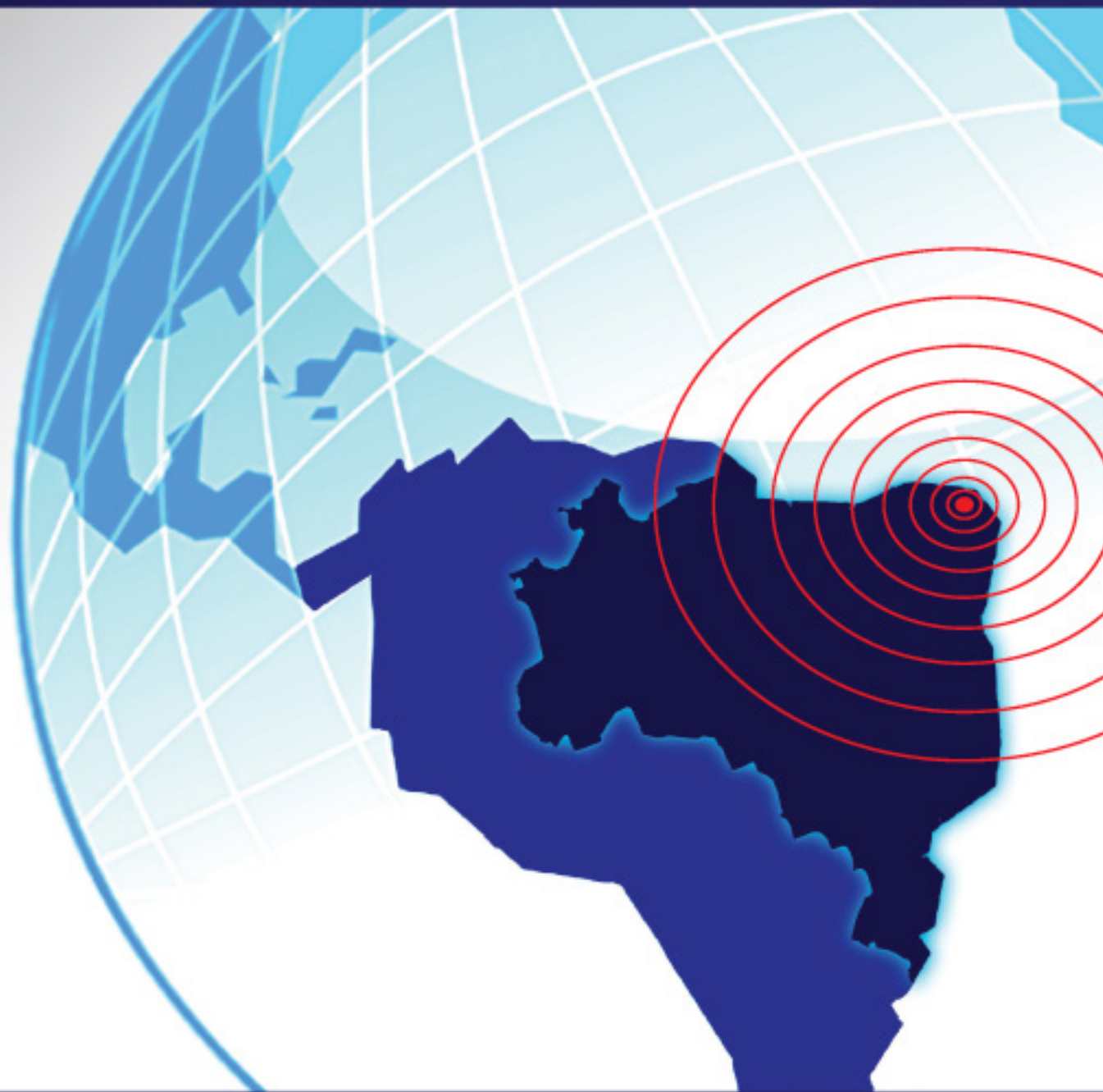


Avaliação da Vulnerabilidade Sísmica na Realidade Predial Brasileira



Poulo de Souza Tovoires Miranda

PAULO DE SOUZA TAVARES MIRANDA

**AVALIAÇÃO DA VULNERABILIDADE SÍSMICA NA
REALIDADE PREDIAL BRASILEIRA**

AVALIAÇÃO DA VULNERABILIDADE SÍSMICA NA REALIDADE PREDIAL BRASILEIRA
Copyright © 2013 by de Souza Tavares Miranda, Paulo

Capa:

PróMover - Ações Pró Marketing & Comunicação

Edição e Diagramação:

Narcelio Lopes

Carlos D. Von L. Minini

Revisão Textual:

Priscila Furtado Ribeiro de Souza

Finalização:

Carlos D. Von L. Minini

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)

Catalogação na Fonte

Bibliotecária: Perpétua Socorro Tavares Guimarães - CRB 3 801- 98

M672a Miranda, Paulo de Souza Tavares
Avaliação da vulnerabilidade sísmica na realidade predial brasileira /Paulo de
de Souza Tavares Miranda.- Fortaleza: Expressão Gráfica e Editora 2013
140p. :il
ISBN: 978-85-420-0215-7
1. Engenharia Civil 2. Construção Civil I. Título
CDD: 629

Produzido por Expressão Gráfica e Editora
Rua João Cordeiro, 1285 – Aldeota – Fortaleza/CE
CEP: 60110-300 - Telefone: (85) 3464-2222

*Dedico este trabalho à minha querida esposa **Priscila**, aos meus filhos **Giovanna, Guilherme e Gustavo**, aos meus pais **Paulo e Antônia**, aos meus irmãos **Soraia e Leonardo**, ao meu sogro **Afonso** e minha sogra **Maria**, por toda força, ajuda, dedicação, amor e compreensão. A cada um, que à sua maneira, colaborou para a realização deste sonho.*

AGRADECIMENTOS

A Deus, pelo dom da vida e por todas as bênçãos derramadas.

À minha família, pelo apoio e amor dedicados, especialmente ao meu pai, Paulo de Souza, à minha mãe, Antônia Tavares Miranda de Souza e à minha querida esposa, Priscila Furtado Ribeiro de Souza.

A todos os professores que durante minha vida acadêmica contribuíram para construção do meu conhecimento.

À Universidade Federal do Ceará.

Aos professores do Programa de Pós-Graduação de Engenharia Civil da UFC, em especial à minha orientadora, Professora Dra. Tereza Denyse P. de Araújo, pelos ensinamentos e experiência transmitidos.

APRESENTAÇÃO

Este livro é fruto da dissertação de mestrado defendida no curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal do Ceará. Trabalho realizado sob orientação da Profa. Dra. Tereza Denyse Pereira de Araújo (UFC). Participaram da banca examinadora, além da professora orientadora, o Prof. Dr. Joaquim Eduardo Mota (UFC), o Prof. Dr. Augusto Teixeira de Albuquerque (UFC) e o Prof. Dr. João Luís Pascal Roehl (PUC-Rio).

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Leitura de amplitude em sismômetro (Adaptada de Lindeburg e McMullin:2008)	23
Figura 2 - Estrutura de concreto após abalo sísmico (Rodrigues:2006).....	27
Figura 3 - Estrutura de concreto após abalo sísmico (Rodrigues:2006).....	28
Figura 4 - Mapa da sismicidade brasileira (Berrocal:1984)	31
Figura 5 - Mapa das principais falhas tectônicas brasileiras (Saadi:2002).....	32
Figura 6 - Região epicentral do tremor de terra registrado em 21 de maio de 2008 (UnB – Universidade de Brasília:2008)	33
Figura 7 - Registro dos dois terremotos na Estação de Fortaleza, localizada cerca de 200km da área epicentral (UnB – Universidade de Brasília:2008)	34
Figura 8 - Zonas sísmicas no Brasil (NBR 15421:2006)	45
Figura 9 – Espectro de resposta do terremoto de El Centro – 1940 (Adaptada de Lindeburg e McMullin:2008)	46
Figura 10 – Espectro de resposta de projeto (NBR 15421:2006)	52
Figura 11 – Espectro de resposta de projeto (ASCE/SEI7:2005).....	53
Figura 12 - Deslocamentos da estrutura (Adaptada de ASCE/SEI7:2005)	56
Figura 13 - Irregularidade torsional (ASCE / SEI7:2005)	65
Figura 14 – Fluxograma da investigação de diagnóstico sísmico de estruturas existentes (Traduzida de Hirosawa:1992)	70
Figura 15 – Fluxograma da seqüência de procedimentos de cada nível de avaliação sísmica (Traduzida de Hirosawa:1992)	72
Figura 16 – Comportamento dos diferentes elementos verticais.....	75
Figura 17 – Fluxograma para cálculo do sub-índice E_o no primeiro nível de avaliação (Adaptada de Hirosawa:1992)	77
Figura 18 – Esquema de regularidade em planta a	79
Figura 19 – Esquema de relação entre dimensões em planta	79
Figura 20 – Esquema de contração em planta.....	80
Figura 21 – Relação entre I_s e a severidade dos danos verificados (Adaptada de Unemura:1980)	83
Figura 22 – Altura livre (h_0) e largura (D) do pilar (Adaptada de Albuquerque: 2008)	88

Figura 23 – Pórtico em concreto armado.....	95
Figura 24 - Pórtico da Estrutura Modelo I.....	99
Figura 25 – Planta de forma do nível +2,80 da Estrutura Modelo I.....	99
Figura 26 – Gráfico comparativo da Estrutura Modelo I em zona sísmica 0.....	101
Figura 27 – Gráfico comparativo da Estrutura Modelo I em zona sísmica 1.....	102
Figura 28 – Gráfico comparativo da Estrutura Modelo I em zona sísmica 2.....	102
Figura 29 – Gráfico comparativo da Estrutura Modelo I em zonas sísmicas 3 e 4.....	103
Figura 30 - Pórtico da Estrutura Modelo II.....	103
Figura 31 – Planta de forma do nível +2,80 da Estrutura Modelo II.....	104
Figura 32 – Gráfico comparativo da Estrutura Modelo II em zona sísmica 0.....	106
Figura 33 - Gráfico comparativo da Estrutura Modelo II em zona sísmica 1.....	107
Figura 34 - Gráfico comparativo da Estrutura Modelo II em zona sísmica 2.....	107
Figura 35 - Gráfico comparativo da Estrutura Modelo II em zonas sísmicas 3 e 4.....	108
Figura 36 - Pórtico da Estrutura Modelo III.....	109
Figura 37 – Planta de forma do nível +2,80 da Estrutura Modelo III.....	109
Figura 38 - Gráfico comparativo da Estrutura Modelo III em zona sísmica 0.....	111
Figura 39 - Gráfico comparativo da Estrutura Modelo III em zona sísmica 1.....	111
Figura 40 - Gráfico comparativo da Estrutura Modelo III em zona sísmica 2.....	112
Figura 41 - Gráfico comparativo da Estrutura Modelo III em zonas sísmicas 3 e 4.....	112
Figura 42 - Pórtico da Estrutura Modelo IV.....	113
Figura 43 – Planta de forma do nível +2,80 da Estrutura Modelo IV.....	114
Figura 44 – Planta de forma do nível +11,20 da Estrutura Modelo IV.....	114
Figura 45 - Gráfico comparativo da Estrutura Modelo IV em zona sísmica 0.....	116
Figura 46 - Gráfico comparativo da Estrutura Modelo IV em zona sísmica 1.....	117
Figura 47 - Gráfico comparativo da Estrutura Modelo IV em zona sísmica 2.....	118
Figura 48 - Gráfico comparativo da Estrutura Modelo IV em zonas sísmicas 3 e 4.....	118
Figura 49 - Mapas de vulnerabilidade sísmica das estruturas modelo – Terreno Classe A.....	121
Figura 50 - Mapas de vulnerabilidade sísmica das estruturas modelo – Terreno Classe B.....	122
Figura 51 - Mapas de vulnerabilidade sísmica das estruturas modelo – Terreno Classe C.....	123
Figura 52 - Mapas de vulnerabilidade sísmica das estruturas modelo – Terreno Classe D.....	124
Figura 53 - Mapas de vulnerabilidade sísmica das estruturas modelo – Terreno Classe E.....	125

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Escala de Mercalli Modificada.....	25
Tabela 2 - Zonas sísmicas brasileiras	45
Tabela 3 – Classes do terreno.....	48
Tabela 4 – Fatores de amplificação sísmica no solo.....	49
Tabela 5 – Coeficiente de modificação de resposta do solo F_a	49
Tabela 6 – Coeficiente de modificação de resposta do solo F_v	50
Tabela 7 – Coeficientes de limitação de período	51
Tabela 8 – Coeficientes de limitação de período	51
Tabela 9 – Definição das categorias de utilização e dos fatores de importância de utilização (I).....	57
Tabela 10 – Categoria de ocupação e fatores de importância sísmica (I).....	58
Tabela 11 – Categoria de ocupação para edificações submetidas a ações sísmicas	58
Tabela 12 – Limitação para deslocamentos relativos de pavimentos (Δ_x)	60
Tabela 13 – Limites dos deslocamentos relativos (Δ_x).....	61
Tabela 14 – Categoria sísmica.....	61
Tabela 15 – Categoria sísmica de projeto baseada em acelerações de respostas para estruturas de curtos períodos.....	62
Tabela 16 – Categoria sísmica de projeto baseada em acelerações de respostas para estruturas de períodos de 1,0s	62
Tabela 17 – Coeficientes de projeto para os diversos sistemas básicos sismo-resistentes	63
Tabela 18 – Classificação dos elementos verticais para avaliação de primeiro nível do método de Hirosawa	73
Tabela 19 – Fatores G_i e R_i para avaliação do índice S_D (Hirosawa).....	78
Tabela 20 – Itens de inspeção para o índice T_D (primeiro nível de avaliação).....	81
Tabela 21 - Sub-índices de sismicidade do método de Hirosawa adaptado ao Brasil.....	91
Tabela 22 – Sub-índices topográfico e geotécnico do método de Hirosawa adaptado ao Brasil.....	92
Tabela 23 – Sub-índices de importância da edificação do método de Hirosawa adaptado ao Brasil	92
Tabela 24 – Sub-índices G_i do método de Hirosawa adaptado ao Brasil.....	93
Tabela 25 – Índice de desempenho sísmico (I_s) da Estrutura Modelo I	100
Tabela 26 – Índices de solicitação sísmica (I_{s0}) da Estrutura Modelo I.....	100

Tabela 27 – Reserva de capacidade resistente da Estrutura Modelo I.....	101
Tabela 28 – Índice de desempenho sísmico (I_s) da Estrutura Modelo II	105
Tabela 29 – Índices de solicitação sísmica (I_{s0}) da Estrutura Modelo II	105
Tabela 30 – Reserva de capacidade resistente da Estrutura Modelo II	105
Tabela 31 – Índice de desempenho sísmico (I_s) da Estrutura Modelo III.....	110
Tabela 32 – Índices de solicitação sísmica (I_{s0}) da Estrutura Modelo III.....	110
Tabela 33 – Reserva de capacidade resistente da Estrutura Modelo III.....	110
Tabela 34 – Índice de desempenho sísmico (I_s) da Estrutura Modelo IV.....	115
Tabela 35 – Índices de solicitação sísmica (I_{s0}) da Estrutura Modelo IV.....	115
Tabela 36 – Reserva de capacidade resistente da Estrutura Modelo IV	116
Tabela 37 – Vulnerabilidade das estruturas modelo.....	128

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas;
ASCE – *American Society of Civil Engineers*;
BCJ – *Building Center of Japan*;
CSM – *Capacity Spectrum Method*;
DPM – *Damage Probability Matrices*;
EMS98 – Escala Macrossísmica Européia 98;
EUA – Estados Unidos da América;
GB 50011 – *Chinese Code for Seismic Design of Buildings*;
GFZ-Potsdam – *GeoForschungsZentrum Potsdam*;
GNDT – *Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti*;
HAZUS – *Hazards United States*;
IBC – *International Building Code*;
ICC – *International Code Council*;
ISO – *International Organization for Standardization*;
JBDPA – *Japan Building Disaster Prevention Association*;
MSK – *Medvedev-Sponheuer-Karnik*;
NBR – Norma brasileira;
ONU – Organização das Nações Unidas;
PAHO – *Pan American Health Association*;
PGA – *Peak ground acceleration*;
PIB – Produto Interno Bruto;
PSI – *Parameterless Scale Intensity*;
RSA – Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes de Portugal;
RSP – *Rapid Screening Procedure*;
SEI7 – *Structures Engineering Institute 7*;
SPT – *Standard Penetration Test*;
SSSM – *Seismic Safety Screening Method*;
UBC – *Uniform Building Code*;
UnB – Universidade de Brasília.

LISTA DE SÍMBOLOS

- A – máxima amplitude de uma onda sísmica;
- A_0 – leitura da amplitude de referência produzida por um terremoto padrão;
- a_1 – fator de redução da capacidade resistente dos pilares de acordo com o deslocamento das paredes verificado no momento da ruptura das paredes;
- a_2 – fator de redução da capacidade resistente das paredes de acordo com o deslocamento dos pilares curtos verificado no momento da ruptura dos pilares curtos;
- a_3 – fator de redução da capacidade resistente dos pilares de acordo com o deslocamento dos pilares curtos verificado no momento da ruptura dos pilares curtos;
- A_{c1} – somatório das áreas de seção transversal dos pilares cuja altura livre dividida pela base da seção do pilar é menor que 6,0;
- A_{c2} – somatório das áreas de seção transversal dos pilares cuja altura livre dividida pela base da seção do pilar é maior ou igual a 6,0;
- a_g – aceleração sísmica horizontal característica – NBR 15421:2006;
- a_{gs0} – aceleração espectral para períodos de 0,0s - NBR 15421:2006;
- a_{gs1} – aceleração espectral para períodos de 1,0s - NBR 15421:2006;
- A_{m1} – somatório das áreas das paredes de concreto armado na direção analisada do pavimento em estudo com pilares nas duas extremidades, com porcentagem de armadura horizontal igual ou superior a 1,2% e uma esbeltez (H/L) maior que 2;
- A_{m2} – somatório das áreas das paredes de concreto armado na direção analisada do pavimento em estudo com pilares nas duas extremidades e porcentagem mínima de armadura horizontal;
- A_{m3} – somatório das áreas das paredes de concreto armado na direção analisada do pavimento em estudo sem pilares ou com somente um pilar na extremidade, com esbeltez igual ou menor que 2 e uma porcentagem mínima de armadura horizontal;
- A_{m4} – somatório das áreas das paredes de concreto armado na direção analisada do pavimento em estudo sem pilares ou com somente um pilar na extremidade, com esbeltez maior que 2;
- A_{ma} – somatório das áreas das paredes de alvenaria de tijolo confinada na direção analisada do pavimento em estudo;
- A_{mar} – somatório das áreas das paredes de enchimento de alvenaria de tijolo na direção analisada do pavimento em estudo;

- A_{sc} – somatório das áreas de seção transversal dos pilares curtos;
- A_{w1} – somatório das áreas de seção transversal das paredes com dois pilares nas extremidades na direção analisada do pavimento em estudo;
- A_{w2} – somatório das áreas de seção transversal das paredes com um pilar na extremidade na direção analisada do pavimento em estudo;
- A_{w3} – somatório das áreas de seção transversal das paredes sem pilares nas extremidades na direção analisada do pavimento em estudo;
- b – fator específico do solo - equações de Gutenberg e Richter;
- C – índice de resistência;
- C_a – fator de amplificação do solo para períodos de 0,0s - NBR 15421:2006;
- C_{al} – índice de resistência das paredes de alvenaria de tijolo não reforçada ou parcialmente confinada (com pilar de concreto apenas em uma extremidade);
- C_c – índice de resistência dos pilares;
- C_d – coeficiente de amplificação de deslocamentos - NBR 15421:2006;
- C_{ma} – índice de resistência das paredes de alvenaria de tijolo confinada (com pilares de concreto nas duas extremidades);
- C_{mar} – índice de resistência de paredes de enchimento de alvenaria de tijolo;
- C_s – coeficiente de resposta sísmica - NBR 15421:2006;
- C_{sc} – índice de resistência dos pilares curtos;
- C_T – coeficiente de período da estrutura - NBR 15421:2006;
- C_u – coeficiente de limitação do período - SEI7:2005;
- C_{up} – coeficiente do período - NBR 15421:2006;
- C_v – fator de amplificação do solo para períodos de 1,0s - NBR 15421:2006;
- C_{vx} – coeficiente de distribuição vertical - NBR 15421:2006;
- C_w – índice de resistência das paredes;
- D – base da seção dos pilares;
- d_i – espessura de cada uma das camadas do subsolo em solo estratificado - NBR 15421:2006;
- E_0 – sub-índice de desempenho sísmico básico estrutural;
- E_c – módulo de elasticidade tangente inicial;
- E_L – energia liberada pelo terremoto;
- E_R – energia radiada pelo terremoto;
- E_s – sub-índice de sollicitação sísmica básica;
- F – índice de ductilidade;

