

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS**  
**ESCOLA DE ENGENHARIA**

**CURSO DE ESPECIALIZAÇÃO EM**  
**ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE**  
**CONCRETO ARMADO E AÇO**

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE A NORMA BRASILEIRA**  
**NBR15421/2006 E A NORMA EQUATORIANA NEC-SE-DS/2014 DE**  
**AÇÕES E DIMENSIONAMENTOS SÍSMICOS**

**CAMILLA CORRÊA DA SILVA LOPES**

2017

## **AGRADECIMENTOS**

Gostaria de agradecer:

À Deus, primeiramente, por me propiciar o dom da vida e a realização deste sonho.

Ao professor e orientador Fernando Amorim de Paula, pelas orientações e conhecimentos passados.

Aos meus pais, Yone e Zozimar pelo amor, carinho, incentivo, confiança e apoio em minhas escolhas, que me proporcionaram atingir esta conquista.

Por fim, gostaria de agradecer a todos os professores com quem tive o prazer de aprender e conviver nesses adoráveis dois anos de curso, os quais são os responsáveis pela boa formação que nós alunos tivemos no curso de especialização do departamento de estruturas da UFMG.

## **Resumo**

Este trabalho tem como objetivo realizar um estudo comparativo da análise dinâmica de um galpão em estrutura metálica submetido a esforços sísmicos analisado segundo a norma brasileira NBR 15421 e a norma equatoriana NEC-SE-DS. Inicialmente é feita uma revisão geral de sismologia, análise dinâmica e sísmica e, em seguida, apresentam-se os critérios de projeto da norma brasileira e equatoriana para o projeto de estruturas sísmo-resistente. Avalia-se primeiramente os diversos parâmetros de projeto da norma que influenciam na obtenção das forças horizontais sísmicas, tais como, tipo de sistema estrutural, tipo de solo, frequência natural de vibração da estrutura, aceleração sísmica de projeto etc. Aplica-se no modelo estrutural os dois métodos simplificados das normas, o de cargas estáticas equivalentes e o de análise por espectro de resposta, comparando-se os resultados obtidos. Ferramentas computacionais mais refinadas e rápidas possibilitaram o estudo de vibrações mais acessíveis aos projetos de estruturas.

Palavras-chave: Ação Sísmica, NBR 15421/2006, NEC-SE-DS-2014.

## **Abstract**

This work aims to perform a comparative study of the dynamic analysis of a shed in metallic structure submitted to seismic stresses analyzed according to the Brazilian standard NBR 15421 and the Ecuadorian standard NEC-SE-DS. Initially a general review of seismology, dynamic and seismic analysis is made, and then the criteria for the design of the Brazilian and Ecuadorian standard for the project of earthquake resistant structures are presented. It is first evaluated the several design parameters of the standards that influence the attainment of seismic horizontal forces, such as type of structural system, type of soil, natural frequency of vibration of the structure, seismic acceleration of design, etc. The two simplified methods of the standards, the equivalent static loads and the response spectrum analysis, are applied in the structural model, comparing the obtained results. The study of more accessible vibrations to structural designs was enabled by more refined and faster computational tools.

**Key words:** Seismic action, NBR 15421/2006, NEC-SE-DS-2014.

# SUMÁRIO

	LISTA DE SÍMBOLOS DAS NORMAS .....	7
<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>10</b>
<b>2</b>	<b>OBJETIVO</b>	<b>11</b>
<b>4</b>	<b>REVISÃO DE TERREMOTO</b>	<b>12</b>
4.1	Conceituação.....	12
4.2	Sismicidade Brasileira .....	14
<b>5</b>	<b>REVISÃO DE ANÁLISE DINÂMICA E SISMICA</b>	<b>15</b>
5.1	Análise Dinâmica – Sistema de um Grau de Liberdade .....	15
5.2	Análise Dinâmica – Sistema de Vários Graus de Liberdade .....	17
5.3	Análise Sísmica .....	20
5.3.1	Análise sísmica – sistema de um grau de liberdade .....	20
5.3.2	Análise sísmica – sistema de vários graus de liberdade .....	22
5.3.3	Análise sísmica – por superposição modal .....	24
5.3.4	Análise sísmica – por espectro de resposta.....	29
<b>6</b>	<b>COMPARAÇÃO ENTRE A NBR 15421/2006 E A NORMA NEC-SE-DS-2014</b>	<b>32</b>
6.1	Generalidades .....	32
6.2	Definições dos valores característicos das ações sísmicas .....	32
6.2.1	Zoneamento sísmico .....	32
6.2.2	Classes de terrenos.....	36

6.2.3	Definição do espectro de resposta de projeto .....	39
6.3	Categorização das estruturas.....	43
6.3.1	Categorias de utilização e fatores de importância .....	43
6.3.2	Requisitos sísmicos para projetos de edifícios – Regularidade e Irregularidade....	44
6.4	Métodos de análise .....	45
6.4.1	Método das forças horizontais equivalentes .....	45
6.4.2	Análise modal por espectro de resposta.....	45
6.4.3	Análise sísmica por históricos de aceleração no tempo.....	45
<b>7</b>	<b>COMPARAÇÃO DO DIMENSIONAMENTO NO SAP2000 ENTRE A NBR 15421/2006 E A NORMA NEC-SE-DS-2014</b>	<b>47</b>
7.1	Esquema estrutural.....	47
7.2	Parâmetros Utilizados.....	48
7.3	Métodos de análise pela NBR 15421/2006 .....	48
7.3.1	Método das forças horizontais equivalentes .....	48
7.3.2	Análise modal por espectro de resposta.....	49
7.4	Métodos de análise pela NEC-SE-DS-2014 .....	54
7.4.1	Método das forças horizontais equivalentes .....	54
7.4.2	Análise modal por espectro de resposta.....	55
<b>8</b>	<b>CONCLUSÃO</b>	<b>58</b>
<b>9</b>	<b>REFERÊNCIAS</b>	<b>60</b>

## LISTA DE SÍMBOLOS DAS NORMAS

### USADOS NA NBR 15421

$a_g$  – Aceleração característica de projeto, correspondente à aceleração sísmica horizontal característica normalizada em relação aos terrenos da Classe B (rocha)

$a_{gs0}$  – Aceleração espectral para o período de 0,0 s, já considerado o efeito da amplificação sísmica no solo.

$a_{gs1}$  – Aceleração espectral para o período de 1,0 s, já considerado o efeito da amplificação sísmica no solo.

$C_a$  – Fator de amplificação sísmica no solo, para o período de 0,0 s.

$C_s$  – Coeficiente de resposta sísmica.

$C_v$  – Fator de amplificação sísmica no solo, para o período de 1,0 s.

$g$  – Aceleração da gravidade (para os efeitos desta Norma, considera-se  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ )

$H$  – Força horizontal total sísmica na base da estrutura.

$I$  – Fator de importância de utilização.

$N$  – Número de golpes obtido no ensaio SPT.

$\overline{N}$  – Média nos 30 m superiores do terreno, do número de golpes obtido no ensaio SPT

$S_a$  – Aceleração horizontal espectral, definida através de espectro de resposta de projeto  $S_a(T)$ , função do período natural  $T$  e para uma fração de amortecimento crítico igual a 5%.

$T$  – Período natural fundamental de uma estrutura.

$T_a$  – Período natural aproximado da estrutura.

$v_s$  – Velocidade de propagação de ondas de cisalhamento no terreno

$\overline{v_s}$  – Média nos 30 m superiores do terreno, da velocidade de propagação de ondas de cisalhamento.

$W$  – Peso total de uma estrutura.

### **USADOS NA NEC SE DS**

$\eta$  - Razão da aceleração espectral  $S_a$  para o período estrutural  $T = 0,1$  s e o período de retorno selecionado. Seu valor depende da região do Equador.

$F_a$  - Fator de amplificação do solo no período de corte. Amplifica as ordenadas do espectro de resposta de aceleração elástica para conceber a rocha, considerando os efeitos de campo.

$F_d$  - Fator de amplificação do solo para resposta elástica. Amplifica as ordenadas do espectro de resposta elástica para projetar deslocamentos rocha, considerando os efeitos do local.

$F_s$  - Fator de amplificação do solo. Considera o comportamento não-linear do período local da variação do solo que depende da intensidade e frequência da excitação sísmica e os deslocamentos relativos dos espectros para acelerações e deslocamentos.

$I$  – Coeficiente de importância.

$N$  – Número médio de golpes para o teste de penetração em qualquer tipo de solo.

$R$  – Fator de redução de resistência sísmica.

$S_{a(T)}$  - Espectro de resposta elástica de acelerações (expressa como uma fracção da aceleração da gravidade  $g$ ), definido por uma fracção do amortecimento relativo crítico igual a 5%. Depende do período ou modo de vibração da estrutura.

T - Período fundamental de vibração da estrutura.

$T_C$  – Período de limite de vibração no espectro de aceleração sísmica elástica. Ele representa o terremoto de projeto.

V – Força cortante total na base.

W – Carga sísmica reativa.

Z – Aceleração máxima para o sismo de projeto, expressada como fração da aceleração da gravidade.

# 1 INTRODUÇÃO

No Brasil diferentemente do que se costuma acreditar, já ocorreram importantes terremotos. Mesmo encontrando-se afastado dos limites das placas litosféricas, regiões onde a atividade sísmica é mais elevada, o Brasil possui uma sismicidade que deve ser levada em conta em projetos estruturais. Dependendo da localização, do tipo de estrutura e da sua distância do epicentro do terremoto, mesmo sismos de pequenas magnitudes já são suficientes para causar danos.

A importância da análise sísmica mostra-se necessária à medida que os métodos de cálculo ficam mais refinados e as estruturas tornam-se mais esbeltas e sensíveis às vibrações. Sabendo que a NBR 15421/2006 é uma norma relativamente nova e pouco utilizada se comparada com normas internacionais estabelecidas à longa data e usadas em larga escala, principalmente em países com forte sismicidade como é o caso do Equador, torna-se de interesse uma análise comparativa e criteriosa dos métodos de cálculos e parâmetros de projeto com ênfase na identificação das principais diferenças entre as normas brasileiras e equatorianas. O conhecimento das diferenças ou similaridades entre as normas é de considerável valia, pois permite uma melhor compreensão dos critérios utilizados para dimensionamento de estruturas resistentes a sismos na NBR 15421/2006.

Através desse trabalho será possível uma melhor compreensão dos métodos de análise e considerações de projetos contidos na NBR 15421/2006 e NEC-SE-DS-2014. No capítulo 6, é realizada uma comparação entre essas normas, não apenas no que diz respeito aos métodos de análise da força sísmica, mas também em relação a diversos parâmetros de interesse. A utilização das normas não tem caráter obrigatório, porém, são boas fontes de como proceder quando necessário à análise. Para auxiliar na resolução da análise foi utilizado o programa SAP2000. A análise dos resultados obtidos nos exemplos, considerações finais e conclusões são apresentadas no capítulo 7 deste trabalho.

## **2 OBJETIVO**

O objetivo geral deste trabalho é a comparação entre a NBR 15421/2006 e a norma equatoriana NEC-SE-DS-2014 de dimensionamento de estruturas sujeitas a sismos através de uma forma sistemática, analisando e comparando os métodos de cálculo e critérios de projeto contidos nessas normas.

Os objetivos específicos do trabalho são listados abaixo:

- Realizar uma revisão sobre sismologia, análise dinâmica e análise sísmica de estruturas;
- Estudar os conceitos e critérios de projeto da NBR 15421/2006 e a norma equatoriana NEC-SE-DS-2014;
- Obter os esforços na base aplicando os distintos métodos apresentados nas normas.

## 4 REVISÃO DE TERREMOTO

### 4.1 Conceituação

Terremotos, também chamados de abalos sísmicos, são tremores passageiros que ocorrem na superfície terrestre. Esse fenômeno natural pode ser desencadeado por fatores como atividade vulcânica, falhas geológicas e, principalmente, pelo movimento relativo entre placas tectônicas no encontro das mesmas.

Conforme a teoria da Deriva Continental, a crosta terrestre é uma camada rochosa fragmentada, ou seja, ela é formada por vários blocos, denominados placas litosféricas ou placas tectônicas. Esses gigantes blocos estão em constante movimento, podendo se afastar (zona de divergência) ou se aproximar (originando uma zona de convergência).

Nas zonas de convergência pode ocorrer o encontro (colisão) entre diferentes placas tectônicas ou a subducção (uma placa mais densa “mergulha” sob uma menos densa). Esses fatos produzem acúmulo de pressão e descarga de energia, que se propaga em forma de ondas sísmicas, caracterizando o terremoto.

O local onde há o encontro entre as placas tectônicas é chamado de hipocentro (no interior da Terra) e o epicentro é seu ponto de projeção na superfície da terra. As consequências podem ser sentidas a quilômetros de distância, dependendo da proximidade da superfície que ocorreu a colisão (hipocentro) e da magnitude do terremoto.

A magnitude é a quantidade de energia liberada no foco do terremoto, sendo medida a partir de uma escala denominada Escala Richter, que vai de 1, para os mais fracos, a 10, para os mais fortes. A escala de Richter foi desenvolvida em 1935 pelos sismólogos Charles Francis Richter e Beno Gutenberg, ambos membros do California Institute of Technology (Caltech), que estudavam sismos no Sul da Califórnia. A escala representa a energia sísmica liberada durante um terremoto e se baseia em registros sismográficos. A escala Richter aumenta de forma logarítmica, de maneira que cada ponto de incremento significa um aumento 10 vezes maior no registro sismográfico. Dessa forma, a onda de sismo de magnitude 4.0 é 100 vezes maior que

a onda de um sismo de 2.0. No entanto, é importante salientar que o que aumenta é a amplitude das ondas sismográficas e não a energia liberada. Em termos gerais a energia de um terremoto aumenta 33 vezes para cada grau de magnitude, ou aproximadamente 1000 vezes a cada duas unidades.

