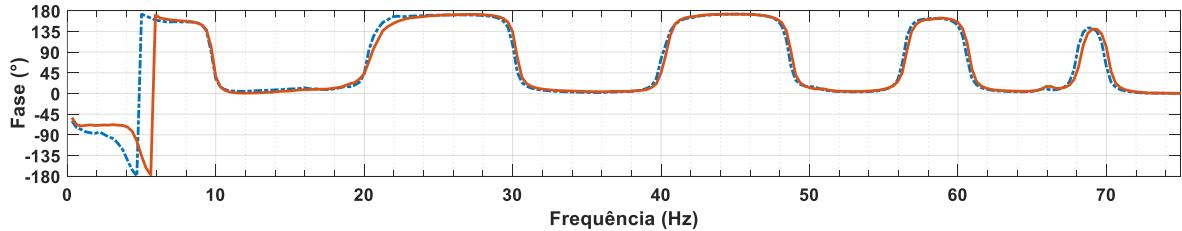


Figura 6.11– Gráfico ângulo de fase x frequência, Estrutura 2, eixo X, caso 1.

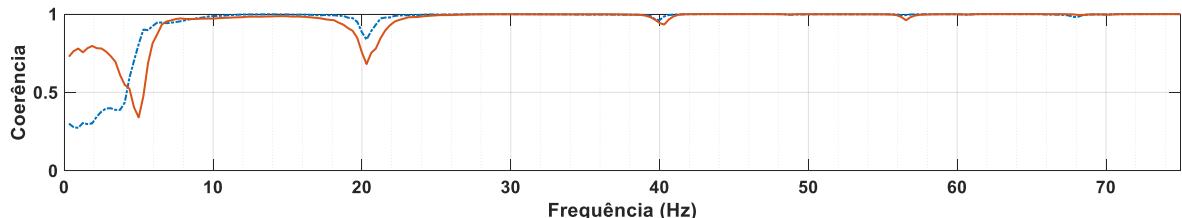


Figura 6.12– Gráfico coerência x frequência Estrutura 2; eixo X; caso 1.

Com base nos diferentes casos de ensaio realizados, foi possível determinar os modos de vibração e as frequências correspondentes das duas estruturas desacopladas. Os casos 1, 2 e 3, realizados na direção X, foram compilados em gráficos únicos, assim como os casos 4, 5 e 6 na direção Y. O objetivo dessa compilação foi avaliar o

surgimento de modos torcionais decorrentes da excentricidade do golpe do martelo.

Para a plotagem dos gráficos compilados, foram utilizados os dados obtidos no segundo dia de ensaio, visto que os resultados dos dois dias foram bastante próximos, com apenas uma pequena variação nas frequências naturais, possivelmente atribuída a fatores como temperatura, umidade ou mínimas diferenças nas condições dos ensaios. Dessa forma, as condições do segundo dia do teste estariam mais próximas com as dos demais ensaios de identificação modal, realizados em datas posteriores.

A Figura 6.13 apresenta as diferentes FRFs para a estrutura 1 de 10 pavimentos nos casos 1, 2 e 3 na direção X. Observa-se o aparecimento de picos de aceleração no caso 3 (10,94 e 32,81 Hz), atribuídos às frequências naturais associadas aos modos torcionais, excitados pela excentricidade do golpe (Figura 6.12). Assim, após a avaliação de todos os casos, foi possível identificar tanto os modos flexionais nas direções X e Y quanto os modos torcionais, que surgiram devido à excentricidade do impacto. A Figura 6.14 apresenta os ângulos de fase entre os sinais para os três casos analisados, confirmando as frequências naturais pela presença de um ângulo de fase de 90°, característico da condição de ressonância. As FRFs para os casos 4, 5 e 6 são apresentados nas Figuras 6.15 e 6.16.

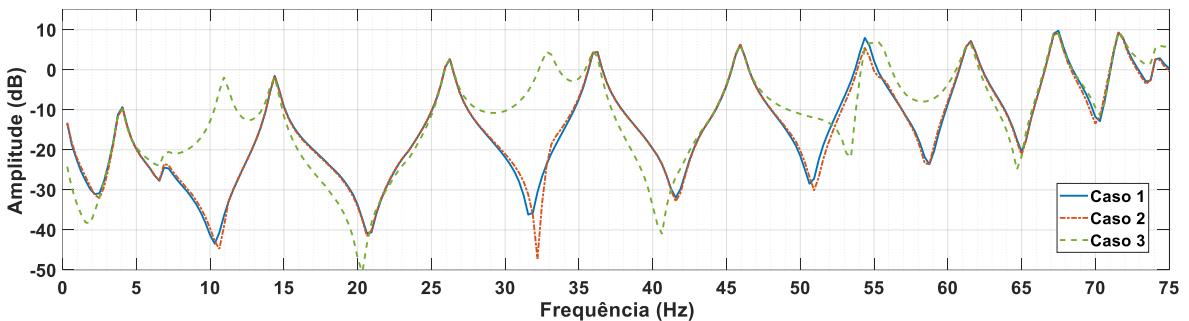


Figura 6.13– Gráfico amplitude x frequência do prédio 10 pavimentos; casos 1, 2 e 3; eixo X; ensaio martelo de impacto.

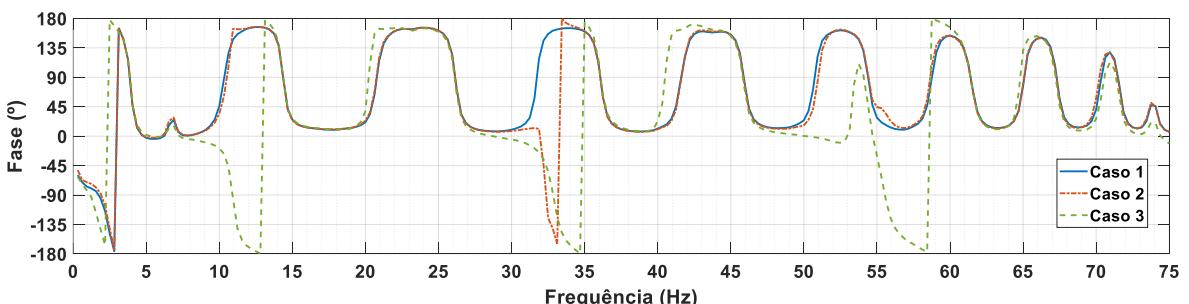


Figura 6.14– Gráfico ângulo de fase x frequência; prédio 10 pavimentos; casos 1, 2 e 3; eixo X; ensaio martelo de impacto.

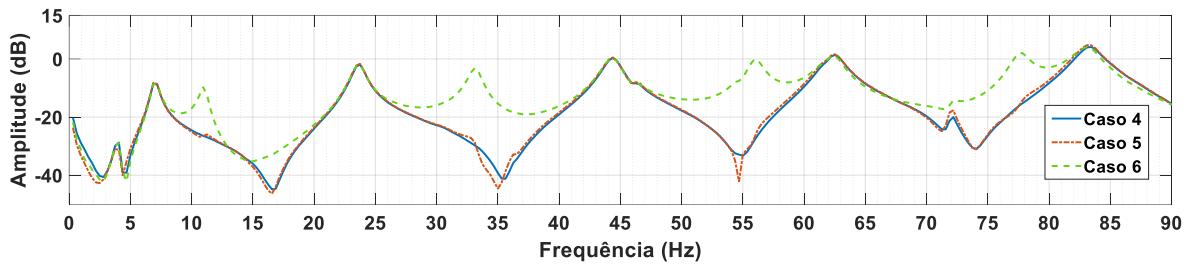


Figura 6.15– Gráfico amplitude x frequência prédio 10 pavimentos; casos 4, 5 e 6; eixo Y; ensaio martelo de impacto.

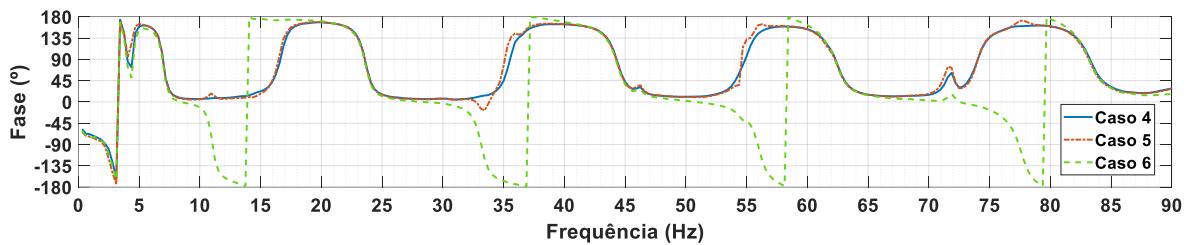


Figura 6.16– Gráfico ângulo de fase x frequência; prédio 10 pavimentos; casos 4, 5 e 6; eixo Y; ensaio martelo de impacto.

A mesma avaliação foi realizada para a estrutura de 5 pavimentos. Os casos 1, 2 e 3, realizados na direção X, tiveram suas Funções de Resposta em Frequência (FRFs) representadas nas Figuras 6.17 e 6.18, que apresentam, respectivamente, a amplitude da aceleração (em dB) e o ângulo de fase entre os sinais no domínio da frequência. As frequências de vibração correspondentes aos modos torcionais são apresentadas na Figura 6.17 pelos picos da amplitude da aceleração nas frequências de 21,88 Hz e 65,81 Hz. As Figuras 6.19 e 6.20 mostram as FRFs para os casos 4, 5 e 6, na direção Y, da Estrutura 2.

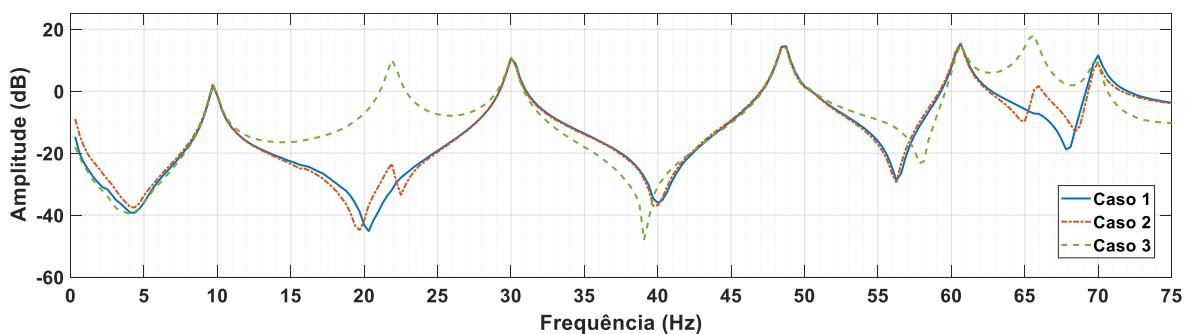


Figura 6.17– Gráfico amplitude x frequência prédio 5 pavimentos; casos 1, 2 e 3; eixo X; ensaio martelo de impacto.

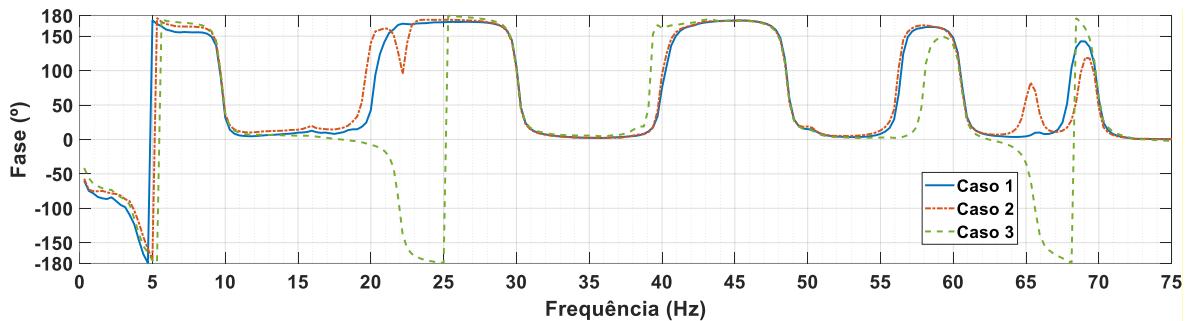


Figura 6.18– Gráfico ângulo de fase x frequência prédio 5 pavimentos; casos 1, 2 e 3; eixo X; ensaio martelo de impacto.

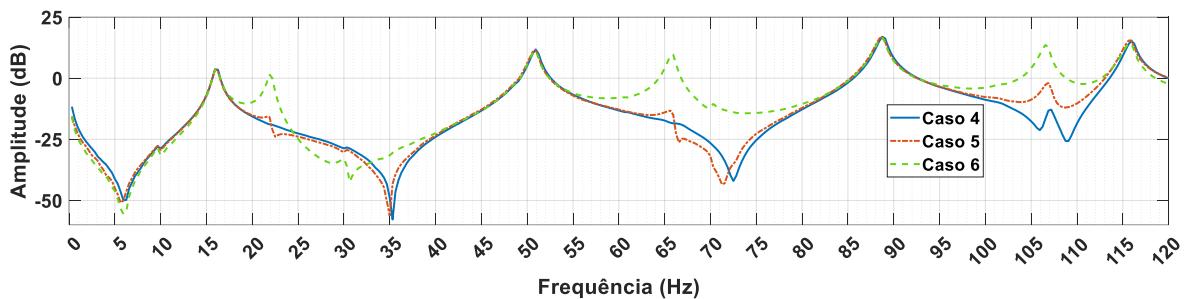


Figura 6.19– Gráfico amplitude x frequência prédio 5 pavimentos; casos 4, 5 e 6; eixo Y; ensaio martelo de impacto.

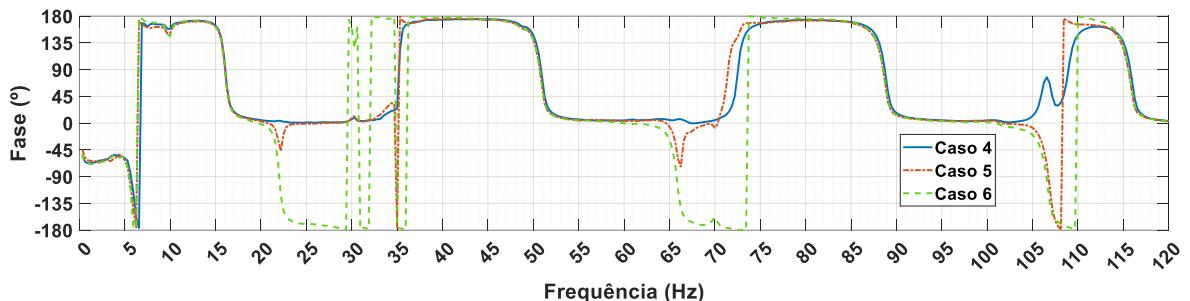


Figura 6.20– Gráfico ângulo de fase x frequência prédio 5 pavimentos; casos 4, 5 e 6; eixo Y; ensaio martelo de impacto.

Assim, com base na análise pico a pico de amplitude das FRFs e na comparação dos diferentes casos do ensaio, os primeiros modos de vibração e suas respectivas frequências para as Estruturas 1 e 2, compostas por 10 e 5 módulos, respectivamente, estão apresentados na Tabela 6.1.

Tabela 6-1– Frequências e modos de vibração das estruturas de 10 e 5 módulos desacopladas (Hz), ensaio com martelo de impacto.

Modo de Vibração	Tipo de Modo Estrutura 1	Frequências Estrutura 1	Tipo de Modo Estrutura 2	Frequências Estrutura 2
1º Modo	Flexional X	4,06	Flexional X	9,69
2º Modo	Flexional Y	6,88	Flexional Y	16,05
3º Modo	Torcional	10,94	Torcional	21,88
4º Modo	Flexional X	14,38	Flexional X	30,15
5º Modo	Flexional Y	23,13	Flexional X	48,75
6º Modo	Flexional X	26,25	Flexional Y	50,63
7º Modo	Torcional	32,81	Flexional X	60,79
8º Modo	Flexional X	36,25	Torcional	65,81
9º Modo	Flexional Y	43,75	Flexional X	69,85
10º Modo	Flexional X	45,94	Flexional Y	88,44

6.3 Ensaio com motor de rotação

O ensaio com motor de rotação consistiu em um teste de vibração forçada, utilizado para avaliar a primeira frequência de vibração da estrutura composta por 10 módulos, permitindo a comparação com as frequências obtidas em outros ensaios. Devido à limitação do motor rotativo, que gerava uma carga harmônica com uma frequência de excitação limitada a até aproximadamente 6 Hz, o experimento foi conduzido exclusivamente para identificar a primeira frequência de vibração da estrutura na direção do eixo de menor inércia, o eixo X. O funcionamento do motor e a configuração experimental são ilustrados na Figura 6.21.

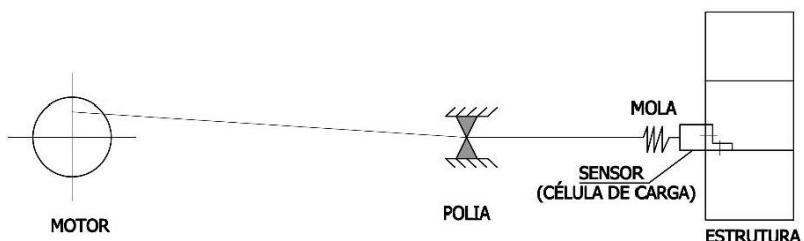


Figura 6.21– Esquema de funcionamento do motor de rotativo (Bernardes, 2018).

