

SIMULAÇÃO DOS EFEITOS SÍSMICOS EM UM EDIFÍCIO DE 12 PAVIMENTOS EM CONCRETO ARMADO

Marcos Batista Della-Libera (Aluno de graduação da Fundação Hermínio Ometto) della-libera@hotmail.com

Gustavo de Miranda Saleme Gidrão (Prof. Msc. da Fundação Hermínio Ometto/Doutorando EESC USP SET) gidrao@fho.edu.br

Rúbia Mara Bosse (Prof. Msc. da Fundação Hermínio Ometto/Doutorando EESC USP SET) rubiabosse@fho.edu.br

RESUMO

Considera-se o Brasil um país de baixa atividade sísmica, se comparado a outros países da América do Sul, pois em raras exceções os terremotos ultrapassam os 3,0 graus na escala Richter. Entretanto, no dia 2 de abril de 2018 um tremor com epicentro no sul da Bolívia causou vibrações excessivas em edificações localizadas em no estado de São Paulo e Minas Gerais, gerando grande desconforto nos usuários. A norma para projeto de estruturas resistentes a sismos, ABNT NBR 15421:2006, dispõe de requisitos de projeto para estruturas civis submetidas a terremotos. Neste contexto, o presente trabalho apresenta uma simulação numérica de um sistema modelo massa-mola-amortecedor em uma estrutura simplificada de um pórtico de 12 pavimentos, modelo *shear-building*, utilizando o método modal espectral em todas as zonas sísmicas do Brasil e o método de Newmark por meio do histórico de acelerações do terremoto *El Centro* de 1940, ambos demonstrando os deslocamentos e esforços da estrutura sob ações sísmicas. Observou-se no modal espectral que a região do extremo oeste do Brasil (i.e., Acre – Zona 4) é mais suscetível aos efeitos sísmicos, apresentando um deslocamento de topo de 86,4 mm e cortante de 28,8 kN e momento de 86,3 kNm na base, superior a todas as outras regiões. Já o histórico do *El Centro* apresentou um deslocamento no topo de 115 mm. Portanto, os efeitos sísmicos devem ser considerados em estruturas esbeltas no Brasil, especialmente em regiões críticas mais próximas da Cordilheira dos Andes como a Zona 4 e 3. A metodologia descrita neste artigo também pode ser aplicada a estruturas metálicas e de madeira.

Palavras chave: terremoto, projeto de estruturas sismo-resistentes, shear-building, modal espectral e estruturas esbeltas

1 INTRODUÇÃO

Um terremoto se manifesta como tremor de terra causado pela repentina liberação de energia na crosta terrestre (ELNASHAI; SARNO, 2008). As liberações de energia podem se originar de diferentes fontes, como o deslocamento das placas tectônicas, erupções vulcânicas, escavações subterrâneas e até mesmo explosões geradas pelo homem. Considera-se o Brasil um país de baixa atividade sísmica, se comparado a outros países da América do Sul, pois grande parte do território nacional situa-se no centro de uma das várias placas tectônicas existentes no mundo. Entretanto, como as bordas do país localizam-se próximas aos limites dessa placa, é incorreto afirmar a ausência de atividade sísmica no Brasil. Segundo a Norma Brasileira de Sismos, a NBR 15421, para projeto de estruturas resistentes a sismos (ABNT, 2006), considera-se baixa sismicidade na maior parte do território nacional, mas ressalta o potencial sísmico na região Centro-Oeste, Nordeste e em parte do Norte. Seus efeitos também podem ser sentidos em edifícios altos nas regiões sudeste e sul do país. Com o aumento da população das grandes cidades, constroem-se edifícios cada vez mais altos e esbeltos a fim de economizar-se espaço urbano. No entanto, estes edifícios são mais suscetíveis aos efeitos sísmicos gerando preocupações para os profissionais da área da construção civil. Sobre as preocupações, Pérez Peña (2012, p. 2) ressalta ser “necessária a utilização de procedimentos e técnicas de cálculo que permitam uma boa aproximação ao comportamento real da estrutura, a fim de evitar perdas de vidas humanas e minimizar os danos estruturais”. Os procedimentos são encontrados na literatura de dimensionamento sísmico e na norma de sismo-resistente. No contexto de análise sísmica e projeto de estruturas, podem ser necessários vários dados dependendo do tipo de análise realizada, os dados são representados de duas maneiras, determinística e probabilística. De acordo com Datta (2010, p. 41) as entradas sísmicas de forma determinística são usadas para definição e projeto de estruturas, enquanto aqueles em forma probabilística são usados para estimativa de danos de estruturas para futuros terremotos. Usualmente o estudo de efeito de um sismo em uma edificação é realizado por meio de simulação numérica determinística, podendo assumir carácter dinâmico ou estático. Quando uma estrutura é solicitada a cargas estáticas, os esforços internos e deformações dependem somente da rigidez e do carregamento imposto (REIS; PRAVIA, 2012, p. 3-4). Por outro lado, quando se considera uma análise dinâmica, a carga aplicada ao modelo varia ao longo do tempo, e requer um equilíbrio dinâmico que dependa da rigidez, massa e amortecimento do sistema (PAULTRE, 2010). Deste modo, as análises dinâmicas são claramente mais complexas e longas do que a análise estática. Dado o contexto apresentado, este trabalho apresenta uma simulação que demonstre a resposta de um edifício a efeitos sísmicos utilizando o método de Newmark por meio de histórico de acelerações e o método modal espectral, baseados na norma de sismos ABNT NBR 15421 de 2006 (ABNT, 2006).

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1. Ações sísmicas no Brasil

Do gráfico da Figura 1 pode-se concluir que raras exceções os terremotos no Brasil ultrapassaram os 3,0 graus de magnitude da escala Richter:

Figura 1 - Mapeamento dos registros sísmicos ocorridos no Brasil de 1950-2018



Fonte: RSBR. Disponível em: <<http://rsbr.gov.br/pevjs/evlist.html#brasil>>. Acesso em: 15 de out. 2018.

No entanto, ondas sísmicas também podem propagar em grande profundidade, podendo ser sentidas a longas distancias causando desconforto, patologias indesejáveis e podendo até violar algum estado limite de serviço. Uma exemplificação de tal fato ocorreu no dia 2 de abril de 2018, onde um tremor com epicentro no sul da Bolívia levou em torno de 1,2 mil pessoas a evacuar um prédio comercial em Ribeirão Preto (SP). Relatos do mesmo evento foram registrados em São Carlos (SP), onde se observou magnitude de 6,8 na escala Richter. Também foram registradas ocorrências em Santos – SP, Uberlândia – MG, São Paulo – SP e Marília – SP (GLOBO, 2018).

Assim, com a ocorrência cada vez mais frequente de edifícios altos e esbeltos, o estudo do comportamento de estruturas em relação aos efeitos sísmicos vem ganhando crescente interesse. Neste sentido, a ABNT NBR 15421:2006 dispõe de requisitos de projeto para estruturas civis necessários para este estudo, visando a redução de danos esperados durante e após um evento sísmico e será a norteadora do presente trabalho.

2.2. Análise Estrutural

Segundo a ABNT NBR 15421:2006, um edifício de múltiplos pavimentos pode ser analisado por meio dos seguintes modelos: Estático e Dinâmico. O método estático é o mais simples para se analisar uma estrutura sujeita a um sismo, pois se consideram as cargas não variando no tempo e se obtendo uma única solução de deslocamento, cortante, momento e efeitos de segunda ordem. A Análise Dinâmica é mais precisa, tendo a vantagem de se analisar a estrutura durante o tempo do sismo, sendo apresentado neste artigo como Análise modal Espectral e Método de integração temporal de Newmark.