A intensidade é a consequência causada pela ação do sismo, a destruição provocada por esse fenômeno. A escala mais utilizada para se classificar a intensidade é a de Mercalli, que vai de I, para os imperceptíveis, a XII, para os catastróficos. Ela foi criada em 1902 pelo sismólogo italiano Giuseppe Mercalli. Essa escala, ao contrário da escala de Richter não se baseia em registros sismográficos e sim nos efeitos ou danos produzidos nas estruturas e percebido pelas pessoas nas imediações do abalo. Para um mesmo sismo, a intensidade pode ser diferente em diversas localidades reportadas. A escala de Mercalli tem uma importância apenas qualitativa e não deve ser interpretada em termos absolutos, uma vez que depende de observação humana. Por exemplo, um terremoto classificado como 7 na escala de Richter num deserto inabitado é classificado como 1 na escala de Mercalli, enquanto que um terremoto de menor magnitude classificado como 5, numa zona onde as construções são frágeis e pouco preparadas para resistir a abalos sísmicos pode causar efeitos devastadores e ser classificado com intensidade IX.

Entre os efeitos de um terremoto de grande magnitude em áreas povoadas estão a destruição da infraestrutura (ruas, estradas, pontes, casas, etc.), além de mortes. Os sismos nos oceanos provocam a formação de ondas gigantes (tsunamis). Essas ondas podem atingir as áreas continentais, gerando grande destruição.

Milhares de terremotos ocorrem diariamente no mundo. No entanto, a maioria apresenta baixa intensidade e tem hipocentro muito profundo, sendo assim, os terremotos são pouco percebidos na superfície terrestre. O Japão, localizado em uma zona muito sísmica, é atingido por centenas de terremotos por dia.

Os lugares mais atingidos por terremotos são os territórios localizados em zonas de convergência de placas tectônicas, em especial nos países situados nos limites dessas placas.

Entre as nações que estão nessa situação destacam-se o Japão, Indonésia, Índia, Filipinas, Papua Nova Guiné, Turquia, Estados Unidos da América, Haiti, Chile, entre outras.

## **4.2 Sismicidade Brasileira**

No Brasil, os tremores de terra só começaram a ser detectados com precisão a partir de 1968, quando houve a instalação de uma rede mundial de sismologia. Brasília foi escolhida para sediar o arranjo sismográfico da América do Sul. Há, atualmente, 40 estações sismográficas em todo o país, sendo que o aparelho mais potente é o mantido pela Universidade de Brasília.

Há relatos de abalos sísmicos no Brasil desde o início do século 20. Segundo informações do “Mapa tectônico do Brasil”, elaborado pelo geomorfólogo Allaoua Saadi, do Instituto de Geociências da Universidade Federal de Minas (UFMG), em nosso país existem 48 falhas, nas quais se concentram as ocorrências de terremotos.

Ainda segundo dados levantados a partir da análise de mapas topográficos e geológicos, as regiões que apresentam o maior número de falhas são o Sudeste e o Nordeste, seguidas pelo Norte e Centro-Oeste, e, por último, o Sul.

O Nordeste é a região que mais sofre com abalos sísmicos. O segundo ponto de maior índice de abalos sísmicos no Brasil é o Acre. No entanto, mesmo quem mora em outras regiões não deve se sentir imune a esse fenômeno natural.

Embora grande parte dos sismos brasileiros seja de pequena magnitude (4.5 na Escala Richter), a história tem mostrado que, mesmo em “regiões tranquilas” podem acontecer grandes terremotos. Apesar de não ser alarmante, o nível de sismicidade brasileira precisa ser considerado em determinados projetos de engenharia, como centrais nucleares, grandes barragens e outras construções de grande porte, principalmente nas construções situadas nas áreas de maior risco.

## 5 REVISÃO DE ANÁLISE DINÂMICA E SISMICA

Um problema estrutural dinâmico difere de um problema estático em dois importantes tópicos. O primeiro diz respeito ao carregamento, que é denominado dinâmico quando a magnitude, direção ou a posição deste variar com o tempo. O outro relaciona-se com as forças de inércia, que são despertadas na estrutura ao ser excitada dinamicamente. Assim, os esforços internos na estrutura são equilibrados não somente pelas forças externas aplicadas, mas também pelas forças de inércia. Se as forças de inércia representarem uma significativa porção do equilíbrio de carregamentos para as forças elásticas internas da estrutura, então a característica dinâmica do problema deve ser considerada na solução. Por outro lado, se os movimentos são tão lentos que as forças de inércia são pequenas, ou quando o tempo de aplicação das cargas for muito grande em relação ao período fundamental da estrutura, a análise para qualquer desejado instante de tempo pode ser feita por procedimentos de uma análise estrutural estática.

### 5.1 Análise Dinâmica – Sistema de um Grau de Liberdade

Seja um corpo rígido de massa  $m$ , mostrado na Figura 1, ligado a uma parede fixa por uma mola elástica de rigidez  $k$  e um amortecedor do tipo viscoso de constante  $c$ , submetido a uma força externa horizontal variável no tempo,  $p(t)$ . Esse conjunto pode ser representado por um sistema estrutural de um único grau de liberdade - deslocamento do corpo na direção horizontal,  $u = u(t)$ .

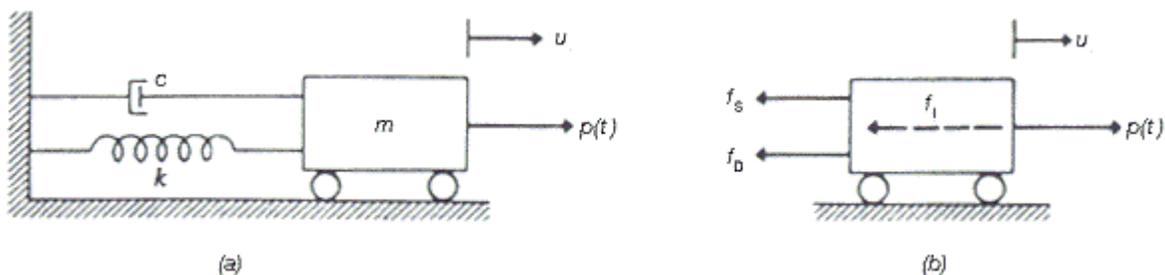


Figura 1: Sistema de um grau de liberdade (CLOUGH, PENZIEN, 1995)

Como mostrado na Figura 1, as forças atuantes no corpo na direção do deslocamento ( $u$ ) incluem o carregamento aplicado  $p(t)$ , e três forças resultantes do movimento. Aplicando-se o método

direto de equilíbrio de forças, pode-se escrever a equação de movimento do sistema da seguinte maneira:

$$f_I + f_D + f_S = p(t) \quad (1)$$

onde :

$f_I$ : força de inércia

$f_D$ : força de amortecimento

$f_S$ : força elástica

$p$ : carregamento externo

Cada força representada na parte esquerda desta equação é função da posição  $u$  ou de suas derivadas. A força elástica é dada pelo produto da rigidez elástica pelo deslocamento:

$$f_S = k u \quad (2)$$

A partir do princípio de d'Alambert, obtem-se a força de inércia pelo produto da massa pela aceleração:

$$f_I = m \ddot{u} \quad (3)$$

Finalmente, admite-se um mecanismo de amortecimento visco-elástico, a força de amortecimento é dada pelo produto da constante de amortecimento  $c$  e a velocidade:

$$f_D = c \dot{u} \quad (4)$$

Deste modo, tem-se que a equação de movimento do sistema de um grau de liberdade é dada por:

$$m \ddot{u} + c \dot{u} + k u = p(t) \quad (5)$$

## 5.2 Análise Dinâmica – Sistema de Vários Graus de Liberdade

Seja agora um sistema estrutural composto de dois corpos rígidos de massa  $m_1$  e  $m_2$ , ligados por molas e amortecedores, cujas constantes elásticas estão mostradas na Figura 2. Aplica-se no corpo 1 uma força dinâmica horizontal  $p_1(t)$  e, no corpo 2,  $p_2(t)$ , como mostra a Figura 2. Esse sistema estrutural pode ser classificado como um sistema de 2 GL, que são os deslocamentos horizontais do corpo 1 e 2,  $u_1 = u_1(t)$  e  $u_2 = u_2(t)$ .

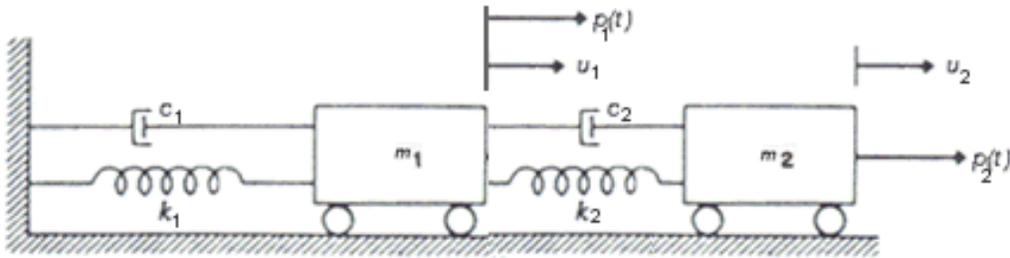


Figura 2: Sistema com dois graus de liberdade (CHOPRA, 1980)

Aplicando o método direto de equilíbrio de forças aos corpos  $m_1$  e  $m_2$ , tem-se:

$$m_1 \ddot{u}_1 + c_2 (\dot{u}_1 - \dot{u}_2) + k_2 (u_1 - u_2) + c_1 \dot{u}_1 + k_1 u_1 = p_1(t)$$

$$m_2 \ddot{u}_2 + c_2 (\dot{u}_2 - \dot{u}_1) + k_2 (u_2 - u_1) = p_2(t)$$

Na forma matricial, tem-se:

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 \\ -c_2 & c_2 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} p_1 \\ p_2 \end{bmatrix}$$

Esse sistema pode ser escrito na seguinte forma matricial:

$$[M]\{\ddot{U}(t)\} + [C]\{\dot{U}(t)\} + [K]\{U(t)\} = \{P(t)\}$$

onde :

$[M]$  é a matriz de massa;

$[C]$  é a matriz de amortecimento;

$[K]$  é a matriz de rigidez;

$\{\ddot{U}\}$  é o vetor de acelerações;

$\{\dot{U}\}$  é o vetor de velocidades;

$\{U\}$  é o vetor de deslocamentos e

$\{P(t)\}$  é o vetor de forças dinâmicas externas.

Esta forma matricial é genérica e pode ser estendida para sistemas de 3 ou mais graus de liberdade.

Seja agora o exemplo abaixo, de um sistema estrutural generalizado de 2 graus de liberdade (2GL). Trata-se de um pórtico plano em que as vigas são consideradas rígidas e as colunas deformáveis, com toda sua massa concentrada no ponto central, e desprezam-se as massas das colunas. O sistema pode ser visualizado como a combinação de três componentes, rigidez, amortecimento e massa conforme indicado na Figura 3 e Figura 4:

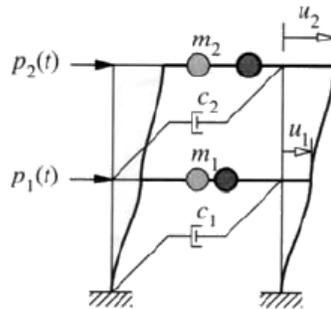


Figura 3: Sistema com dois graus de liberdade (pórtico) (CHOPRA, 1980)

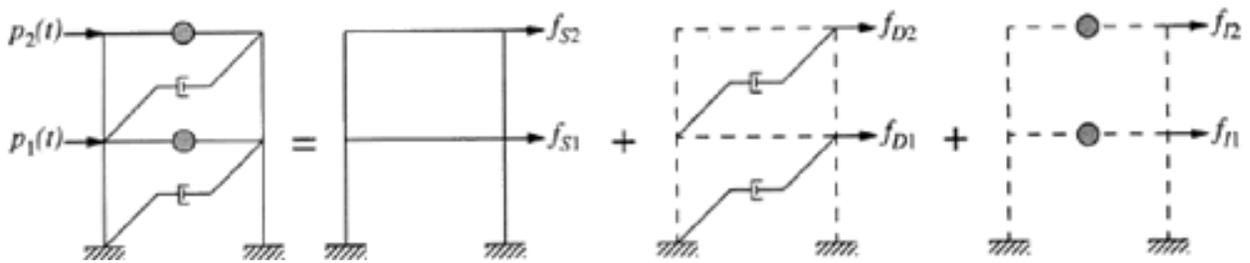


Figura 4: Visualização do sistema de pórtico nas componentes de rigidez, amortecimento e massa (CHOPRA, 1980)

As forças externas  $\{P(t)\}$  no sistema podem ser visualizadas como distribuídas pelas três componentes da estrutura (força elástica, de amortecimento e de inércia). Assim,  $\{FS\} + \{FD\} + \{FI\} = \{P(t)\}$ , que resulta no mesmo sistema de equações obtido para o sistema estrutural discreto de 2 GL visto na seção anteriormente.

De uma maneira geral as estruturas reticuladas, tais como pórticos espaciais, podem ser tratadas como estruturas discretas, sendo discretizadas por barras ligadas por nós, escrevendo-se as equações de equilíbrio para cada GL de todos os nós. O galpão a ser estudado neste trabalho será modelado por pórticos espaciais para representar o conjunto de pilares + vigas. Portanto o sistema de equações de equilíbrio do galpão também poderá ser expresso pelo sistema de equações genérico apresentado nesta seção.

Existem diversos métodos para solução do sistema de equações de equilíbrio da dinâmica das estruturas. Para análise no domínio do tempo, os mais utilizados são o método de superposição modal e os métodos de integração direta. No método de superposição modal, quando todos os modos de vibração da estrutura são considerados, obtém-se a solução “exata” do problema dinâmico discretizado, considerando que a estrutura tem comportamento linear. Costuma-se se utilizar apenas alguns modos de vibração para simplificar a análise, obtendo-se assim uma solução aproximada do problema. Geralmente se obtém uma boa aproximação da resposta utilizando-se os primeiros modos de vibração da estrutura, mas tudo depende do tipo de carregamento, sendo que para forças impulsivas, de curta duração (tempo de aplicação  $t_1$  muito pequeno) os modos de vibração mais altos das estruturas podem ter uma participação mais significativa na resposta.

Já nos métodos de integração direta, em que o tempo é discretizado em intervalos discretos, a precisão e estabilidade numérica do método irão depender do intervalo de tempo selecionado ( $\Delta t$ ), sendo que há métodos condicional e incondicionalmente estáveis, este método também pode ser aplicado a sistemas não lineares.