A corda, juntamente com a mola e a célula de carga, foi posicionada no topo do terceiro módulo, enquanto o acelerômetro foi instalado de forma excêntrica no topo do último módulo, na extremidade da Estrutura 1, Figura 6.22. As forças de entrada do sistema foram medidas por um sensor de força da PCP Piezotronics, modelo 208C1 (número de série: LW48805), que apresenta uma sensibilidade calibrada de 102,8 mV/N, uma faixa de medição de 0,04448 kN, um viés de saída de 10,59 VDC e uma resposta em baixa frequência de 0,01 Hz, com precisão de -5%. O acelerômetro utilizado neste ensaio foi o mesmo empregado nos testes com martelo de impacto, sendo o modelo 352C33 da PCB Piezotronics.



Figura 6.22– Experimento com motor rotativo montado.

Este ensaio foi realizado utilizando um motor de rotação para aplicar um carregamento harmônico na estrutura. O motor foi ajustado para diferentes frequências de excitação, e, em cada frequência específica, foram medidos o ângulo de fase e a amplitude da resposta. Para cada frequência, a resposta foi registrada durante um intervalo de 18 segundos, sendo considerada a amplitude máxima como o valor representativo da resposta. Seguindo esse procedimento, as frequências foram

alteradas manualmente, ponto a ponto, para obter os pontos da FRF da estrutura sob o carregamento harmônico do motor. Todas as medições foram realizadas em condições de vibração forçada, com a excitação constantemente aplicada.

As frequências de excitação do motor foram ajustadas para medições entre 3,5 Hz e 4,5 Hz, o que permitiu a obtenção da curva da Função de Resposta em Frequência (FRF) correspondente à primeira frequência de vibração. Para cada frequência de excitação aplicada, foram calculados os valores da amplitude da resposta e do ângulo de fase dos sinais. As Figuras 6.23 e 6.24 apresentam os gráficos com as curvas ajustadas obtidas a partir dos dados medidos, onde os marcadores em X representam os valores experimentais das respostas correspondentes às frequências de excitação do motor, evidenciando as características dinâmicas da estrutura.

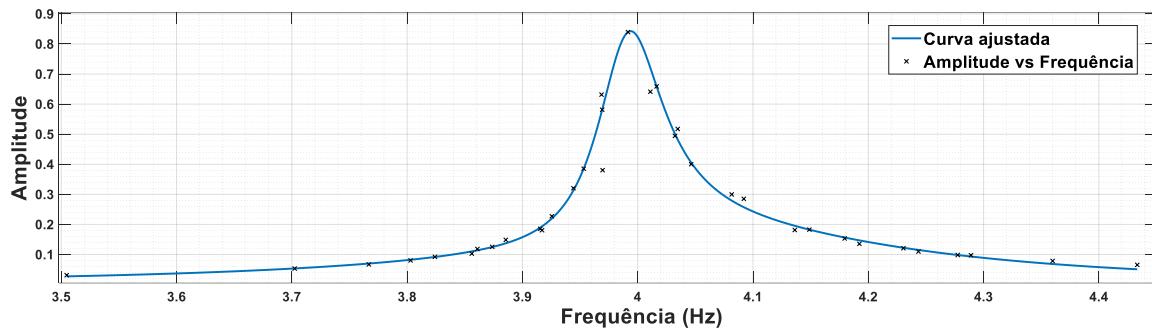


Figura 6.23 – Gráfico amplitude x frequência ensaio motor rotativo.

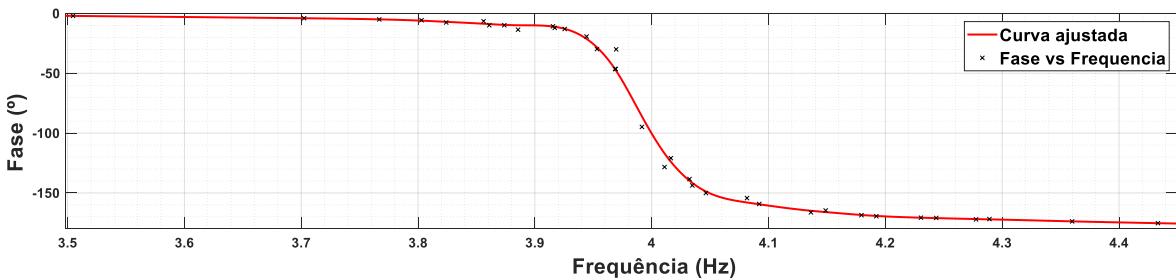
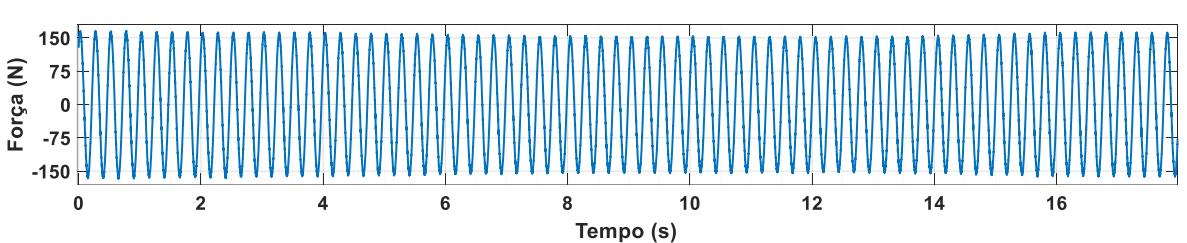
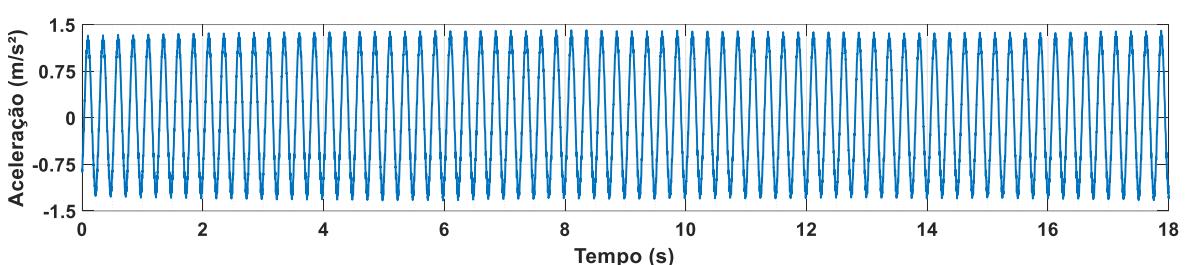
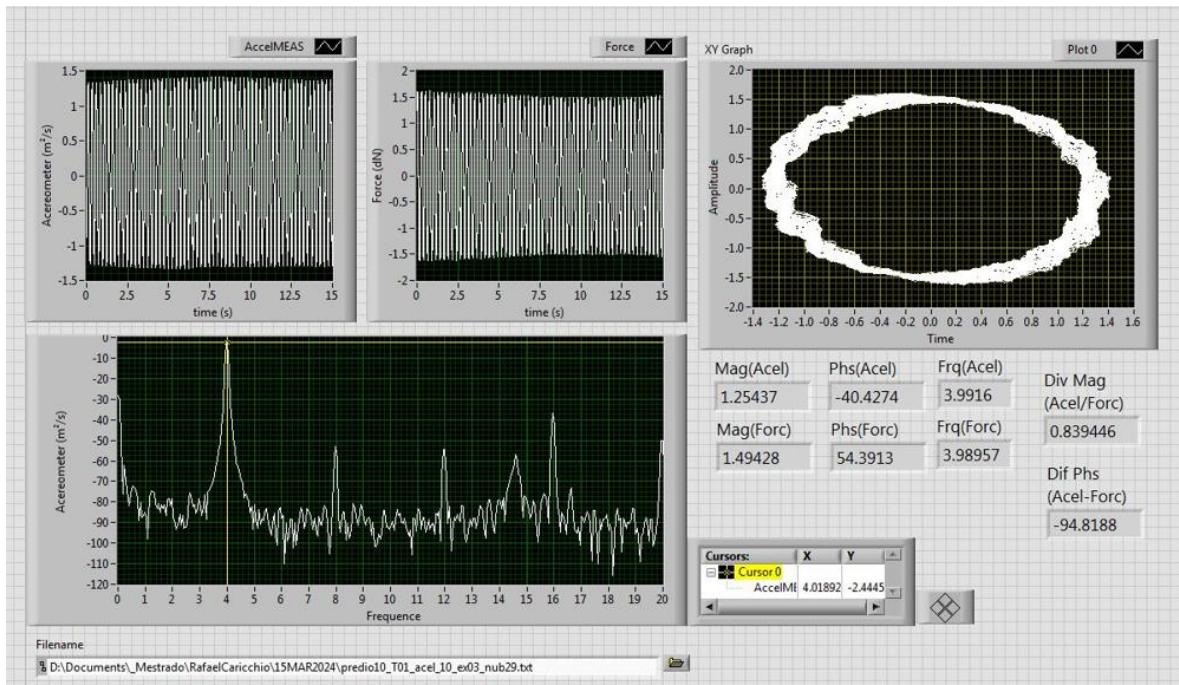


Figura 6.24 – Gráfico do ângulo de fase x frequência do ensaio do motor rotativo.

Os gráficos indicam que a frequência fundamental da estrutura é aproximadamente 4 Hz. Quando o ângulo de fase entre os sinais de aceleração e força atinge 90°, isso indica que a excitação está ocorrendo na frequência de vibração natural da estrutura. Nesse contexto, a curva de Lissajous assume a forma de um círculo ou elipse, caracterizando um estado de ressonância. Figura 6.25 apresenta a interface do software LabVIEW, mostrando a curva de Lissajous, que representa a combinação do movimento harmônico de dois sinais distintos (força e aceleração), evidenciando uma frequência muito próxima da ressonância, com a formação de um círculo bem

definido. O ângulo de fase registrado ($-94,81^\circ$) reforça que a excitação ocorreu em uma frequência muito próxima à frequência natural da estrutura, estimada em aproximadamente 3,99 Hz. Nas Figuras 6.26 e 6.27, as medições de aceleração e força aplicadas à estrutura são apresentadas no domínio do tempo para um carregamento com frequência de 3,99 Hz.



6.4 Ensaio com *shaker*

Diferentemente do ensaio anterior, no qual a frequência de excitação era limitada a aproximadamente 9 Hz devido às restrições do motor, restringindo a identificação modal apenas à primeira frequência de vibração da estrutura e exigindo a obtenção ponto a ponto da curva amplitude-frequência com pouca precisão, o ensaio com o excitador de vibração (*shaker*) permite uma excitação automática e abrangente em uma faixa de frequências de forma mais rápida e simplificada.

Os ensaios realizados com o excitador de vibração (*shaker*) consistiram em uma análise dinâmica de vibração forçada senoidal, empregando frequência variável e amplitude constante. Esses testes foram conduzidos tanto em estruturas desacopladas quanto acopladas, com o intuito de obter as respostas de aceleração no domínio da frequência, permitindo assim a comparação das respostas e das frequências dos sistemas avaliados. O ponto de aplicação da carga foi definido na posição que apresentava os maiores deslocamentos totais de cada estrutura, correspondente ao último módulo dos edifícios.

A excitação foi realizada pelo *shaker* do tipo 4808 da Brüel & Kjær® (Figura 6.28), que utiliza um campo magnético para a excitação dinâmica das estruturas, e possui uma massa de aproximadamente 35 kg. Este dispositivo foi alimentado pelo Amplificador de Potência Tipo 2712 da Brüel & Kjær®, que não apenas amplificou o sinal, mas também possibilitou o controle preciso da frequência e da amplitude de excitação.

A função de onda utilizada foi projetada para gerar ondas senoidais de frequências variáveis em um intervalo de tempo predefinido, sob carregamento constante, permitindo uma varredura das respostas da estrutura em uma faixa de frequências específica, conhecida como função *sweep*. Nos ensaios, foram empregadas ondas senoidais com frequências variando de 0 a 50 Hz, em um intervalo de 2 segundos, mantendo uma amplitude constante. Diferentes amplitudes foram testadas, variando entre 1,0 e 2,5 Vpp (Volts pico a pico), e, com base na qualidade das leituras obtidas, os gráficos com 1,5 Vpp foram selecionados como representativos.

Para a geração dessas funções, utilizou-se o gerador de forma de onda arbitrária da Minipa, modelo MFG-4205B, que inclui a função de varredura senoidal (Função

Sweep). Este instrumento de alta precisão é capaz de produzir uma ampla variedade de formas de onda, com a capacidade de gerar ondas senoidais em uma faixa de frequências que varia de 1 μ Hz a 5 MHz, além de tempos de varredura que variam entre 1 ms e 500 s. A Figura 6.29 ilustra a forma de onda senoidal com frequência variável e amplitude constante de 1,0 Vpp, configurada para um intervalo de varredura de 2 segundos.



Figura 6.28– Excitador shaker Brüel & Kjær®.



Figura 6.29– Gerador de ondas Minipa MFG-4205B.

Os itens 6.4.1 e 6.4.2 apresentarão os detalhes dos ensaios de vibração com o *shaker*, abordando as estruturas desacopladas e acopladas, respectivamente.

6.4.1 *Ensaio estrutura desacoplada*

Na primeira etapa dos ensaios com o *shaker* de vibração forçada, foram testadas estruturas desacopladas. Para esses experimentos, foram utilizados um acelerômetro e uma célula de carga da PCB Piezotronics, modelos 352C33 e 208C1, respectivamente. Ambos os instrumentos de medição foram posicionados no último pavimento de cada estrutura, com a célula de carga instalada no ponto de aplicação da força do *shaker*.

Com o intuito de obter as Funções de Resposta em Frequência (FRF) com os modos torcionais identificados, o acelerômetro e o excitador foram posicionados de forma excêntrica no último pavimento, semelhante ao arranjo utilizado no caso 3 do ensaio com o martelo de impacto. A Figura 6.30 ilustra a posição do acelerômetro e o ponto de aplicação do carregamento senoidal pelo *shaker* na estrutura com 10 módulos desacoplados.

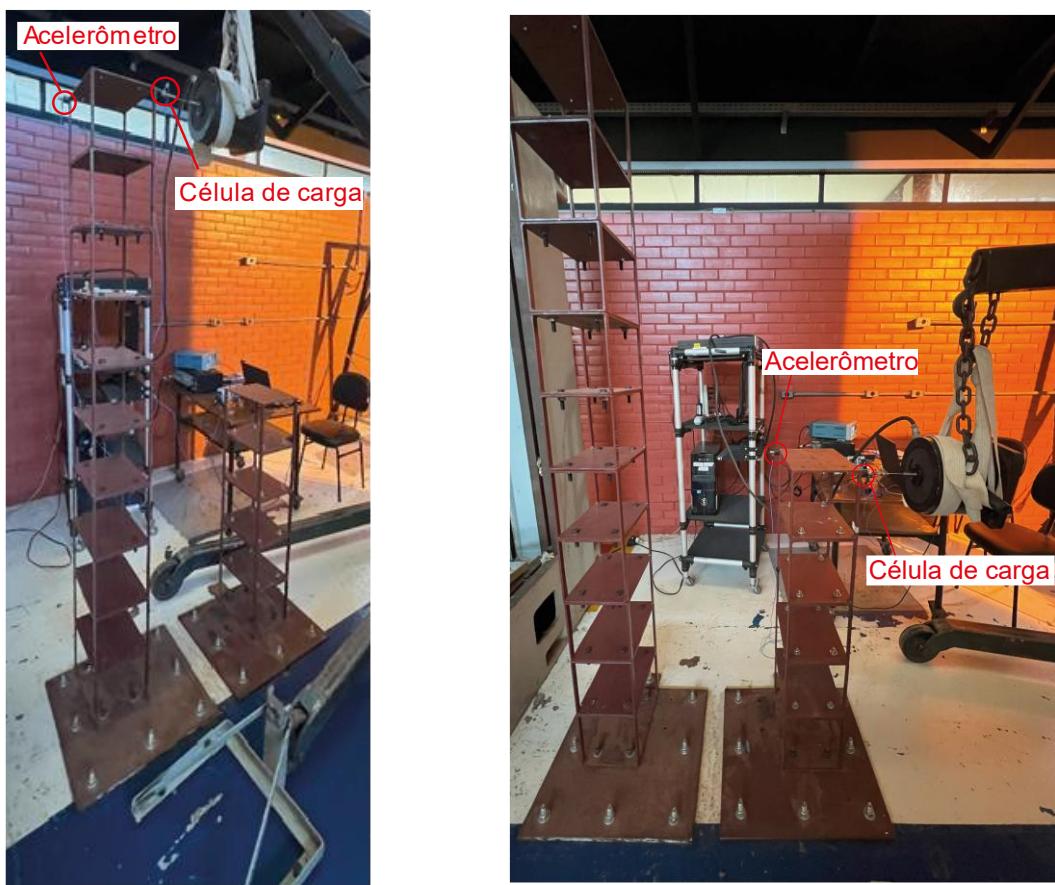


Figura 6.30– Ensaio excitador de vibração com estrutura desacoplada, à esquerda teste sendo realizado na Estrutura 1 e à direita na Estrutura 2.

