



ANÁLISE DINÂMICA DE EDIFÍCIOS SUBMETIDOS À EXCITAÇÃO DE BASE

Laila Aparecida Saraiva Pereira

Carlos Magluta

Ney Roitman

laila.saraiva@engenharia.ufjf.br

magluta@coc.ufrj.br

roitman@coc.ufrj.br

Laboratório de Estruturas e Materiais – PEC/COPPE/UFRJ

Universidade Federal do Rio de Janeiro, Centro de Tecnologia, Bloco I-216, Ilha do Fundão,
CEP: 21941-972, Rio de Janeiro, Brasil

Resumo. Diante do grande impacto humano e material que pode ser causado pela excitação de base nos edifícios submetidos a terremotos, busca-se utilizar isoladores de base para atenuar a resposta dinâmica da estrutura. Tais isoladores trabalham desacoplando parcialmente as componentes horizontais do movimento do solo através de elementos de baixa rigidez lateral instalados entre a estrutura e sua fundação. A presente pesquisa tem como objetivo a análise dinâmica de edifícios submetidos à excitação de base através de um modelo numérico 3D calibrado com resultados experimentais. Através do modelo calibrado busca-se estudar a resposta dinâmica do edifício e a eficácia do uso de isoladores de base para várias direções de excitação.

Palavras-chave: Análise Dinâmica, Excitação de base, Vibrações.

1 INTRODUÇÃO

Os terremotos são movimentos perceptíveis na superfície terrestre e são causados pelo movimento das placas tectônicas, sua ocorrência se dá em regiões próximas ao encontro dessas placas. Do ponto de vista da engenharia estrutural pode ser entendido como uma excitação de base da estrutura podendo danificar e até levar ao colapso da mesma, podendo causar perda humana e material.

Com o desenvolvimento de técnicas e materiais para mitigar efeitos dos terremotos, muito vem sendo pesquisado com o intuito de preservar a estrutura sob ação sísmica. Uma das alternativas para minimizar esses efeitos é o isolamento de base, cujo objetivo é reduzir as acelerações transmitidas pelos terremotos. Dentro da grande variedade de sistemas de isolamento de base, o objeto de estudo do presente trabalho é o de base de elastômero. Segundo Kelly (1986) o isolamento de borracha é o método mais simples e fácil de fabricar e é caracterizado por alta rigidez vertical e alta flexibilidade horizontal. Desta forma, sob ação sísmica o isolamento de borracha atua desacoplando parcialmente o movimento horizontal do solo enquanto que as componentes verticais são transmitidas para a estrutura praticamente inalteradas.

O objetivo da pesquisa é o estudo do comportamento destes isoladores para diferentes direções de excitação e frequências com a utilização de um modelo de edifício fabricado em laboratório. Elabora-se um modelo numérico 3D desenvolvido na plataforma Matlab® o qual é calibrado com valores experimentais para que seja feita sua análise dinâmica com e sem o uso do isolamento de base. No atual documento é apresentada a primeira fase da pesquisa, que consiste em ensaios experimentais de identificação modal do edifício com posterior calibração do modelo numérico. Com esse modelo calibrado são estimadas Funções de Resposta em Frequência (FRF's) da estrutura simples e com isolador.

Na primeira seção deste documento faz-se uma breve introdução sobre o problema estudado. Na segunda apresenta-se a formulação matemática que será utilizada no decorrer da pesquisa. A terceira parte consiste na metodologia experimental, com a descrição da estrutura utilizada e a análise de dados obtidos. Na quarta parte é mostrada a idealização do modelo numérico, tal como os resultados obtidos. Por último, na quinta parte, são feitas algumas conclusões acerca do assunto e prosseguimento da pesquisa.

2 FORMULAÇÃO MATEMÁTICA

2.1 Excitação de base

Do ponto de vista estrutural a excitação de base pode ser vista como uma aceleração do solo e o equilíbrio dinâmico de uma estrutura é dado de forma matricial pela Eq. (1).

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -M\ddot{u}_g \quad (1)$$

Sendo,

M : matriz de massa da estrutura de ordem $N \times N$.

C : matriz de amortecimento da estrutura de ordem $N \times N$.

K : matriz de rigidez da estrutura ordem de $N \times N$.

I : operador de influência.

$\ddot{u}$: vetor de acelerações da estrutura.

$\dot{u}$: vetor de velocidades da estrutura.

u : vetor de deslocamentos da estrutura.

$\ddot{u}_g$: aceleração sísmica.

N : número de graus de liberdade considerado no sistema.

O operador de influência consiste em uma matriz que faz relação entre a excitação sísmica e os graus de liberdade considerados na estrutura, desta forma sua dimensão está ligada ao número de excitações consideradas.

2.2 Vibração livre amortecida

Quando no problema dinâmico o amortecimento é proporcional às matrizes de massa e rigidez, ou seja, quando a matriz de amortecimento pode ser escrita na forma $C = a_0 M + a_1 K$, tem-se o amortecimento de *Rayleigh* e o cálculo dos autovalores e autovetores pode ser realizado sem levar em conta a matriz de amortecimento proporcional, visto que na prática estes valores são próximos do sistema não amortecido.

Em alguns sistemas, como mostrado mais adiante nesse trabalho que irá analisar o uso de isoladores de base, a matriz de amortecimento não pode mais ser desenvolvida como uma combinação das matrizes de massa e rigidez, ou seja, trata-se de um amortecimento não proporcional e a resolução de autovalores e autovetores não se dá mais de forma análoga ao sistema não amortecido, recaindo em um problema de autovalor quadrático.

Para a resolução do equilíbrio dinâmico em vibração livre (Eq. 2) em um sistema com amortecimento não proporcional foi adotado o método proposto por Ewins (1984) que consiste inicialmente em uma troca de variáveis apresentada a seguir.