Ambos os métodos (superposição modal ou integração direta) têm suas vantagens. Como em geral nas estruturas de edifícios submetidos a sismos na base os primeiros modos de vibração da estrutura já são suficientes para capturar a resposta total, escolheu-se neste trabalho o método de superposição modal, pois resulta em análises mais rápidas, com menor esforço computacional.

### **5.3 Análise Sísmica**

#### **5.3.1 Análise sísmica – sistema de um grau de liberdade**

Seja um pórtico plano, indicado na Figura 5, cuja base é excitada por uma aceleração apresentada no acelerograma,  $a_g(t) = \ddot{u}_g(t)$ , provocado por um sismo na direção horizontal (onda tipo S).

Admitem-se as seguintes hipóteses:

- Consideram-se apenas os deslocamentos horizontais (define-se uma rigidez axial infinita para as colunas);
- Os nós são restringidos à rotação;
- A excitação nos apoios atua apenas horizontalmente;
- A massa da estrutura concentra-se na altura do pavimento da edificação;
- Admite-se completa adesão entre a base da estrutura e o solo de fundação.

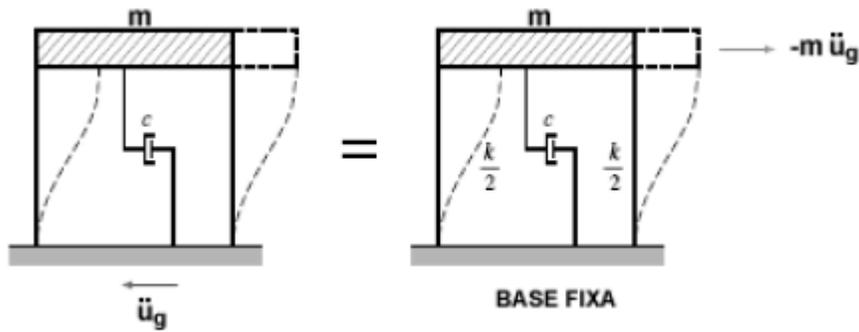


Figura 5: Esquema proposto para análise

O pórtico plano pode ser então representado por um sistema de um único grau de liberdade, cujo movimento (ver figura 6) pode ser expresso por:

$$u_t = u + u_g(t)$$

onde  $u$  é o deslocamento relativo e  $u_t$  o deslocamento total; logo tem-se que:

$$\ddot{u}_t = \ddot{u} + \ddot{u}_g(t) = \ddot{u} + a_g(t)$$

A equação de movimento do sistema fica sendo:

$$m \ddot{u}_t + c \dot{u} + ku = 0$$

lembrando que as forças elásticas e de amortecimento são proporcionais ao deslocamento e velocidade relativa, respectivamente. Substituindo-se a expressão de  $\ddot{u}_t$  na equação de movimento, chega-se a:

$$m \ddot{u} + c \dot{u} + ku = -m a_g(t)$$

Observa-se assim que a força sísmica equivalente que age no sistema é igual ao produto da massa pela aceleração do apoio  $a_g(t)$  (caso de sismos), conforme mostra a Figura 5, exatamente como na aplicação de uma carga externa  $p(t)$  a um sistema de base fixa. O sinal negativo indica que a força equivalente se opõe à direção da aceleração do apoio, embora a aceleração da base seja admitida como atuando em uma direção arbitrária no caso de sismos.

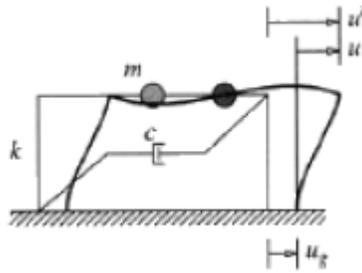


Figura 6: Sistema de um grau de liberdade (pórtico) (CHOPRA, 1980)

### 5.3.2 Análise sísmica – sistema de vários graus de liberdade

Seja agora um edifício de múltiplos pavimentos, modelado por um pórtico plano, mostrado na Figura 7, para o qual se admitem as mesmas hipóteses vistas no item anterior, sendo concentradas as massas da estrutura na altura de cada pavimento  $j$ . Excitando-se a base do edifício, tem-se o seguinte esquema de carregamento equivalente para o pórtico com base fixa, analogamente ao que foi visto para o pórtico de um pavimento no item anterior.

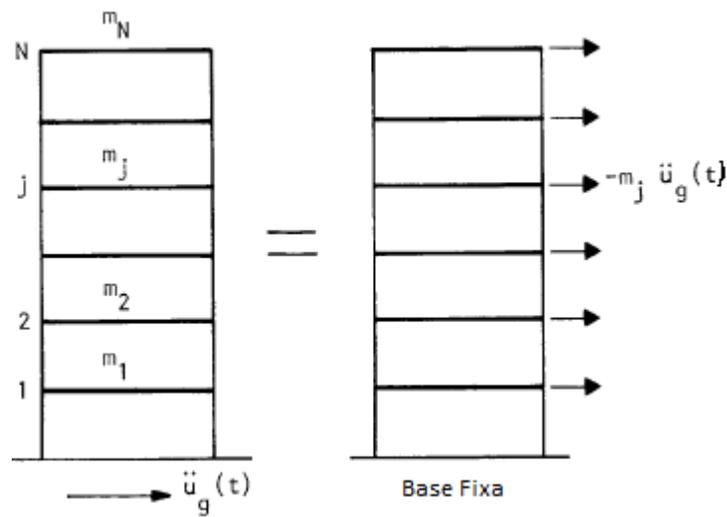


Figura 7: Esquema de aplicação do carregamento (CHOPRA, 1980)

Mesmo para um edifício com mais de duas linhas de colunas, como o mostrado na Figura 8, pode-se adotar o mesmo modelo da Figura 7 desde que sejam admitidas as hipóteses de diafragma rígido das lajes e de massa concentrada em cada piso da edificação. Para este modelo

considerado, admite-se então que todos os pontos pertencentes a um mesmo pavimento deslocam-se igualmente. Sendo assim, pode-se reduzir este modelo por uma única linha de apoio, somando-se a rigidez ao cortante das colunas e os coeficientes de amortecimento a cada pavimento.

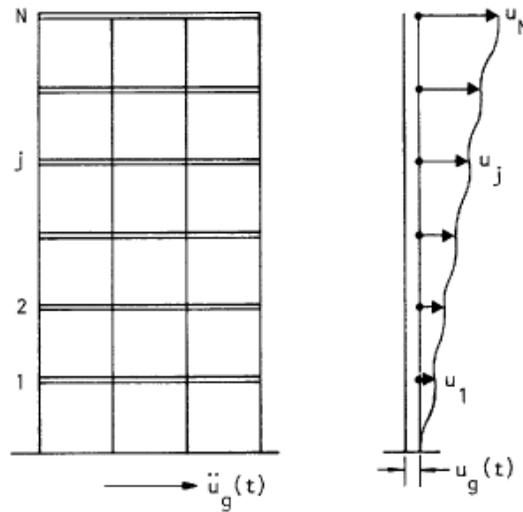


Figura 8: Esquema de carregamento – Múltiplos pavimentos (CHOPRA, 1980)

Para o modelo da Figura 7, obtém-se da análise dos modos de vibração os N modos de vibração, sendo alguns ilustrados na Figura 9:

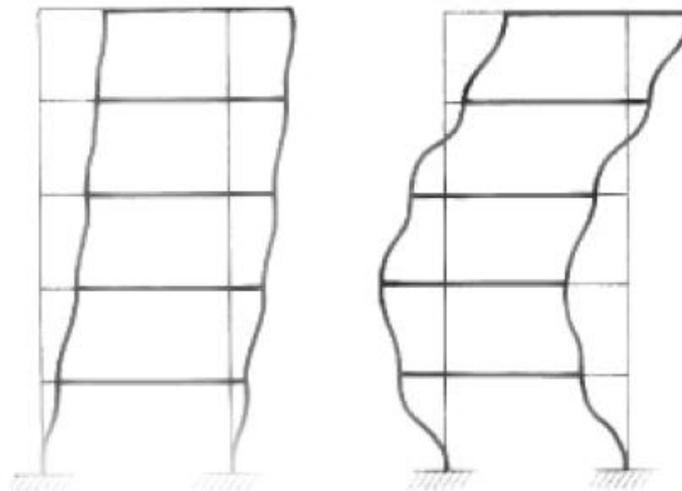


Figura 9: Modos de vibração natural (CHOPRA, 1980)

No caso de pórticos submetidos a cargas laterais, a contribuição dos primeiros modos são, usualmente, os mais importantes, e o limite superior (isto é, a soma em módulo dos deslocamentos máximos em cada modo de vibração) pode ser considerado sem erros apreciáveis. Nesse caso a resposta máxima pode ser satisfatoriamente estimada com a resposta do primeiro modo, sem que se tenha que executar a repetitiva soma dos modos a cada instante. Deve-se, entretanto, proceder com cuidado, lembrando que a soma em módulo é sempre mais conservadora.

No entanto, dependendo das frequências de excitação contidas nos acelerogramas de terremotos, os modos mais altos podem contribuir significativamente para a resposta total. As frequências de excitação mais significativas são obtidas com a transformada de Fourier.

A resposta de uma estrutura submetida a sismo será complexa. Numa casa ou num prédio mais baixo, a frequência fundamental é maior do que em um edifício mais alto, mais esbelto, onde a baixa frequência promove movimentos amplos e mais lentos.

Quando uma frequência de excitação das ondas no terreno é próxima a uma frequência natural do edifício, o fator de amplificação do movimento do edifício será grande, aumentando a possibilidade de prejuízos. Na Cidade do México, em 19 de setembro de 1985, um terremoto destruiu majoritariamente edifícios de 20 andares. Edifícios de dimensões diferentes localizados próximos aos de 20 andares não sofreram tantos danos.

### **5.3.3 Análise sísmica – por superposição modal**

Seja o pórtico plano da Figura 7 que foi modelado por um sistema de  $N$  GL, submetido a uma excitação sísmica em sua base, definido pelas acelerações  $\ddot{u}_g(t)$ . Analogamente ao que foi visto para um sistema de 1 GL, tem-se que o vetor de deslocamento total da estrutura é a soma do vetor de deslocamento relativo com o deslocamento sofrido na base  $u_g$  (CLOUGH, 1995):

$$\{U_i(t)\} = \{U(t)\} + u_g \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ \vdots \\ 1 \end{Bmatrix} = \{U(t)\} + u_g \{1\}$$

O sistema de equações diferenciais de movimento fica sendo:

$$[M]\{\ddot{U}_i(t)\} + [C]\{\dot{U}(t)\} + [K]\{U(t)\} = \{0\} \quad \therefore$$

$$[M]\{U(t)\} + [C]\{\dot{U}(t)\} + [K]\{U(t)\} = -[M].\ddot{u}_g \{1\} = \{P_g(t)\}$$

Conforme o método de superposição modal faz-se  $\{U(x,t)\} = [\Phi(x)].\{Y(t)\}$ ; onde  $[\Phi(x)]$  é a matriz usada para representação espacial, em que cada coluna corresponde a um modo de vibração da estrutura, e  $\{Y(t)\}$  é o vetor de amplitudes de vibração de cada modo, que substituída no sistema de equações de equilíbrio fornece:

$$[M][\Phi]\{\ddot{Y}(t)\} + [C][\Phi]\{\dot{Y}(t)\} + [K][\Phi]\{Y(t)\} = \{P(t)\}$$

Multiplicando-se por  $[\Phi]^T$ , e usando-se as condições de ortogonalidade desacopla-se o sistema de equações em N equações diferenciais:

$$M_n = [\Phi]^T [C] [\Phi] - \text{Massa generalizada ou modal}$$

$$K_n = [\Phi]^T [K] [\Phi] - \text{Rigidez generalizada}$$

$$P_n(t) = [\Phi]^T \{P(t)\} - \text{Forças externas generalizadas}$$

Dado à dificuldade de se estimar de forma precisa o amortecimento das estruturas, costuma-se, para facilitar o cálculo e se obter um sistema de equações desacopladas, se arbitrar a matriz de

amortecimento de tal forma que o produto dos auto-vetores por essa matriz na equação  $M\ddot{u} = [\Phi]^T[C][\Phi]$  também resulte em uma matriz diagonal (SORIANO, 2009):

$$[C_d] = [\Phi]^T [C] [\Phi] - \text{Amortecimento generalizado}$$

Admite-se assim que a estrutura amortecida tenha os mesmos modos de vibração que a estrutura não-amortecida, e que cada elemento da matriz diagonal  $[C_d]$ ,  $C_n$ , é igual a  $2M_n \xi_n \omega_n$ .

Substituindo-se as expressões o sistema de equações diferenciais fica então desacoplado em N equações diferenciais (em que cada uma corresponde a um modo de vibração):

$$M_n \ddot{y}_n(t) + C_n \dot{y}_n(t) + K_n y_n(t) = P_n(t)$$

que dividida por  $M_n$  (sendo que  $\omega_n^2 = K_n/M_n$  e  $2\xi_n \omega_n = C_n / M_n$ ) fica sendo:

$$\ddot{y}_n(t) + 2\xi_n \omega_n \dot{y}_n(t) + \omega_n^2 y_n(t) = P_n(t) / M_n$$

$\omega_n^2 = \text{frequência natural do modo } n$ .

Esta é a equação diferencial de equilíbrio dinâmico de cada modo de vibração  $n$ , que representa a vibração forçada de um sistema de um grau de liberdade com amortecimento.

Pode-se obter a matriz de amortecimento generalizado de uma forma simplificada por meio do amortecimento de Caughey, em que as taxas de amortecimento são especificadas para apenas alguns modos de vibração (LIMA e SANTOS, 2008). Um caso particular do amortecimento de Caughey é o amortecimento de Rayleigh, muito utilizado na prática, em que as taxas de amortecimento são especificadas para apenas dois modos de vibração, o que resulta em uma matriz de amortecimento proporcional à massa e/ou à rigidez:  $[C] = \alpha[K] + \beta [M]$  (SORIANO, 2009), (LIMA e SANTOS, 2008).

