

MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA MECÂNICA

ESTUDO NUMÉRICO DE UM EDIFÍCIO DE PÓRTICO PLANO SUBMETIDO À EXCITAÇÃO
SÍSMICA ALEATÓRIA

por

Lenon Centenaro

Monografia apresentada ao Departamento de Engenharia Mecânica da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do diploma de Engenheiro Mecânico.

Porto Alegre, Junho de 2015.



Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Escola de Engenharia

Departamento de Engenharia Mecânica

ESTUDO NUMÉRICO DE UM EDIFÍCIO DE PÓRTICO PLANO SUBMETIDO À EXCITAÇÃO
SÍSMICA ALEATÓRIA

por

Lenon Centenaro

ESTA MONOGRAFIA FOI JULGADA ADEQUADA COMO PARTE DOS
REQUISITOS PARA A OBTENÇÃO DO TÍTULO DE
ENGENHEIRO MECÂNICO
APROVADA EM SUA FORMA FINAL PELA BANCA EXAMINADORA DO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA MECÂNICA

Prof. Alcy Rodolfo dos Santos Carrara
Coordenador do Curso de Engenharia Mecânica

Área de Concentração: **Mecânica dos Sólidos**

Orientador: Prof. Leticia Fleck Fadel Miguel

Comissão de Avaliação:

Prof. Rogério José Marczak

Prof. Ignacio Iturrioz

Prof. Edson Hikaro Aseka

Porto Alegre, 08 de junho de 2015.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente aos meus pais, Gilmar Luiz Centenaro e Marisa Salete Bez, por terem sido sempre mais que pais, por terem sido amigos, conselheiros e principalmente apoiadores, agradeço por todo amor e dedicação que tiveram para comigo e por terem me proporcionado a oportunidade de estudar em uma grande universidade mesmo longe de casa. A vocês dedico todo meu esforço e toda minha conquista, sem vocês, sem duvida, não teria chego tão longe.

Agradeço ao meu irmão Leonardo Centenaro, por tudo que sempre fez por mim, principalmente nos tempos em que moramos juntos, pelas risadas, pelos conselhos, mas principalmente por ser sempre mais que um irmão, muitas vezes fazendo o papel de pai desde que saímos de casa. Por ter compartilhado comigo os momentos inesquecíveis dentro do gigante da beira rio e os momentos difíceis dentro de casa e principalmente por ter me aguentado nestes anos todos. Vocês sempre foram motivo de orgulho e principalmente exemplos de vida, tenho muito orgulho de fazer parte desta família linda e espetacular que temos.

À minha namorada, Leticia Wilhelm, pelo amor, carinho e dedicação que sempre teve para comigo, por sempre estar ao meu lado me apoiando e me dando força para seguir em frente e me motivando quando as coisas não saiam como previsto. Obrigado principalmente pela compreensão especialmente no momento de realização deste TCC, sem duvida foste muito importante durante esta caminhada e vou ser eternamente grato por ter você ao meu lado nesta fase da vida.

Aos meus familiares que sempre se preocuparam com minha formação pessoal e acadêmica e mesmo de longe sempre me motivaram a seguir em frente para alcançar meus objetivos, em especial aos meus padrinhos Gilberto Centenaro, Loreci Centenaro, Alberto Zabloski, Avenir Bez, a minha afilhada Isabelle Zabloski, a minha avó paterna Leocadia Centenaro e em memória ao meu avô materno Leonel Fernandes Bez que sempre dizia que o sonho dele era ver o seu neto mais novo formado.

Aos companheiros de estrada das longínquas Erechim e Entre Rios do Sul , que foram muito importante mesmo de longe, pois era lá que encontrava muitas vezes alegria e vontade de seguir adiante e onde mesmo com a distância as amizades continuaram vivas. Os amigos são muitos, mas ficam aqui representados por Ricardo Bender, Caroline Beal, Rodrigo Carraro, Maicon Pasqualon e a toda a família XUPLITS.

Aos amigos que galguei durante este período de faculdade em que morei em Porto Alegre, amigos que com certeza vou levar para o resto da vida. Aos amigos da convivência diária, que tornaram minha estadia em Porto Alegre muito mais agradável, aqui representados pela minha cunhada Manu Stangherlin, meu primo Fernando Centenaro e pelos amigos Douglas R. “ O Jovem”, Francielle B., Darlan I., Mayara O., Matheus O., F. Jacques, Vinícius S.. Aos colegas de faculdade que ajudaram nesta caminhada dividindo conhecimento, trabalhos e principalmente amizade, aqui representados por Giovani F., Guilherme G., Gabriel A., Luidi R., André S., João J., T. Jeremias, Felipe C. e Leonardo. F.. Aos amigos que conquistei no Aeroclube, aqui representados por M. Malgarim, C. Stecker, G. Mross.. Sem vocês com certeza minha estadia em Porto Alegre seria muito mais difícil e menos prazerosa.

Aos meus colegas de trabalho da TAP-ME, por terem me acolhido extremamente bem na empresa, me deixando fazer parte da “família” que eles possuíam no setor. Por todos os ensinamentos e lições que me passaram, pela paciência para comigo quando das dificuldades e principalmente pela amizade que

sempre tiveram comigo e por me proporcionarem um ambiente extremamente favorável para desenvolver meu conhecimento dentro e fora da empresa.

A todo o corpo docente da UFRGS pelo conhecimento passado ao longo desta caminhada, em especial a minha orientadora Letícia F. F. Miguel, que além de ser uma excelente professora, aceitou ser minha orientadora neste trabalho me orientando com extrema maestria, sendo compreensiva, paciente e acessível durante todo o desenvolvimento deste trabalho.

CENTENARO, L. **Estudo Numérico de um Edifício de Pórtico Plano Submetido à Excitação Sísmica Aleatória**. 2015. 20 páginas. Monografia (Trabalho de Conclusão do Curso em Engenharia Mecânica) – Departamento de Engenharia Mecânica, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015.

RESUMO

Este trabalho consiste em determinar e avaliar as respostas dinâmicas de um edifício de pórtico plano submetido a um evento sísmico aleatório. Para isso, é desenvolvida uma rotina numérico-computacional em MATLAB. Para a geração do sinal sísmico aleatório, é utilizado o espectro de Kanai-Tajimi (no domínio da frequência) e então é gerada a aceleração do solo no domínio do tempo, utilizando o método proposto por Shinozuka, gerando assim, a aceleração aleatória que representa o terremoto. O método de elementos finitos é utilizado para a geração das matrizes de massa e rigidez do pórtico plano e o método de Rayleigh para obtenção da matriz de amortecimento proporcional. O método de Newmark é então utilizado para resolver a análise dinâmica da estrutura, tendo como dados de entrada a aceleração sísmica gerada e as matrizes de massa, rigidez e amortecimento do pórtico plano. Ainda neste trabalho, para efeito de comparação, é realizado o cálculo da resposta da estrutura submetida ao sismo através da norma brasileira para projeto de estruturas resistentes a sismos, NBR 15421/2006. Os resultados obtidos tanto pela análise dinâmica quanto pela norma foram condizentes com os encontrados na literatura e extremamente coerentes na comparação entre si.

PALAVRAS-CHAVE: Fenômeno sísmico, pórtico plano, densidade espectral de potência, resposta dinâmica, norma brasileira NBR 15421/2006.

CENTENARO, L. **Numerical Study of a Plane Frame Building Subjected to Random Seismic Excitation**. 2015. 20 páginas. Monografia (Trabalho de Conclusão do Curso em Engenharia Mecânica) – Departamento de Engenharia Mecânica, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015.

ABSTRACT

This monograph consists in determining and evaluating the dynamic responses of a plane frame building subjected to random seismic event. For this, a numerical-computational routine is developed in MATLAB language. To generate the random seismic signal, it is used the Kanai-Tajimi spectrum (in the frequency domain) and after that, the ground acceleration in the time domain is generated using the method proposed by Shinozuka, resulting in the random acceleration that is the earthquake. The finite element method it is used to generate the mass and stiffness matrices of the plane frame and the Rayleigh method for obtaining the proportional damping matrix. The Newmark method is then used for the dynamic analysis of the structure, having as input data the generated seismic acceleration and the mass, stiffness and damping matrices of the plane frame. Additionally in this monograph, for comparison purposes, the calculation of the response of the structure subjected to earthquake through the Brazilian standard for design of earthquake resistant structures, NBR 15421/2006, is performed. The results obtained by both the dynamic analysis as the standard were consistent with those found in the literature and extremely consistent in comparison to each other.

KEYWORDS: Seismic phenomenon, plane frame, power spectral density, dynamic response, Brazilian standard NBR 15421/2006.

ÍNDICE	Pág
1 INTRODUÇÃO	1
2 OBJETIVOS	2
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	2
4 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	3
4.1 Sistemas Amortecidos com Vários Graus de Liberdade Sujeitos a Excitações de Base... 3	3
4.2 Função de Autocorrelação.....	3
4.3 Densidade Espectral de Potência.....	3
4.4 Método de Elementos Finitos	3
4.5 Amortecimento Proporcional de Rayleigh.....	4
4.6 Método de Newmark	5
5 METODOLOGIA.....	6
5.1 Geração do Sinal.....	6
5.1.1 Entrada de Dados.....	6
5.1.2 Pré-Processamento	6
5.1.3 Processamento e Saída de Resultados	7
5.2 Análise Dinâmica.....	7
5.2.1 Validação do Método	7
5.3 Concepção do Edifício.....	8
5.3.1 Construção do Edifício em MATLAB.....	8
5.3.2 Construção do Edifício em ANSYS.....	8
5.3.3 Análise Dinâmica do Edifício	9
5.4 Análise Através da Norma Brasileira de Sismos NBR 15421/2006.....	9
5.4.1 Determinação dos Parâmetros	9
5.4.2 Cálculo dos Deslocamentos pela Norma NBR 15421/2006	10
5.5 Variação de Parâmetros para Análise de Resultados.....	11
6 RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	11
6.1 Validação do Sinal Sísmico e da Análise Dinâmica	11
6.2 Validação do Pórtico Plano.....	12
6.3 Aplicação do Sinal Gerado ao Pórtico Plano para o Estudo Dinâmico.....	12
6.4 Variações de Aspectos para a Norma NBR15421/2006	13
6.5 Variação dos Parâmetros do Sísimo e suas Consequências.....	14
7 CONCLUSÕES	14
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	15
ANEXOS	16
APÊNDICES	17

1. INTRODUÇÃO

Diferentemente do que muitas pessoas acreditam, já ocorreram terremotos considerados relevantes no território nacional. Mesmo encontrando-se fora de uma zona tectônica, o Brasil tem apresentado nos últimos anos uma sismicidade que não pode ser ignorada. Segundo Branco (2009), membro do Serviço Geológico do Brasil, em nosso país ocorre a cada ano, em média, vinte sismos de magnitude maior que 3,0 e dois com magnitude maior que 4,0 na escala Richter. Dentre os principais terremotos já registrados no Brasil, segundo o Serviço Geológico do Brasil CPRM destacam-se:

Terremoto de 5,2 graus na escala Richter sentido praticamente em todo o nordeste brasileiro em 1980, provocando inclusive o desabamento parcial de algumas casas em Pacajus (CE).