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = 0 \quad (2)$$

$$v = \begin{bmatrix} u \\ \dot{u} \end{bmatrix}_{(2Nx1)} \quad (3)$$

$$\dot{v} = \begin{bmatrix} \dot{u} \\ \ddot{u} \end{bmatrix}_{(2Nx1)} \quad (4)$$

Reescrevendo a Eq. (2) em termos da nova variável:

$$[C: M]_{(Nx2N)} \dot{v}_{(2Nx1)} + [K: 0]_{(Nx2N)} v_{(2Nx1)} = 0 \quad (5)$$

O problema descrito pela Eq. (5) possui $2N$ incógnitas e, portanto, não tem solução direta. Para solucionar tal problema é adicionada à Eq. (5) a seguinte identidade.

$$[M: 0]_{(Nx2N)} \dot{v}_{(2Nx1)} + [0: -M]_{(Nx2N)} v_{(2Nx1)} = 0 \quad (6)$$

O sistema a ser resolvido pode então ser reescrito:

$$A\dot{v} + Bv = 0 \quad (7)$$

Onde,

$$A = \begin{bmatrix} C & M \\ M & 0 \end{bmatrix} \text{ e } B = \begin{bmatrix} K & 0 \\ 0 & -M \end{bmatrix}$$

Assumindo como solução para o sistema:

$$v = \phi e^{\lambda t} \quad (8)$$

$$\dot{v} = \lambda \phi e^{\lambda t} \quad (9)$$

Substituindo as Eq. (8) e Eq. (9) na Eq. (6), recai-se em um problema de autovalor com autovalores e autovetores na forma complexa.

$$(A\lambda + B)\phi = 0 \quad (10)$$

$$\lambda = -\xi\omega + \omega\sqrt{1 - \xi^2}i \quad (11)$$

Onde,

ξ : taxa de amortecimento de cada modo de vibração.

ω : frequência natural de cada modo de vibração.

A solução da Eq. (10) tem N autovalores λ e seus respectivos conjugados, assim como N autovetores ϕ e os conjugados correspondentes, dobrando assim o grau do problema e aumentando o gasto computacional.

2.3 Matriz de amortecimento não proporcional

Como visto anteriormente, em alguns casos não se pode assumir que o amortecimento do sistema é proporcional as matrizes de massa e rigidez e se faz necessário a montagem da matriz de amortecimento com as taxas reais de amortecimento.

A matriz de amortecimento pode ser calculada a partir da Eq. (12).

$$C = (\phi^T)^{-1} c(\phi)^{-1} \quad (12)$$

Onde,

C : matriz de amortecimento do sistema global.

c : matriz de amortecimento modal, tendo como termos a diagonal principal $c_i = 2\xi\omega$.

ϕ : matriz dos modos de vibração $(\phi^1, \phi^2, \phi^3, \dots, \phi^N)$.

Tal processo apresentado é inviável devido ao elevado custo computacional necessário para obtenção de todos os modos de vibração e posterior inversão da matriz ϕ . Desta forma Magluta (1993) propôs uma metodologia indireta tendo como base as propriedades de ortogonalidade expressas a seguir.

$$I = m^{-1}m = m^{-1}\phi^T M \phi \quad (13)$$

Logo, pode-se obter uma expressão para a inversa da matriz ϕ .

$$\varphi^{-1} = m^{-1} \varphi^T M \quad (14)$$

Onde,

M : matriz de massa do sistema global.

m : matriz de massa modal (diagonal).

Substituindo a Eq. (14) na Eq. (12):

$$C = (\varphi^T)^{-1} c (\varphi)^{-1} = (M \varphi m^{-1}) c (m^{-1} \varphi^T M) \quad (15)$$

Adotando uma normalização do autovetor φ em relação à matriz de massa:

$$\gamma = (\varphi^1 / \sqrt{m_1}, \varphi^2 / \sqrt{m_2}, \dots, \varphi^N / \sqrt{m_N}) \quad (16)$$

Reescrevendo a Eq. (15) tem-se então a expressão para matriz de amortecimento não proporcional utilizada nesse estudo.

$$C = (M \gamma) c (\gamma^T M) = (\gamma^T M)^T c (\gamma^T M) \quad (17)$$

2.4 Função de resposta em frequência

Para estimativa das funções de resposta em frequência (FRF's) para um excitação de base partiu-se da Eq. (1), fazendo a seguinte alteração:

$$u = \varphi q \quad (18)$$

Onde:

u : vetor de deslocamentos da estrutura.

φ : autovetor representando a forma de vibração da estrutura.

q : deslocamento modal.

Desta forma a velocidade e aceleração da estrutura serão calculadas pelas seguintes equações:

$$\dot{u} = \varphi \dot{q} \quad (19)$$

$$\ddot{u} = \varphi \ddot{q} \quad (20)$$

Substituindo as equações apresentadas na Eq. 1 e pré multiplicando por φ^T obtém-se:

$$\varphi^T M \varphi \ddot{q} + \varphi^T C \varphi \dot{q} + \varphi^T K \varphi q = -\varphi^T M I \ddot{u}_g \quad (21)$$

Assumindo:

$$\alpha = -\varphi^T M I \quad (22)$$

$$\ddot{u}_g = a = a_0 e^{i\omega t} \quad (23)$$

Onde:

α : coeficiente de participação modal.

ω : frequência de excitação.

Substituindo Eq. (22) e Eq. (23) em Eq. (21) e levando em consideração as condições de ortogonalidade dos autovetores, tem-se:

$$\ddot{q} + 2\xi\bar{\omega}\dot{q} + \bar{\omega}^2 q = -\alpha a \quad (24)$$

Onde:

$\bar{\omega}$: frequência natural.

Assumindo $q = q_0 e^{i\omega t}$ e sua derivadas e substituindo na Eq. (24):

$$(-\omega^2 + 2\xi\bar{\omega}\omega i + \bar{\omega}^2)q_0 e^{i\omega t} = -\alpha a_0 e^{i\omega t} \quad (25)$$

$$q_0 = \frac{-\alpha a_0}{(\bar{\omega}^2 - \omega^2) + (2\xi\bar{\omega}\omega)i} \quad (26)$$

Retornando à Eq. (18) obtém-se:

$$u = \phi q = \phi q_0 e^{i\omega t} = \frac{\phi(-\alpha)}{(\bar{\omega}^2 - \omega^2) + (2\xi\bar{\omega}\omega)i} a_0 e^{i\omega t} \quad (27)$$

Logo a FRF será dada por:

$$H(\omega) = \frac{\phi(-\alpha)}{(\bar{\omega}^2 - \omega^2) + (2\xi\bar{\omega}\omega)i} \quad (28)$$

3 METODOLOGIA EXPERIMENTAL

O modelo físico do edifício submetido a ensaios consiste em um pórtico de quatro andares. Os pilares são constituídos de lâminas de um polímero com seção transversal de 20 x 2.94 mm enquanto que os andares são chapas de alumínio com 4.0 mm de espessura. A ligação dos pilares aos andares foi feita por conexões de alumínio. O pé direito médio dos andares é de 194 mm. Na Fig. 1 a seguir é mostrado o modelo físico do edifício.