2.2.1 Análise modal espectral

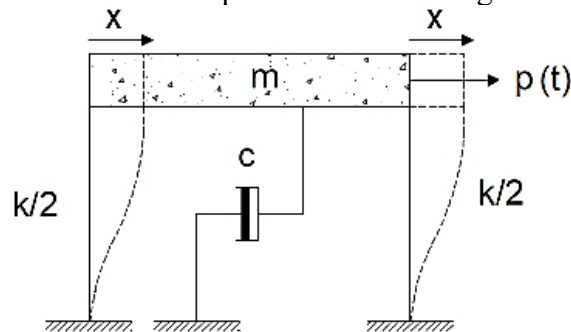
A análise modal espectral utiliza toda a massa da estrutura e sua flexibilidade para encontrar vários períodos em que a estrutura pode naturalmente entrar em ressonância.

De acordo com Datta (2010) e Elnashai e Sarno (2008), o modelo abordado parte da ideia de um pórtico contendo apenas um pavimento com massa m , constante de amortecimento c e rigidez k , como apresentado na Figura 2. Para cada pavimento acrescido será acrescido também 1 grau de liberdade, de modo que a equação de equilíbrio para um sistema de múltiplos graus de liberdade seja calculada pela Equação 1:

$$[M]\{\ddot{X}\} + [C]\{\dot{X}\} + [K]\{X\} = -[M]\{\ddot{X}_g\} = p(t) \quad \text{Eq. 1}$$

Em que: $[M]$ é a matriz de massa do sistema, $[C]$ é a matriz de amortecimento, $[K]$ a matriz de rigidez, $\{\ddot{x}\}$ é o vetor de aceleração, $\{\dot{x}\}$ é o vetor de velocidade, $\{x\}$ é o vetor de deslocamentos e $p(t)$ o vetor de forças externas.

Figura 2 - Modelo de um pavimento com um grau de liberdade



Fonte: Adaptado de PAULTRE (2010)

Pode-se reescrever a Equação 1 considerando o sistema estrutural livre e não amortecido, conforme a Equação 2:

$$[M]\{\ddot{x}\} + [K]\{x\} = 0 \quad \text{Eq. 2}$$

Efetuada na Equação 2 a análise de autovalores e auto vetores obtém-se respectivamente as frequências naturais angulares (ω) e vetor de modos de vibração ($\{\phi\}$) do sistema, conforme a Equação 3:

$$[K] - \omega_i^2[M]\{\phi_i\} = 0 \quad \text{Eq. 3}$$

Obtidas as frequências naturais e os modos de vibrações do problema em análise, pode-se encontrar o período natural utilizando a frequência natural por meio da Equação 4:

$$T_i = 2\pi/\omega_i \quad \text{Eq. 4}$$

Com o uso do período natural obtém-se o espectro de aceleração, sendo este determinado por critérios de norma ou histórico de aceleração de um sismo. Uma vez conhecido o espectro de aceleração S_a , é possível determinar o pseudo-deslocamento S_d utilizando a Equação 5:

$$S_a = \omega^2 S_d \quad \text{Eq. 5}$$

Elnashai e Sarno (2008), indicam um fator de participação modal λ_i que fornece uma medida do grau em que cada modo de vibração participa da resposta dinâmica global, conforme a Equação 6, sendo utilizada para determinar o vetor de deslocamento $\{x_i\}$ para cada modo, conforme a Equação 7:

$$\lambda_i = -\{\phi_i\}^T [M] \{I\} \quad \text{Eq. 6}$$

onde, $\{I\}$ pode ser vetor ou uma matriz composta por 1.

$$\{x_i\} = \{\phi_i\} \lambda_i S_{di} \quad \text{Eq. 7}$$

Após calculada a matriz de deslocamento pode-se obter também o deslocamento entre os pavimentos Δ_i , dada pela Equação 8:

$$\{\Delta_i\} = \{x_{i+1}\} - \{x_i\} \quad \text{Eq. 8}$$

A solução final deste método traz como resultado o deslocamento, cortante e momento por pavimento, para determinar a cortante e momento utiliza-se as Equação 9 e 10:

$$\{V_i\} = \{k\} * \{\Delta_i\} \quad \text{Eq. 9}$$

$$\{M_i\} = \{V_i\} * \{L\} \quad \text{Eq. 10}$$

Em que: $\{k\}$ é a matriz com a rigidez de cada pavimento $\{L\}$ é a matriz com a altura de cada pavimento e "*" representa um produto vetorial.

De acordo com Datta (2010), as respostas máximas obtidas em cada modo de vibração são geralmente combinadas usando três tipos de regras de combinação modal, sendo elas ABSSUM, SRSS e CQC. Para o presente trabalho será adotada a combinação modal CQC, regra de combinação quadrática completa onde a resposta em deslocamento x é dada pela Equação 11:

$$x = \sqrt{\sum_{i=1}^m x_i^2 + \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^m p_{ij} x_i x_j} \quad \text{Eq. 11}$$

O segundo termo na expressão acima é válido para $i \neq j$. Assim, o segundo termo inclui o efeito de correlação entre respostas de pico modal através dos termos do coeficiente de correlação p_{ij} . Sendo que $0 < p_{ij} < 1$, obtém-se este coeficiente por meio da Equação 12:

$$p_{ij} = \frac{\xi^2 (1 + \beta_{ij})^2}{(1 - \beta_{ij})^2 + 4\xi^2 \beta_{ij}} \quad \text{Eq. 12}$$

onde, $\beta_{ij} = \omega_i / \omega_j$ e ξ é o coeficiente de amortecimento do concreto (neste caso adotado como 5%);

2.2.2 Método de Integração temporal de Newmark

Inicialmente é necessário calcular as frequências naturais da estrutura, seus modos de vibração e os períodos fundamentais para a estrutura conforme descrito nas Equações (1 a 4). Segundo Datta (2010), após encontrados os períodos naturais da estrutura utiliza-se o procedimento abaixo, apresentados nas Equações (13 a 23):

Na análise direta, a equação do movimento, a Equação 13 é semelhante a Equação 1, porém é acrescida $k+1$ para assumir valores do tempo:

$$M\ddot{X}_{k+1} + C\dot{X}_{k+1} + KX_{k+1} = -Mr\ddot{X}_{gk+1} \quad \text{Eq. 13}$$

Datta (2010) afirma que para a análise direta domínio do tempo, tanto a integração Duhamel e Newmark-b podem ser usados. No presente trabalho se utilizará o método Newmark-b. Considera-se também o amortecimento do tipo Rayleigh, onde a matriz de amortecimento é resultado de uma combinação linear das matrizes de massa e de rigidez (Equação 14). Calibra-se o valor de a_0 e a_1 de modo que a razão de amortecimento ξ (Equação 15) seja de 5% para os modos de vibração.

$$[C] = a_0[M] + a_1[K] \quad \text{Eq. 14}$$

$$\xi_i = a_i \omega_i / 2 \quad \text{Eq. 15}$$

Neste método é realizada uma integração passo-a-passo, a equação do movimento é resolvida usando o deslocamento conhecido, velocidade e aceleração no tempo k e a excitação F_{k+1} ao k -ésimo tempo. Para isso, são utilizadas as relações da Equação 16 e 17:

$$\dot{X}_{k+1} = \dot{X}_k + (1 - \delta)\ddot{X}_k\Delta t + \ddot{X}_{k+1}\delta\Delta t \quad \text{Eq. 16}$$

$$X_{k+1} = X_k + \dot{X}_k\Delta t + \left(\frac{1}{2} - \beta\right)(\Delta t)^2\ddot{X}_k + \beta(\Delta t)^2\ddot{X}_{k+1} \quad \text{Eq. 17}$$