Os resultados dos ensaios realizados nas estruturas desacopladas são apresentados nas Figuras 6.31 a 6.35. As Figuras 6.31 e 6.32 mostram as FRFs da Estrutura 1, e as

Figuras 6.33 e 6.34 exibem as FRFs da Estrutura 2.

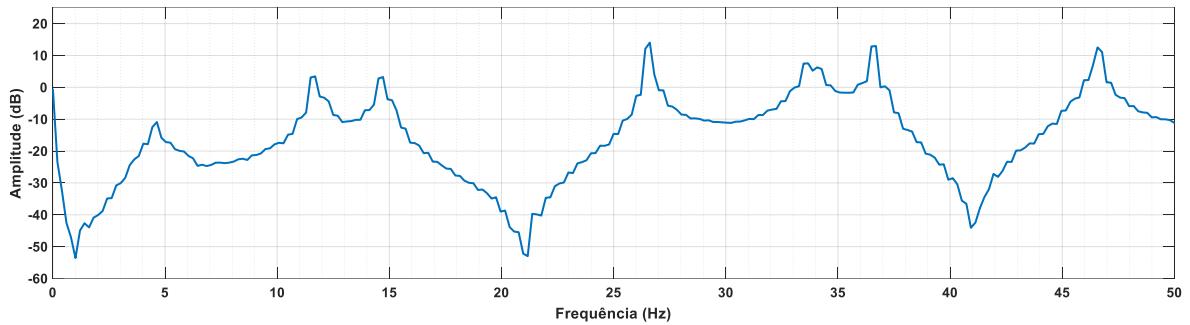


Figura 6.31- Amplitude x frequência; eixo X; ensaio shaker; Estrutura 1 desacoplada.

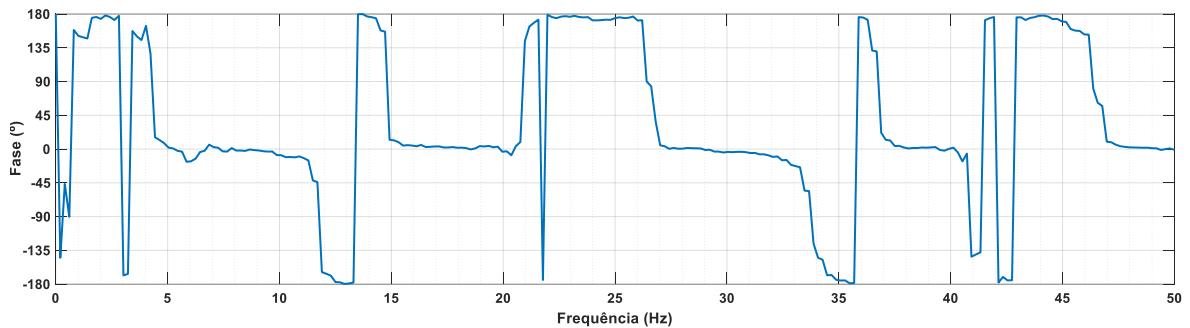


Figura 6.32– Ângulo de fase x frequência; eixo X; ensaio shaker; Estrutura 1 desacoplada.

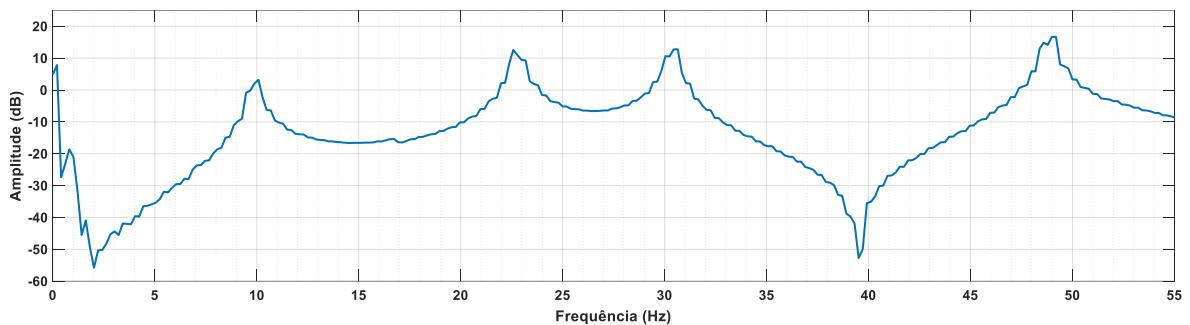


Figura 6.33- Amplitude x frequência; eixo X; ensaio shaker; Estrutura 2 desacoplada.

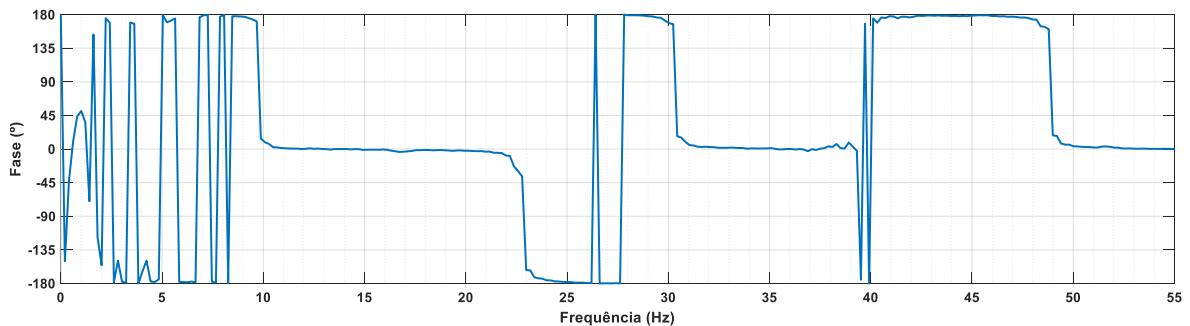


Figura 6.34– Ângulo de fase x frequência; eixo X; ensaio shaker; Estrutura 2 desacoplada.

A Tabela 6.2 apresenta as frequências de vibração obtidas para as estruturas de 10 e

5 módulos desacopladas, extraídas das Figuras 6.31 e 6.33. Ao observar esses gráficos, nota-se, em algumas frequências, picos que aparentam ser duplos, como na frequência de 26,57 Hz da Estrutura 1 (Figura 6.31), além de outros picos menos definidos.

Essas respostas, com algumas perturbações, podem ser causadas pela interação entre a estrutura e o *shaker*, através da haste de acoplamento, conhecida como *stinger*. Os efeitos do acoplamento entre o edifício e o excitador, combinado com sua massa de 35 kg, podem ter resultado em curvas menos definidas e alterado as respostas dinâmicas do sistema (Avitabile, 2001). As interações entre a estrutura em teste e o sistema de excitação com *shaker* podem influenciar a caracterização modal da estrutura experimental (Varoto e Oliveira, 2002; Ewins, 2000).

Tabela 6-2– Frequências de vibração das estruturas de 10 e 5 módulos desacopladas (Hz), ensaio excitador *shaker*.

Frequências Estrutura 1	Frequências Estrutura 2
4,68	10,08
11,69	22,58
14,72	30,54
26,57	49,09
33,87	--
36,59	--
46,57	--

6.4.2 *Ensaio estrutura acoplada*

A segunda etapa do ensaio com o excitador de vibração (*shaker*) consistiu em testar a estrutura acoplada com ligação rígida. Utilizando os mesmos instrumentos, aplicou-se a técnica de acoplamento descrita no Capítulo 4 (Apresentação do Modelo). A ligação foi realizada por meio de barras rígidas com espessura de 6,35 mm, largura de 31,75 mm e comprimento aproximado de 500 mm, conectando o topo da Estrutura 2, composta por 5 módulos, à Estrutura 1, composta por 10 módulos, ver Figura 6.35. Essas barras foram fixadas com parafusos estruturais submetidos a esforços de cisalhamento.



Figura 6.35– Acoplamento entre as estruturas adjacentes experimentais.

Foram conduzidos dois casos distintos de ensaio utilizando a mesma função de varredura de sinal senoidal no excitador de vibração. O primeiro caso foi realizado de maneira idêntica ao ensaio anterior. No segundo caso, tanto o sinal de entrada (força) quanto a captação dos sinais de saída (aceleração) foram posicionados na mesma direção do eixo X central, sem excentricidades, conforme mostrado na Figura 6.36 (b). O objetivo desses dois arranjos era obter duas Funções de Resposta em Frequência (FRF): uma contendo modos torcionais e outra apresentando apenas modos flexionais, permitindo a identificação do tipo de modo de vibração associado a cada frequência.

No primeiro caso, o excitador (*shaker*) e o acelerômetro foram posicionados no último pavimento de forma excêntrica (Figura 6.36 (a)). O teste foi realizado exclusivamente na direção do menor momento de inércia do edifício, no eixo X, visando analisar o eixo mais crítico para as cargas laterais, que corresponde às menores frequências de vibração. A Figura 6.36 ilustra o ensaio realizado. O segundo caso apresentou cargas direcionadas no eixo do módulo, sem excentricidade, conforme ilustrado na Figura 6.36 (b). A Figura 6.36 (c) apresenta um detalhe da aplicação do carregamento no edifício, onde é possível observar a célula de carga da PCB Piezotronics na ponta do excitador.

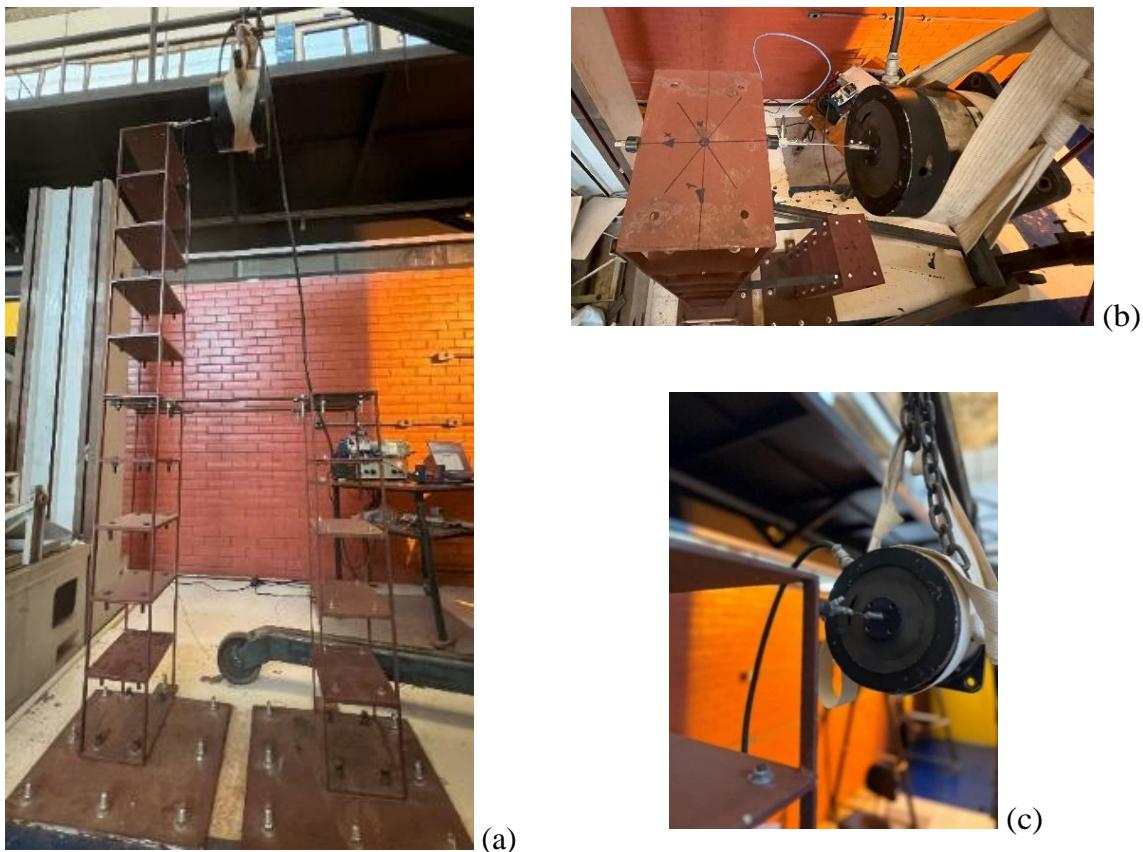


Figura 6.36– Ensaio com excitador de vibração nos edifícios acoplados, em (a) ensaio excêntrico; em (b) vista superior do ensaio sem excentricidade; em (c) detalhe da fixação do excitador no ensaio excêntrico.

Com a conclusão de todos os ensaios, foram obtidas as funções de transferência dos sistemas acoplados e desacoplados, o que permitiu a comparação das frequências de vibração entre os diferentes testes. Esses dados foram fundamentais para a validação e calibração do modelo numérico. No capítulo 7, serão apresentados os gráficos dos ensaios da estrutura acoplada com o *shaker* e comparados com os modelos desacoplados.

6.5 Comparação dos resultados dos ensaios desacoplados

A partir dos dados obtidos nos ensaios, é possível realizar uma comparação entre os resultados de diferentes testes. Vale ressaltar que o ensaio com o excitador de *shaker* foi conduzido apenas na direção do eixo de menor momento de inércia, o eixo X, o que limita as comparações das frequências de vibração apenas às associadas aos modos torcionais ou flexionais no eixo X. Além disso, o ensaio com o motor de rotação harmônica foi capaz de identificar apenas a primeira frequência de vibração da

estrutura composta por 10 pavimentos.

Comparando os resultados da primeira frequência de vibração da Estrutura 1 obtidos nos ensaios com o martelo de impacto e com o motor de rotação, observa-se uma diferença inferior a 2% entre os valores. No ensaio com o martelo de impacto, a frequência do primeiro modo flexional em X (modo fundamental) foi de 4,06 Hz, enquanto no ensaio com o motor de rotação, o valor obtido foi de 3,99 Hz.

Já as comparações dos resultados com o ensaio do martelo de impacto e do excitador *shaker* apresentaram valores menos similares. As Figuras 6.37 e 6.38 apresentam os gráficos das Funções de Resposta em Frequência (FRFs) obtidas nos ensaios com o excitador de *shaker* e o martelo de impacto, respectivamente, para as Estruturas Desacopladas 1 e 2. Esses gráficos ilustram as amplitudes de aceleração (em dB) no domínio da frequência. Já as Tabelas 6.3 e 6.4 exibem os valores das frequências identificadas a partir desses gráficos, permitindo a comparação entre os resultados de cada ensaio.

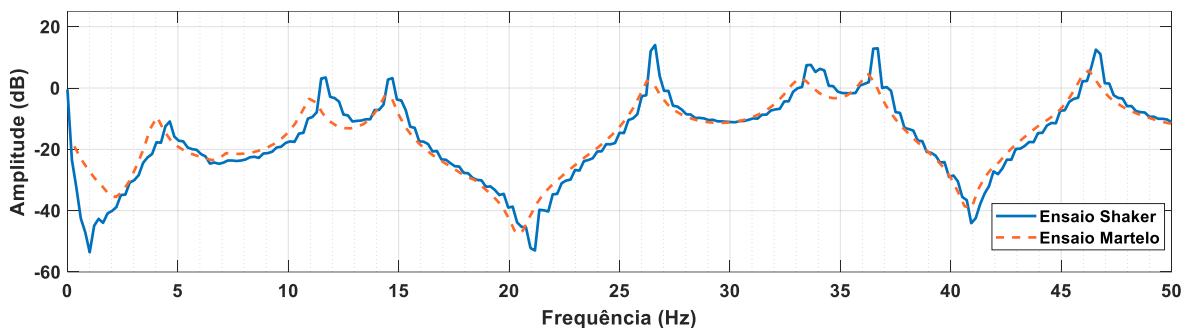


Figura 6.37– Comparaçāo das FRFs da Estrutura 1 desacoplada; ensaios martelo de impacto e excitação com *shaker*.

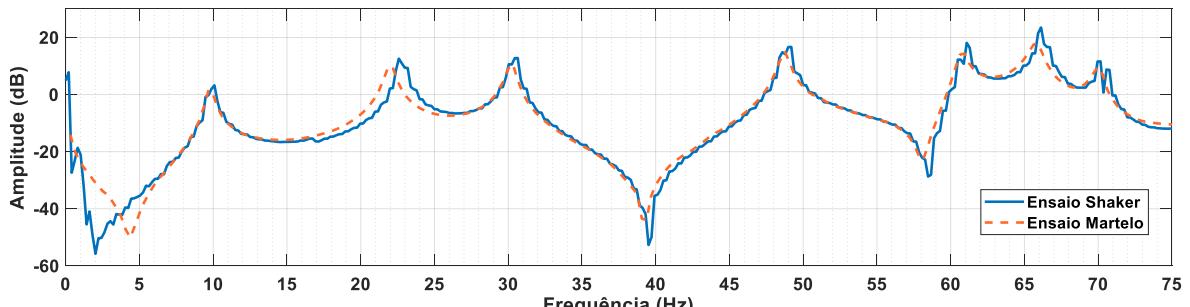


Figura 6.38– Comparaçāo das FRFs da Estrutura 2 desacoplada; ensaios martelo de impacto e excitação com *shaker*.