Na equação de equilíbrio dinâmico temos que:

$$P_n(t) = \{\phi_n\}^T \cdot \{P_q(t)\} = -\{\phi_n\}^T [M] \cdot \ddot{u}_g(t) \cdot \{1\} = -L_n \ddot{u}_g(t)$$

$$L_n = \{\phi_n\}^T [M] \{1\}$$

$L_n$  é conhecido como fator de participação modal. Substituindo-se  $P_n$  na equação diferencial de cada modo  $n$ , vem:

$$\ddot{y}_n(t) + 2\zeta_n \omega_n \dot{y}_n(t) + \omega_n^2 y_n(t) = -L_n \ddot{u}_g(t) / M_n$$

A solução desta equação diferencial pode ser obtida por meio da integral de Duhamel:

$$y_n(t) = \frac{1}{M_n \omega_n} \int_0^t -L_n \ddot{u}_g(\tau) \cdot e^{-\zeta_n \omega_n (t-\tau)} \text{sen} \omega_n (t-\tau) d\tau$$

em que se admitiu que  $\omega_n$  é aproximadamente igual a  $\omega_{n,D}$ .

A equação acima pode ser reescrita na forma:

$$y_n(t) = \frac{L_n}{M_n \omega_n} V_n(t)$$

A partir de  $y_n(t)$  obtém-se a parcela do vetor de deslocamentos de cada modo de vibração  $n$ :

$$\{U_n(t)\} = \{\phi_n\} \frac{L_n}{M_n \omega_n} V_n(t)$$

e o vetor de deslocamentos da estrutura é:

$$\{U(t)\} = \sum_{n=1}^N \{U_n(t)\} = \sum_{n=1}^N \{\phi_n\} \frac{L_n}{M_n \omega_n} V_n(t) = [\Phi] \cdot \{Y(t)\}$$

As forças elásticas podem ser obtidas a partir do vetor de deslocamentos (relativos):

$$\{F_s(t)\} = [K] \cdot \{U\} = [K] \cdot [\Phi] \cdot \{Y(t)\}$$

Sendo que cada modo contribui com a força:

$$\{f_{s,n}(t)\} = [K] \{\phi_n\} \frac{L_n}{M_n \omega_n} V_n(t) = \omega_n^2 [M] \{\phi_n\} \frac{L_n}{M_n \omega_n} V_n(t) \therefore$$

$$\{f_{s,n}(t)\} = \omega_n [M] \{\phi_n\} \frac{L_n}{M_n} V_n(t) \rightarrow \{F_s(t)\} = \sum_{n=1}^N \{f_{s,n}(t)\}$$

A força cortante na base é obtida pela soma das forças de cada pavimento j, ou de cada GL:

$$F_B(t) = \sum_{j=1}^N F_s^j(t) = \{1\}^T \{F_s(t)\}$$

Substituindo-se a expressão do vetor de força elástica total e de cada modo na equação acima, vem:

$$F_B(t) = \sum_{n=1}^N \{f_{s,n}(t)\} = \sum_{n=1}^N \{1\}^T \omega_n [M] \{\phi_n\} \frac{L_n}{M_n} V_n(t) \therefore$$

$$F_B(t) = \sum_{n=1}^N \frac{L_n^2}{M_n} \omega_n V_n(t) \quad (\{1\}^T [M] \{\phi_n\} = \{\phi_n\}^T [M] \{1\} = L_n)$$

A quantidade  $(L_n)^2/M_n$  é conhecida como massa modal efetiva da estrutura e representa a parte da massa total que responde à excitação do terremoto.

Pode-se também, a partir da força elástica em cada pavimento j, obter-se o momento fletor na base, multiplicando-se cada força pela altura do pavimento e somando-se.

### 5.3.4 Análise sísmica – por espectro de resposta

Um espectro de resposta a um carregamento dinâmico qualquer consiste de um gráfico cujo eixo vertical indica a resposta máxima de um sistema de 1GL, excitado pelo carregamento, em que se varia a frequência (ou o período) natural do sistema no eixo horizontal. Para cada valor de amortecimento do sistema é traçada uma curva correspondente.

A Figura 10 mostra um exemplo de espectro de resposta para cargas impulsivas de duração ( $t_1$ ), para um sistema sem amortecimento. Observa-se que as respostas produzidas dependem da relação entre os valores de duração dos impulsos, e do período natural da estrutura ( $t_1/T$ ) e também da forma da carga impulsiva.

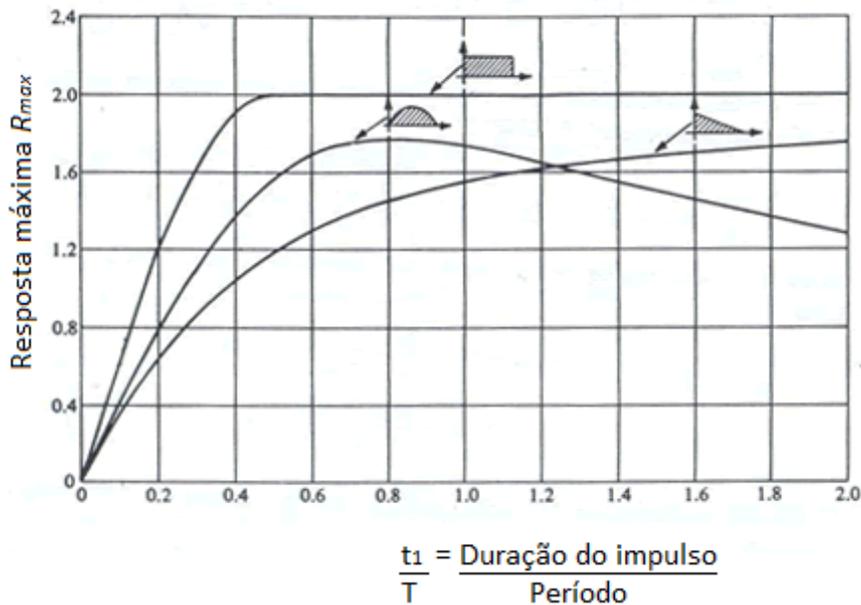


Figura 10: Espectro de resposta para três tipos de carregamento (retangular, triangular e senoidal). (CHOPRA, 1980)

A resposta dinâmica durante o impulso pode ser obtida a partir da solução de sistema de 1 GL sob vibração forçada, e, quando a força termina, o sistema oscila livremente em torno de sua posição indeformada com amplitude constante devido à ausência de amortecimento (sendo para  $t > t_1$  a mesma solução vista anteriormente para vibração livre do sistema de 1 GL). A Figura 11 ilustra um exemplo para força aplicada senoidal de meio ciclo harmônico. Tendo-se a resposta

completa no tempo pode-se obter a resposta máxima e variando-se o período natural do sistema constrói-se então o espectro de resposta.

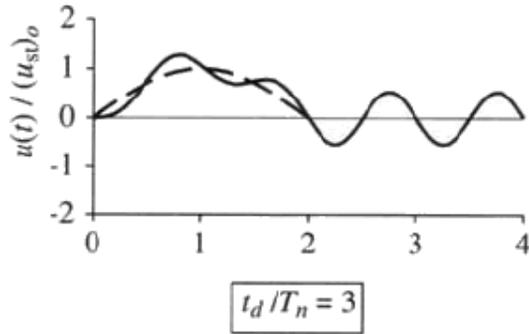


Figura 11: Resposta dinâmica de um sistema não amortecido (CHOPRA, 1980)

Os espectros de resposta de terremotos têm grande importância na Engenharia Sísmica. O espectro de resposta de um terremoto fornece a resposta (que em geral é dada por pseudo-velocidade ou pseudo-aceleração) de um sistema de 1GL, excitado na base pelo acelerograma do terremoto, em que se varia a frequência natural do sistema no eixo horizontal. Para cada valor de amortecimento do sistema é traçada uma curva correspondente. Esses espectros são construídos aplicando-se a integral de Duhamel para a solução, considerando que a força efetiva,  $p_{eff}(t) = -m\ddot{u}_g(t)$ , é uma soma infinita de forças impulsivas:

$$u(t) = \frac{1}{m\omega_D} \int_0^t -m\ddot{u}_g(\tau) \cdot e^{-\xi\omega(t-\tau)} \text{sen}\omega_D(t-\tau) d\tau$$

Simplificando a massa  $m$ , considerando que  $\omega_D \approx \omega$ , e eliminando-se o sinal negativo na integral, tendo em vista que não é importante em cargas reversas de excitação, vem:

$$u(t) = \frac{1}{\omega} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \cdot e^{-\xi\omega(t-\tau)} \text{sen}\omega(t-\tau) d\tau = \frac{1}{\omega} V(t)$$

Define-se como pseudo-velocidade,  $S_v$ , ao valor máximo de  $V(t)$  na expressão acima, que depende tanto de  $\omega$  como de  $\xi$ . Para cada valor de  $\xi$  pode-se traçar um gráfico de  $S_v$  versus  $\omega$  (ou  $T$ ). O deslocamento máximo do sistema é então obtido a partir de  $S_v$ :

$$u_{m\acute{a}x} = \frac{S_v}{\omega} = S_d$$

onde  $S_d$  também é conhecido como deslocamento espectral. A aceleração espectral é definida por:

$$S_a = \omega S_v = \omega^2 S_d$$

A partir da pseudo-velocidade ou da pseudo-aceleração pode-se então obter o deslocamento máximo de resposta. As forças elásticas máximas podem ser então obtidas a partir do deslocamento espectral ou da aceleração espectral:

$$f_s_{m\acute{a}x} = k S_d = \omega^2 m S_d = m S_a$$

Os espectros de resposta de projeto são determinados por meio da suavização, média ou envoltória de espectros de resposta de terremotos reais, definidos a partir de uma análise de registros de terremotos significativos ocorridos na região. Assim, pode-se realizar a aplicação ou extrapolação de um espectro padronizado para análises de estruturas futuras. Contudo, para cada região pode ser necessário ajustar o acelerograma, que pode ser feito a partir de uma série de procedimentos. Desta forma, a partir do gráfico de espectro de projeto, podem-se avaliar os valores máximos de resposta da estrutura a uma gama de possíveis carregamentos sísmicos para posterior dimensionamento.

## **6 COMPARAÇÃO ENTRE A NBR 15421/2006 E A NORMA NEC-SE-DS-2014**

A comparação entre as normas se dará de forma sistemática e criteriosa, analisando a estrutura das normas como um todo, desde o objetivo a que se propõem, até critérios de projeto e métodos de cálculo.

### **6.1 Generalidades**

Os objetivos propostos por todas as normas em geral são bem semelhantes. No caso da NBR 15421 e da NEC-SE-DS-2014 os objetivos são definidos basicamente para garantir a segurança das edificações, a preservação da vida humana e a manutenção das estruturas fomentando um desenvolvimento sustentável.

### **6.2 Definições dos valores característicos das ações sísmicas**

Nesta divisão são apresentados os métodos de obtenção dos valores característicos das ações sísmicas e como são obtidos para cada norma especificamente. Em geral são representados pelo método dos espectros de resposta, que é função da aceleração sísmica do solo e classe do terreno.

#### **6.2.1 Zoneamento sísmico**

As normas dividem zonas de maior ou menor importância sísmica através das zonas sísmicas. Para tal, cada norma possui um critério próprio de divisão.

##### **6.2.1.1 Zoneamento sísmico brasileiro - NBR 15421**

A NBR 15421 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 6) divide o Brasil em cinco zonas sísmicas a serem consideradas em projeto. O critério de divisão considera a variação de  $a_g$ , aceleração sísmica característica horizontal normalizada para terrenos de classe B. A divisão sísmica brasileira é apresentada na Figura 12 e os valores de  $a_g$  para cada zona são mostrados na Tabela 1.

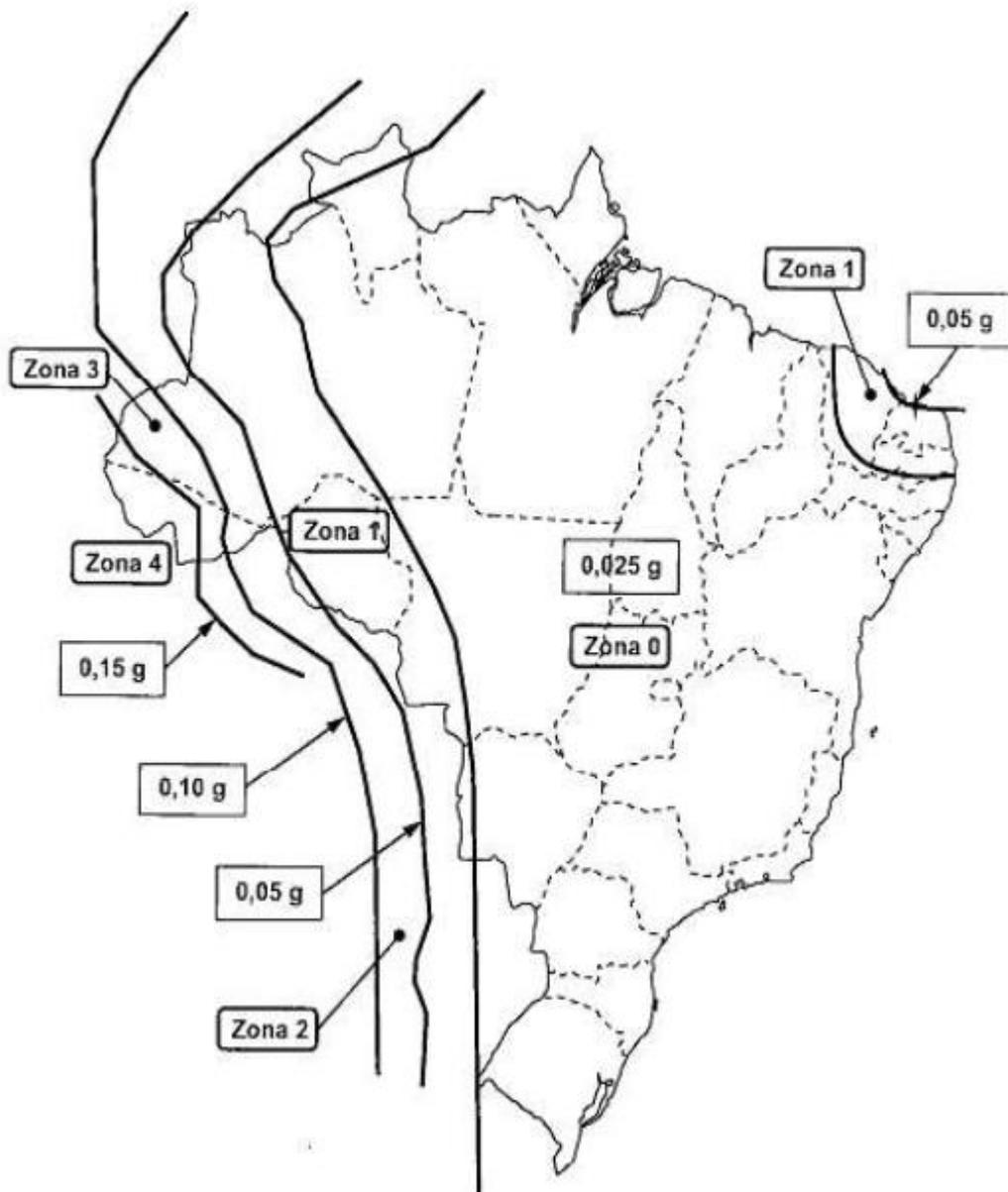


Figura 12: Mapeamento da aceleração sísmica horizontal característica no Brasil para terrenos da classe B (rocha) segundo NBR 15421

Tabela 1: Zonas sísmicas segundo NBR 15421

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

### 6.2.1.2 Zoneamento sísmico equatoriano - NEC-SE-DS-2014

A NEC-SE-DS-2014 divide o Equador em seis zonas sísmicas a serem consideradas no projeto. A divisão das zonas segue o critério de valor de referência da aceleração máxima à superfície do terreno. Todo o território equatoriano está situado em zona de alto perigo sísmico, com exceção do Nordeste que apresenta um valor intermediário e o litoral que apresenta um valor muito alto. A divisão em zonas é apresentada na Figura 13 e os valores de  $a_g$  para as zonas sísmicas é dado na Tabela 2.