- F_a – coeficiente de modificação do solo para estruturas com período natural de 0,2s - SEI7:2005;
 F_c – índice de ductilidade dos pilares;
 f_c – resistência à compressão do concreto;
 F_{sc} – índice de ductilidade dos pilares curtos;
 F_v – coeficiente de modificação do solo para estruturas com período natural de 1,0s - SEI7:2005;
 F_w – índice de ductilidade das paredes;
 F_x – força sísmica de projeto correspondente ao piso x - NBR 15421:2006;
 g – aceleração da gravidade;
 G – sub-índice topográfico e geotécnico;
 G_i – fatores de escala para determinação do valor de cada item q do sub-índice S_D ;
 G_s – sub-índice topográfico e geotécnico do método de Hirosawa adaptado para cálculo do limite superior de I_{s0} ;
 H' – altura do pavimento se L for maior ou igual a 3 metros ou a altura do painel de alvenaria se L for menor que 3 metros;
 H – força equivalente total na base da estrutura - NBR 15421:2006;
 h – profundidade local em quilômetros - equações de Gutenberg e Richter;
 h_0 – altura livre dos pilares;
 h_n – altura da estrutura acima da base - NBR 15421:2006;
 h_{sx} – distância entre as duas elevações correspondentes ao pavimento analisado - NBR 15421:2006;
 I – fator de utilização - NBR 15421:2006 e fator de importância sísmica - SEI7:2005;
 i – pavimento avaliado;
 I_s – índice de desempenho sísmico;
 I_{s0} – índice de solicitação sísmica;
 $I_{s0,inf}$ – limite inferior do índice de solicitação sísmica;
 $I_{s0,sup}$ – limite superior do índice de solicitação sísmica;
 I_x – momento de inércia em x ;
 k – coeficiente de distribuição, relacionado ao período T da estrutura - NBR 15421:2006;
 k – rigidez do elemento;
 L – comprimento da parede;
 M – magnitude de um terremoto;
 m – massa do elemento;
 n – número de pavimentos;
 N – número médio de golpes obtido no ensaio SPT;

- N_i – número médio de golpes obtido no ensaio SPT em solos estratificados nas diversas camadas
 i - NBR 15421:2006;
- P_R – probabilidade de um evento ser ultrapassado em um determinado período de tempo;
- q – coeficiente de comportamento;
- q_{i_i} – itens que compõem o sub-índice S_D ;
- R – coeficiente de modificação de reposta da estrutura - NBR 15421:2006;
- R' – distância entre o ponto de medição da aceleração e o epicentro em quilômetros - equações de Gutenberg e Richter;
- R_{CR} – reserva da capacidade resistente;
- R_i – fatores que representam o peso atribuído a cada item na composição do sub-índice S_D ;
- S – pontuação estrutural do RSP;
- S_I – aceleração sísmica horizontal para estruturas com período fundamental de vibração de 1,0s
 – SEI7:2005;
- S_a – aceleração espectral ou aceleração de pico - NBR 15421:2006;
- S_D – sub-índice de configuração estrutural;
- S_{DI} – aceleração espectral S_{MI} reduzida em 33% - SEI7:2005;
- S_{DS} – aceleração espectral S_{MS} reduzida em 33% - SEI7:2005;
- S_{MI} – aceleração espectral para estruturas com período natural de 1,0s - SEI7:2005;
- S_{MS} – aceleração espectral para estruturas com período natural de 0,2s - SEI7:2005;
- S_s – aceleração sísmica horizontal para estruturas com período fundamental de vibração de 0,2s
 – SEI7:2005;
- s_u – resistência ao cisalhamento do solo não drenado - SEI7:2005;
- T – período natural da estrutura;
- T_0 , T_s e T_L – limites dos períodos da estrutura definidos no espectro de resposta de projeto
 SEI7:2005;
- T_a – período natural aproximado da estrutura - NBR 15421:2006;
- T_D – sub-índice de deterioração estrutural;
- T_F – período de tempo referência para o período de retorno;
- T_R – período de retorno;
- U – sub-índice de importância da edificação;
- $V_{Rd,i}$ – resistência ao cisalhamento dos elementos verticais;
- v_s – velocidade média de propagação de ondas de cisalhamento - NBR 15421:2006;
- $V_{Sd,i}$ – forças cortantes horizontais provenientes do sismo;

- v_{si} – velocidade média de propagação de ondas de cisalhamento em solos estratificados nas diversas camadas i - NBR 15421:2006;
- W – peso total da estrutura, incluindo o peso operacional de todos os equipamentos fixados na estrutura e dos reservatórios de água - NBR 15421:2006;
- w_i e w_x – parcelas do peso efetivo total que correspondem às elevações i ou x , respectivamente - NBR 15421:2006;
- W_x – peso total da estrutura correspondente ao piso x , incluindo o peso operacional de todos os equipamentos fixados na estrutura e dos reservatórios de água - NBR 15421:2006;
- x – parâmetro para determinação do período da estrutura - NBR 15421:2006;
- Z – sub-índice de sismicidade;
- δ_x – deslocamento absoluto máximo de resposta inelástica em uma elevação x - NBR 15421:2006;
- Δ_x – deslocamento relativo de um pavimento x - NBR 15421:2006;
- δ_{xe} – deslocamento determinado em uma análise elástica em uma elevação x - NBR 15421:2006 ;
- η – fator de correção de amortecimento;
- ξ – taxa de amortecimento;
- σ_0 – tensão normal devido ao esforço axial resultante das cargas verticais do peso próprio e das sobrecargas de utilização;
- τ_0 – resistência média ao cisalhamento da alvenaria;
- τ_{c1} – resistência média ao cisalhamento no estado limite último dos pilares cuja altura livre dividida pela base da seção do pilar é menor que 6,0;
- τ_{c2} – resistência média ao cisalhamento no estado limite último dos pilares cuja altura livre dividida pela base da seção do pilar é maior ou igual a 6,0;
- τ_{sc} – resistência média ao cisalhamento no estado limite último dos pilares curtos;
- τ_{w1} – resistência média ao cisalhamento no estado limite último de paredes com dois pilares nas extremidades;
- τ_{w2} – resistência média ao cisalhamento no estado limite último de paredes com um pilar na extremidade;
- τ_{w3} – resistência média ao cisalhamento no estado limite último de paredes sem pilares nas extremidades;
- φ – índice de pavimento;
- Ω_0 – coeficiente de sobre-resistência da estrutura – NBR 15421:2006.

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO	23
1.1 As atividades sísmicas	23
1.2 Os efeitos dos sismos nas estruturas de concreto	27
1.3 Histórico das atividades sísmicas no mundo	28
1.4 Atividades sísmicas no Brasil	30
1.5 Justificativa.....	35
1.6 Objetivos e Metodologia	36
1.7 Resumo dos capítulos.....	36
CAPÍTULO 2 – MÉTODOS DE AVALIAÇÃO DE VULNERABILIDADE.....	39
2.1 Métodos de avaliação de vulnerabilidade sísmica de estruturas de concreto.....	39
2.2 Métodos qualitativos ou empíricos	40
2.3 Métodos quantitativos ou numéricos.....	41
2.4 Métodos experimentais	42
CAPÍTULO 3 – COMPARAÇÃO DA NBR 15421: 2006 COM NORMAS AMERICANAS	43
3.1 Período de retorno	43
3.1.1 Acelerações sísmicas horizontais	45
3.2 Espectro de resposta de projeto	46
3.2.1 Classe do terreno.....	47
3.2.2 Acelerações espectrais	48
3.2.3 Período da estrutura	50
3.2.4 Determinação do espectro de resposta de projeto	52
3.3 Deslocamentos absolutos e relativos	56
3.3.1 Categoria de utilização e fatores de importância	56
3.3.2 Cálculo dos deslocamentos absolutos e relativos	60
3.3.3 Limites dos deslocamentos relativos.....	60
3.4 Métodos de cálculo	61
3.4.1 Categoria sísmica	61
3.4.2 Sistemas estruturais sísmo-resistentes.....	62
3.4.3 Irregularidades estruturais	64

3.4.4	Aplicação dos métodos de cálculo.....	65
3.5	Método das forças horizontais equivalentes	66
3.5.1	Coefficiente de resposta sísmica.....	67
3.5.2	Distribuição vertical das forças sísmicas.....	68
CAPÍTULO 4 – O MÉTODO DE HIROSAWA.....		69
4.1	Breve histórico da evolução das normas sísmicas japonesas	69
4.2	Generalidades.....	69
4.3	Índice de desempenho sísmico I_s	71
4.3.1	Sub-índice E_0	72
4.3.2	Sub-índice S_D	77
4.3.3	Sub-índice T_D	81
4.4	Índice de solitação sísmica I_{s0}	82
CAPÍTULO 5 – ADAPTAÇÃO DO MÉTODO DE HIROSAWA.....		85
5.1	Índice de desempenho sísmico I_s adaptado	87
5.2	Índice de solitação sísmica I_{s0} adaptado	90
5.3	Desenvolvimento do método de Hirosawa em um sistema com um grau de liberdade.....	94
5.3.1	Exemplo de aplicação	95
CAPÍTULO 6 – APLICAÇÕES DO MÉTODO ADAPTADO EM ESTRUTURAS MODELO .97		
6.1	Estruturas Modelo	98
6.1.1	Estrutura Modelo I	98
6.1.2	Estrutura Modelo II	103
6.1.3	Estrutura Modelo III.....	108
6.1.4	Estrutura Modelo IV.....	113
6.2	Mapas de vulnerabilidade sísmica no Brasil	119
CAPÍTULO 7 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS		127
7.1	Sugestões para futuros trabalhos	129
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS		131



INTRODUÇÃO

1.1 As atividades sísmicas

As atividades sísmicas são responsáveis por um grande número de perdas de vidas humanas e prejuízos financeiros para a sociedade em geral. Na realidade, estes problemas não são causados pelos terremotos isoladamente, mas sim, pelo colapso parcial ou total das estruturas que não suportam os esforços gerados pelas ações sísmicas.

De acordo com Lindeburg e McMullin (2008), vários microterremotos com magnitude de no máximo 2,0 graus na escala Richter são registrados diariamente nos sismógrafos de todo o mundo, embora os seus efeitos sejam raramente sentidos pelas pessoas. Todos os anos, milhares de terremotos com magnitude em torno de 4,5 graus são registrados no mundo e seus efeitos, mesmo que percebidos pelas pessoas, são bem pequenos para causar estragos nas edificações. Grandes terremotos, como o acontecido em San Francisco em 1906, acontecem em média uma vez por ano e são responsáveis por graves catástrofes.

A magnitude, M , medida na escala Richter, está diretamente relacionada à energia liberada em um terremoto e é determinada, como mostra a Equação (1), a partir do logaritmo de base dez da máxima amplitude, A , registrada no sismômetro como mostra a Figura 1.

$$M = \log_{10} \frac{A}{A_0} \tag{1}$$

onde A_0 é a leitura do sismômetro produzida por um terremoto padrão (amplitude de referência). Normalmente o valor de A_0 é 0,001 mm.

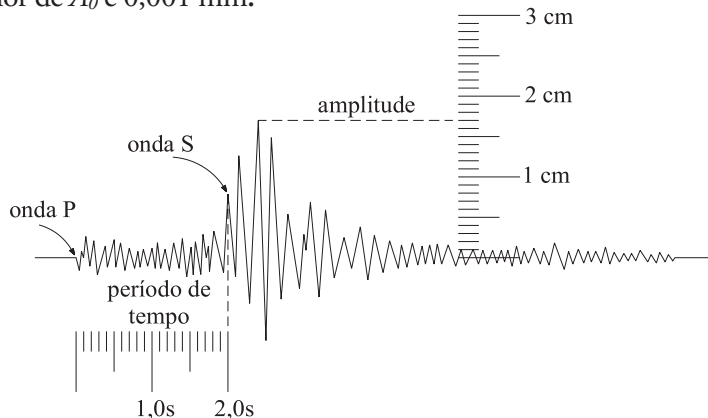


Figura 1 - Leitura de amplitude em sismômetro (Adaptada de Lindeburg e McMullin:2008)

Sendo a magnitude determinada por uma função logarítmica de base dez, um aumento unitário na magnitude significa um aumento de dez vezes na amplitude. Lindeburg e McMullin (2008) apresentam na Equação (2) a relação entre a energia liberada em um terremoto, E_L , e sua magnitude. Um acréscimo unitário na magnitude do terremoto corresponde a um aumento de aproximadamente trinta e duas vezes na energia liberada.

$$\Delta E_L = (10^{\Delta M})^{\frac{3}{2}} \quad (2)$$

onde:

ΔE_L é o aumento na energia liberada pelo terremoto;

ΔM é o aumento na magnitude do terremoto na escala Richter.

A quantidade de energia liberada, E_L , é maior que a quantidade de energia radiada, E_R , no terremoto devido à perda de energia por geração de calor e outros efeitos.

Uma relação aproximada entre a energia radiada (em ergs) e a magnitude do terremoto foi determinada por Gutenberg e Richter (1956 apud Lindeburg e McMullin, 2008) como mostra a Equação (3).

$$\log_{10} E_R = 11,8 + 1,5 \cdot M \quad (3)$$

Dependendo dos locais onde são sentidos os abalos sísmicos, mesmo em terremotos de grande magnitude, as conseqüências em termos de destruição e perda de vidas humanas podem ser mínimas ou nenhuma. Esta maior ou menor possibilidade de gerar danos estruturais e provocar vítimas está relacionada ao conceito de intensidade sísmica.

Várias são as escalas de intensidade usadas pelo meio técnico, podendo ser citadas as escalas MSK, Mercalli Modificada e EMS98. A escala Mercalli Modificada possui 12 níveis de intensidade que variam desde movimentos imperceptíveis pelo homem até destruições catastróficas, como pode ser visto na Tabela 1.

Tabela 1 - Escala de Mercalli Modificada

Intensidade	Efeitos observados no terremoto
I	Nenhum movimento é percebido. Apenas registrado pelos aparelhos de precisão ou sismógrafos.
II	Algumas pessoas podem sentir o movimento se estiverem em repouso e/ou em andares elevados de edifícios. Objetos suspensos podem vir a balançar.
III	Diversas pessoas sentem um movimento leve no interior de prédios especialmente em andares superiores. Muitos não reconhecem o movimento como sendo um terremoto. Veículos parados podem balançar levemente. Vibração parecida com a passagem de um caminhão.
IV	Durante o dia, no interior de prédios a maior parte das pessoas sente o movimento. Durante a noite, algumas pessoas podem acordar. Pratos, janelas e portas vibram. Veículos parados balançam notoriamente.
V	A maior parte das pessoas sente o movimento. Muitas das pessoas dormindo podem acordar. Pratos e janelas quebram. Objetos pequenos deslocam-se. Relógios de pêndulo param.
VI	O terremoto é sentido por todas as pessoas. As pessoas caminham com dificuldade. Revestimentos dos muros podem soltar. Danos leves podem acontecer.
VII	Imperceptíveis danos em construções bem projetadas e construídas; danos leves a moderados em edificações de padrão de construção usual; danos consideráveis em edificações mal construídas. Algumas chaminés quebram.
VIII	Danos leves em estruturas bem projetadas; danos consideráveis em edificações usuais, com colapso parcial. Grandes danos em estruturas mal executadas. Chaminés, colunas, monumentos e muros caem. Móveis pesados saem do lugar.
IX	Danos consideráveis em estruturas bem projetadas, estruturas em pórtico bem projetadas saem de prumo. Grandes danos em estruturas usuais, com colapso parcial. Edificações com fundações deslocadas.
X	Algumas construções em madeira são destruídas; a maioria das estruturas em pórtico e de alvenaria estrutural tem suas fundações destruídas. Trilhos entortam.
XI	A grande maioria das edificações em alvenaria estrutural desmorona. Pontes destruídas.
XII	Destruição total. Modificação da topografia.

Fonte: Traduzida de Lindeburg e McMullin (2008)

Outra forma de caracterizar um terremoto é através da máxima aceleração do solo ou *PGA* (*peak ground acceleration*). Em termos de resposta estrutural, corresponde ao valor máximo da aceleração absoluta de um sistema de um grau de liberdade com rigidez infinita. Seus valores são encontrados através de sismômetros e são normalmente expressos como fração ou porcentagem da aceleração da gravidade g . As normas de ações sísmicas em estruturas normalmente utilizam este parâmetro como base para determinação das ações sísmicas.

Algumas equações tentam relacionar a magnitude sísmica, M , com a *PGA* no epicentro (ponto na superfície terrestre diretamente acima do foco do terremoto). A aceleração do solo depende da distância ao epicentro e das características do solo. As Equações (4) e (5), propostas por Gutenberg e Richter (1956 apud Lindeburg e McMullin, 2008), constituem um exemplo deste tipo de relação usada nos terremotos da Califórnia.

$$PGA = \frac{y_0}{1 + \left(\frac{R'}{h}\right)^2} \quad (4)$$

$$\log_{y_0} = -(b + 3) + 0,81M - 0,027M^2 \quad (5)$$

onde:

R' é a distância entre o ponto de medição da aceleração e o epicentro em quilômetros;

h é a profundidade local em quilômetros;

b é um fator específico do solo.

Ainda segundo Lindeburg e McMullin (2008), existem várias relações empíricas entre intensidade, magnitude e aceleração do solo. No entanto, nenhuma delas pode ser considerada exata.

Importante observar que os danos estruturais estão relacionados aos cuidados tomados nas fases de projeto e construção das edificações. Pequenas construções em países subdesenvolvidos podem sofrer conseqüências bem maiores que grandes edifícios em países desenvolvidos, para terremotos de mesma magnitude. No entanto, para uma região específica que possui métodos de projeto e construção bem definidos é possível encontrar relações bastante confiáveis entre aceleração do solo e desempenho estrutural.

Nos países onde a atividade sísmica é bastante intensa, os estudos das conseqüências dos terremotos nas construções já são bem desenvolvidos e levaram à publicação de documentos e normas que obrigam a consideração dos efeitos sísmicos nos projetos de novas edificações, bem como a verificação da vulnerabilidade de estruturas já existentes. O comportamento das estruturas submetidas às ações sísmicas é de fundamental importância para a redução das perdas humanas e materiais.

1.2 Os efeitos dos sismos nas estruturas de concreto

O comportamento das estruturas frente a uma situação de abalo sísmico está diretamente relacionado às considerações de dimensionamento em projeto, aos sistemas construtivos adotados e à qualidade destes serviços e dos materiais.

Segundo Rodrigues (2006), as causas mais comuns de danos e colapsos em estruturas de concreto armado sujeitas a ações sísmicas são: estribos em quantidade insuficiente e com detalhamentos inadequados; aderência, ancoragem e traspasse inadequados; inadequada capacidade de resistência ao cisalhamento e à flexão; inadequada resistência dos nós; não consideração da influência das paredes de alvenaria no comportamento sísmico das estruturas; mudança abrupta das propriedades e características geométricas da estrutura ou de alguns elementos; mecanismo tipo viga forte - pilar fraco e deficiências estruturais devido às exigências de arquitetura. A Figura 2 e a Figura 3 mostram estruturas ou parte delas após a exposição a abalos sísmicos.



Figura 2 - Estrutura de concreto após abalo sísmico (Rodrigues:2006)



Figura 3 - Estrutura de concreto após abalo sísmico (Rodrigues:2006)

Quanto às características geométricas das estruturas, Lindenburg e McMullin (2008) afirmam que na fase de projeto, a escolha da configuração do edifício é um passo de grande importância. Esta decisão influenciará no comportamento do edifício quando submetido às ações sísmicas. O nível de danos observado em estruturas após terremotos mostra que, em condições semelhantes de aceleração do solo e propriedades dos materiais, os edifícios de configuração mais simples apresentam melhor desempenho sísmico. De acordo com a SEI7 (ASCE, 2005), as estruturas são classificadas como regulares e irregulares.

As estruturas regulares são aquelas que não apresentam significantes descontinuidades físicas e apresentam distribuição contínua de massa, resistência, rigidez e ductilidade. As estruturas irregulares, por sua vez, apresentam significantes descontinuidades físicas e distribuição descontínua do sistema resistente. As descontinuidades em planta são tratadas como irregularidades horizontais e as irregularidades em elevação são tratadas como irregularidades verticais. Embora estas irregularidades agreguem bastante valor estético às construções elas caracterizam-se como fatores de redução de desempenho sísmico.

1.3 Histórico das atividades sísmicas no mundo

São colocados a seguir, de acordo com Leinz e Amaral (1998), exemplos de fortes abalos sísmicos históricos e suas conseqüências. Um grande terremoto ocorreu em 1755 na cidade de Lisboa (Portugal) levando a aproximadamente 60.000 o número de vítimas. Em 1908, as

idades de Messina e Reggio (Itália) foram totalmente destruídas por um violento abalo sísmico ocasionando a morte de aproximadamente 80.000 pessoas. Outro terremoto de catastrófica proporção ocorreu em 1923 nas cidades de Tóquio e Iocoma ceifando a vida de aproximadamente 140.000 pessoas.

Rodrigues (2006) relaciona alguns dos grandes terremotos recentes e suas perdas.

No sismo de Northridge (EUA), em 1994, foram contabilizadas 57 vítimas mortais, tendo havido mais de 8000 feridos e ficando desalojadas cerca de 20000 pessoas. Levantamentos efectuados após o sismo apontam que 9949 habitações foram destruídas, 15122 seriamente danificadas e 29929 ficaram com danos ligeiros, perfazendo um total de 55000 habitações com danos confirmados. O valor dos danos ocorridos ultrapassou 2000 milhões de dólares americanos. No sismo de Kobe (Japão), em 1995, verificou-se que mais de 10000 edifícios colapsaram, 80000 sofreram danos sérios e mais de 300000 pessoas ficaram desalojadas. No sismo da Colômbia, em 1999, foram confirmados 1171 mortos, 4795 feridos, 45000 edifícios colapsaram e/ou ficaram seriamente danificados, e verificou-se um prejuízo de cerca de 2000 milhões de dólares americanos. Também em 1999, em Izmit, Kocaeli (Turquia), o sismo ocorrido provocou 15135 mortos, mais de 24000 feridos e 500000 desalojados. Cerca de 77000 edifícios ficaram seriamente danificados, 80000 com danos moderados e outros 90000 com pequenos danos. Ao longo dos tempos vários sismos têm atingido a Grécia, o país que apresenta a maior sismicidade da Europa. Nos anos mais recentes, estima-se que o custo anual dos danos decorrentes dos sismos na Grécia seja de cerca de 150-200 milhões de dólares americanos e que, no período 1950-2000, a média anual de edifícios colapsados foi de aproximadamente 2200. (RODRIGUES, 2006, p. 5).