Tabela 6-3– Comparação frequências de vibração ensaios experimentais da Estrutura 1.

Tipo de Modo	Ensaio Martelo de Impacto	Ensaio Shaker	Diferença percentual (%)
Flexional X	4,06	4,68	15,27
Torcional	10,94	11,69	6,86
Flexional X	14,38	14,72	2,36
Flexional X	26,25	26,57	1,22
Torcional	32,81	33,87	3,23
Flexional X	36,25	36,59	0,94
Flexional X	45,94	46,57	1,37

Tabela 6-4– Comparação frequências de vibração ensaios experimentais da Estrutura 2.

Tipo de Modo	Ensaio Martelo de Impacto	Ensaio Shaker	Diferença Percentual (%)
Flexional X	9,69	10,08	4,02
Torcional	21,88	22,58	3,02
Flexional X	30,15	30,54	1,29
Flexional X	48,75	49,09	0,70

As tabelas e os gráficos apresentados permitem realizar uma comparação entre os resultados de identificação modal obtidos nos diferentes ensaios. Observa-se que as frequências naturais de vibração obtidas no ensaio com o excitador *shaker* foram mais altas em relação às obtidas no ensaio com o martelo de impacto, especialmente nas frequências fundamentais das duas estruturas analisadas. Na Estrutura 1, a diferença percentual na frequência natural foi de aproximadamente 15,27%. Já na Estrutura 2 essa diferença foi de 4,02%.

Como já mencionado, a interação entre o sistema *shaker/stinger* e a estrutura pode alterar os resultados experimentais obtidos (Avitabile, 2001). Ewins (2000) observa que podem ocorrer interações entre a estrutura e o *shaker*, especialmente no ponto de conexão da haste (*stinger*). O uso de uma haste de acoplamento muito longa ou excessivamente flexível pode induzir efeitos de ressonância do material nas respostas medidas, dificultando a distinção entre os dados legítimos e os espúrios. Para mitigar

estes efeitos, o autor recomenda o uso de hastes com diâmetro entre 5 e 10 mm e comprimento de aproximadamente 1 m, o que não foi observado no ensaio realizado. Essas interações, juntamente com a massa do *shaker* (35 kg), podem ter influenciado o aumento das frequências naturais das estruturas.

Além disso, Ewins (2000) destaca que, em frequências mais baixas, quando o *shaker* está suspenso, podem surgir forças de reação durante a excitação que provocam o deslocamento do *shaker*, diminuindo a força gerada e, consequentemente, a eficiência do sistema nessa faixa de frequência.

Diferentemente do ensaio com o martelo de impacto, a interação entre o sistema *shaker/stinger* e a estrutura pode influenciar significativamente os resultados medidos. Teoricamente, ambas as excitações deveriam gerar respostas semelhantes, caso não houvesse interação com a estrutura. No entanto, na prática, a excitação com o *shaker* provoca interações que podem alterar os resultados obtidos (Avitabile, 2001).

Dessa forma, como o ensaio com martelo de impacto geralmente apresenta menos interferências e resultados mais consistentes com o comportamento da estrutura, os dados desse teste foram utilizados como base para a atualização do modelo numérico. O ensaio com o *shaker*, dos edifícios desacoplados, foi utilizado para a comparação com o modelo acoplado.

7 COMPARAÇÃO DE RESULTADOS

Nos capítulos anteriores, foram descritos os ensaios experimentais realizados, como o ensaio com martelo de impacto, o teste com motor de rotação e o ensaio com excitador *shaker*. Esses testes forneceram dados essenciais para a identificação modal das estruturas desacopladas e para a atualização do modelo numérico.

Neste capítulo, serão discutidos e analisados os resultados obtidos a partir dos ensaios experimentais e das análises numéricas realizadas para os modelos acoplados, comparando-os com os resultados das estruturas desacopladas.

Inicialmente, será apresentada uma comparação entre as frequências de vibração da estrutura acoplada, obtidas a partir do teste com o excitador shaker e do modelo numérico atualizado. Os dados experimentais das FRFs dos ensaios desacoplados e acoplados da Estrutura 1 serão analisados para discutir as alterações no comportamento dinâmico devido ao acoplamento rígido. Para essa avaliação, o modelo numérico atualizado será empregado como ferramenta auxiliar na identificação dos modos de vibração.

A Estrutura 1 foi selecionada para essa análise devido à sua maior sensibilidade a oscilações significativas e a cargas laterais dinâmicas, resultado de sua menor rigidez em comparação à Estrutura 2. Essa escolha também se justifica pela necessidade de avaliar o controle das respostas críticas em um edifício mais vulnerável a este tipo de cargas, priorizando o estudo deste caso em relação ao edifício de cinco módulos. O principal objetivo é verificar a eficácia da técnica de acoplamento rígido no controle das vibrações e na redução das respostas dinâmicas.

Em um segundo momento, serão avaliadas as respostas dinâmicas da edificação acoplada do modelo numérico atualizado sob o carregamento senoidal de frequência variável descrito no capítulo 5. Serão analisadas as acelerações no topo da edificação e os deslocamentos resultantes desse carregamento, comparando os resultados com aqueles obtidos para o modelo desacoplado.

Por fim, serão discutidos aspectos relevantes da análise e do estudo proposto, além de considerações e pontos positivos do acoplamento rígido que podem contribuir em um projeto de edifícios altos, considerando as normas brasileiras de carregamentos de vento (NBR 6123:2023) e a norma americana (ASCE 7-22). Além disso, serão

realizadas comparações entre os resultados deste estudo e os trabalhos de Peña (2017) e Pippi (2018, 2020), para contribuir com as conclusões deste tipo de ligação.

Com isso, a partir dos dados apresentados e das análises discutidas, espera-se uma compreensão mais aprofundada da utilização de elementos rígidos no acoplamento de edifícios adjacentes e na eficácia no controle de vibrações destas estruturas.

7.1 Identificação modal da estrutura acoplada

Para a comparação das frequências e modos de vibração das estruturas acopladas, foram utilizados os resultados obtidos no teste experimental com o excitador shaker e na análise modal do modelo numérico atualizado.

Conforme descrito nos procedimentos experimentais, durante a análise das estruturas acopladas, o acelerômetro foi posicionado no topo do edifício de 10 módulos. Simultaneamente, o *shaker* excitou a estrutura na direção do menor momento de inércia (eixo X) no mesmo nível. Assim, as frequências de vibração registradas pelo acelerômetro correspondem exclusivamente aos modos excitados na direção analisada. Dessa forma, os picos de amplitude de aceleração captadas nas FRFs referem-se apenas aos modos de vibração com amplitudes diferentes de zero, ou seja, aqueles que não apresentaram um nó no ponto de medição dos sinais. A Tabela 7.1 apresenta os modos de vibração identificados, que incluem os modos flexionais no eixo X e os modos torcionais, juntamente com suas respectivas frequências naturais.

É possível observar uma boa correspondência entre os valores das frequências naturais obtidas pelo modelo numérico atualizado e os resultados experimentais. Como exemplo tem-se a frequência do primeiro modo de vibração que apresentou uma diferença relativa de apenas 4,76% entre o modelo numérico e o sistema acoplado testado experimentalmente. Para os três últimos modos apresentados na tabela, as diferenças relativas foram de 0,34%, 7,32% e 7,35%. Esses resultados mostram que as diferenças permanecem aceitáveis, mesmo para frequências mais elevadas.

Esses valores indicam que o modelo numérico atualizado representa com precisão satisfatória as propriedades dinâmicas do sistema acoplado observado experimentalmente. Portanto, o modelo numérico pode ser utilizado de forma confiável para o estudo das

respostas dinâmicas das estruturas tanto no estado desacoplado quanto no acoplado.

Tabela 7-1– Frequências de vibração do modelo numérico e experimental das estruturas acopladas (Hz).

Modo de Vibração	Tipo de Modo	Teste Shaker	Modelo Numérico Atualizado	Diferença (%)
1º Modo	Flexional X	5,04	5,27	4,76
2º Modo	Flexional X	13,5	13,49	-0,07
3º Modo	Torcional	15,12	14,79	-2,25
4º Modo	Torcional	22,17	21,86	-1,31
5º Modo	Torcional	25,39	25,03	-1,77
6º Modo	Flexional X	26,81	25,13	-6,55
7º Modo	Flexional X	34,87	32,92	-5,42
8º Modo	Torcional	41,12	40,98	-0,34
9º Modo	Flexional X	46,16	42,79	-7,32
10º Modo	Flexional X	53,21	49,25	-7,35

A Figura 7.1 apresenta a amplitude da aceleração no topo da estrutura acoplada, comparada com os resultados da estrutura desacoplada de 10 pavimentos. Os dados foram obtidos a partir dos diferentes ensaios experimentais, incluindo os testes com o excitador de vibração e o martelo de impacto. Além disso, foram analisados os ângulos de fase e a coerência dos resultados, conforme ilustrado nas Figuras 7.2 e 7.3, respectivamente.

Ao comparar as frequências fundamentais no gráfico de amplitude, observa-se um aumento na frequência do primeiro modo de vibração na estrutura acoplada em relação à estrutura desacoplada. A frequência fundamental obtida no ensaio com martelo de impacto da Estrutura 1 desacoplada foi de 4,06 Hz, enquanto o mesmo ensaio, excitado pelo shaker, indicou uma frequência de 4,68 Hz. Já na estrutura acoplada, o valor registrado foi de 5,02 Hz. Com o auxílio do modelo numérico atualizado, o comportamento do primeiro modo de vibração foi observado, como mostrado na Figura 7.4.

Os gráficos das FRFs do sistema acoplado revelaram acoplamentos entre modos de vibração dos dois edifícios. O segundo modo de vibração no sistema acoplado, associado à

frequência de 13,49 Hz, foi identificado como um acoplamento entre os modos de flexão da Estrutura 1 e da Estrutura 2, conforme mostrado na Figura 7.5. Esse valor é superior ao segundo modo de vibração da estrutura desacoplada, cujas frequências foram de 10,94 Hz no ensaio com martelo de impacto e de 11,69 Hz no ensaio com o shaker. É importante notar que o segundo modo da estrutura desacoplada era um modo torcional, enquanto na estrutura acoplada ele se tornou um modo flexional no eixo X.

O desaparecimento deste modo torcional na frequência de 10,94 Hz pode ser explicado pelo efeito das conexões rígidas entre os edifícios. Estas conexões restringiram a torção da Estrutura 1, impedindo a ocorrência do primeiro modo torcional nessa faixa de frequência. Adicionalmente, surgiram novos modos de vibração devido às conexões rígidas, como o modo com frequência natural de 22,17 Hz, que emergiu exclusivamente por causa dessas conexões.

No sistema acoplado, o primeiro modo torcional foi identificado na frequência de 15,12 Hz, apresentando uma magnitude de resposta inferior em comparação aos outros modos de vibração, como evidenciado na Figura 7.1. A análise modal do modelo numérico confirmou que esse modo ocorreu de forma acoplada entre os dois edifícios, conforme ilustrado na Figura 7.6.

Os ângulos de fase entre os sinais, mostrados na Figura 7.2, indicam que, como observado nos ensaios descritos no Capítulo 6, na faixa das frequências naturais da estrutura, o ângulo de fase entre o sinal de força (entrada) e aceleração (saída) é de 90°. Dessa forma, as frequências de ressonância podem ser confirmadas com base nesses dados.

A coerência dos sinais também foi avaliada para verificar a precisão das FRFs. De acordo com Avitabile (2001), a coerência é um parâmetro que mede a correlação entre os sinais de entrada e saída, funcionando como um indicador da qualidade dos dados experimentais. Baixos valores de coerência podem indicar baixa relação sinal-ruído, erros de medição, comportamento não-linear ou uma combinação desses fatores (He e Fu, 2001).

Os ensaios realizados com o *shaker* apresentaram interferências e ruídos significativos, resultando em baixas coerências, com valores menores que 0,4, em diversas frequências medidas, inclusive na frequência do segundo modo de vibração

do sistema acoplado (13,5 Hz). Isso indica imprecisão nas medições dessa frequência, o que pode ter resultado em amplitudes de medição incorretas.

Os gráficos das Figuras 7.1, 7.2 e 7.3 devem ser interpretados de forma conjunta. A análise mostra que as conexões rígidas entre as estruturas alteraram as frequências naturais, geraram novos modos de vibração e eliminaram outros modos, como o torcional na faixa de 11-12 Hz. Apesar das interferências e ruídos detectados nos ensaios com o shaker, os resultados gerais apontam para um comportamento dinâmico coerente com as expectativas baseadas no modelo numérico.

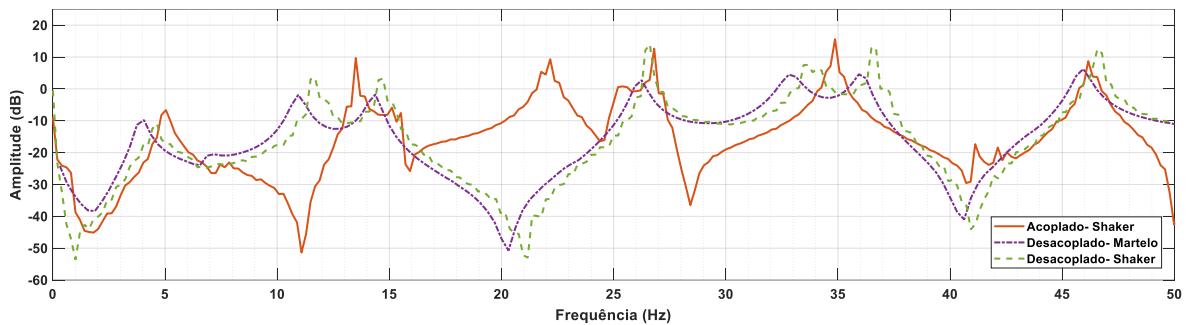


Figura 7.1– Amplitude da aceleração do topo da Estrutura 1.

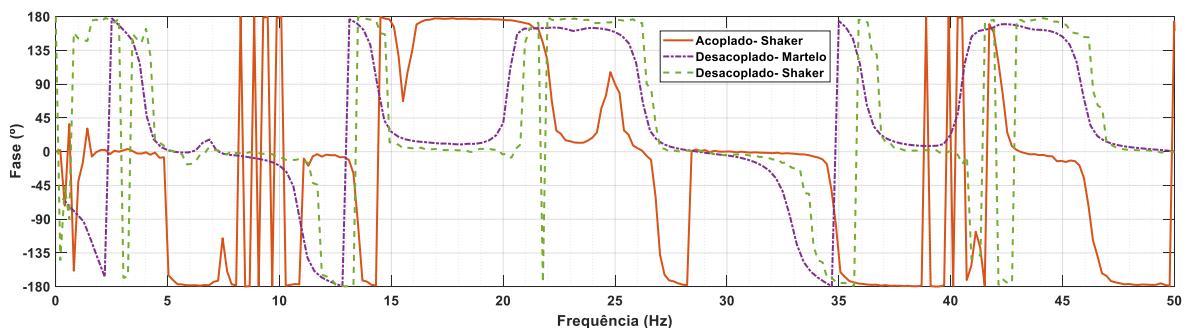


Figura 7.2– Ângulo de fase dos ensaios do topo da Estrutura 1.

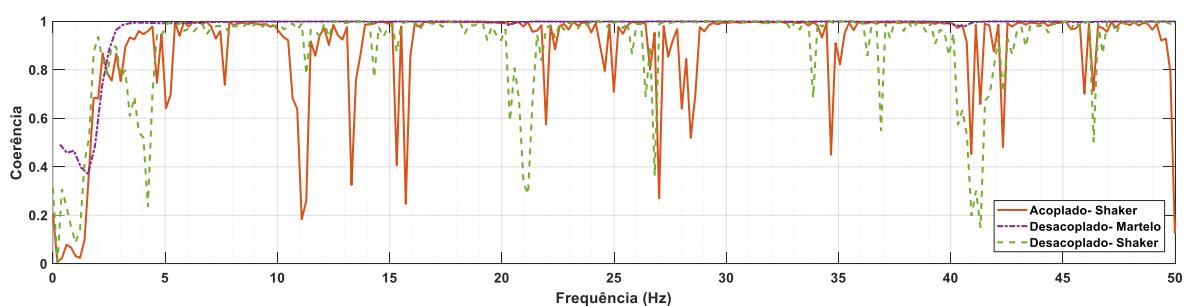


Figura 7.3– Coerência dos ensaios do topo da Estrutura 1.

