

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**Renan Salini Tremea**

**AÇÃO SÍSMICA EM EDIFÍCIOS: COMPARAÇÃO ENTRE A  
NBR 15421/2006 E NORMAS INTERNACIONAIS**

**Porto Alegre**

novembro 2011

**RENAN SALINI TREMEA**

**AÇÃO SÍSMICA EM EDIFÍCIOS: COMPARAÇÃO ENTRE A  
NBR 15421/2006 E NORMAS INTERNACIONAIS**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

**Orientador: Marcelo Maia Rocha**

**Porto Alegre**  
novembro 2011

**RENAN SALINI TREMEA**

**AÇÃO SÍSMICA EM EDIFÍCIOS: COMPARAÇÃO ENTRE A  
NBR 15421/2006 E NORMAS INTERNACIONAIS**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador e pela Coordenadora da disciplina Trabalho de Diplomação Engenharia Civil II (ENG01040) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 19 de dezembro de 2011

Marcelo Maia Rocha  
Dr. pelo Institut für Mechanik – Universität Innsbruck – Áustria  
Orientador

Profa. Carin Maria Schmitt  
Coordenadora

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Marcelo Maia Rocha**  
Dr. pelo Institut für Mechanik – Universität Innsbruck – Áustria

**Prof. Roberto Domingos Rios**  
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Prof. Rubem Clécio Schwingel**  
Msc. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho a meus pais, Renor e Maria Elena

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço a minha família, por todo apoio proporcionado.

Ao professor Rocha, pelo auxílio, incentivo e orientação.

A professora Carin, pela disposição na coordenação das diversas etapas necessárias para realização deste trabalho.

A minha namorada, Ariane, pela paciência e suporte.

A todos os amigos e demais professores que participaram e contribuíram, direta ou indiretamente ao longo da faculdade.

Construímos muros demais e pontes de menos.

*Isaac Newton*

## RESUMO

Ferramentas computacionais mais refinadas e rápidas possibilitaram o estudo de vibrações mais acessíveis aos projetos de estruturas. As normas técnicas referentes aos sismos disponibilizam métodos de fácil compreensão e aplicação para o projetista que necessita considerar esse tipo de ação no dimensionamento da estrutura, além de padronizar o estudo das vibrações devido aos sismos na edificação. No caso do Brasil, onde a sismicidade, mesmo que pequena ainda assim é relevante, apenas a pouco tempo foi criada uma norma técnica referente às ações sísmica, a NBR 15421/2006. Baseada em normas internacionais, mas com algumas particularidades, essa Norma é ainda pouco conhecida e utilizada. No presente trabalho, através da comparação de normas internacionais para projeto de estruturas resistentes aos sismos com a norma brasileira, são propostas diretrizes para escolha de um método de cálculo ou parâmetro de projeto baseado nas diversas normas estudadas.

Palavras-chave: Ação Sísmica. NBR 15421/2006. Eurocódigo 8/2004. UBC/1997.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Diagrama das etapas da pesquisa .....	19
Figura 2 – Comparação entre acelerações horizontais médias de cálculo .....	23
Figura 3 – Mapeamento da aceleração sísmica horizontal característica no Brasil para terrenos da classe B (rocha) segundo NBR 15421 .....	26
Figura 4 – Zoneamento sísmico em Portugal continental segundo Eurocódigo 8 .....	27
Figura 5 – Mapa das zonas sísmicas dos Estados Unidos segundo UBC.....	28
Figura 6 – Variação do espectro de resposta ( $S_a/a_{gs0}$ ) em função do período ( $T$ ) segundo NBR 15421 .....	35
Figura 7 – Forma do espectro de resposta elástico segundo Eurocódigo 8 .....	36
Figura 8 – Espectro de resposta elástico do tipo 1 com 5 % de amortecimento segundo Eurocódigo 8 .....	39
Figura 9 – Espectro de resposta elástico do tipo 2 com 5 % de amortecimento segundo Eurocódigo 8 .....	40
Figura 10 – Espectro de resposta de projeto segundo UBC.....	41
Figura 11 – Comparação entre espectros de resposta obtido pela NBR 15421 com os espectros de resposta para sismos de tipo 2 do Eurocodigo 8 .....	42
Figura 12 – Espectro de resposta de cálculo para sismos tipo 2 segundo Eurocódigo 8..	52

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Zonas sísmicas segundo NBR 15421.....	27
Quadro 2 – Aceleração máxima de referência, $a_{gR}$ , nas várias zonas sísmicas segundo Eurocódigo 8.....	28
Quadro 3 – Fator de zona sísmica, $Z$ , segundo UBC .....	29
Quadro 4 – Classes dos terrenos segundo NBR 15421.....	30
Quadro 5 – Classes dos terrenos segundo UBC .....	31
Quadro 6 – Classes dos terrenos segundo Eurocódigo 8 .....	32
Quadro 7 – Fatores de amplificação sísmica no solo segundo NBR 15421.....	34
Quadro 8 – Valores para os parâmetros $S$ , $T_B$ , $T_C$ , $T_D$ , para diversas classes de terrenos e espectro de resposta elástica tipo 1 segundo Eurocódigo 8.....	38
Quadro 9 – Valores para os parâmetros $S$ , $T_B$ , $T_C$ , $T_D$ , para diversas classes de terrenos e espectro de resposta elástica tipo 2 segundo Eurocódigo 8.....	38
Quadro 10 – Valores do coeficiente sísmico $C_a$ , segundo UBC .....	40
Quadro 11 – Valores do coeficiente sísmico $C_v$ , segundo UBC .....	41
Quadro 12 – Regularidade estrutural e sua análise no cálculo sísmico segundo Eurocódigo 8	45
Quadro 13 – Irregularidades estruturais no plano segundo NBR 15421.....	45
Quadro 14 – Irregularidades estruturais verticais segundo NBR 15421.....	46
Quadro 15 – Diretrizes para escolha de um método de cálculo para baixas acelerações do solo.....	58
Quadro 16 – Diretrizes para escolha de um método de cálculo para altas acelerações do solo.....	58
Quadro 17 – Esforço cisalhante na base, em função do peso da estrutura, de acordo com o método das forças horizontais equivalentes.....	60
Quadro 18 – Esforço cisalhante na base, em função do peso da estrutura, de acordo com o método de análise modal por espectro de resposta.....	61

## **LISTA DE SIGLAS**

UBC – *Uniform Building Code*

CEN – Comitê Europeu de Normalização

ICBO – *International Conference of Building Officials*

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

SPT – *Standard Penetration Test*

SDF – *Single Degree of Freedom*

SRSS – *Square root of sum of squares*

## LISTA DE SÍMBOLOS SEGUNDO NBR 15421/2006

A, B, C, D, E, F – Clases de terrenos segundo NBR 15421/2006, dados no quadro 4

$A_x$  – Fator de amplificação do momento torsional

$a_g$  – Aceleração sísmica característica horizontal normalizada para terrenos de classe B (g)

$a_{gs0}$  – Aceleração espectral para período de 0,0 s (g)

$a_{gs1}$  – Aceleração espectral para período de 1,0 s (g)

$C_a$  – Fator de amplificação sísmica do solo para período de 0,0 s

$C_s$  – Coeficiente de resposta sísmica

$C_v$  – Fator de aceleração sísmica do solo para período de 1,0 s

$C_T$  – Coeficiente de período

$F_x$  – Força sísmica horizontal de projeto a ser aplicada ao piso x

$g$  – Aceleração da gravidade (9,81 m/s<sup>2</sup>)

$h_x$  – Altura do edifício desde a base

$H$  – Força horizontal total

$I$  – Fator de importância

$\bar{N}$  – Número médio de golpes SPT nos 30 metros superiores do terreno

$R$  – Coeficiente de modificação de resposta

$S_a(T)$  – Espectro de resposta de projeto

$T$  – Período natural em segundos para cada modo de vibração da estrutura (s)

$T_a$  – Período natural aproximado da estrutura

$v_s$  – Velocidade de ondas de cisalhamento (m/s)

$\bar{v}_s$  – Velocidade média das ondas de cisalhamento nos 30 m superiores do terreno (m/s)

$w_x$  – Peso total da estrutura no correspondente ao piso  $x$

$W$  – Peso total da estrutura

$\delta_{avg}$  – deslocamento médio nos pontos extremos da estrutura na elevações  $x$

$\delta_{max}$  – deslocamento máximo na elevação  $x$

## **LISTA DE SÍMBOLOS SEGUNDO EUROCÓDIGO 8/2004**

A, B, C, D, E,  $S_1$ ,  $S_2$  – Clases de terrenos segundo Eurocódigo 8, dados no quadro 6

$a_g$  – Aceleração de cálculo para aceleração superficial de um terreno de classe A ( $m/s^2$ )

$a_{gR}$  – Aceleração máxima à superfície de um terreno de classe A ( $m/s^2$ )

$c_U$  – Resistência ao corte não drenada do solo (kPa)

$F_b$  – Forças horizontal total ou força de corte na base

$m$  – Massa total da estrutura acima da fundação

$L_e$  – distância dos elementos de contraventamento mais afastados

$q$  – coeficiente de comportamento

$S$  – Coeficiente do solo

$S_d(T)$  – Espectro de resposta de cálculo

$S_e(T)$  – Espectro de resposta elástico

$T$  – Período de vibração para um sistema SDF (s)

$T_B$  – Limite inferior para aceleração espectral constante (s)

$T_C$  – Limite superior para aceleração espectral constante (s)

$T_D$  – Valor de início do ramo de deslocamento constante (s)

$T_1$  – Período natural da estrutura

$v_{s,30}$  – Velocidade de onda de cisalhamento nos 30 m superiores do terreno (m/s)

$\eta$  – Coeficiente de correção do amortecimento.

$\lambda$  – Fator de correção

$\beta$  – coeficiente limitante inferior do espectro de cálculo horizontal

$\delta$  – fator de amplificação do momento torsional

### **LISTA DE SÍMBOLOS SEGUNDO UBC/1997**

$C_a$  – Coeficiente sísmico

$C_v$  – Coeficiente sísmico

$\bar{N}$  – Número médio de golpes SPT nos 30 metros superiores do terreno

$S_A, S_B, S_C, S_D, S_E, S_F$  – Clases de terrenos segundo UBC/1997, dados no quadro 5

$s_u$  – Resistência ao corte não drenada do solo (kPa)

$v_s$  – Velocidade de ondas de cisalhamento (m/s)

$V$  – Força horizontal total

$Z$  – Fator de zona sísmica.

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	15
<b>2 DIRETRIZES DA PESQUISA</b> .....	17
2.1 QUESTÃO DA PESQUISA .....	17
2.2 OBJETIVOS DO TRABALHO .....	17
<b>2.2.1 Objetivo principal</b> .....	17
<b>2.2.2 Objetivo secundário</b> .....	17
2.3 PRESSUPOSTO .....	18
2.4 PREMISSAS .....	18
2.5 DELIMITAÇÕES .....	18
2.6 LIMITAÇÕES .....	18
2.7 DELINEAMENTO .....	18
<b>3 COMPARAÇÃO ENTRE A NBR 15421/2006 E NORMAS INTERNACIONAIS DE DIMENSIONAMENTO</b> .....	21
3.1 GENERALIDADES .....	21
<b>3.1.1 Objetivos</b> .....	21
<b>3.1.2 Campo de aplicação</b> .....	22
<b>3.1.3 Design sísmico mínimo</b> .....	22
<b>3.1.4 Efeito do vento na estrutura</b> .....	23
3.2 REFERÊNCIAS NORMATIVAS .....	23
3.3 DEFINIÇÕES .....	24
3.4 SIMBOLOGIA .....	24
3.5 REQUISITOS GERAIS DE SEGURANÇA .....	24
<b>3.5.1 Estados limites</b> .....	24
<b>3.5.2 Valores característicos das ações sísmicas</b> .....	25
3.6 DEFINIÇÃO DOS VALORES CARACTERÍSTICOS DAS AÇÕES SÍSMICAS...	25
<b>3.6.1 Zoneamentos sísmicos</b> .....	25
3.6.1.1 Zoneamento sísmico brasileiro .....	25
3.6.1.2 Zoneamento sísmico português .....	27
3.6.1.3 Zoneamento sísmico americano .....	28
<b>3.6.2 Classes de terrenos</b> .....	29
3.6.2.1 Classes de terrenos segundo NBR 15421/2006 .....	29
3.6.2.2 Classes de terrenos segundo UBC/1997 .....	30
3.6.2.3 Classes de terrenos segundo Eurocódigo 8/2004 .....	32

<b>3.6.3 Definição do espectro de resposta de projeto .....</b>	<b>33</b>
3.6.3.1 Definição do espectro de resposta de projeto segundo NBR 15421/2006 .....	33
3.6.3.2 Definição do espectro de resposta de projeto segundo Eurocódigo 8/2004 .....	36
3.6.3.3 Definição do espectro de resposta de projeto segundo UBC/1997 .....	40
3.6.3.4 Comparação entre diferentes espectros de resposta .....	41
<b>3.7 CATEGORIZAÇÃO DAS ESTRUTURAS .....</b>	<b>43</b>
<b>3.7.1 Categorias de utilização e fatores de importância.....</b>	<b>43</b>
<b>3.7.2 Requisitos sísmicos para projetos de edifícios e limitações de sistemas estruturais.....</b>	<b>43</b>
<b>3.8 MÉTODOS DE ANÁLISE DA AÇÃO SÍSMICA.....</b>	<b>46</b>
<b>3.8.1 Dispensa de análise sísmica.....</b>	<b>46</b>
<b>3.8.2 Método simplificado segundo NBR 15421/2006.....</b>	<b>47</b>
<b>3.8.3 Método das forças horizontais equivalentes.....</b>	<b>47</b>
3.8.3.1 Determinações do período da estrutura.....	48
3.8.3.2 Força horizontal total.....	48
3.8.3.3 Distribuição vertical das forças sísmicas horizontais .....	52
3.8.3.4 Efeitos de torção na estrutura .....	53
3.8.3.5 Método das forças horizontais simplificado segundo UBC/1997 .....	54
<b>3.8.4 Análise modal por espectro de resposta .....</b>	<b>55</b>
<b>3.8.5 Análise sísmica por históricos de acelerações no tempo .....</b>	<b>56</b>
<b>4 DIRETRIZES PARA ESCOLHA DE UM MÉTODO DE CÁLCULO E EXEMPLOS DE APLICAÇÃO .....</b>	<b>57</b>
4.1 DIRETRIZES PARA ESCOLHA DE UM MÉTODO DE CÁLCULO .....	57
4.2 EXEMPLOS DE APLICAÇÃO .....	58
<b>4.2.1 Baixas acelerações do solo .....</b>	<b>59</b>
<b>4.2.2 Acelerações do solo mais elevadas .....</b>	<b>59</b>
4.2.2.1 Forças horizontais equivalentes .....	59
4.2.2.2 Análise modal por espectro de resposta.....	60
<b>5 CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>62</b>
REFERÊNCIAS .....	65
APÊNDICE A .....	66
APÊNDICE B .....	69

## 1 INTRODUÇÃO

Diferentemente do que comumente se acredita, já ocorreram importantes terremotos no Brasil. 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. Segundo Branco (2009), membro do Serviço Geológico do Brasil, ocorre no País, por ano, em média 20 sismos com magnitude maior que 3,0 na escala Richter e dois com magnitude maior do que 4,0. O maior terremoto registrado no País foi em 1955, ao norte de Cuiabá (MT), com magnitude de 6,2 da escala Richter. 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.