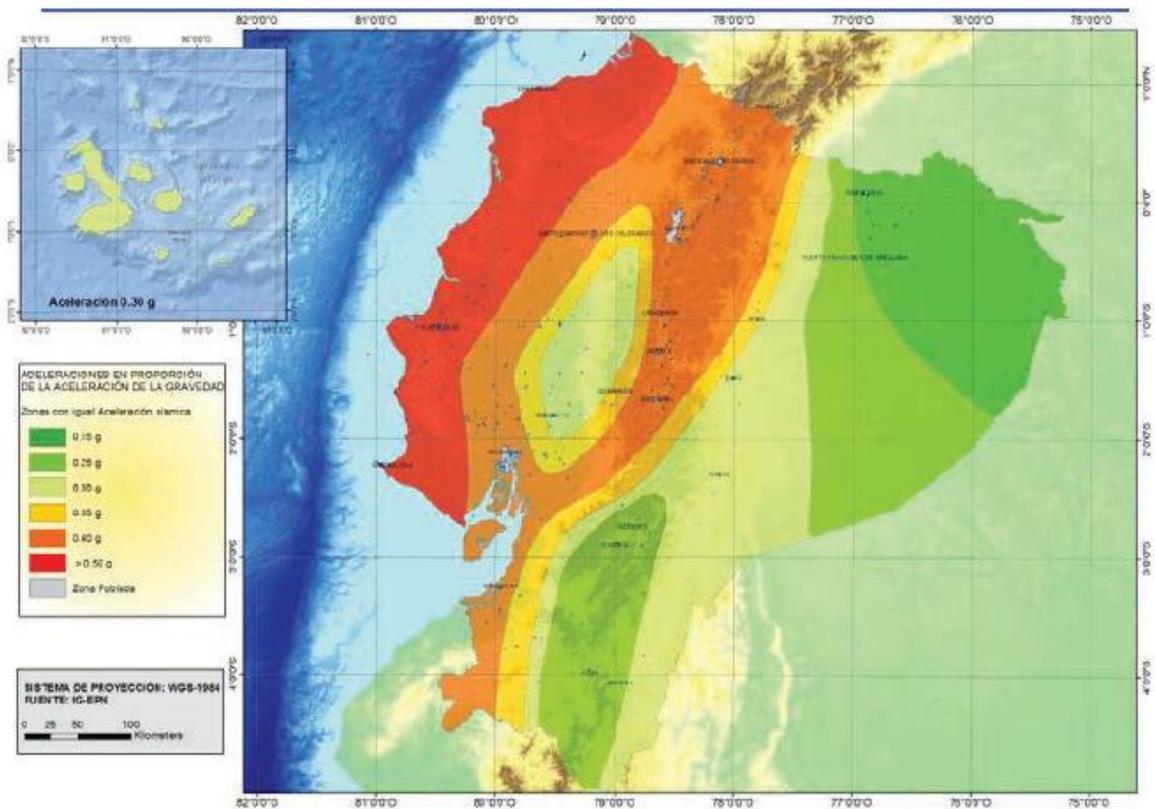


Figura 13: Equador, zonas sísmicas para projeto e valor do fator de zona Z

Tabela 2: Valores do fator Z em função da zona sísmica adotada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor do fator Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.50$
Caracterização do perigo sísmico	Intermediária	Alta	Alta	Alta	Alta	Muito Alta

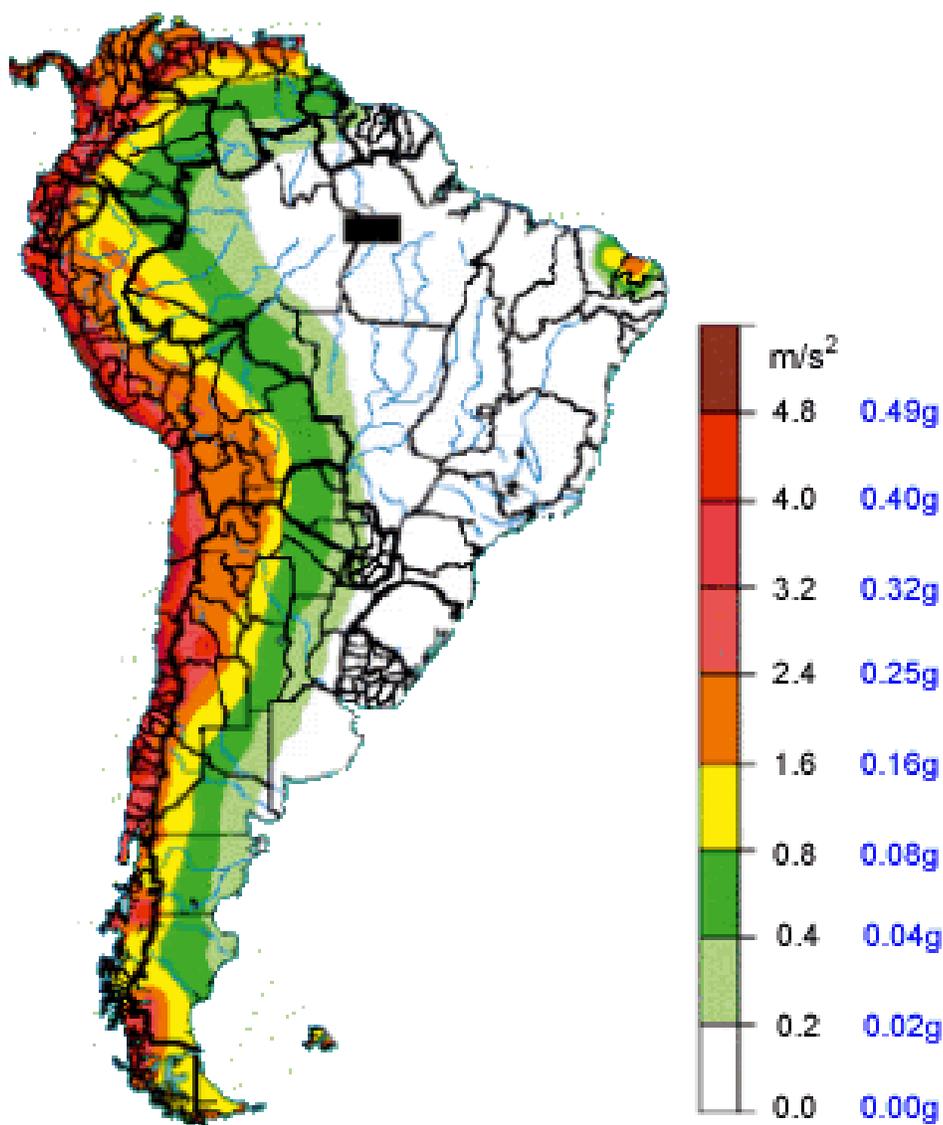


Figura 14: Sismicidade na América do sul segundo U.S. Geological Survey

## 6.2.2 Classes de terrenos

A avaliação do terreno faz parte importante para análise sísmica. Em geral a classificação do solo se dá por dois parâmetros, velocidade de ondas de cisalhamento e número de golpes SPT.

### 6.2.2.1 Classe do terreno segundo - NBR 15421

Para a NBR 15421 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 7-8) os terrenos podem ser divididos em seis classes como mostrado na Tabela 3. Para esta divisão utilizam-se o número médio da velocidade de ondas de cisalhamento  $V_s$  e número médio de golpes SPT  $N$  nos 30 metros superiores do terreno. Não se consideram classes A ou B se houver camadas superficiais de solo com tamanhos maiores de 3 m. Para solos estratificados deve-se subdividir o solo em camadas e calcular segundo item 6.2 da NBR 15421/2006.

Tabela 3: Classes dos terrenos segundo NBR 15421

Classe do terreno	Designação da classe do terreno	Propriedades médias para os 30m superiores do terreno	
		$V_s$	$N$
A	Rocha sã	$V_s \geq 1500$ m/s	(não aplicável)
B	Rocha	$1500$ m/s $\geq V_s \geq 760$ m/s	(não aplicável)
C	Rocha alterada ou solo muito rígido	$760$ m/s $\geq V_s \geq 370$ m/s	$N \geq 50.0$
D	Solo rígido	$370$ m/s $\geq V_s \geq 180$ m/s	$50 \geq N \geq 15.0$
E	Solo mole	$V_s \leq 180$ m/s	$N \leq 15.0$
	-	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 colapsáveis fracamente cimentados; 3- Turfa ou argilas muito orgânicas; 4- Argilas muito plásticas; 5- Estratos muito espessos ( $\geq 35\text{m}$ ) de argila mole ou média.
---	---	---

#### 6.2.2.2 Classe do terreno segundo - NEC-SE-DS-2014

Para a NEC-SE-DS-2014 os terrenos podem ser divididos em seis classes como mostrado na Tabela 4. Os parâmetros utilizados na classificação são correspondentes aos 30m superiores para as classes A, B, C, D e E. Para solos estratificados deve-se subdividir o solo em camadas atribuindo um índice  $i$  compreendido entre 1 e a superfície de  $n$  partes até os 30m.

Para o terreno da classe F se aplica outro critério, como estabelecido na secção 10.5.4 da NEC-SE-DS-2014 e a resposta não deve ser limitada a 30 m acima do perfil, no caso de perfis de espessura significativas de solo.

Tabela 4 Classes dos terrenos segundo NEC-SE-DS

Tipo de perfil	Descrição	Definição
A	Perfil de rocha sã	$V_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de rocha de rigidez média	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfil de solo muito denso ou rocha macia, que cumpram o critério de propagação de ondas de cisalhamento.	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$

	Perfil de solo muito denso ou rocha macia, que cumpram um dos critérios definidos.	$N \geq 50.0$  $Su \geq 100 \text{ KPa}$
D	Perfil de solo rígido, que cumpram o critério de propagação de ondas de cisalhamento.	$360 \text{ m/s} > Vs \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfil de solo rígido, que cumpram um dos critérios definidos.	$50 > N \geq 15.0$  $100 \text{ kPa} > Su \geq 50 \text{ kPa}$
E	Perfil que cumpram o critério de propagação de ondas de cisalhamento.	$Vs < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contém uma espessura total H maior que 3m de argila mole.	$IP > 20$  $w \geq 40\%$  $Su < 50 \text{ kPa}$
F	Os perfis de solo tipo F requerem uma avaliação realizada em loco por um geotécnico. Está dividido nas seguintes classes :	
	F1 - Solos susceptíveis à ação sísmica, como solos liquefazíveis, argilas muito sensíveis e solos colapsíveis ou fracamente cimentados.	
	F2 - Turfa ou argilas orgânicas (H > 3m para turfa ou argila orgânica).	
	F3 – Argilas muito plásticas (H > 7.5 m com índice de Plasticidade IP > 75).	
	F4 – Estratos muito espessos de argila mole ou média (H > 30m).	

	F5 – Solos com variação de impedância ocorrendo nos primeiros 30m, incluindo contato entre solos moles e rochas, com variação brusca da propagação das ondas de cisalhamento.
	F6 – Aterros sem controle geotécnico.

### 6.2.3 Definição do espectro de resposta de projeto

Segundo Chopra, o espectro de resposta de projeto é uma caracterização dos movimentos no solo e seus efeitos na estrutura. O espectro de resposta fornece uma maneira conveniente de resumir o pico de resposta de todos os possíveis sistemas lineares SDF (Single Degree of Freedom) para um determinado componente do movimento do solo. Ele também fornece uma abordagem prática para aplicar o conhecimento da dinâmica estrutural para o dimensionamento de estruturas e desenvolvimento de requisitos de força lateral em códigos de construção.

#### 6.2.3.1 Definição do espectro de resposta de projeto segundo NBR 15421/2006

O espectro de resposta, segundo NBR 15421, consiste numa ação sísmica, correspondente a resposta elástica de um sistema de um grau de liberdade, com histórico de aceleração horizontais imposto na sua base e amortecimento crítico de 5%. As acelerações espectrais, necessárias para construção do espectro de resposta de projeto segundo esta Norma,  $S_a(T)$ , são definidas de acordo com seguintes equações:

$$a_{gs0} = C_a a_g$$

$$a_{gs1} = C_v a_g$$

Onde:

$a_{gs0}$  = aceleração espectral para período de 0,0 s;

$a_{gs1}$  = aceleração espectral para período de 1,0 s;

$C_a$  = fator de amplificação sísmica do solo para período de 0,0 s;

$C_v$  = fator de aceleração sísmica do solo para período de 1,0 s;  
 $T$  = período natural em segundos para cada modo de vibração da estrutura.