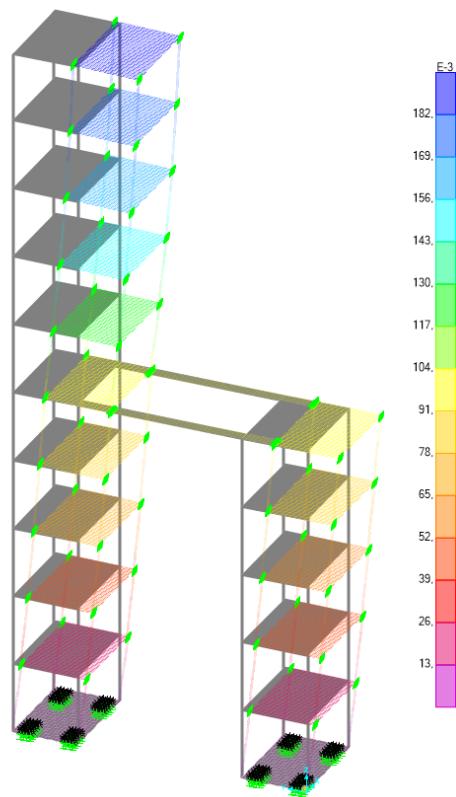


Figura 7.4– Primeiro modo de vibração da estrutura acoplada- modo tipo flexional em X.

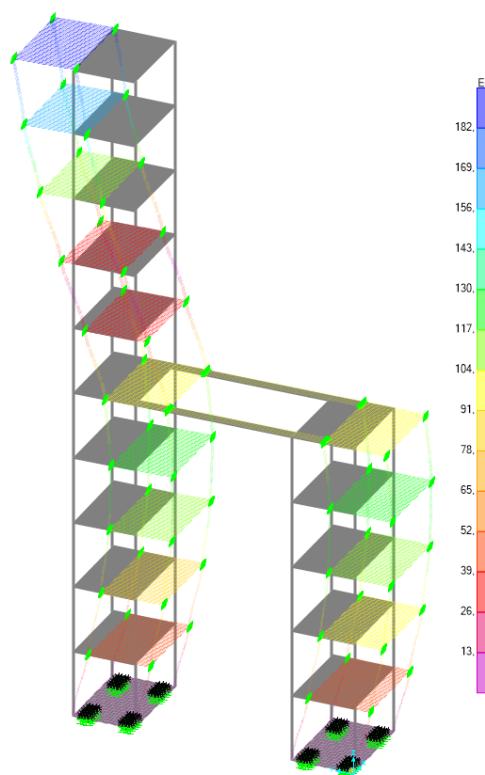


Figura 7.5– Segundo modo de vibração, acoplamento de modos flexionais em X

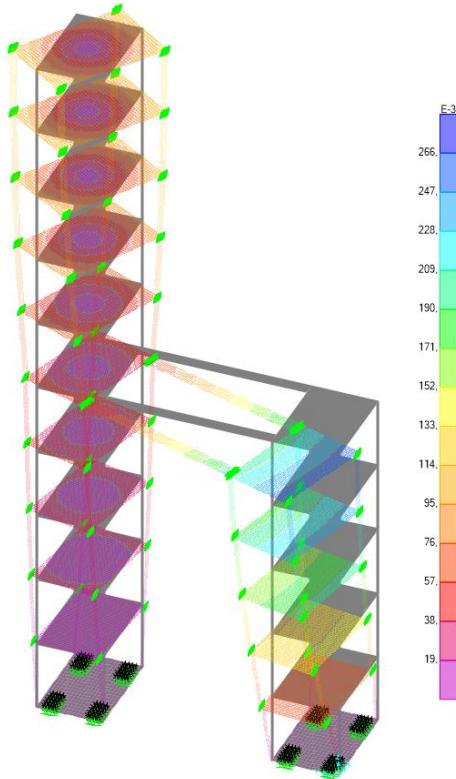


Figura 7.6– Acoplamento de modos de vibração, modo torcional.

Além disso, foi possível determinar aproximadamente a razão de amortecimento do sistema estrutural acoplado e desacoplado de 10 módulos, utilizando o método da largura de meia potência e os dados obtidos nos testes. Os valores aproximados de razão de amortecimento variaram entre 3% e 7% nos modelos experimentais.

No primeiro modo de vibração da estrutura acoplada, a razão de amortecimento foi estimada em aproximadamente 3,26% durante o ensaio com o *shaker*. No mesmo teste, ao utilizar a Estrutura 1 desacoplada, a razão de amortecimento apresentou valor de 3,84%. Já no teste de impacto com martelo da mesma estrutura desacoplada, a razão de amortecimento foi de aproximadamente 6,76%.

7.2 Resultados numéricos

A análise realizada com a aplicação de um carregamento senoidal de frequência variável no topo da Estrutura 1, com o ponto de medição da resposta localizado também no topo, conforme descrito no capítulo 5, permitiu obter os valores máximos

de aceleração e deslocamento absolutos máximos decorrentes desse carregamento. Essa abordagem foi similar aos ensaios experimentais realizados com o *shaker*, abrangendo tanto o modelo acoplado quanto o desacoplado.

A Figura 7.7 apresenta a comparação das amplitudes de aceleração para os sistemas acoplado e desacoplado, enquanto a Figura 7.8 ilustra os deslocamentos absolutos máximos no domínio da frequência para os mesmos modelos.

Os resultados indicam que, no primeiro modo de vibração, as acelerações das duas configurações apresentaram amplitudes praticamente idênticas, com uma leve redução de aproximadamente 2% no modelo acoplado em relação ao desacoplado. No entanto, no segundo modo de vibração, houve uma redução mais significativa. A estrutura desacoplada apresentou uma aceleração de $1,32 \text{ m/s}^2$ para a frequência de 10,52 Hz, enquanto o modelo acoplado, na frequência correspondente de 13,49 Hz, apresentou uma aceleração de $0,91 \text{ m/s}^2$, representando uma redução de 31%.

Nos modos de vibração superiores, as acelerações dos dois modelos foram semelhantes, exceto no caso do modo torcional do modelo acoplado, identificado na frequência de 21,86 Hz. Nesse caso, a aceleração do modelo acoplado atingiu $2,12 \text{ m/s}^2$, apresentando um aumento de 61% com relação ao modo torcional desacoplado apresentado anteriormente (10,52 Hz), que foi de $1,32 \text{ m/s}^2$. Esse pico de aceleração no modo torcional sugere a necessidade de uma análise mais aprofundada sobre os efeitos do acoplamento rígido em situações de carregamentos dinâmicos.

Em relação aos deslocamentos absolutos máximos no topo da Estrutura 1, os resultados apresentados na Figura 7.8 mostram reduções significativas devido ao acoplamento rígido. Na faixa de frequência do primeiro modo de vibração, o modelo desacoplado apresentou um deslocamento de 1,25 mm, enquanto o modelo acoplado exibiu 0,78 mm, representando uma redução de aproximadamente 38%.

Além disso, no segundo modo de vibração, os deslocamentos máximos também apresentaram uma redução significativa. Para a frequência correspondente de 10,52 Hz na estrutura desacoplada, o deslocamento máximo foi de 0,3 mm, enquanto na estrutura acoplada, na frequência de 13,49 Hz, esse valor foi reduzido para 0,127 mm, representando uma diminuição de 58%.

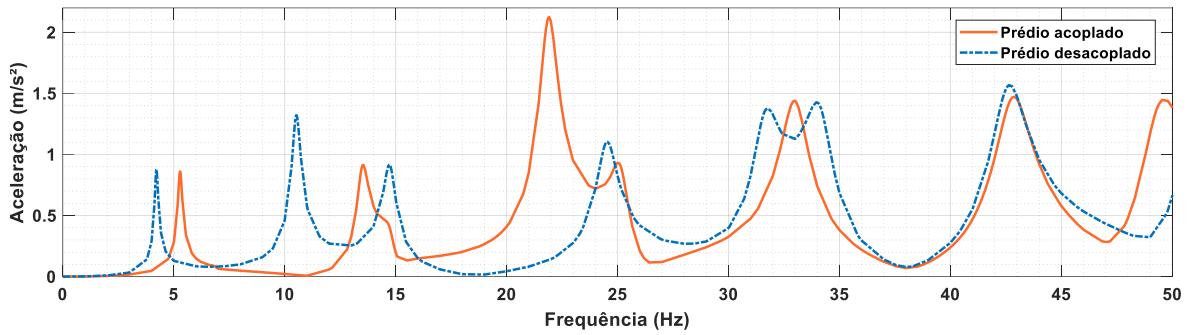


Figura 7.7– Acelerações máximas obtidas nos modelos acoplados e desacoplados do edifício de 10 pavimentos.

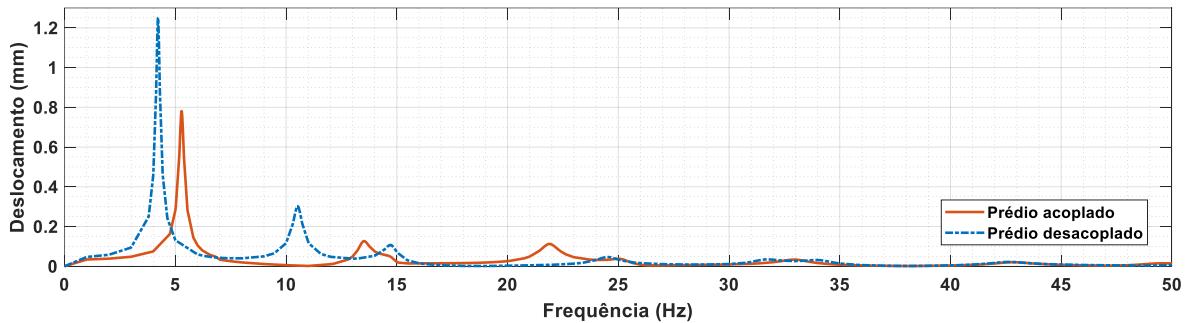


Figura 7.8– Deslocamentos absolutos máximos obtidos nos modelos acoplados e desacoplados do edifício de 10 pavimentos.

7.3 Discussões

É essencial destacar alguns pontos relativos ao presente estudo e seus resultados, particularmente no que diz respeito às comparações com os trabalhos de Peña (2017) e Pippi (2018).

Neste trabalho, não foi realizado um estudo de otimização para a ligação rígida adotada, ao contrário dos trabalhos de Peña (2017) e Pippi (2018, 2020), que empregaram, em suas etapas numéricas, o algoritmo PSO (*Particle Swarm Optimization*). Esta técnica permitiu determinar os parâmetros ótimos das propriedades mecânicas dos amortecedores passivos, além de identificar a posição e quantidade necessárias para minimizar os deslocamentos máximos e os deslocamentos relativos entre pisos das edificações.

A ausência dessa etapa de otimização no presente trabalho limitou o potencial de redução nas respostas estruturais, que poderiam ser melhoradas com a adoção de

uma técnica de otimização dos parâmetros da rigidez do elemento de ligação, da quantidade de barras e do tipo de conexão adotado, seja rotulada ou engastada. Esta abordagem poderia ter tornado o acoplamento rígido mais eficiente. Entretanto, optou-se por uma união que fosse compatível com as dimensões e o material da estrutura, tentando simular um caso real em escala reduzida.

Peña (2017) avaliou, na etapa experimental, as acelerações de estruturas *shear-frame* acopladas e desacopladas por meio de amortecedores passivos viscofluidos sob um carregamento harmônico e utilizando o algoritmo de otimização PSO (*Particle Swarm Optimization*) nos parâmetros de conexão. Foram analisados dois cenários: no primeiro, uma estrutura com dois pavimentos foi conectada a outra com um pavimento; no segundo, duas edificações de alturas iguais, cada uma com três pavimentos, foram acopladas. No primeiro caso, as reduções das acelerações *rms* chegaram a 68,6% na estrutura maior e 9,7% na estrutura menor. Já no segundo caso, as reduções foram de 30,1% e 12,4% para as estruturas 1 e 2, respectivamente.

Pippi (2018) também utilizou o algoritmo de otimização PSO em sua análise numérica. Nesse estudo, não foram avaliadas acelerações, mas sim deslocamentos máximos e deslocamentos relativos entre pavimentos de dois edifícios acoplados, sendo um com dez pavimentos e outro com sete. Sob carregamentos sísmicos, a ligação por amortecedores passivos resultou em reduções de até 60% nos deslocamentos máximos e relativos da estrutura acoplada em relação a isolada.

Pippi (2023) apresentou, em sua análise experimental, o uso de *inerters* no acoplamento estrutural de pórticos planos adjacentes submetidos a carregamentos harmônicos. As acelerações registradas nos resultados foram comparadas às situações em que as estruturas estavam desacopladas. A inclusão do *inertor* resultou em reduções de até 59% nas acelerações *rms* medidas no topo da estrutura, evidenciando sua eficácia na mitigação de respostas dinâmicas.

Comparando os resultados do presente estudo com esses trabalhos, observa-se que o acoplamento rígido utilizado aqui não apresentou reduções significativas nas respostas de aceleração da edificação mais vulnerável e menos rígida (Estrutura 1). Pelo contrário, verificou-se um aumento de quase 61% nas acelerações em uma faixa de frequência do carregamento, quando comparada à estrutura desacoplada. Enquanto, Peña (2017) trouxe reduções da aceleração *rms* que chegaram a 68,6% e Pippi (2024)

apresentou reduções de aproximadamente 59% no modelo experimental.

Em relação aos deslocamentos totais, o acoplamento rígido apresentou redução de 38% quando comparado ao desacoplado, enquanto em Pippi (2018), com a ligação com amortecedor viscofluido, as reduções chegaram a 60%. Vale ressaltar que no modelo de Pippi (2018) foi realizada uma otimização dos parâmetros. Esses resultados mostram as diferenças dos tipos de conexão no acoplamento de forma rígida rígido e com os amortecedores viscofluidos utilizados por Peña (2017) e Pippi (2018, 2023).

Além disso, os amortecedores viscofluidos não alteram as propriedades dinâmicas das estruturas, uma vez que não possuem rigidez no elemento de ligação, diferentemente de um amortecedor viscoelástico ou de uma ligação rígida. No presente estudo, a rigidez do acoplamento modificou as propriedades dinâmicas do sistema acoplado e as frequências naturais da estrutura, conforme demonstrado nos resultados numéricos e experimentais.

O aumento na frequência fundamental do sistema acoplado pode contribuir para a diminuição dos efeitos dinâmicos provocados pelo vento e, consequentemente, para a redução das cargas consideradas no projeto, conforme previsto nas normas brasileiras e americanas de carregamento de vento. De acordo com essas normas, quando uma estrutura apresenta frequências naturais abaixo de 1 Hz, se torna necessário considerar os efeitos dinâmicos do vento, o que pode resultar em um aumento das cargas laterais estipuladas no projeto.

A Norma Brasileira de Forças devidas ao Vento em Edificações (NBR 6123:2023) enfatiza que a frequência fundamental é um fator crítico para essas estruturas. Frequências de vibração mais baixas, especialmente em edificações com frequências naturais inferiores a 1 Hz, resulta em respostas flutuantes significativas na direção do vento médio, particularmente em estruturas com baixo amortecimento. Isso leva a um aumento nas considerações de cargas laterais estipuladas na norma, uma vez que esse acréscimo dinâmico não se aplica às outras estruturas que possuem frequências de vibração maiores do que 1 Hz.

De forma similar, a norma americana da *American Society of Civil Engineers* (ASCE 7-22 – *Minimum Design Load and Associated Criteria for Buildings and Other*

Structures) estabelece que, em estruturas flexíveis, como edifícios altos, quando a frequência fundamental de vibração é inferior a 1 Hz, é necessário incorporar um coeficiente de amplificação dinâmica nos cálculos de dimensionamento dos elementos sujeitos a cargas de vento. Assim, a solução de acoplamento pode também contribuir para a redução das cargas de vento consideradas nas normas de projeto.

8 CONCLUSÕES

Este trabalho teve como objetivo investigar as respostas e características dinâmicas de estruturas acopladas com elementos rígidos, comparando-as às correspondentes dos modelos desacoplados. O trabalho foi realizado de forma numérica e experimental. Inicialmente, foi desenvolvido um modelo numérico no software SAP2000, com propriedades análogas às do modelo experimental. Em seguida, foram realizados ensaios de identificação modal em ambas as estruturas desacopladas, incluindo ensaio com martelo de impacto, motor de rotação e excitador *shaker*.

Com base nos resultados desses ensaios, os parâmetros do modelo numérico foram ajustados para alinhar as propriedades dinâmicas simuladas ao comportamento real observado nos testes experimentais. Para isso, calibraram-se a rigidez das molas das placas de base, a rigidez à rotação das conexões entre colunas e lajes, e a rigidez à força cortante no plano das colunas. Após a atualização do modelo numérico, foi aplicada a técnica de acoplamento rígido, utilizando chapas de aço como elementos de conexão. Essa solução foi escolhida por sua facilidade de execução em obras convencionais e pela simplicidade de implementação. Os modelos acoplados e desacoplados foram analisados experimental e numericamente, permitindo a obtenção de resultados que fundamentam as principais conclusões.

A técnica de acoplamento rígido demonstrou deslocar a frequência do primeiro modo de vibração para valores superiores, situando-se entre os valores dos modos fundamentais das duas estruturas desacopladas, a da estrutura com 10 pavimentos e com 5 pavimentos, conforme descrito por Westermo (1989). Esse comportamento foi observado tanto na análise numérica quanto na experimental. Esse aumento da frequência natural pode ser vantajoso, especialmente para reduzir as cargas dinâmicas consideradas em projetos estruturais de edifícios altos e flexíveis, conforme indicado nas normas NBR 6123:2023 e ASCE 7-22.