Até recentemente, no Brasil, não era dada a devida importância para a análise sísmicas das estruturas. Contudo, a partir de 2006, vigora no País uma norma específica para sismos. Um dos objetivos desta norma, a NBR 15421 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 1), é “[...] estabelecer requisitos de projeto para estruturas civis, visando a preservação de vidas humanas, a redução de danos esperados em edificações e a manutenção da operacionalidade de edificações críticas durante e após um evento sísmico.”.

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, mesmo considerando que na maioria dos casos a atividade sísmica não seja o determinante para o dimensionamento das estruturas. 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, torna-se necessário uma análise comparativa e criteriosa dos métodos de cálculos e parâmetros de projeto com ênfase na identificação das principais diferenças entre as norma brasileira e internacionais. O conhecimento das diferenças ou similaridades entre essas 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 projeto contido em diferentes normas. No capítulo 3, utilizou-se da

comparação entre a NBR 15421/2006 e normas internacionais, não no que diz respeito aos métodos de análise da força sísmica, mas também em parâmetros que possam interessar. A utilização das normas não tem caráter obrigatório, porém, são boas fontes de como proceder quando necessário à análise. As diretrizes, elaboradas no capítulo 4, tem o intuito de direcionar, de forma fácil e ágil, à uma escolha de um método de cálculo, ou mesmo a opção por uma determinada norma, que melhor se adequará as necessidades de cada projetista. Para exemplificar a utilização das diretrizes foram propostos, ainda no capítulo 4, exemplos de cálculo, nos quais através de algumas estruturas foram calculadas os efeitos dos sismos na base das estruturas. Os exemplos de aplicação foram simulados com variação nas acelerações no solo bem como nos métodos de cálculo. Para auxiliar na resolução do problema foi utilizado um programa matemático. A análise dos resultados obtidos nos exemplos, considerações finais e conclusões são encontradas no capítulo 5 deste trabalho.

## **2 DIRETRIZES DA PESQUISA**

As diretrizes do trabalho serão apresentadas neste capítulo. Essas diretrizes consistem na questão de pesquisa, que basicamente é o motivo do desenvolvimento do trabalho, bem como os objetivos almejados com a finalização do mesmo. Também serão apresentados o pressuposto, premissa, delimitação, limitação e o delineamento da pesquisa.

### **2.1 QUESTÃO DE PESQUISA**

A questão de pesquisa do trabalho é: conhecidas as diferenças dos métodos de cálculo e parâmetros de projeto das normas estudadas, qual método de cálculo escolher baseando-se em parâmetros para análise dinâmica de estruturas frente aos sismos?

### **2.2 OBJETIVOS DO TRABALHO**

Os objetivos do trabalho estão classificados em principal e secundário e são apresentados nos próximos itens.

#### **2.2.1 Objetivo principal**

O objetivo principal deste trabalho é a obtenção de diretrizes para escolha de um método de cálculo para análise sísmica utilizando-se de parâmetros contidos em diferentes normas.

#### **2.2.2 Objetivo secundário**

O objetivo secundário deste trabalho é a comparação entre a NBR 15421/2006 e normas internacionais de dimensionamento de estruturas sujeitas a sismos através de uma forma sistemática, analisando e comparando os métodos de cálculo e critérios de projeto contidos nas respectivas normas.

## 2.3 PRESSUPOSTO

O trabalho tem por pressuposto que as normais internacionais de dimensionamento de estruturas resistentes a sismos, bem como a NBR 15421/2006, se forem aplicadas de forma correta e adequada, cumprem os objetivos por elas definidos.

## 2.4 PREMISSA

O trabalho tem por premissa que a avaliação dinâmica das estruturas, seja ela provocada por qualquer tipo de vibração, é importante para a segurança da estrutura como um todo.

## 2.5 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se a comparação dos métodos de cálculo e critérios de projetos da NBR 15421/2006 com aqueles obtidos adotando-se métodos e critérios similares de normas internacionais.

## 2.6 LIMITAÇÕES

São limitações do trabalho a comparação entre a NBR 15421/2006 e normas internacionais, Eurocódigo 8/2004, especificamente para Portugal, e UBC/1997, no que diz respeito às estruturas usuais na construção civil, assim classificados na da NBR 15421/2006.

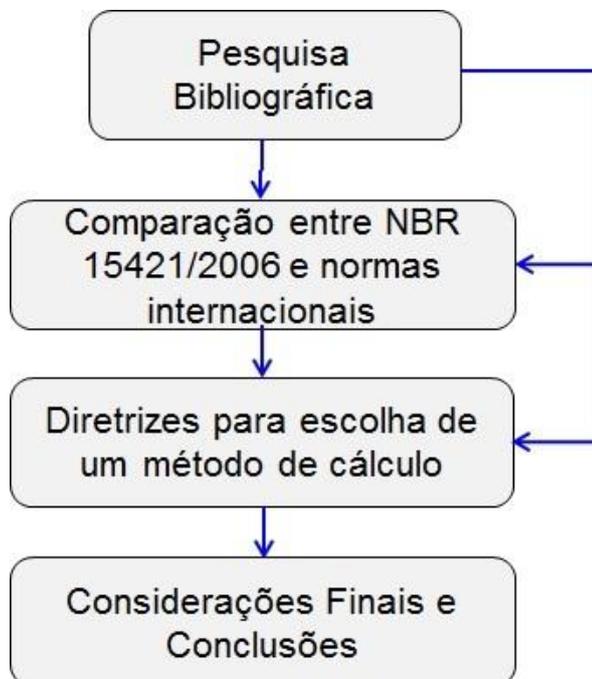
## 2.7 DELINEAMENTO

O trabalho será realizado através das etapas apresentadas a seguir que estão representadas na figura 1 e descritas nos próximos parágrafos:

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) comparação entre NBR 15421/2006 e normas internacionais de dimensionamento;
- c) diretrizes para escolha de um método de cálculo baseado em parâmetros de diferentes normas;

d) considerações finais e conclusões.

Figura 1 – Diagrama das etapas de pesquisa



(fonte: elaborado pelo autor)

A etapa inicial, denominada **pesquisa bibliográfica**, consistiu na escolha de normas internacionais para comparação com a NBR 15421/2006, bem como a análise minuciosa das normas escolhidas. A pesquisa bibliográfica foi necessária ao longo de todo o trabalho, pois as sucessivas etapas dependem desta, inclusive as conclusões e análises feitas após o término do trabalho.

A próxima etapa consistiu na **comparação entre a NBR 15421/2006 e normas internacionais de dimensionamento**. Estas normas foram comparadas entre si através dos seus métodos de cálculo e critérios de projeto, de forma sistemática e ressaltando ao fim da etapa as diferenças e similaridades encontradas. Nessa etapa se concentrou a maior parte do trabalho do projeto de pesquisa, pois a compreensão e interpretação das diferentes normas foi necessária na medida que desejou-se construir uma análise crítica bem fundamentada. Infelizmente as normas não puderam ser comparadas na sua integridade, pois existem peculiaridades contidas apenas em determinada norma, dificultando assim um parâmetro de comparação.

Na etapa seguinte foram apresentadas as **diretrizes para a escolha de um método de cálculo baseado em parâmetros de diferentes normas**. Essas diretrizes foram obtidas considerando diversos critérios, tais como simplicidade de cálculo, melhor detalhamento entre outros. A elaboração destas se deu através de planilhas, nas quais, de um lado serão colocadas as normas em análise, e no outro os quesitos que serão comparados entre elas.

Por fim, na quarta e última etapa denominada **considerações finais e conclusões**. Nesta etapa foi feita a análise dos resultados obtidos e realizadas ressalvas para o uso das diretrizes bem como sua validade. Os resultados dos exemplos de cálculo feitos com utilização das diretrizes também foram analisados. Sugestões para novas pesquisas foram apresentadas ao termino deste capítulo.

### **3 COMPARAÇÃO ENTRE A NBR 15421/2006 E NORMAS INTERNACIONAIS DE DIMENSIONAMENTO**

A escolha de normais internacionais que serão utilizadas neste trabalho somando-se com a norma brasileira, NBR 15421/2006, leva em consideração a importância dessas normas no cenário mundial. Para tanto foram escolhidas, além da NBR 15421/2006, as normas internacionais Eurocódigo e o UBC (*Uniform Building Code*).

No caso do Eurocódigo, regulamentado pelo CEN (Comitê Europeu de Normalização), norma vigente na União Europeia, foi utilizado o Eurocódigo 8: projeto de estruturas para resistência aos sismos, em específico a parte 1, que abrange as regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios. Para o UBC, utilizado nos Estados Unidos e regulamentado pelo ICBO (*International Conference of Building Officials*), a parte de interesse se resume ao capítulo 16, divisão IV, chamado de *Earthquake Desing*.

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.

#### **3.1 GENERALIDADES**

São definidas aqui as generalidades contidas nas normas, tais como seus objetivos, propósitos e restrições de aplicação.

##### **3.1.1 Objetivos**

Os objetivos propostos por todas as normas em geral são bem semelhantes. No caso da NBR 15421 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 1) e do Eurocódigo 8 (COMITÊ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO, 2004, p. 19) os objetivos são definidos basicamente em:

- a) preservação de vidas humanas;

- b) limitação de danos esperados;
- c) manutenção da operacionalidade de estruturas importantes.

Já para o UBC (INTERNATIONAL CONFERENCE OF BUILDING OFFICIALS, 1997, p. 2-9), o objetivo principal é a preservação de vidas humanas e segurança contra maiores falhas estruturais e não limitação de danos ou manutenção de funcionalidade.

### **3.1.2 Campo de aplicação**

A aplicação da NBR 15421 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 1) limita-se às estruturas constituídas com materiais de emprego usuais na construção civil. Não se aplica às estruturas especiais ou técnicas construtivas não convencionais, assim definidas no item 1.4 desta mesma Norma.

No caso do Eurocódigo 8 (COMITÊ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO, 2004, p. 20), além das estruturas usuais, analisadas especificadamente na parte 1, nas outras partes desse código são analisadas estruturas especiais tais como pontes, silos, reservatórios, fundações, estruturas de suporte, mastros, chaminés, além de requisitos para avaliação sísmica e reabilitação de edifícios existentes.

Para o UBC (INTERNATIONAL CONFERENCE OF BUILDING OFFICIALS, 1997, p. 2-9), não são feitas ressalvas ao tipo de estrutura a ser analisado. Porém, nas definições de sistemas estruturais, essa Norma fixa especificações para o tipo de estrutura em análise.

### **3.1.3 Design sísmico mínimo**

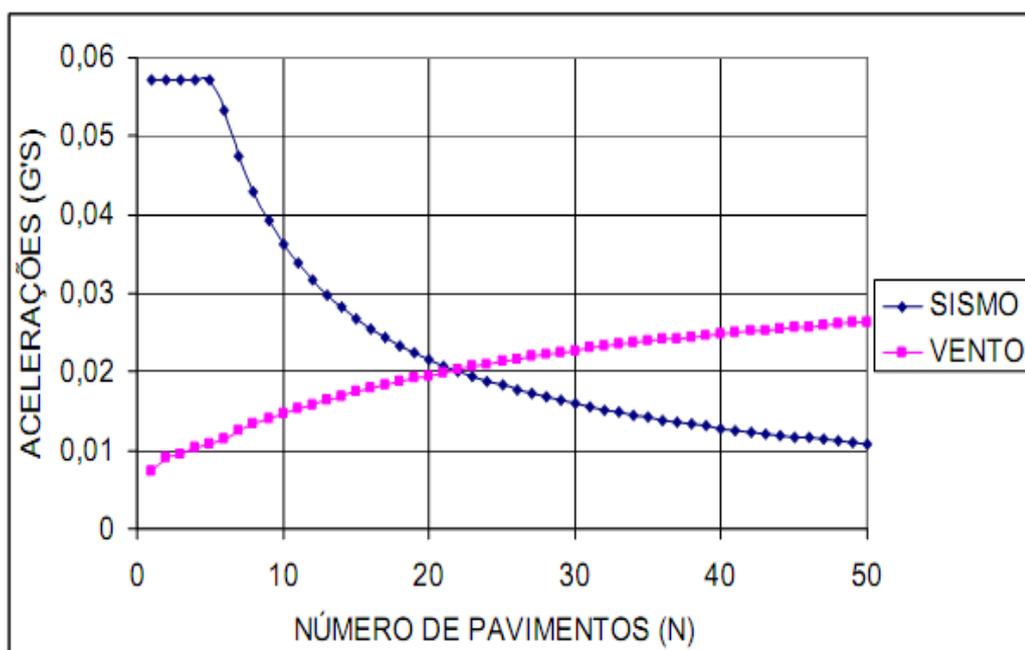
O UBC (INTERNATIONAL CONFERENCE OF BUILDING OFFICIALS, 1997, p. 2-9) recomenda que para todas as estruturas, no mínimo, sejam projetadas e construídas para suportar efeitos de movimentação do solo devidos aos sismos. Nas outras normas, não é mencionado esse critério de *design* mínimo.

### 3.1.4 Efeito do vento na estrutura

O UBC (INTERNATIONAL CONFERENCE OF BUILDING OFFICIALS, 1997, p. 2-9) descreve que quando o vento produz grandes efeitos na estrutura, esse efeito governa o projeto da estrutura. Porém, esta mesma Norma, faz a ressalva que, em mesmo em casos em que o efeito do vento governa a estrutura, as limitações e detalhamentos dos requerimentos da norma de sismos devem ser respeitados.

Para Santos e Lima (2005) a acelerações horizontais médias devido aos sismos e vento variam de acordo com o número de pavimentos. Um exemplo dessas variações é mostrado na figura 2, na qual as acelerações horizontais médias dos sismos superam as dos ventos para edifícios de até 21 pavimentos.

Figura 2 – Comparação entre acelerações horizontais médias de cálculo



(fonte: SANTOS; LIMA, 2005, p. 61)

## 3.2 REFERÊNCIAS NORMATIVAS

Cada norma sísmica citada respeita referências normativas por elas utilizadas. Por mais que todas as normas em estudo sejam basicamente utilizadas para o cálculo de esforços na

edificação, devem ser analisadas também as referências normativas de dimensionamento, tendo assim um melhor conhecimento das normas especificadas, bem como as considerações que devem ser tomadas para a utilização dos efeitos dos sismos no dimensionamento da estrutura.

As estruturas das normativas técnicas diferem entre si. A ABNT é dividida em diversas normas, sem uma organização específica entre elas. O CEN possui 8 normas técnicas, chamadas Eurocódigos, que por si são divididos em diversas partes. Por fim, o ICBO utiliza apenas um código, o UBC, este por sua vez é subdividido em diversos capítulos e divisões.

### 3.3 DEFINIÇÕES

Similares entre as normas, as definições são explicações de termos utilizados durante o texto normativo. Para este trabalho, quando necessário, se fará uso das definições apresentando-as em seguida da utilização do termo em questão.

### 3.4 SIMBOLOGIA

Para o trabalho em questão se adotará, quando necessário, o uso da simbologia utilizada na NBR 15421/2006 definida no item 4. Para o caso de termos não encontrados na NBR 15421/2006 a simbologia destes será definida no decorrer do trabalho.

### 3.5 REQUISITOS GERAIS DE SEGURANÇA

Neste item são apresentadas as considerações para estados limites e valores característicos das ações sísmicas contidos nas normas analisadas.