De acordo com Calvi *et al.* (2006), embora as perdas econômicas em outras partes do mundo sejam bem menores que as perdas no Japão, EUA e países da Europa, o impacto na economia nacional pode ser bem maior quando analisadas em relação ao PIB (Produto Interno Bruto). Coburn e Spence (2002) apontam as perdas econômicas de alguns países devido aos terremotos entre 1972 e 1990. As três maiores perdas em relação ao PIB encontram-se na América Central, sendo perdas de 40% do PIB na Nicarágua (1972), 18% do PIB na Guatemala (1976) e 31% do PIB em El Salvador (1986).

Em 2010, dois terremotos repercutiram mundialmente por suas grandes magnitudes e intensidades. O primeiro deles aconteceu no Haiti no dia 12 de janeiro e atingiu 7,0 graus na escala Richter. Os dados da catástrofe são impressionantes. Segundo relatório da ONU, foram registradas mais de 220.000 mortes e mais de 700.000 pessoas desabrigadas. O relatório também mencionou perdas econômicas sofridas pelo país, que atingiram mais de 7,7 bilhões de dólares americanos. O segundo aconteceu no Chile no dia 27 de fevereiro e atingiu 8,8 graus na escala Richter. Foram registrados mais de 700 mortes e o número de edificações danificadas superou

a marca de 1,5 milhão. Os efeitos deste terremoto foram sentidos em países vizinhos, inclusive no Brasil. Foi também no Chile, em 1960, onde aconteceu o maior terremoto já registrado no mundo atingindo uma magnitude de 9,6 graus na escala Richter.

Estes dois terremotos representam um ótimo exemplo de como edificações influenciam nas conseqüências de um evento sísmico. Embora o terremoto do Chile tenha atingido maior magnitude quando comparado com o terremoto do Haiti, os efeitos do primeiro terremoto, representados através dos danos observados, foram bem menores do que os do segundo. Isto se deve ao preparo adequado das edificações no Chile que as tornaram muito menos vulneráveis aos abalos sísmicos.

1.4 Atividades sísmicas no Brasil

O globo terrestre é dividido em doze placas tectônicas principais e várias placas secundárias. As atividades sísmicas ocorrem com maior freqüência e intensidade nas regiões de encontro entre duas ou mais placas tectônicas. Nestes pontos, segundo Lindeburg e McMullin (2008), o movimento das placas provoca forças geológicas nas rochas que se comportam como corpos elásticos e acumulam muita energia de deformação. Quando as tensões geradas nas rochas superam as resistências últimas destas, ocorrem rupturas e a energia acumulada é liberada de uma única vez ou em eventos sucessivos provocando um terremoto.

O território brasileiro possui baixa atividade sísmica por localizar-se no centro da placa sul-americana, não podendo ser comparada àquelas desencadeadas em regiões situadas nos limites das placas tectônicas. No entanto, isto não significa que o território brasileiro possua inatividade sísmica.

Segundo Santos e Lima (2005), o estudo da sismicidade no Brasil com base científica teve início somente na década de 70 com a instalação de vários sismógrafos no território nacional. No entanto, ainda hoje não se tem um estudo completo destas manifestações sísmicas.

De acordo com Leinz e Amaral (1998), mesmo antes do início das atividades científicas de monitoramento dos abalos sísmicos no Brasil, alguns relatos históricos descrevem a manifestação de terremotos e suas conseqüências nos estados de Minas Gerais, Amazonas, Mato Grosso, Bahia, Rio Grande do Norte, Pernambuco, Goiás, São Paulo, Espírito Santo, Ceará, Pará, Rio de Janeiro e Rio Grande do Sul.

O maior terremoto que o país já teve, ocorreu há mais de 50 anos, na Serra do Tombador, no Mato Grosso, atingindo 6,6 graus na escala Richter. Outros registros que merecem destaque: Manaus-AM (1963) com 5,1 graus, noroeste do Mato Grosso do Sul (1964) com 5,4 graus, Pacajus-CE (1980) com 5,2 graus, Codajás-AM (1983) com 5,5 graus, João Câmara-RN (1986 e 1989) com 5,1 graus e 5,0 graus respectivamente, Plataforma-RS (1990) com 5,0 graus, Porto

Gaúcho-MT (1998) com 5,2 graus, divisa entre Acre e Amazonas (2007) com 6,1 graus. Em Itacarambi-MG, no dia 09 de dezembro de 2007 ocorreu um terremoto com 4,9 graus na escala Richter que provocou a primeira vítima fatal da história do Brasil além de deixar cinco feridos e várias casas destruídas.

A Figura 4 representa a sismicidade brasileira ocorrida desde a época da colonização até 1981. Observa-se uma maior concentração de terremotos na região Nordeste, mais precisamente nos estados do Ceará e Rio Grande do Norte; na região Sudeste, mais precisamente no sul do estado de Minas Gerais, Rio de Janeiro e São Paulo; e a presença de terremotos de elevada magnitude na região Norte e Centro-Oeste.

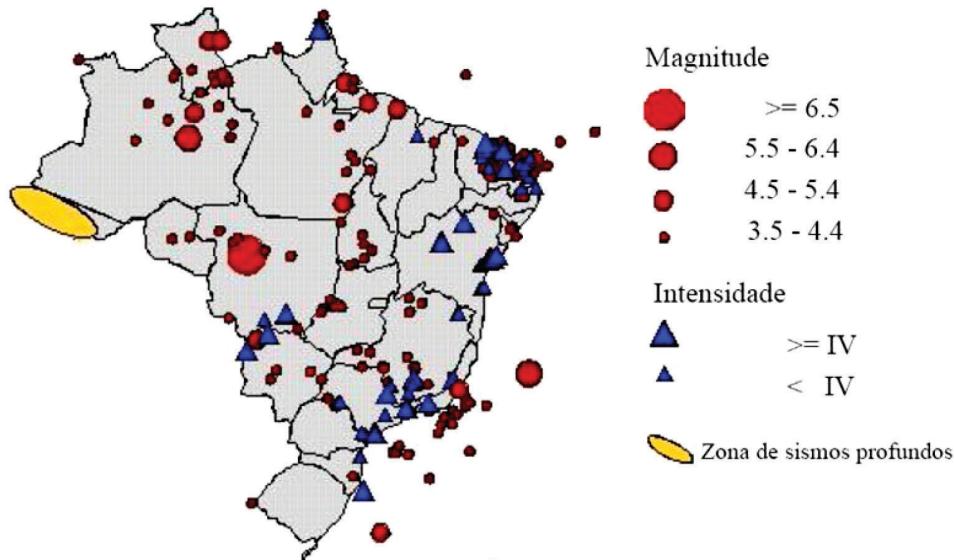


Figura 4 - Mapa da sismicidade brasileira (Berrocal:1984)

Por conta destes acontecimentos, vários estudos sobre sismicidade e tectonismo vêm sendo desenvolvidos no Brasil com o objetivo de mais bem entender a origem destes terremotos.

Hasui e Ponçano (1978) associam estes sismos ocorridos no Brasil com os movimentos tectônicos de caráter global. Eles identificam zonas de descontinuidade (geossuturas proterozóicas) que são zonas frágeis nas quais as forças tectônicas agem dando origem aos sismos. Segundo Haberlechner (1978), existem no Brasil dez províncias sismotectônicas que são regiões onde existe concentração destas atividades sísmicas por conta da presença das falhas tectônicas.

As placas tectônicas são recortadas por vários pequenos blocos com dimensões variadas. Estes recortes constituem as falhas tectônicas que funcionam como uma ferida que não cicatriza e que, apesar de serem bastante antigas, podem abrir a qualquer momento para liberar energia. Segundo Saadi (2002), o maior número de falhas concentra-se nas Regiões Sudeste e Nordeste, local onde se verifica a maior quantidade de abalos sísmicos, seguindo-se as Regiões Norte, Centro-Oeste e Sul, sendo esta a que apresenta o menor número de falhas.

Para identificar as falhas tectônicas são necessários estudos de mapas topográficos e geológicos, imagens de satélite e radar e inspeções *in loco*. Saadi (2002) realizou um estudo detalhado do território brasileiro que possibilitou a confecção do primeiro mapa identificando a localização de várias falhas tectônicas no território nacional como mostra a Figura 5.



Figura 5 - Mapa das principais falhas tectônicas brasileiras (Saadi:2002)

Hasui (1990) relaciona de forma bastante clara a relação entre o neotectonismo no Brasil e a reativação destas falhas. Segundo ele, a reativação de uma falha preexistente, desencadeada pelas ações da tectônica global (processo denominado tectônica ressurgente) é bem mais provável de acontecer do que a formação de uma nova linha de fraqueza. Segundo Lima (2000), a movimentação da placa tectônica sul-americana no sentido oeste-noroeste é o principal fator das ocorrências tectônicas no Brasil.

O estado do Ceará está situado em uma região cortada por um conjunto de falhas ativas, apresentando uma sismicidade contínua e expressiva em relação ao resto do país, merecendo, portanto, a atenção dos órgãos de pesquisa e vigilância na sua investigação e acompanhamento. Segundo Bezerra (1999), a falha de Carnaubais é a mais extensa delas, estendendo-se pelos estados do Ceará e do Rio Grande do Norte.

Como citado anteriormente, em 1980 verificou-se um forte tremor de terra com magnitude de 5,2 graus na escala Richter na cidade de Pacajús. Este terremoto foi sentido em Fortaleza e em parte dos estados da Paraíba, Pernambuco, Piauí, Maranhão e Alagoas a quase 700 km de distância do epicentro.

Recentemente, em um informe sísmico do Observatório Sismológico, a UnB noticiou no dia 21 de maio de 2008, a ocorrência de dois tremores de terra nas proximidades de Sobral no intervalo de tempo de apenas três minutos. Estes terremotos também provocaram reflexos na cidade de Fortaleza. O local do epicentro está exposto na Figura 6.

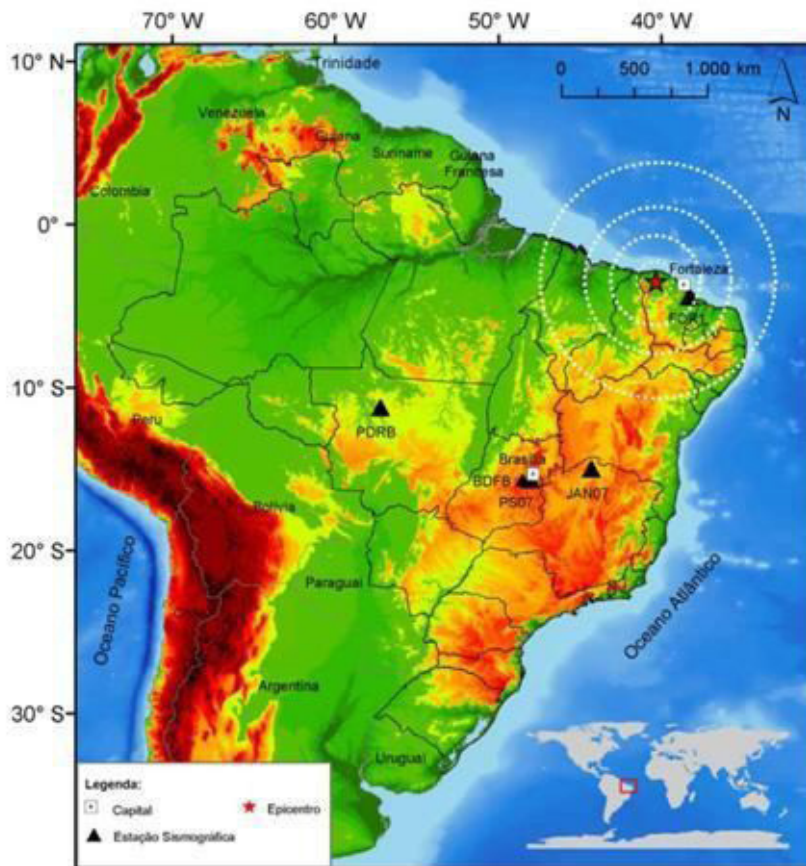


Figura 6 - Região epicentral do tremor de terra registrado em 21 de maio de 2008 (UnB – Universidade de Brasília:2008)

O primeiro ocorreu às 16h25min (hora local), com magnitude preliminar estimada em 4,3 graus na escala Richter, e o segundo às 16h28min (hora local) de magnitude 3,9 graus. Para estimar as magnitudes destes sismos, a UnB utilizou dados das estações da Rede Sismográfica Nacional localizada em Fortaleza-CE, Caraíbas/Itacarambi- MG, Porto dos Gaúchos-MT e Brasília-DF. A Figura 7 mostra os registros na estação de Fortaleza.

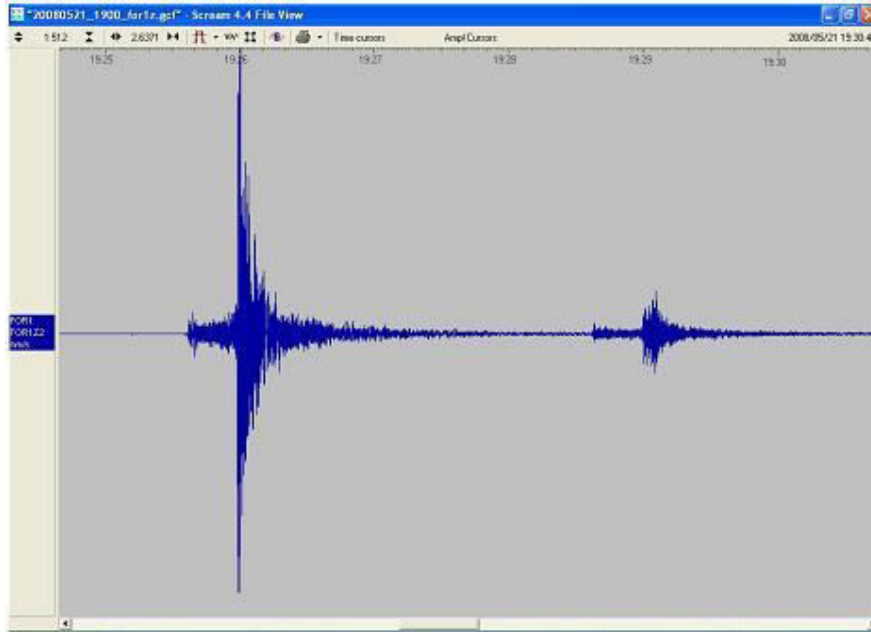


Figura 7 - Registro dos dois terremotos na Estação de Fortaleza, localizada cerca de 200km da área epicentral (UnB – Universidade de Brasília:2008)

Além deste tremor de terra, na cidade de Sobral (precisamente no distrito de Jordão) e nos municípios de Alcântaras e Meruoca, outros tremores de menor intensidade foram registrados no mesmo período.

No ano de 2006, impulsionada pela verificação de maiores atividades sísmicas registradas no Brasil nos últimos anos e pela necessidade de adequação das normas técnicas brasileiras às exigências internacionais para uma maior integração econômica com outros países do mundo, como afirma Santos e Lima (2005), a ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas – elaborou e publicou a NBR 15421 (ABNT, 2006) – Projeto de estruturas resistentes a sismos.

A NBR 15421 (ABNT, 2006) estabelece os requisitos exigíveis para a verificação da segurança das estruturas usuais da construção civil relativamente às ações de sismos, visando a preservação de vidas humanas, a redução nos danos esperados em edificações e a manutenção da operacionalidade de edificações críticas durante e após um evento sísmico.

1.5. Justificativa

A NBR 15421 (ABNT, 2006) trata da obrigatoriedade da consideração das ações sísmicas nos projetos de novas estruturas. Como a grande maioria dos edifícios brasileiros foi construída anteriormente a esta publicação, a aplicação de métodos de avaliação da vulnerabilidade sísmica das estruturas existentes faz-se necessária.

Devido à consideração de não simultaneidade das ações sísmicas e de vento estabelecida pela NBR 8681 (ABNT, 2003) – Ações e segurança nas estruturas, alguns projetistas vêm relutando em aplicar os procedimentos previstos na norma de estruturas resistentes a sismos alegando que os cuidados de projeto para resistir às forças laterais de vento seriam suficientes para combater as eventuais ações sísmicas.

Trabalhos, como o de Santos e Lima (2006), abordaram este tema e provaram que em algumas situações os efeitos das forças sísmicas podem ser mais críticos do que os efeitos devidos ao vento. Além disto, Lindeburg e McMullin (2008) expõem vários cuidados de detalhamento que devem ser adotados em estruturas de concreto armado de forma a garantir um padrão mínimo de ductilidade necessário às estruturas em exposição às ações sísmicas.

Sendo o Brasil um país de baixa sismicidade, não se justifica um programa de avaliação de vulnerabilidade de todas as estruturas existentes. No entanto, como já exposto anteriormente, não existem garantias de que um forte abalo em áreas urbanas brasileiras nunca acontecerá. A maioria dos sismos no Brasil é de pequena magnitude, em torno de 4,5 graus na escala Richter, e ocorre normalmente a baixas profundidades, em torno de 30 km, sendo sentido somente nas proximidades do epicentro. Importante observar que, mesmo em regiões relativamente tranquilas do ponto de vista sísmico, podem ocorrer grandes terremotos. Segundo Celik (2008), evidências históricas sugerem que terremotos de grande magnitude, em torno de 8,0 graus, ocorreram no centro e leste dos Estados Unidos da América, região de características sísmicas estáveis como o Brasil. Nestas regiões, a probabilidade de ocorrência de sismos severos é muito menor que em regiões próximas às bordas das placas tectônicas. No entanto, a natureza estável dos solos das regiões centrais das placas provoca a propagação mais eficiente das ondas sísmicas caracterizando estas regiões como áreas potencialmente perigosas para sismos catastróficos.

Por conta disto, é de fundamental importância a aplicação de uma metodologia de avaliação da vulnerabilidade sísmica das edificações de uso essenciais como hospitais, prédios de bombeiros, centros de coordenação, comunicação e operação de emergência e estruturas com funções críticas para a Defesa Civil. Uma vez diagnosticada a fragilidade sísmica destas estruturas, procedimentos de reforço estrutural devem ser adotados.

Trabalhos como o de Varum *et al.* (2004) discutem várias técnicas que podem ser utilizadas na execução de reforço sísmico de estruturas de concreto armado. As técnicas mais comuns envolvem aumento de resistência ao cisalhamento e ductilidade das peças que compõem o sistema resistente da edificação.

1.6. Objetivos e Metodologia

O objetivo principal deste trabalho é aplicar um método de avaliação de vulnerabilidade sísmica de larga escala nas estruturas de concreto armado de uso essencial já existentes no Brasil, para indicar a necessidade de aplicação de análises mais detalhadas e complexas nestas estruturas.

Para atingir o objetivo geral proposto, foram estudados os principais métodos de avaliação de vulnerabilidade sísmica de estruturas de concreto presentes na literatura técnica, apresentando resumidamente as vantagens e desvantagens de cada método com vistas à escolha de um deles que mais bem se adeque à realidade brasileira.

Para que um método de avaliação de vulnerabilidade sísmica possa ser aplicado em outro país, diferente daquele onde foram realizados os estudos para seu desenvolvimento, é necessário conhecer as características construtivas, as propriedades dos materiais e o risco sísmico locais. Neste sentido é realizado um estudo da norma brasileira de projetos resistentes a sismos e a comparação desta com outras normas internacionais de forma a permitir um melhor entendimento dos seus parâmetros. Em seguida, um estudo detalhado do método de avaliação de vulnerabilidade sísmica escolhido, permite relacionar os parâmetros da norma brasileira com os do método, possibilitando assim, a sua adaptação. Uma vez realizada a adaptação do método, este é aplicado inicialmente em uma estrutura com um grau de liberdade e, em seguida, em estruturas modelo, variando o número de pavimentos e a configuração estrutural em termos de irregularidades vertical e horizontal. As estruturas modelo procuram representar edificações de uso essencial. Estas estruturas são submetidas a diferentes ações sísmicas geradas a partir da variação das acelerações sísmicas de projeto e das classes de terreno previstas na norma brasileira. Os resultados das aplicações são apresentados em forma de tabelas, gráficos e mapas de vulnerabilidade sísmica das estruturas modelo.

1.7. Resumo dos capítulos

Este trabalho é composto por sete capítulos resumidos e apresentados a seguir.

O primeiro capítulo apresenta conceitos e definições relacionadas às atividades sísmicas. São apresentadas as conseqüências das atividades sísmicas sobre as estruturas de concreto; e um breve histórico das atividades sísmicas no mundo e no Brasil. Composto ainda este capítulo são também apresentadas a justificativa, objetivos e metodologia.

O segundo capítulo apresenta os diferentes tipos de avaliação de vulnerabilidade sísmica de estruturas existentes desenvolvidos no mundo. São definidos e brevemente comentados os principais métodos qualitativos, quantitativos e experimentais de avaliação de vulnerabilidade sísmica.

No terceiro capítulo é realizado um estudo da NBR 15421 (ABNT, 2006) – Projeto de estruturas resistentes a sismos – a qual é comparada com as normas americanas IBC (ICC, 2006) e SEI7 (ASCE, 2005). São abordados assuntos como o período de retorno, o espectro de resposta de projeto, deslocamentos absolutos e relativos, métodos de cálculo e o método das forças horizontais equivalentes.

O quarto capítulo apresenta o método de Hirosawa para avaliação da vulnerabilidade sísmica de estruturas de concreto. São apresentados resumidamente os três níveis de avaliação adotados pelo método e discutido detalhadamente o primeiro nível de avaliação.

No quinto capítulo, o primeiro nível de avaliação do método de Hirosawa é adaptado levando em conta os parâmetros da norma brasileira de projetos resistentes a sismos e as características construtivas locais. É realizada uma aplicação do método em um sistema com um grau de liberdade.