Terremoto de 6,2 graus na escala Richter registrado a 370 km ao norte de Cuiabá (MT) em 1955, o qual possui a maior magnitude já registrada no Brasil.

Terremoto que atingiu o vilarejo de Caraíbas, em Itacarambari (MG) em 9 de setembro de 2007, registrando 4,9 pontos na escala Richter e fazendo a primeira vítima deste tipo de incidente na história do país além de causar avarias em todas as 75 construções da comunidade e levando 6 delas ao colapso.

Em julho de 1994 a cidade de Porto Alegre (RS) foi atingida pelas ondas sísmicas provocadas por um terremoto que ocorreu na Bolívia, a 2.200 km de distância, com um abalo de 7,8 na escala Richter, sacudindo lustres e objetos suspensos e fazendo vibrar móveis nos andares mais superiores de alguns edifícios da cidade gaúcha.

Somando-se aos fatos já relacionados, os terremotos deram mais uma prova de sua capacidade de destruição enquanto este trabalho era redigido, causando uma das maiores tragédias por causas naturais dos últimos anos, o sismo que ocorreu no Nepal em 25 de abril de 2015 atingiu 7,8 graus na escala Richter, deixando mais de 8 mil mortos e afetando mais de 8 milhões de pessoas devido à destruição total ou parcial de mais de 500 mil construções, segundo a ONU e relatado pelo jornal Zero Hora, “Número de mortos em terremoto no Nepal passa de 8 mil (www.zerohora.com.br acessado em 12/05/2015)”. Como é de conhecimento mundial, o Nepal é um país sem muita condição financeira o que resulta em pouco investimento em áreas mais complexas como a análise sísmica, sendo assim, o alto grau de destruição do país deixa claro que a análise sísmica dos projetos das construções inexistiu ou foi muito pobre.

Tendo em vista os fatos citados acima e considerando que mesmo estando longe de epicentros (local povoado mais próximo de onde ocorre a fissura na crosta terrestre) pode-se sentir o terremoto e ainda que sismos de pequenas intensidades sejam suficientes para causar danos às estruturas que não estiverem previamente protegidas deste tipo de carga, fica clara a necessidade de levar em conta tal fenômeno na hora de fazer o projeto de estruturas, mesmo em países pouco afetados como é o caso do Brasil.

Mais uma prova de que a sismicidade ganhou força no Brasil nos últimos anos é o fato de que em 2006 passou a vigorar no país uma norma específica para sismos, a NBR 15421/2006, que tem como conteúdo uma rotina de cálculo para o projeto de estruturas resistentes a eventos sísmicos com o intuito de atualizar e padronizar o estudo de tal fenômeno para estruturas. Contemplando isto, a norma brasileira em sua seção 1.5 apresenta um de seus principais objetivos “[...] estabelecer requisitos de projeto para estruturas civis, visando à preservação de vidas humanas, a redução nos danos esperados em edificações e a manutenção da operacionalidade de edificações críticas durante e após um evento sísmico”.

Entretanto, a norma assim como muitos estudos, considera as cargas e o fenômeno de maneira “estática equivalente”, sendo assim, realiza uma análise simplificada e muitas vezes superdimensionada para a estrutura, devido a isto, neste trabalho é feito uma análise dinâmica tendo em vista que atualmente uma análise deste tipo para fenômenos importantes, como o sismo, é fundamental para se ter a devida segurança operacional do projeto assim como diminuir os custos causados pelo superdimensionamento.

2. OBJETIVOS

Com o avanço da tecnologia no âmbito estrutural, há uma tendência de que cada vez os cálculos sejam mais precisos e com isso as estruturas tornem-se mais esbeltas ficando assim, mais propensas a vibrações. Este fato gera uma maior preocupação quando estruturas são expostas a cargas aleatórias inesperadas como é o caso dos sismos, levando em conta a segurança da construção em si e conseqüentemente a dos ocupantes da mesma.

Dentro deste contexto, este trabalho propõe uma rotina de cálculo computacional para estruturas no âmbito dinâmico utilizando o *software* MATLAB, a fim de propor soluções para que a mesma, ao ser afetada por um sismo, não venha a colapsar.

Sendo assim, no trabalho é apresentada uma análise dinâmica através do método de Newmark, para um edifício de 10 andares, representado por pórticos planos, submetido a um sismo aleatório gerado através de um espectro de potência. Em contrapartida, o mesmo prédio é também utilizado para o cálculo através da norma NBR 15421/2006 que é a norma que regula o estudo de sismos no Brasil, sendo feito no final uma comparação dos resultados obtidos através do estudo dinâmico pelo método de Newmark e o resultado estático apresentado pela norma. Posteriormente, pretende-se variar os parâmetros de entrada para a geração do sinal aleatório a fim de verificar sua importância e fazer uma análise criteriosa do quanto cada elemento influencia no resultado final do cálculo da estrutura.

Todas as rotinas numérico-computacionais desenvolvidas neste trabalho, tanto para a geração dos sinais temporais de excitação do sismo, quanto para a construção da estrutura do pórtico plano e para análise dinâmica foram feitas em MATLAB e a validação do pórtico plano foi realizada utilizando o *software* ANSYS.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

[Kanai, 1961 e Tajimi, 1960] propuseram um modelo para calcular o espectro de excitações sísmicas a partir de um ruído branco gaussiano filtrado, usando características próprias do solo, como a frequência e a razão de amortecimento. Modelo este que apresenta a aceleração do solo como um processo aleatório estacionário e o qual desde então vem sendo muito utilizado em análises de engenharia para estruturas sob excitações sísmicas, gerando uma resposta no domínio da frequência.

Um método para simulação digital de processos aleatórios utilizando a densidade espectral de potência levando a resposta para o domínio do tempo foi proposto com extremo êxito por Shinozuka e Jan [Shinozuka e Jan, 1972]. Este método, essencialmente faz o uso de uma série de funções cosseno, frequências equilibradamente espaçadas e ângulos de fase aleatórios para geração do sinal.

[Mohebbi *et al.*, 2012], utilizaram o espectro de Kanai-Tajimi [Kanai, 1961, Tajimi, 1960] e o método proposto por [Shinozuka e Jan, 1972], para gerar um sinal aleatório de aceleração do solo (sismo) e posteriormente o aplicaram a um edifício, obtendo as respostas no domínio do tempo. O trabalho tinha como principal objetivo reduzir as respostas dinâmicas da estrutura, através da utilização de amortecedores de massa sintonizados. Foram comparadas as respostas do edifício submetido ao sismo com e sem os amortecedores. Os resultados demonstraram a simplicidade e a eficácia do método.

Miguel *et al.*, 2014, realizaram um estudo de otimização do projeto de amortecedores de fricção para controle de resposta dinâmica de uma estrutura submetida a um sismo, no qual também foi utilizado o filtro de Kanai-Tajimi [Kanai 1961, Tajimi, 1960] e os parâmetros adotados por Mohebbi [Mohebbi *et al.* 2012,] para geração do sinal sísmico unidimensional para determinação das forças de atrito ótimas e a localização de cada amortecedor na estrutura. Os resultados demonstrados foram extremamente satisfatórios, reduzindo o deslocamento máximo médio em cerca de 70% e a variância do deslocamento máximo em quase 99% segundo os autores.

4. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

4.1 Sistemas Amortecidos com Vários Graus de Liberdade Sujeitos a Excitações de Base.

A seguinte equação matricial definida por [Rao, 1995] representa o movimento de um sistema amortecido com vários graus de liberdade submetido a uma excitação em sua base.

$$\mathbf{M}\ddot{\vec{x}}(t) + \mathbf{C}\dot{\vec{x}}(t) + \mathbf{K}\vec{x}(t) = -\mathbf{M}\ddot{\vec{y}}_g(t) \quad (4.1)$$

onde t é o tempo, $\vec{x}(t)$ é o vetor de deslocamentos do sistema em função do tempo, $\dot{\vec{x}}(t)$ é o vetor de velocidades do sistema em função do tempo, $\ddot{\vec{x}}(t)$ é o vetor aceleração do sistema em função do tempo, $\ddot{\vec{y}}_g(t)$ é o vetor de acelerações impostas pelo solo em função do tempo, \mathbf{M} é a matriz de massa do sistema, \mathbf{C} é a matriz de amortecimento do sistema e \mathbf{K} é a matriz de rigidez do sistema.

4.2 Função de Autocorrelação

A função de autocorrelação de um processo aleatório $x(t)$, é definida como o valor médio do produto $x(t)x(t + \tau)$. O processo é amostrado no tempo t e então amostrado novamente no tempo $(t + \tau)$. Se o processo aleatório for considerado estacionário, ele será invariante no tempo absoluto t , dependendo somente do intervalo definido por τ , sendo definido por [Newland, 1987] como:

$$R_x(\tau) = E[x(t)x(t + \tau)] \quad (4.2)$$

sendo $R_x(\tau)$ a função de autocorrelação, $x(t)$ o valor do sinal em um instante t , $x(t + \tau)$ o valor do sinal em um instante seguinte a t definido por $t + \tau$ e $E[\]$ é o valor médio ou função expectância.

4.3 Densidade Espectral de Potência.

Segundo [Newland, 1987] densidade espectral de potência $S_x(\omega)$ pode ser obtida a partir da função de autocorrelação, ou a função de autocorrelação $R_x(\tau)$ pode ser obtida a partir da densidade espectral de potência através das equações a seguir:

$$S_x(\omega) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} R_x(\tau) e^{-i\omega\tau} d\tau \quad (4.3)$$

$$R_x(\tau) = \int_{-\infty}^{+\infty} S_x(\omega) e^{i\omega\tau} d\omega \quad (4.4)$$

4.4 Método de Elementos Finitos.

Segundo [Awruch e Di Rado, 1997] o método de elementos finitos é uma técnica de análise numérica para obter soluções aproximadas para uma ampla variedade de problemas de engenharia e física.