Em que: Δt é o intervalo de tempo utilizado nas análises; β e δ parâmetros do método de Newmark, adotados iguais a $\beta=0,25$ e $\delta=0,50$, de acordo com (PAULTRE, 2010)

Substituindo as Equações 16 e 17 na Equação 13, temos:

$$M\ddot{X}_{k+1} + C\{\dot{X}_k + (1 - \delta)\ddot{X}_k\Delta t + \ddot{X}_{k+1}\delta\Delta t\} + K\{X_k + \dot{X}_k\Delta t + \left(\frac{1}{2} - \beta\right)(\Delta t)^2\ddot{X}_k + \beta(\Delta t)^2\ddot{X}_{k+1}\} = -Mr\ddot{X}_{gk+1} \quad \text{Eq. 18}$$

Reorganizando a Equação 18, temos para o instante de tempo futuro a equação de equilíbrio dinâmico, Equação 19, e determina-se a nova equação de aceleração, Equação 20:

$$\{M + C\delta\Delta t + K\beta\Delta t^2\}\ddot{X}_{k+1} = -KX_k - \{K\Delta t + C\}\dot{X}_k - \left\{C(1 - \delta)\Delta t + K\left(\frac{1}{2} - \beta\right)\Delta t^2\right\}\ddot{X}_k - Mr\ddot{X}_{gk+1} \quad \text{Eq. 19}$$

$$\ddot{X}_{k+1} = -G^{-1}KX_k - G^{-1}\{C + K\Delta t\}\dot{X}_k - G^{-1}\left\{C(1 - \delta)\Delta t + K\left(\frac{1}{2} - \beta\right)\Delta t^2\right\}\ddot{X}_k - G^{-1}Mr\ddot{X}_{gk+1} \quad \text{Eq. 20}$$

Substituindo a Equação 20 nas Equações 16 e 17, de modo que os valores de deslocamento e velocidade para o instante de tempo Δt_{+1} :

$$\dot{X}_{k+1} = -\delta\Delta tG^{-1}KX_k + [I - G^{-1}\{C + K\Delta t\}\delta\Delta t]\dot{X}_k + \left[(1 - \delta)\Delta tI - G^{-1}\left\{C(1 - \delta)\Delta t + K\left(\frac{1}{2} - \beta\right)\Delta t^2\right\}\delta\Delta t\right]\ddot{X}_k - \delta\Delta tG^{-1}Mr\ddot{X}_{gk+1} \quad \text{Eq. 21}$$

$$X_{k+1} = [I - \alpha\Delta t^{2G^{-1}}K]X_k + [I\Delta t - G^{-1}\{C + K\Delta t\}\beta\Delta t^2]\dot{X}_k + \left[\left(\frac{1}{2} - \beta\right)\Delta t^2I - G^{-1}\left\{C(1 - \delta)\Delta t + K\left(\frac{1}{2} - \beta\right)\Delta t^2\right\}\alpha\Delta t^2\right]\ddot{X}_k - \beta\Delta t^{2G^{-1}}Mr\ddot{X}_{gk+1} \quad \text{Eq. 22}$$

onde:

$$G = M + \delta C\Delta t + \beta K\Delta t^2 \quad \text{Eq. 23}$$

Em que: M é a massa, C o amortecimento e K a rigidez;

Este processo é de natureza incremental e descreve a resposta em deslocamento, velocidade e aceleração no tempo do problema, resumindo temos as soluções por meio da Equação 24:

$$Q_{k+1} = Fn Qk + Hn\ddot{X}_{gk+1} \quad \text{Eq. 24}$$

onde:

$$Qk = [X_k \quad \dot{X}_k \quad \ddot{X}_k] \quad \text{Eq. 25}$$

$$Fn = \begin{bmatrix} I - \frac{S\Delta t^2}{4} & I\Delta t - \{Q + S\Delta t\}\frac{\Delta t^2}{4} & I\frac{\Delta t^2}{4} - \left\{\frac{Q\Delta t}{2} + \frac{S\Delta t^2}{4}\right\}\frac{\Delta t^2}{4} \\ -\frac{S\Delta t}{2} & I - \{Q + S\Delta t\}\frac{\Delta t}{2} & I\frac{\Delta t}{2} - \left\{\frac{Q\Delta t}{2} + \frac{S\Delta t^2}{4}\right\}\frac{\Delta t}{2} \\ -S & -\{Q + S\Delta t\} & -\left\{\frac{Q\Delta t}{2} + \frac{S\Delta t^2}{4}\right\} \end{bmatrix} \quad \text{Eq. 26}$$

$$S = G^{-1}K; \quad Q = G^{-1}C; \quad T = G^{-1}Mr; \quad Hn = \begin{Bmatrix} -T\frac{\Delta t^2}{4} \\ -T\frac{\Delta t}{2} \\ -T \end{Bmatrix} \quad \text{Eq. 27}$$

2.3. Norma brasileira para projeto de estruturas resistentes a sismos

2.3.1. Valores característicos das ações sísmicas

Sendo o território nacional dividido em cinco zonas sísmicas, deve-se primeiramente definir o zoneamento sísmico conforme a Figura 3 para se quantificar as ações sísmicas que serão

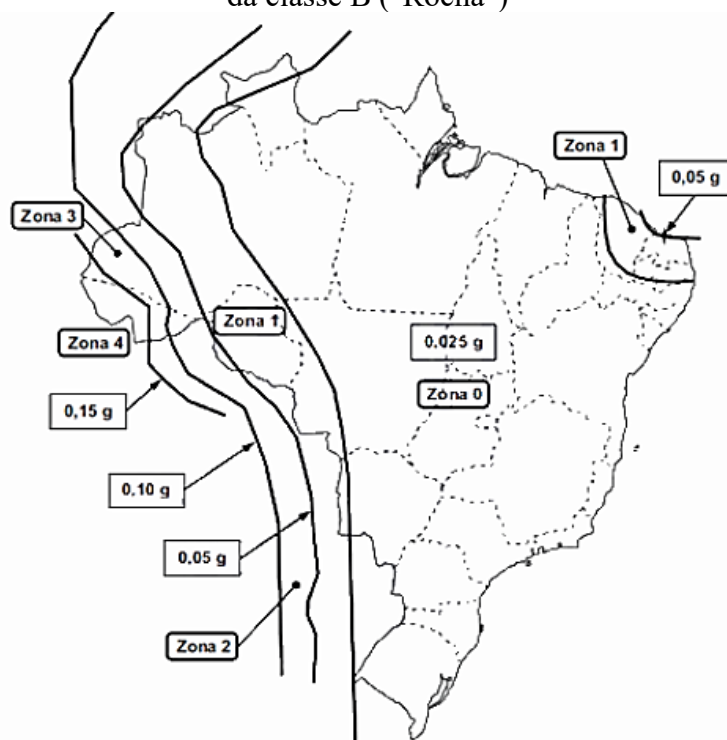
consideradas no projeto. Para cada zona sísmica é considerado a variação de a_g , i.e., aceleração sísmica horizontal característica normalizada para terrenos da classe B ("Rocha").