#### 3.5.1 Estados limites

As três normas citam que as estruturas devem ser projetadas e construídas de forma a resistir à ação sísmica conforme requisitos estabelecidos em cada uma das normativas. Para o Eurocódigo 8 (COMITÊ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO, 2004, p. 33) e NBR 15421

(ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 5), além da consideração aos estados limites últimos, são considerados os estados limites de serviço ou de limitação de danos.

### **3.5.2 Valores característicos das ações sísmicas**

Todas as normas, analisadas para estados limites últimos, consideram como valores característicos das ações sísmicas aqueles que têm 10% de chance de serem ultrapassados durante um período de 50 anos, correspondendo a um período de retorno de 475 anos. No caso do Eurocódigo 8 (COMITÊ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO, 2004, p. 34), os estados de limitações de danos têm como valores característicos uma probabilidade de excedência de 10 % em 10 anos, representando um período de retorno de 95 anos.

## **3.6 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.

### **3.6.1 Zoneamentos Sísmicos**

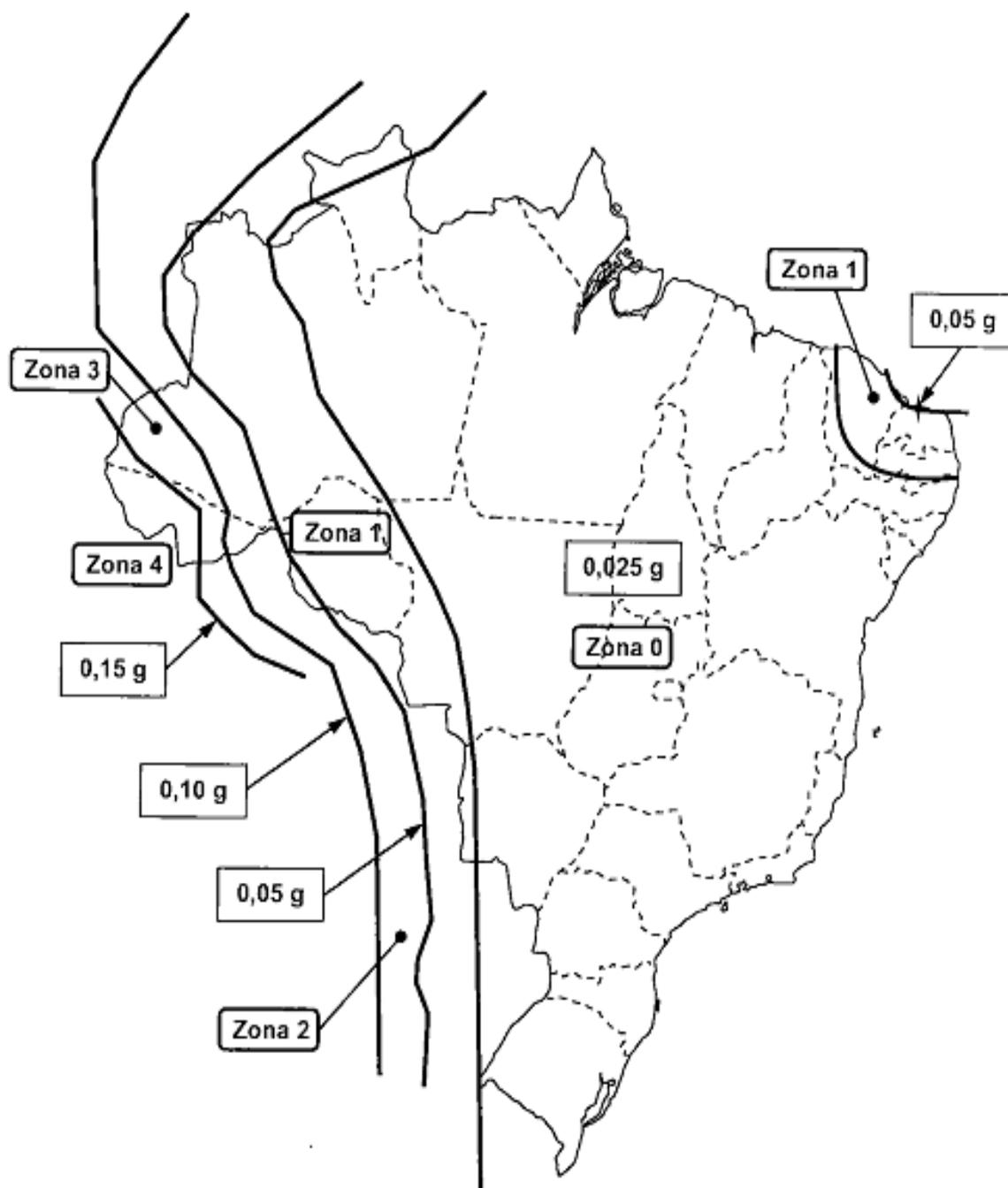
Em geral as normas dividem zonas de maior ou menor importância sísmica através das zonas sísmicas. Para tal, cada norma possui um critério próprio de divisão. Para o Eurocódigo 8 será analisado o zoneamento sísmico de Portugal, já que esta Norma possui aplicação em diversos países.

#### **3.6.1.1 Zoneamento sísmico brasileiro**

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 3 e os valores de  $a_g$  para cada zona são mostrados no quadro 1.

Figura 3 – Mapeamento da aceleração sísmica horizontal característica no Brasil para terrenos da classe B (rocha) segundo NBR 15421



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 7)

Quadro 1 – Zonas sísmicas segundo NBR 15421

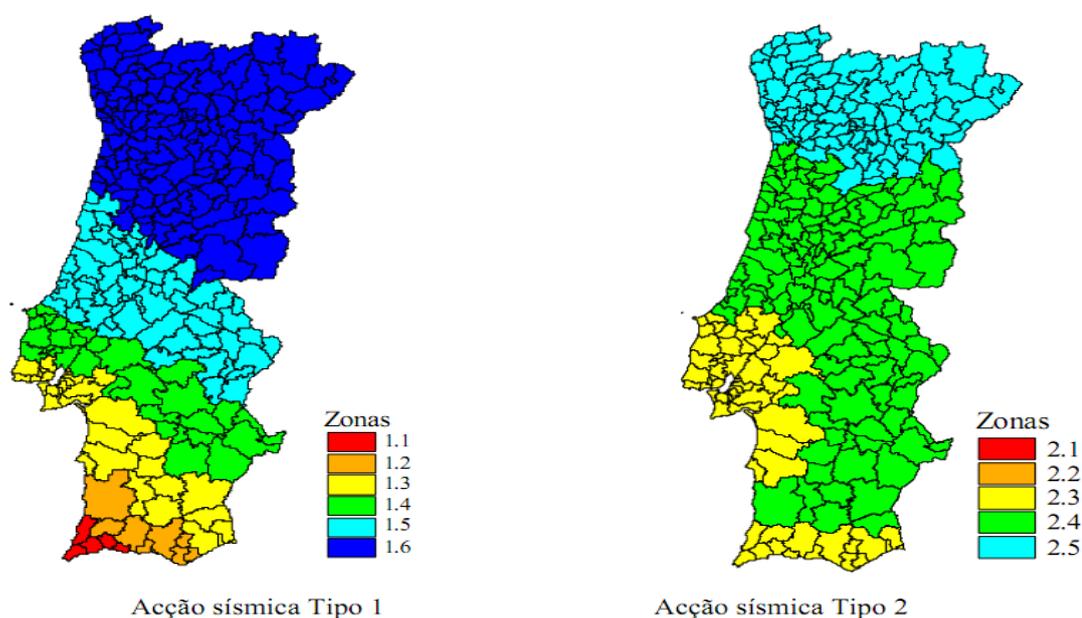
Zona sísmica	Valores de $a_g$
Zona 0	$a_g = 0,025g$
Zona 1	$0,025g \leq a_g \leq 0,05g$
Zona 2	$0,05g \leq a_g \leq 0,10g$
Zona 3	$0,10g \leq a_g \leq 0,15g$
Zona 4	$a_g = 0,15g$

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 6)

### 3.6.1.2 Zoneamento sísmico português

O Eurocódigo 8 (COMITÊ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO, 2004, p. 207) divide Portugal em diversas zonas a serem consideradas no projeto, variando para ações sísmicas tipo 1 ou 2. Sismos do tipo 1 são considerados aqueles que a ação é moderada a uma pequena distância focal, enquanto sismos do tipo 2 possuem uma grande distância focal e a ação sísmica é considerada elevada. A divisão das zonas segue o critério de valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno de classe **A**,  $a_{gR}$ . A divisão em zonas é apresentada na figura 4 e os valores de  $a_{gR}$  para as zonas sísmicas é dado no quadro 2.

Figura 4 – Zoneamento sísmico em Portugal continental segundo Eurocódigo8



(fonte: COMITÊ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO, 2004, p. 207)

Quadro 2 – Aceleração máxima de referência,  $a_{rR}$ , nas várias zonas sísmicas

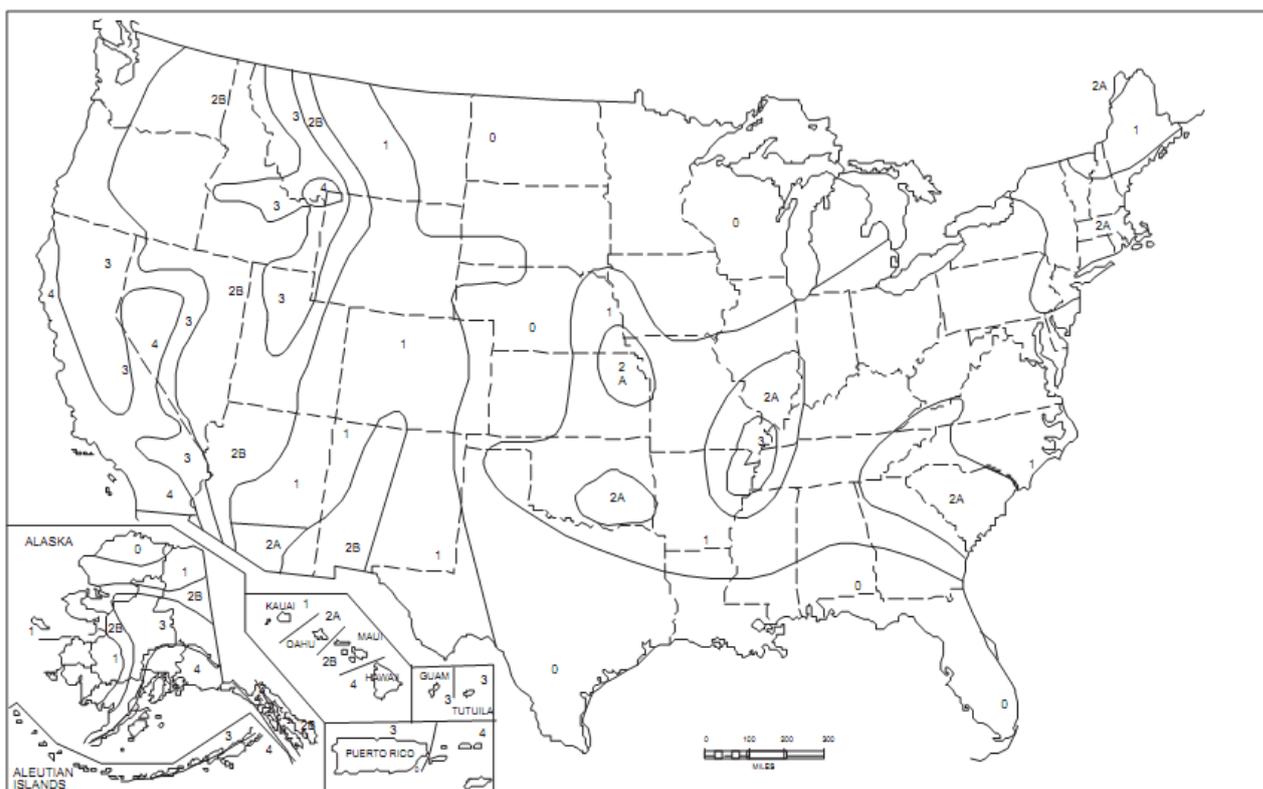
Acção sísmica Tipo 1		Acção sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	$a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )	Zona Sísmica	$a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	–	–

(fonte: COMITÊ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO, 2004, p. 207)

### 3.6.1.3 Zoneamento sísmico americano

A classificação sísmica para o território americano segundo o UBC (INTERNATIONAL CONFERENCE OF BUILDING OFFICIALS, 1997, p. 2-37) utiliza um critério de fator de zona sísmica  $Z$ . Este fator é utilizado posteriormente para cálculo dos coeficientes sísmicos. A divisão sísmica americana é mostrada na figura 5 e os valores do fator de zona sísmica no quadro 3.

Figura 5 – Mapa das zonas sísmicas dos Estados Unidos segundo UBC



(fonte: INTERNATIONAL CONFERENCE OF BUILDING OFFICIALS, 1997, p. 2-37)

Quadro 3 – Fator de zona sísmica, **Z**, segundo UBC

ZONE	1	2A	2B	3	4
<i>Z</i>	0.075	0.15	0.20	0.30	0.40

(fonte: INTERNATIONAL CONFERENCE OF BUILDING OFFICIALS, 1997, p. 2-30)

### 3.6.2 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  $v_s$  e número de golpes SPT

#### 3.6.2.1 Classes de terrenos segundo NBR 15421/2006

Para a NBR 15421 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 7-8) os terrenos podem ser divididos em seis classes como mostrado no quadro 4. Para esta divisão utilizam-se o número médio da velocidade de ondas de cisalhamento  $\bar{v}_s$  e número médio de golpes SPT  $\bar{N}$  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.

Quadro 4 – Classes dos terrenos segundo NBR 15421

Classe do terreno	Designação da classe do terreno	Propriedades médias para os 30m superiores do terreno	
		$\bar{v}_s$	$\bar{N}$
A	Rocha sã	$\bar{v}_s \geq 1500 \text{ m/s}$	(não aplicável)
B	Rocha	$1500 \text{ m/s} \geq \bar{v}_s \geq 760 \text{ m/s}$	(não aplicável)
C	Rocha alterada ou solo muito rígido	$760 \text{ m/s} \geq \bar{v}_s \geq 370 \text{ m/s}$	$\bar{N} \geq 50$
D	Solo rígido	$370 \text{ m/s} \geq \bar{v}_s \geq 180 \text{ m/s}$	$50 \geq \bar{N} \geq 15$
E	Solo mole	$\bar{v}_s \leq 180 \text{ m/s}$	$\bar{N} \leq 15$
	-	Qualquer perfil, incluindo camada com mais de 3m de argila mole	
F	-	1 Solo exigindo avaliação específica, como:	
		2 Solos vulneráveis à ação sísmica, como solos liquefazíveis, argilas muito sensíveis e solos colapsíveis fracamente cimentados;	
		3 Turfa ou argilas muito orgânicas;	
		4 Argilas muito plásticas;	
		5 Estratos muito espessos ( = 35m ) de argila mole ou média.	