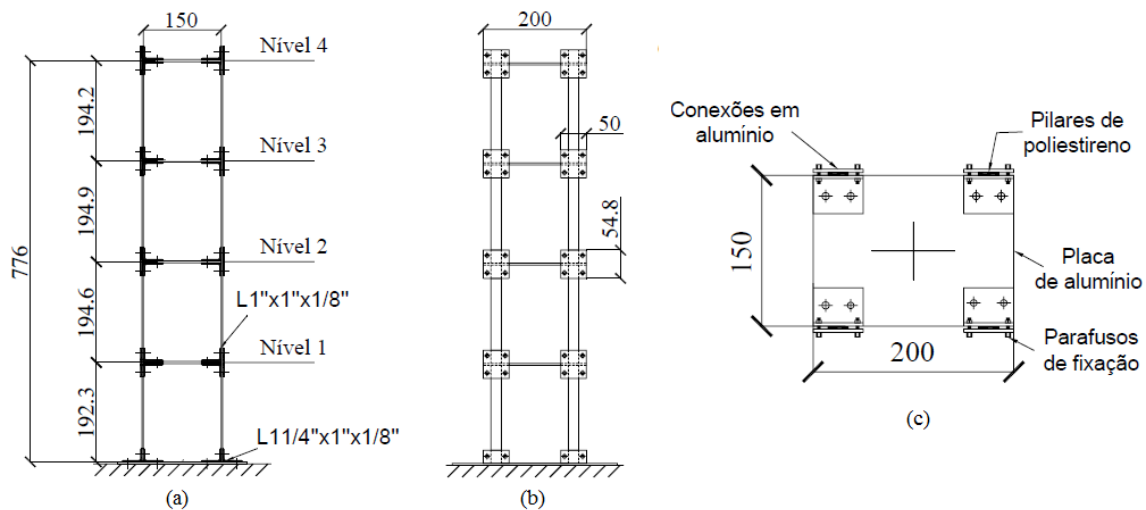


Figura 1. Modelo físico do edifício: (a) Vista na direção menor inércia; (b) Vista na direção da maior inércia; (c) Vista superior. Cano (2013) Adaptada.

Foram realizados ensaios experimentais no modelo físico para identificação dos parâmetros modais. Para tal, o modelo foi instrumentado com oito acelerômetros resistivos sendo 4 no terceiro andar e 4 no quarto andar. Os acelerômetros foram localizados nos andares de forma que fosse possível identificar os modos de flexão nas duas direções principais de inércia e também os modos de torção do edifício. A instrumentação do edifício é mostrada na Fig. 2.

O ensaio foi realizado através de impactos nas duas direções de interesse nos dois andares instrumentados a fim de que fossem identificados os modos de flexão. Para a identificação dos modos de torção os impactos foram impostos excentricamente, i. é, na chapa de conexão do último andar.

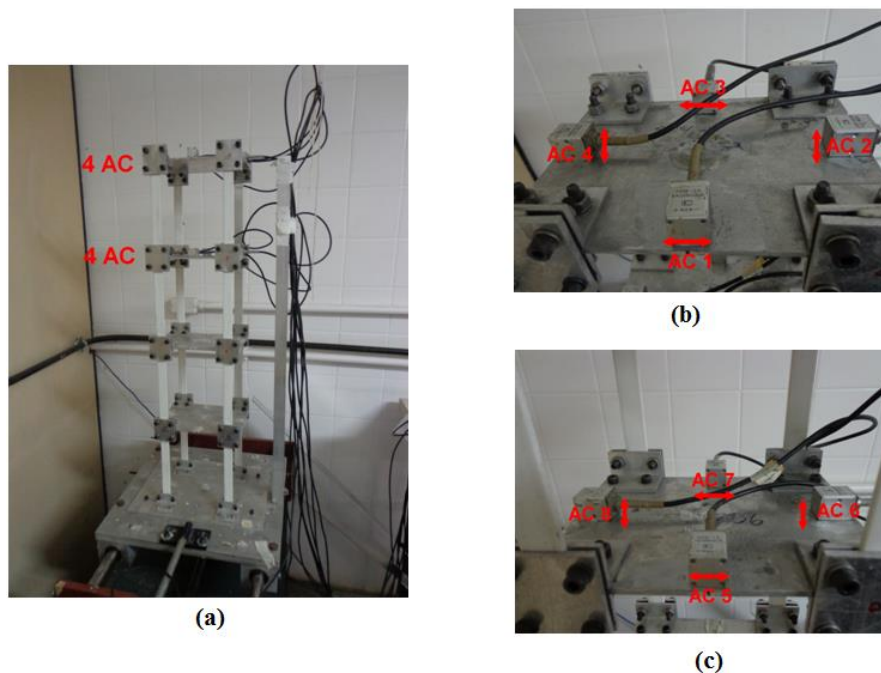


Figura 2. Instrumentação do edifício: (a) Vista geral; (b) Acelerômetros do 4º andar; (c) Acelerômetros do 3º andar.

Os sinais no tempo obtidos nos ensaios foram analisados através de um programa que estima espectros de frequência (Andrade, 1997) e da técnica Short Time Frequency Technique (STFT) (Bucher, 2001), ambos desenvolvidos no LABEST em linguagem Labview. As frequências naturais foram obtidas das duas formas e através do STFT foi possível estimar a taxa de amortecimento de cada modo de vibração. A determinação do modo de vibração foi possível através análise da fase entre dois acelerômetros com leitura na mesma direção. Como exemplificação da metodologia utilizada é mostrada na Fig. 3 a análise de fase entre os acelerômetros AC 2 e AC 4 para a frequência de 21.89 Hz. Observa-se que para a frequência mencionada os acelerômetros estão defasados de aproximadamente 180° , indicando assim um modo de torção.