Tabela 1 – Zonas e categorias sísmicas

Zona sísmica	Valores de a_g
Zona 0	$a_g = 0,025g$
Zona 1	$0,025g \leq a_g \leq 0,05g$
Zona 2	$0,05g \leq a_g \leq 0,10g$
Zona 3	$0,10g \leq a_g \leq 0,15g$
Zona 4	$a_g = 0,15g$

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 15421:2006

Figura 3 - Mapeamento da aceleração sísmica horizontal característica no Brasil para terrenos da classe B ("Rocha")



Fonte: ABNT NBR 15421:2006, p. 7

O fator de importância que leva em conta a finalidade e natureza da edificação é definido conforme a Tabela 3:

Tabela 2 - Categorias de utilização e fatores de importância de utilização (I)

Categoria de utilização	Natureza da ocupação	Fator I
I	Todas as estruturas não classificadas como de categoria II ou III	1,0
II	Estruturas de importância substancial para a preservação da vida humana no caso de ruptura	1,25
III	Estruturas definidas como essenciais	1,5

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 15421:2006

Uma vez que o solo apresenta características de rigidez e amortecimento, o que afeta a propagação de ondas sísmicas, também deve-se considerar o terreno no qual a fundação da estrutura se localiza, conforme a Tabela 2. Nesta tabela também são apresentados os fatores de amplificação sísmica do solo, C_a e C_v , para os períodos de 0,0 s e 1,0 s, respectivamente:

Tabela 3 - Classe do terreno e fatores de amplificação do solo

Classe do terreno	Designação da 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	Rocha sã	0,8	0,8	0,8	0,8
B	Rocha	1,0	1,0	1,0	1,0
C	Rocha alterada com solo muito rígido	1,2	1,2	1,7	1,7
D	Solo rígido	1,6	1,5	2,4	2,2
E	Solo mole	2,5	2,1	3,5	3,4
F	Solos exigindo avaliação específica				

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 15421:2006

As acelerações espectrais para os períodos 0,0 s e 1,0 s, são respectivamente a_{gs0} e a_{gs1} , dados pelas Equações:

$$a_{gs0} = C_a a_g \quad \text{Eq. 28}$$

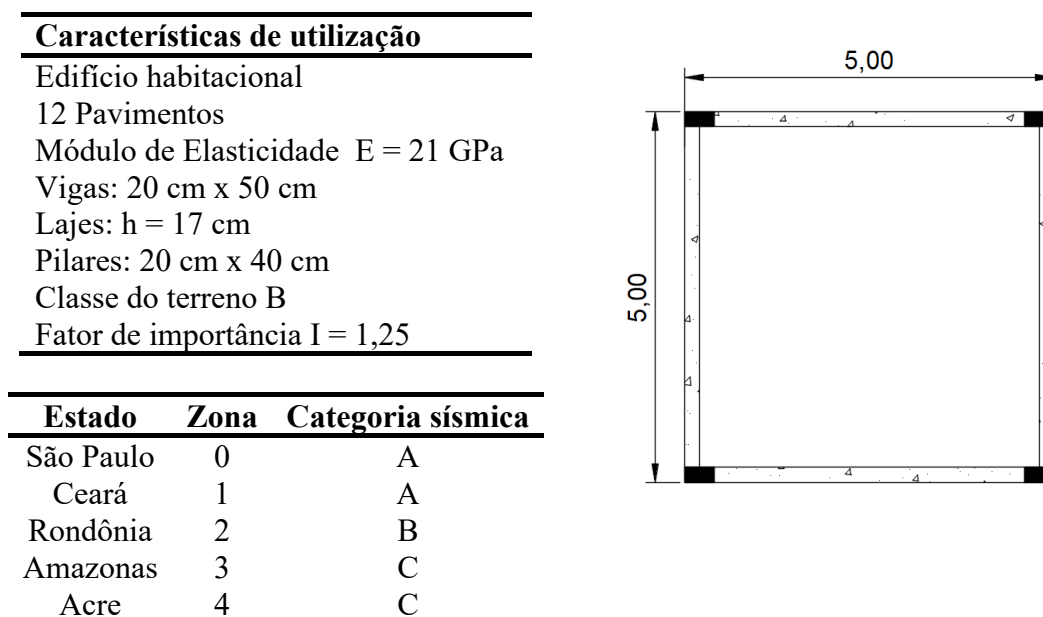
$$a_{gs1} = C_v a_g \quad \text{Eq. 29}$$

4 METODOLOGIA

4.1. Estudo de caso

O presente artigo propõe a análise de um edifício de concreto armado de 12 pavimentos sujeito as ações sísmicas utilizando as metodologias das seções 10 e 11 (i.e., análise espectral e modelo dinâmico com histórico de terremoto utilizando Newmark) da ABNT NBR 15421:2006. Para o método da análise espectral modal foi considerado o mesmo edifício situado em cada uma das 5 zonas apresentadas na Figura 3, abrangendo as diferentes categorias sísmicas no território brasileiro. Idealizou-se que o edifício se localiza no estado de São Paulo (zona 0), Ceará (zona 1), Rondônia (zona 2), no oeste do Amazonas (zona 3) e oeste do Acre (zona 4). Já para o modelo dinâmico a estrutura em estudo foi submetida a um histórico de acelerações do sismo *El Centro* de 1940. Cabe salientar que o intuito inicial do trabalho era utilizar um histórico de evento sísmico nacional, entretanto houveram dificuldades para encontrar tais resultados. A planta baixa do edifício e as características sísmicas e de utilização estão representados na Figura 4.

Figura 4 – Dados do estudo de caso



Fonte: Autor (2018)

Nota-se que para todas as regiões se adotou classe do terreno como B (i.e., Rocha), e assim os fatores de amplificação sísmica do solo foram tomados iguais a $C_a=C_v=1,0$.

4.2. Modelo

O modelo utilizado é o massa-mola, que representa estruturas na idealização *shear-building*, amplamente empregado na literatura para o estudo da resposta dinâmica de edifícios sobre cargas dinâmicas severas como pode ser visto tanto no trabalho de Lee, Song e Yun (1997) e Maria et al. (2015, p. 24-29). Tal modelo simplifica as vigas e as lajes das edificações como rígidas e indeformáveis, demonstrado na Figura 2. Neste modelo os deslocamentos laterais horizontais são resultados apenas da flexão dos pilares. As massas (m) são calculadas utilizando a massa específica do concreto armado de 2500kg/m^3 e o volume. A rigidez (K) atribuída à mola que garante a flexibilidade do sistema é calculada pela Equação 28, em que as rigidezes de todos os pilares de cada pavimento são somadas para compor a rigidez da mola, o pilar é considerado bi engastado, e os pavimentos são indeformáveis. Cabe também salientar que uma limitação dos modelos de Shear-building é a não representação de modos torcionais ou modos localizados de lajes e vigas.

$$K = \frac{12EI}{L^3} \quad \text{Eq. 28}$$

onde, I é o momento de inércia do pilar, dada por $I=bh^3/12$.