No sexto capítulo são apresentadas quatro estruturas modelo e nelas é aplicado o método de Hirosawa adaptado. São realizadas análises de vulnerabilidade sísmica das estruturas modelo variando as acelerações características de projeto e as classes de terreno abordadas na NBR 15421 (ABNT, 2006). Os resultados são apresentados em forma de tabelas, gráficos e mapas de vulnerabilidade sísmica.

Por fim, o sétimo capítulo apresenta as conclusões e sugere temas para a realização de futuros trabalhos que agregarão conhecimento ao estudo de vulnerabilidade das estruturas de concreto armado brasileiras.



MÉTODOS DE AVALIAÇÃO DE VULNERABILIDADE

2.1. Métodos de avaliação de vulnerabilidade sísmica de estruturas de concreto

A avaliação de vulnerabilidade sísmica de edifícios em grandes escalas geográficas foi inicialmente desenvolvida nos anos 70. Calvi *et al.* (2006) definem vulnerabilidade sísmica de estruturas como sendo a susceptibilidade ao dano devido ao movimento de base imposto por um terremoto de determinada intensidade. O objetivo principal da avaliação da vulnerabilidade é obter a probabilidade de um determinado tipo de estrutura sofrer um determinado nível de dano devido a um cenário sísmico.

Nos países de grande atividade sísmica, vários métodos de avaliação da vulnerabilidade de edifícios em estruturas de concreto são constantemente desenvolvidos e aplicados. Alguns destes métodos são bastante trabalhosos e caros e a sua aplicação não se justifica em um país de baixa atividade sísmica como o Brasil. Para regiões deste tipo de sismicidade, são desenvolvidos e testados em todo o mundo métodos de baixo custo que se adequem a esta configuração.

Segundo Calvi *et al.* (2006), em uma avaliação de vulnerabilidade, o parâmetro selecionado deve ser capaz de relacionar o movimento de base com os danos na edificação. Tradicionalmente, a intensidade sísmica e a *PGA* têm sido usadas. Propostas mais recentes têm relacionado a vulnerabilidade sísmica dos edifícios com o espectro de resposta obtido do movimento do solo.

De acordo com Proença (2004), a Organização Pan-Americana da Saúde classifica os métodos de avaliação da vulnerabilidade sísmica em métodos qualitativos e quantitativos.

Os métodos qualitativos são aqueles concebidos para uma avaliação generalizada da vulnerabilidade sísmica de um conjunto de edifícios, destinada à priorização das operações de reforço. Podem ser também utilizados para corroborar o nível de segurança das construções determinado por um método quantitativo. Estes métodos não permitem identificar claramente a distribuição de danos na estrutura, impossibilitando uma avaliação rigorosa dos danos e o desenvolvimento de projeto de reforço sísmico. São sobretudo úteis numa fase preliminar de verificação, podendo subseqüentemente levar à avaliação da vulnerabilidade sísmica estrutural por métodos quantitativos.

Os métodos quantitativos são mais rigorosos e podem ser utilizados quando se pretende estudar detalhadamente uma determinada construção ou quando os métodos qualitativos conduzem a resultados inconclusivos. Estes métodos pressupõem o desenvolvimento de um modelo numérico específico que é utilizado com determinado grau de rigor para a previsão do comportamento sísmico.

Os métodos qualitativos e quantitativos também são chamados por Calvi *et al.* (2006) de métodos empíricos e métodos analíticos respectivamente. Como a aplicação dos métodos

quantitativos não conduz a resultados exatos, e sim aproximados, estes serão chamados neste trabalho de métodos numéricos.

2.2 Métodos qualitativos ou empíricos

Os principais métodos qualitativos ou empíricos citados na literatura são: Matrizes de Probabilidade de Danos (*Damage Probability Matrices – DPM*), Método do Índice de Vulnerabilidade (*Vulnerability Index Method*), Curvas Contínuas de Vulnerabilidade (*Continuous Vulnerability Curves*) e Métodos de Verificação (*Screening Methods*).

As Matrizes de Probabilidade de Danos foram abordadas nos trabalhos de Whitman *et al.* (1973), Braga *et al.* (1982), Dolce *et al.* (2003), Giovinazzi e Lagomarsino (2001, 2004). Nos trabalhos de Fah *et al.* (2001), Cardona e Yamin (1997), Veneziano *et al.* (2002), Oliveira *et al.* (2004, 2005) e Lantada *et al.* (2004), este método serviu como ferramenta para análise de risco e perda em cidades européias. Segundo ele, um determinado tipo de estrutura terá a mesma probabilidade de sofrer os mesmos danos estruturais quando submetido a uma determinada intensidade sísmica. A montagem de uma Matriz de Probabilidade de Danos é realizada através de coleta de dados pós-sísmicos. A vantagem deste método é a possibilidade de ser usado em regiões com características semelhantes para prever os efeitos de diferentes intensidades sísmicas em tipos estruturais específicos. Um dos problemas relacionados a este método são as lacunas presentes nas matrizes devido ao não conhecimento do comportamento das estruturas em terremotos de intensidades nunca ocorridos na região em estudo.

O Método do Índice de Vulnerabilidade foi abordado nos trabalhos de Benedetti e Petrini (1984), GNDT (1993, 2000), Faccioli *et al.* (1999), Guagenti e Petrini (1989) e Bernardini (2000). Neste método, uma relação entre a ação sísmica e a resposta sísmica é estabelecida através de um índice. Este índice é formado por alguns parâmetros, cada um deles quantificados em uma escala de quatro coeficientes em função das próprias condições dos parâmetros. Ainda na determinação do índice, para cada parâmetro é atribuído um peso relacionado à sua importância. De acordo com Calvi *et al.* (2006), as informações sobre os parâmetros formadores do índice de vulnerabilidade são coletadas através de pesquisa de campo. Os parâmetros estão relacionados às características da edificação que podem influenciar na sua vulnerabilidade, como a configuração do edifício em planta e fachada, tipos de fundações, elementos estruturais e não-estruturais, estado de conservação, tipo e qualidade dos materiais. O índice de vulnerabilidade normalmente é normalizado entre 0 e 100, onde 0 (zero) representa o edifício menos vulnerável e 100 o mais vulnerável. Os dados coletados de terremotos passados podem ser usados para calibrar as funções dos índices de vulnerabilidade de forma a relacionar um fator de dano global dos edifícios de mesma tipologia com a intensidade sísmica ou *PGA*. A principal vantagem do Método do Índice de Vulnerabilidade é que este permite considerar as características que influenciam na vulnerabilidade dos edifícios ao invés de considerar somente a tipologia estrutural. O método apresenta como desvantagem a necessidade de um julgamento especializado na avaliação das condições verificadas em cada parâmetro que compõe o índice de vulnerabilidade e a desconsideração dos graus de incerteza dos coeficientes e pesos aplicados nos cálculos do índice.

O método das Curvas Contínuas de Vulnerabilidade foi abordado nos trabalhos de Spence *et al.* (1992), Orsini (1999), Sabetta *et al.* (1998), Rosseto e Elnashai (2003), Scawthorn *et al.* (1981) e Shinozuka *et al.* (1997). As Curvas Contínuas de Vulnerabilidade são traçadas a partir dos danos observados nas edificações devido às ações sísmicas passadas. Segundo Calvi *et al.* (2006), para encontrar as funções de vulnerabilidade uma Escala de Intensidade sem Parâmetros (*Parameterless Scale Intensity – PSI*) é usada. Esta escala foi proposta por Spence *et al.* (1992) e é baseada nos danos observados em estruturas pela escala de intensidade MSK.

Dentre os Métodos de Verificação destacam-se o primeiro nível de avaliação do JBDPA (*Japan Building Disaster Prevention Association*), o RSP (*Rapid Screening Procedure*) e o Método de Verificação da Segurança Sísmica (*Seismic Safety Screening Method*).

O método do JBDPA, também conhecido como método “japonês” consiste na comparação do índice de desempenho sísmico, I_s , com o índice de solicitação sísmica, I_{s0} . A base do método japonês é o Método de Hirosawa (HIROSAWA, 1992). Este método possui mais dois níveis de avaliação, os quais são classificados como métodos de avaliação quantitativos.

O RSP tem como objetivo gerar uma pontuação estrutural “S” que está relacionada à probabilidade do edifício de apresentar danos que gerem risco de vida quando submetido à ação de fortes sismos. Uma baixa pontuação “S” indica que o edifício é vulnerável e precisa de análise mais detalhada, ao passo que uma elevada pontuação “S” indica que o edifício provavelmente é seguro para as ações sísmicas definidas.

O Método de Verificação da Segurança Sísmica é uma adaptação do método “japonês” às características construtivas e sísmicas da Turquia. Os Métodos de Verificação apresentam como desvantagem a necessidade de adequação dos índices, coeficientes e fatores à realidade do local de estudo.

2.3 Métodos quantitativos ou numéricos

Dentre os métodos quantitativos para avaliação de estruturas de concreto destacam-se na literatura os Métodos Híbridos, os métodos baseados no Espectro de Capacidade (*Capacity Spectrum Method, CSM*) e os métodos baseados em Deslocamentos (*Fully Displacement-Based Methods*). Segundo Calvi *et al.* (2006), estes métodos apresentam algoritmos mais detalhados com significado físico mais direto. Este aspecto permite que estudos de sensibilidade sejam realizados além de permitir a calibração de várias características das partes envolvidas na análise. Segundo Proença (2004), os métodos quantitativos podem seguir quatro metodologias para solução dos modelos matemáticos: análise estática linear, análise dinâmica linear, análise estática não-linear (*pushover*) e análise dinâmica não-linear.

Os Métodos Híbridos foram abordados por Kappos *et al.* (1995, 1998) e Barbat *et al.* (1996). Estes métodos combinam as Matrizes de Probabilidade de Danos e as Funções de Vulnerabilidade que se baseiam em estatísticas de danos pós-terremotos com os procedimentos numéricos que têm como base os modelos matemáticos das tipologias das edificações em estudo. Modelos híbridos podem ser particularmente vantajosos quando há escassez de dados de danos pós-terremotos de um determinado nível de intensidade para a área geográfica analisada, na

medida em que as simulações matemáticas permitem, através da extrapolação de resultados, preencher as lacunas existentes nas Matrizes e Funções. Importante observar também que os dados pós-terremotos disponíveis para determinados níveis de intensidade permitem a calibração do modelo matemático.

Nos métodos baseados no Espectro de Capacidade são encontrados pontos de desempenho sísmico (*performance point*) para cada tipo de edifício sob um cenário particular de terremoto. Este ponto de desempenho é determinado a partir da interseção das curvas de capacidade da estrutura com as curvas das ações sísmicas. Várias metodologias mundialmente conhecidas para avaliação de riscos sísmicos baseiam-se no Espectro de Capacidade. Algumas destas metodologias são HAZUS (Hazard US), Haz-Taiwan, LNECloss e o projeto RISK_UE. A análise de vulnerabilidade sísmica é um dos fatores utilizados na análise de risco sísmico.

Os primeiros passos no sentido do desenvolvimento de uma completa avaliação de vulnerabilidade baseada em Deslocamentos podem ser encontrados em Calvi (1999). Este trabalho propõe uma metodologia que usa deslocamentos como indicador fundamental do dano e como uma representação espectral da solicitação do terremoto.

Existem algumas questões relacionadas aos métodos quantitativos que precisam ser observadas, tais como: a capacidade de modelos numéricos de prever, de maneira bastante aproximada, a resposta das estruturas reais e a capacidade de levar em consideração erros humanos nos projetos e construções de edifícios, que são frequentemente as principais causas de colapsos catastróficos.

2.4 Métodos experimentais

Além dos tipos de métodos já citados neste trabalho, outro que merece destaque no meio técnico é o método experimental. Estes métodos normalmente apresentam elevado custo devido à estrutura necessária para a realização de ensaios. Entre os métodos de avaliação experimental da vulnerabilidade de edifícios existentes em concreto armado pode-se citar o trabalho desenvolvido por Varum *et al.* (2004). Neste trabalho, uma grande quantidade de ensaios foi realizada em dois pórticos de concreto armado em escala real. Os pórticos possuíam quatro pavimentos e foram construídos seguindo as práticas de projeto e construção utilizadas nos países da Europa entre os anos 50 e 70. Um dos pórticos possuía fechamento em alvenaria e o outro não. A aplicação de cargas laterais aconteceu através de ensaios pseudodinâmicos com acelerações de 218, 288 e 373 cm/s^2 . Os resultados encontrados ajudaram a avaliar a vulnerabilidade de pórticos simples e podem ser usados como base para calibração de modelos matemáticos.

Outro método experimental proposto por Michel e Guéguen (2004) é o método de vibração ambiente. Este método é de baixo custo quando comparado a outros métodos experimentais, sendo indicado para regiões de baixa sismicidade. Neste método, as respostas da estrutura a uma vibração ambiente oriunda de uma fonte excitadora, obtidas através de instrumentação, servem de base para estimar o comportamento de estruturas de mesma tipologia quando submetidas às ações sísmicas. Geralmente, uma das críticas mais comuns feitas ao uso do método de vibrações ambientes na engenharia estrutural deve-se ao baixíssimo nível de vibração da fonte excitadora que não pode ser comparado ao comportamento da construção durante os terremotos.



COMPARAÇÃO DA NBR 15421:2006 COM NORMAS AMERICANAS

A norma que trata dos efeitos dos sismos nas estruturas no Brasil é a NBR 15421 (ABNT, 2006). Como comentado anteriormente, a aplicação deste documento tem enfrentado certa resistência por parte do meio técnico porque além de ter sido recentemente publicada, também é por vezes questionada sob a alegação da baixa sismicidade brasileira. Contrária à realidade do Brasil e justificada pela elevada atividade sísmica de algumas regiões, os Estados Unidos da América dispõem e aplicam várias normas e documentos relacionados a projetos de estruturas resistentes a sismos. Dentre estes documentos destacam-se o IBC (ICC, 2006) e a SEI7 (ASCE, 2005).

Estes dois documentos americanos serviram de base para a elaboração da norma brasileira, sendo observadas algumas adaptações em função da realidade de baixa sismicidade verificada no Brasil. Embora já tenha sido publicado o IBC (ICC, 2009), neste trabalho será utilizado o IBC (ICC, 2006) por ser esta a versão em vigor no ano da publicação da NBR 15421 (ABNT, 2006). Neste capítulo são apresentadas as principais similaridades e diferenças entre as referidas normas, visando um melhor entendimento da norma brasileira de projeto de estruturas resistentes a sismos e propor, caso necessário, a adaptação de alguns parâmetros da NBR 15421 (ABNT, 2006) em futuras revisões.

Trabalhos que estudam e comparam diferentes normas de projetos de estruturas resistentes a sismos foram publicados por vários autores. Como exemplos podem ser citados os trabalhos de Nakashima *et al.* (2000) e Tada *et al.* (2003) que compararam o *Uniform Building Code* - UBC e o *International Building Code* - IBC americanos com o *Building Center of Japan* - BCJ japonês; Marino *et al.* (2005) que comparou o Eurocode 8 com o BCJ japonês e Yayong (2004) que comparou a norma chinesa GB 50011 com a norma internacional ISO 3010.

O estudo da norma brasileira e dos referidos documentos americanos aborda alguns parâmetros tais como o período de retorno, o espectro de resposta de projeto, deslocamentos absolutos e relativos, métodos de cálculo e o método das forças horizontais equivalentes.

3.1 Período de retorno

O período de retorno, também conhecido como período de recorrência ou tempo de recorrência, é o intervalo de tempo estimado de ocorrência de um determinado evento. Alguns eventos são normalmente associados a um período de retorno, tais como chuvas, enchentes, secas,

terremotos, furacões, entre outros. O período de retorno, T_R , está associado à probabilidade, P_R , de um evento ser ultrapassado em um determinado período de tempo, T_F , sendo, portanto, um parâmetro estatístico de grande utilidade para análises e dimensionamentos de obras de Engenharia. É calculado pela Equação (6).

$$T_R = - \frac{T_F}{\ln(1,0 - P_R)} \quad (6)$$

Nas normas de projetos resistentes a sismos, as ações sísmicas são determinadas a partir das acelerações características de projeto que são relacionadas a um determinado período de retorno.

Na NBR 15421 (ABNT, 2006), os valores definidos como característicos nominais para as ações sísmicas são aqueles que têm 10% de probabilidade de serem ultrapassados no sentido desfavorável, durante um período de 50 anos, o que corresponde a um período de retorno de 475 anos.

Este período de retorno (475 anos) é adotado também por outras normas internacionais como o BCJ e o Eurocode 8, o qual é aplicado às ações sísmicas provenientes de fortes terremotos. Para ações sísmicas geradas por terremotos moderados, o BCJ e o Eurocode 8 adotam períodos de retorno de 43 e 95 anos, respectivamente, ou seja, estas normas adotam dois períodos de retorno para determinação das ações sísmicas.

Já a SEI7 (ASCE, 2005) assume que os valores característicos de acelerações devem ser de 2/3 dos valores correspondentes a um período de retorno de 2475 anos. Para determinação deste período de retorno é considerada a probabilidade de 2% de serem ultrapassados os valores característicos em um período de 50 anos.

Segundo Santos e Lima (2006), o estudo das acelerações sísmicas horizontais no Brasil teve como base inicial um estudo de risco sísmico a nível mundial, o *Global Seismic Hazard Maps*, realizado pelo GFZ-Potsdam. Outros estudos como o desenvolvido por Santos e Lima (2004) contribuíram para a elaboração do mapa de acelerações sísmicas recomendado pela NBR 15421 (ABNT, 2006).

Santos *et al.* (2010) provaram ser conservadora a adoção das acelerações sísmicas recomendadas pela norma brasileira para uma das regiões de maior sismicidade no Brasil, a região Nordeste.

Através do acompanhamento de uma rede sismográfica mais abrangente e detalhada, será possível, através do monitoramento de terremotos em todo país, determinar de maneira mais precisa as acelerações características horizontais de projeto, o que poderá inclusive colaborar para futuras revisões da NBR 15421 (ABNT, 2006).

O caráter conservador do período de retorno adotado no Brasil deve-se à relativa ausência de dados sísmicos para o cálculo das acelerações características horizontais de projeto.

3.1.1 Acelerações sísmicas horizontais

Definido o período de retorno, é possível calcular as acelerações sísmicas horizontais. De acordo com a NBR 15421 (ABNT, 2006), o território brasileiro é dividido seguindo o zoneamento sísmico do mapa exposto na Figura 8. As cinco zonas sísmicas são definidas de acordo com a variação de a_g , aceleração sísmica horizontal característica normalizada para terrenos Classe B (Rocha) nas faixas estabelecidas na Tabela 2. Os valores de a_g independem do período da estrutura.

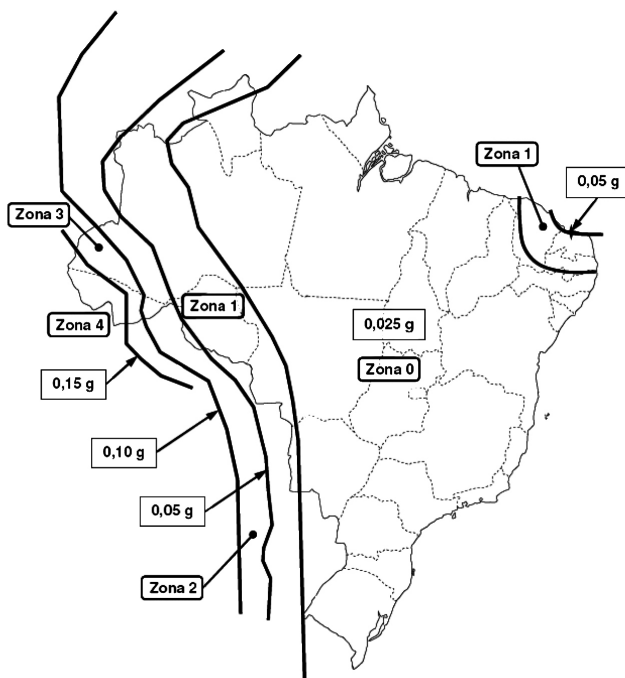


Figura 8 - Zonas sísmicas no Brasil (NBR 15421:2006)

Tabela 2 - Zonas sísmicas brasileiras

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: NBR 15421 (ABNT, 2006)

A SEI7 (ASCE, 2005) apresenta mapas de acelerações sísmicas para os Estados Unidos da América. Para cada localização, existem dois valores de aceleração sísmica horizontal a serem considerados: S_s , para estruturas com período fundamental de vibração de 0,2s, e S_l , para estruturas com período fundamental de 1,0s.

3.2 Espectro de resposta de projeto

Um espectro de resposta é um gráfico de valores máximos de resposta (deslocamento, velocidade ou aceleração) de sistemas de um grau de liberdade com diferentes períodos naturais de vibração sujeitos ao mesmo terremoto (MATHEU *et al.*, 2005).

O espectro de resposta em aceleração representa as acelerações de pico, S_a , ou acelerações espectrais de sistemas de um grau de liberdade. As acelerações espectrais além de dependerem do período fundamental da estrutura, dependem também de suas taxas de amortecimento, ξ . Quanto maiores forem as taxas de amortecimento, menores serão as acelerações espectrais como mostra a Figura 9.