As acelerações espectrais  $a_{gs0}$  e  $a_{gs1}$  já consideram o efeito da amplificação sísmica no solo. Esta Norma também recomenda um fator de correção, devidamente justificado, se, a estrutura ou parte dela, apresentar fração de amortecimento crítico diferente de 5%. Os fatores de amplificação sísmicas são dados na Tabela 5.

Tabela 5: Fatores de amplificação sísmica no solo segundo NBR 15421

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

De acordo com NBR 15421, para valores de  $a_g$  entre 0,10 g e 0,15 g os valores dos coeficientes de amplificação sísmica no solo podem ser interpolados linearmente. Para terrenos classe F deve ser feito um estudo específico de amplificação no solo. Graficamente o espectro de resposta de projeto,  $S_a(T)$ , é apresentado na Figura 15.

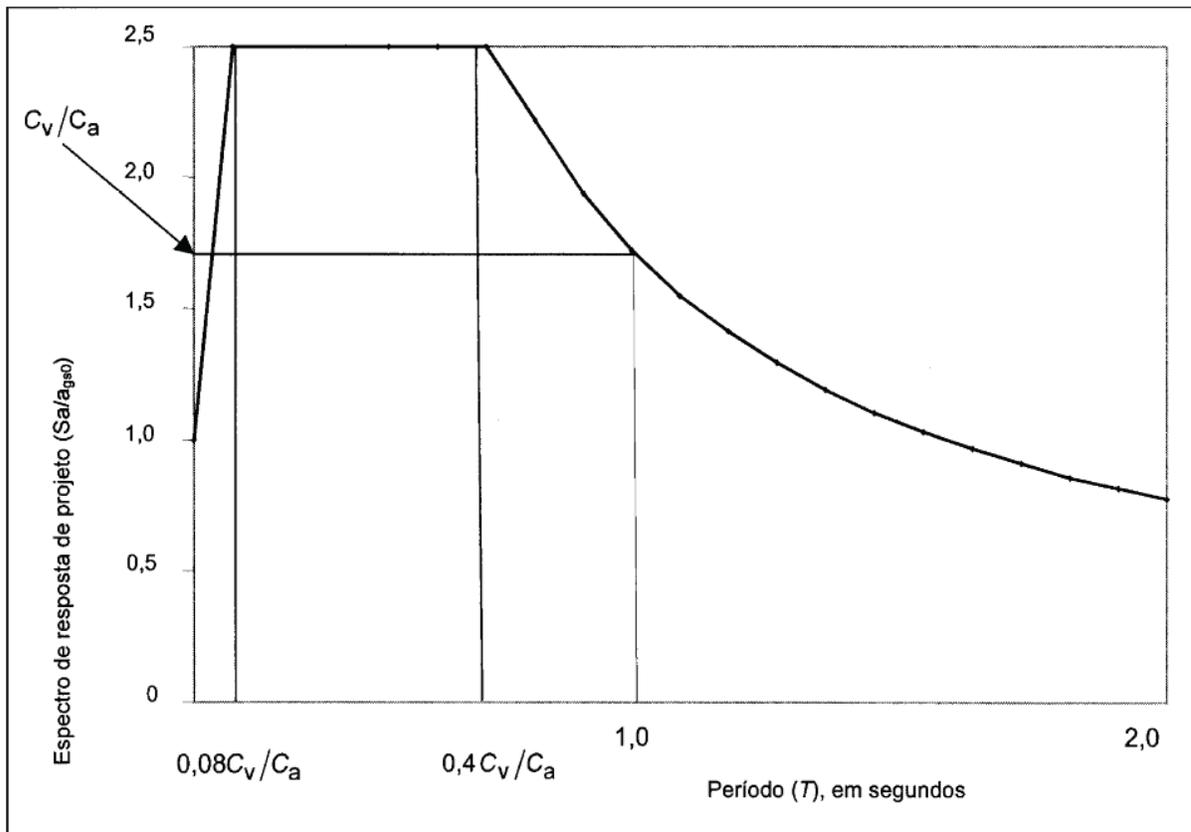


Figura 15: Espectro de resposta de projeto

Para acelerações verticais, as acelerações do espectro podem ser consideradas com valor correspondente a 50% das acelerações horizontais do espectro de resposta. Numericamente, o espectro de resposta, obtido na Figura 15, é definido pelas seguintes equações:

$$Sa(T) = a_{gs0} (18,75.T.Ca/Cv+1,0) \quad (\text{para } 0 \leq T \leq Cv/Ca.0,08)$$

$$Sa(T) = 2,5 a_{gs0} \quad (\text{para } Cv/Ca.0,08 \leq T \leq Cv/Ca.0,4)$$

$$Sa(T) = a_{gs1}/T \quad (\text{para } T \geq Cv/Ca.0,4)$$

### 6.2.3.2 Definição do espectro de resposta de projeto segundo NEC-SE-DS-2014

O espectro de resposta elástico de acelerações  $A_s$  apresentado na Figura 16, é expresso como fração da aceleração da gravidade, para o nível de sismo do projeto. As grandezas relacionadas são as seguintes descritas na Tabela 6:

- O fator de zona sísmica  $Z$ ,
- O tipo de solo,
- Os coeficientes de amplificação sísmica no solo  $F_a$ ,  $F_d$ ,  $F_s$ .

Tabela 6: Coeficientes de amplificação sísmica

Tipo de perfil do solo	Zona sísmica, fator z e coeficientes de amplificação sísmica																	
	I			II			III			IV			V			VI		
	0.15			0.25			0.30			0.35			0.40			$\geq 0.5$		
	$F_a$	$F_d$	$F_s$	$F_a$	$F_d$	$F_s$	$F_a$	$F_d$	$F_s$	$F_a$	$F_d$	$F_s$	$F_a$	$F_d$	$F_s$	$F_a$	$F_d$	$F_s$
A	0,9	0,9	0,75	0,9	0,9	0,75	0,9	0,9	0,75	0,9	0,9	0,75	0,9	0,9	0,75	0,9	0,9	0,75
B	1	1	0,75	1	1	0,75	1	1	0,75	1	1	0,75	1	1	0,75	1	1	0,75
C	1,4	1,36	0,85	1,3	1,28	0,94	1,25	1,19	1,02	1,23	1,15	1,06	1,2	1,11	1,11	1,18	1,06	1,23
D	1,6	1,62	1,02	1,4	1,45	1,06	1,3	1,36	1,11	1,25	1,28	1,19	1,2	1,19	1,28	1,12	1,11	1,40
E	1,8	2,1	1,5	1,4	1,75	1,6	1,25	1,7	1,7	1,1	1,65	1,8	1,0	1,6	1,9	0,85	1,5	2
F	Verificar secções 10.5.4 e 10.6.4, da NEC-SE-DS-2014																	

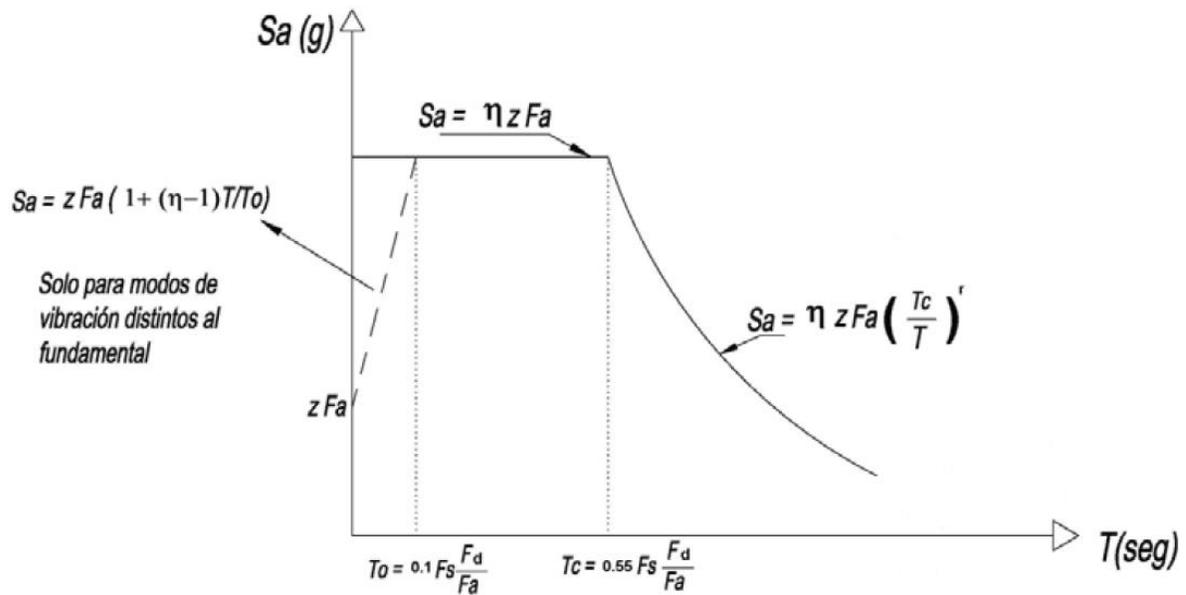


Figura 16: Espectro de resposta de projeto

### 6.3 Categorização das estruturas

As estruturas são divididas de acordo com a sua utilização. Essa divisão permite classificar as estruturas de acordo com sua categoria sísmica e atribuir a cada categoria um fator de importância da estrutura. Com as categorias sísmicas definidas, pode-se utilizar métodos de análise diferenciados para cada categoria, simplificando e agilizando o processo de análise sísmica.

#### 6.3.1 Categorias de utilização e fatores de importância

Para as normas sísmicas, em geral, a definição das categorias de utilização e dos fatores de importância de utilização, que serão usados posteriormente para cálculo da ação sísmica, são classificadas de maior ou menor importância em função da natureza da ocupação. Os valores apresentados nas normas NBR 15421 e NEC-SE-DS-2014 são os seguintes:

Tabela 7 :Fator de importância

<b>Categoria de utilização</b>	<b>Tipo de uso, natureza da ocupação</b>	<b>Fator de importância NBR 15421</b>	<b>Fator de importância NEC-SE-DS</b>
Edificações essenciais	Estruturas de suma importância, mesmo que sem alta taxa de ocupação, mas vitais para a proteção civil, do tipo hospitais, central de bombeiros, instituições de salvamento, centros de telecomunicações e torres de controle aéreo.	1,5	1,5
Edificações de ocupação especial	Estruturas intermediárias, com alta taxa de ocupação, por exemplo, edifícios comerciais e residenciais em geral;	1,25	1,3
Outras estruturas	Todas as estruturas não classificadas dentro das categorias anteriores.	1,0	1,0

### **6.3.2 Requisitos sísmicos para projetos de edifícios – Regularidade e Irregularidade**

Estruturas de edifícios são classificadas em regulares ou irregulares. Essa classificação implica em modificações nos coeficientes de comportamento das estruturas ou limitações para uso de determinados métodos de análise. Em geral estruturas que possuem regularidade em planta podem ser estudadas através de métodos simplificados, enquanto estruturas com irregularidades, mesmo em zonas sísmicas de menor importância, devem ser analisadas por métodos mais refinados.

Os coeficientes de comportamento estrutural aumentam os valores de cisalhamento de projeto, mas isso não impede que ocorram pontos críticos no dimensionamento da estrutura. As

irregularidades torcionais, as descontinuidades no piso, os sistemas de eixos não paralelos, pisos flexíveis e as irregularidades geométricas devem ser evitadas sempre que possível.

## **6.4 Métodos de análise**

Para cada categoria sísmica são recomendados métodos de análise diversos. As estruturas situadas em categorias sísmicas com baixa importância, em geral, são analisadas através de métodos simplificados ou em certos casos sequer é feita a análise dinâmica.

### **6.4.1 Método das forças horizontais equivalentes**

Neste método, as ações sísmicas são representadas por um conjunto de forças estáticas equivalentes proporcionais às cargas gravitacionais atuantes na estrutura. A força horizontal na base da estrutura, numa determinada direção, é dada de acordo com uma expressão que relaciona o coeficiente de resposta sísmica e o peso total da estrutura.

### **6.4.2 Análise modal por espectro de resposta**

De acordo com o que foi colocado no item 5.2.3, obtém-se o espectro de resposta de projeto. Na análise espectral, devem ser considerados todos os modos que tenham contribuição significativa na resposta da estrutura. As normas exigem que o número de modos usado para o cálculo da resposta seja suficiente para capturar pelo menos 90% da massa total em cada direção ortogonal considerada na análise. Os espectros de resposta devem ser aplicados nas direções ortogonais analisadas.

As respostas elásticas finais devem ser obtidas através da regra da raiz quadrada da soma dos quadrados das respostas obtidas em cada uma das direções.

### **6.4.3 Análise sísmica por históricos de aceleração no tempo**

A análise sísmica com histórico de aceleração no tempo é uma análise da resposta dinâmica da estrutura a cada instante de tempo quando a sua base está sujeita a um movimento específico do solo já registrado ou simulado (acelerograma).

A análise sísmica com histórico de aceleração no tempo é modelada da mesma forma que para os métodos anteriores, submetidos a históricos de aceleração no tempo aplicados na base da estrutura, conforme definido o espectro de resposta do segundo método apresentado.

Devem ser considerados na análise no mínimo três conjuntos de acelerogramas. A análise é realizada considerando um conjunto de acelerogramas, independentes entre si, mas atuando simultaneamente, nas direções ortogonais equivalentes.

As componentes horizontais dos acelerogramas obtidos de forma real ou de modo artificial devem considerar amortecimento de 5%.

## 7 COMPARAÇÃO DO DIMENSIONAMENTO NO SAP2000 ENTRE A NBR 15421/2006 E A NORMA NEC-SE-DS-2014

### 7.1 Esquema estrutural

A estrutura da Figura 17 com as seguintes dimensões 10,75m de largura, 21,55 m de comprimento e 10,00 m de altura foi modelada e analisada no programa SAP2000 com o objetivo de comparar as normas brasileira e equatoriana para o esforço sísmico. A estrutura é composta por perfis metálicos com peso total  $W = 600\text{kN}$  e a cobertura possui inclinação de  $8,55^\circ$ .