Neste trabalho o método usado foi o de elementos finitos para elementos de viga do tipo pórtico plano. Sendo assim, segundo os autores, as matrizes de massa e rigidez locais para o pórtico plano são dadas pelas matrizes:

$$\mathbf{M}_e = \rho AL \begin{bmatrix} 1/3 & 0 & 0 & 1/6 & 0 & 0 \\ 0 & 13/35 & 11L/210 & 0 & 9/70 & -13L/420 \\ 0 & 11L/210 & L^2/105 & 0 & 13L/420 & -L^2/140 \\ 1/6 & 0 & 0 & 1/3 & 0 & 0 \\ 0 & 9/70 & 13L/420 & 0 & 13/35 & -11L/210 \\ 0 & -13L/420 & -L^2/140 & 0 & -11L/210 & L^2/105 \end{bmatrix} \quad (4.5)$$

$$\mathbf{K}_e = \begin{bmatrix} EA/L & 0 & 0 & -EA/L & 0 & 0 \\ 0 & 12EI/L^3 & 6EI/L^2 & 0 & -12EI/L^3 & 6EI/L^2 \\ 0 & 6EI/L^2 & 4EI/L & 0 & -6EI/L^2 & 2EI/L \\ -EA/L & 0 & 0 & EA/L & 0 & 0 \\ 0 & -12EI/L^3 & -6EI/L^2 & 0 & 12EI/L^3 & -6EI/L^2 \\ 0 & 6EI/L^2 & 2EI/L & 0 & -6EI/L^2 & 4EI/L \end{bmatrix} \quad (4.6)$$

onde, ρ é a massa específica do material em $[kg/m^3]$, A é a área da seção transversal do elemento em $[m^2]$, L é o comprimento do elemento em $[m]$, E é o módulo de elasticidade (módulo de Young) do material em $[Pa]$ e I é o momento de inércia em $[m^4]$.

Depois de definidas as matrizes locais de cada elemento, deve-se fazer uma transformação de coordenadas para que as coordenadas de todos os elementos fiquem referenciadas ao mesmo sistema de coordenadas globais. Para isto, as matrizes de massa e rigidez são multiplicadas por uma matriz de rotação dada pela equação:

$$\mathbf{R} = \begin{bmatrix} \cos\theta & \sin\theta & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\sin\theta & \cos\theta & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos\theta & \sin\theta & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\sin\theta & \cos\theta & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (4.7)$$

onde, \mathbf{R} é a matriz de rotação e θ é o ângulo entre o sistema de coordenadas local e o sistema global. Portanto para obtenção das matrizes globais, utilizam-se as equações:

$$\mathbf{M}_g = [\mathbf{R}^T] * [\mathbf{M}_e] * [\mathbf{R}] ; \quad \mathbf{K}_g = [\mathbf{R}^T] * [\mathbf{K}_e] * [\mathbf{R}] \quad (4.8)$$

sendo \mathbf{R}^T a matriz transposta da matriz de rotação \mathbf{R} .

Sendo assim, depois de obtidas as matrizes globais de todos os elementos da estrutura, faz-se uma sobreposição das mesmas, ou seja, somam-se as contribuições num mesmo nó e mesma direção para obterem-se as matrizes de massa e rigidez global de todo o sistema.

4.5 Amortecimento Proporcional de Rayleigh.

De acordo com [Ripper, 2007] sistemas com amortecimento proporcional têm suas matrizes de amortecimento representadas pela equação:

$$\mathbf{C} = \alpha \mathbf{M} + \beta \mathbf{K} \quad (4.9)$$

onde β e α são constantes. O coeficiente de proporcionalidade β está ligado com o amortecimento interno e histerese do material e α com as perdas por atrito associadas às componentes inerciais. [Figueiredo, 2005] sugere que β e α sejam determinados em função da razão de amortecimento do sistema para os dois primeiros modos de vibração.

As frequências naturais podem ser obtidas através de análise modal, sendo assim, calculam-se os autovalores e autovetores da matriz dinâmica \mathbf{D} e então monta-se a matriz de amortecimento global \mathbf{C}_g :

$$\mathbf{D} = \mathbf{M}_g^{-1} * \mathbf{K}_g \quad (4.10)$$

$$\mathbf{C}_g = [\mathbf{Vet}_{ord}^T]^{-1} * (\alpha \mathbf{M}_r + \beta \mathbf{K}_r) * [\mathbf{Vet}_{ord}]^{-1} \quad (4.11)$$

sendo \mathbf{Vet}_{ord} a matriz de autovetores de \mathbf{D} ordenados e \mathbf{Vet}_{ord}^T a matriz transposta dos autovetores ordenados. \mathbf{M}_r e \mathbf{K}_r são as matrizes de massa e rigidez desacopladas (diagonais), respectivamente.

4.6 Método de Newmark.

Métodos de integração direta das equações de movimento consistem em procedimentos numéricos do tipo passo a passo que não requerem o cálculo das características dinâmicas da estrutura, como autovalores e autovetores.

O método proposto por Newmark [Newmark, 1959] é um método implícito de integração direta. As expressões que representam a variação do deslocamento, velocidade e aceleração no instante $t+\Delta t$ são:

$$\vec{x}(t_{i+1}) = (a_0 \mathbf{M}_g + a_5 \mathbf{C}_g + \mathbf{K}_g)^{-1} \left\{ \begin{array}{l} \vec{F}(t_{i+1}) + \mathbf{M}_g [a_0 \vec{x}(t_i) + a_1 \dot{\vec{x}}(t_i) + a_2 \ddot{\vec{x}}(t_i)] + \\ + \mathbf{C}_g [a_5 \vec{x}(t_i) + a_6 \dot{\vec{x}}(t_i) + a_7 \ddot{\vec{x}}(t_i)] \end{array} \right\} \quad (4.12)$$

$$\dot{\vec{x}}(t_{i+1}) = a_5 [\vec{x}(t_{i+1}) - \vec{x}(t_i)] - a_6 \dot{\vec{x}}(t_i) - a_7 \ddot{\vec{x}}(t_i) \quad (4.13)$$

$$\ddot{\vec{x}}(t_{i+1}) = a_0 [\vec{x}(t_{i+1}) - \vec{x}(t_i)] - a_1 \dot{\vec{x}}(t_i) - a_2 \ddot{\vec{x}}(t_i) \quad (4.14)$$

onde $\vec{x}(t_i)$ é o vetor de deslocamento do sistema no instante t_i , $\dot{\vec{x}}(t_i)$ é o vetor de velocidades do sistema no instante de tempo t_i , $\ddot{\vec{x}}(t_i)$ é o vetor aceleração do sistema no instante de tempo t_i , $\vec{x}(t_{i+1})$ é o vetor de deslocamento do sistema no instante de tempo $t_i+\Delta t$, $\dot{\vec{x}}(t_{i+1})$ é o vetor de velocidades do sistema no instante de tempo $t_i+\Delta t$, $\ddot{\vec{x}}(t_{i+1})$ é o vetor de acelerações do sistema no instante de tempo $t_i+\Delta t$ e a $\vec{F}(t_{i+1})$ é o vetor de forças de excitação do sistema no instante $t_i+\Delta t$. As constantes definidas por a_k são coeficientes relacionados ao método de Newmark determinados pelo conjunto de equações:

$$a_0 = \frac{1}{\alpha \Delta t^2}; \quad a_1 = \frac{1}{\alpha \Delta t}; \quad a_2 = \left(\frac{1}{2\alpha} - 1 \right); \quad a_5 = \frac{\delta}{\alpha \Delta t}; \quad a_6 = \frac{\delta}{\alpha} - 1; \quad a_7 = \frac{\Delta t}{2} \left(\frac{\delta}{\alpha} - 2 \right) \quad (4.15)$$

Para garantir a estabilidade do método, adota-se $\alpha = 0,25$ e $\delta = 0,5$. Além disto, as condições iniciais para os vetores de deslocamento e velocidade devem ser conhecidas para o primeiro passo de tempo. O vetor de acelerações iniciais, $\ddot{\vec{x}}(t_0)$, é dado pela equação

$$\ddot{\vec{x}}(t_0) = \mathbf{M}_g^{-1} [\vec{F}(t_0) - \mathbf{C}_g \dot{\vec{x}}(t_0) - \mathbf{K}_g \vec{x}(t_0)] \quad (4.16)$$

sendo t_0 o instante inicial, $\ddot{\vec{x}}(t_0)$ é o vetor de acelerações iniciais, $\dot{\vec{x}}(t_0)$ é o vetor de velocidades iniciais, $\vec{x}(t_0)$ é o vetor de deslocamentos iniciais e $\vec{F}(t_0)$ é o vetor de forças de excitação no instante inicial.

5. METODOLOGIA

A rotina de desenvolvimento do trabalho para obtenção dos resultados divide-se em 5 etapas. A primeira etapa consiste na geração do sinal de acelerações aleatórias que será imposta à estrutura estudada, através da geração da excitação sísmica a partir do espectro de Kanai-Tajimi e passada para o domínio do tempo através do método proposto por Shinozuka [Shinozuka e Jan, 1972]. Feito isto, a segunda etapa do trabalho consiste na aplicação deste sinal na análise dinâmica feita através do método de Newmark, para um edifício de 10 andares discretizado, com o objetivo de obter suas respostas dinâmicas em consequência às excitações impostas pelo sinal aleatório de acelerações. Nesta etapa, é feita a validação do sinal e do modelo numérico proposto, através da comparação dos resultados com os obtidos por Mohebbi [Mohebbi *et al.*, 2012].

Após a validação das duas primeiras etapas da rotina de cálculos, parte-se para a terceira etapa do trabalho, que se baseia na geração de um modelo numérico para um edifício de 10 andares usando pórtico plano como estrutura, definindo o material e as características geométricas de cada elemento finito de viga e gerando as matrizes de massa, rigidez e amortecimento consistentes. Feito isto, a mesma estrutura é calculada através do *software* comercial ANSYS, e então são comparadas as frequências naturais de ambos os cálculos para validação do programa de elementos finitos elaborado em MATLAB para o pórtico plano. Com a geração e a validação do edifício conceito, submete-se o mesmo à análise dinâmica com uso do sinal de aceleração aleatório gerado na primeira etapa, obtendo assim seus vetores de resposta em termos de deslocamento, velocidade e aceleração em função do tempo.

Na quarta etapa do trabalho, toma-se o mesmo edifício gerado na terceira etapa e o utiliza-se para realizar o cálculo estático de acordo com o procedimento imposto pela norma brasileira para sismo NBR 15421/2006.

Para conclusão do trabalho, ou quinta etapa, é realizada uma comparação entre os resultados encontrados através da análise dinâmica pelo Método de Newmark e os apresentados pela NBR 15421/2006 para o edifício apórticado. Além disso, também é feito um estudo paramétrico para avaliar a influência de parâmetros no resultado.

5.1 Geração do Sinal.

A primeira etapa do trabalho consiste na elaboração de uma rotina computacional para geração do sismo aleatório. A rotina basicamente se resume a entrada de dados, pré-processamento, processamento e saída de resultados.

5.1.1 Entrada de Dados.

Os dados de entrada para o processo foram escolhidos conforme a literatura estudada para que posteriormente se pudesse fazer uma comparação fiel e verdadeira entre os resultados obtidos, adotou-se então um vetor de frequências, onde a frequência mínima é dada por $f = 0,005 \text{ Hz}$ e a frequência máxima dada por $f = 25 \text{ Hz}$ sendo considerado o incremento de frequências dado por $\Delta f = 0,005 \text{ Hz}$, o tempo total de duração do sismo foi considerado de $t = 50 \text{ s}$, com um incremento $\Delta t = 0,01 \text{ s}$ totalizando assim um “range” de 5.000 iterações para o sinal. Ainda segundo [Mohebbi *et al.*, 2012] o qual é usado para validação do estudo, os parâmetros frequência do solo, razão de amortecimento do solo e pico de aceleração do solo (*peak ground acceleration* (pga)) são dados respectivamente como $\omega_g = 37,3 \text{ rad/s}$, $\xi_g = 0,3$ e $pga = 0,475g$ onde g é a aceleração da gravidade adotada como $9,81 \text{ m/s}^2$.