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 8)

### 3.6.2.2 Classes de terrenos segundo UBC/1997

A classificação utilizada na NBR 15421/2006 segue os mesmos parâmetros utilizados no UBC/1997 com alterações em apenas algumas nomenclaturas e critérios de definição para solos do tipo **E** ou **F** segundo a NBR 15421/2006 ou  $S_E$  e  $S_F$  para UBC/1997 respectivamente. Também é utilizado na classificação do solo o parâmetro de resistência ao corte não drenada do solo  $s_u$ . A classificação dos solos segundo UBC (INTERNATIONAL CONFERENCE OF BUILDING OFFICIALS, 1997, p. 23) é mostrada no quadro 5.

Quadro 5 – Classes dos terrenos segundo UBC

SOIL PROFILE TYPE	SOIL PROFILE NAME/GENERIC DESCRIPTION	AVERAGE SOIL PROPERTIES FOR TOP 100 FEET (30 480 mm) OF SOIL PROFILE		
		Shear Wave Velocity, $\bar{v}_s$ feet/second (m/s)	Standard Penetration Test, $\bar{N}$ [or $\bar{N}_{CH}$ for cohesionless soil layers] (blows/foot)	Undrained Shear Strength, $\bar{s}_u$ psf (kPa)
$S_A$	Hard Rock	> 5,000 (1,500)	—	—
$S_B$	Rock	2,500 to 5,000 (760 to 1,500)		
$S_C$	Very Dense Soil and Soft Rock	1,200 to 2,500 (360 to 760)	> 50	> 2,000 (100)
$S_D$	Stiff Soil Profile	600 to 1,200 (180 to 360)	15 to 50	1,000 to 2,000 (50 to 100)
$S_E^1$	Soft Soil Profile	< 600 (180)	< 15	< 1,000 (50)
$S_F$	Soil Requiring Site-specific Evaluation. See Section 1629.3.1.			

(fonte: INTERNATIONAL CONFERENCE OF BUILDING OFFICIALS, 1997, p. 2-30)

Para o tipo de solo  $S_E$  o UBC (INTERNATIONAL CONFERENCE OF BUILDING OFFICIALS, 1997, p. 2-23) considera, como na norma brasileira, qualquer perfil com mais de 3 m de argila mole. Solos do tipo  $S_F$  englobam solos de potencial falha ou colapso quando sujeitos à ação sísmica como solos liquefazíveis, argilas rápidas e muito sensíveis e solos colapsáveis fracamente cimentados. Também são classificados nos solos tipo  $S_F$ , turfas ou argilas muito orgânicas com mais de 3 m de camada, argilas altamente plásticas com camadas maiores de 7,5 m e estratos muito espessos de argila mole ou média com mais de 36 m de espessura da camada. Quando as propriedades do solo não são suficientemente conhecidas para a determinação o tipo de solo deve-se usar o tipo  $S_D$ .

Segundo o UBC (INTERNATIONAL CONFERENCE OF BUILDING OFFICIALS, 1997, p. 2-27), velocidade de ondas de cisalhamento  $\bar{v}_s$  para solos do tipo rocha,  $S_B$ , deve ser medidos no local ou estimados por um engenheiro geotécnico, engenheiro geológico ou sismologista para rochas qualificadas com moderada fratura e intemperismo. Para rochas mais fraturadas ou com um maior intemperismo devem ser feitas medidas no local para velocidade de ondas de cisalhamento ou classificadas no perfil  $S_C$ .

Para rocha sã, velocidades de onda de cisalhamento devem ser medidas no local ou em perfis do mesmo tipo de rocha com mesma formação e mesma porcentagem de fratura e intemperismo. Para condições de rocha sã conhecida até 30 m profundidade, pode-se medir as velocidades de onda de cisalhamento na superfície e extrapolar para obter-se o valor ao longo

da camada. Solos do tipo  $S_A$  ou  $S_B$  não devem ser usados se existir mais de 3 m de solo entre a superfície das rochas e o fundo da fundação.

### 3.6.2.3 Classes de terrenos segundo Eurocódigo 8/2004

O Eurocódigo 8 (COMITÊ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO, 2004, p. 36) classifica o solo de acordo com os parâmetros de velocidade de onda de cisalhamento nos 30 m superiores  $v_{s,30}$ , número de golpes SPT  $N$ , e resistência ao corte não drenada do solo  $c_u$ , como mostrado no quadro 6.

Quadro 6 – Classes dos terrenos segundo Eurocódigo8

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$ (pancadas/30 cm)	$c_u$ (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	–	–
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 – 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de $v_s$ do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s			
$S_1$	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ( $PI > 40$ ) e um elevado teor em água	< 100 (indicativo)	–	10 - 20
$S_2$	Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A – E ou $S_1$			

(fonte: COMITÊ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO, 2004, p. 36)

Observa-se que diferentemente das normas brasileira e americana não existe uma subdivisão entre rocha e rocha sã, sendo considerado no Eurocódigo 8, para tipos de solo com velocidades de onda de cisalhamento acima de 760 m/s, um tipo único de terreno chamado rocha ou formação geológica rochosa. A Norma europeia possui algumas recomendações específicas que diferem das outras normas. Segundo o Eurocódigo 8 (COMITÊ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO, 2004, p. 37) não devem surgir, no caso de ocorrência de um sismo, riscos de ruptura do terreno, instabilidade dos taludes e liquefação ou aumento da compactidade do solo devidos a natureza da obra ou tipo de fundação. O Eurocódigo 8 (COMITÊ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO, 2004, p. 37) também recomenda que sejam realizados estudos de caracterização geotécnica para determinar a ação sísmica se a classe de importância da estrutura e particularidades do projeto forem necessárias para tal. Se possível o terreno deve ser classificado segundo as velocidades de onda de cisalhamento, se não forem possíveis determinar essas velocidades deve-se usar o ensaio SPT.

### 3.6.3 Definição do espectro de resposta de projeto

Segundo Chopra (1995), 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.

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

O espectro de resposta, segundo NBR 15421 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 9), 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 as equações 1 e 2:

$$a_{gs0} = C_a a_g \quad (\text{equação 1})$$

$$a_{gs1} = C_v a_g \quad (\text{equação 2})$$

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 no quadro 7.

Quadro 7 – Fatores de amplificação sísmica no solo segundo NBR 15421

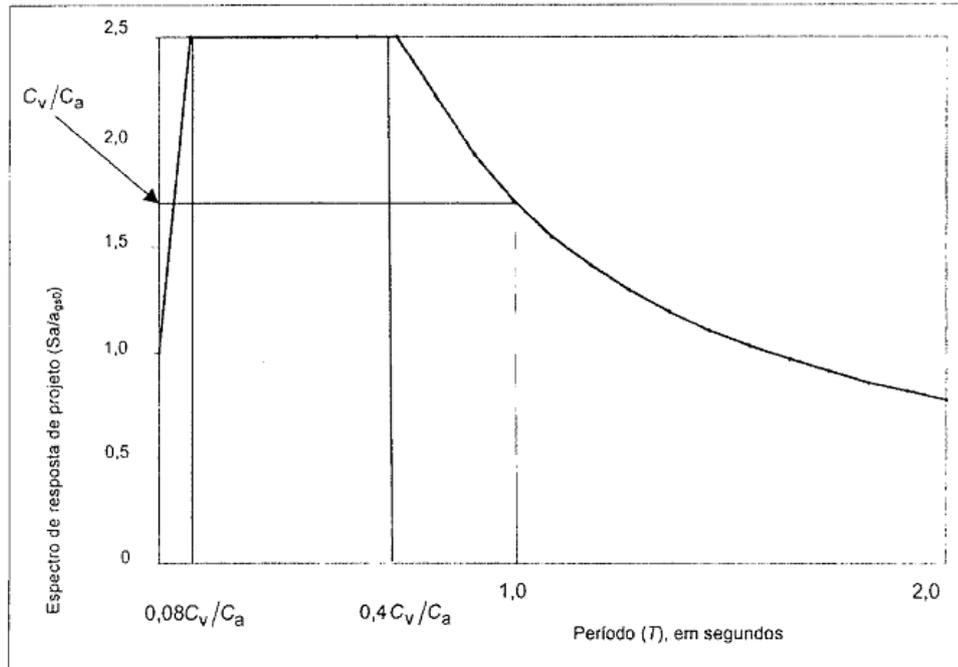
Classe do terreno	$C_a$		$C_v$	
	$a_g \leq 0,10g$	$a_g = 0,15g$	$a_g \leq 0,10g$	$a_g = 0,15g$
A	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,2	1,2	1,7	1,7
D	1,6	1,5	2,4	2,2
E	2,5	2,1	3,5	3,4

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 9)

De acordo com NBR 15421 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 9), 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 6.

Figura 6 – Variação do espectro de resposta ( $S_a/a_{gs0}$ ) em função do período ( $T$ ) segundo NBR 15421



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 10)

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 6, é definido pelas equações 3 a 5:

$$S_a(T) = a_{gs0} \left( 18,75 T \frac{C_a}{C_v} + 1 \right) \text{ para } 0 \leq T \leq 0,08 \frac{C_v}{C_a} \quad (\text{equação 3})$$

$$S_a(T) = 2,5 a_{gs0} \text{ para } 0,08 \frac{C_v}{C_a} \leq T \leq 0,4 \frac{C_v}{C_a} \quad (\text{equação 4})$$

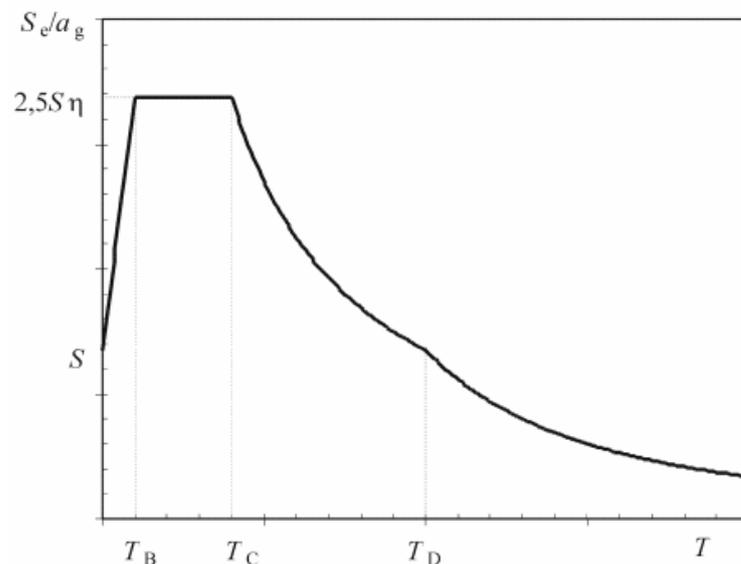
$$S_a(T) = \frac{a_{gs1}}{T} \text{ para } T \geq 0,4 \frac{C_v}{C_a} \quad (\text{equação 5})$$

### 3.6.3.2 Definição do espectro de resposta de projeto segundo Eurocódigo 8/2004

O espectro de resposta de projeto, chamado pelo Eurocódigo 8 (COMITÊ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO, 2004, p. 38) de espectro de resposta elástico, é caracterizado como um movimento sísmico num dado ponto da superfície do terreno. Para ação sísmica horizontal, são consideradas duas componentes ortogonais independentes e representadas pelo mesmo espectro de resposta.

Segundo esta Norma para uma boa escolha de um espectro de resposta deve-se ter atenção a magnitude dos sismos que mais contribuem para perigosidade sísmica. Para períodos de retorno convencionais, os valores de cálculo da aceleração da base à superfície de um terreno do tipo **A**,  $a_g$ , é igual a  $a_{gr}$ . Períodos não convencionais correspondem a períodos de retorno diferentes dos especificados no item 3.5.2 deste trabalho. As equações segundo o Eurocódigo 8 que definem numericamente o espectro de resposta elástico,  $S_e(T)$ , dado na figura 7 são mostradas nas equações 6 a 9.

Figura 7 – Forma do espectro de resposta elástico segundo Eurocódigo8



(fonte: COMITÊ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO, 2004, p. 39)

Assim o espectro de resposta elástico é:

$$S_e(T) = a_g S \left[ 1 + \frac{T}{T_B} (2,5\eta - 1) \right] \text{ para } 0 \leq T \leq T_B \quad (\text{equação 6})$$

$$S_e(T) = 2,5 a_g \eta S \text{ para } T_B \leq T \leq T_C \quad (\text{equação 7})$$

$$S_e(T) = 2,5 a_g S \eta \left[ \frac{T_C}{T} \right] \text{ para } T_C \leq T \leq T_D \quad (\text{equação 8})$$

$$S_e(T) = 2,5 a_g S \eta \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \text{ para } T_D \leq T \leq 4s \quad (\text{equação 9})$$

Onde:

$S_e(T)$  = espectro de resposta elástico;

$T$  = período de vibração para um sistema SDF;

$a_g$  = valor de cálculo para aceleração superficial de um terreno tipo A;

$T_B$  = limite inferior da aceleração espectral constante;

$T_C$  = limite superior para aceleração espectral constante;

$T_D$  = valor de início do ramo de deslocamento constante;

$S$  = coeficiente do solo;

$\eta$  = coeficiente de correção do amortecimento.

O Eurocódigo 8 (COMITÊ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO, 2004, p. 39) prevê a utilização de dois tipos de espectros. Para casos nos quais não forem considerados a geologia profunda devem ser usados espectros dos tipos 1 e 2 e para casos nos quais os sismo que mais contribuem para a periculosidade tiverem uma magnitude máxima de 5,5 nas ondas de

superfície deve-se usar o espectro de tipo 2. Os valores para **T** e **S** considerando o tipo de espectro de resposta e tipo do solo são apresentados nos quadros 8 e 9.