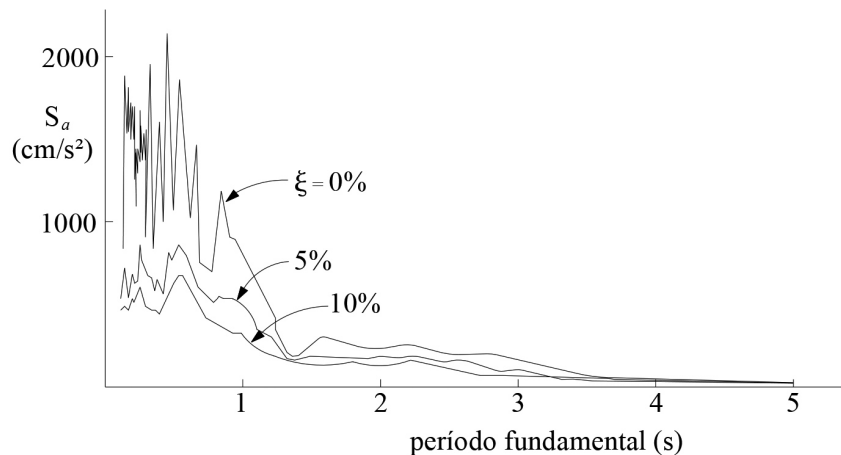


Figura 9 – Espectro de resposta do terremoto de El Centro – 1940 (Adaptada de Lindeburg e McMullin:2008)

Os picos de acelerações espectrais ocorrem quando o período fundamental da estrutura coincide com o período predominante do terremoto, ou seja, quando a edificação entra em ressonância com a excitação. Lindeburg e McMullin (2008) afirmam que nos terremotos ocorridos na Califórnia, o pico de acelerações espectrais normalmente ocorre no intervalo de períodos entre 0,2 e 0,5s. A ocorrência destes picos de acelerações espectrais justifica a adoção de duas acelerações sísmicas horizontais de projeto pela SEI7 (ASCE, 2005).

Como os espectros de resposta não possuem uma configuração constante e são traçados a partir de um terremoto específico, não é possível utilizar tais espectros para novos projetos. Para tanto, é definido um espectro de resposta de projeto obtido através de critérios estatísticos aplicados a um conjunto de vários espectros de resposta traçados a partir de diferentes terremotos.

Outro aspecto importante a considerar é que o espectro de resposta depende das características geológicas do local onde se verifica o evento sísmico. Os valores das acelerações devem, portanto, levar em consideração também o potencial de amplificação do solo.

3.2.1 Classe do terreno

As propriedades do terreno podem amplificar os efeitos de um terremoto. Amplificações das vibrações devido às condições desfavoráveis do solo foram verificadas em vários terremotos como os ocorridos na cidade do México em 1985 e Loma Prieta em 1989, como exposto em Lindeburg e McMullin (2008).

A NBR 15421 (ABNT, 2006) classifica os diferentes tipos de terrenos de acordo com a Tabela 3. Os parâmetros geotécnicos adotados na classificação são avaliados nos 30 m superiores do terreno.

Situações em que a velocidade média de propagação de ondas de cisalhamento, v_s , não for conhecida, a norma permite a classificação do terreno a partir do número médio de golpes, N , do ensaio SPT regulamentado pela NBR 6484 (ABNT, 2001). Caso o solo em estudo seja estratificado, os valores médios de v_s e N devem ser obtidos em função destes mesmos valores, v_{si} e N_i nas diversas camadas i , através das Equações (7) e (8) a seguir:

$$v_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{v_{si}}} \quad (7)$$

$$N = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}} \quad (8)$$

onde:

d_i é a espessura de cada uma das camadas do subsolo.

Tabela 3 – Classes do terreno

Classe do terreno	Designação da Classe do terreno	Propriedades médias para os 30 m superiores do terreno	
		v_s	N
A	Rocha sã	$v_s \geq 1500$ m/s	(não aplicável)
B	Rocha	1500 m/s $\geq v_s \geq 760$ m/s	(não aplicável)
C	Rocha alterada ou solo muito rígido	760 m/s $\geq v_s \geq 370$ m/s	$N \geq 50$
D	Solo rígido	370 m/s $\geq v_s \geq 180$ m/s	$50 \geq N \geq 15$
E	Solo mole	$v_s \leq 180$ m/s	$N \leq 15$
	-	Qualquer perfil incluindo camada com mais de 3 m de argila mole	
F	-	Solo exigindo avaliação específica, como: <ol style="list-style-type: none"> 1. Solos vulneráveis à ação sísmica, como solos liquefazíveis, argilas muito sensíveis e solos colapsíveis fracamente cimentados; 2. Turfa ou argilas muito orgânicas; 3. Argilas muito plásticas; 4. Estratos muito espessos (≥ 35 m) de argila mole ou média. 	

Fonte: NBR 15421 (ABNT, 2006)

A formulação, a classificação e as propriedades dos solos expostas na NBR 15421 (ABNT, 2006) foram obtidas a partir do IBC (ICC, 2006). Contudo, a tabela do IBC (ICC, 2006) apresenta uma coluna de propriedades de solo a mais (resistência ao cisalhamento do solo não drenado, s_u) e as propriedades dos solos da classe de terreno E e F são bem mais detalhadas.

3.2.2 Acelerações espectrais

Segundo a NBR 15421 (ABNT, 2006), as acelerações espectrais são obtidas a partir da aceleração sísmica horizontal característica a_g e da classe do terreno seguindo as Equações (9) e (10):

$$a_{gs0} = C_a \cdot a_g \quad (9)$$

$$a_{gs1} = C_v \cdot a_g \quad (10)$$

onde:

a_{gs0} é a aceleração espectral para período de 0,0s;

a_{gs1} é a aceleração espectral para período de 1,0s;

C_a e C_v são os fatores de amplificação sísmica do solo, para os períodos de 0,0s e 1,0s, respectivamente.

Os valores dos fatores de amplificação sísmica do solo são expostos na Tabela 4, em função da aceleração característica de projeto a_g e da classe do terreno.

Tabela 4 – Fatores de amplificação sísmica no solo

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

Fonte: NBR 15421 (ABNT, 2006)

Para valores intermediários de a_g os valores dos fatores de amplificação sísmica podem ser obtidos por interpolação linear. Para a classe de terreno F, um estudo específico de amplificação no solo deve ser desenvolvido.

Na SEI7 (ASCE, 2005), como comentado anteriormente, são apresentados dois mapas de acelerações horizontais características: os valores das acelerações sísmicas para estruturas com período natural de 0,2s, S_s , e para estruturas com período natural de 1,0s, S_l . Para calcular as acelerações espectrais, os valores das acelerações características são multiplicados pelos coeficientes de modificação do solo F_a e F_v seguindo as Equações (11) e (12).

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s \tag{11}$$

$$S_{MI} = F_v \cdot S_l \tag{12}$$

Os coeficientes F_a e F_v são definidos pela Tabela 5 e Tabela 6 a seguir.

Tabela 5 – Coeficiente de modificação de resposta do solo F_a

Classe do terreno	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,50$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,00$	$S_s \geq 1,25$
A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
D	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
E	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
F	análise mais detalhada				

Fonte: SEI7 (ASCE, 2005)

Tabela 6 – Coeficiente de modificação de resposta do solo F_v

Classe do terreno	$S_I \leq 0,10$	$S_I = 0,20$	$S_I = 0,30$	$S_I = 0,40$	$S_I \geq 0,50$
A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
D	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
E	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
F	análise mais detalhada				

Fonte: SEI7 (ASCE, 2005)

Da mesma forma que exposto na NBR 15421 (ABNT, 2006), deve ser usada uma interpolação linear para determinar os valores intermediários de S_s e S_I , e a classe de terreno F necessita de um estudo mais detalhado.

Os valores de S_{MS} e S_{M1} são reduzidos em 33% conforme as Equações (13) e (14) e tomados como referência para a determinação do espectro de resposta de projeto, S_a .

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \cdot S_{MS} \quad (13)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \cdot S_{M1} \quad (14)$$

3.2.3 Período da estrutura

De acordo com a NBR 15421 (ABNT, 2006), o período natural da estrutura, T , pode ser obtido através de dois processos: um processo de extração modal e um processo analítico para determinação do período natural aproximado. O período avaliado pelo processo de extração modal não pode ser maior do que o produto do coeficiente do período, C_{up} , expostos na Tabela 7, pelo período natural aproximado da estrutura, T_a , obtido através da Equação (15).

$$T_a = C_T \cdot h_n^x \quad (15)$$

onde:

C_T (coeficientes de período da estrutura) e x são parâmetros para determinação do período da estrutura;

h_n é a altura, em metros, da estrutura acima da base.

Os valores de C_T e de x são definidos a seguir:

$C_T = 0,0724$ e $x = 0,8$ → para estruturas em que as forças sísmicas horizontais são 100% resistidas por pórticos de aço momento-resistentes, não sendo estes ligados a sistemas mais rígidos que impeçam sua livre deformação quando submetido à ação sísmica;

$C_T = 0,0466$ e $x = 0,9$ → para estruturas em que as forças sísmicas horizontais são 100% resistidas por pórticos de concreto, não sendo estes ligados a sistemas mais rígidos que impeçam sua livre deformação quando submetido à ação sísmica;

$C_T = 0,0731$ e $x = 0,75$ → para estruturas em que as forças sísmicas horizontais são resistidas em parte por pórticos de aço contraventados com treliças;

$C_T = 0,0488$ e $x = 0,75$ → para todas as outras estruturas.

Tabela 7 – Coeficientes de limitação de período

Zona sísmica	Coeficiente de limitação do período (C_{up})
Zona 2	1,7
Zona 3	1,6
Zona 4	1,5

Fonte: NBR 15421 (ABNT, 2006)

A Equação (15) é a mesma da SEI7 (ASCE, 2005) para determinação do período aproximado da estrutura, bem como os parâmetros nela aplicados. A diferença básica está na determinação dos coeficientes de limitação do período, C_u . Na SEI7 (ASCE, 2005), estes coeficientes dependem dos valores de S_{DI} , como mostra a Tabela 8.

Tabela 8 – Coeficientes de limitação de período

	Valores de S_{DI}				
	$S_{DI} \geq 0,40$	$S_{DI} = 0,30$	$S_{DI} = 0,20$	$S_{DI} = 0,15$	$S_{DI} \leq 0,10$
Coeficiente de limitação do período (C_u)	1,4	1,4	1,5	1,6	1,7

Fonte: Adaptada da SEI7 (ASCE, 2005)

3.2.4 Determinação do espectro de resposta de projeto

O espectro de resposta de projeto da NBR 15421 (ABNT, 2006) aplicado à base da estrutura, $S_a(T)$, para acelerações horizontais, correspondente à resposta elástica de um sistema de um grau de liberdade com uma fração de amortecimento crítico igual a 5% é apresentado graficamente na Figura 10 e definido numericamente em três trechos, os quais são representados pelas Equações (16), (17) e (18).

$$S_a(T) = a_{gs0} \cdot \left(18,75 \cdot T \cdot \frac{C_a}{C_v} + 1,0 \right) \quad (\text{para } 0 \leq T \leq \frac{C_v}{C_a} \cdot 0,08) \quad (16)$$

$$S_a(T) = 2,5 \cdot a_{gs0} \quad (\text{para } \frac{C_v}{C_a} \cdot 0,08 \leq T \leq \frac{C_v}{C_a} \cdot 0,4) \quad (17)$$

$$S_a(T) = \frac{a_{gs1}}{T} \quad (\text{para } T \geq \frac{C_v}{C_a} \cdot 0,4) \quad (18)$$

onde T é o período fundamental da estrutura (em segundos).

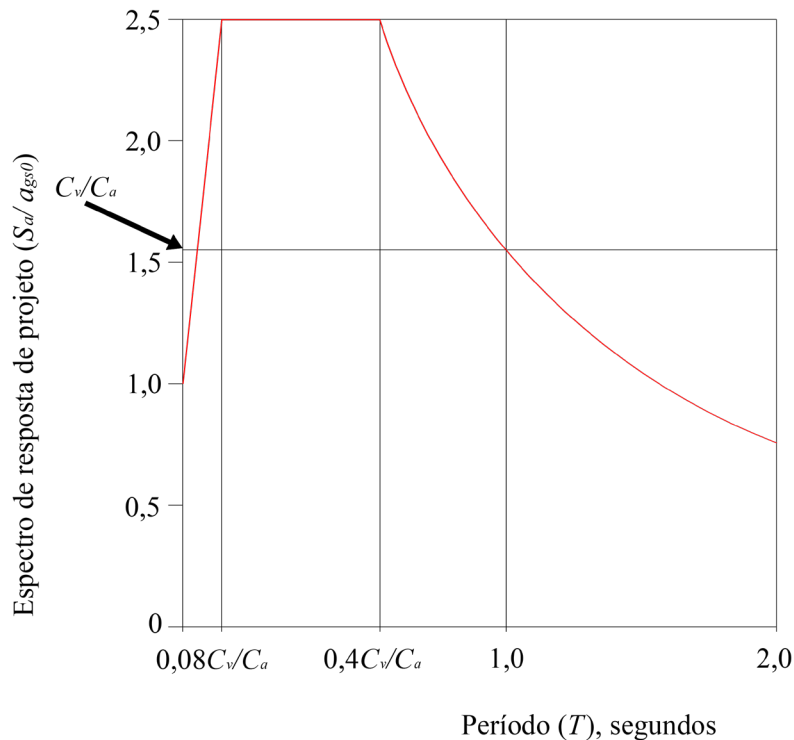


Figura 10 – Espectro de resposta de projeto (NBR 15421:2006)

Pela SEI7 (ASCE, 2005), o espectro de resposta de projeto, também correspondente à resposta elástica de um sistema de um grau de liberdade com uma fração de amortecimento crítico igual a 5%, é apresentado graficamente na Figura 11 e definido numericamente em três trechos dados pelas Equações (19), (20) e (21).

$$S_a = S_{DS} \cdot \left(0,4 + 0,6 \cdot \frac{T}{T_0} \right) \quad (\text{para } T \leq T_0) \quad (19)$$

$$S_a = S_{DS} \quad (\text{para } T_0 \leq T \leq T_s) \quad (20)$$

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (\text{para } T \geq T_s) \quad (21)$$

onde:

S_{DS} = aceleração de resposta espectral para estruturas de período curto (0,2s);

S_{D1} = aceleração de resposta espectral para estruturas com período de 1,0s;

T = período natural da estrutura em segundos;

$T_0 = 0,2 (S_{D1} / S_{DS})$;

$T_s = S_{D1} / S_{DS}$.

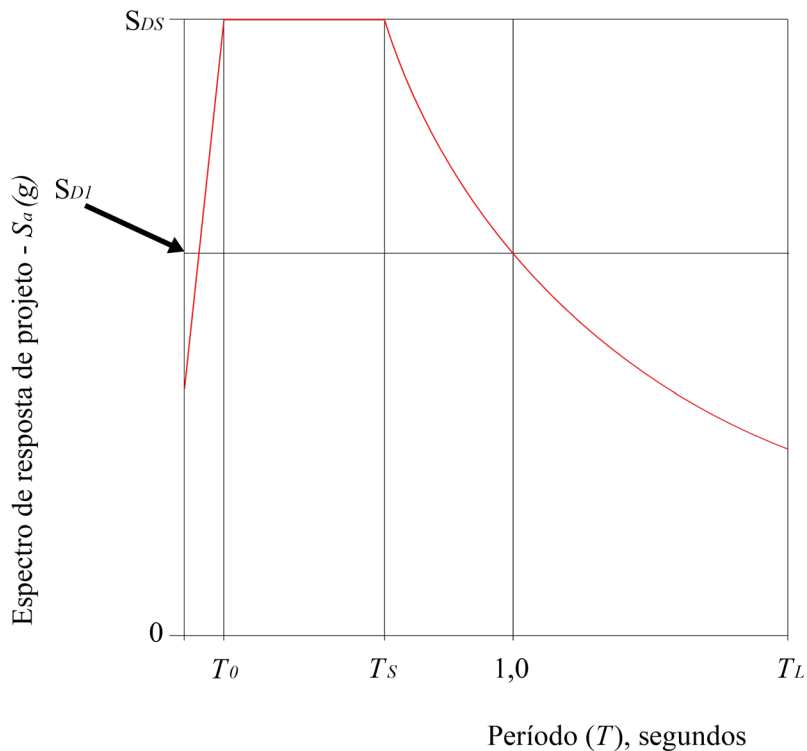


Figura 11 – Espectro de resposta de projeto (ASCE/SEI7:2005)

A semelhança verificada entre os documentos analisados neste trabalho, leva à necessidade de um estudo mais detalhado dos dois espectros de resposta apresentados.

Igualando as acelerações limites definidas nas curvas dos dois espectros de resposta tem-se:

$$S_{D1} \cdot g = \left(\frac{C_v}{C_a} \right) \cdot a_{gs0} \quad (22)$$

$$S_{DS} \cdot g = 2,5 \cdot a_{gs0} \quad (23)$$

Substituindo as Equações (22) e (23) nos períodos limites das curvas do espectro de resposta de projeto da SEI7 (ASCE, 2005) obtém-se exatamente as equações dos períodos limites da NBR 15421 (ABNT, 2006).

$$T_0 = 0,2 \cdot \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \rightarrow T_0 = 0,2 \cdot \left(\frac{C_v}{C_a} \right) \cdot \frac{1}{2,5} = 0,08 \cdot \left(\frac{C_v}{C_a} \right)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \rightarrow \left(\frac{C_v}{C_a} \right) \cdot \frac{1}{2,5} = 0,4 \cdot \left(\frac{C_v}{C_a} \right)$$

Da mesma forma, sendo $T_0 = 0,2 (S_{D1}/S_{DS})$ e substituindo as Equações (22), (23), (9) e (10) nas equações das curvas dos três trechos do espectro de resposta de projeto da SEI7 (ASCE, 2005) obtém-se exatamente as equações dos três trechos do espectro de resposta de projeto da NBR 15421 (ABNT, 2006).

- Para o primeiro trecho:

$$S_a = S_{DS} \cdot \left(0,4 + 0,6 \cdot \frac{T}{T_0} \right) \cdot g \rightarrow S_a = a_{gs0} \cdot \left(1,0 + 18,75 \cdot T \cdot \frac{C_a}{C_v} \right)$$

- Para o segundo trecho:

$$S_a = S_{DS} \cdot g \rightarrow S_a = 2,5 \cdot a_{gs0}$$

- Para o terceiro trecho:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \cdot g \rightarrow S_a = \frac{a_{gs1}}{T}$$

Percebe-se através do desenvolvimento exposto, que os dois espectros de resposta obedecem à mesma formação. Isto permite encontrar uma relação entre as acelerações de projeto da NBR 15421 (ABNT, 2006) e as acelerações da SEI7 (ASCE, 2005) para que sejam obtidos espectros de resposta semelhantes.

A relação entre as acelerações S_I e a_g é determinada a partir das Equações (9), (12), (14) e (22), obtendo-se:

$$\frac{2}{3} \cdot F_v \cdot S_I \cdot g = \left(\frac{C_v}{C_a} \right) \cdot C_a \cdot a_g$$

Considerando os valores de C_v praticamente iguais aos valores de F_v , para a grande maioria das situações de aceleração de projeto verificadas no Brasil, obtém-se a Equação (24).

$$S_I = 1,5 \cdot \frac{a_g}{g} \quad (24)$$

A relação entre as acelerações S_s e a_g é determinada a partir das Equações (9), (11), (13) e (23), obtendo-se:

$$\frac{2}{3} \cdot F_a \cdot S_s \cdot g = 2,5 \cdot C_a \cdot a_g$$

Considerando também os valores de C_a praticamente iguais aos valores de F_a , para a grande maioria das situações de aceleração de projeto verificadas no Brasil, obtém-se a Equação (25).

$$S_s = 3,75 \cdot \frac{a_g}{g} \quad (25)$$

Pode-se definir também uma relação aproximada entre as acelerações S_s e S_I presentes na SEI7 (ASCE, 2005), a partir das Equações (24) e (25), obtendo-se:

$$S_s \cong 2,5 \cdot S_I \quad (26)$$

Os valores de S_s são em média duas vezes e meia superiores aos valores de S_I .

3.3 Deslocamentos absolutos e relativos

Na avaliação do desempenho sísmico, deve ser verificado se os deslocamentos apresentados pela estrutura podem implicar em danos ou risco de perda de estabilidade para os elementos estruturais ou não estruturais a estes fixados. No cálculo dos deslocamentos relativos, Δ_x , dos elementos de concreto armado, deve-se levar em consideração a redução de rigidez pela fissuração. Os deslocamentos reais da estrutura correspondem assim, aos deslocamentos inelásticos, δ_x (Figura 12).

Os limites para deslocamentos relativos dependem da categoria de utilização da edificação.