5.1.2 Pré-Processamento

Nesta etapa, é calculada a densidade espectral de potência através de um ruído branco gaussiano com filtro de Kanai-Tajimi [Kanai, 1961, Tajimi, 1960] através das equações:

$$S_w(\omega) = S_0 \left[\frac{\omega_g^4 + 4\omega_g^2 \xi_g^2 \omega^2}{(\omega^2 - \omega_g^2)^2 + 4\omega_g^2 \xi_g^2 \omega^2} \right]; \quad S_0 = \left[\frac{0,03 \xi_g}{\pi \omega_g (4 \xi_g^2 + 1)} \right]; \quad \omega = 2 * f * \pi$$

sendo S_0 a densidade espectral constante, $S_w(\omega)$ a densidade espectral de potência no domínio da frequência, os parâmetros ω_g , ξ_g e f foram definidos na seção 5.1.1 e ω é a frequência em rad/s .

5.1.3 Processamento e Saída de Resultados

Após ter sido gerado o sinal no domínio da frequência, utiliza-se o método desenvolvido por [Shinozuka e Jan, 1972] para trazer o sinal para o domínio do tempo através da equação:

$$\vec{y}_g(t) = \sum_{k=1}^N \sqrt{2S_w(f_k) \Delta f_k} \cos(2\pi f_k t + \vartheta_k) \quad (5.2)$$

adaptada para as variáveis utilizadas neste trabalho, sendo $\vec{y}_g(t)$ o sinal de aceleração temporal imposto pelo sismo em m/s^2 , N é o número de intervalos da banda de frequências, ϑ_k é o ângulo de fase aleatório em radianos que varia de 0 a 2π com função distribuição de probabilidade uniforme e $\Delta f_k = f_{k+1} - f_k$ é o intervalo de variação da frequência em Hz .

Feito isto, obtém-se a aceleração do solo gerada por Kanai-Tajimi [Kanai, 1961, Tajimi, 1960] em função do tempo ao normalizar e multiplicar o vetor com todos os valores do sinal gerado pelo valor de pico de aceleração do solo, definido na seção 5.1.1. Nesta etapa, plota-se também os gráficos para validação do sinal. Deste modo, fica gerado o sinal aleatório que representa o terremoto.

5.2 Análise Dinâmica

Com o cálculo da aceleração sísmica, faz-se o uso deste sinal para calcular as forças de excitação que atuarão na estrutura. Com isso é realizada a análise dinâmica da estrutura, através do método de Newmark, e assim obtendo-se suas respostas no tempo.

Esta análise, como já citado anteriormente em 5, realizar-se-á em duas etapas distintas, sendo a primeira delas com o uso do edifício proposto por Mohebbi [Mohebbi *et al.*, 2012], para comparação dos resultados e validação do método, e posteriormente, com este modelo já validado e consolidado, a rotina de cálculo será usada para análise dinâmica do pórtico plano proposto por este trabalho.

5.2.1 Validação do Método

Como já descrito na seção 4.6, para realizar o cálculo do método de Newmark, é necessário entrar com dados para que seja realizada a análise dinâmica, esses dados são definidos pelo número de graus de liberdade, pela matriz de massa, matriz de rigidez e matriz de amortecimento da estrutura, o vetor de acelerações, que no caso deste trabalho nada mais é do que o sinal gerado na seção 5.1. Com a matriz de massa e o vetor de acelerações é calculado o vetor de forças externas aplicado ao sistema dado pela equação (5.3). Somam-se aos dados de entrada, o vetor de deslocamentos iniciais, o vetor de velocidades iniciais, o vetor de acelerações iniciais dadas pela equação (4.16) e as constantes de Newmark definidas pelo conjunto de equações (4.15).

$$\vec{F}_{ext} = \mathbf{M}_g * \vec{y}_g(t) \quad (5.3)$$

Para validação do método, utilizou-se o edifício discretizado de 10 andares proposto por Mohebbi [Mohebbi *et al.*, 2012], com todos os andares possuindo massa, rigidez e

amortecimentos iguais definidos respectivamente como: $m_i=360000\text{kg}$, $k_i=650 \cdot 10^6\text{N/m}$, $c_i=6,2 \cdot 10^6\text{Ns/m}$, sendo i o número de andares do edifício. Além disto, foram adotadas as condições de deslocamentos e velocidades iniciais iguais a zero e o tempo do processo o mesmo adotado na seção 5.1.1.

Com estes dados, são montadas as matrizes de massa, rigidez e amortecimento e então são calculadas as respostas dinâmicas da estrutura submetida ao sinal sísmico aleatório, obtendo-se os vetores de deslocamento, velocidade e aceleração para cada andar da estrutura. É então plotado um gráfico do deslocamento dos andares da estrutura e também é montada uma tabela com o máximo deslocamento de cada andar para melhor visualização e comparação dos resultados, completando assim, a segunda etapa do trabalho.

5.3 Concepção do Edifício

5.3.1 Construção do Edifício em MATLAB

Nesta terceira etapa do trabalho, é desenvolvida uma rotina de cálculo para modelagem de um edifício de 10 andares através do método de elementos finitos montando a estrutura como pórtico plano.

O material escolhido para o estudo foi o aço MR-250 por ser amplamente utilizado em construções deste tipo. Para este material, a tensão de escoamento é de $\sigma = 250\text{ MPa}$, o módulo de elasticidade é dado por $E = 205\text{ GPa}$, e a densidade do material é $\rho = 7850\text{ kg/m}^3$. O perfil escolhido para o edifício foi um perfil I comercial definido como $W 14 \times 211$ [in x $\frac{\text{lb}}{\text{ft}}$] ou ($W 360 \times 314$ [$\text{mm} \times \frac{\text{kg}}{\text{m}}$]), perfil este que possui uma área de seção transversal $A = 0,03999\text{ m}^2$ e um momento de inércia $I = 1,1071756 \cdot 10^{-3}\text{ m}^4$.

Foi estudado um edifício de 10 andares e 4 colunas conforme consta na Figura 5.1 (nos apêndices), com largura entre colunas de 10 m e altura entre pisos de 3 m, totalizando uma altura do prédio $H_t = 30\text{ m}$ e uma largura do prédio $L_t = 30\text{ m}$. Com estes dados, é aplicado o método de elementos finitos previamente explicados na seção 4.4, definindo-se o número de nós por elemento ($NNEL = 2$), o número de graus de liberdade por nó ($NGLN = 3$), o número de nós da malha ($NN = 44$), o número de elementos da malha ($NEL = 70$), as coordenadas dos nós e as conectividades dos elementos para então calcular-se as matrizes de massa (\mathbf{M}_e) e rigidez (\mathbf{K}_e) locais conforme consta nas equações (4.5) e (4.6) respectivamente.

Após o cálculo das matrizes locais aplica-se a rotação destas matrizes através das equações (4.8). Com essas matrizes, faz-se uma sobreposição das mesmas somando-se as contribuições num mesmo nó e mesma direção para obterem-se as matrizes de massa e rigidez consistentes do pórtico plano.

Com a geração das matrizes globais de massa e rigidez aplicam-se as restrições (condições iniciais), que neste caso resumem-se ao engastamento da base do edifício, para então, através de uma análise modal, serem calculadas as frequências naturais da estrutura, frequências estas que serão usadas para geração da matriz de amortecimento através do método de Amortecimento Proporcional de Rayleigh descrito em 4.5, com uma razão de amortecimento crítico para a estrutura de 5% e para validação do edifício de pórtico plano através da comparação com as frequências naturais encontradas pela análise feita pelo *software* comercial ANSYS conforme 5.3.2.

5.3.2 Modelagem do Edifício em ANSYS

Para validar a rotina desenvolvida em MATLAB, o mesmo edifício é resolvido no *software* comercial ANSYS. Utilizando os mesmos dados fornecidos na seção 5.3.1, é gerado o edifício da Figura 5.1 (nos apêndices) e por meio de uma análise modal do ANSYS, são calculadas as frequências naturais do edifício, as quais são comparadas com as geradas na seção 5.3.1 para validação da rotina de cálculo empregada.

5.3.3 Análise Dinâmica do Edifício

Com o método de análise dinâmica e o edifício aporticado, ambos devidamente validados, usar-se-á a estrutura calculada, utilizando suas matrizes de massa, rigidez e amortecimento consistentes, para realizar a análise dinâmica desenvolvida na seção 5.2 e assim ser possível plotar seus resultados em função do tempo, concluindo-se assim a terceira etapa proposta neste trabalho.

5.4 Análise Através da Norma Brasileira de Sismos NBR 15421/2006

5.4.1 Determinação dos Parâmetros

Na quarta etapa do trabalho, propõem-se uma análise sísmica através da norma brasileira NBR 15421, que desde 2006 passou a vigorar e a determinar parâmetros para construção de estruturas voltadas ao estudo sísmico.

A norma segue uma sequência de passos para o cálculo através da seleção de alguns parâmetros que determinam constantes utilizadas para o cálculo das forças atribuídas à estrutura para que seja possível calcular os deslocamentos que a mesma venha a sofrer devido a este fenômeno físico.

Segundo a norma, os valores característicos das ações sísmicas são classificados de acordo com a zona sísmica a qual a estrutura está localizada. A norma determina para o território nacional uma divisão em cinco zonas sísmicas como pode ser visualizada na Figura 5.2 (nos anexos), sendo considerada a variação da aceleração sísmica horizontal característica normalizada (a_g).

Para este trabalho, o terreno escolhido para análise foi o terreno designado como “Solo muito rígido”, descrito pela norma como terreno de classe “C” como pode ser visto na Tabela 5.1 (nos anexos), além disto, para se obter uma análise mais contundente, foi escolhido o pior caso para sismos no território nacional, ou seja, com a estrutura localizada na zona 4, tendo como aceleração sísmica horizontal característica normalizada $a_g = 0,15g$ (sendo g a gravidade adotada como $9,81 \text{ m/s}^2$).

Com a determinação da classe do terreno e da aceleração sísmica escolhida, atribuem-se os valores das constantes determinadas pela norma como “Fatores de amplificação sísmica do solo” dada pela Tabela 5.2 (nos anexos) e as acelerações espectrais sob efeito desta amplificação para o tempo de 0,0s e 1,0s, que para os parâmetros selecionados até o momento são dados por:

$$C_a = 1,2 ; C_v = 1,7 ; a_{gs0} = C_a a_g ; a_{gs1} = C_v a_g ; \quad (5.4)$$

onde C_a e C_v são os fatores de amplificação sísmica no solo para os períodos de 0,0s e 0,1s respectivamente e a_{gs0} e a_{gs1} são as acelerações espectrais para o período de 0,0s e 0,1s respectivamente, já considerado o efeito da amplificação do solo.