Quadro 8 – Valores para os parâmetros **S**, **T<sub>B</sub>**, **T<sub>C</sub>** e **T<sub>D</sub>** para diversas classes de terrenos e espectro de resposta elástica tipo 1 segundo Eurocódigo 8

<i>Tipo de terreno</i>	<i>S</i>	<i>T<sub>B</sub> (s)</i>	<i>T<sub>C</sub> (s)</i>	<i>T<sub>D</sub> (s)</i>
<i>A</i>	<i>1,0</i>	<i>0,15</i>	<i>0,4</i>	<i>2,0</i>
<i>B</i>	<i>1,2</i>	<i>0,15</i>	<i>0,5</i>	<i>2,0</i>
<i>C</i>	<i>1,15</i>	<i>0,20</i>	<i>0,6</i>	<i>2,0</i>
<i>D</i>	<i>1,35</i>	<i>0,20</i>	<i>0,8</i>	<i>2,0</i>
<i>E</i>	<i>1,4</i>	<i>0,15</i>	<i>0,5</i>	<i>2,0</i>

(fonte: COMITÊ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO, 2004, p. 40)

Quadro 9 – Valores para os parâmetros **S**, **T<sub>B</sub>**, **T<sub>C</sub>** e **T<sub>D</sub>** para diversas classes de terrenos e espectro de resposta elástica tipo 2 segundo Eurocódigo 8

<i>Tipo de terreno</i>	<i>S</i>	<i>T<sub>B</sub> (s)</i>	<i>T<sub>C</sub> (s)</i>	<i>T<sub>D</sub> (s)</i>
<i>A</i>	<i>1,0</i>	<i>0,05</i>	<i>0,25</i>	<i>1,2</i>
<i>B</i>	<i>1,35</i>	<i>0,05</i>	<i>0,25</i>	<i>1,2</i>
<i>C</i>	<i>1,5</i>	<i>0,10</i>	<i>0,25</i>	<i>1,2</i>
<i>D</i>	<i>1,8</i>	<i>0,10</i>	<i>0,30</i>	<i>1,2</i>
<i>E</i>	<i>1,6</i>	<i>0,05</i>	<i>0,25</i>	<i>1,2</i>

(fonte: COMITÊ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO, 2004, p. 40)

Segundo esta mesma Norma, para terrenos do tipo **S<sub>1</sub>** e **S<sub>2</sub>**, como especificados no item 3.6.2.3 deste trabalho, deve-se proceder com estudos especiais para determinação dos parâmetros **S**, **T<sub>B</sub>**, **T<sub>C</sub>** e **T<sub>D</sub>**. Para casos que se deve usar um amortecimento viscoso diferente de 5 % deve-se determinar um coeficiente de correção do amortecimento, **η**, determinado através da equação 10:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55 \quad (\text{equação 10})$$

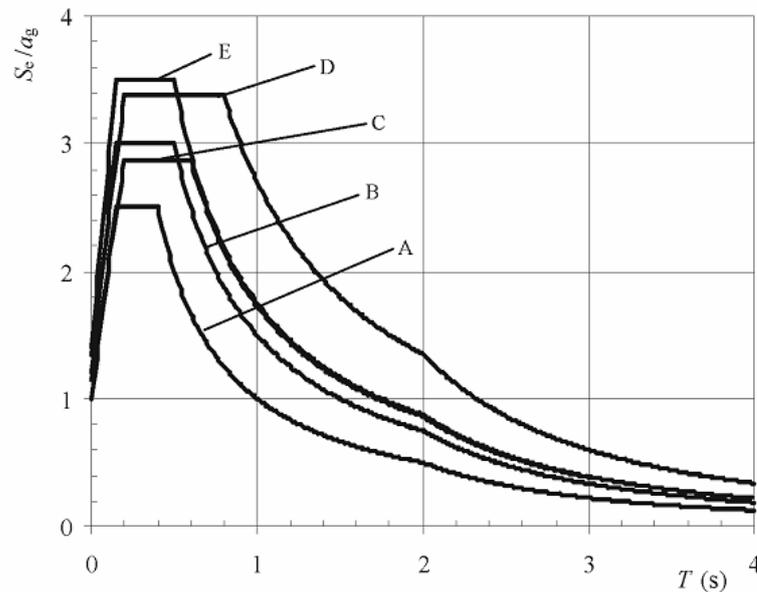
Onde:

$S_e(T)$  = espectro de resposta elástico;

$\eta$  = coeficiente de correção do amortecimento, sendo igual a 1 para estruturas com amortecimento  $\xi = 5\%$ .

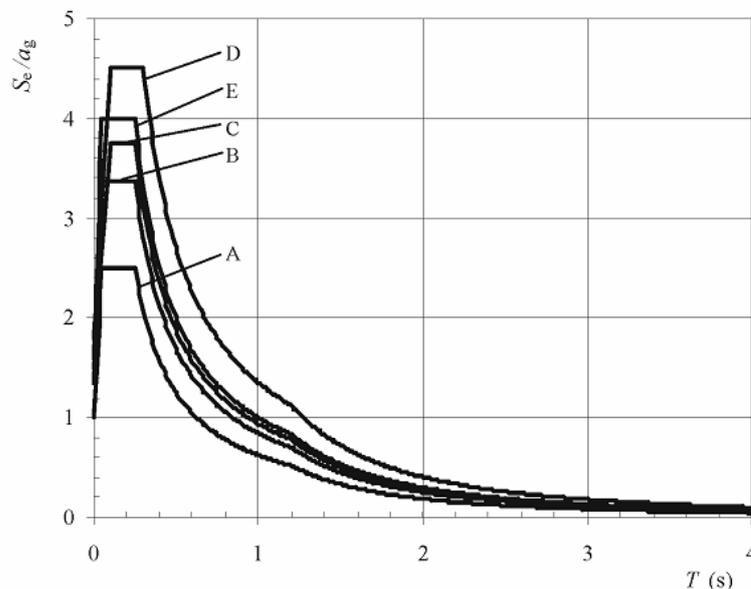
O Eurocódigo 8 fornece também os espectros de resposta elásticos para sismos do tipo 1 e 2 já calculados em respeito aos tipos de solo contidos nesta norma e apresentados no quadro 6. Esses espectros são apresentados nas figuras 8 e 9.

Figura 8 – Espectro de resposta elástico do tipo 1 com 5 % de amortecimento segundo Eurocódigo 8



(fonte: COMITÊ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO, 2004, p. 40)

Figura 9 – Espectro de resposta elástico do tipo 2 com 5 % de amortecimento segundo Eurocódigo 8



(fonte: COMITÊ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO, 2004, p. 41)

### 3.6.3.3 Definição do espectro de resposta de projeto segundo UBC/1997

Para o UBC (INTERNATIONAL CONFERENCE OF BUILDING OFFICIALS, 1997, p. 2-9), define-se como espectro de resposta um espectro de resposta elástico com amortecimento viscoso equivalente a 5 % usado para representar os efeitos de um movimento do solo que tem 10 % de chance de ser excedido em 50 anos. Também pode também ser específico do local, baseado em características geológicas, tectônica, sismológicas ou do solo. O espectro de resposta é função de dois coeficientes sísmicos  $C_a$  e  $C_v$ , que dependem da zona sísmica considerada,  $Z$ . O espectro de resposta de projeto é representado na figura 10 e os valores dos coeficientes sísmicos são mostrados nos quadros 10 e 11.

Quadro 10 – Valores do coeficiente sísmico,  $C_a$ , segundo UBC

SOIL PROFILE TYPE	SEISMIC ZONE FACTOR, Z				
	Z = 0.075	Z = 0.15	Z = 0.2	Z = 0.3	Z = 0.4
$S_A$	0.06	0.12	0.16	0.24	$0.32N_a$
$S_B$	0.08	0.15	0.20	0.30	$0.40N_a$
$S_C$	0.09	0.18	0.24	0.33	$0.40N_a$
$S_D$	0.12	0.22	0.28	0.36	$0.44N_a$
$S_E$	0.19	0.30	0.34	0.36	$0.36N_a$
$S_F$	See Footnote 1				

<sup>1</sup>Site-specific geotechnical investigation and dynamic site response analysis shall be performed to determine seismic coefficients for Soil Profile Type  $S_F$ .

(fonte: INTERNATIONAL CONFERENCE OF BUILDING OFFICIALS, 1997, p. 2-35)

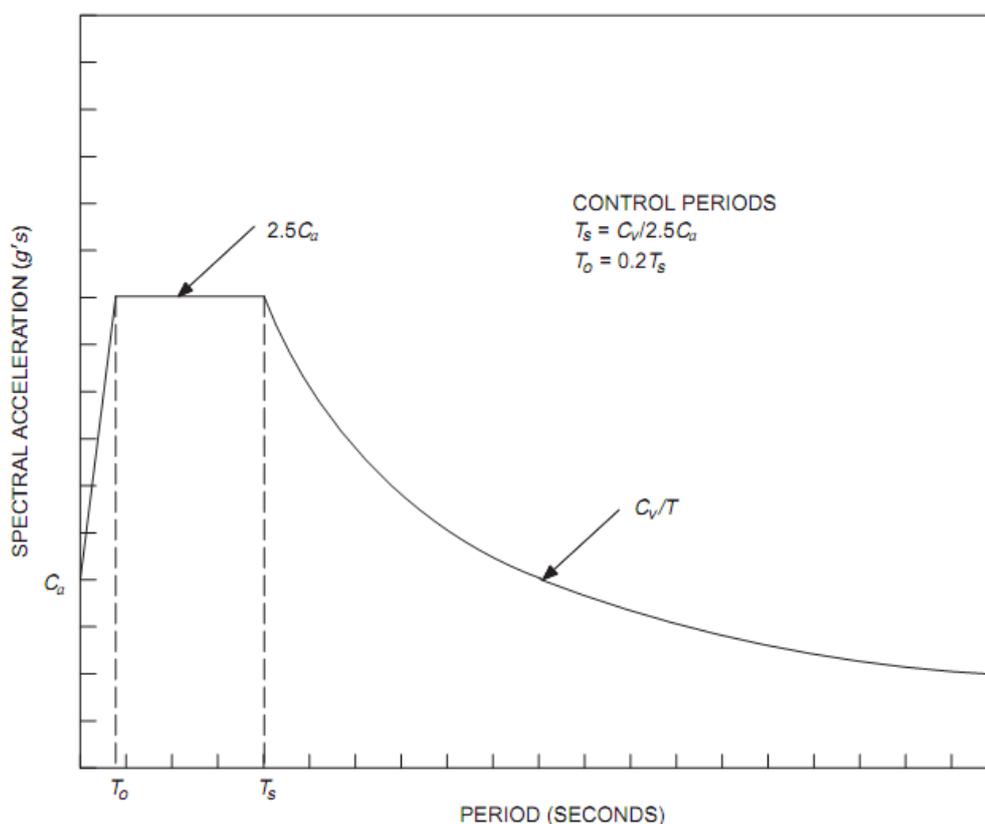
Quadro 11 – Valores do coeficiente sísmico,  $C_v$ , segundo UBC

SOIL PROFILE TYPE	SEISMIC ZONE FACTOR, Z				
	Z = 0.075	Z = 0.15	Z = 0.2	Z = 0.3	Z = 0.4
$S_A$	0.06	0.12	0.16	0.24	$0.32N_v$
$S_B$	0.08	0.15	0.20	0.30	$0.40N_v$
$S_C$	0.13	0.25	0.32	0.45	$0.56N_v$
$S_D$	0.18	0.32	0.40	0.54	$0.64N_v$
$S_E$	0.26	0.50	0.64	0.84	$0.96N_v$
$S_F$	See Footnote 1				

<sup>1</sup>Site-specific geotechnical investigation and dynamic site response analysis shall be performed to determine seismic coefficients for Soil Profile Type  $S_F$ .

(fonte: INTERNATIONAL CONFERENCE OF BUILDING OFFICIALS, 1997, p. 2-35)

Figura 10 – Espectro de resposta de projeto segundo UBC



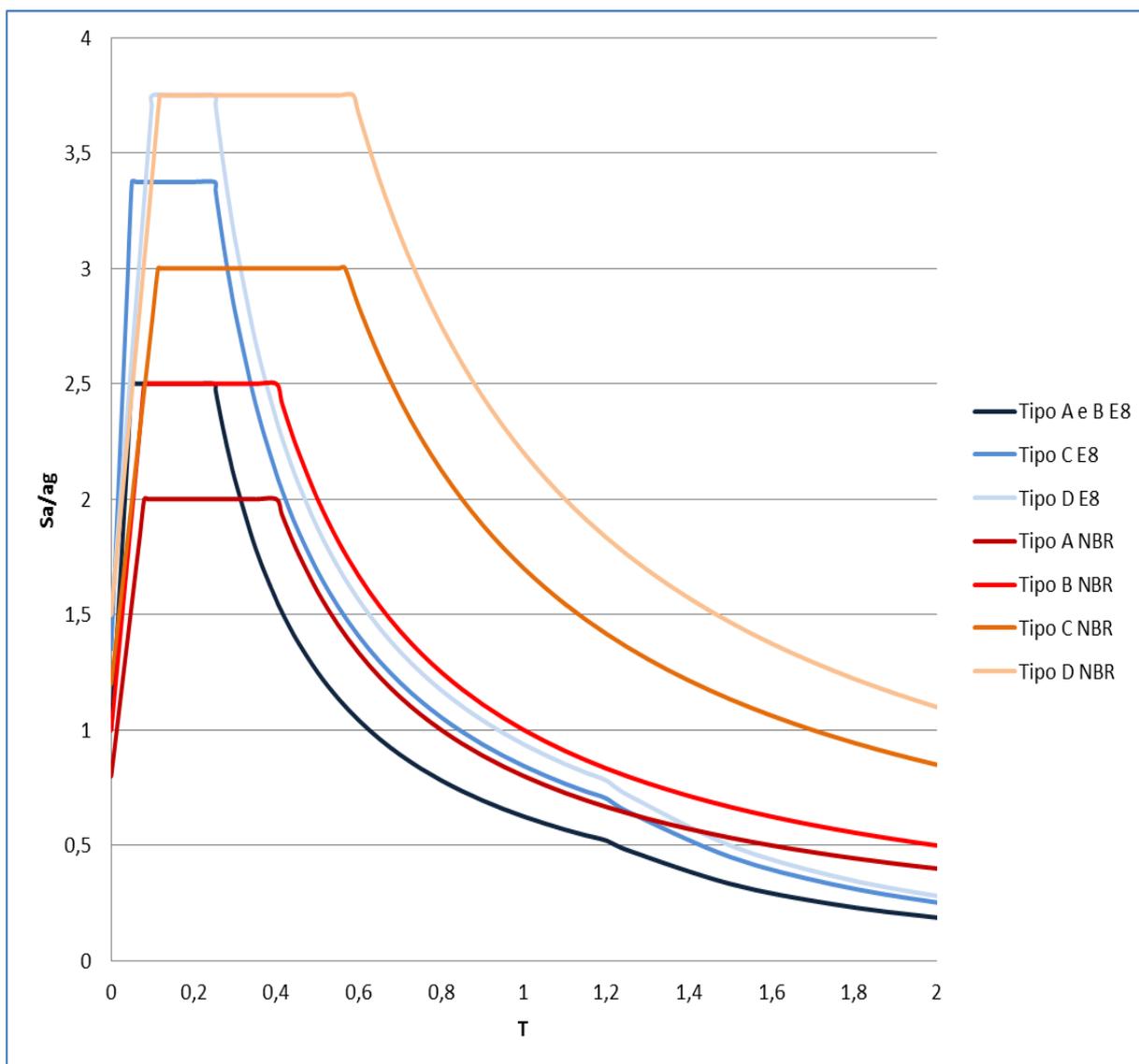
(fonte: INTERNATIONAL CONFERENCE OF BUILDING OFFICIALS, 1997, p. 2-38)

### 3.6.3.4 Comparação entre diferentes espectros de resposta

Comparando diferentes espectros de resposta é possível identificar peculiaridades entre eles. A comparação será feita utilizando como solo padrão o encontrado na NBR 15421/2006 e usando a nomenclatura por esta norma definida. A figura 11 apresenta um gráfico

comparativo com os tipos de solos A, B, C e D contidos na Norma brasileira e comparados com mesmos tipos de solos encontrados no Eurocódigo 8/2004. O UBC/1997 como possui valores muito semelhantes com a NBR 15421/2006 não é mostrado no gráfico.

Figura 11 – Comparação entre espectros de resposta obtido pela NBR 15421 com espectros de resposta para sismos de tipo 2 do Eurocódigo 8/2004



(fonte: elaborado pelo autor)

Através desse gráfico, é possível verificar que os patamares do espectro máximo são similares entre as normas, sendo as diferenças principais oriundas das diferenças de classificação dos solos e também dos coeficientes sísmicos utilizados na obtenção do espectro.

### 3.7 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.

#### 3.7.1 Categorias de utilização e fatores de importância

Para as normas sísmicas estudadas, 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. Um exemplo de categorização das estruturas é:

- a) estruturas menos importantes e com baixas taxas de ocupação são, por exemplo, edifícios agrícolas;
- b) estruturas intermediárias, com alta taxa de ocupação, por exemplo, edifícios comerciais e residenciais em geral;
- c) 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.