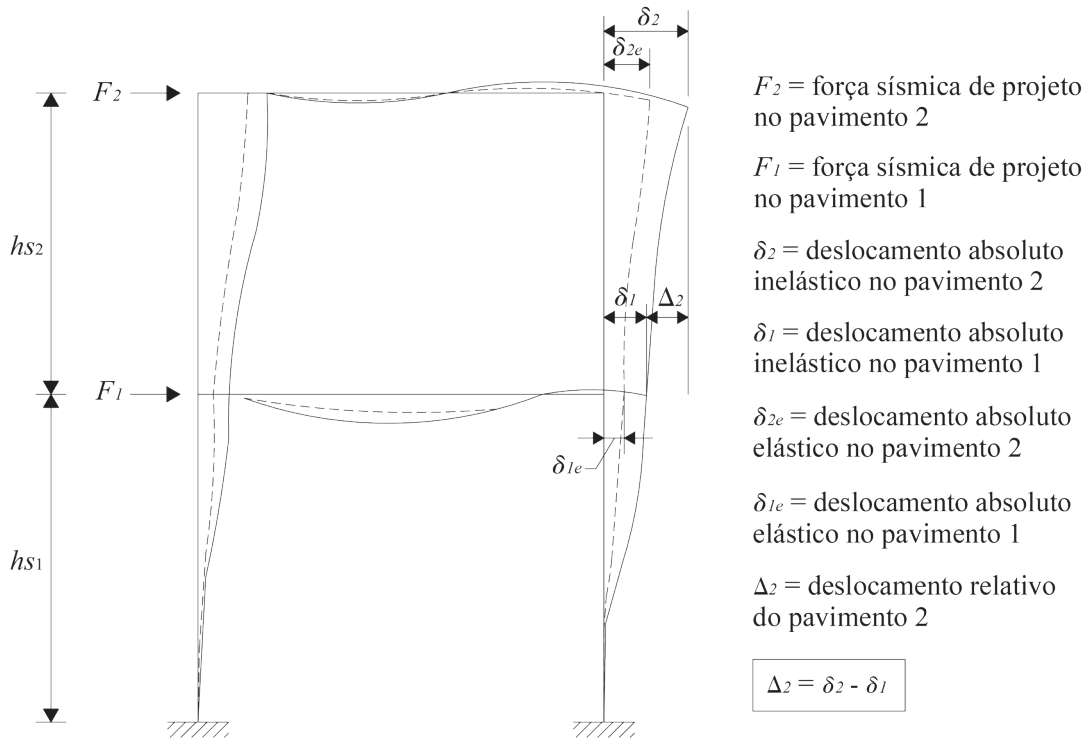


Figura 12 - Deslocamentos da estrutura (Adaptada de ASCE/SEI7:2005)

3.3.1 Categoria de utilização e fatores de importância

A NBR 15421 (ABNT, 2006) classifica as estruturas em três categorias de utilização em função da necessidade de preservação da estabilidade da estrutura frente a eventos sísmicos. A cada categoria de utilização é associado um fator de utilização, I , conforme apresentado na Tabela 9.

A aplicação dos fatores de utilização corresponde a um acréscimo no valor das forças sísmicas que refletem na necessidade de maior segurança sísmica.

Ainda segundo a norma brasileira, as estruturas de acesso a outras estruturas principais devem possuir a mesma classificação destas, quanto à categoria de utilização. Em situações de

estruturas com mais de uma categoria de utilização, a categoria de maior fator de importância deve ser considerada no projeto.

Tabela 9 – Definição das categorias de utilização e dos fatores de importância de utilização (*I*)

Categoria de utilização	Natureza da ocupação	Fator (<i>I</i>)
I	Todas as estruturas não classificadas como de categoria II ou III.	1,00
II	Estruturas de importância substancial para a preservação da vida humana no caso de ruptura, incluindo, mas não estando limitadas às seguintes: -Estruturas em que haja reunião de mais de 300 pessoas em uma única área; -Estruturas para educação pré-escolar com capacidade superior a 150 ocupantes; -Estruturas para escolas primárias ou secundárias com mais de 250 ocupantes; -Estruturas para escolas superiores ou para educação de adultos com mais de 500 ocupantes; -Instituições de saúde para mais de 50 pacientes, mas sem instalações de tratamento de emergência ou para cirurgias; -Instituições penitenciárias; -Quaisquer outras estruturas com mais de 5000 ocupantes; -Instalações de geração de energia, de tratamento de água potável, de tratamento de esgotos e outras instalações de utilidade pública não classificadas como de categoria III; -Instalações contendo substâncias químicas ou tóxicas cujo extravasamento possa ser perigoso para a população, não classificadas como categoria III.	1,25
III	Estruturas definidas como essenciais, incluindo, mas não estando limitadas, às seguintes: -Instituições de saúde com instalações de tratamento de emergência ou para cirurgias; -Prédios de bombeiros, de instituições de salvamento e policiais e garagens para veículos de emergência; -Centros de coordenação, comunicação e operação de emergência e outras instalações necessárias para a resposta em emergência; -Instalações de geração de energia e outras instalações necessárias para a manutenção em funcionamento das estruturas classificadas como de categoria III; -Torres de controle de aeroportos, centros de controle de tráfego aéreo e hangares de aviões de emergência; -Estações de tratamento de água necessárias para a manutenção de fornecimento de água para o combate ao fogo; -Estruturas com funções críticas para a Defesa Nacional; -Instalações contendo substâncias químicas ou tóxicas consideradas como altamente perigosas, conforme classificação de autoridade governamental designada para tal.	1,50

Fonte: NBR 15421 (ABNT, 2006)

A Tabela 10, retirada da SEI7 (ASCE, 2005) especifica o fator de importância, *I*, baseado na categoria de ocupação da estrutura que contribui para o aumento das forças sísmicas. Os detalhes para a classificação das estruturas quanto à categoria de ocupação são abordados na Tabela 11, também extraída da SEI7 (ASCE, 2005).

Tabela 10 – Categoria de ocupação e fatores de importância sísmica (*I*)

Categoria de utilização	Fator de importância sísmica (<i>I</i>)
I e II	1,00
III	1,25
IV	1,50

Fonte: Traduzida da SEI7 (ASCE, 2005)

Tabela 11 – Categoria de ocupação para edificações submetidas a ações sísmicas

Categoria de ocupação	Natureza da ocupação
I	Edificações e outras estruturas que representem baixo risco para a vida humana em caso de ruptura, incluindo, mas não se limitando a: -Instalações agrícolas; -Algumas instalações temporárias; -Instalações para armazenamentos secundários.
II	Todas as edificações e outras estruturas não classificadas como de categoria I, III e IV.
III	Edificações e outras estruturas que representam risco substancial à vida humana em caso de ruptura, incluindo, mas não se limitando a: -Edificações e outras estruturas em que haja reunião de mais de 300 pessoas em uma única área; -Edificações e outras estruturas para educação pré-escolar com capacidade superior a 150 ocupantes; -Edificações e estruturas para escolas primárias ou secundárias com mais de 250 ocupantes; -Edificações e estruturas para escolas superiores ou para educação de adultos com mais de 500 ocupantes; -Instituições de saúde para mais de 50 pacientes, mas sem instalações de tratamento de emergência ou para cirurgias; -Instituições penitenciárias. Edificações e outras estruturas, não incluindo as de categoria de ocupação IV, com potencial para causar substanciais impactos econômicos e/ou interrupção no cotidiano da civilização em caso de ruptura, incluindo, mas não se limitando a: -Estações de geração de energia; -Instalações de tratamento de água; -Instalações de tratamento de esgoto; -Centros de telecomunicação. Edificações e outras estruturas não incluídas na categoria de ocupação IV (incluindo, mas não se limitando a instalações de fabricação, processamento, armazenamento, uso ou descarte de determinadas substâncias como combustíveis, produtos químicos, lixos perigosos ou explosivos) contendo quantidades suficientes de substâncias tóxicas ou explosivos que provoquem riscos à comunidade quando liberados.

Continuação da Tabela 11 – Categoria de ocupação para edificações submetidas a ações sísmicas

Categoria de ocupação	Natureza da ocupação
III	<p>Edificações e outras estruturas contendo substâncias tóxicas ou explosivos devem ser convenientemente classificadas como estruturas de categoria de ocupação II se atenderem às exigências das autoridades competentes na avaliação de riscos comprovando que a liberação de tais substâncias não ameaçam a população.</p>
IV	<p>Edificações e outras estruturas definidas como instalações essenciais, incluindo, mas não se limitando a:</p> <ul style="list-style-type: none"> -Hospitais e outras instalações de tratamento de emergência ou para cirurgias; -Prédios de bombeiros, de instituições de salvamento e policiais e garagens para veículos de emergência; -Abrigos destinados a emergências em situações de terremoto, furacão etc; -Centros de coordenação, comunicação e operação de emergência e outras instalações necessárias em situação de emergência; -Instalações de geração de energia e outras instalações necessárias em situação de emergência; -Estruturas auxiliares (incluindo, mas não se limitando a, torres de comunicação, tanques de armazenamento de combustíveis, torres de resfriamento, subestações elétricas, tanques de armazenamento de água para reserva de incêndio ou outras estruturas de reserva de água ou abrigo de equipamentos e materiais de combate a incêndio) necessários para a operação em situação de emergência de estruturas de categoria de ocupação IV; -Torres de controle de aeroportos, centros de controle de tráfego aéreo e hangares de aviões de emergência; -Estruturas de reservatórios e abrigo de bombas necessárias para o bombeamento de água para o combate ao fogo; -Edificações e outras estruturas com funções críticas para a Defesa Nacional. <p>Edificações e outras estruturas (incluindo, mas não se limitando a instalações de fabricação, processamento, armazenamento, uso ou descarte de determinadas substâncias como combustíveis, produtos químicos, ou lixos perigosos) contendo substâncias altamente tóxicas cujas concentrações excedem o limite estabelecido pelas autoridades competentes.</p> <p>Edificações e outras estruturas contendo substâncias altamente tóxicas devem ser convenientemente classificadas como estruturas de categoria de ocupação II se atenderem às exigências das autoridades competentes na avaliação de riscos comprovando que a liberação de tais substâncias não ameaçam a população. Esta redução de classificação não é permitida se a edificação ou outras estruturas também tenham função de instalações essenciais.</p>

Fonte: Traduzida da SEI7 (ASCE, 2005)

As estruturas de naturezas de ocupação I e II da SEI7 (ASCE, 2005) correspondem às estruturas de natureza de ocupação I da NBR 15421 (ABNT, 2006). As estruturas de naturezas de ocupação III e IV da SEI7 (ASCE, 2005) correspondem, respectivamente, às estruturas de naturezas de ocupação II e III da NBR 15421 (ABNT, 2006). Outra diferença verificada na classificação das duas normas é a descrição mais detalhada, na SEI7 (ASCE, 2005), das edificações que armazenam substâncias tóxicas.

3.3.2 Cálculo dos deslocamentos absolutos e relativos

Segundo a NBR 15421 (ABNT, 2006), os deslocamentos absolutos máximos de resposta inelástica, δ_x , em uma elevação x , avaliados em seu centro de massa, devem ser determinados através da Equação (27):

$$\delta_x = \frac{C_d \cdot \delta_{xe}}{I} \quad (27)$$

onde:

C_d é o coeficiente de amplificação de deslocamentos¹;

δ_{xe} é o deslocamento determinado em uma análise elástica utilizando as forças sísmicas;

I é o fator de importância de utilização.²

A Equação (27) é a mesma adotada na SEI7 (ASCE, 2005).

Uma vez determinados os deslocamentos absolutos, os deslocamentos relativos, Δ_x , de um pavimento x , podem ser calculados através da diferença entre os deslocamentos absolutos nos centros de massa nas elevações acima e abaixo do pavimento analisado (Figura 12).

3.3.3 Limites dos deslocamentos relativos

Segundo a NBR 15421 (ABNT, 2006), os deslocamentos relativos Δ_x de um pavimento x , são limitados aos valores máximos definidos na Tabela 12. A variável h_{sx} é a distância entre as duas elevações correspondentes ao pavimento analisado.

Tabela 12 – Limitação para deslocamentos relativos de pavimentos (Δ_x)

Categoria de utilização		
I	II	III
0,020 h_{sx}	0,015 h_{sx}	0,010 h_{sx}

Fonte: NBR 15421 (ABNT, 2006)

¹ Ver item 3.4.2.

² Ver item 3.3.1.

Os valores dos limites dos deslocamentos relativos definidos pela SEI7 (ASCE, 2005) são expostos na Tabela 13.

Tabela 13 – Limites dos deslocamentos relativos (Δ_x)

Estrutura	Categoria de ocupação		
	I ou II	III	IV
Estruturas, exceto estruturas em painéis de alvenaria, quatro pavimentos ou menos com paredes internas, divisórias, forro e sistema de paredes externas projetadas para absorver deslocamentos relativos	0,025 h_{sx}	0,020 h_{sx}	0,015 h_{sx}
Estruturas em paredes de alvenaria engastadas na base	0,010 h_{sx}	0,010 h_{sx}	0,010 h_{sx}
Outros tipos de estruturas em paredes de alvenaria	0,007 h_{sx}	0,007 h_{sx}	0,007 h_{sx}
Todas as outras estruturas	0,020 h_{sx}	0,015 h_{sx}	0,010 h_{sx}

Fonte: Traduzida da SEI7 (ASCE, 2005)

3.4 Métodos de cálculo

O método de cálculo, ou seja, a análise estrutural adotada depende da categoria sísmica, do sistema estrutural sísmo-resistente e das irregularidades estruturais observadas.

3.4.1 Categoria sísmica

As categorias sísmicas são utilizadas na NBR 15421 (ABNT, 2006) para definir os sistemas estruturais sísmo-resistente permitidos, as limitações nas irregularidades das estruturas, os componentes da estrutura que devem ser projetados quanto à resistência sísmica e os tipos de análises sísmicas (métodos de cálculo) que podem ser adotadas.

Segundo a NBR 15421 (ABNT, 2006), a categoria sísmica é definida exclusivamente em função de sua zona sísmica, como mostra a Tabela 14, e está relacionada com a aceleração sísmica horizontal característica, a_g (Tabela 2).

Tabela 14 – Categoria sísmica

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

Fonte: NBR 15421 (ABNT, 2006)

Segundo a SEI7 (ASCE, 2005) a categoria sísmica de projeto é determinada a partir da categoria de ocupação e dos parâmetros de aceleração espectral de resposta de projeto (S_{DS} e S_{DI}). As categorias sísmicas de projeto podem ser do tipo A, B, C, D, E ou F, sendo F a situação sísmica mais severa. De acordo com a SEI7 (ASCE, 2005) duas categorias sísmicas são determinadas para cada estrutura em função das acelerações efetivas S_{DS} e S_{DI} . A Tabela 15 e a Tabela 16 classificam estas categorias sísmicas. Caso as duas categorias sejam diferentes, a categoria mais severa deve ser aplicada à estrutura.

Tabela 15 – Categoria sísmica de projeto baseada em acelerações de respostas para estruturas de curtos períodos

Valor de S_{DS}	Categoria de utilização		
	I ou II	III	IV
$S_{DS} < 0,167g$	A	A	A
$0,167g < S_{DS} < 0,33g$	B	B	C
$0,33g < S_{DS} < 0,50g$	C	C	D
$0,50g \leq S_{DS}$	D	D	D

Fonte: Traduzida da SEI7 (ASCE, 2005)

Tabela 16 – Categoria sísmica de projeto baseada em acelerações de respostas para estruturas de períodos de 1,0s

Valor de S_{DI}	Categoria de utilização		
	I ou II	III	IV
$S_{DI} < 0,067g$	A	A	A
$0,067g < S_{DI} < 0,133g$	B	B	C
$0,133g < S_{DI} < 0,20g$	C	C	D
$0,20g \leq S_{DI}$	D	D	D

Fonte: Traduzida da SEI7 (ASCE, 2005)

3.4.2 Sistemas estruturais sísmo-resistentes

A parte do sistema estrutural formada pelos elementos capazes de resistir às forças sísmicas é chamada de sistema estrutural sísmo-resistente. A NBR 15421 (ABNT, 2006) classifica estes sistemas segundo a Tabela 17. Para cada sistema, estão associados três parâmetros: coeficiente de modificação de resposta, R , coeficiente de sobre-resistência, Ω_0 , e o coeficiente de amplificação de deslocamentos, C_d .

Tabela 17 – Coeficientes de projeto para os diversos sistemas básicos sismo-resistentes

Sistema básico sismo-resistente	Coeficiente de modificação de resposta (R)	Coeficiente de sobre-resistência (Ω_3)	Coeficiente de amplificação de deslocamentos (C_d)
Pilares-paredes de concreto com detalhamento especial	5	2,5	5
Pilares-paredes de concreto com detalhamento usual	4	2,5	4
Pórticos de concreto com detalhamento especial	8	3	5,5
Pórticos de concreto com detalhamento intermediário	5	3	4,5
Pórticos de concreto com detalhamento usual	3	3	2,5
Pórticos de aço momento-resistentes com detalhamento especial	8	3	5,5
Pórticos de aço momento-resistentes com detalhamento intermediário	4,5	3	4
Pórticos de aço momento-resistentes com detalhamento usual	3,5	3	3
Pórticos de aço contraventados em treliça com detalhamento especial	6	2	5
Pórticos de aço contraventados em treliça com detalhamento usual	3,25	2	3,25
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento especial e pilares-parede de concreto com detalhamento especial	7	2,5	5,5
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento especial e pilares-parede de concreto com detalhamento usual	6	2,5	5
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento especial e pórticos de aço contraventados em treliça com detalhamento especial	7	2,5	5,5
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento intermediário e pilares-parede de concreto com detalhamento especial	6,5	2,5	5
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento intermediário e pilares-parede de concreto com detalhamento usual	5,5	2,5	4,5
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento usual e pilares-parede de concreto com detalhamento usual	4,5	2,5	4
Estruturas tipo pêndulo invertido e sistemas de colunas em balanço	2,5	2	2,5

Fonte: NBR 15421 (ABNT, 2006)

A Tabela 17 tem como base a tabela dos coeficientes de projeto para os diversos sistemas básicos sismo-resistentes da SEI7 (ASCE, 2005). As diferenças básicas observadas são: a tabela da SEI7 (ASCE, 2005) possui uma relação de sistemas básicos sismo-resistentes bem maior, não possuindo o sistema de pórticos de aço contraventados em treliça com detalhamento usual e apresenta diferentes valores dos coeficientes de projeto para o sistema de pórticos de aço contraventados em treliça com detalhamento especial.

O coeficiente de modificação de resposta, R , da estrutura representa a capacidade de ductilidade global dos elementos da estrutura, sendo a ductilidade definida como a medida da capacidade do sistema estrutural de se deformar em regime plástico antes da ruptura. O desempenho dúctil é importante porque a energia sísmica é dissipada através da plasticidade (escoamento) dos componentes estruturais e porque permite consideráveis deslocamentos durante um sismo de grande intensidade sem riscos à integridade da estrutura e segurança de seus ocupantes.

O coeficiente de sobre-resistência, Ω_o , representa a relação entre a verdadeira resistência da estrutura e a resistência de projeto. O grau de sobre-resistência depende do material e do sistema estrutural.

O coeficiente de amplificação de deslocamentos, C_d , relaciona o acréscimo no deslocamento real da estrutura devido ao seu comportamento inelástico.

3.4.3 Irregularidades estruturais

Quanto às irregularidades estruturais, a NBR 15421 (ABNT, 2006) classifica as estruturas segundo aspectos horizontais (em planta) e verticais. As estruturas irregulares possuem requisitos específicos de projeto.

São classificadas como estruturas irregulares em planta, as estruturas que apresentem uma ou mais irregularidades retiradas da norma e listadas a seguir:

1. Irregularidade torsional, definida quando em uma elevação, o deslocamento relativo de pavimento em uma extremidade da estrutura, avaliado incluindo a torção accidental, medido transversalmente a um eixo, é maior que 1,2 vezes a média dos deslocamentos relativos de pavimento nas duas extremidades da estrutura, ao longo do eixo considerado. Como a NBR 15421 (ABNT, 2006) não apresenta de forma clara esta situação, para seu melhor entendimento, a Figura 13, retirada da SEI7 (ASCE, 2005), é exposta a seguir.
2. Descontinuidade na trajetória de resistência sísmica em planta, como elementos resistentes verticais consecutivos com eixos fora do mesmo plano.
3. Os elementos verticais do sistema sismo-resistente não são paralelos ou simétricos com relação aos eixos ortogonais principais deste sistema.

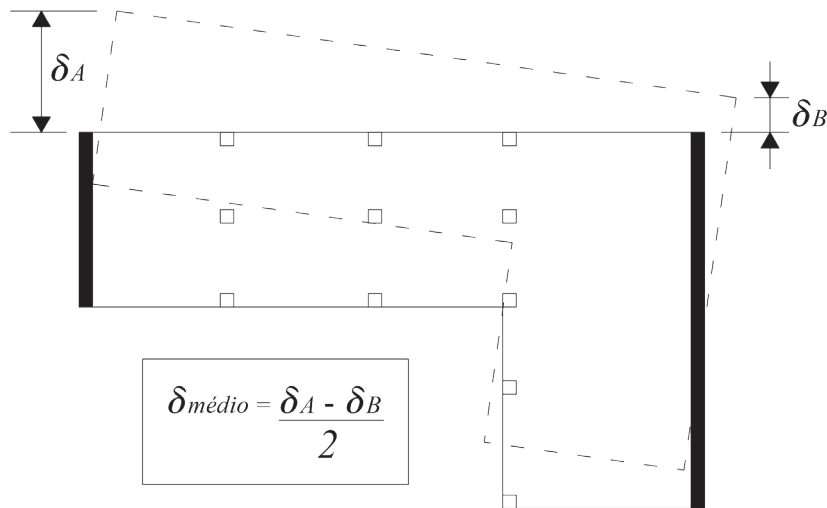


Figura 13 - Irregularidade torsional (SEI7/ASCE:2005)

São classificadas como estruturas irregulares na vertical, as estruturas que apresentem uma ou mais das irregularidades também retiradas da norma e listadas a seguir:

1. Descontinuidades na trajetória de resistência sísmica na vertical, como elementos resistentes verticais consecutivos no mesmo plano, mas com eixos afastados de uma distância maior que seu comprimento ou quando a resistência entre elementos consecutivos é maior no elemento superior.
2. Caracterização de um “*soft-story*”³ - pavimento extremamente fraco”. A resistência lateral é computada como a resistência total de todos os elementos sísmo-resistentes presentes na direção considerada.

A SEI7 (ASCE, 2005), além de cobrir as possibilidades de irregularidade apresentadas na NBR 15421 (ABNT, 2006), apresenta de forma mais detalhada outras situações de irregularidade estrutural, tais como descontinuidades de massa e rigidez dos elementos.

3.4.4 Aplicação dos métodos de cálculo

A NBR 15421 (ABNT, 2006) possibilita a utilização de três métodos de cálculo para a análise sísmica: o método das forças horizontais equivalentes, o método espectral e método dos históricos de acelerações no tempo. Os três métodos de cálculo podem ser aplicados em estruturas de qualquer categoria sísmica, sendo observados os cuidados referentes principalmente à limitação de pavimentos e irregularidades estruturais.