Para a norma, é necessária uma categorização da estrutura estudada, seguindo alguns parâmetros dados pela mesma, para determinação de fatores importantes para a concepção do estudo. O primeiro fator a ser escolhido é o fator de importância de utilização para a estrutura, sendo neste caso, atribuído um fator de categoria “II” tendo em vista que será um edifício para reunião de mais de 300 pessoas, tendo como fator de importância de utilização $I = 1,25$. Em seguida, é necessária a categorização sísmica em função da zona sísmica escolhida, que no caso deste estudo foi a zona de número 4, resultando em uma categoria sísmica de classe “C”, como pode ser observado na Tabela 5.3 (nos anexos).

Com as escolhas destes dados, parte-se para a parte de categorização do edifício, determinando os coeficientes de projeto para o sistema básico sismo-resistente, sendo escolhida para este estudo, a estrutura como sendo “*Pórticos de aço momento-resistentes com*

detalhamento usual, gerando os coeficientes de modificação de resposta, de sobre resistência e de amplificação de resultados dados respectivamente por: $R = 3,5$; $\Omega_0 = 3$; $C_d = 3$.

Para este estudo, não foram consideradas irregularidades na estrutura nem no âmbito plano, nem no âmbito vertical, sendo desconsiderados estes parâmetros avaliados pela norma. Outros dois fatores que foram desconsiderados do estudo foram os fatores devido ao efeito vertical do sismo e os efeitos de sobre resposta.

A norma, dentro de suas especificações ainda restringe o deslocamento máximo entre dois pavimentos, sendo dada por uma equação que leva em consideração o fator de importância de utilização, sendo assim, como a categoria escolhida foi a de número "II", neste caso, o deslocamento máximo permitido entre dois pavimentos é dado por:

$$\Delta_x \leq 0,015h_{sx} \quad (5.5)$$

Sendo Δ_x o deslocamento entre dois pavimentos consecutivos e h_{sx} a diferença de altura entre dois pavimentos.

5.4.2 Cálculo dos Deslocamentos pela Norma NBR 15421/2006

A análise sísmica pela norma é feita através do método das forças horizontais equivalentes. A força horizontal total na base da estrutura é calculada por (5.6):

$$H = C_s W; \quad C_s = \frac{2,5(a_{gs0}/g)}{(R/I)} \quad (5.6)$$

onde C_s é o coeficiente de resposta sísmica, W é o peso total da estrutura e H é a força horizontal total na base da estrutura.

Para o cálculo da norma, é necessária a determinação do período natural da estrutura (T), no qual para este trabalho, foi calculado através da análise modal, usando sua frequência fundamental do primeiro modo de vibração, resultando em um período natural de $T = 0,5238$ s.

Feito isto, parte-se para a distribuição vertical das forças sísmicas, distribuindo a força total da base H entre as várias elevações da estrutura, sendo para que em cada elevação da estrutura x , seja aplicada uma força horizontal F_x definida pelo conjunto de equações (5.7).

$$F_x = C_{vx} H; \quad C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (5.7)$$

onde C_{vx} é o coeficiente de atribuição vertical, w_i e w_x são as parcelas do peso efetivo total que corresponde às elevações i ou x respectivamente, h_i e h_x são as alturas entra a base e a elevação i ou x , respectivamente, n é o número de andares e k é o expoente de distribuição que é relacionado ao período natural da estrutura, sendo $k=(T+1,5)/2$.

Com a obtenção das forças, introduz-se a matriz de rigidez global do sistema para que seja feita a análise estática da estrutura e assim determinar seus deslocamentos, dados por:

$$\delta_{xe} = [\mathbf{K}^{-1}] * F_x \quad (5.8)$$

Feito isto, parte-se para a determinação dos deslocamentos absolutos da estrutura estabelecidos pela norma, dados por:

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I} \quad (5.9)$$

Sendo δ_x os deslocamentos absolutos previstos na norma, C_d o coeficiente de amplificação de deslocamentos e I o fator de importância de utilização, ambos C_d e I , definidos em 5.4.1. Com isto, conclui-se a quarta etapa do trabalho.

5.5 Variação de Parâmetros para Análise de Resultados

Nesta quinta e última etapa do trabalho, será realizada uma comparação dos resultados obtidos através da análise estática feita pela norma com os obtidos através da análise dinâmica feita pelo método de Newmark. Além disto, será realizada uma modificação nos parâmetros de entrada do sinal do sismo como pico de aceleração do solo, frequência do solo, coeficiente de amortecimento do solo e alguns parâmetros para o cálculo através da norma, para que sejam avaliados quais são os parâmetros que mais influenciam no cálculo de eventos sísmicos aplicados em estruturas.

6. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos neste trabalho e também será feita uma comparação com os resultados encontrados na literatura consultada. Por fim, serão apresentados os resultados obtidos com a variação de parâmetros considerados fundamentais para o estudo sísmico para se obter a exata noção de quanto estes parâmetros influenciam na resposta da estrutura.

6.1 Validação do Sinal Sísmico e da Análise Dinâmica

Como descrito anteriormente nas seções 5.1 e 5.2, utilizando-se o espectro de Kanai-Tajimi (Figura 6.1 dos apêndices) com os mesmos parâmetros usados por Mohebbi [Mohebbi *et al.*, 2012] foi possível comparar e validar a rotina de geração do sinal aleatório de aceleração e também a rotina de determinação da resposta dinâmica por Newmark. A Figura 6.2 mostra as acelerações obtidas por Mohebbi [Mohebbi *et al.*, 2012] e por este trabalho.

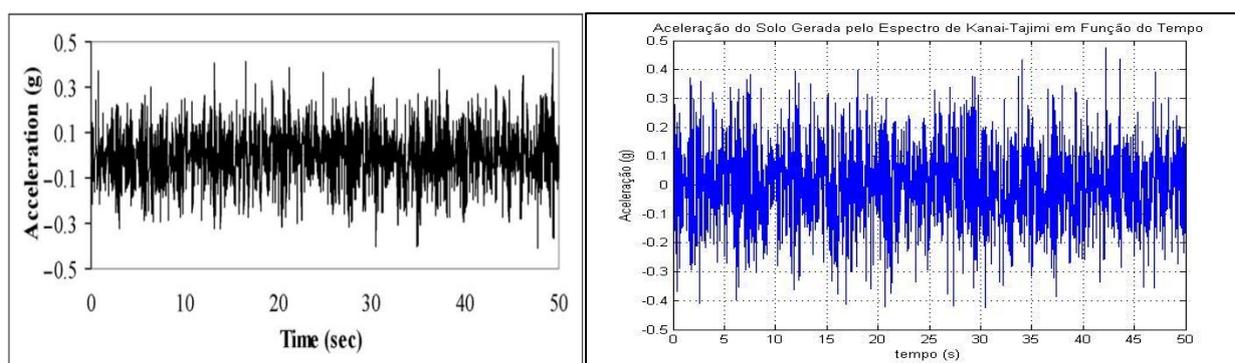


Figura 6.2 – Aceleração sísmica do solo com $pga=0,475g$. A esquerda a aceleração obtida por Mohebbi *et al.*, 2012, a direita a aceleração obtida pelo autor.

Com o sinal gerado, o mesmo foi aplicado à estrutura na análise dinâmica, conforme explicado em 5.2, e foram realizadas diversas simulações para validação do método através da comparação dos resultados obtidos com os resultados apresentados por Mohebbi [Mohebbi *et al.*, 2012] conforme se mostra na Tabela 6.1.

Como se pode observar, tanto o sinal gerado como os resultados encontrados na análise dinâmica se assemelham muito com os encontrados na literatura, contudo, eles não são exatamente iguais, pois, como o sinal gerado é um sinal aleatório, todas as vezes que é rodado o programa, o mesmo produz resultados semelhantes, porém distintos. Sendo assim, fica validado o método de geração do sinal sísmico assim como o método de análise dinâmica propostos por este trabalho. Em complemento a estes dados, o gráfico de deslocamento da estrutura da simulação 3 encontra-se na Figura 6.3 (nos apêndices).

Tabela 6.1 – Comparação dos resultados da análise dinâmica realizada por Mohebbi *et al.*, 2012 e três simulações feitas pelo autor.

Modelo	Mohebbi <i>et al.</i> , 2012		Simulação 1		Simulação 2		Simulação 3	
	x^* (cm)	\ddot{x}^* (cm/s ²)	x^* (cm)	\ddot{x}^* (cm/s ²)	x^* (cm)	\ddot{x}^* (cm/s ²)	x^* (cm)	\ddot{x}^* (cm/s ²)
1	2,17	345,35	2,20	423,07	2,04	334,91	2,21	381,03
2	4,30	571,60	4,28	631,62	3,98	586,41	4,38	593,71
3	6,28	708,65	6,14	789,30	5,77	709,33	6,41	701,95
4	8,01	708,89	7,71	848,94	7,44	730,49	8,26	745,24
5	9,50	749,88	9,19	839,54	9,22	734,56	9,89	741,43
6	10,75	719,11	10,53	778,35	10,84	774,55	11,28	735,92
7	11,86	713,77	11,67	779,51	12,25	777,88	12,40	812,14
8	12,88	713,73	12,58	756,95	13,36	785,21	13,25	861,54
9	13,63	730,84	13,22	847,58	14,14	816,15	13,81	934,84
10	14,03	802,68	13,55	910,17	14,55	837,06	14,10	977,34

*Sendo x o deslocamento máximo e \ddot{x} a aceleração máxima.

6.2 Validação do Pórtico Plano

Conforme descrito em 5.3, o edifício apórticado foi calculado com os parâmetros já citados, sendo calculadas suas frequências naturais tanto pela rotina de cálculo desenvolvida em MATLAB como pelo *software* ANSYS, gerando os resultados para os primeiros 10 modos de vibração conforme a Tabela 6.2.

Como se pode notar, as frequências ficaram muito próximas em ambos os estudos, sendo assim, fica comprovada a validade da rotina de cálculo desenvolvida para o edifício a partir de uma estrutura de pórtico plano prevista neste trabalho.

Tabela 6.2 – Comparação das frequências naturais encontradas pela rotina de cálculo elaborada em MATLAB e pelo *software* ANSYS.

Software	Frequências Naturais [Hz]									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
MATLAB	1,908	5,913	10,443	15,662	20,405	21,683	22,778	27,174	28,489	30,155
ANSYS	1,908	5,913	10,440	15,652	20,405	21,662	22,773	27,156	28,449	30,134

6.3 Aplicação do Sinal Gerado ao Pórtico Plano para o Estudo Dinâmico

Em uma análise inicial, embora não se possa ter uma comparação real e fiel pela extrema diferença entre as estruturas propostas, tanto em termos de modelos quanto em termos de propriedades dinâmicas, são aplicados os três sinais gerados nas simulações utilizadas em 6.1 para o cálculo da resposta da estrutura de pórtico plano, gerando os resultados encontrados na Tabela 6.3 (nos apêndices).