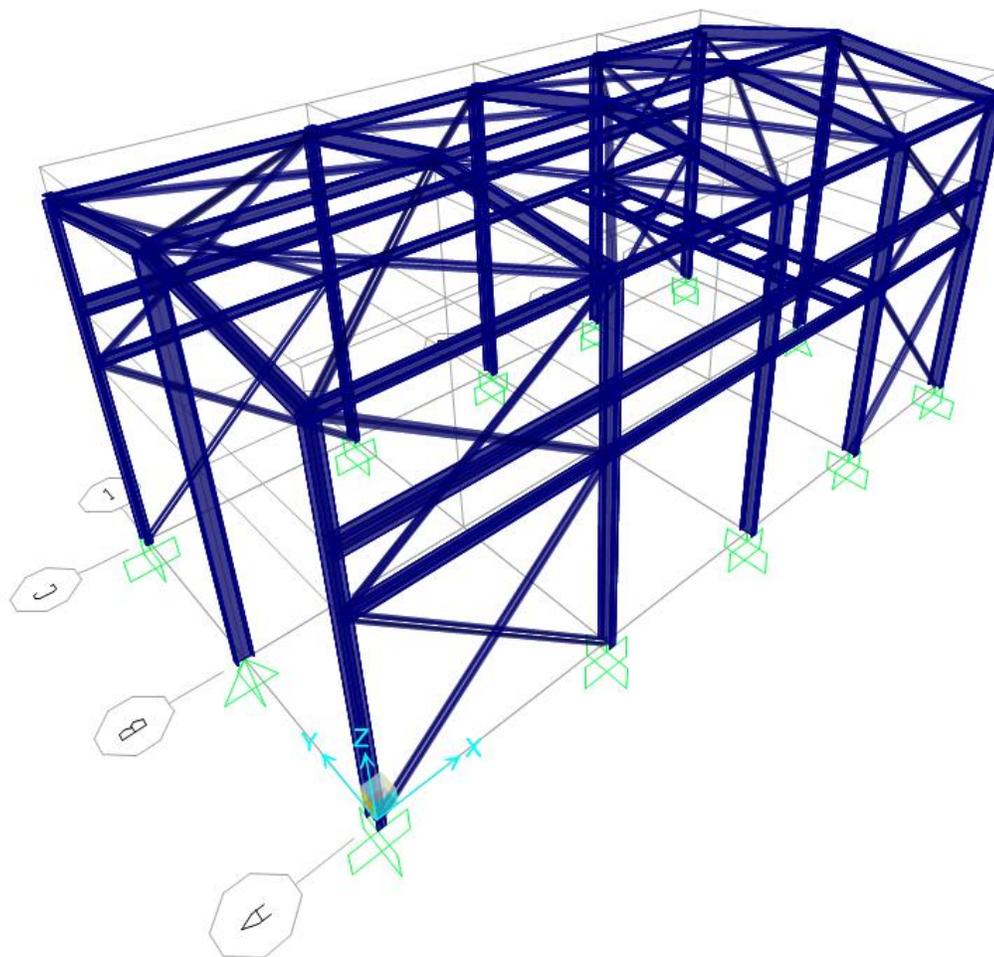


Figura 17: Esquema estrutural modelado no SAP2000.

## 7.2 Parâmetros Utilizados

Os seguintes parâmetros descritos na Tabela 8 foram utilizados no dimensionamento conforme as normas em estudo descritas no item 6.

Tabela 8 Parâmetros de cálculo

Parâmetros	NBR 15421/2006	NEC-SE-DS-2014
Fator de Importância	1,0	1,0
Tipo de Solo	C	C
Zona sísmica	0,15g	0,15g
Coefficiente de Modificação de Resposta	3	3
Fatores de amplificação sísmica	$C_a = 1,2$ $C_v = 1,7$	$F_a = 1,4$ , $F_d = 1,36$ , $F_s = 0,85$

## 7.3 Métodos de análise pela NBR 15421/2006

### 7.3.1 Método das forças horizontais equivalentes

Por este método a força horizontal total na base da edificação é:

$$H_{max} = W * C_s$$

onde:

W representa o peso total da estrutura

C<sub>s</sub> representa o coeficiente de resposta sísmica.

Para obtenção do coeficiente de resposta sísmica (C<sub>s</sub>), pode-se utilizar o processo definido no item 9.1 da NBR 15421:2006 (ver item 5):

$$C_s = [2,5 (a_{gs0} / g)] / (R/I) \leq [(a_{gs1} / g)] / [T (R/I)]$$

onde  $ags_0 = C_a a_g$  e  $ags_1 = C_v a_g$ ; e  $T$  é o período fundamental da estrutura, podendo ser calculado, para estruturas de aço momento-resistentes, pela seguinte equação aproximada ( $T_a$ ), conforme item 9.2 da NBR 15421:2006:

$T_a = 0,0724 \cdot h_n^{0,8}$ , sendo  $h_n$  a altura da edificação, em metros – neste exemplo  $h_n = 10,0$  m, resultando em  $T_a = 0,456$ s.

Portanto, considerando-se inicialmente  $R=1$ , logo  $I/R=1$ , tem-se que:

$$C_s = [(2,5 \cdot (1,2 \cdot 0,15g) / g) = 0,45 \leq [(1,7 \cdot 0,15g) / g] / 0,456 = 0,46$$

Assim o coeficiente  $C_s = 0,45$  e a força total na base é:

$$H_{max} = 0,45 \cdot 600 \text{ kN} = 270 \text{ kN}$$

Levando-se em conta a resposta inelástica da estrutura, conforme item 10.1 da NBR 15421 pode-se reduzir esta força equivalente total pelo coeficiente  $R$ , que no caso de pórticos com detalhamento usual é igual a 3. Assim sendo tem-se que:

$$H_{max} = 270 \text{ kN} / 3 = 90 \text{ Kn}$$

### **7.3.2 Análise modal por espectro de resposta**

O espectro de resposta foi inserido manualmente no SAP 2000 já que o programa não possui a norma NBR 15421 cadastrada no seu banco de dados.

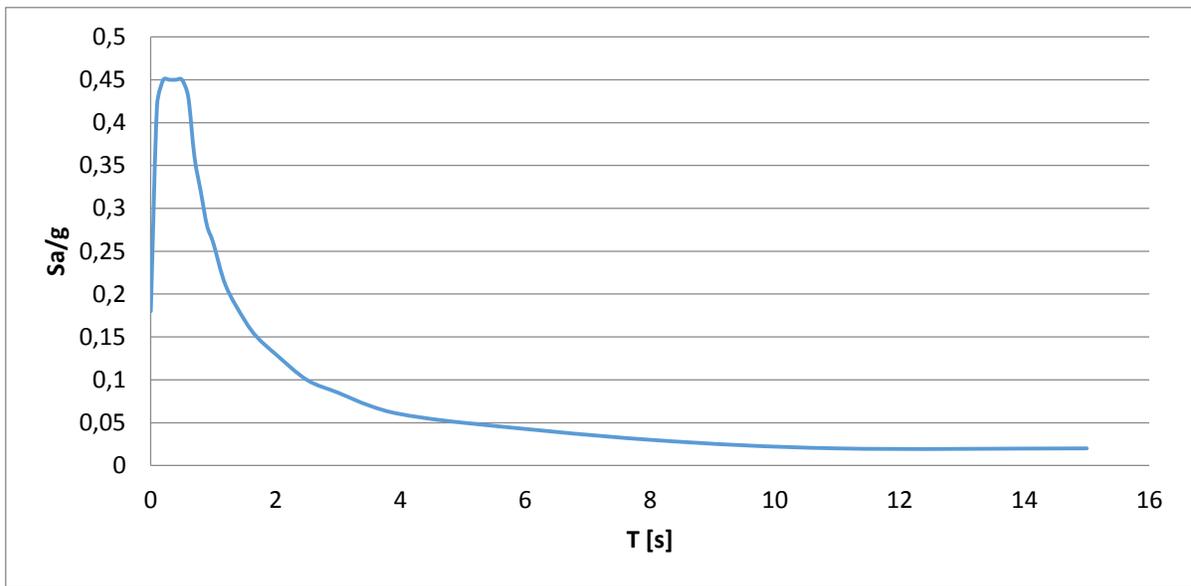


Figura 18: Espectro de resposta - NBR15421

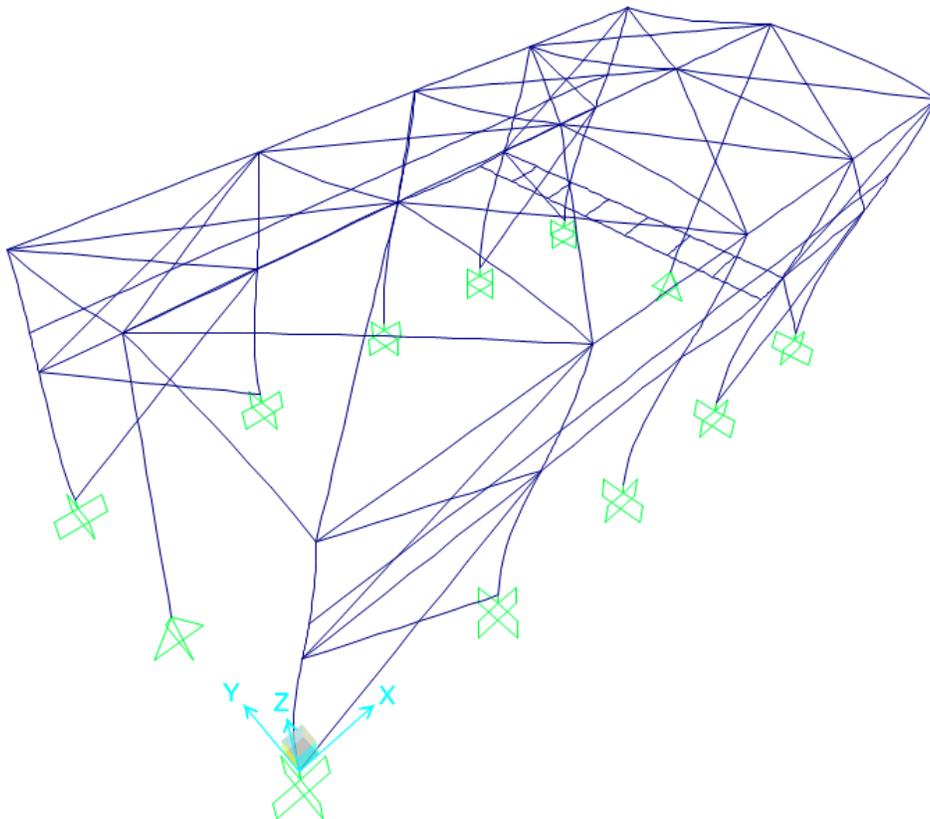


Figura 19: 2º modo de vibração da estrutura.

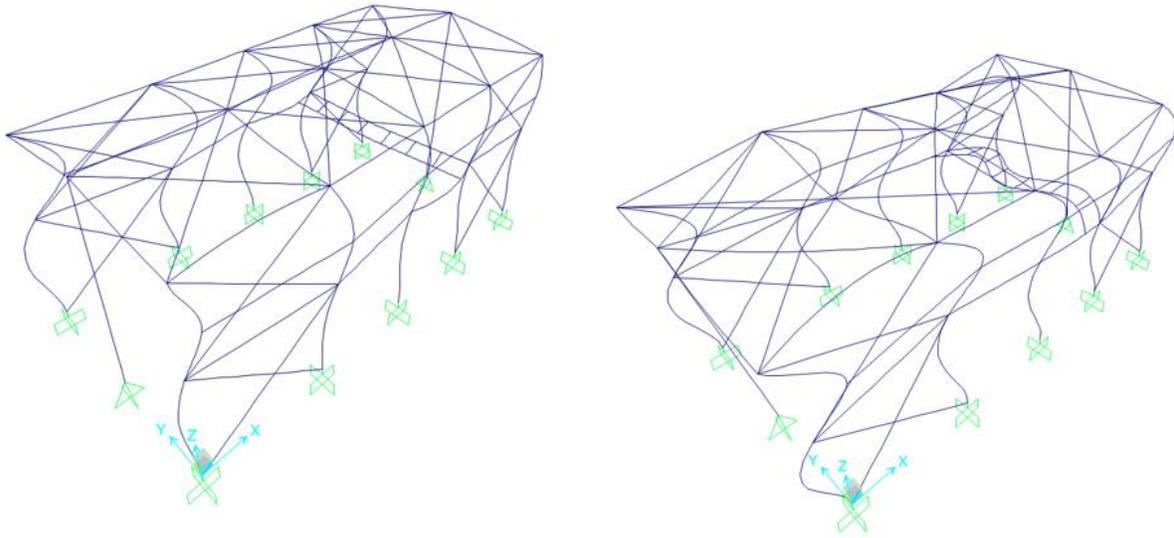


Figura 20: 10º modo de vibração da estrutura e 23º modo respectivamente.

A tabela 9 a seguir apresenta o período da estrutura para os modos de vibração e a correspondência de massa modal acumulada em cada direção. Os modos mais significativos para a estrutura analisada são: 2, 10 e 23. O modo 2 é o primeiro modo que apresenta massa modal significativa na direção Y, já o modo 10 é o primeiro modo que apresenta massa modal significativa na direção X e o modo 23 é o que apresenta massa acumulada superior a 90% nas duas direções.