4.3. Código computacional

Tanto para o método de análise modal espectral quanto para a solução obtida pelo método Newmark é necessário calcular e montar as matrizes globais de massa $[M]$, rigidez $[K]$ para a

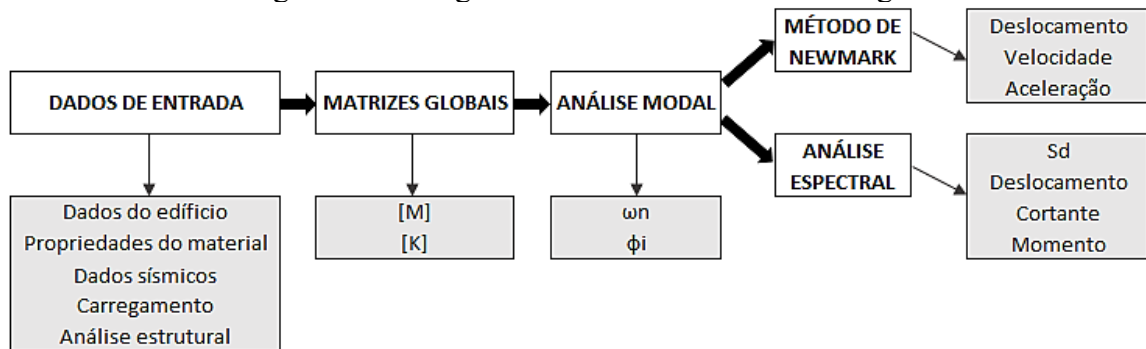
estrutura, as contribuições das massas de casa pavimento e da rigidez dos pilares é contabilizada conforme a Equação 29 e 30:

$$[M] = \begin{bmatrix} m_{1,eq} & 0 & L & 0 \\ 0 & m_{2,eq} & L & 0 \\ M & M & O & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_{n,eq} \end{bmatrix} \quad \text{Eq. 29}$$

$$[K] = \begin{bmatrix} k_{1,eq} + k_{2,eq} & -k_{2,eq} & 0 & L & 0 \\ -k_{2,eq} & k_{2,eq} + k_{3,eq} & 0 & L & 0 \\ 0 & 0 & O & M & 0 \\ M & M & k_{n-1,eq} + k_{n,eq} & -k_{n,eq} \\ 0 & 0 & 0 & -k_{n,eq} & k_{n,eq} \end{bmatrix} \quad \text{Eq. 30}$$

Um código computacional foi desenvolvido em linguagem MATLAB, e seu funcionamento se dá conforme o fluxograma da Figura 6.

Figura 5 - Fluxograma de funcionamento do código



Fonte: Autor (2018)

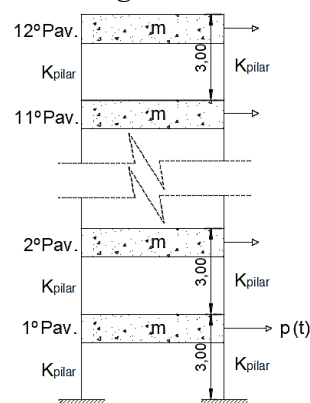
5 RESULTADOS

5.1 Preliminares

Foram determinados os valores da massa de cada pavimento e a rigidez dos pilares considerando um sismo agindo na direção mais esbelta. A dimensão dos pilares foi de $b=0,4$ m e $h=0,2$ m. Os valores para entrada do modelo (i.e., rigidezes e massas) e o modelo de *Shear-building* são apresentados pela Figura 7.

Figura 7 - Valores de entrada e *shear-building* do modelo

Valores por pavimento	
m_{laje}	10.625 kg
m_{viga}	1.250 kg
m	6562.5 kg
K_{pav}	4.977.776 N/m
K_{pilar}	2.488.888 N/m
K	4.977.776 N/m



Fonte: Autor (2018)

Em seguida, foram montadas as matrizes de massa e rigidez, e posteriormente foram encontrados os autovalores e autovetores do sistema por meio da Equação 3, proporcionando assim a obtenção das frequências naturais associadas à de cada modo de vibração da estrutura. A Tabela 4 apresenta as frequências em Hz para cada modo de vibração da estrutura:

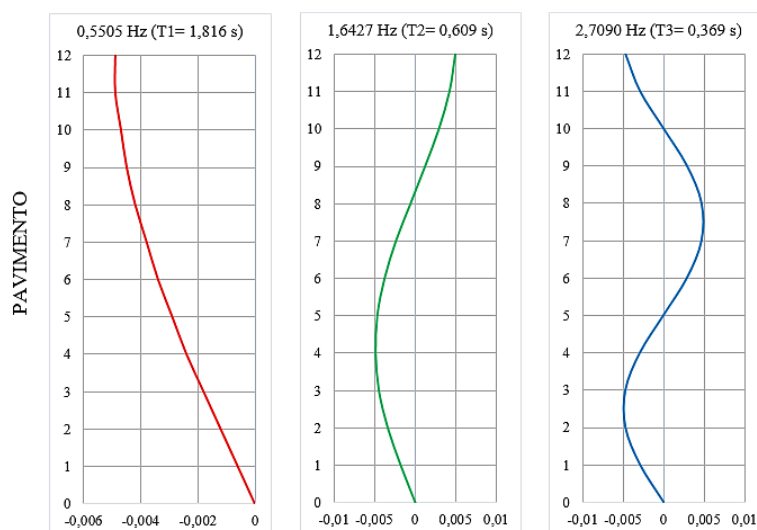
Tabela 4 - Resultado de frequência em Hz de cada modo

Frequência Natural (Hz)											
f_1	f_2	f_3	f_4	f_5	f_6	f_7	f_8	f_9	f_{10}	f_{11}	f_{12}
0,55	1,64	2,71	3,73	4,70	5,59	6,39	7,06	7,68	8,15	8,49	8,70

Fonte: Autor (2018)

Dos doze modos de vibração os três primeiros são os mais representativos na resposta dinâmica da estrutura, devido a estarem associados às frequências naturais mais baixas e períodos maiores. Neste sentido, a Figura 8 apresenta os três primeiros modos de vibração flexionais da estrutura:

Figura 8 - Análise modal do edifício (três modos de vibração)



Fonte: Autor (2018)

Todos os resultados obtidos até aqui são utilizados para o método modal e o método de Newmark.

5.2 Análise Modal Espectral

Realizou-se a análise modal espectral em todas as zonas a fim de determinar a resposta em termos de deslocamentos, esforços cortantes e momentos fletores na estrutura. Foram utilizados todos os 12 modos de vibração para a obtenção das respostas. Fez-se uso da combinação CQC para encontrar o resultado total de deslocamento, cortante e momento fletor para cada pavimento da estrutura. Observou-se que para esta análise somente os três primeiros modos de vibração foram relevantes.

Cada zona possui um valor de aceleração sísmica horizontal característica (a_g), conforme a Tabela 1, sendo utilizados os valores máximos para cada uma delas. Somente para a zona 3 utilizou-se $a_g = 0,13g$, valor interpolado para diferenciar da zona 4 ($a_g = 0,15g$). O espectro de resposta de projeto (S_a) foi obtido de acordo com a Equação 31, conforme as prescrições da ABNT NBR 15421:2006. Posteriormente utiliza-se da Equação 5 para determinar o pseudo-deslocamento de projeto (S_d).

$$\left\{ \begin{array}{ll} S_a(T) = a_{gs0}(18,75.T.C_v / C_a + 1) & \text{para } 0 \leq T \leq C_v / C_a \cdot 0,08 \text{ s} \\ S_a(T) = 2,5a_{gs0} & \text{para } C_v / C_a \cdot 0,08 \leq T \leq C_v / C_a \cdot 0,40 \text{ s} \\ S_a(T) = a_{gs1} & \text{para } T > C_v / C_a \cdot 0,40 \text{ s} \end{array} \right. \quad \text{Eq. 30}$$

Após toda a análise modal espectral e utilização da combinação CQC, temos como resultado a Tabela 5 e a Figura 9, onde o “pavimento 0” refere-se a base da estrutura.