Para trazer o estudo sísmico à realidade brasileira, algumas alterações nos dados de entrada são necessárias, tendo em vista o que é previsto em norma para o país e a intensidade dos fenômenos ocorridos em solo nacional. Sendo assim, para o estudo dinâmico, foi escolhido uma estrutura localizada na cidade de Cruzeiro do Sul no estado do Acre, que segundo o mapa previsto pela norma NBR15421 (Figura 5.2 nos anexos) está situada na zona 4, o que resulta em uma aceleração de pico do solo de $pga = 0,15g$ e prevendo-se que o pior caso seria quando a frequência do solo estivesse perto da frequência fundamental da estrutura, levando-se em conta que o primeiro modo de vibração apresenta uma frequência natural de aproximadamente 12 rad/s , adota-se uma frequência do solo de $\omega_g = 15 \text{ rad/s}$. A razão de amortecimento do solo e a razão de amortecimento da estrutura não são alteradas.

Com estes dados, foi gerado o sinal do sismo e aplicado ao edifício apórticado. Com a obtenção dos resultados, novamente foram extraídos os deslocamentos máximos por andar, o deslocamento entre andares e foram plotados os gráficos do deslocamento de todos os

andares da estrutura. Para uma segunda comparação, foi realizado o cálculo através da norma NBR15421, conforme descrito em 5.4. Os resultados encontram-se listados na Tabela 6.4.

Levando-se em consideração que foram realizadas inúmeras simulações e foram registrados os valores do maior, de um intermediário e do menor deslocamento máximo para o sinal aleatório, fica evidente que os resultados são coerentes, pois em todas as simulações os resultados encontrados ficaram abaixo dos calculados pela norma, que como de costume, faz um super dimensionamento para garantir a segurança da estrutura. Além disto, em todas as simulações o deslocamento máximo entre andares, ficou dentro do recomendado pela norma, recomendação esta que é dada pela equação 5.5 sendo para este estudo $\Delta_x \leq 4,5 \text{ cm}$. Os gráficos dos deslocamentos no tempo para cada andar da estrutura da simulação 1 estão plotados na Figura 6.4 (nos apêndices).

Tabela 6.4 – Deslocamentos máximos por andar e deslocamentos máximos entre os andares encontrados através da análise dinâmica e da NBR15421/2006.

		$pga = 0,15g ; \xi = 0,3 ; \omega_n = 15 \text{ rad/s}$							
		Simulação 1		Simulação 2		Simulação 3		NBR15421	
Andar	Nó	x^* (cm)	Drift (cm)	x^* (cm)	Drift (cm)	x^* (cm)	Drift (cm)	x^* (cm)	Drift (cm)
1	5	0,33	0,33	0,29	0,29	0,34	0,34	0,38	0,38
2	9	0,91	0,58	0,79	0,50	0,93	0,59	1,04	0,66
3	13	1,52	0,61	1,33	0,54	1,55	0,62	1,75	0,71
4	17	2,11	0,59	1,84	0,51	2,15	0,60	2,43	0,68
5	21	2,64	0,53	2,30	0,46	2,70	0,55	3,06	0,63
6	25	3,10	0,46	2,70	0,40	3,17	0,47	3,61	0,55
7	29	3,49	0,39	3,04	0,34	3,56	0,39	4,08	0,47
8	33	3,79	0,30	3,29	0,25	3,86	0,30	4,46	0,38
9	37	3,99	0,20	3,46	0,17	4,06	0,20	4,72	0,26
10	41	4,10	0,11	3,55	0,09	4,18	0,12	4,87	0,15

*Sendo x o deslocamento máximo por andar e Drift o deslocamento máximo entre os andares.

6.4 Variações de Aspectos para a Norma NBR 15421/2006

Como já citado anteriormente, é muito difícil prever quais são os parâmetros presentes no terreno onde vai ser situada a estrutura, devido a isto, prolongou-se o estudo para os diversos tipos de solo previstos na norma, do mais rígido ao mais flexível, conforme presente nas Tabelas 5.1 e 5.2 (nos anexos). Além disto, utilizaram-se os mesmos parâmetros de solo da análise anterior, variando-se o local de instalação da estrutura, para uma zona onde o pico de aceleração do solo é de $pga = 0,10g$. Os resultados dos deslocamentos da estrutura foram extraídos e listados na Tabela 6.5.

Tabela 6.5 – Deslocamento da estrutura segundo a norma NBR15421 para diversos tipos de solo e picos de aceleração do solo.

		<i>Propriedades definidas em 5.4</i>		$pga = 0,15$ <i>Classe do solo A</i>		$pga = 0,15$ <i>Classe do solo E</i>		$pga = 0,10$ <i>Classe do solo C</i>	
		NBR15421		NBR15421		NBR15421		NBR15421	
Andar	Nó	x^* (cm)	Drift (cm)	x^* (cm)	Drift (cm)	x^* (cm)	Drift (cm)	x^* (cm)	Drift (cm)
1	5	0,38	0,38	0,19	0,19	0,66	0,66	0,25	0,25
2	9	1,04	0,66	0,53	0,34	1,83	1,17	0,70	0,45
3	13	1,75	0,71	0,89	0,36	3,06	1,23	1,17	0,47
4	17	2,43	0,68	1,24	0,35	4,25	1,19	1,62	0,45
5	21	3,06	0,63	1,56	0,32	5,35	1,10	2,04	0,42
6	25	3,61	0,55	1,84	0,28	6,32	0,97	2,41	0,37
7	29	4,08	0,47	2,08	0,24	7,15	0,83	2,72	0,31
8	33	4,46	0,38	2,27	0,19	7,80	0,65	2,97	0,25
9	37	4,72	0,26	2,40	0,13	8,26	0,46	3,15	0,18
10	41	4,87	0,15	2,48	0,08	8,53	0,27	3,25	0,10

Através dos resultados, fica clara a importância de um estudo minucioso do solo do local onde vai ser instalada a estrutura, pois a influência do tipo de solo no fenômeno sísmico é muito alta, como pode ser visto na diferença de deslocamento do décimo andar para um solo de classe “A” mais rígido sendo de 2,48 cm comparado a um solo de classe “E” mais flexível com um deslocamento de 8,53 cm. Nota-se também que a magnitude do sismo dado pelo pico de aceleração do solo é importante, pois se usando a mesma estrutura, o deslocamento máximo do décimo andar teve uma elevada diferença ao diminuir-se a intensidade do pga .

6.5 Variação dos Parâmetros do Sismo e suas Consequências

Como mencionado anteriormente, fez-se uma variação em diversos parâmetros do fenômeno sísmico, para poder apurar qual seria sua importância e o quanto influenciariam no resultado da análise sísmica e também devido ao fato de estes parâmetros não serem exatos e sim estimados. Em consequência disto, foram realizadas diversas simulações com variações dos parâmetros como o pico de aceleração do solo (pga), a frequência do solo (ω_g) e a razão de amortecimento do solo (ξ_g). Com os resultados, foram extraídos os deslocamentos máximos de cada andar e a diferença de deslocamento máximo entre andares, sendo os resultados apresentados nas Tabelas 6.6 (abaixo) e 6.7 (nos apêndices).

Tabela 6.6 – Deslocamento máximo por andar e deslocamento máximo entre andares para variações no pico de aceleração do solo (pga) e para frequência do solo (ω_g).

Andar	Nó	$pga = 0,15;$ $\omega_g = 10,0; \xi_g = 0,3$		$pga = 0,15;$ $\omega_g = 20,0; \xi_g = 0,3$		$pga = 0,10;$ $\omega_g = 10,0; \xi_g = 0,3$		$pga = 0,10;$ $\omega_g = 20,0; \xi_g = 0,3$	
		Simulação 1		Simulação 2		Simulação 3		Simulação 4	
		x^* (cm)	Drift (cm)						
1	5	0,48	0,48	0,21	0,21	0,26	0,26	0,16	0,16
2	9	1,33	0,85	0,59	0,38	0,71	0,45	0,44	0,28
3	13	2,22	0,89	1,00	0,41	1,18	0,47	0,74	0,30
4	17	3,07	0,85	1,39	0,39	1,64	0,46	1,04	0,30
5	21	3,84	0,77	1,77	0,38	2,05	0,41	1,30	0,26
6	25	4,51	0,67	2,09	0,32	2,42	0,37	1,54	0,24
7	29	5,07	0,56	2,36	0,27	2,73	0,31	1,73	0,19
8	33	5,49	0,42	2,57	0,21	2,96	0,23	1,88	0,15
9	37	5,78	0,29	2,71	0,14	3,12	0,16	1,98	0,10
10	41	5,94	0,16	2,78	0,07	3,21	0,09	2,03	0,05

Nesta análise de variação de parâmetros, fica claro o quanto é importante uma boa análise do terreno e dos parâmetros sísmicos antes de realizar o estudo, pois uma avaliação equivocada destes parâmetros pode ser catastrófica para a estrutura, tamanha é a variação dos resultados com a mudança nos parâmetros adotados. Nota-se também que a análise feita esta coerente, pois conforme se aumentou a intensidade do sismo (pga), aumentaram os deslocamentos da estrutura, em contra partida, quanto mais longe a frequência do solo esteve da frequência natural da estrutura, menores foram os deslocamentos apresentados pela mesma, o que também ficou dentro do esperado, foi que aumentando-se a razão de amortecimento do solo, diminui-se os deslocamentos na estrutura.

7. CONCLUSÕES

Com os resultados obtidos nos capítulos anteriores, demonstrou-se que o objetivo do presente trabalho foi concluído com extremo êxito, tanto no fato de desenvolver uma rotina numérico-computacional para geração de um sinal sísmico aleatório com diversos parâmetros envolvidos, como do uso deste sinal em uma análise dinâmica para estruturas mais elaboradas como é o caso do pórtico plano.

Os resultados foram todos compatíveis com o esperado em termos estruturais, ou seja, quando os parâmetros foram deslocados para o lado da instabilidade como é o caso do aumento do pico de aceleração do solo, a redução da razão de amortecimento do solo e da frequência do solo mais próxima à frequência natural do primeiro modo de vibração da estrutura, as respostas dinâmicas apontaram um maior deslocamento por andar e entre os andares, assim como, quando foram deslocados para o lado da segurança, a análise dinâmica resultou em deslocamentos menores, validando mais uma vez o estudo e demonstrando a importância da análise sísmica para um projeto estrutural.

Além disto, a comparação dos resultados obtidos com os resultados consultados na literatura demonstra a consistência das rotinas computacionais desenvolvidas validando assim os demais resultados produzidos.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15421 – Projeto de estruturas resistentes a sismos - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2006.

Awruch, A. M., and Di Rado H. A Di Rado; **“Introducción Al Método De Los Elementos Finitos – análisis elástico lineal.”** Corrientes, República Argentina, 1997.

Branco, P. M. **“Os Terremotos”**. Brasília, DF: CPRM, 2009. Disponível em: <<http://www.cprm.gov.br/publique/cgi/cgilua.exe/sys/start.htm?infoid=1052&sid=129>>. Acesso em: 14 de abril de 2015.