Os fatores de importância de utilização, que são utilizados como multiplicadores dos esforços horizontais definidos de acordo com cada norma, têm valores entre 1,0, 1,25 e 1,5, da menor à maior classe de importância respectivamente.

#### 3.7.2 Requisitos sísmicos para projetos de edifícios e limitações de sistemas estruturais

Todas as normas, sem exceção, fazem recomendações para princípios que levam em conta as fases iniciais da concepção do edifício. Estes princípios visam à obtenção de sistemas estruturais que respeitem as zonas sísmicas, tipo de solo, categoria de ocupação, configuração estrutural, e capazes de resistir aos deslocamentos provocados pelas ações sísmicas. Para o

Eurocódigo 8 (COMITÊ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO, 2004, p. 46) os principais princípios orientadores são:

- a) simplicidade estrutural: garante que, devido a sistemas simples estarem sujeitos a incertezas muito menores, sua modelagem e análise sísmica são muito mais confiáveis;
- b) uniformidade: necessária para uma boa transmissão das forças de inércia e também para evitar zonas de concentração de tensões ou grande ductilidade;
- c) simetria: uma configuração simétrica dos elementos estruturais tende a possibilitar uma melhor uniformidade da estrutura;
- d) redundância da estrutura: permite favoráveis distribuições de esforços e dissipação de energia;
- e) resistência e rigidez nas duas direções: embora as ações sísmicas possam atuar em qualquer direção da estrutura, esta deve ter resistência e rigidez necessária, nas suas direções principais, para resistir a essas ações horizontais;
- f) resistência e rigidez à esforços de torção: além dos esforços devem projetar mecanismos de resistências aos esforços de torção;
- g) sistemas sismo-resistentes horizontais: diafragmas horizontais recebem e transmitem as forças inerciais aos sistemas estruturais verticais;
- h) fundação adequada: as fundações devem ser ligadas a superestrutura de forma a asseguram uma uniforme excitação sísmica em toda estrutura.

Esses princípios também são aplicáveis às outras normas em análise. São critérios não obrigatórios, porém desejáveis para uma boa análise e projeto de um edifício resistente aos sismos.

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. O Eurocódigo 8 fornece relações entre regularidade e critérios para análise de aspectos de projeto, como mostrado no quadro 12.

Quadro 12 – Regularidade estrutural e sua análise no cálculo sísmico segundo Eurocódigo 8/2004

Regularidade		Simplificações admitidas		Coefficiente de comportamento
Em planta	Em altura	Modelo	Análise elástica linear	(para a análise linear)
Sim	Sim	Plano	Força lateral <sup>a</sup>	Valor de referência
Sim	Não	Plano	Modal	Valor reduzido
Não	Sim	Espacial <sup>b</sup>	Força lateral <sup>a</sup>	Valor de referência
Não	Não	Espacial	Modal	Valor reduzido

(fonte: COMITÊ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO, 2004, p. 48)

Exemplos de regularidades e irregularidades são apresentados nos quadros 13 e 14. Cada norma utilizada possui peculiaridades no que diz respeito as suas regularidades e irregularidades em planta ou em altura e nas suas considerações de projeto, porém é necessário saber que quanto maior o grau de irregularidade pior serão as consequências para análise dinâmica da estrutura.

Quadro 13 – Irregularidades estruturais no plano segundo NBR 15421/2006

Tipo de irregularidade	Descrição da irregularidade	Subseção de referência
1	Irregularidade torsional, definida quando em uma elevação, o deslocamento relativo de pavimento em uma extremidade da estrutura, avaliado incluindo a torção acidental, medido transversalmente a um eixo, é maior do que 1,2 vez a média dos deslocamentos relativos de pavimento nas duas extremidades da estrutura, ao longo do eixo considerado. Os requisitos associados à irregularidade torsional não se aplicam se o diafragma for classificado como flexível, de acordo com 8.3.1	8.7.3 9.4.2 9.5
2	Descontinuidades na trajetória de resistência sísmica no plano, como elementos resistentes verticais consecutivos com eixos fora do mesmo plano	8.3.4 8.7.3 8.8
3	Os elementos verticais do sistema sismo-resistente não são paralelos ou simétricos em relação aos eixos ortogonais principais deste sistema	8.5 8.7.3

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 15)

Quadro 14 – Irregularidades estruturais verticais segundo NBR 15421/2006

Tipo de irregularidade	Descrição da irregularidade	Subseção de referência
4	Descontinuidades na trajetória de resistência sísmica na vertical, como elementos resistentes verticais consecutivos no mesmo plano, mas com eixos afastados de uma distância maior de que seu comprimento ou quando a resistência entre elementos consecutivos é maior no elemento superior	8.3.4
5	Caracterização de um "pavimento extremamente fraco", como aquele em que a sua resistência lateral é inferior a 65% da resistência do pavimento imediatamente superior. A resistência lateral é computada como a resistência total de todos os elementos sismo-resistentes presentes na direção considerada	8.3.3

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 16)

### 3.8 MÉTODOS DE ANÁLISE DA AÇÃO SÍSMICA

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.

#### 3.8.1 Dispensa de análise sísmica

Para a NBR 15421 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 12), as estruturas situadas em zonas sísmicas com aceleração menores que  $0,025g$  nenhum requisito de resistência sísmica é exigido, sendo assim é dispensável a análise dinâmica. No caso do Eurocódigo8 (COMITÊ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO, 2004, p. 38), estruturas com aceleração à superfície de um terreno não superior a  $0,05g$  não é necessário respeitar as disposições da referente Norma, sendo possível a dispensa da análise sísmica. O UBC (INTERNATIONAL CONFERENCE OF BUILDING OFFICIALS, 1997, p. 2-9) generaliza os critérios para dispensa de análise sísmica da estrutura, limitando a análise apenas para casos nos quais os efeitos de sismos sejam maiores que os efeitos do vento na estrutura, desse modo, mesmo em zonas sísmicas com acelerações de solo mais elevadas podem, no que diz respeito as ações dinâmicas, serem analisadas considerando apenas efeitos aerodinâmicos. Para efeitos de comparação todas as acelerações utilizadas para dispensa da análise sísmica são referentes a solos do tipo rocha,  $\bar{v}_s = 760$  m/s.

### 3.8.2 Método simplificado segundo NBR 15421/2006

Segundo a NBR 15421 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 12), estruturas localizadas nas chamadas zonas 1 dessa Norma, ou seja, com aceleração para solo do tipo rocha entre 0,025g e 0,05g, podem-se calcular os esforços sísmicos como cargas horizontais aplicadas a todos os pisos independente e simultaneamente, em uma direção ortogonal. Os valores para esses esforços giram em torno de 1% do peso total da estrutura correspondente ao pavimento em análise. O cálculo dos esforços sísmicos é representado na equação 11:

$$F_x = 0,01w_x \quad (\text{equação 11})$$

Onde:

$F_x$  = força sísmica horizontal de projeto a ser aplicada ao piso x;

$w_x$  = peso da estrutura relativo ao piso x.

Essa Norma também recomenda que no caso dos pesos da estrutura sejam considerados os pesos dos equipamentos fixados a estruturas e reservatórios de água. Uma inclusão de 25% de carga acidental para áreas de armazenamento e estacionamento no peso total do piso também é recomendado.

### 3.8.3 Método das forças horizontais equivalentes

Mesmo estruturas submetidas a acelerações de solo maiores que 0,05g podem ser analisadas pelo método das forças horizontais equivalentes desde que sejam respeitadas certas regularidades em planta e verticais e que a resposta não seja significativamente afetada pelas contribuições dos modos de vibrações mais elevados que o modo fundamental, analisado em cada direção principal.

### 3.8.3.1 Determinação do período da estrutura

Para casos nos quais o período natural da estrutura não pode ser obtido por extração modal, é possível fazer uma estimativa desde através de métodos da dinâmica das estruturas. Para as normas estudadas em questão todas se utilizam da expressão:

$$T_a = C_T h_n^x \quad (\text{equação 12})$$

Onde:

$T_a$  = período natural aproximado da estrutura;

$h_x$  = altura do edifício desde a base;

$C_T$  = coeficiente de período.

Os coeficientes  $C_T$  e  $x$  variam de acordo com cada norma estudada, porém sendo muito similares entre si. Por exemplo, para pórticos espaciais de concreto  $C_T$  vale 0,0731 para NBR 15421/2006 e UBC/1997 e 0,075 para Eurocódigo 8/2004 e  $x$ , neste caso, é igual para todas as normas como sendo 0,75.

### 3.8.3.2 Força horizontal total

A força horizontal total pode ser expressa como a força total na base, para cada direção horizontal. Para NBR 15421/2006 e UBC/1997 as equação que descrevem a força horizontal produzem resultados praticamente iguais, apenas diferenciam-se na sua nomenclatura e organização. Para NBR 15421 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 19), a força horizontal é dada pelas equações:

$$H = C_s W \quad (\text{equação 13})$$

$$C_s = \frac{2,5 \left( \frac{a_{gs0}}{g} \right)}{\frac{R}{I}} \quad (\text{equação 14})$$

Onde:

H = força horizontal total;

C<sub>s</sub> = coeficiente de resposta sísmica;

I = fator de importância, definido em 3.7.1;

R = coeficiente de modificação de resposta;

W = peso total da estrutura.

O coeficiente de resposta sísmica, C<sub>s</sub>, deve ser no mínimo 0,01 e não precisa ser maior que:

$$C_s = \frac{\left( \frac{a_{gs1}}{g} \right)}{T \left( \frac{R}{I} \right)} \quad (\text{equação 15})$$

Onde:

T = período natural da estrutura, calculado ou estimado em 3.8.3.1.

Para UBC (INTERNATIONAL CONFERENCE OF BUILDING OFFICIALS, 1997, p. 2-14), o método das forças horizontais pode ser usado para todos os edifícios em zonas nas quais a aceleração do solo não supere 0,075g e estruturas menos importantes e/ou com baixa taxa de ocupação em zonas em que a aceleração do solo não supere 0,2g. A força horizontal é dada pelas equações:

$$V = \frac{C_v I}{RT} W \quad (\text{equação 16})$$

$$0,11C_aIW < V < \frac{2,5C_aI}{R}W \quad (\text{equação 17})$$

Onde:

V = força horizontal total;

C<sub>a</sub> e C<sub>v</sub> = coeficientes sísmicos segundo UBC/1997.

Para o Eurocódigo8 (COMITÊ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO, 2004, p. 55), a força horizontal, também chamada força de corte na base é dada pelas equações:

$$F_b = S_d T_1 m \lambda \quad (\text{equação 18})$$

Onde:

F<sub>b</sub> = força horizontal total ou força de corte na base;

T<sub>1</sub> = período natural da estrutura, calculado ou estimado em 3.8.3.1;

m = massa total da estrutura acima da fundação;

λ = fator de correção, devido ao fato de edifícios com menos de três pisos e com graus de liberdade de transação em cada direção horizontal terem massa modal efetiva no modo fundamental menor que 15% da massa total do edifício. λ = 0,85 se T<sub>1</sub> ≤ 2T<sub>c</sub> e edifício com mais de dois piso, para outros casos, λ=1,0;

S<sub>d</sub>(T) = coordenada espectro de cálculo, similar ao espectro de resposta elástico, porém acrescido do coeficiente de comportamento, **q**, mostrado nas equações 19 a 22:

$$S_d(T) = a_g S \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left( \frac{2,5\eta}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \text{ para } 0 \leq T \leq T_B \quad (\text{equação 19})$$

$$S_d(T) = \frac{2,5}{q} a_g S \text{ para } T_B \leq T \leq T_C \quad (\text{equação 20})$$

$$S_d(T) \begin{cases} = \frac{2,5}{q} a_g S \left[ \frac{T_C}{T} \right] & \text{para } T_C \leq T \leq T_D \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (\text{equação 21})$$

$$S_d(T) \begin{cases} = \frac{2,5}{q} a_g S \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] & \text{para } T_D \leq T \leq 4s \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (\text{equação 22})$$

Onde:

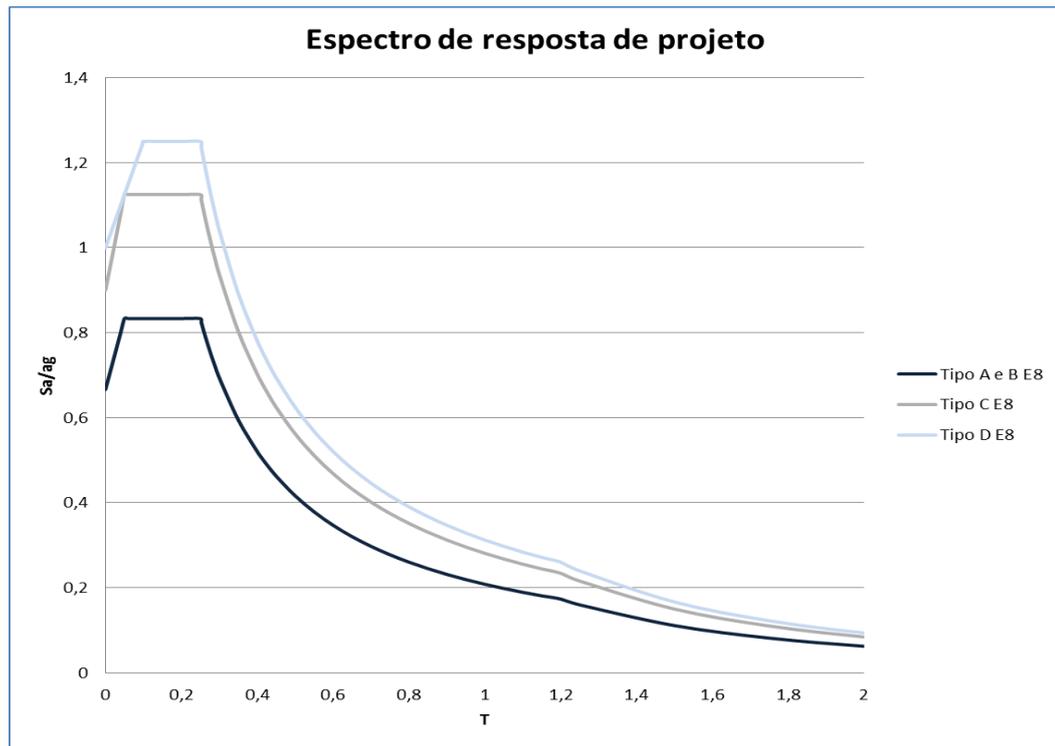
$a_g$ ,  $T$ ,  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  = definidos em 3.6.3.2;

$q$  = coeficiente de comportamento, definido como uma aproximação da razão entre forças sísmicas, se a resposta fosse completamente elástica e com 5% de amortecimento, com as forças sísmicas adotadas em projeto com um modelo de análise elástica convencional. Este coeficiente também inclui influência de amortecimentos viscosos diferentes de 5%;

$\beta$  = coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal, definido em 3.6.3.2.

As equações mostradas anteriormente são necessárias para montar um espectro de resposta. O espectro de resposta para solos do tipo rocha, muito rígido e rígido é mostrado na figura 12.