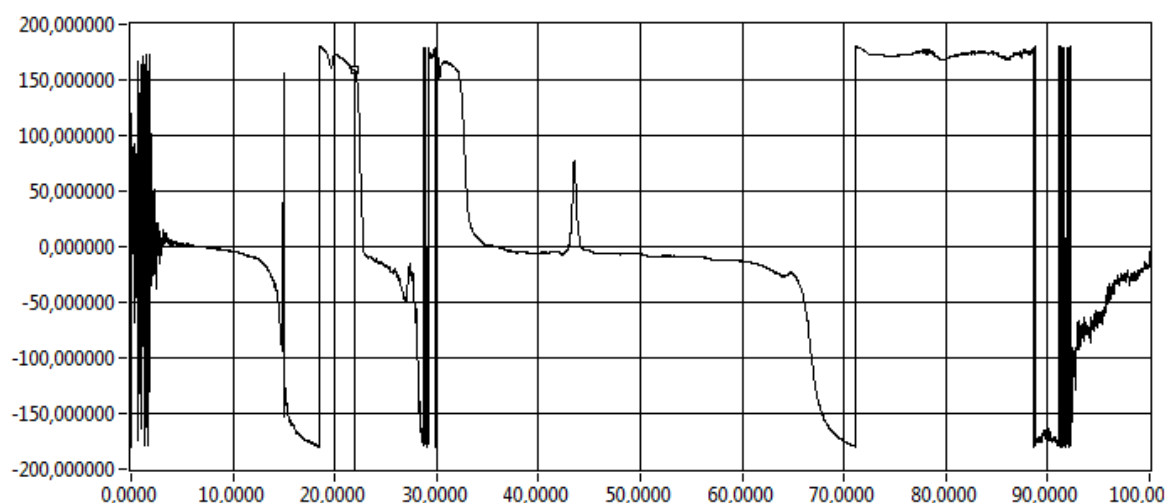


Figura 3. Gráfico: Ângulo de Fase ($^\circ$) x Frequência (Hz)

Com os ensaios realizados e a posição dos acelerômetros na estrutura foi possível identificar seis modos de vibração. Os resultados são apresentados na Tabela 1 com uma média e desvio padrão para 12 amostras.

Tabela 1. Resultados Experimentais: frequências naturais e taxa de amortecimento

Modo	Tipo	Frequência (Hz) - Espectros	Frequência (Hz) - STFT	ξ - Taxa de Amortecimento (%)
1	1º Flexão menor inércia	7.50 ± 0.01	7.50 ± 0.01	0.38 ± 0.02
2	1º Flexão maior inércia	19.71 ± 0.05	19.72 ± 0.02	0.81 ± 0.01
3	1º Torção	21.89 ± 0.04	21.91 ± 0.03	1.05 ± 0.01

4	2º Flexão menor inércia	22.76 ± 0.02	22.76 ± 0.01	0.29 ± 0.01
5	3º Flexão menor inércia	34.76 ± 0.02	34.75 ± 0.01	0.35 ± 0.04
6	4º Flexão menor inércia	44.11 ± 0.03	44.11 ± 0.02	0.33 ± 0.01

Conforme se pode observar na Tabela 1 as frequências naturais identificadas pelos espectros e pelo STFT são iguais, dando assim confiabilidade aos dois métodos,

4 MODELO NUMÉRICO E CORRELAÇÃO DE RESULTADOS

4.1 Modelagem do edifício

O modelo numérico do edifício foi desenvolvido em elementos finitos na plataforma Matlab® a partir do modelo 2D proposto por Cano (2013). O modelo já existente foi modificado para que a análise 3D fosse realizada. Dessa forma foram incorporadas as matrizes de rigidez, massa e rotação para um elemento de pórtico espacial onde são considerados 6 graus de liberdade por nó.

O edifício foi modelado com 56 nós e 4 características de materiais (chapas do apoio, pilares, lajes e chapas de ligação), num total de 68 elementos de pórtico espacial. O modelo numérico idealizado para a estrutura do edifício é mostrado na Fig. 4.

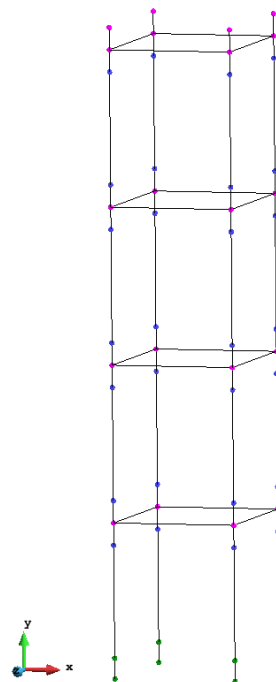


Figura 4. Modelo em elementos finitos do edifício.

4.2 CORRELAÇÃO DE RESULTADOS

O modelo numérico foi programado para o cálculo das frequências naturais e modos de vibração da estrutura, tendo como dados de entrada as dimensões da estrutura original. De acordo com os parâmetros modais obtidos nos ensaios, o modelo foi calibrado para que seus resultados ficassem o mais próximo possível dos encontrados experimentalmente. Na Tabela 2 são mostrados os valores das frequências naturais experimentais e as calculadas no modelo numérico.

Tabela 2. Comparação entre as frequências naturais experimentais e numéricas.

Modo	Tipo	Média Experimental (Hz)	Numérico (Hz)
1	1º Flexão menor inércia	7.50	7.54
2	1º Flexão maior inércia	19.72	20.86
3	1º Torção	21.90	22.58
4	2º Flexão menor inércia	22.76	22.07
5	3º Flexão menor inércia	34.76	34.77
6	4º Flexão menor inércia	44.11	43.32

Nota-se que houve um bom ajuste dos valores numéricos com os experimentais, concluindo assim que o modelo numérico proposto para o edifício está satisfatório.

As frequências naturais e os modos de vibração foram calculados de duas formas distintas, sem considerar a matriz de amortecimento e levando em conta o efeito do amortecimento utilizado no procedimento descrito no item 2.3.2. Para a montagem da matriz de amortecimento não proporcional foi utilizada a taxa de amortecimento experimental ξ dos seis primeiros modos. Observou-se um mau condicionamento das matrizes quando a matriz diagonal c é utilizada com ordem 6×6 , tal problema foi solucionado adotando um valor fixo de amortecimento para os modos restantes, deixando assim a matriz com ordem $N \times N$. A partir dos autovalores λ (apresentado na Eq. (11)) foram calculadas as taxas de amortecimento e os valores obtidos foram iguais aos fornecidos para a montagem da matriz c , confirmando assim a proposta utilizada.