Figueiredo, F.P. **“Estudo do comportamento dinâmico de passarelas devido ao caminhar de pedestres”**. Rio de Janeiro, 2005.

Kanai, K.; **“An empirical formula for the spectrum of strong earthquake motions.”** Bulletin Earthquake Research Institute, University of Tokyo 39: 85–95. 1961.

Miguel, L. F. F., Fadel Miguel, L. F., and Lopez, R. H.; **“Robust design optimization of friction dampers for structural response control”**. Structural Control and Health Monitoring, 21, 1240-1251, 2014. doi: 10.1002/stc.1642

Mohebbi, M., Shakeri, K., Ghanbarpour, Y., and Majzoub, H.; **“Designing optimal multiple tuned mass dampers using genetic algorithms (GAs) for mitigating the seismic response of structures.”** Journal of Vibration and Control 2012; DOI: 10.1177/1077546311434520.

Newland, D. E.; **“An Introduction to Random Vibration and Spectral Analysis”**, 2aed, Longman, New York, 1987.

Newmark, N. M.; **“A Method of Computation for Structural Dynamics”**, ASCE Journal of Engineering Mechanics Division, Vol. 85, No. EM3, 1959.

Rao, S. S.; **“Mechanical Vibrations”**, Prentice Hall, 5aed, 1995.

Ripper A. P. Neto. **“Vibrações Mecânicas”** E-papers Serviços Editoriais LTDA., 2007.

Shinozuka, M, Jan C.M.; **“Digital simulation of random process and its applications.”** J Sound Vib 1972; 25:111–8.

Tajimi, H.; **“A statistical method of determining the maximum response of a building structure during an earth- quake.”** In Proceedings of 2nd World Conference in Earthquake Engineering, Tokyo, Japan, July, pp. 781–797. 1961.

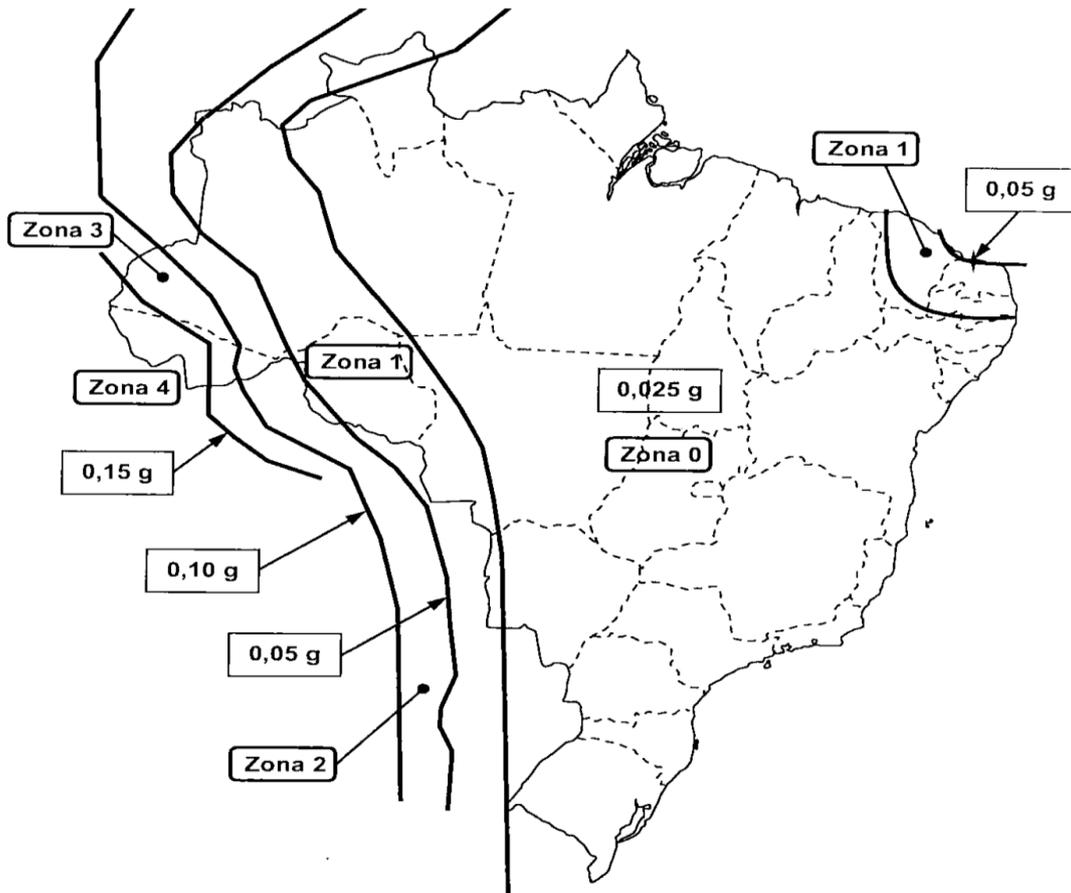


Figura 5.2 – NBR15421- Mapeamento da aceleração sísmica horizontal característica no Brasil para terrenos da Classe B (“rocha”).

Tabela 5.1 – NBR15421 – Classe do terreno.

Classe do terreno	Designação da classe do terreno	Propriedades médias para os 30 m superiores do terreno	
		\bar{v}_s	\bar{N}
A	Rocha sã	$\bar{v}_s \geq 1\,500$ m/s	(não aplicável)
B	Rocha	$1\,500$ m/s $\geq \bar{v}_s \geq 760$ m/s	(não aplicável)
C	Rocha alterada ou solo muito rígido	760 m/s $\geq \bar{v}_s \geq 370$ m/s	$\bar{N} \geq 50$
D	Solo rígido	370 m/s $\geq \bar{v}_s \geq 180$ m/s	$50 \geq \bar{N} \geq 15$
E	Solo mole	$\bar{v}_s \leq 180$ m/s	$\bar{N} \leq 15$
	-	Qualquer perfil, incluindo camada com mais de 3 m de argila mole	
F	-	1 Solo exigindo avaliação específica, como: 2 Solos vulneráveis à ação sísmica, como solos liquefazíveis, argilas muito sensíveis e solos colapsíveis fracamente cimentados; 3 Turfa ou argilas muito orgânicas; 4 Argilas muito plásticas; 5 Estratos muito espessos (≥ 35 m) de argila mole ou média.	

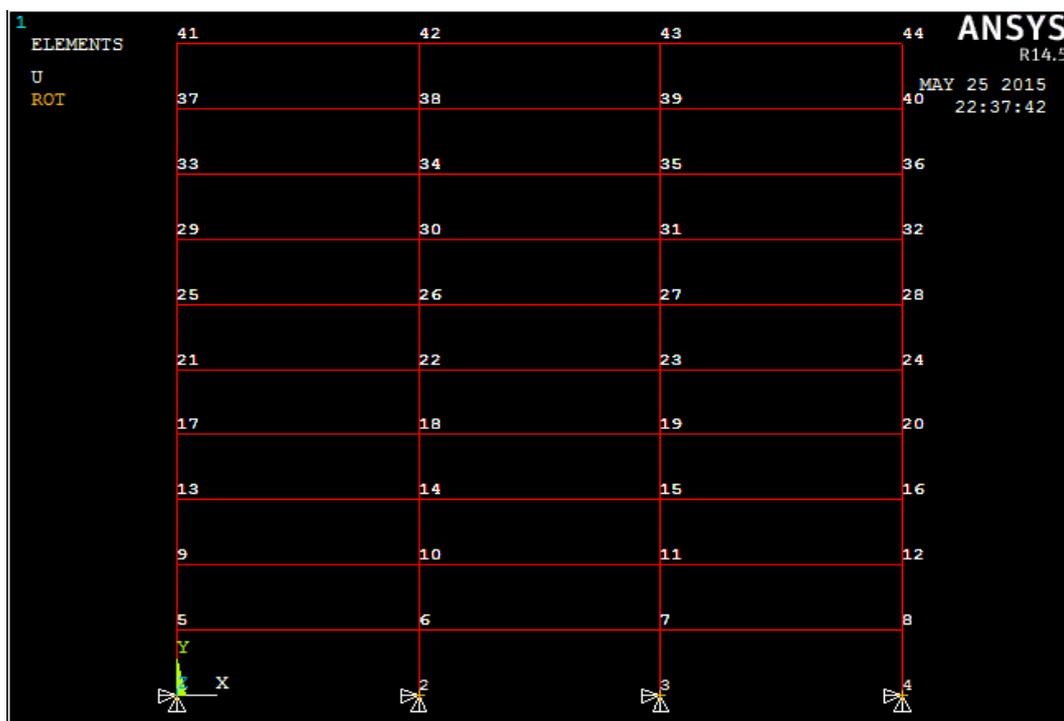
Tabela 5.2 – Fatores de Amplificação sísmica do solo.

Classe do terreno	C_a		C_v	
	$a_g \leq 0,10g$	$a_g = 0,15g$	$a_g \leq 0,10g$	$a_g = 0,15g$
A	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,2	1,2	1,7	1,7
D	1,6	1,5	2,4	2,2
E	2,5	2,1	3,5	3,4

Tabela 5.3 – NBR15421 – Categoria sísmica.

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

APÊNDICES

Figura 5.1 – Edifício de 10 andares e 4 colunas gerado pelo *software* comercial ANSYS pelo autor.

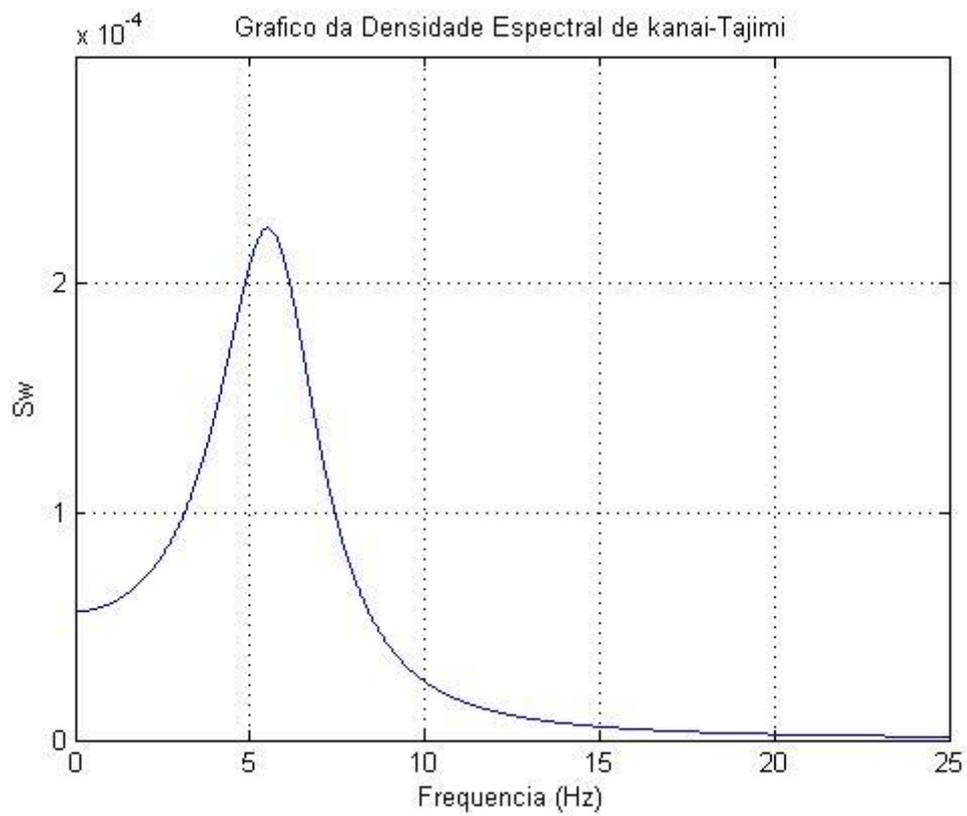


Figura 6.1 – Espectro de Kanai-Tajimi gerado pelo autor.