³ *Soft-story* é aquele em que a sua resistência lateral é inferior a 65% da resistência do pavimento imediatamente superior.

A SEI7 (ASCE, 2005) permite a utilização de quatro métodos de cálculo para determinação das forças sísmicas laterais. A escolha do método apropriado depende inicialmente do tipo da estrutura (ex: regular x irregular), número de pavimentos, altura total, etc. Estes métodos são: (1) método estático simplificado, (2) método estático equivalente, também conhecido como método das forças horizontais equivalentes, (3) método espectral e (4) método dos históricos de aceleração no tempo. Os dois últimos métodos envolvem análises dinâmicas da estrutura. Segundo a SEI7 (ASCE, 2005), algumas estruturas devem obrigatoriamente ser projetadas através de análise dinâmica. Estão incluídas neste grupo, estruturas cujos períodos fundamentais sejam superiores a $3,5T_s$ ⁴ e estruturas que possuem determinados tipos de irregularidades estruturais.

Tanto a NBR 15421 (ABNT, 2006) como a SEI7 (ASCE, 2005) determinam que nas estruturas de categoria sísmica A, forças estáticas horizontais devem ser aplicadas em todos os níveis da edificação simultaneamente e independentemente em cada uma das direções ortogonais. Estas forças horizontais simplificadas são determinadas seguindo a Equação (28):

$$F_x = 0,01 \cdot W_x \quad (28)$$

onde:

F_x é a força sísmica de projeto correspondente ao piso x ;

W_x é o peso total da estrutura correspondente ao piso x , incluindo o peso operacional de todos os equipamentos fixados na estrutura e dos reservatórios de água. Nas áreas de armazenamento e estacionamento, este peso deve incluir 25% da carga acidental.

Consta na NBR 15421 (ABNT, 2006) que, para as estruturas localizadas na zona sísmica 0, nenhum requisito de resistência anti-sísmica é exigido.

3.5 Método das forças horizontais equivalentes

Este método é comum às normas analisadas e consiste na determinação da força horizontal equivalente total na base da estrutura, H , em uma dada direção, a qual é dada de acordo com a Equação (29):

$$H = C_s \cdot W \quad (29)$$

onde:

C_s é o coeficiente de resposta sísmica, conforme definido a seguir;

W é o peso total da estrutura estabelecido segundo o critério da Equação (28).

⁴ Ver espectro de projeto da SEI7 (ASCE, 2005) no item 3.2.4.

3.5.1 Coeficiente de resposta sísmica

Segundo a NBR 15421 (ABNT, 2006), o coeficiente de resposta sísmica é definido através da Equação (30):

$$C_s = \frac{2,5 \cdot (a_{gs0} / g)}{(R/I)} \quad (30)$$

O coeficiente de resposta sísmica está limitado inferiormente a $C_s=0,01$ e superiormente ao valor da Equação (31), dada por:

$$C_s = \frac{(a_{gs1} / g)}{T \cdot (R/I)} \quad (31)$$

A limitação inferior do coeficiente sísmico é usada para encontrar a força sísmica de projeto em estruturas de categoria sísmica A⁵.

Segundo a SEI7 (ASCE, 2005), o coeficiente de resposta sísmica pode ser determinado a partir da Equação (32):

$$C_s = \frac{S_{DS}}{(R/I)} \quad (32)$$

Sendo C_s também limitado inferiormente a 0,01 e superiormente pela Equação (33):

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \cdot (R/I)} \quad p / (T \leq T_L) \quad (33)$$

Como realizado no estudo dos espectros de resposta de projeto das normas referidas neste trabalho, pode-se encontrar a equação do coeficiente sísmico da NBR 15421 (ABNT, 2006) a partir da equação equivalente da SEI7 (ASCE, 2005) usando a Equação (23).

$$C_s = \frac{S_{DS}}{(R/I)} \rightarrow C_s = \frac{2,5 \cdot (a_{gs0} / g)}{(R/I)}$$

⁵ Ver item 3.4.4.

O mesmo pode ser feito para encontrar a equação do limite superior do coeficiente sísmico da NBR 15421 (ABNT, 2006) a partir da equação equivalente da SEI7 (ASCE, 2005) usando a Equação (22).

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \cdot (R/I)} \rightarrow C_s = \left(\frac{C_v}{C_a} \right) \cdot \frac{a_{gs0}}{g} \cdot \frac{1}{T \cdot (R/I)} \rightarrow C_s = \frac{(a_{gs1}/g)}{T \cdot (R/I)}$$

3.5.2 Distribuição vertical das forças sísmicas

Tanto na SEI7 (ASCE, 2005) como na NBR 15421 (ABNT, 2006), a força sísmica atuando na base da estrutura, H , é distribuída verticalmente entre as várias elevações da estrutura de forma que, em cada elevação x , seja aplicada uma força vertical, F_x , obtida de acordo com a Equação (34).

$$F_x = C_{vx} \cdot H \quad (34)$$

sendo C_{vx} encontrado pela Equação (35) :

$$C_{vx} = \frac{w_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i^k} \quad (35)$$

onde:

C_{vx} é o coeficiente de distribuição vertical;

w_i e w_x são as parcelas do peso efetivo total que correspondem às elevações i ou x , respectivamente;

h_i e h_x são as alturas entre a base e as elevações i ou x , respectivamente;

k é o expoente de distribuição, relacionado ao período natural da estrutura T , sendo adotados os seguintes valores:

- para estruturas com período inferior a 0,5s, $k=1$;
- para estruturas com períodos entre 0,5s e 2,5s, $k = (T+1,5)/2$;
- para estruturas com período superior a 2,5s, $k=2$.

Além dos pontos abordados neste capítulo, os demais itens da NBR 15421 (ABNT, 2006), como os efeitos de torção na estrutura, os efeitos de segunda ordem e os requisitos sísmicos para os componentes não estruturais também foram retirados e adaptados das normas americanas aqui estudadas.



O MÉTODO DE HIROSAWA

Dentre os métodos de avaliação da vulnerabilidade sísmica de estruturas de concreto armado estudados e abordados no capítulo 2, o método de Hirosawa, mais precisamente o seu primeiro nível de avaliação, é o método que mais se adequa à realidade brasileira devido ao seu reconhecimento técnico alcançado e sua rapidez de aplicação.

4.1 Breve histórico da evolução das normas sísmicas japonesas

Segundo Hirosawa (1992), no Japão, até 1980, a maioria das edificações existentes era projetada e construída baseada na norma japonesa de 1950. Esta norma adotava um método bastante simplificado de consideração das ações sísmicas, limitando-se à aplicação de uma força cortante de 20% do peso total da estrutura. O terremoto de Tokachi-oki em 1968 levou ao colapso várias estruturas de concreto armado e aço, demonstrando a ineficiência da norma japonesa de 1950 quanto à consideração das ações sísmicas. Muitas destas estruturas foram demolidas e outras foram reforçadas através da construção de paredes estruturais dando início à atividade de recuperação sísmica no país. Por não haver normas relativas às atividades de reforço sísmico, estas foram desenvolvidas com base apenas na experiência de engenheiros.

Em 1980, no processo de revisão da norma japonesa, os padrões para avaliação da capacidade sísmica e projeto de reforço para estruturas existentes de concreto armado, aço e madeira foram definidos. Neste período, foi implantado oficialmente o uso de índices para estimar o desempenho sísmico de estruturas existentes. No processo evolutivo de elaboração e aprimoramento de pesquisas na área sísmica no Japão, um conjunto de normas de avaliação de vulnerabilidade sísmica de estruturas de concreto armado foi desenvolvido. Segundo Albuquerque (2008), este conjunto de normas, denominadas *Standard for Seismic Evaluation of Existing Reinforced Concrete Buildings* baseia-se no método desenvolvido por Hirosawa, que também é conhecido, no meio técnico, como método japonês.

4.2 Generalidades

O método de Hirosawa deve ser aplicado para avaliar o desempenho sísmico de estruturas de concreto armado existentes ou que sofreram danos, limitando-se a edifícios com no máximo

oito pavimentos (ALBUQUERQUE, 2008). Esta avaliação sísmica é realizada comparando-se dois índices: o índice de desempenho sísmico, I_s , e o índice de solicitação sísmica, I_{s0} . A resposta da comparação destes índices leva a duas situações:

1. $I_s \geq I_{s0}$, a edificação tem segurança frente ao evento sísmico idealizado e pode continuar a ser usada sem a necessidade de reforço sísmico;
2. $I_s < I_{s0}$, a edificação tem um comportamento incerto frente ao evento sísmico idealizado.

O método possui três níveis de avaliação (*levels of screening procedure*), cujo volume de informações necessárias, a complexidade do cálculo e a precisão dos resultados, variam em ordem crescente do primeiro ao terceiro nível. O primeiro nível de avaliação pode ser classificado como método qualitativo de avaliação da vulnerabilidade sísmica, enquanto os segundo e terceiro níveis podem ser classificados como métodos quantitativos.

A Figura 14 mostra o fluxograma da seqüência de investigação de diagnóstico sísmico de estruturas existentes pelo método de Hirosawa.

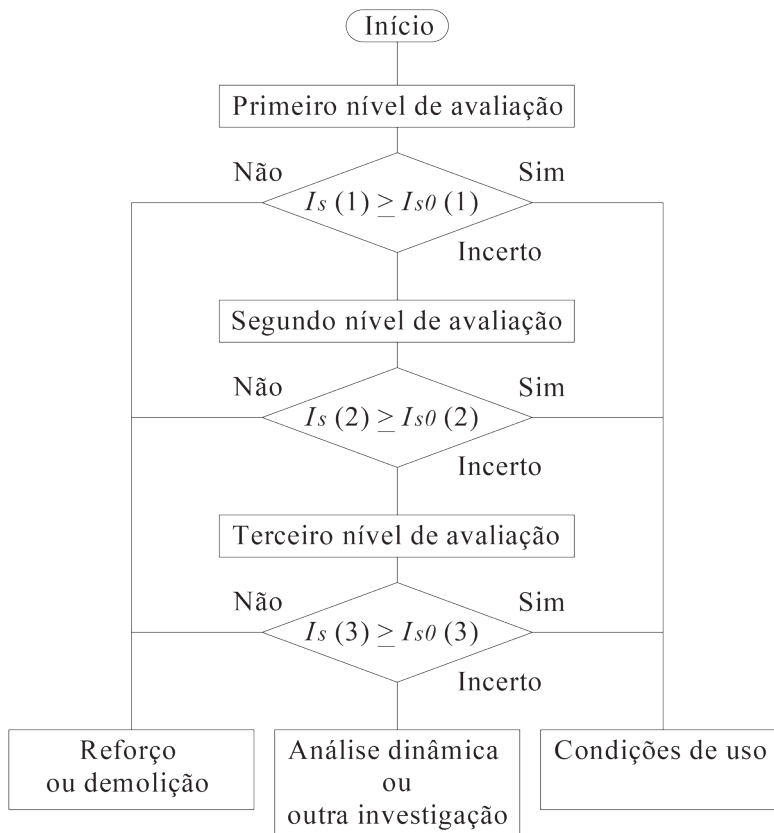


Figura 14 – Fluxograma da investigação de diagnóstico sísmico de estruturas existentes (Traduzida de Hirosawa:1992)

Analisando o fluxograma da Figura 14, verificam-se três caminhos a serem percorridos ao final da avaliação de primeiro nível. Se o índice de desempenho sísmico, I_s , for igual ou maior do que o índice de solicitação sísmica, I_{s0} , a edificação tem condição de uso; caso contrário, a estrutura poderá ser avaliada em um nível superior ou ser reforçada. O primeiro nível de avaliação, por ser um método qualitativo, pode ser aplicado em larga escala para uma triagem inicial das condições de segurança sísmica de um conjunto de edificações. Este nível de avaliação não permite identificar quais elementos entrarão inicialmente em colapso caso a estrutura seja submetida a um abalo sísmico. Desta forma, é questionável a opção de partir diretamente para o reforço da estrutura. Sugere-se assim, que quando a estrutura for considerada incerta em um determinado nível de avaliação do método, que ela seja verificada em níveis mais elevados, portanto, mais complexos e precisos, que poderão diagnosticar a fragilidade da estrutura permitindo um serviço de reforço mais eficiente.

O índice de desempenho sísmico, I_s , deve ser calculado individualmente para cada pavimento em cada direção da edificação e representa a máxima capacidade resistente às forças cortantes que cada pavimento possui em regime elástico. O menor índice, dentre os calculados para cada pavimento, caracteriza o índice de desempenho da estrutura total, sendo este o limitador de sua capacidade resistente.

Um único índice de solicitação sísmica, I_{s0} , é calculado para toda a estrutura, independente do pavimento e direção.

4.3 Índice de desempenho sísmico I_s

O índice de desempenho sísmico I_s é calculado através da Equação (36) a seguir.

$$I_s = E_0 \cdot S_D \cdot T_D \quad (36)$$

onde:

E_0 : sub-índice de desempenho sísmico básico estrutural;

S_D : sub-índice de configuração estrutural;

T_D^6 : sub-índice de deterioração estrutural.

A metodologia de cálculo do sub-índice de desempenho sísmico básico estrutural, E_0 , depende do nível de avaliação. No primeiro nível, a capacidade resistente da edificação é

6 No método de Hiroswa original este sub-índice é simbolizado por T . Neste trabalho usa-se a simbologia T_D para não confundir com o período fundamental da estrutura.

estimada através da resistência média ao cisalhamento dos elementos verticais. No segundo nível, a capacidade e a ductilidade dos elementos verticais são calculados a partir de suas resistências máximas para os modos de ruptura por cisalhamento e flexão. No terceiro nível, os elementos horizontais (vigas) também são levados em consideração na determinação da capacidade resistente e ductilidade da estrutura.

No primeiro nível de avaliação, os valores definidos para os sub-índices S_D e T_D são aplicados em toda a edificação. A Figura 15 mostra o fluxograma da seqüência de procedimentos, independente do nível de avaliação e contemplando os sub-índices que compõem o índice de desempenho sísmico.

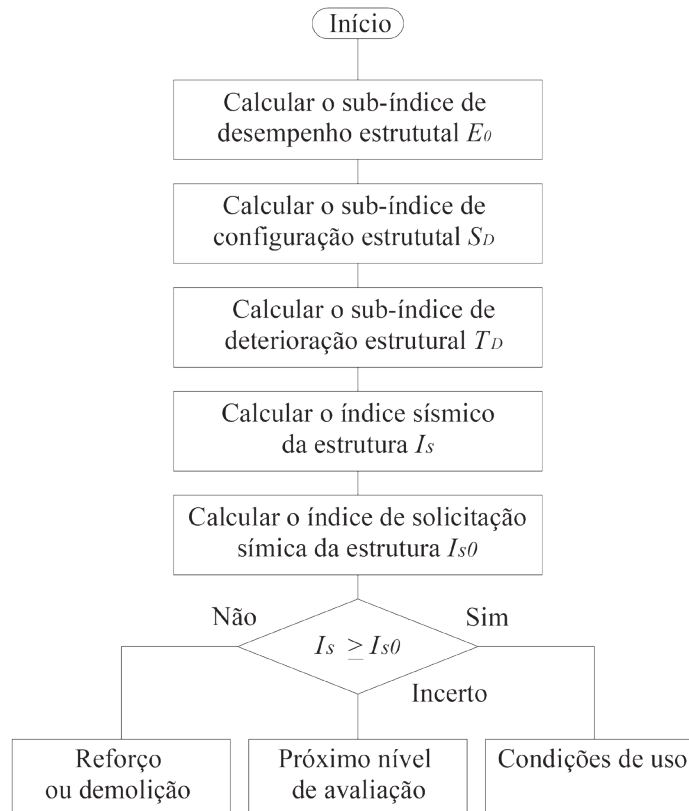


Figura 15 – Fluxograma da seqüência de procedimentos de cada nível de avaliação sísmica (Traduzida de Hirosawa:1992)

4.3.1 Sub-índice E_0

O sub-índice E_0 representa a verificação da resistência ao cisalhamento de cada pavimento da edificação e é o termo mais relevante na determinação do índice de desempenho estrutural, uma vez que, como será exposto adiante, os sub-índices S_D e T_D são fatores de redução. O sub-

índice E_0 é proporcional ao produto do índice de resistência, C , com o índice de ductilidade, F , como mostra a Equação (37) a seguir.

$$E_0 \propto C \cdot F \tag{37}$$

A resistência e ductilidade dos elementos verticais são características determinantes no desempenho estrutural de edifícios de concreto armado submetidos a ações sísmicas. No caso de estruturas compostas por mais de um tipo de elemento vertical, o método considera que estes não entram em colapso simultaneamente.

Com a finalidade de atribuir diferentes propriedades que mais bem representem os seus comportamentos, o primeiro nível do método de Hirosawa classifica os elementos verticais em três categorias, conforme a Tabela 18. Observa-se que o método não leva em consideração as paredes de alvenaria.

Tabela 18 – Classificação dos elementos verticais para avaliação de primeiro nível do método de Hirosawa

Elementos	Definição
Pilares	Pilares de concreto armado cuja relação entre a altura livre (h_0) e a base da seção (D) é maior que 2 ($h_0/D > 2$)
Pilares curtos	Pilares de concreto armado cuja relação entre a altura livre (h_0) e a base da seção (D) é menor ou igual a 2 ($h_0/D \leq 2$)
Paredes	Paredes de concreto armado com ou sem pilares na extremidade

Fonte: Adaptada de Hirosawa (1992)

A cada elemento vertical é atribuído um índice de resistência, sendo estes determinados, para o primeiro nível de avaliação, através das Equações (38), (39) e (40).

$$C_w = \frac{f_c}{200} \cdot \frac{(\tau_{w1} \cdot A_{w1} + \tau_{w2} \cdot A_{w2} + \tau_{w3} \cdot A_{w3})}{W} \tag{38}$$

$$C_c = \frac{f_c}{200} \cdot \frac{(\tau_{c1} \cdot A_{c1} + \tau_{c2} \cdot A_{c2})}{W} \tag{39}$$

$$C_{sc} = \frac{f_c}{200} \cdot \frac{(\tau_{sc} \cdot A_{sc})}{W} \tag{40}$$

onde:

C_w : índice de resistência das paredes;

C_c : índice de resistência dos pilares;

C_{sc} : índice de resistência dos pilares curtos;

f_c : resistência à compressão do concreto (kgf/cm²);

τ_{w1} : resistência média ao cisalhamento no estado limite último de paredes com dois pilares nas extremidades, podendo ser tomada como 30 kgf/cm²;

τ_{w2} : resistência média ao cisalhamento no estado limite último de paredes com um pilar na extremidade, podendo ser tomada como 20 kgf/cm²;

τ_{w3} : resistência média ao cisalhamento no estado limite último de paredes sem pilares nas extremidades, podendo ser tomada como 10 kgf/cm²;

τ_{c1} : resistência média ao cisalhamento no estado limite último dos pilares cuja altura livre dividida pela base da seção do pilar é menor que 6,0, podendo ser tomada como 10 kgf/cm²;

τ_{c2} : resistência média ao cisalhamento no estado limite último dos pilares cuja altura livre dividida pela base da seção do pilar é maior ou igual a 6,0, podendo ser tomada como 7 kgf/cm²;

τ_{sc} : resistência média ao cisalhamento no estado limite último dos pilares curtos, podendo ser tomada como 15 kgf/cm²;

A_{w1} : somatório das áreas de seção transversal das paredes com dois pilares nas extremidades na direção analisada do pavimento em estudo (cm²);

A_{w2} : somatório das áreas de seção transversal das paredes com um pilar na extremidade na direção analisada do pavimento em estudo (cm²);

A_{w3} : somatório das áreas de seção transversal das paredes sem pilares nas extremidades na direção analisada do pavimento em estudo (cm²);

A_{c1} : somatório das áreas de seção transversal dos pilares cuja altura livre dividida pela base da seção do pilar é menor que 6,0 (cm²);

A_{c2} : somatório das áreas de seção transversal dos pilares cuja altura livre dividida pela base da seção do pilar é maior ou igual a 6,0 (cm²);

A_{sc} : somatório das áreas de seção transversal dos pilares curtos (cm²);

W : peso da estrutura acima do pavimento analisado (kgf).

O método de Hirosawa idealiza o pavimento como um conjunto de elementos verticais funcionando em paralelo, de forma que a ruptura dos elementos mais frágeis, reduz significativamente a resistência da estrutura e transfere cargas para os elementos mais dúcteis modificando a resposta da estrutura em termos de deslocamento. Somente neste ponto (ruptura dos elementos mais frágeis), os elementos mais dúcteis passam a ser completamente solicitados até atingir suas resistências máximas. Esta contribuição dos elementos mais rígidos nas resistências dos elementos mais dúcteis, gerada pelo trabalho em conjunto dos elementos,

deve ser considerada na determinação da resistência sísmica da estrutura. Por isto, o sub-índice E_0 , é determinado pela maior resistência ao cisalhamento observada no trabalho em conjunto dos elementos verticais que formam a estrutura.

Os fatores de redução da capacidade resistente, a_i , expostos na Figura 16, representam a contribuição de cada grupo de elementos (pilares curtos, paredes e pilares) para a resistência global do pavimento ao cisalhamento. Da mesma forma que as resistências médias ao cisalhamento, estes fatores de redução são determinados através de ensaios laboratoriais.