Tabela 5.a - Resultados momento, cortante e deslocamento nas zonas 0, 1 e 2

Pavimento	São Paulo (zona 0)			Ceará (zona 1)			Rondônia (zona 2)		
	Momento (kNm)	Cortante (kN)	Deslocamento (mm)	Momento (kNm)	Cortante (kN)	Deslocamento (mm)	Momento (kNm)	Cortante (kN)	Deslocamento (mm)
0	14,4	4,8	0,0	28,8	9,6	0,0	57,5	19,2	0,0
1	13,9	4,6	1,9	27,7	9,2	3,9	55,5	18,5	7,7
2	13,1	4,4	3,8	26,2	8,7	7,6	52,3	17,4	15,1
3	12,3	4,1	5,5	24,6	8,2	11,0	49,2	16,4	22,1
4	11,6	3,9	7,1	23,2	7,7	14,2	46,4	15,5	28,5
5	10,8	3,6	8,6	21,6	7,2	17,2	43,3	14,4	34,3
6	9,9	3,3	9,9	19,8	6,6	19,8	39,6	13,2	39,7
7	8,9	3,0	11,1	17,9	6,0	22,2	35,7	11,9	44,4
8	7,9	2,6	12,1	15,8	5,3	24,3	31,7	10,6	48,5
9	6,7	2,2	13,0	13,4	4,5	26,0	26,8	8,9	52,0
10	5,0	1,7	13,7	10,0	3,3	27,3	20,0	6,7	54,7
11	2,7	0,9	14,2	5,4	1,8	28,3	10,8	3,6	56,6
12	0,0	0,0	14,4	0,0	0,0	28,8	0,0	0,0	57,6

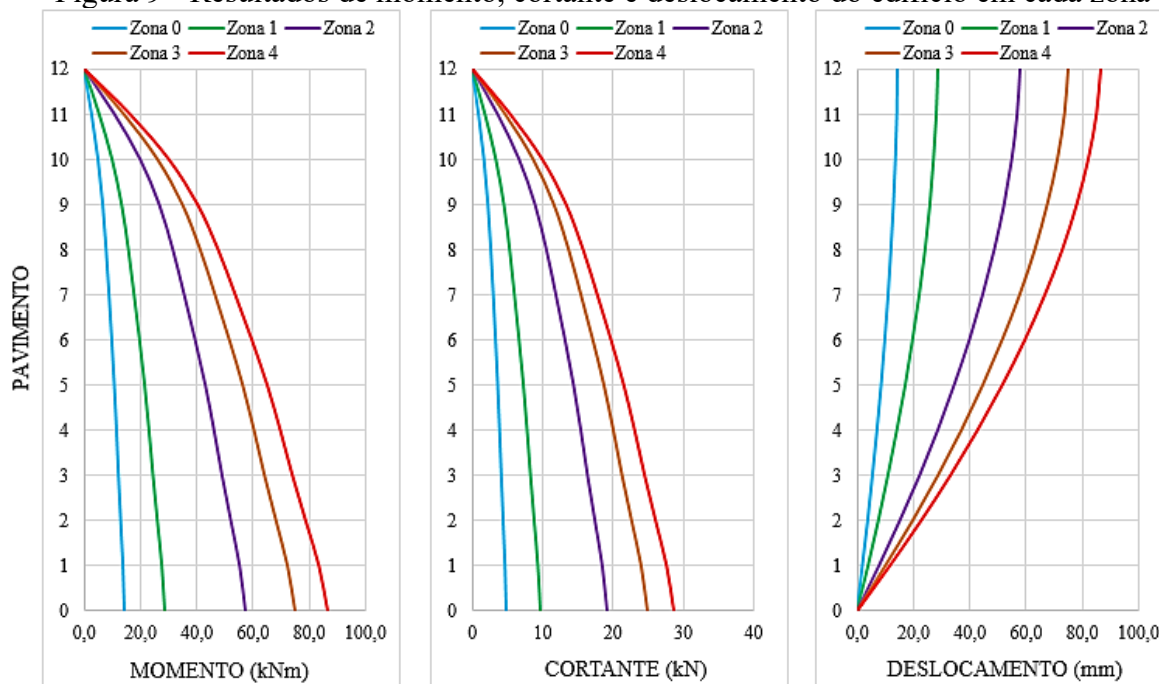
Fonte: Autor (2018)

Tabela 5.b - Resultados momento, cortante e deslocamento nas zonas 3 e 4

Pavimento	Amazonas (zona 3)			Acre (zona 4)		
	Momento	Cortante	Deslocamento	Momento	Cortante	Deslocamento
	(kNm)	(kN)	(mm)	(kNm)	(kN)	(mm)
0	74,8	24,9	0,0	86,3	28,8	0,0
1	72,1	24,0	10,0	83,2	27,7	11,6
2	68,0	22,7	19,7	78,5	26,2	22,7
3	64,0	21,3	28,7	73,8	24,6	33,1
4	60,3	20,1	37,0	69,5	23,2	42,7
5	56,2	18,7	44,6	64,9	21,6	51,5
6	51,5	17,2	51,5	59,4	19,8	59,5
7	46,4	15,5	57,7	53,6	17,9	66,6
8	41,2	13,7	63,1	47,5	15,8	72,8
9	34,8	11,6	67,5	40,2	13,4	77,9
10	26,0	8,7	71,1	30,0	10,0	82,0
11	14,0	4,7	73,6	16,2	5,4	84,9
12	0,0	0,0	74,9	0,0	0,0	86,4

Fonte: Autor (2018)

Figura 9 - Resultados de momento, cortante e deslocamento do edifício em cada zona



Fonte: Autor (2018)

A ABNT NBR 15421:2006 estabelece que todas as respostas modais obtidas, momentos e cortantes devem ser multiplicadas pelo fator de importância (I) sobre o coeficiente de modificação de resposta (R), onde $I=1,25$ e $R=3$, ou seja, por um fator de 0,4167. A norma também estabelece que todos os valores de deslocamentos devem ser multiplicados pelo coeficiente de amplificação de deslocamento ($C_d=2,5$) sobre o (R), deste modo os deslocamentos devem ser multiplicados pelo fator 0,833. A norma solicita também uma

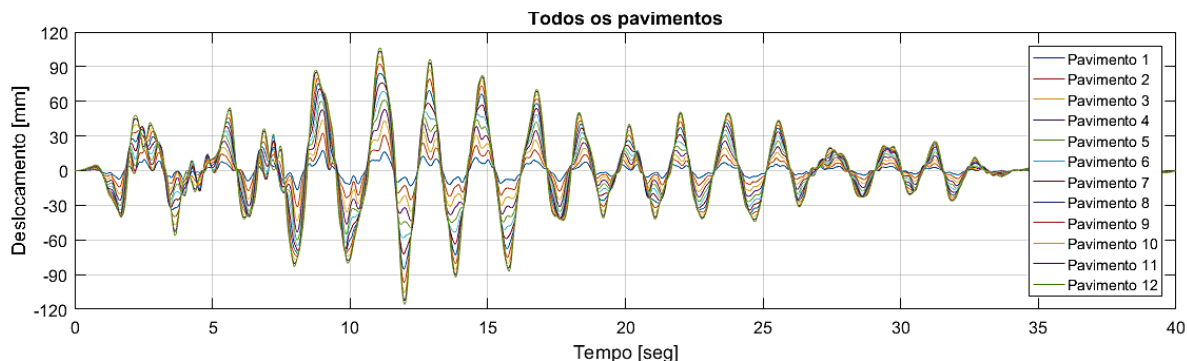
verificação das forças obtidas, a força horizontal total na base não deve ser menor que $0,85H$ (2,55 kN), o que não é o caso, senão todas as forças obtidas na mesma direção deveriam ser multiplicadas por $0,85H/H_t$.