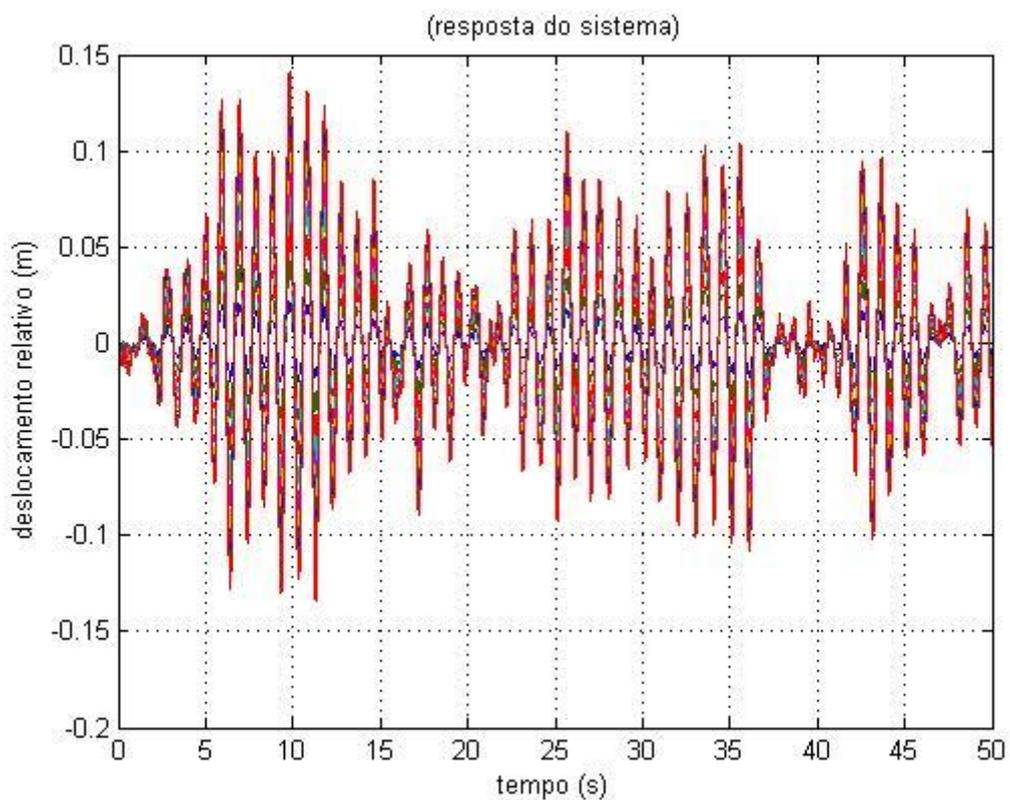


Figura 6.3 – Deslocamento de todos os andares da estrutura para a simulação 3.

Tabela 6.3 – Resultados da análise dinâmica para o Pórtico Plano.

		$pga = 0,475g ; \xi_g = 0,3 ; \omega_g = 37,3 \text{ rad/s}$								
		Simulação 1			Simulação 2			Simulação 3		
Andar	Nó	x^* (cm)	\ddot{x}^* (cm/s^2)	Drift** (cm)	x^* (cm)	\ddot{x}^* (cm/s^2)	Drift** (cm)	x^* (cm)	\ddot{x}^* (cm/s^2)	Drift** (cm)
1	5	0,47	231,59	0,47	0,36	228,57	0,36	0,38	231,01	0,38
2	9	1,26	574,76	0,79	0,99	549,74	0,63	1,04	595,34	0,66
3	13	2,05	866,92	0,79	1,60	814,29	0,61	1,73	847,09	0,69
4	17	2,73	1084,19	0,68	2,14	975,20	0,54	2,37	932,09	0,64
5	21	3,31	1096,07	0,58	2,56	1015,81	0,42	2,93	959,51	0,56
6	25	3,78	1008,66	0,47	2,99	933,69	0,43	3,37	897,41	0,44
7	29	4,15	963,35	0,37	3,33	768,33	0,34	3,73	740,94	0,36
8	33	4,57	1091,83	0,42	3,68	820,66	0,35	3,99	793,01	0,26
9	37	4,92	1245,64	0,35	3,93	1027,09	0,25	4,19	1033,65	0,20
10	41	5,11	1363,99	0,19	4,07	1193,19	0,14	4,30	1182,80	0,11

*Sendo x o deslocamento máximo por andar e \ddot{x} a aceleração máxima por andar.

** Sendo Drift o deslocamento máximo entre os andares.

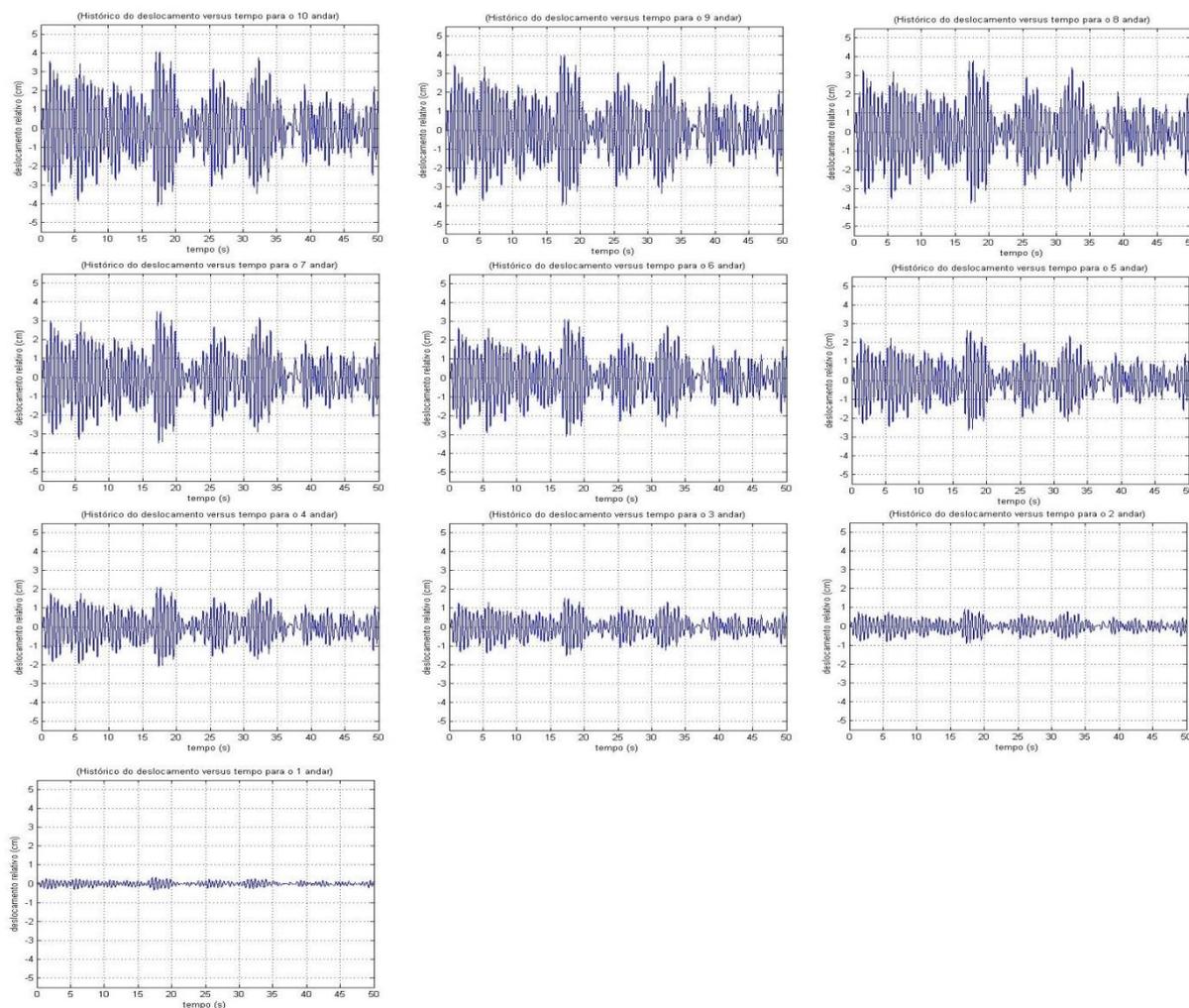


Figura 6.4 – Histórico de deslocamento versus tempo de todos os andares da estrutura para a simulação 1.

Tabela 6.7 - Deslocamento máximo e deslocamento máximo entre andares para variações na razão de amortecimento do solo (ξ_g):

		$pga = 0,15;$ $\omega_g = 15,0; \xi_g = 0,1$		$pga = 0,15;$ $\omega_g = 15,0; \xi_g = 0,2$		$pga = 0,15;$ $\omega_g = 15,0; \xi_g = 0,4$		$pga = 0,15;$ $\omega_g = 15,0; \xi_g = 0,5$	
		Simulação 1		Simulação 2		Simulação 3		Simulação 4	
Andar	Nó	x^* (cm)	Drift (cm)						
1	5	0,38	0,38	0,37	0,37	0,27	0,27	0,21	0,21
2	9	1,06	0,68	1,01	0,64	0,74	0,47	0,59	0,38
3	13	1,78	0,72	1,69	0,68	1,24	0,50	0,99	0,40
4	17	2,48	0,70	2,34	0,65	1,71	0,47	1,37	0,38
5	21	3,12	0,64	2,92	0,58	2,15	0,44	1,73	0,36
6	25	3,68	0,56	3,44	0,52	2,52	0,37	2,05	0,32
7	29	4,15	0,47	3,86	0,42	2,84	0,32	2,32	0,27
8	33	4,51	0,36	4,19	0,33	3,07	0,23	2,52	0,20
9	37	4,75	0,24	4,40	0,21	3,24	0,17	2,66	0,14
10	41	4,89	0,14	4,53	0,13	3,33	0,09	2,74	0,08