Com o modelo numérico atualizado, foi aplicado um carregamento senoidal de amplitude constante e frequência variável no topo da estrutura de 10 pavimentos, analisando-se as respostas dos modelos acoplado e desacoplado. Os resultados mostraram que, embora as acelerações fossem semelhantes na maior parte das FRFs, verificou-se um aumento de até 61% no pico de aceleração em determinada frequência

no modelo acoplado.

Por outro lado, os deslocamentos absolutos máximos apresentaram reduções significativas no topo da estrutura mais suscetível a oscilações (Estrutura 1). As reduções alcançaram 38% nas frequências do primeiro modo de vibração e até 58% nas frequências correspondentes ao segundo modo de vibração. Esse resultado é relevante, pois os deslocamentos associados ao primeiro modo são geralmente críticos para a estabilidade e danos estruturais, especialmente sob cargas de vento.

Comparando as respostas obtidas do acoplamento rígido com os resultados apresentados nos estudos de Peña (2017) e Pippi (2018, 2023), que investigaram o uso de amortecedores viscofluidos e os *inerters* como elementos de conexão entre estruturas adjacentes, foi evidenciado que estes dispositivos apresentaram maior eficiência na atenuação das respostas estruturais, tanto nas reduções das acelerações quanto nos deslocamentos absolutos das estruturas desacopladas.

Assim, a técnica de acoplamento estrutural utilizando elementos rígidos na conexão demonstrou ser eficiente na redução dos deslocamentos totais da edificação mais vulnerável a cargas laterais. A validação e calibração dos parâmetros do modelo numérico por meio de um modelo experimental foram fundamentais para garantir maior precisão e coerência no estudo, alinhando os resultados numéricos ao comportamento real da estrutura.

Em síntese, a técnica de acoplamento estrutural, inicialmente proposta por Klein et al. (1972), demonstrou ser eficaz na redução dos deslocamentos totais e na prevenção do contato direto entre edifícios, contribuindo para evitar a ocorrência do *pounding*. No entanto, este tipo de conexão não se mostrou eficaz na redução das acelerações provenientes de carregamentos dinâmicos no sistema acoplado, diferentemente dos amortecedores viscofluidos utilizados em estudos de referência anteriores. Por isso, recomenda-se que o acoplamento rígido seja combinado com outros sistemas de controle capazes de mitigar as acelerações causadas por cargas dinâmicas, aperfeiçoando a eficiência geral da solução estrutural.

8.1 Sugestões para trabalhos futuros

Para uma melhor compreensão da influência da técnica de acoplamento estrutural nas edificações. Algumas recomendações de estudos são feitas para os

trabalhos futuros, entre elas estão:

- Aplicação de carregamento sísmico nos ensaios experimentais;
- Utilização de sistema de controles ativos e semiativos em conjunto com elementos rígidos como elemento de acoplamento.
- Estudo com novas configurações de acoplamento entre os edifícios, alterando as posições, quantidades e altura de cada uma das estruturas;
- Realizar uma otimização multiobjetivo visando diminuir tanto os deslocamentos quanto as acelerações; e
- Estudar conexões entre múltiplos edifícios interligados.

REFERÊNCIAS

ALY, M., ABBURU, S. On the design of high-rise buildings for multihazard: fundamental differences between wind and earthquake demand. *Shock and Vibration*, vol. 2015, Article ID 148681, 22 pages, 2015.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. ASCE 7-05: Minimum design loads for buildings and other structures. Reston: ASCE, 2006.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. ASCE 7-22: Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures. Virginia, 2022.

AVILÉS, J., PÉREZ-ROCHA, L. E. Evaluation of interaction effects on the system period and the system damping due to foundation embedment and layer depth. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, v. 15, p. 11-27, 1996.

AVITABILE, P. Experimental modal analysis-a simple non-mathematical presentation. *Sound Vib.* 35, 20–31, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 2023.

BERNARDES, P. L. J. Amortecedor tipo pêndulo invertido para controle de vibrações em edifícios altos. Dissertação de Mestrado em Integridade de Materiais da Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Integridade de Materiais da Engenharia, Publicação N°065A/2018, Faculdade Gama e Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 85 p, 2018.

BIGDELI, K., HARE, W., TESFAMARIAM, S. Optimal design of viscous damper connectors for adjacent structures using genetic algorithm and Nelder-Mead algorithm. *Proceedings of SPIE conference on smart structures and materials*. SPIE; 2012

BROWN, T. Wind-induced pounding of tall buildings, Master's thesis, Department of civil engineering, Lakehead University, 2022.

CHENNA, R., RAMANCHARLA, P.K. Damage assessment due to pounding between adjacent structures with equal and unequal heights. *J. Civ. Struct. Health Monit.* 8, 635–648, 2018.

CHEN, P., WU, X. Investigations on the Dynamic Response of Adjacent Buildings Connected by Viscous Dampers. *Buildings*, 12, 1480, 2022

CHRISTENSON, R.E., SPENCER, Jr. B.F., JOHNSON, E.A., SETO, K. Coupled building control considering the effects of building/connector configuration. *J Eng Mech ASCE* 132:853–63, 2006.

CHOPRA, A.K. *Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering*. Boston: Prentice Hall. 2020.

CLOUGH, R.W., PENZIEN, J. *Dynamics of Structures, Computers and Structures Inc.*, Berkeley (2003).

COLE, G., DHAKAL, R., CARR, A., BULL, D. Building pounding state of the art: Identifying structures vulnerable to pounding damage. In: Proceedings of New Zealand society for earthquake engineering annual conference. Paper No. 11; 2010.

COLE, G.L., DHAKAL, R.P., TURNER, F.M. Building pounding damage observed in the 2011 Christchurch earthquake. *Earthquake Engng Struct. Dyn.*, 41: 893-913, 2012.

COMPUTERS AND STRUCTURE, INC. SAP2000 (v. 24.0). Berkeley, CA, 2023.

CSI, SAP2000®: Integrated solution for CSI analysis reference manual for SAP2000®, ETABS®, SAFE® and CSiBridge®, Computers and Structures, Inc, 2016.

DJEROUNI, S., ELIAS, S., ABDEDDAIM, M., RUPAKHETY R. Optimal design and performance assessment of multiple tuned mass damper inerters to mitigate seismic pounding of adjacent buildings. *J Building Eng* 48:103994, 2022

DOĞAN, M., GÜNEYDIN, A. Pounding of adjacent RC buildings during seismic loads, *J Eskişehir Osmangazi Univ Faculty Eng Architect* 22: 129-145, 2009.

DOMENICO, D. D., QIAO, H., WANG, Q., ZHU, Z., MARANO, G. Optimal design and seismic performance of Multi-Tuned Mass Damper Inerter (MTMDI) applied to adjacent high-rise buildings. *Structural Design of Tall and Special Buildings*, 29, 14, e1781, 2020.

DOROUDI, R., LAVASSANI, S. H. H. Connection of coupled buildings: A

state-of-the-art review. *Structures*, 33, pp 1299-1326, 2021.

ELGAMMAL, A., SELEEMAH, A., ELSHARKAWY, M., ELWARDANY, Hy. Comprehensive review on seismic pounding between adjacent buildings and available mitigation measures. *Archives of Computational Methods in Engineering*. 10.1007/s11831-024-10114-6, 2024.

ELKADY, A. Response characteristics of flush end-plate connections. *Engineering Structures* 269(7): 114856, 2022.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance – part 1: general rules. Brussels: CEN, 1994.

EWINS, D.J. Modal Testing: Theory, practice and application. 2. Ed. Baldock: Research Studies Press, 2000.

FORTES, G.L., BELLA, J.C.D., LEOPOLDO, R., FRANÇA, S. Validação da expressão aproximada da rigidez secante adimensional (Kappa) para concreto de alta resistência. *Revista Eletrônica de Engenharia Civil*, volume 14, nº 2, 189-199, 2018.

GAZETAS, G. Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundations. *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 117, p. 1363–1381, 1991.

HE, J., FU, Z. Modal Analysis. 1 ed. Oxford: Butterworth-Heinemann, 2001.

HURTY, W.C.; RUBINSTEIN, M. F. Dynamic of Structures. New Delhi: Prentice-Hall of India Private Limited. 1967.

INTERNATIONAL CODE COUNCIL. International building code- IBC 2018. Washington, D.C.: ICC, 2018.

INTERNATIONAL CONFERENCE OF BUILDINGS OFFICIALS. Uniform building code – UBC 1997. Whittier: ICBO, 1997.

ISLAM, N.U., JANGID, R.S. Seismic performance evaluation of adjacent structures connected with negative stiffness and inerter-based dampers. *Journal of Physics.: Conf. Ser.* 2647 032016, 2024.

JANKOWSKI, R., MAHMOUD, S. Linking of adjacent three-storey buildings for mitigation of structural pounding during earthquakes. *Bull Earthq Eng* 14:3075–3097, 2016.

KASAI, K., MAISON, B.F. Building pounding damage during the 1989 Loma Prieta earthquake. *Eng Struct* 19:195–207, 1997.

KLEIN, R. E., CUSANO, C., STUKEL, J. J. Investigation of a method to stabilize wind-induced oscillations in large structures. *Mechanical Engineering*, Vol. 95, No. 2, pp. 53-53, 1972

KUNIEDA, M. Earthquake prevent design and earthquake proof design for structures. *J JSME* 79:361–365, 1976.

LEE, D.G., KIM, H.S.; KO, H. Evaluation of coupling control effect of a sky-bridge for adjacent tall buildings. *Struct. Design Tall Spec. Build.* 21, 311–328, 2012.

LUCO, J.E., BARROS, C.P. Optimal Damping between Two Adjacent Elastic Structures, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, v. 27, p. 649-659, 1998a.

LUCO, J.E., BARROS, C.P. Control of the seismic response of a composite tall building modelled by two interconnected shear beams. *Earthquake Eng Struct Dynam.* 27(3):205-223, 1998b.

MIARI, M., CHOONG, K. K., JANKOWSKI R. Seismic pounding between adjacent buildings: Identification of parameters, soil interaction issues and mitigation measures, *Soil Dyn. Earthq. Eng.* 121, 135–150, 2019

MAHMOUD, S. Horizontally connected high-rise buildings under earthquake loadings. *Ain Shams Engineering Journal*, 10(1), pp. 227-241, 2019.

NATIONAL RESEARCH COUNCIL OF CANADA. *National building code of Canada 2015*. Ottawa: NRC, 2015.

NI LabVIEW (Versão 2014). Austin, TX: National Instruments, 2014.

PALACIOS-QUIÑONERO, F., RUBIÓ-MASSEGÚ, J., ROSSEL, J.M., KARIMI, H.R. Advanced computational design of shared tuned mass-inerter dampers for vibration control of adjacent multi-story structures, *IFAC-PapersOnLine* 50, 1, pp 13366–13371, 2017

PALERMO, M., SILVESTRI, S. Damping reduction factors for adjacent buildings connected by viscous-viscous dampers. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 138, 106323, 2020

PARK, K.S., OK, S.Y. Coupling ATMD system for seismic response control of two adjacent buildings. *Shock Vib*, Vol, 2019:2060623, 2019.

PEÑA, L. A. P. Resposta dinâmica de edificações adjacentes acopladas: considerações sobre a interação solo – estrutura. Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.TD-001A/17, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 212p, 2017.

PEÑA, L. A. P.; DOZ, G.; AVILA, M. S. Numerical and experimental comparative of coupled neighboring buildings. *Rev. IBRACON Estrut. Mater.*, 13, n. 6, p. 16, 2020.

PÉREZ, L. A.; AVILA, S.; DOZ, G. Seismic Response Control of Adjacent Buildings Connected by Viscous and Hybrid Dampers. Springer International Publishing. 433-440, 2014.

PIUPI, A. S. Resposta dinâmica para diferentes modelos de edificações adjacentes acopladas. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.DM – 17A/18, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 83p, 2018.

PIUPI, A. M. S. Estudo numérico-experimental de edificações adjacentes acopladas utilizando elemento inerter. Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.TD – xx/23, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 181p, 2023.

RAMAKRISHNA, U., MOHAN, S.C. Experiments on coupled technique for adjacent similar buildings. *International Journal of Engineering Transactions C: Aspects*, 33 (9), pp.1703-1709, 2020.

RAO, S.S. *Mechanical Vibrations*. USA: Prentice Hall Pearson, 2017.

REDDY, J.N. *Theory and analysis of elastic plates and shells* (2nd ed.). CRC Press, 2006.

RUPAKHETY, R., ELIAS S.; OLAFSSON S. Shared tuned mass dampers for mitigation of seismic pounding. *Applied Sciences*, 10, 6, 1918, 2020.

SONG J., TSE K.T. Dynamic characteristics of wind-excited linked twin buildings based on a 3-dimensional analytical model. *Engineering Structures* 79:169–

81, 2014.

SONG J., BI K., XU K, HAN Q, DU X. Seismic responses of adjacent bridge structures coupled by tuned inerter damper. *Engineering Structures* 243:112654, 2021.

TAVARES, R.C.C., MORAIS, M.V.G., AVILA., S.M., GRACIELA, D. Study on the use of passive control systems in the dynamic response of coupled buildings. In: XLIV Iberian Latin American Congress on Computational Methods in Engineering CILAMCE, Porto, 2023.

TUBALDI, E. Dynamic behavior of adjacent buildings connected by linear viscous/ viscoelastic dampers. *Struct Control Health Monit* 22:1086–102, 2015.

TUBALDI, E., GIOIELLA, L., SCOZZESE, F., RAGNI, L., DALL'ASTA, A., A design method for viscous dampers connecting adjacent structures. *Front Built Environ* 6, 2020.

THORNTON, C.H., HUNGSPrUKE, U., JOSEPH, L.M. Design of the world's tallest buildings-Petronas twin towers at Kuala Lumpur City Centre. *Struct Des Tall Build* 6: 245–62, 1997.

VAROTO, P.S., OLIVEIRA, P.R.O. On the force drop off phenomenon in shaker testing in experimental modal analysis. *Shock and Vibration* 9, 155-175, 2002.

WANG, Q., QIAO, H., DOMENICO, D. De, ZHU, Z., TANG, Y. Seismic response control of adjacent high-rise buildings linked by the Tuned Liquid Column Damper-Inerter (TLCDI). *Engineering Structures*, 223, 111169, 2020

WESTERMO, B.D. The dynamics of interstructural connection to prevent pounding, *J. Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 18, no. 5 pp. 687–699, 1989.

WOOD, A. Pavements in the sky: The skybridge in tall buildings. *Archit Res Q* 7:325–32, 2003.

XU, Y.L., HE, Q., KO, JM. Dynamic response of damper-connected adjacent buildings under earthquake excitation. *Engineering Structures*, v. 21, no. 2, p. 135–148, 1999.

XU, Y.L., ASCE, M., NG, C.L. Seismic protection of a building complex using variable friction damper: experimental investigation. *J Eng Mech* 134:637–49, 2008.

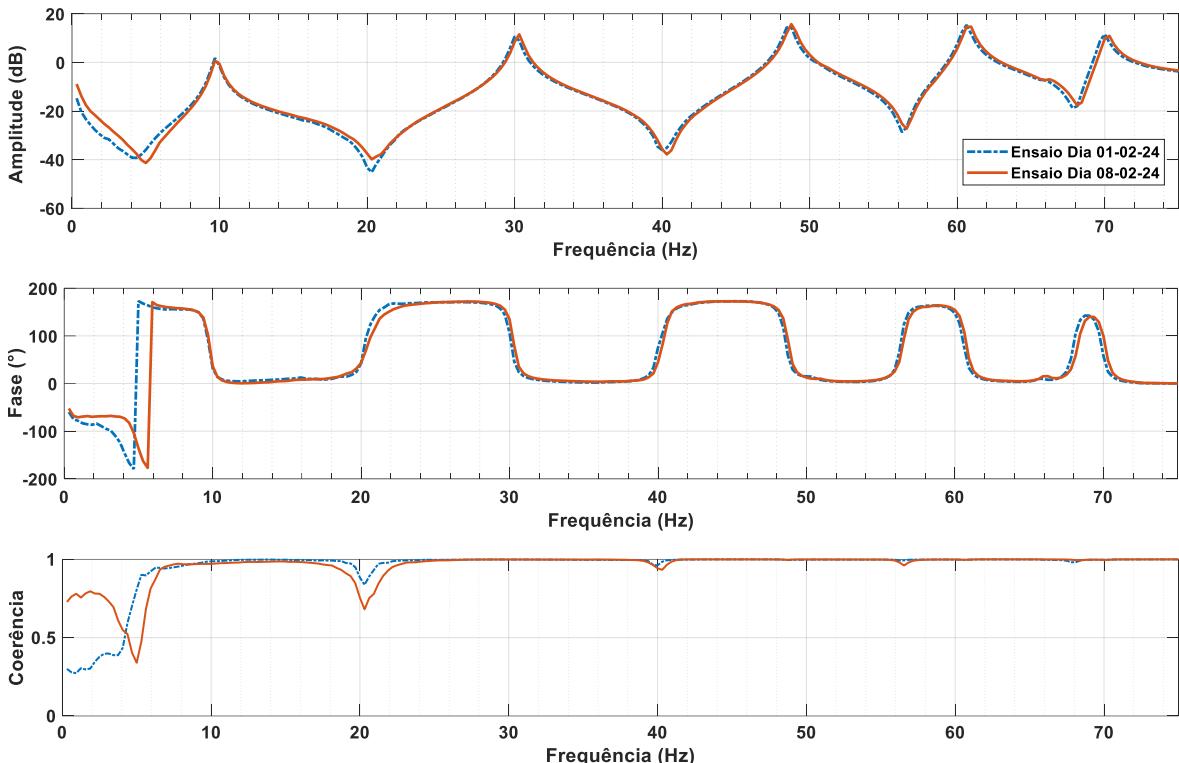
ZHU, Z., LEI, W., WANG, Q., TIWARI, N., HAZRA, B. Study on wind-

induced vibration control of linked high-rise buildings by using TMDI, J Wind Eng
Ind Aerodyn 205:104306,2020.