Considerando ou não a matriz de amortecimento para o cálculo das frequências naturais não houve qualquer alteração nos seus valores e por essa razão não são aqui apresentados. Tal similaridade dos resultados pode ser justificada pelos baixos valores de amortecimento fazendo com que as frequências não amortecidas e as amortecidas sejam praticamente as mesmas.

Quanto aos modos de vibração há uma pequena diferença entre os valores não amortecidos e os amortecidos, que pode ser justificado pela sensibilidade do problema de autovalor complexo para o caso da matriz de amortecimento não proporcional. Entretanto, para a visualização do modo de vibração, essa diferença é imperceptível. Na Fig. 5 é mostrada a forma

de vibração para o primeiro modo com visualização em programa desenvolvido em linguagem Labview.

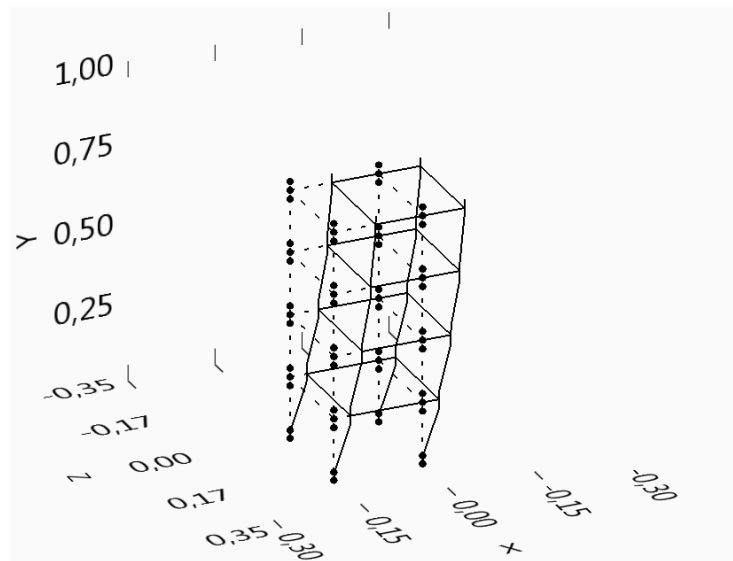


Figura 5. Primeiro modo de vibração do modelo numérico.

As taxas de amortecimento do problema proporcional foram calculadas a partir dos coeficientes de proporcionalidade a_0 e a_1 e das frequências naturais de cada modo. Os coeficientes a_0 e a_1 foram calculados considerando-se os dois primeiros parâmetros modais obtidos experimentalmente, a expressão utilizada é apresentada na Eq. (29).

$$\xi_N = \frac{a_0}{2\omega_N} + \frac{a_1\omega_N}{2} \quad (29)$$

É mostrada na Fig. 6 a comparação entre as taxas de amortecimento estimadas pela Eq. (29) e as obtidas de forma experimental.

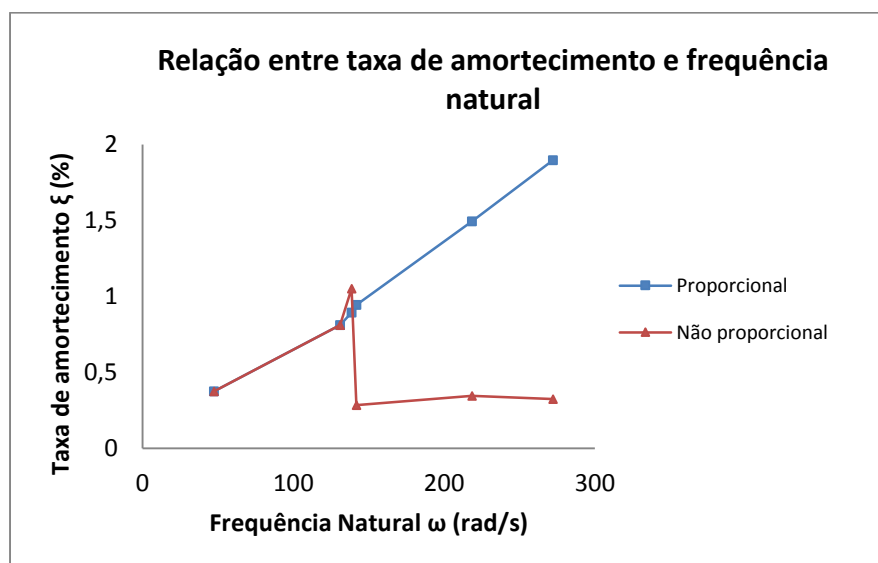


Figura 6. Comparação entre taxas de amortecimento estimadas e taxas de amortecimento obtidas experimentalmente.

Observa-se pelo gráfico que o amortecimento real é bem diferente do amortecimento proporcional, justificando então a necessidade de se utilizar as taxas de amortecimento reais para os procedimentos posteriores.

As FRF's (impactos e respostas no segundo andar do edifício) foram estimadas no programa desenvolvido considerando o amortecimento como proporcional e depois como não proporcional e os resultados são mostrados na Fig. 7.