Figura 12 – Espectro de resposta de cálculo para sismos tipo 2 segundo Eurocódigo8



(fonte: elaborado pelo autor)

### 3.8.3.3 Distribuição vertical das forças sísmicas horizontais

A cada elevação da estrutura uma força deve ser aplicada sobre a área do edifício de acordo com a distribuição de massa do piso em questão. A NBR 15421 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 20) distribui as forças verticais em cada piso  $x$ , de forma que seja aplicada uma força  $F_x$ :

$$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} H \quad (\text{equação 23})$$

Onde:

$w_x$  e  $w_i$  = parcela de peso efetivo total correspondente às elevações  $x$  ou  $i$ ;

$h_x$  e  $h_i$  = alturas entre as bases e elevações  $x$  ou  $i$ ;

$k$  = expoente de distribuição relacionado ao período natural da estrutura  $T$ .  $k = 1$  para  $T < 0,5s$ ,  $k = (T+1,5)/2$  para  $0,5s \leq T \leq 2,5s$  e  $k = 2$  para  $T > 2,5s$ .

O Eurocódigo8 (COMITÊ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO, 2004, p. 57), recomenda que para estruturas nas quais os deslocamentos crescem linearmente ao longo da altura, a força horizontal atuante no piso,  $F_i$ , seja obtida através da expressão:

$$F_i = \frac{z_i m_i}{\sum_{j=1}^n z_j m_j} F_b \quad (\text{equação 24})$$

Onde:

$m_i$  e  $m_j$  = massa dos pisos correspondente às elevações  $i$  ou  $j$ ;

$z_i$  e  $z_j$  = alturas das massas,  $m_i$  e  $m_j$ , acima do nível de aplicação da ação sísmica.

O UBC (INTERNATIONAL CONFERENCE OF BUILDING OFFICIALS, 1997, p. 2-15), além das forças horizontais distribuídas ao longo das elevações,  $F_x$ , uma força concentrada aplicada no topo da estrutura é considerada. Esta força concentrada,  $F_t = 0,07TV$  não precisa exceder  $0,25V$  e deve ser considerada igual a zero para casos onde  $T \leq 0,7s$ .  $F_x$  pode ser expresso como:

$$F_x = \frac{V - F_t w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} \quad (\text{equação 25})$$

### 3.8.3.5 Efeitos de torção na estrutura

Devido à excentricidade dos centros de massa com os centros de rigidez deve ser incluído em projeto um momento de torção inerente nos pisos,  $M_t$ . Esse momento deve ser acrescido com um momento torsional acidental,  $M_{ta}$ , que considera um deslocamento do centro de massa de 5% da dimensão perpendicular à direção das forças consideradas. Para estruturas com irregularidades torcionais, o valor de  $M_{ta}$  deve ser multiplicado por um fator de amplificação  $A_x$ , que segundo a NBR 15421/2006 e UBC/1997 vale:

$$A_x = \left[ \frac{\delta_{\max}}{1,2\delta_{\text{avg}}} \right]^2 \quad (\text{equação 26})$$

Onde:

$\delta_{\text{avg}}$  = deslocamento médio nos pontos extremos da estrutura na elevação x;

$\delta_{\max}$  =deslocamento máximo na elevação x.

Para o Eurocódigo8 (COMITÊ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO, 2004, p. 57), o fator de ampliação que multiplica os efeitos acidentais da torção,  $\delta$ , pode ser considerado como:

$$\delta = 1 + 0,6 \frac{x}{L_e} \quad (\text{equação 27})$$

Onde:

x = distância do centro de gravidade da estrutura, em planta, ao elemento considerado em análise, medida perpendicularmente à direção da ação sísmica;

$L_e$ =distância entre os elementos de contraventamento mais afastados, medida perpendicularmente à direção da ação sísmica.

### 3.8.3.5 Método as forças horizontais simplificado segundo UBC/1997

Uma simplificação do método das forças horizontais é permitida segundo UBC (INTERNATIONAL CONFERENCE OF BUILDING OFFICIALS, 1997, p. 2-12), desde que sejam cumpridos certos requisitos. Podem ser considerados com esse método edifícios com baixa taxa de importância ou ocupação, e que não tenham mais que dois pavimentos, excluindo-se fundação. Para estes casos pode-se calcular o corte na base e a distribuição vertical de esforços, respectivamente, com as seguintes equações:

$$V = \frac{3,0C_a W}{R} \quad (\text{equação 28})$$

$$F_x = \frac{3,0C_a}{R} w_i \quad (\text{equação 29})$$

### 3.8.4 Análise modal por espectro de resposta

Uma análise modal por espectro de resposta pode ser considerada como uma análise elástica dinâmica, calculada de acordo com a curva do espectro de resposta correspondente ao período modal em estudo. Para edifícios que não satisfaçam as condições especificadas para os métodos simplificados, deve-se proceder com a análise sísmica pelo método espectral. Esse método também pode ser considerado como um método de análise dinâmico, que são baseados em apropriadas representações dos efeitos de movimentação do solo.

Deve-se considerar, no mínimo, um número de modos suficientes para representar 90% da massa modal da estrutura, para cada uma das direções principais de análise. Eurocódigo8 (COMITÊ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO, 2004, p. 58), também considera que todos os modos com massas modais, que representem mais de 5% da massa total, devam ser levados em conta na análise.

No que diz respeito às combinações das respostas modais, as respostas elásticas, tanto de deslocamentos como de forças e reações nos pavimentos e na base, devem ser utilizados regras de combinação, como, por exemplo, SRSS (*Square Root of Sum of Squares*). Nos casos em que os modos de vibração possuem frequências aproximadas, ou seja, menos de 10% de diferença entre uma frequência e outra, métodos mais precisos, que considerem a proximidades entre os modos, devem ser aplicados. Em modelos tridimensionais, as condições expressas acima devem ser consideradas para cada direção ortogonal de análise.

Para NBR 15421 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 23), uma comparação das forças horizontais na base da estrutura, obtidas através do método dos espectros de resposta com as obtidas utilizando-se o método das forças horizontais equivalentes, deve ser feita. Quando as forças na base, obtidas através do método espectral,  $H_t$ , forem 85% menor que as obtidas com o processo das forças horizontais equivalentes,  $H$ , deve-se multiplicar todas as forças elásticas por um fator de  $0,85H/H_t$ . Esta mesma Norma

recomenda que a distribuição das forças horizontais sísmicas na vertical,  $\mathbf{F}_x$ , sejam obtidas do mesmo modo que as calculadas utilizando-se o método das forças horizontais equivalentes. Amplificação dos efeitos de torção na estrutura não precisa ser levada em conta, desde que o modelo de análise dinâmica considere os efeitos de torção accidental.

### 3.8.5 Análise sísmica por históricos de acelerações no tempo

Para o UBC (INTERNATIONAL CONFERENCE OF BUILDING OFFICIALS, 1997, p. 2-17) a análise sísmica por históricos de aceleração do tempo pode ser descrita como uma análise da resposta dinâmica da estrutura a cada incremento de tempo quando a base está sujeita a um específico movimento do solo já registrado ou simulado. Os acelerogramas ou acelerações no tempo devem ser compatíveis com os espectros de projeto definidos para a estrutura, ou seja, deve ter magnitude, distâncias de aplicação e mecanismos de ocorrência semelhantes. Deve ser usado em análise no mínimo três pares acelerogramas distintos, sendo cada par formado por um acelerograma em cada direção. Se não for possível contar com apropriados acelerogramas pode-se simular eventos de aceleração para conseguir assim o mínimo para análise. As componentes horizontais dos acelerogramas devem ser obtidas utilizando SRSS para amortecimento de 5% e posteriormente multiplicados por um fator de escala que considere os valores médios não inferiores aos do espectro de projeto para  $0,2T$  e  $1,5T$ .

Segundo esta mesma Norma, os parâmetros de interesse devem ser calculados para cada histórico. Utilizando-se entre três e sete acelerogramas, o máximo valor dentre todos deve ser utilizado como parâmetro de *design*. Com mais de sete acelerogramas é possível utilizar-se de um valor médio como parâmetro para *design*.

As recomendações da NBR 15421/2006 são semelhantes às citadas para o UBC/1997. A norma brasileira sugere que a força horizontal total na base,  $\mathbf{H}$ , seja determinada pelo método das forças horizontais com  $C_s = 0,01$ . A força horizontal obtida pelo acelerograma,  $\mathbf{H}_t$ , deve ser inferior a  $\mathbf{H}$ , caso contrário, as forças elásticas devem ser multiplicadas por  $\mathbf{H}/\mathbf{H}_t$ .

## **4 DIRETRIZES PARA ESCOLHA DE UM MÉTODO DE CÁLCULO E EXEMPLOS DE APLICAÇÃO**

Após comparadas as diversas normas, é possível criar uma série de diretrizes que possibilitem uma escolha rápida de um método de cálculo a ser utilizados para análise sísmica de uma estrutura. Com a utilização de exemplos simples pode-se analisar a funcionalidade das diretrizes e também comparar resultados dos diferentes métodos de cálculo aplicados.

### **4.1 DIRETRIZES PARA ESCOLHA DE UM MÉTODO DE CÁLCULO**

Essas diretrizes serão construídas levando em consideração diversos parâmetros, entre eles:

- a) aceleração do solo;
- b) modelo plano ou espacial da estrutura;
- c) fator de importância da estrutura;
- d) regularidade vertical ou horizontal.

As diretrizes são apresentadas de forma de quadro, possibilitando assim uma melhor interpretação. Estas diretrizes foram obtidas de formas a auxiliar ou direcionar, a quem interessar, de forma geral e prática, a análise do problema sísmico, porém deve-se sempre ter cuidado com as peculiaridades e diferenças entre as normas utilizadas. Os quadros 15 e 16 mostram as diretrizes estabelecidas. Para casos em que a estrutura não possua regularidade horizontal modelos tridimensional devem ser utilizados e os valores da ação sísmica devem ser analisados para cada direção de importância. Os valores de aceleração e métodos utilizados foram compatíveis com os encontrados na NBR 15421/2006.

Quadro 15 – Diretrizes para escolha de um método de cálculo para baixas acelerações do solo

NORMA	MÉTODO DE ANÁLISE			Aceleração no solo
	<i>Dispensa análise sísmica</i>	<i>Simplificado NBR 15421</i>	<i>Forças horizontais equivalentes simplificadas</i>	
NRB 15421/2006	X	-	-	a ≤ 0,025g
Eurocodigo 8/2004	X	-	-	
UBC/1997	*	-	Baixa ocupação ou até 2 andares	
NRB 15421/2006	-	X	-	0,025g < a ≤ 0,05g
Eurocodigo 8/2004	X	-	-	
UBC/1997	*	-	Baixa ocupação ou até 2 andares	

(fonte: elaborado pelo autor)

Quadro 16 – Diretrizes para escolha de um método de cálculo para acelerações no solo mais elevadas

NORMA	MÉTODO DE ANÁLISE			Aceleração no solo
	<i>Forças horizontais equivalentes</i>	<i>Espectro de resposta</i>	<i>Histórico de acelerações no tempo</i>	
NRB 15421/2006	Regularidade vertical	X	X	0,05g < a ≤ 0,075g
Eurocodigo 8/2004	Regularidade vertical	X	X	
UBC/1997	X	X	X	
NRB 15421/2006	Regularidade vertical	X	X	0,075g < a = 0,15g
Eurocodigo 8/2004	Regularidade vertical	X	X	
UBC/1997	Baixa taxa de ocupação	X	X	

(fonte: elaborado pelo autor)

## 4.2 EXEMPLOS DE APLICAÇÃO

Dois edifícios, de seis e trinta andares, serão submetidos aos diversos métodos, excluindo-se o método de acelerações no tempo, com objetivo calcular o valor de resposta para cada método e norma utilizado. Para simplificar o problema os edifícios serão considerados sem imperfeições geométricas, sendo assim necessários apenas modelos planos de análise. As respostas serão dadas em respeito ao peso total da estrutura. Será calculado apenas o esforço resultante na base da estrutura. Os edifícios serão considerados como pórticos de concreto com altura entre pisos de três metros.

### **4.2.1 Baixas acelerações do solo**

Para baixas acelerações do solo, aqui consideradas entre 0,025g e 0,05g, além da dispensa da análise sísmica como recomendado pelo Eurocódigo 8/2004, outros dois métodos podem ser utilizados, o método simplificado segundo NBR 15421/2006 e o método das forças horizontais equivalentes simplificadas, encontrado no UBC/1997. O método da Norma brasileira origina uma resposta na base da estrutura equivalente a 1% do peso total da mesma.

### **4.2.2 Acelerações do solo mais elevadas**

Para acelerações entre 0,05g e 0,15g as estruturas devem respeitar certos requisitos de regularidade ou ocupação para se usar métodos simplificados ou estáticos. No caso em análise as estruturas respeitam esses requisitos, porém a análise modal, aplicável, em geral, para qualquer caso também será analisada. As estruturas são consideradas sobre solos do tipo rocha, muito rígido e rígido.

#### **4.2.2.1 Forças horizontais equivalentes**

As forças horizontais equivalentes, embora sendo um método estático de análise, levam em consideração o período da estrutura, para este caso o período será estimado com a equação vista em 3.8.3.1. Para NBR 15421/2006 e UBC/1997 foram utilizadas as equações apresentadas em 3.8.3.2 para a construção do espectro de resposta. A montagem do espectro de resposta necessário segundo Eurocódigo 8/2004 encontra-se na figura 12. As respostas dos esforços na base são dadas em função do peso da estrutura aplicada na base e são mostradas no quadro 17.

Quadro 17 – Esforço cisalhante na base, em função do peso da estrutura, de acordo com o método das forças horizontais equivalentes

0,15g	<b>Edifício 6 andares</b>			
	Tipo de Solo	NBR 15421/2006	UBC/1997	Eurocódigo 8/2004
	Rocha	0,088	0,078	0,074
	Muito rígido	0,113	0,100	0,099
	Rígido	0,140	0,122	0,112
	<b>Edifício 30 andares</b>			
	Tipo de Solo	NBR 15421/2006	UBC/1997	Eurocódigo 8/2004
	Rocha	0,026	0,023	0,024
	Muito rígido	0,045	0,039	0,025
	Rígido	0,058	0,050	0,029
0,10g	<b>Edifício 6 andares</b>			
	Tipo de Solo	NBR 15421/2006	UBC/1997	Eurocódigo 8/2004
	Rocha	0,059	0,052	0,049
	Muito rígido	0,075	0,066	0,066
	Rígido	0,100	0,888	0,073
	<b>Edifício 30 andares</b>			
	Tipo de Solo	NBR 15421/2006	UBC/1997	Eurocódigo 8/2004
	Rocha	0,018	0,016	0,016
	Muito rígido	0,030	0,026	0,016
	Rígido	0,042	0,037	0,019

(fonte: elaborado pelo autor)

#### 4.2.2.2 Análise modal por espectro de resposta

Conhecidas as matrizes de rigidez e massa dos edifícios analisados foi possível calcular os modos de vibração da estrutura bem como os períodos associados a esses modos. As matrizes de massa e rigidez podem ser encontradas no Apêndice A. O procedimento de análise modal foi o mesmo para todos os edifícios e é descrito abaixo:

- utilizando as matrizes de massa e rigidez, calculam-se os modos de vibração e frequências naturais;
- com a frequência calcula-se o período da estrutura para cada modo;
- normaliza-se os autovetores ou modos de vibração em relação à massa;
- calcula-se o vetor de participação modal e percentual de contribuição das massas modais;
- com o fator de contribuição modal é possível analisar quanto cada modo contribui para a vibração da estrutura;
- com o período da estrutura e o espectro de resposta associado a cada norma e tipo de solo, juntamente com o fator de contribuição modal, é possível calcular a aceleração atuante na estrutura;

- g) com a aceleração atuante e a massa da estrutura calcula-se o esforço de corte na base;
- h) com os diversos valores de corte utiliza-se um método combinatório, no caso SRSS, para o valor de corte total.