A ABNT NBR 6118:2014 não inclui requisitos exigíveis para evitar os estados-limites gerados por sismos. Entretanto ela ressalta que se os deslocamentos forem relevantes para o elemento considerado, seus efeitos sobre as tensões ou sobre a estabilidade devem ser considerados, incorporando-os ao modelo estrutural adotado, devendo ser redimensionado afim de evitar deformações excessivas.

4.2. Análise dinâmica pelo histórico de acelerações do terremoto El Centro

Para o método de Newmark faz-se necessário o uso de um histórico de aceleração. O presente trabalho utilizou-se do histórico do terremoto de *El Centro* de 1940 excitando a base da estrutura, sendo este histórico independente a zona em que o edifício se encontra. O método também se utilizou seus parâmetros $\beta=0,25$ e $\delta=0,50$ e o passo de tempo $\Delta t = 0,02$ segundos. O histórico de deslocamento dos pavimentos do prédio é conforme a Figura 10:

Figura 10 – Resultados dos deslocamentos por Newmark

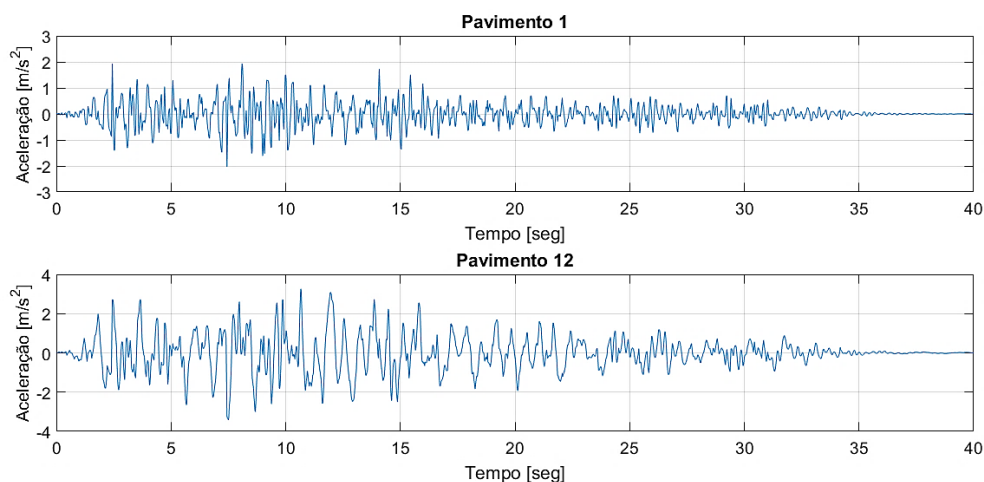


Fonte: Autor (2018)

Nota-se que para o *El Centro* o edifício apresentou deslocamento superior à 115 mm. Este deslocamento é 33 % maior quando comparado ao método modal espectral CQC (máximo de 86 mm na zona 4), sendo explicado devido ao sismo *El Centro* não ser característico do território nacional. Nota-se também a tendência de deslocamento escalonado dos pavimentos 1 a 12, onde o maior deslocamento absoluto ocorre no 12º pavimento, seguido pelo 11º e assim consecutivamente, como esperado. O máximo deslocamento relativo ocorre entre o primeiro e segundo pavimento.

O histórico de aceleração do primeiro e último pavimento (i.e., menor e maior aceleração respectivamente) é conforme a Figura 11:

Figura 11 - Resultados das acelerações por Newmark

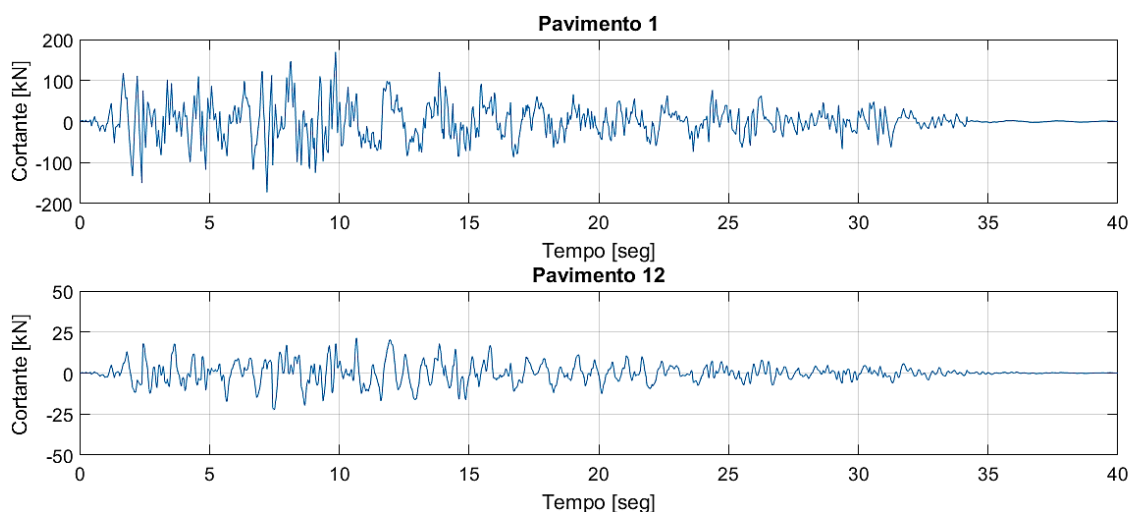


Fonte: Autor (2018)

Observa-se as acelerações são da ordem de 3 m/s^2 . Salienta-se que a ABNT NBR 15421:2006 não prevê acelerações máximas na estrutura sob ações sísmicas. A título de comparação de ordem de grandeza, utilizou-se a norma de vento, ABNT NBR 6123:1988, onde se prevê uma aceleração de conforto máxima de $0,1 \text{ m/s}^2$. Portanto, nota-se que a aceleração do terremoto imposta pelo El Centro é de 30 vezes maior.

A Figura 12 apresenta a força cortante na base do edifício, calculado através do produto da massa total pela aceleração de base:

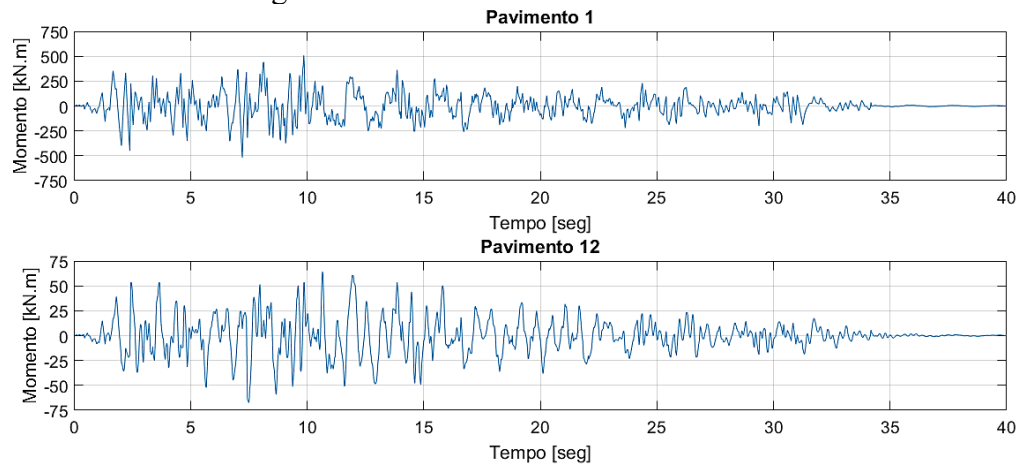
Figura 12- Resultados de força cortante



Fonte: Autor (2018)

Também foi possível determinar os valores de momento fletores por meio do produto da cortante com a altura do pavimento, como na equação $M = V.L$, temos como resultados a Figura 13.