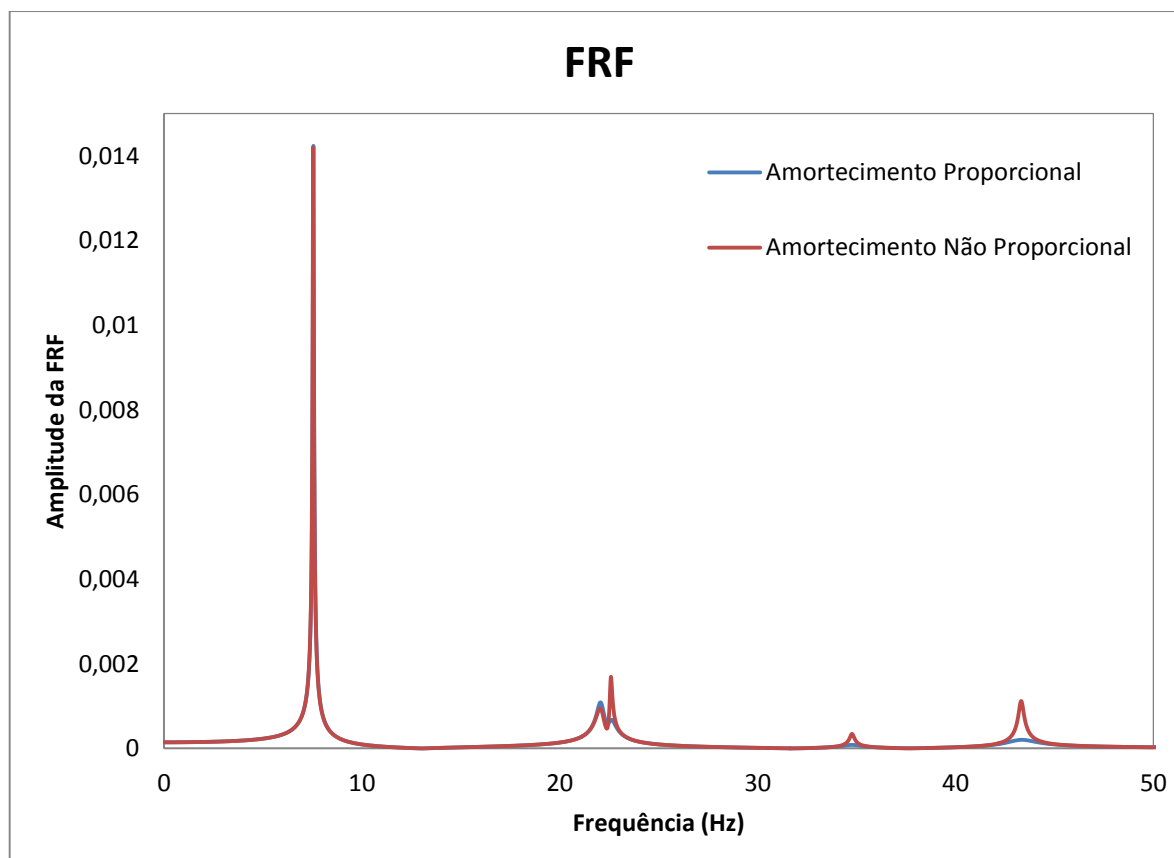


Figura 7. FRF para amortecimento proporcional e não proporcional.

Observa-se pelo gráfico apresentado que a FRF com amortecimento proporcional possui amplitudes diferentes do que considerando o amortecimento real, justificando novamente a necessidade do refinamento do problema.

Foram estimadas também as FRF's com excitação de base do edifício sem e com o uso da base de elastômero. Como até o presente momento da pesquisa não foram feitos ensaios experimentais na base de elastômero, foram utilizados os valores obtidos por Cano (2013) visto que o material da base a ser utilizado posteriormente terá comportamento similar ao utilizado por Cano em sua pesquisa.

Tendo em vista que a pesquisa de Cano (2013) estudava o comportamento da base em apenas um dos planos principais de inércia do edifício e axialmente, assumiu-se que o comportamento da base no outro plano principal de inércia era igual ao obtido experimentalmente por Cano (2013). As propriedades da base de elastômero utilizadas para estimar os parâmetros modais e FRF são apresentadas na Tabela 3.

Tabela 3. Propriedades da base de elastômero

	Rigidez (N/m)	Amortecimento (Ns/m)
Eixo X	3245	2.27
Eixo Y	27745	7.61
Eixo Z	3245	2.27

Através do programa desenvolvido também foi possível estimar o amortecimento da estrutura com o uso da base de elastômero para os primeiros modos de flexão de cada direção de inércia, visto que os outros modos sofrem influência de deslocamento de corpo rígido devido ao uso da base flexível e não podem assim ser comparados com as taxas de amortecimento obtidas experimentalmente da estrutura original. Para o primeiro modo de flexão no plano de menor inércia houve um aumento da taxa de amortecimento de 0.38% para 3.39 %. Já para o plano de maior inércia o aumento foi de 0.81% para 7.82%.

As FRF's para excitação de base foram estimadas segundo a Eq. (35) com os parâmetros modais da estrutura sem a base e com a base de elastômero. As FRF's apresentadas nas Figs. 8 e 9 são com excitação de base na direção X e na Fig. 10 com excitação de base na direção Z.