O procedimento de cálculo para encontrar os modos de vibração, períodos associados a cada modo e fator de contribuição modal são apresentado no Apêndice B. É importante ressaltar que os valores de corte na base podem ser reduzidos considerando-se os coeficientes de comportamento estrutural, que levam em consideração o comportamento não-linear da estrutura. O valor de corte na base é dividido pelo coeficiente de comportamento estrutural, e esse varia de norma para norma. Para pórticos de concreto armado o coeficiente de participação modal é igual a 4,5 para UBC/1997, 4,0 para NBR 15421/2006 e 3,0 para Eurocódigo 8/2004. O espectro de resposta utilizado encontra-se na figura 11. Os resultados obtidos em função do peso da estrutura são mostrados no quadro 18.

Quadro 18 – Esforço cisalhante na base, em função do peso da estrutura, de acordo com o método de análise modal por espectro de resposta

0,15g	<b>Edifício 6 andares</b>			
	Tipo de Solo	NBR 15421/2006	UBC/1997	Eurocódigo 8/2004
	Rocha	0,041	0,037	0,053
	Muito rígido	0,052	0,046	0,072
	Rígido	0,066	0,058	0,080
	<b>Edifício 30 andares</b>			
	Tipo de Solo	NBR 15421/2006	UBC/1997	Eurocódigo 8/2004
	Rocha	0,016	0,014	0,020
	Muito rígido	0,018	0,016	0,028
	Rígido	0,023	0,021	0,030
0,10g	<b>Edifício 6 andares</b>			
	Tipo de Solo	NBR 15421/2006	UBC/1997	Eurocódigo 8/2004
	Rocha	0,028	0,025	0,036
	Muito rígido	0,035	0,031	0,048
	Rígido	0,044	0,039	0,053
	<b>Edifício 30 andares</b>			
	Tipo de Solo	NBR 15421/2006	UBC/1997	Eurocódigo 8/2004
	Rocha	0,011	0,009	0,014
	Muito rígido	0,012	0,011	0,018
	Rígido	0,015	0,014	0,020

(fonte: elaborado pelo autor)

## 5 CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS

No que diz respeito às diferenças entre as normas é possível concluir que todas, 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 das normas em estudos foram comparadas no quesito análise dinâmica. Não foi considerado como elas procedem no dimensionamento das estruturas.

Os resultados obtidos através do exemplo utilizado também foram bem semelhantes. Nesse caso é possível notar uma grande semelhança entre a NBR 15421/2006 e UBC/1997, principalmente no método das forças horizontais equivalentes. Como o Eurocódigo 8/2004 procede de forma diferente para esse método, exigindo a montagem de um espectro de resposta, mesmo que se analisando apenas o período fundamental da estrutura, produziu respostas um pouco diferentes.

No caso do método de análise modal da estrutura, as diferenças entre as normas se deram principalmente por causa das diferenças entre espectros de resposta, principalmente e das diferenças dos coeficientes de comportamento. Nota-se que na NBR 15421/2006 o coeficiente de comportamento para pórticos de concreto armado é intermediário entre o UBC/1997 e o Eurocódigo 8/2004, produzindo assim também valores intermediários de corte na base. Como o espectro de resposta tipo 2 do Eurocódigo 8/2004 é relativamente diferente que os espectros de resposta da NBR 15421/2006 e UBC/1997 as resposta tiveram maior diferença devido a este fator. Deve-se recordar que para sismos de maior relevância uma combinação dos espectros tipo 1 e 2 do Eurocódigo 8/2004 deve ser feita. Os valores calculados pelo método de análise modal foram menores que os do método das forças equivalentes. Esse fato é consistente, visto que o método das forças equivalentes é um método simplificado de análise e que o período real calculado da estrutura diverge do período estimado com as fórmulas recomendadas.

Os resultados dos exemplos são válidos considerando-se as limitações impostas, tais quais as velocidades do solo não superiores a  $0,15g$ , as estruturas analisadas apenas com o modelo plano, o tipo de estrutura considerado como pórticos de concreto armado. Também foi

considerado apenas o valor de corte na base, sendo que outros fatores além deste são determinantes para o dimensionamento da estrutura, por exemplo, o deslocamento entre pisos. Para uma melhor análise seria necessário a utilização de diversos exemplos e a análise de outros efeitos produzidos pelo sismo na estrutura.

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. Não existem valores que determinam a escolha de um destes parâmetros de cálculo ou outro.

Os diversos *softwares* utilizados para análise estrutural normalmente tem 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.

Sendo o fenômeno sismo muito complexo e de difícil análise, as diretrizes obtidas não podem ser consideradas determinantes para análise da estrutura, mas sim como auxiliares para a compreensão e análise do problema dinâmico gerado pelo sismo.

Algumas sugestões para melhorias e continuidade do presente trabalho são:

- a) avaliação do mapeamento da aceleração sísmica característica no Brasil, devido à carência de dados sismológicos estatísticos;
- b) continuidade nas comparações entre as normas, utilizando-se de edifícios com características diferentes e maior abrangência dos métodos de análise;
- c) verificação dos efeitos do vento na estrutura e da sua importância na análise sísmica, como sugerido pelo UBC/1997;
- d) análise de estruturas especiais e com alta sensibilidade ao efeito dinâmico para inclusão na NBR 15421/2006;
- e) possível inclusão de uma análise modal, similar à encontrada da NBR 15421/2006, na NBR 6123/1988.

Como resultado do trabalho obteve-se algumas diretrizes para escolha de um método de cálculo baseando-se em alguns parâmetros de grande importância na análise sísmica. Também através da comparação entre as normas estudadas possibilitou-se ressaltar as diferenças e

igualdades contidas entre elas, evidenciaram-se muito mais semelhanças que desigualdades. Procurou-se ao longo do trabalho evidenciar os procedimentos para análise dos efeitos sísmicos, pouco considerados e estudados no Brasil, bem como ressaltar a importância da análise dinâmica nas estruturas.

## REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15.421**: projeto de estruturas resistentes a sismos — procedimento. Rio de Janeiro, 2006.

BRANCO, P. M. **Os Terremotos**. Brasília, DF: CPRM, 2009. Disponível em: <<http://www.cprm.gov.br/publique/cgi/cgilua.exe/sys/start.htm?inford=1052&sid=129>>. Acesso em: 14 abr. 2011.

CHOPRA, A. K. **Dynamics of structures**: theory and applications to earthquake engineering. Englewood Cliffs: Prentice Hall, 1995.

COMITÊ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO. **Eurocódigo 8**: projecto de estruturas para resistência aos sismos — parte 1: regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios. Bruxelas, 2004.

INTERNATIONAL CONFERENCE OF BUILDING OFFICIALS. **Uniform Building Code**: chapter 16, division IV — earthquake design. Whittier, 1997.v. 2.

SANTOS, S. H. C.; LIMA, S. S. Subsídios para uma futura normalização brasileira para resistência anti-sísmica das estruturas de concreto dos edifícios. **Revista IBRACCON**. São Paulo, v. 1, n. 1, p. 47-62, set. 2005. Disponível em: <[http://www.ibracon.org.br/publicacoes/revistas\\_ibracon/rev\\_estruturas/V1/RIEst\\_2004\\_0023-02br-v.01.pdf](http://www.ibracon.org.br/publicacoes/revistas_ibracon/rev_estruturas/V1/RIEst_2004_0023-02br-v.01.pdf)>. Acesso em: 7 jun. 2011.

## **APÊNDICE A – Matrizes de massas e rigidez das estruturas analisadas**

$$m_{i(6\text{andares})} = 32 \frac{kN \cdot s^2}{m}$$

$$k_{i(6\text{andares})} = 56,40 \times 10^3 \frac{kN}{m} \quad i = 2, \dots, 6$$

$$k_{i(6\text{andares})} = 39,48 \times 10^3 \frac{kN}{m} \quad i = 1$$

$$m_{i(30\text{andares})} = 51,2 \frac{kN \cdot s^2}{m}$$

$$k_{i(30\text{andares})} = 150 \times 10^3 \frac{kN}{m} \quad i = 1, \dots, 4$$

$$k_{i(30\text{andares})} = 125 \times 10^3 \frac{kN}{m} \quad i = 5, \dots, 10$$

$$k_{i(30\text{andares})} = 100 \times 10^3 \frac{kN}{m} \quad i = 11, \dots, 14$$

$$k_{i(30\text{andares})} = 85 \times 10^3 \frac{kN}{m} \quad i = 15, \dots, 18$$

$$k_{i(30\text{andares})} = 72,5 \times 10^3 \frac{kN}{m} \quad i = 19, \dots, 22$$

$$k_{i(30\text{andares})} = 62 \times 10^3 \frac{kN}{m} \quad i = 23, \dots, 26$$

$$k_{i(30\text{andares})} = 53 \times 10^3 \frac{kN}{m} \quad i = 27, \dots, 30$$

**APÊNDICE B – Rotina de cálculo para exemplos de aplicação utilizando-se  
do MATLAB**

```

% Edifício 6 andares
clearall
closeall
clc

%*****

% DADOS

% Definições da estrutura (N.A.: usar sempre S.I.):

N=6;           % [-]      número de andares
m=32;          % [kN.s2/m]  massa de cada andar
ki=56400;      % [kN/m]    rigidez dos primeiros 5 andares
k1=39480;      % (kN/m)    rigidez do último andar

% CONTRUÇÃO DA MATRIZ MDOF

% Massa:

Mv=m*ones(N,1); % [kg]      vetor de massa
M=diag(Mv);     % [kg]      matriz de massa

% Rigidez:

Kv=ki*ones(N,1); % [kN/m]    vetor de rigidez
Kv(1,1)=k1;
K=zeros(N,N);   % [kN/m]    montagem da matriz de rigidez
K(1,1)=Kv(1,1);
for i=2:N,      % construção da matriz de rigidez
    K(i-1,i-1)=K(i-1,i-1)+Kv(i);
    K(i,i-1)=K(i,i-1)-Kv(i);
    K(i-1,i)=K(i-1,i)-Kv(i);
    K(i,i)=K(i,i)+Kv(i);
end

% ANALISE MODAL

% Trascinamento:

T=ones(N,1);   % [-]      vetor de trascinamento

% Cálculo da matriz modal:

MK=inv(M)*K;
[U,D]=eig(MK); %          U = matriz dos autovetores ou modos de
vibração (não normalizados)
%          D = matriz diagonal dos autovalores (quadrado das pulsações
modais)

% Reordenar autovalores em ordem crescente
% N.A.: frequência natural ou fundamental = frequência mais baixa

Uaux1=U;
Daux1=D;
Daux2=diag(D);
[Daux3,Daux4]=sort(Daux2);

```

```

for i=1:N,
column=Daux4(i);
D(i,i)=Daux1(column,column);
U(:,i)=Uaux1(:,column);
end
clearDaux1Daux2Daux3Daux4

% Cálculo das pulsações modais e frequências modais:

w=diag(D.^0.5);      % [rad/s]   vetor das pulsações modais
f=w/(2*pi);         % [Hz]     vetor das frequências modais
fn=f(1);            % [Hz]     frequência natural (a mais baixa)

for i=1:N
T(i,:) = [1/f(i,:)];
end

% Normalização em respeito a matriz de massas
for i=1:N,
Un(:,i)=U(:,i)/sqrt(U(:,i)'*M*U(:,i)); % [1/kg^0.5] matriz dos autovetores
normalizada
end

G=U'*M*T;          % [kg^0.5] vetor de participação modal

% Cálculo das massas modais:

Mmod=G.^2;         % [kg]   vetor das massas modais
Mmod_ratio=Mmod/sum(Mmod)*100; % [%]   fator de participação modal

```

```

% Edifício 30 andares
clearall
closeall
clc

%*****

% DADOS

% Definições da estrutura (N.A.: usar sempre S.I.):

N=30;           % [-]      número de andares = #dof
m=51.2;        % [kN.s2/m]  massa de cada andar
k1=150000;     % [kN/m]      rigidez do primeiro ao quinto andar
k5=125000;     % (kN/m)      rigidez 6Pav. ao 10Pav
k11=100000;    % (kN/m)      rigidez 11Pav. ao 14Pav.
k15=85000;     % (kN/m)      rigidez 15Pav. ao 18Pav.
k19=72500;    % (kN/m)      rigidez 19Pav. ao 22Pav.
k23=62000;    % (kN/m)      rigidez 23Pav. ao 26Pav.
k27=53000;    % (kN/m)      rigidez 27Pav. ao 30Pav.

% CONTRUÇÃO DA MATRIZ MDOF

% Massa:

Mv=m*ones(N,1); % [kg]      vetor de massa
M=diag(Mv);     % [kg]      matriz de massa

% Rigidez:
Kv=zeros(1,30);
for i=1:30,
if i<5
Kv(i)=k1;
elseif i<11
Kv(i)=k5;
elseif i<15
Kv(i)=k11;
elseif i<19
Kv(i)=k15;
elseif i<23
Kv(i)=k19;
elseif i<27
Kv(i)=k23;
else
Kv(i)=k27;
end
end
end
end
end
end
end

% [N/m]      vetor de rigidez

K=zeros(N,N); % [N/m]      inicio da montagem da matriz de rigidez

```

```

K(1,1)=Kv(1,1);
for i=2:N,           % procedimento para montagem da matriz de rigidez
K(i-1,i-1)=K(i-1,i-1)+Kv(i);
    K(i,i-1)=K(i,i-1)-Kv(i);
    K(i-1,i)=K(i-1,i)-Kv(i);
    K(i,i)=K(i,i)+Kv(i);
end

% ANALISE MODAL

% Trascinamento:

T=ones(N,1);        % [-]      vetor de atribuição

% Cálculo da matriz modal:

MK=inv(M)*K;
[U,D]=eig(MK);      %          U = matriz dos autovetores ou modos de
vibração (não normalizados)
%          D = matriz diagonal dos autovalores (quadrado das pulsações
modais)

% Reordenar autovalores em ordem crescente
% N.A.: frequência natural ou fundamental = frequência mais baixa

Uaux1=U;
Daux1=D;
Daux2=diag(D);
[Daux3,Daux4]=sort(Daux2);
for i=1:N,
column=Daux4(i);
D(i,i)=Daux1(column,column);
U(:,i)=Uaux1(:,column);
end
clearDaux1Daux2Daux3Daux4

% Cálculo das pulsações modais e frequências modais:

w=diag(D.^0.5);     % [rad/s]   vetor das pulsações modais
f=w/(2*pi);         % [Hz]     vetor das frequências modais
fn=f(1);            % [Hz]     frequência natural (a mais baixa)

for i=1:N
T(i,:) = [1/f(i,:)];
end

% Normalização em respeito a matriz de massas
for i=1:N,
Un(:,i)=U(:,i)/sqrt(U(:,i)'*M*U(:,i)); % [1/kg^0.5] matriz dos autovetores
normalizada
end

G=U'*M*T;          % [kg^0.5] vetor de participação modal

```

```
% Cálculo das massas modais:  
  
Mmod=G.^2; % [kg] vetor das massas modais  
Mmod_ratio=Mmod/sum(Mmod)*100; % [%] fator de participação modal
```