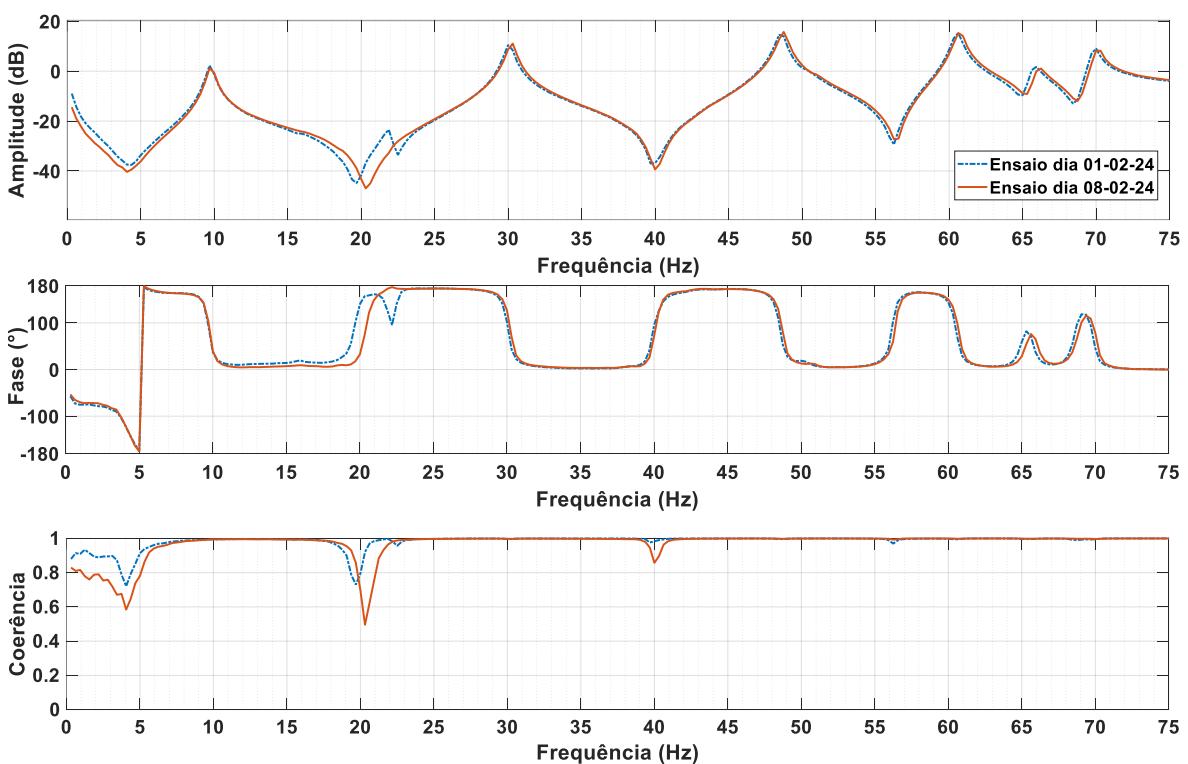
ANEXO A

- **Ensaio martelo de impacto**

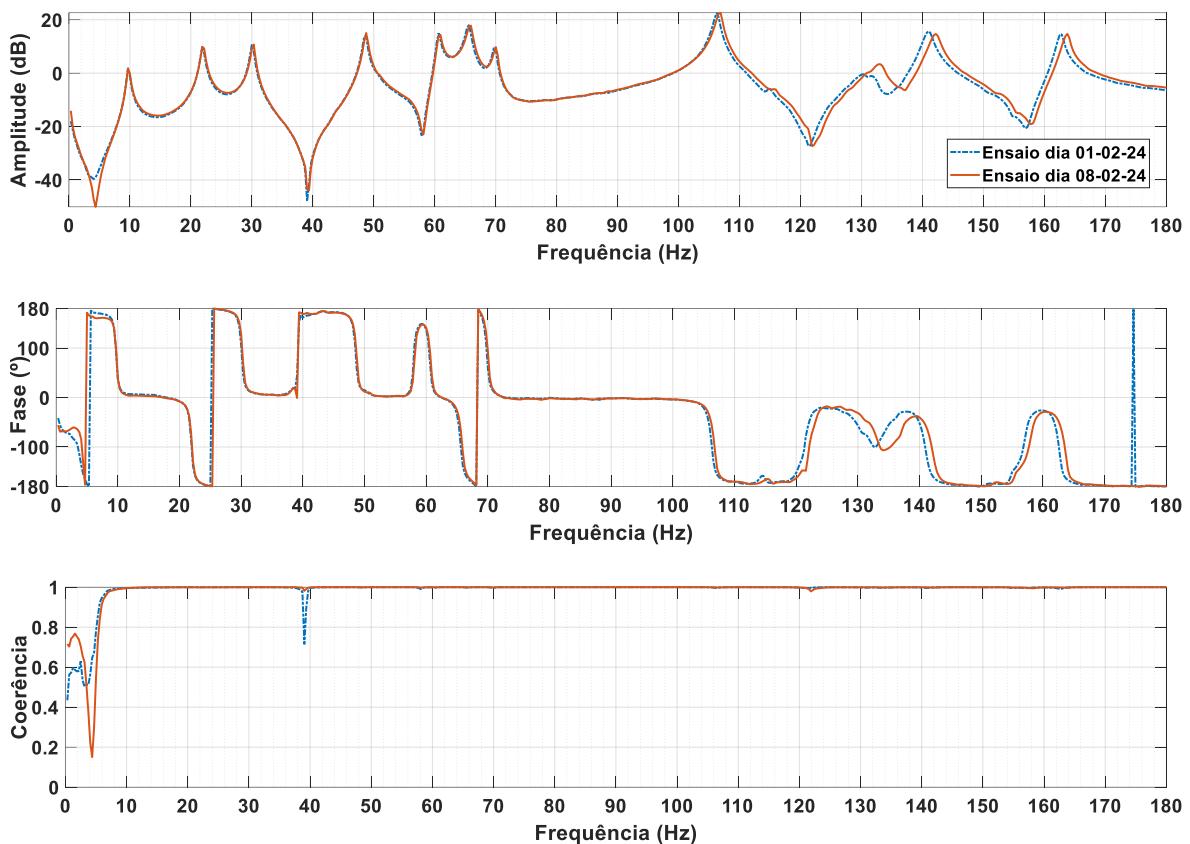
-Prédio 5 pavimentos – Eixo X- Caso 1



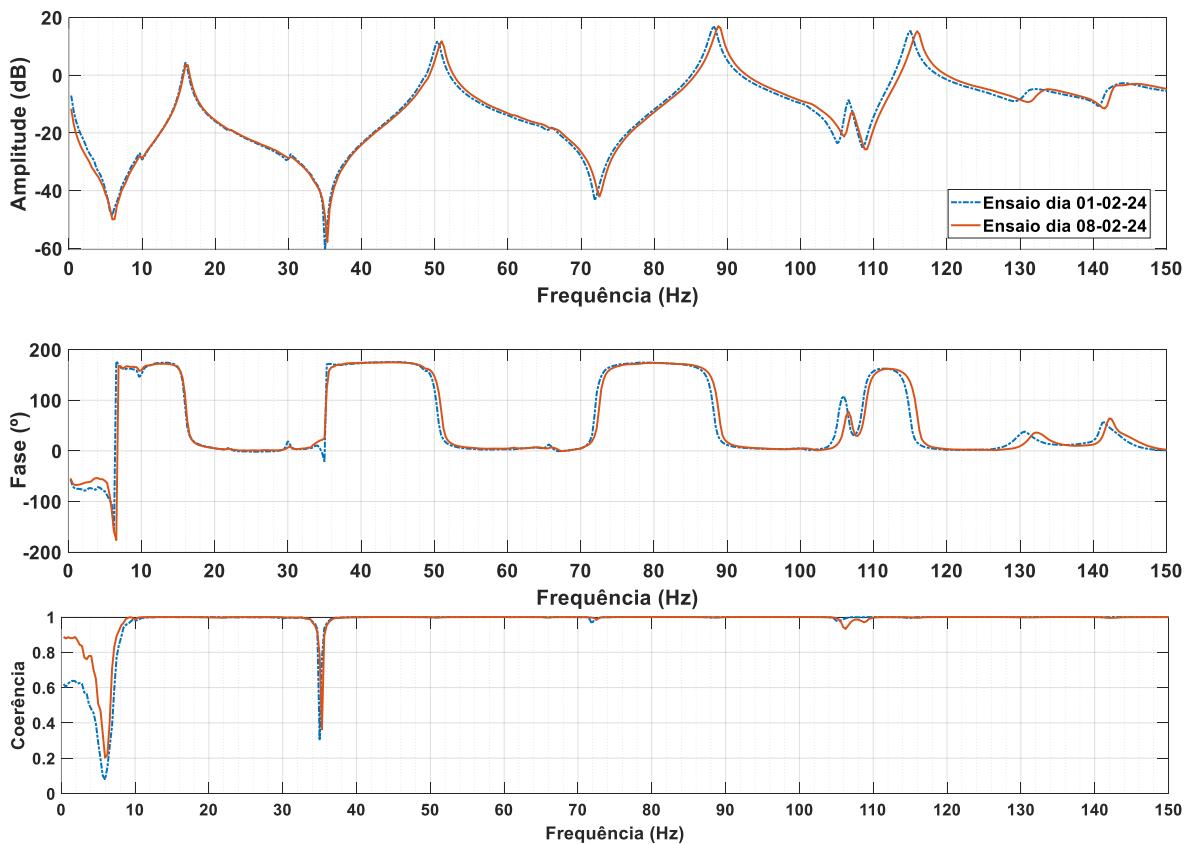
-Prédio 5 pavimentos – Eixo X- Caso 2



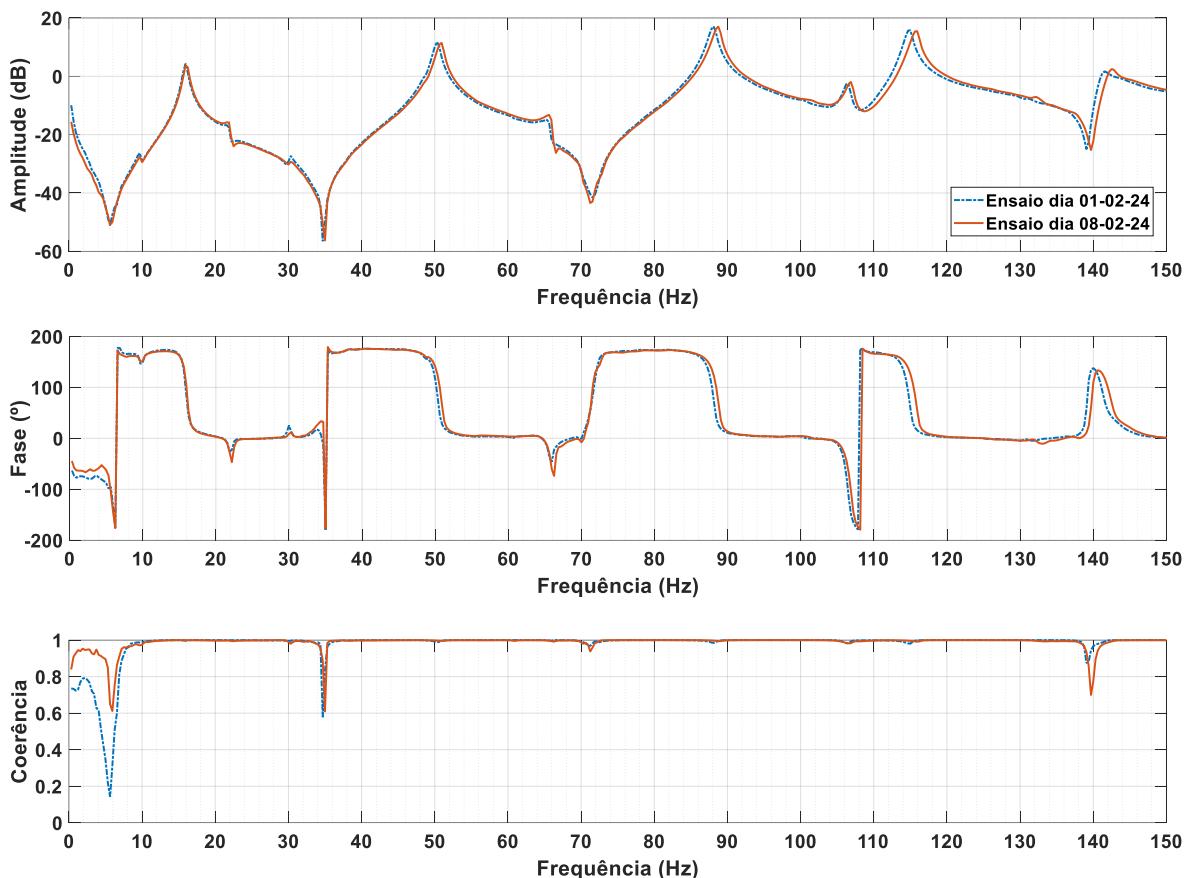
-Prédio 5 pavimentos – Eixo X- Caso 3



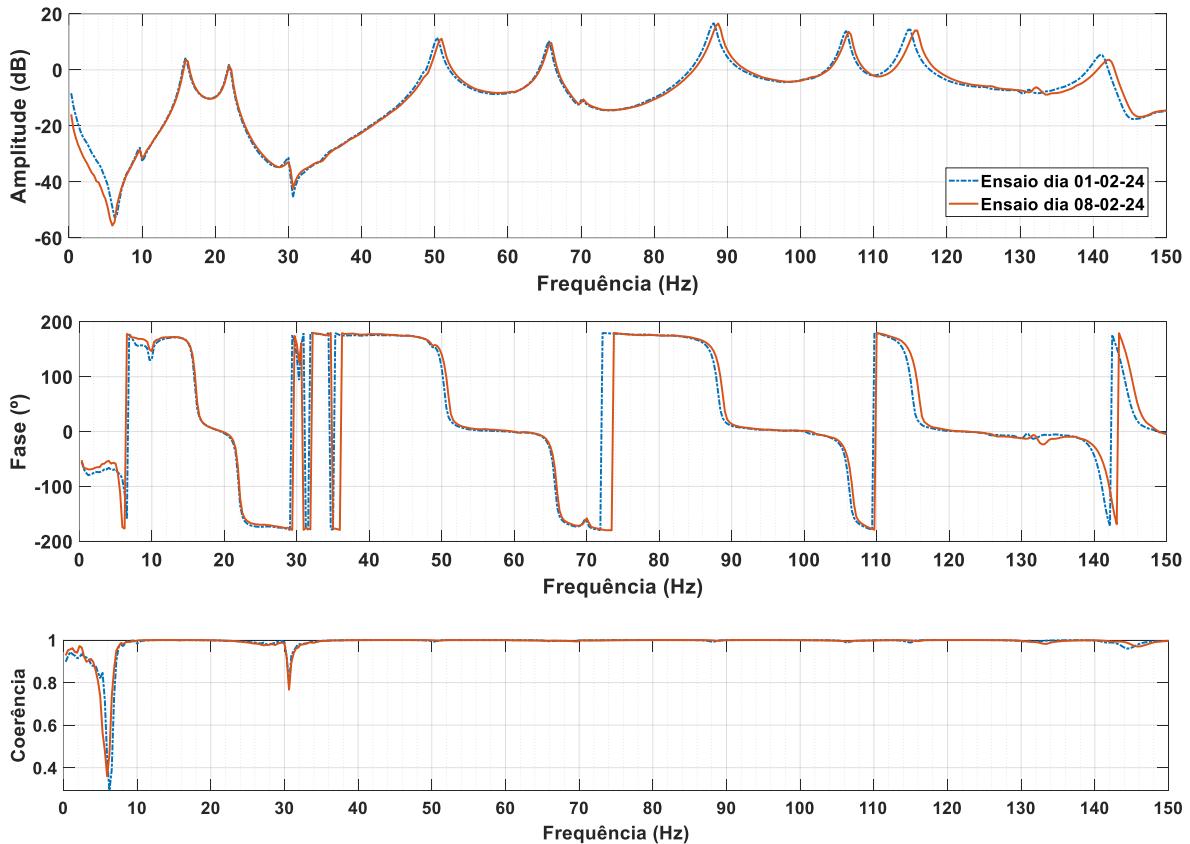
-Prédio 5 pavimentos – Eixo Y- Caso 4



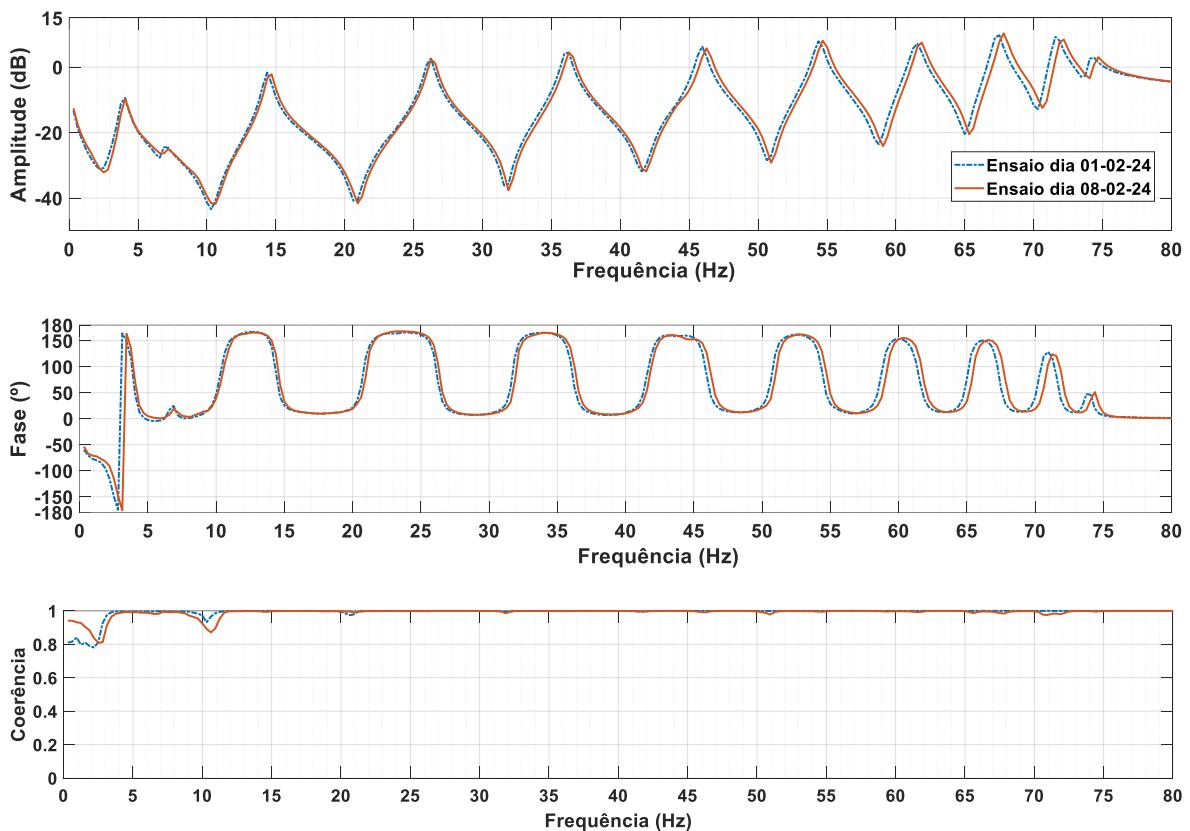
-Prédio 5 pavimentos – Eixo Y- Caso 5