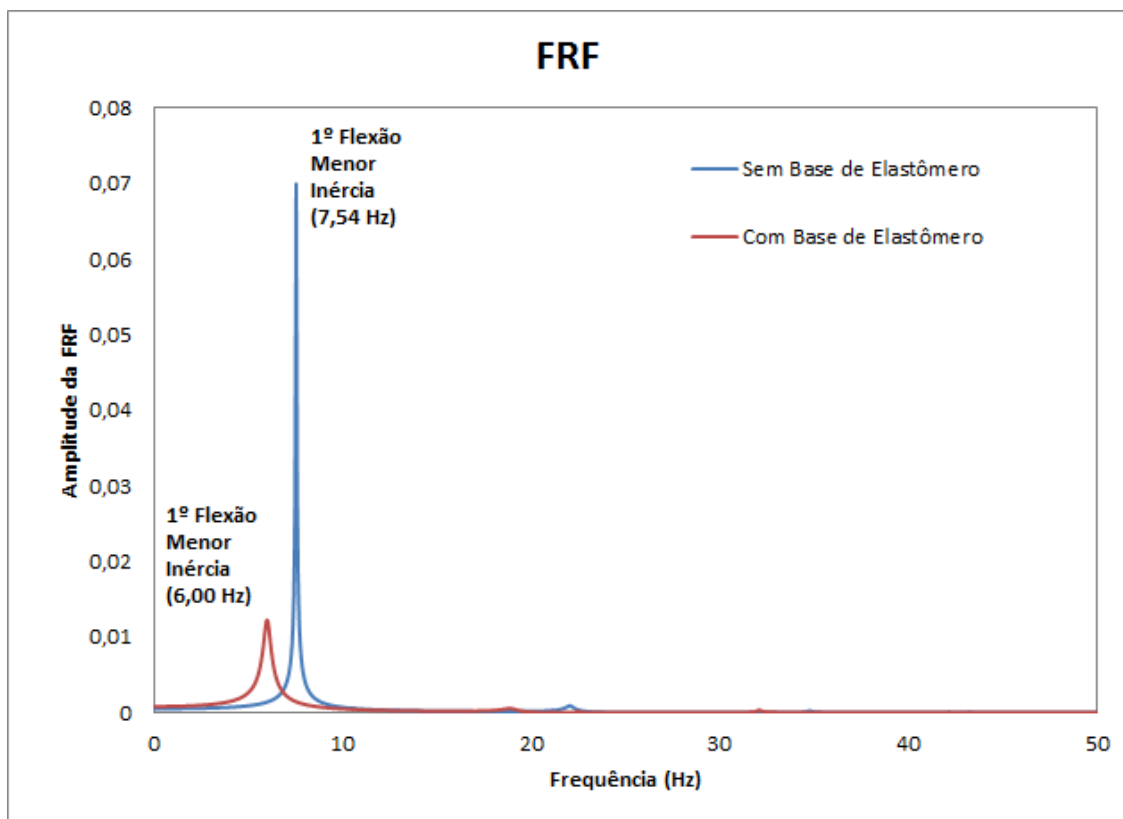


Figura 8. FRF com excitação de base na direção X (Modos de baixa frequência em destaque).

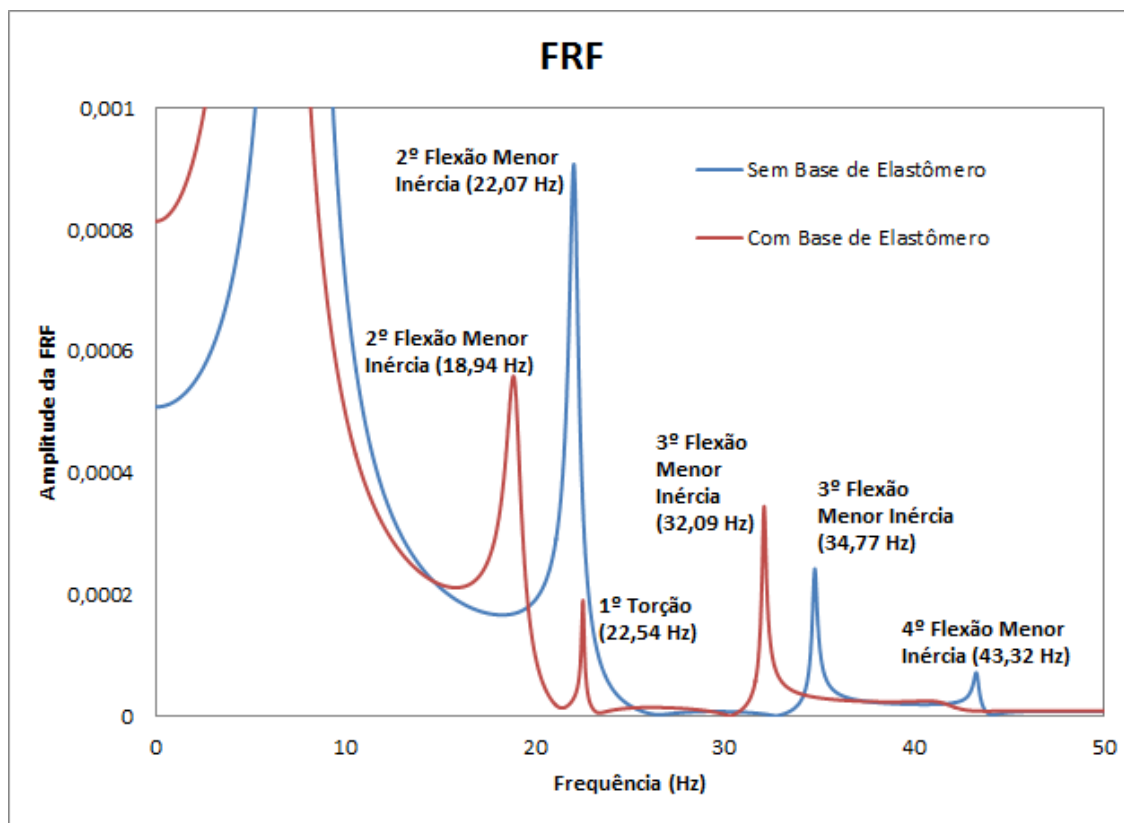


Figura 9. FRF com excitação de base na direção X (Modos de alta frequência em destaque).