Tabela 9 Período da estrutura e correspondência de massa modal acumulada

Modo	Período (s)	SumUX (%)	SumUY(%)
N=1	1.12	0.05	0
<b>N=2</b>	<b>0.91</b>	<b>0.05</b>	<b>0.94</b>
N=3	0.41	0.05	0.94
N=4	0.36	0.05	0.94
N=5	0.35	0.05	0.94
N=6	0.31	0.05	0.94
N=7	0.28	0.05	0.94
N=8	0.24	0.05	0.94
N=9	0.22	0.05	0.94

<b>N=10</b>	<b>0.19</b>	<b>0.39</b>	<b>0.94</b>
N=11	0.19	0.45	0.95
N=12	0.18	0.45	0.95
N=13	0.18	0.46	0.95
N=14	0.17	0.46	0.95
N=15	0.15	0.46	0.95
N=16	0.15	0.46	0.96
N=17	0.15	0.46	0.96
N=18	0.14	0.46	1
N=19	0.13	0.46	1
N=20	0.13	0.48	1
N=21	0.12	0.48	1
N=22	0.12	0.49	1
<b>N=23</b>	<b>0.11</b>	<b>0.9</b>	<b>1</b>
N=24	0.10	0.9	1
N=25	0.09	0.9	1
N=100	0.01	1	1

Com o período da estrutura é determinado o valor da aceleração através do espectro de resposta e obtém-se o valor para a força total na base:

Tabela 10 Período *versus* força total na base

Período	Aceleraçã	Hmax
0,91s	0,28	168 kN
0,19s	0,45	270 kN
0,11s	0,42	252 kN

$$H_{max} = W * S_a / a_{gs0}$$

Multiplicando-se agora esta força por  $I/R = 1/3$ , para levar em conta o fator de importância ( $I=1$ ) e a capacidade de resposta inelástica do sistema estrutural sísmo-resistente obtém-se uma força total na base 3 vezes menor, analogamente ao método anterior:

Tabela 11 Força total na base

Hmax	Hmax/3
168 kN	56 kN
270 kN	90 kN
252 kN	84 kN

Para efeito de comparação, o valor encontrado na análise sísmica realizada no SAP2000, considerando os 100 primeiros modos de vibração, foi de  $H_{max} = 242,88$  kN, o qual, dividido pelo fator  $R = 3$ , resulta em  $H_{max} = 80,96$  kN. Este exemplo demonstra que o modelo simplificado, de 1 GL, fornece uma boa aproximação em comparação com o resultado do modelo tridimensional.

A seguir são apresentados os valores encontrados no SAP2000 para o somatório das forças horizontais na base considerando a superposição de todos os modos de vibração da estrutura até um determinado modo de vibração N.

O item 8.5 da NBR15421 determina que para as estruturas sísmicas do tipo C as forças horizontais devem ser verificadas em cada uma das direções ortogonais, para uma combinação de 100% das cargas aplicadas em uma das direções com 30% das cargas aplicadas na direção perpendicular a esta.

Tabela 12 Hmax versus número de modos de vibração considerado

Modo	HX (kN)	HY (kN)	Somatório HX+HY (kN)
N=1	2.81	0.00	2.81
N=2	2.81	63.79	64.63
N=3	2.81	63.79	64.63
N=4	2.81	63.79	64.63
N=5	2.81	63.80	64.64
N=6	2.81	63.80	64.64
N=7	2.81	63.80	64.64
N=8	2.81	63.80	64.64
N=9	2.81	63.80	64.64

N=10	36.88	63.80	74.86
N=11	37.50	63.80	75.05
N=12	37.50	63.80	75.05
N=13	37.51	63.80	75.05
N=14	37.52	63.81	75.06
N=15	37.52	63.81	75.06
N=16	37.52	63.81	75.06
N=17	37.52	63.81	75.06
N=18	37.52	63.94	75.20
N=19	37.52	63.94	75.20
N=20	37.55	63.94	75.21
N=21	37.55	63.94	75.21
N=22	37.58	63.94	75.22
N=23	56.65	63.94	80.94
N=24	56.65	63.94	80.94
N=25	56.65	63.94	80.94
N=100	56.73	63.94	80.96

## 7.4 Métodos de análise pela NEC-SE-DS-2014

### 7.4.1 Método das forças horizontais equivalentes

Por este método a força horizontal total na base da edificação é:

$$V = \{ [ I S_a(T_a) ] / R \phi_p \phi_E \} * W$$

onde:

W representa o peso total da estrutura

I fator de importância

$S_a(T_a)$  espectro de resposta

R coeficiente de modificação de resposta

$\phi_p \phi_E$  coeficientes da configuração em planta e elevação

Para obtenção do espectro de resposta sísmica  $S_a(T_a)$ , pode-se utilizar o processo definido no item 3.3 da NEC-SE-DS-2014:

$$S_a = nZF_a = 1,80 \times 0,15 \times 1,4 = 0,378 \text{ para } 0 \leq T \leq T_c$$

O período fundamental da estrutura, podendo ser calculado, para estruturas de aço momento-resistentes, pela seguinte equação aproximada (T), conforme item 6.3.3 da NEC-SE-DS-2014:

$T = 0,072 \cdot h_n^{0,8}$ , sendo  $h_n$  a altura da edificação, em metros – neste exemplo  $h_n = 10,0$  m, resultando em  $T = 0,454$ s.

$$T_c = 0,55 F_s F_d / F_a = 0,55 \times 0,85 \times 1,36 / 1,4 = 0,454 \text{ s}$$

Portanto, tem-se que:

$$V = \{(1 \times 0,378) / (3 \times 1 \times 1)\} * 600 \text{ kN}$$
$$V = 75,60 \text{ kN}$$

#### **7.4.2 Análise modal por espectro de resposta**

O espectro de resposta para a norma NEC-SE-DS-2014 foi retirado do SAP2000:

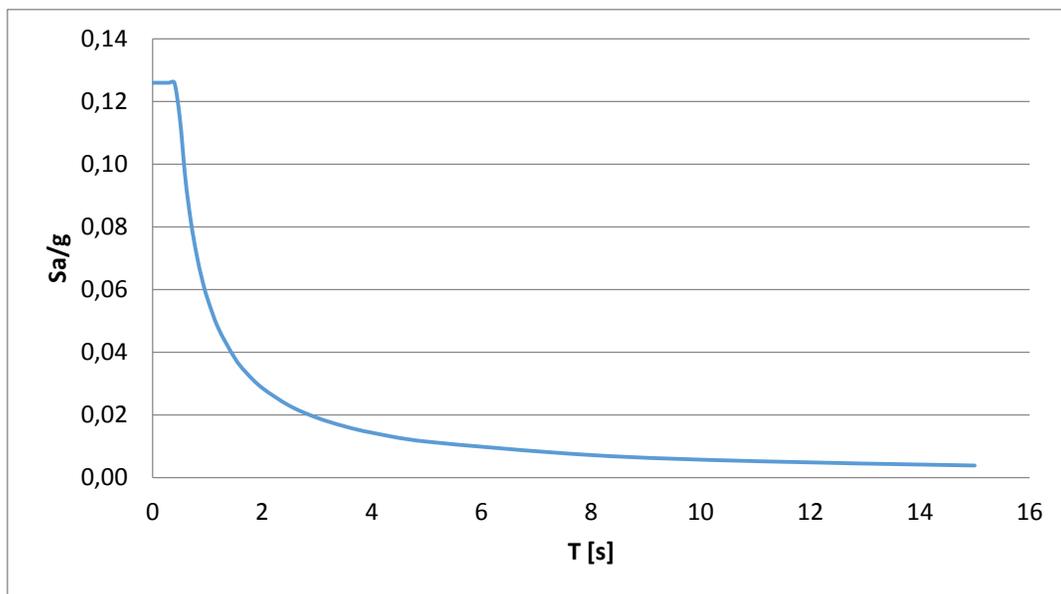


Figura 21: Espectro de resposta - NEC-SE-DS

Com o período da estrutura é determinado o valor da aceleração através do espectro de resposta e obtém-se o valor para a força total na base,  $H_{max} = W * Sa/ags_0$ :

Tabela 13 Período *versus* força total na base

Período	Aceleraçã	Hmax
0,91s	0,0636	38,16 kN
0,19s	0,126	75,6 kN
0,11s	0,126	75,6 kN

Para efeito de comparação, o valor encontrado na análise sísmica realizada no SAP2000, considerando os 100 primeiros modos de vibração, foi de  $H_{max} = 66,06$  kN. Este exemplo demonstra que o modelo simplificado, de 1 GL, fornece uma boa aproximação em comparação com o resultado do modelo tridimensional.

A seguir são apresentados os valores encontrados no SAP2000 para o somatório das forças horizontais na base considerando a superposição de todos os modos de vibração da estrutura até um determinado modo de vibração N.

O item 3.5 da NEC-SE-DS determina que as estruturas sísmicas devem ser verificadas em cada uma das direções horizontais, como alternativa os efeitos ortogonais podem ser calculados considerando uma combinação de 100% das cargas aplicadas em uma das direções com 100% das cargas aplicadas na direção perpendicular a esta.

Tabela 14 Hmax versus número de modos de vibração considerado

Modo	HX (kN)	HY (kN)	Somatório HX+HY (kN)
N=1	1.89	0.00	1.89
N=2	1.89	43.38	43.42
N=3	1.89	43.38	43.42
N=4	1.89	43.38	43.42
N=5	1.89	43.38	43.42
N=6	1.89	43.38	43.42
N=7	1.89	43.38	43.42
N=8	1.89	43.38	43.42
N=9	1.89	43.38	43.42
N=10	31.09	43.38	53.37
N=11	31.63	43.38	53.69
N=12	31.63	43.38	53.69
N=13	31.64	43.38	53.69
N=14	31.64	43.38	53.69
N=15	31.64	43.38	53.69
N=16	31.64	43.38	53.69
N=17	31.64	43.38	53.69
N=18	31.64	43.38	53.69
N=19	31.64	43.38	53.69
N=20	31.64	43.38	53.69
N=21	31.64	43.38	53.69
N=22	31.64	43.38	53.69
N=23	49.48	43.54	65.91
N=24	49.48	43.54	65.91
N=25	49.48	43.54	65.91
N=100	49.68	43.54	66.06

## 8 CONCLUSÃO

A primeira consideração é que a partir da NBR 15421:2006, passa a existir uma regulamentação legal sobre a necessidade de considerar ou não efeitos sísmicos na elaboração de projetos de edificações, dependendo da região do território brasileiro, o que foi um grande avanço tendo em vista a ocorrência de alguns sismos de magnitude considerável no Brasil.

No que diz respeito às diferenças entre as normas NBR 15421 e NEC-SE-DS é possível concluir que ambas, mesmo que se utilizando de diferentes formulações e considerações para mesmos métodos de análise produzem resultados semelhantes. Essa semelhança se deve ao fato do problema sísmico, em geral, ser analisado de uma mesma forma, e as normas em estudos foram comparadas no quesito análise dinâmica. Não foi considerado como elas procedem no dimensionamento das estruturas. A maior diferença entre as normas é na classificação da zona sísmica de cada território, no Brasil a variação é de 0,025g a 0,15g e no Equador é de 0,15 a 0,50g, esta diferença é justificada pela posição geográfica dos países em relação as placas tectônicas.

Em relação aos métodos de análise propostos pelas normas, o das forças estáticas equivalentes mostrou-se de grande utilidade prática devido à facilidade de aplicação. No entanto, apresentou algumas limitações importantes, principalmente em relação à equação aproximada usada para avaliar o período fundamental da estrutura. O método de análise no domínio do tempo é o mais refinado entre os métodos estudados, sendo o mais preciso para se analisar uma estrutura submetida a um determinado sismo; no entanto acelerogramas de diversos sismos devem ser investigados, e com conteúdo de frequências diferentes, para que seja adequado à aplicação em projeto. Além disso, esse método exige um maior conhecimento de análise dinâmica por parte do analista, bem como o uso de programas computacionais especiais para analisar os modelos. Já o método de espectro de resposta, apesar de ser um método simplificado, leva em consideração a participação dos diversos modos de vibração da estrutura, sendo assim mais

completo do que o método de forças estáticas equivalentes, cuja solução baseia-se na participação apenas do primeiro modo.

As diretrizes obtidas no trabalho mostram, de forma sucinta, as limitações de análise de cada método para cada aceleração do solo considerada. A determinação do tipo de modelo, bidimensional ou tridimensional, do fator de importância da estrutura e da regularidade, em planta ou vertical, por mais que sejam mencionadas e por vezes descritas nas normas analisadas, ficam a critério do projetista da estrutura.

Os diversos *softwares* utilizados para análise estrutural normalmente têm um módulo de análise dinâmica. Sendo que, se possível, deve-se proceder com uma análise dinâmica, pois está produz resultados mais consistentes com a estrutura. A análise estática ou simplificada é um bom parâmetro para o pré-dimensionamento ou uma estimativa de acelerações, velocidades e deslocamentos na estrutura.

Entende-se também que o projeto de estruturas sismo-resistentes exigirá uma maior capacitação dos profissionais para o uso adequado dos conceitos de análise dinâmica e das prescrições da NBR 15421, tendo em vista que em estruturas usuais de edifícios consideram-se em geral apenas cargas estáticas.

## 9 REFERÊNCIAS

ABNT – *Associação brasileira de normas técnicas. NBR15421:2006 – Projetos de estruturas resistentes a sismos – Procedimento.* Rio de Janeiro, 2006.

BRASIL ESCOLA. Disponível em: <<http://www.brasilecola.com/geografia/terremotos.htm>>. Acesso em: junho 2016.

CHOPRA, Anil K. *Dynamics of Structures - A primer.* University of California, Berkeley. Earthquake engineering research institute, August 1980.

CLOUGH, RAY W., PENZIEN, JOSEPH – *Dinamics of structures, Berkeley. Computers & Structures*, 1995.

SANTOS SHC, SOUZA Lima, S. *Análise dinâmica das estruturas.* Rio de Janeiro, Editora Ciência Moderna. 2008.

NEC. *Norma equatoriana de la construcción. NEC-SE-DS:2014\_Peligro sísmico diseño sismo resistente.* Equador, 2014.

OBSERVATÓRIO SISMOLÓGICO DA UnB. Disponível em <http://www.obsis.unb.br/>. Acesso em: junho 2016.

OKAWA,I,ISHIYAMA,E.Y., WATABE,M. *Fundamentals of Structural Dynamics.* Lecture note for IISEE.

PARISENTI,R. *Estudo de análise dinâmica e métodos da NBR:15421 para projeto de edifícios submetidos a sismos.*2011.219f. Dissertação.PPGEC-UFSC.2011

SAADI, Allaoua. *Mapa Neotectônico do Brasil.* Departamento de geografia, UFMG, 2007.

SORIANO, Humberto Lima. *Introdução à Dinâmica das Estruturas.* 1a Ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2014. 420 p.

SORIANO, Humberto Lima. *Elementos Finitos. Formulação e Aplicação na Estática e Dinâmica das Estruturas.* 1a Ed. Rio de Janeiro: Ciência Moderna, 2009. 432 p.

U.S. GEOLOGICAL SURVEY (USGS - science for a changing world). Disponível em <http://www.usgs.gov>. Acessado em: agosto 2017.