Figura 13- Resultados de momentos fletores



Fonte: Autor (2018)

Os valores máximos obtidos no método de Newmark são demonstrados na Tabela 6.

Tabela 6 - Resultados do método de Newmark

Deslocamento	Velocidade	Aceleração	Cortante	Momento
115 mm	0,52 m/s	3,42 m/s ²	172,8 kN	518,5 kNm

Fonte: Autor (2018)

Para este método a norma não estabelece nenhuma correção para os deslocamentos. As normas ABNT NBR 15421:2006 e a ABNT NBR 6118:2014, não preveem limite de deformação excessiva, de topo e entre pavimentos para estruturas sujeitas as ações sísmicas. Entretanto elas preveem deformações sujeitas as ações de vento, ao comparar os resultados como sendo ações de vento, os deslocamentos estariam altíssimos.

5 CONCLUSÕES

Este trabalho descreveu o procedimento para a verificação da resposta dinâmica de um edifício de múltiplos pavimentos em concreto armado considerando a norma de sismos ABNT NBR 15421:2006. Para tal procedimento fez-se uso de dois métodos para a verificação dinâmica da estrutura: a análise modal espectral e o uso de histórico de acelerações.

Os resultados mais relevantes na análise modal espectral para deslocamentos e esforços foram encontrados na zona 4 (região do Acre), com 12 mm de deslocamento horizontal entre o primeiro e o segundo pavimento, deslocamento no topo igual à 86,4 mm, cortante na base igual à 28,8 kN e momento na base igual à 86,3 kNm. A zona 0 (região central do Brasil e mais populosa) demonstrou resultados baixos, porém não nulos, demonstrando que mesmo para esta zona deve-se levar em conta a análise sísmica para edifícios esbeltos para que tais valores sejam considerados no dimensionamento, evitando assim futuras manifestações patológicas devido a sismo. É notório a proporcionalidade destes resultados, uma vez que as zonas 4, 3, 2 e 1 apresentam respectivamente resultados seis, cinco, quatro e duas vezes maiores que os da zona 0, demonstrando assim um “grau de importância” para cada zona.

Os resultados gerados pelo método de Newmark com o uso de histórico de acelerações do terremoto *El Centro*, foram acima dos valores de norma, uma vez que este terremoto não é característico no território brasileiro, alcançando resultados de deslocamento no topo de 115

mm, e momentos 6 vezes maiores que a zona 4. Entretanto, o intuito do trabalho é demonstrar a metodologia com o uso de histórico de acelerações. Também é necessário salientar a dificuldade de se conseguir históricos de aceleração nacionais, uma vez que o estudo sísmico é emergente no Brasil. A metodologia descrita no presente artigo também pode ser aplicada com sucesso em estruturas metálicas e de madeira.

6. Referências bibliográficas

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

DATTA, T. K. (Tushar Kanti), 1944- **Seismic Analysis of Structures**. 1. ed. U.S.A, John Wiley & Sons, 2010. 454 p. ISBN 978-0-470-82461-0 (cloth)

ELNASHAI, A. S.; SARNO, L. D. **Fundamentals of EARTHQUAKE ENGINEERING**. 1. ed. United Kingdom. John Wiley & Sons, 2008. 374 p. ISBN 978-0-470-02483-6 (Hbk)

GLOBO (Brasil). G1. **Ocorrência de terremotos em território brasileiro**. 2018. Disponível em: <avenida cinco, 1152>. Acesso em: 02 abr. 2018.

LEE, Dong-Guen; SONG, Jong-Keol; YUN, Chung-Bang. **Estimation of system-level ductility demands for multi-story structures**. Engineering Structures, v. 19, n. 12, p. 1025-1035, 1997.

MARIA, Geethu et al. Dynamic analysis and sliding mode vibration control for a two storeyed flexible building structure. In: **Control Communication & Computing India (ICCC), 2015 International Conference on**. IEEE, 2015. p. 24-29.

MATLAB. Matrix Laboratory - R2009b. MathWorks - MATLAB and Simulink for Technical Computing. Massachusetts, U.S.A, 2009.

NEWMARK, N.; HALL, W. **Earthquake Spectra and Design. Earthquake Criteria**, Structural Design and Strong Motion Records, 3, California, U.S.A, 1982.

PAULTRE, P. **Dynamics of Structures**. 1. ed. U.S.A, John Wiley & Sons, 2010. 784 p. ISBN 978-1-84821-063-9

PÉREZ PEÑA, L. A. **Análise dos efeitos provocados por abalos sísmicos em estruturas irregulares**. Brasília: Tese de Mestrado. Universidade de Brasília, 2012.

REDE SISMOGRÁFICA BRASILEIRA (RSBR). **Boletim sísmico brasileiro**. Brasil, 2017. Disponível em: <<http://rsbr.gov.br/pevjs/evlist.html#brasil>>. Acesso em: 15 out. 2018.

REIS, É.; PRAVIA, Z. M. C. **ANÁLISE SÍSMICA DE UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS ANDARES EM AÇO**. In: CONSTRU METAL, 2012, São Paulo. **Congresso Latinoamericano da Construção Metálica**. São Paulo: Abcem, 2012. Disponível em: <<http://www.abcem.org.br/construmetal/2012/contribuicoes-tecnicas.php>>. Acesso em: 17 maio 2018.

SIMULATION OF SEISMIC EFFECTS OF 12-STOREY BUILDING OF REINFORCEMENT CONCRETE

ABSTRACT EXTENDED

There is a low seismic activity in Brazil when compared to other countries of South America, with rare exceptions earthquakes exceed 3.0 degrees on the Richter scale. However, on April 2018, an earthquake with an epicenter in southern Bolivia caused excessive discomfort and vibration in tall buildings located in the state of São Paulo and Minas Gerais, causing great discomfort among users. Brazil has the standard for the design of earthquake resistant structures, ABNT NBR 15421: 2006, which has design requirements for civil structures subject to earthquakes. In this context, the present work is based on this code to present a numerical simulation of a mass-spring-damper model in a simplified structure, a 12-storey shear-building portico using the modal spectral method in all Brazil's seismic zones and the Newmark method through the history of accelerations of the El Centro earthquake of 1940, both demonstrating the displacements and efforts of the structure under seismic actions. It was observed in the spectral modal that the region of the extreme west of Brazil (i.e., Acre - Region 4) is the most susceptible to the effects of earthquakes, presenting a displacement at the top of 86.4 mm, shear of 28.8 kN and bending moment of 86.3 kNm at the base. Newmark's method showed a displacement at the top of 115 mm due to the history of El Centro. By means of these analyzes, this work intends to demonstrate that the seismic effects should be considered in slender structures in Brazil, especially in the critical regions (i.e., regions closer to the Andes Mountains).