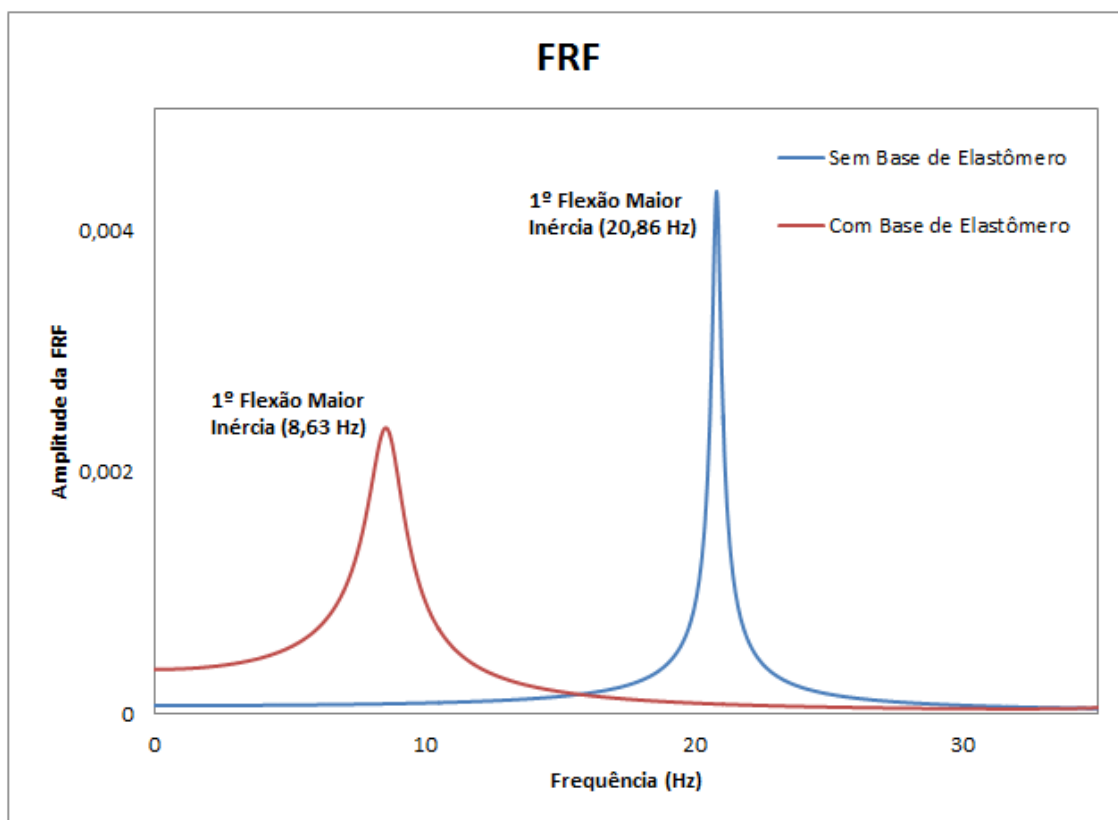


Figura 10. FRF com excitação de base na direção Z.

Da FRF com excitação de base na direção do eixo X observa-se que o primeiro pico para ambas situações representa a amplitude da FRF na frequência correspondente ao primeiro modo de flexão nesse plano de inércia. Nota-se que houve uma queda da frequência que foi de 7.54 Hz para 6.00 Hz devido à flexibilidade proporcionada pela base. Além disso, é observada também uma diminuição da amplitude da FRF. O mesmo comportamento é observado para o segundo modo de flexão, com uma diminuição de frequência de 22.07 Hz para 18.94 Hz. Um pico correspondente a um modo de torção aparece na FRF com base de elastômero e é ausente na FRF sem a base de isolamento, tal fato pode ser justificado pela flexibilidade que o sistema ganha com o uso do isolador. Para o terceiro modo de flexão há uma diminuição da frequência de 34.77 Hz para 32.09 Hz, porém não é acompanhado pela redução do valor da FRF, o que deve ser investigado na continuidade da pesquisa, buscando uma nova calibração das características do isolador. É observado também um pico correspondente ao quarto modo de flexão na FRF sem base de elastômero e é imperceptível na FRF com a base, o que pode indicar uma redução acentuada da amplitude da FRF para esse modo com o uso do isolador.

Da FRF com excitação de base na direção do eixo Z observa-se uma redução da frequência referente ao primeiro modo de flexão para essa direção de 20.86 Hz para 8.63 Hz, além de uma redução da amplitude da FRF, mostrando que para essa direção a calibração estimada do isolador se mostrou eficiente.

5 COMENTÁRIOS FINAIS

Na primeira fase da pesquisa apresentada nesse documento foi possível identificar de maneira satisfatória os parâmetros modais da estrutura, verificar a importância do uso da matriz de amortecimento real da estrutura e estimar as FRF's para excitação de base.

A continuidade deste trabalho consiste em obter experimentalmente as características físicas dos elastômeros a serem utilizados, realizar ensaios experimentais do sistema com base de elastômero a fim de calibrar o modelo numérico desenvolvido e ajustar as características dos elastômeros para que o sistema trabalhe de forma eficaz. Isto será realizado de forma experimental e numérica e a excitação de base será imposta na direção diagonal em relação aos eixos principais de inércia do edifício. Por fim procura-se entender o comportamento desse tipo de isolamento para diferentes níveis de frequência e direções de excitação de base, tendo como parâmetros a estimativa do amortecimento e as FRF's da estrutura sem e com a base de elastômero.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a CNPq pelo apoio financeiro para a realização desta pesquisa.

REFERÊNCIAS

Kelly, J. M., 1986. Aseismic base isolation: review and bibliography. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 5, n. 3, pp. 202-216.

- Spencer Jr, B. F., Nagarajaiah, S., 2003. State of the art structural control. *Journal of Structural Engineering*, vol. 129, n. 7, pp. 845-856.
- Patil, S. J., Reddy, G. R., 2012. State of the art review-base isolation systems for structures. *International Journal of Emerging Technology and Advance Engineering*, vol. 2, n. 7, pp. 438-453.
- Jangid, R. S., Datta T. K., 1995. Seismic behavior of base-isolated buildings: a state-of-the-art review. *Proceedings of the ICE – Structures and Buildings*, vol. 110, n. 2, pp. 186-203.
- Ramallo, J., Johnson, E., Spencer Jr, B., 2002. “Smart” Base Isolation Systems. *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 128, n. 10, pp. 1088-1099.
- Clough, R. W., & Penzien, J., 2003. *Dynamics of Structures*, 3 ed., New York.
- Kim, C. K., Jung, H. J. J., Lee, I. W. L., 1999. Solution of eigenvalue problems for non-classically damped systems with multiple frequencies. *Journal of Sound and Vibration*, vol. 219, n. 2, pp. 207-222.
- Arispe, R. A., 2005. Monitoramento e análise numérica para obtenção de frequências naturais de uma torre de telecomunicação. Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Santa Catarina.
- Gere, J. M. & Weaver, W., 1981. *Análise de estruturas reticuladas*. Editora Guanabara Dois.
- Ewins, D. J., 1984. *Modal Testing: Theory and Practice*, Research Studies Press Ltd.
- Magluta, C., 1993. Sistemas dinâmicos passivos para absorção de vibrações estruturais. Tese de doutorado. Coppe/UFRJ, Brasil.
- Cano, N. A. O., 2013. Avaliação de sistemas de isolamento para o controle de vibrações de edifícios submetidos a excitação de base. Tese de doutorado. Coppe/UFRJ, Brasil.
- Andrade, R. F. M., 1997. Desenvolvimento de um sistema para determinação experimental de funções de resposta em frequência para excitações simples e múltiplas. Tese de doutorado. Coppe/UFRJ, Brasil.
- Bucher, H. F., 2001. Metodologias para a aplicação de técnicas tempo-frequência em dinâmica estrutural e ao método dos elementos de contorno. Tese de doutorado. Coppe/UFRJ, Brasil.