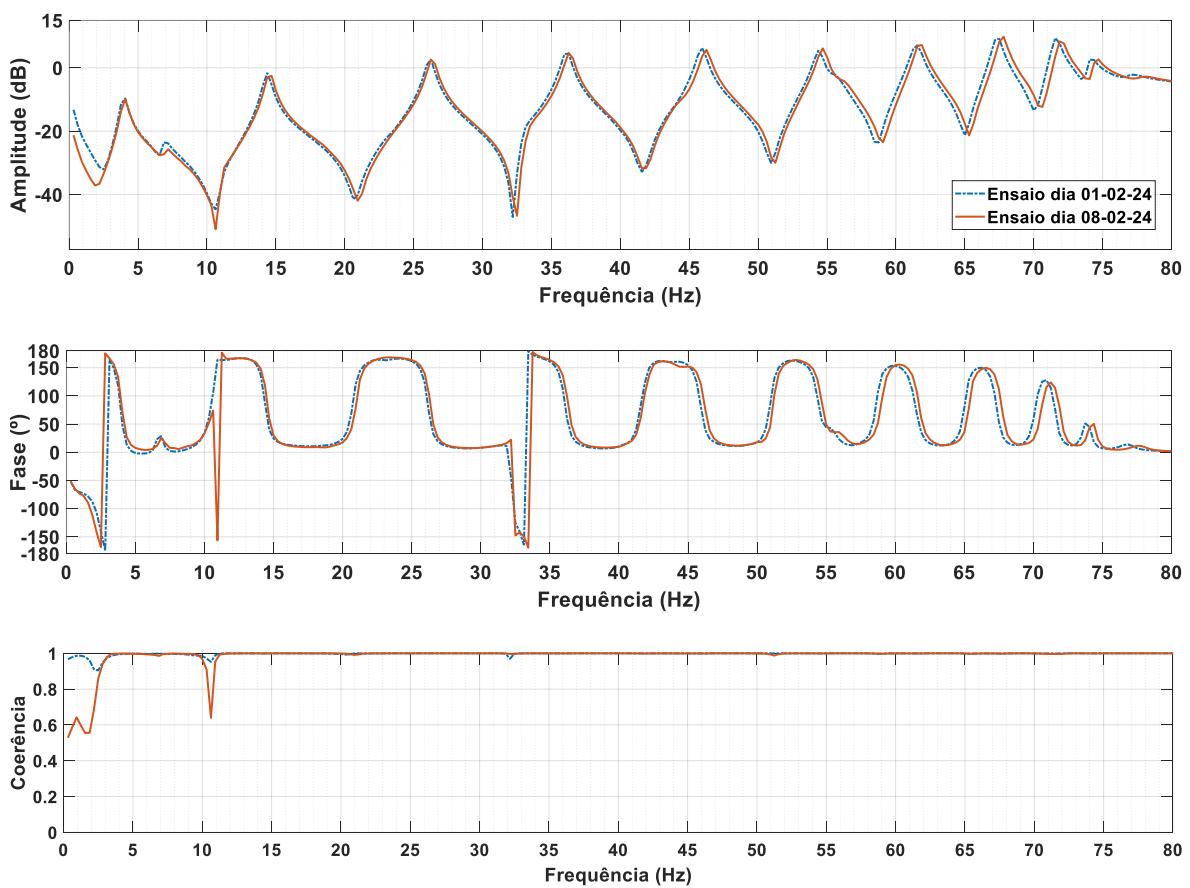
-Prédio 5 pavimentos – Eixo Y- Caso 6



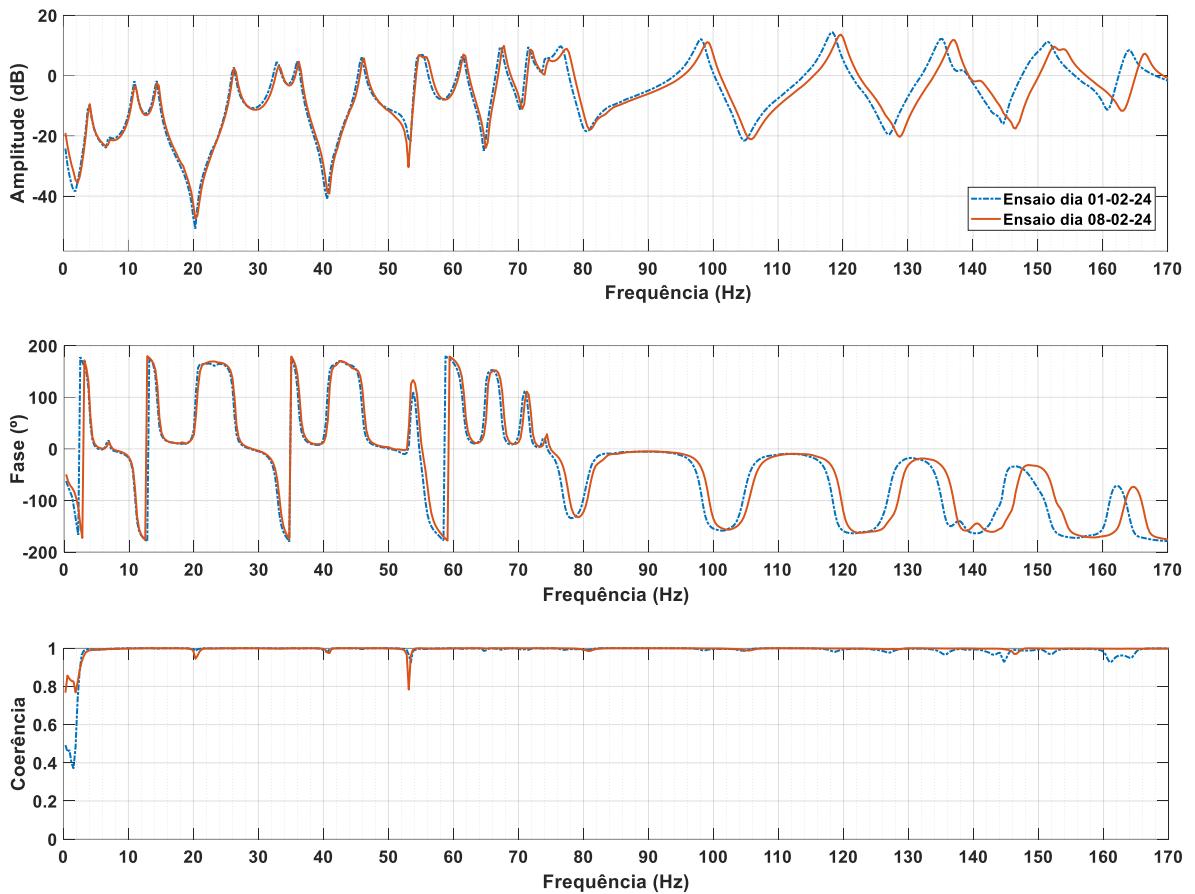
-Prédio 10 pavimentos – Eixo X- Caso 1



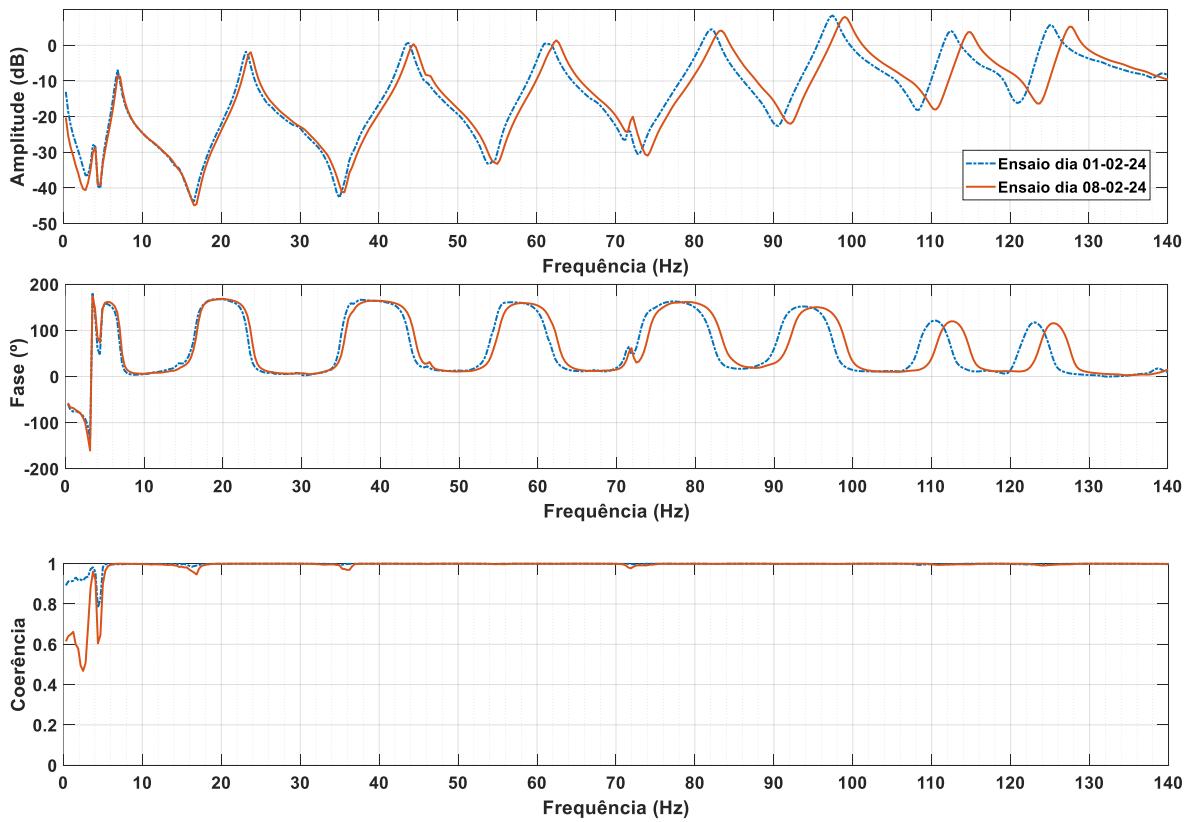
-Prédio 10 pavimentos – Eixo X- Caso 2



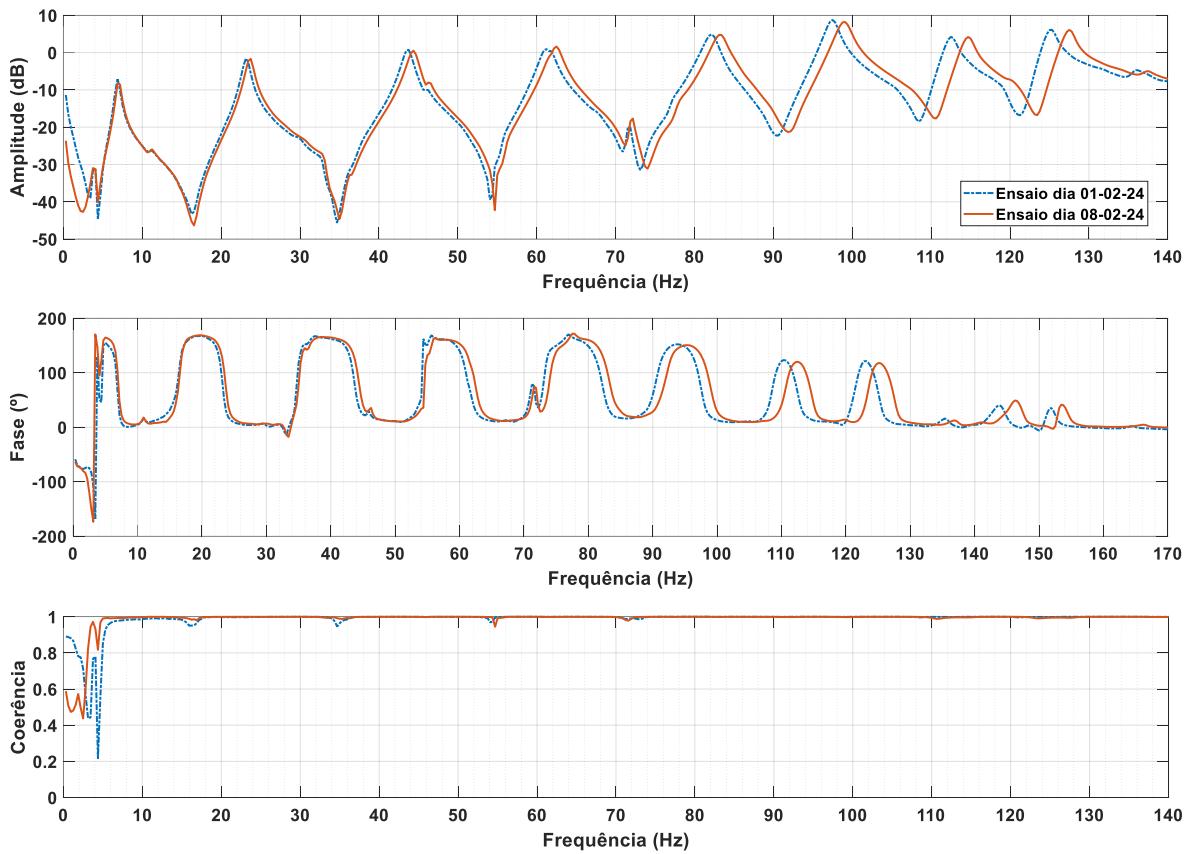
-Prédio 10 pavimentos – Eixo X- Caso 3



-Prédio 10 pavimentos – Eixo Y- Caso 4



-Prédio 10 pavimentos – Eixo Y- Caso 5



-Prédio 10 pavimentos – Eixo Y- Caso 6