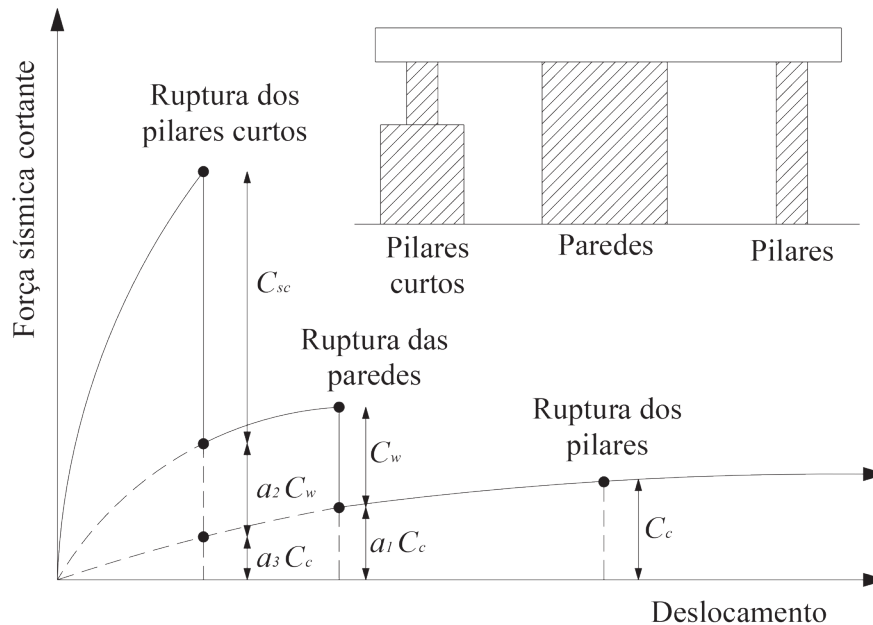


Figura 16 – Comportamento dos diferentes elementos verticais

Desta forma, o sub-índice E_0 é calculado através das Equações (41) e (42).

Para edificações sem pilares curtos:

$$E_0 = \left\{ \left(\frac{n+1}{n+i} \right) \right\} \cdot (C_w + a_1 \cdot C_c) \cdot F_w \quad (41)$$

Para edificações com pilares curtos:

$$E_0 = \left\{ \left(\frac{n+1}{n+i} \right) \right\} \cdot (C_{sc} + a_2 \cdot C_w + a_3 \cdot C_c) \cdot F_{sc} \quad (42)$$

onde:

n : número de pavimentos da edificação;

i : pavimento avaliado;

C_w : índice de resistência das paredes, calculado pela Equação (38);

C_c : índice de resistência dos pilares, calculado pela Equação (39);

C_{sc} : índice de resistência dos pilares curtos, calculado pela Equação (40);

a_1 : fator de redução da capacidade resistente dos pilares de acordo com o deslocamento das paredes verificado no momento da ruptura das paredes; $a_1=0,7$; (se $C_w=0$, $a_1=1,0$)

a_2 : fator de redução da capacidade resistente das paredes de acordo com o deslocamento dos pilares curtos verificado no momento da ruptura dos pilares curtos; $a_2=0,7$

a_3 : fator de redução da capacidade resistente dos pilares de acordo com o deslocamento dos pilares curtos verificado no momento da ruptura dos pilares curtos; $a_3=0,5$

F_w : índice de ductilidade das paredes; $F_w=1,0$ (se $C_w=0$, $F_w=F_c=1,0$)

F_c : índice de ductilidade dos pilares; $F_c=1,0$

F_{sc} : índice de ductilidade dos pilares curtos. $F_{sc}=0,8$

O termo $[(n+1)/(n+i)]$, chamado por Otani (2000) de índice de pavimento, ϕ , tem a função de modificar o índice de desempenho sísmico, I_s , em cada pavimento. A dedução deste índice considera uma estrutura modelo com as seguintes características: modo de vibração linear, distribuição de massas uniforme e alturas constantes dos pavimentos. Na realidade, o índice de pavimento atribuído ao índice de desempenho sísmico, I_s , uma variação que não é intrinsecamente sua, uma vez que a distribuição aproximada de massas levaria à obtenção de índices de desempenho sísmico constantes e índices de sollicitação sísmica crescentes em altura de forma linear. O método de Hirosawa, por sua vez, considera um único índice de sollicitação sísmica para todo o edifício e varia o índice de desempenho sísmico em altura através do índice de pavimento.

O fluxograma de cálculo do sub-índice E_0 para o primeiro nível de avaliação é mostrado na Figura 17.

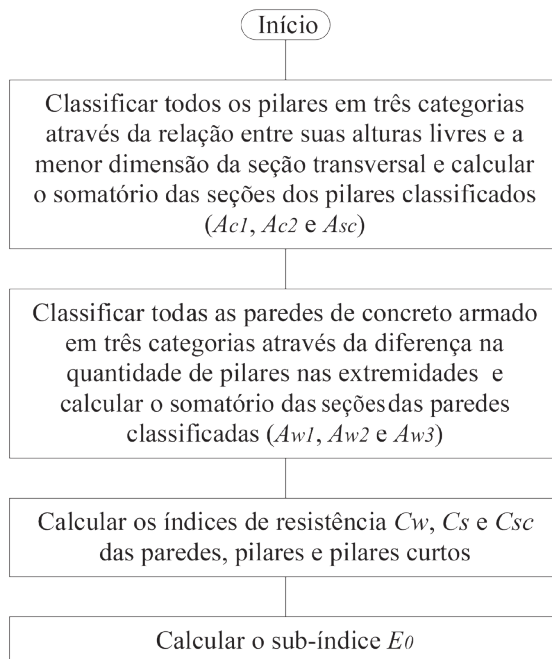


Figura 17 – Fluxograma para cálculo do sub-índice E_0 no primeiro nível de avaliação (Adaptada de Hirosawa:1992)

4.3.2 Sub-índice S_D

A influência da irregularidade da forma e da distribuição de rigidez e massa da edificação no desempenho sísmico é considerada no método através do sub-índice de configuração estrutural, S_D . O valor do sub-índice de configuração estrutural deve ser calculado através das Equações (43), (44) e (45) a seguir.

$$S_{Dl} = q_{1a} \times q_{1b} \times \dots \times q_{1k} \tag{43}$$

onde:

$$q_{1i} = \{1 - (1 - G_i) \cdot R_i\} \quad i = a, b, c, d, e, f, g, i, j, k \tag{44}$$

$$q_{1i} = \{1,2 - (1 - G_i) \cdot R_i\} \quad i = h \tag{45}$$

onde os termos a, b, c, \dots, k , são itens que se referem às irregularidades encontradas na edificação.

A Tabela 19 apresenta os valores de G_i , que são fatores de escala para determinação do valor de cada item; e os valores de R_i , que são fatores que representam o peso atribuído a cada item na composição do sub-índice S_D .

Tabela 19 – Fatores G_i e R_i para avaliação do índice S_D (Hirosawa)

Nível	Itens	Valor G_i			Valor R_i
		1,0	0,9	0,8	
Primeiro nível de avaliação	a. Regularidade em planta	a_1	a_2	a_3	1,0
	b. Relação entre dimensões em planta ($b=m/n$)	$b<5$	$5<b<8$	$8>b$	0,5
	c. Contração em planta ($c=C_i/C_0$)	$c>0,8$	$0,8>c>0,5$	$0,5>c$	0,5
	d. Juntas de dilatação	$d>1/100$	$1/100>d>1/200$	$1/200>d$	0,5
	e. Pátio interno	$e<0,1$	$0,1<e<0,3$	$0,3<e$	0,5
	f. Excentricidade do pátio interno	$f_1<0,4$ e $f_2<0,1$	$f_1<0,4$ e $0,1>f_2>0,3$	$0,4<f_1$ ou $0,3<f_2$	0,25
	g. -	-	-	-	-
	h. Pisos enterrados	$h>1,0$	$1,0<h<0,5$	$0,5>h$	1,0
	i. Uniformidade nas alturas entre pisos dos pavimentos	$i>0,8$	$0,8>i>0,7$	$0,7>i$	0,5
	j. Uniformidade da rigidez dos elementos verticais em altura	Existente	Inexistente	Inexistente com efeito de torção	0,5
	k. -	-	-	-	-

Fonte: Adaptada de Hirosawa (1992)

Os itens relacionados na Tabela 19 devem ser verificados para cada pavimento e o menor valor obtido é aplicado a toda edificação. Cada item individualmente é interpretado a seguir, com exceção dos itens g e k que são tratados simplesmente como “outros”, sem maiores explicações na tabela original do método de Hirosawa:

a. Regularidade em planta: os valores de G_i devem ser determinados em função da seguinte classificação.

a_1 : aproximadamente simétrico em planta e a área de projeção é inferior a 10% da área total do pavimento;

a_2 : pavimentos em forma de L, T ou U em planta sendo o somatório das projeções inferior a 30% da área total do pavimento;

a_3 : maiores irregularidades em planta do que em a_2 e o somatório das projeções é superior a 30% da área total do pavimento.

O método de Hirosawa não explicita o limite das projeções acima do qual estas devem ser contabilizadas. Segundo a PAHO (2000), são consideradas as projeções quando a relação $y/x \geq 0,5$ for verdadeira (Figura 18).

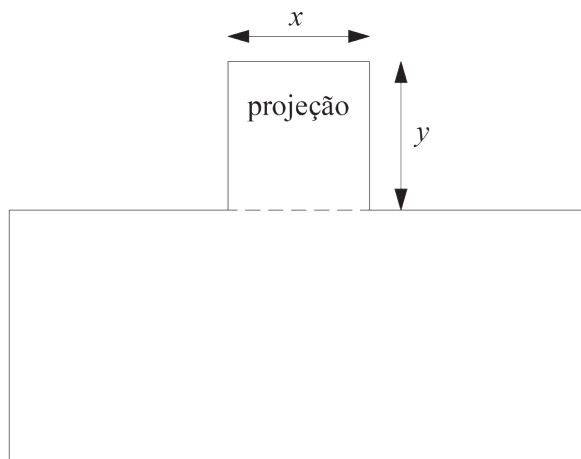


Figura 18 – Esquema de regularidade em planta *a*

b. Relação entre dimensões em planta: na determinação dos valores de G_i , relaciona-se a maior dimensão em planta da edificação, m , com a menor dimensão da edificação, n . Em estruturas não retangulares, considera-se a maior dimensão, m , igual a $2w$, sendo w indicado na Figura 19.

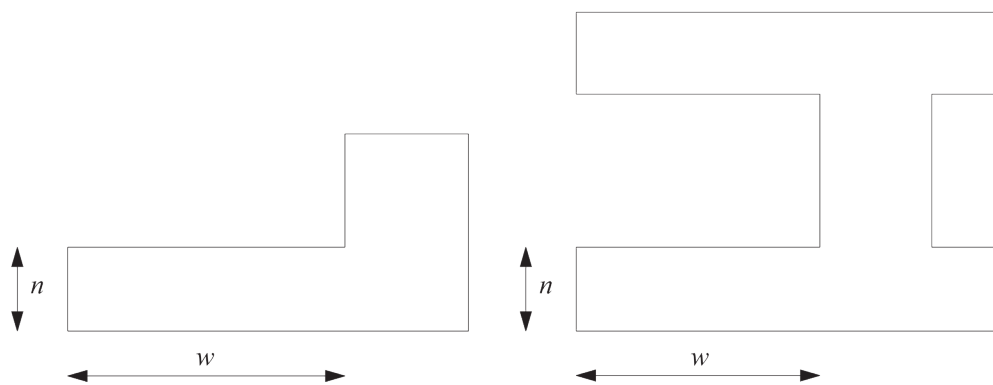


Figura 19 – Esquema de relação entre dimensões em planta

O limite para a consideração das projeções em estruturas em forma de L, T ou U, são os mesmos adotados no item *a*.

c. Contração em planta: Os valores de G_i , referentes à contração em planta, são determinados através da relação entre as medidas C_1 e C_0 de acordo com a Figura 20.

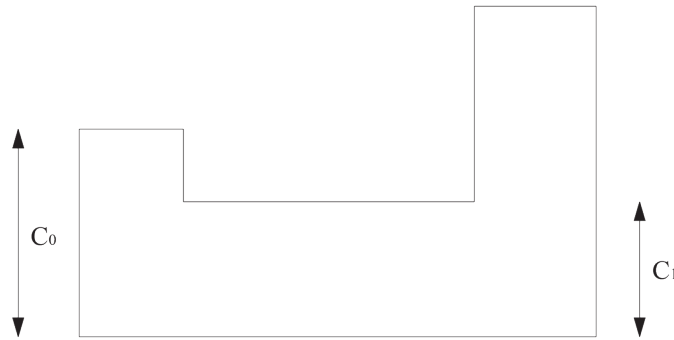


Figura 20 – Esquema de contração em planta

d. Juntas de dilatação: Corresponde à relação entre a espessura da junta de dilatação e a distância desta ao solo.

e. Pátio interno: Corresponde à relação entre a área do pátio interno e a área total do pavimento, incluindo a área do pátio interno. Segundo a PAHO (2000), se a área do pátio interno for rodeada por paredes de concreto armado, esta não deverá ser classificada como área de pátio interno.

f. Excentricidade do pátio interno: os valores de G_i devem ser determinados em função dos seguintes parâmetros.

f_1 : é a relação entre a distância do centro geométrico do pátio interno ao centro geométrico do pavimento e a menor dimensão do pavimento;

f_2 : é a relação entre a distância do centro geométrico do pátio interno ao centro geométrico do pavimento e a maior dimensão do pavimento.

h. Pisos enterrados: corresponde à relação entre a área do piso enterrado e a área do primeiro pavimento.

i. Uniformidade nas alturas entre pisos dos pavimentos: corresponde à relação entre a altura do pavimento imediatamente superior ao pavimento analisado e a altura deste pavimento. Se o pavimento analisado for o último, a altura do pavimento imediatamente superior deve ser substituído pela altura do imediatamente inferior.

j. Uniformidade da rigidez dos elementos verticais em altura: os valores de G_i são determinados diretamente em função da classificação exposta na Tabela 19. Se o sistema sismo-resistente da estrutura for do tipo pórtico sem paredes estruturais, este item não deve ser considerado.

No cálculo do sub-índice S_D para os segundo e terceiro níveis de avaliação, a tabela original do método de Hirosawa possui outros itens que devem ser considerados, sendo eles, a excentricidade entre o centro de gravidade e o centro de rigidez da estrutura e a irregularidade na distribuição de massa e rigidez dos pavimentos.

4.3.3 Sub-índice T_D

O desempenho estrutural é diretamente afetado pela deterioração da edificação, cuja influência é levada em consideração através da aplicação do sub-índice de deterioração estrutural, T_D . Este sub-índice é determinado através de levantamento de campo.

O sub-índice T_D , no primeiro nível de avaliação, é determinado em função dos itens inspecionados na estrutura e expostos na Tabela 20. A inspeção estrutural consiste de uma entrevista com o proprietário e observação visual da edificação. O menor dos valores extraídos da tabela deve ser tomado como valor único do sub-índice T_D para toda a edificação.

Tabela 20 – Itens de inspeção para o índice T_D (primeiro nível de avaliação)

Item	Grau de intensidade	Valor de T_D
Deformação	-edificação com inclinação ou recalque diferencial	0,7
	-edificação construída sobre aterro artificial	0,9
	-deformações visíveis em vigas ou pilares	0,9
	-sem deformação	1,0
Fissuras em paredes e pilares	-infiltrações e corrosão de armaduras	0,8
	-fissuras inclinadas em pilares	0,9
	-muitas fissuras nas paredes	0,9
	-infiltrações sem a presença de armaduras corroídas	0,9
	-nenhuma observação anterior	1,0
Incêndio	-acontecido e não reparado	0,7
	-acontecido mas reparado	0,8
	-não acontecido	1,0
Uso da edificação	-armazenamento de produtos químicos	0,8
	-sem armazenamento de produtos químicos	1,0
Idade da edificação	-mais de 30 anos	0,8
	-mais de 20 anos	0,9
	-menos de 20 anos	1,0
Acabamentos	-deterioração nas camadas externas do revestimento	0,9
	-deterioração nas camadas internas do revestimento	0,9
	-nenhuma verificação	1,0

Fonte: Adaptada de Hirosawa (1992)

A inspeção estrutural para os segundo e terceiro níveis de avaliação leva em consideração além da investigação de fissuras e deformações da estrutura, o número de pavimentos inspecionados. Caso sejam necessárias investigações mais detalhadas, os acabamentos da edificação devem ser removidos. Estas investigações envolvem ensaios de resistência e módulo de elasticidade do concreto, verificação do diâmetro e posição das barras de aço, estimativa da capacidade estrutural dos elementos considerando a influência das fissuras, influência da carbonatação e corrosão das armaduras e o nível de qualidade da mão- de-obra empregada na construção.

4.4 Índice de solitação sísmica I_{s0}

O índice de solitação sísmica, I_{s0} , deve ser calculado através da Equação (46).

$$I_{s0} = E_s \cdot Z \cdot G \cdot U \quad (46)$$

onde:

E_s : sub-índice de solitação sísmica básica, sendo $E_s=0,8$ para o primeiro nível de avaliação e $E_s=0,6$ para os segundo e terceiro níveis de avaliação;

Z : sub-índice de sismicidade cujos valores dependem da atividade sísmica local, situando-se no intervalo $0,7 \leq Z \leq 1,0$;

G : sub-índice topográfico e geotécnico, sendo $G=1,0$ para terrenos em geral e $G=1,1$ para outras situações (aclives, declives etc);

U : sub-índice de importância da edificação, sendo $U=1,0$ para edificações em geral.

Os valores para o sub-índice de solitação sísmica básica, E_s , foram determinados baseados na avaliação de danos das edificações submetidas aos terremotos japoneses de Tokachi-oki em 1968 e Miyagiken-oki em 1978. As acelerações de pico no solo foram estimadas em $2,5 \text{ m/s}^2$.

Shiga (1977) propôs um método para avaliar a vulnerabilidade sísmica dos edifícios de poucos pavimentos aproveitando as informações dos danos verificados no terremoto de Tokachi-oki em 1968. Neste método destacam-se dois índices. O índice I_1 que depende do somatório das áreas das paredes de concreto armado de um pavimento em uma determinada direção, A_w , e a área construída total do pavimento, A_f , e o índice I_2 que depende de A_w , A_f e do somatório das áreas dos pilares de um pavimento, A_c . Considera-se, no método, para determinação do peso da estrutura o valor de 1.000 kgf/m^2 . Shiga (1977) encontrou que as estruturas com $I_1 < 30 \text{ cm}^2/\text{m}^2$ e $I_2 > 12 \text{ kgf/cm}^2$ são geralmente vulneráveis.

Utilizando estes resultados, Unemura (1980) estabeleceu a relação entre o índice de comportamento sísmico, I_{s1} ⁷, utilizado pela *Japan Building Disaster Prevention Association - JBDPA* naquela época e o nível de danos estruturais. Observando a Figura 21, verifica-se que para valores de I_{s1} superiores a 0,8 não existe registro de edifícios com danos moderados ou severos. Segundo Albuquerque (2008), esta análise de Unemura foi a base para determinação do valor do sub-índice de solitação sísmica básica, E_s , no primeiro nível de avaliação do método de Hirosawa. Os níveis superiores de avaliação, por oferecerem maior rigor de cálculo, admitem valores menos exigentes para E_s .

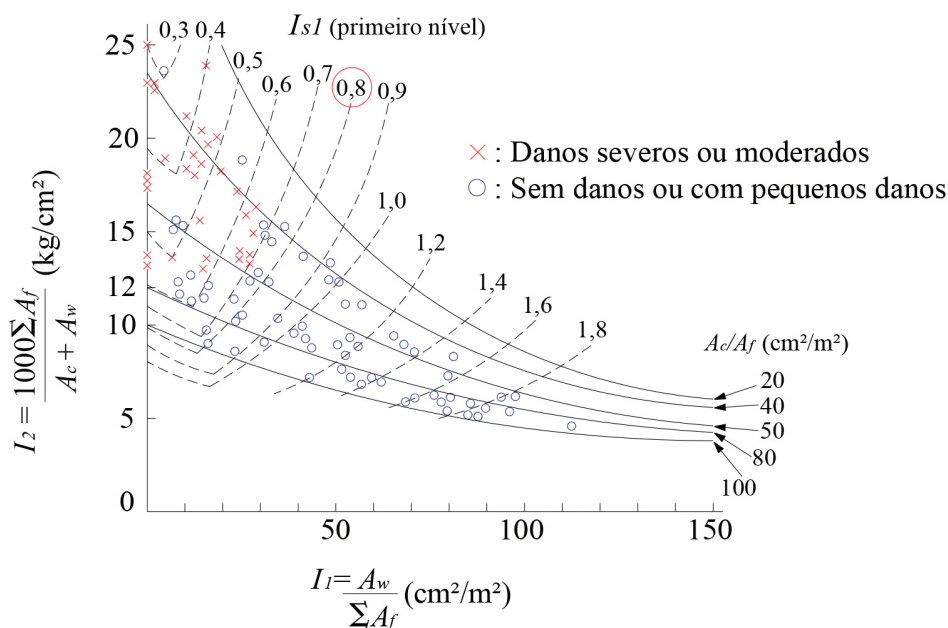


Figura 21 – Relação entre I_{s1} e a severidade dos danos verificados (Adaptada de Unemura:1980)

7 No trabalho de Unemura (1980) este índice é representado por I_s . Neste trabalho ele está representado como I_{s1} para não confundir com o índice de desempenho sísmico do método de Hirosawa.



ADAPTAÇÃO DO MÉTODO DE HIROSAWA

A aplicação do método de Hirosawa, bem como de outros métodos de avaliação qualitativa de vulnerabilidade sísmica, não pode ser realizada diretamente em qualquer país por conta das especificidades locais dos métodos construtivos, dos materiais empregados, da qualidade da mão-de-obra e dos riscos sísmicos. Por isto, faz-se necessária a adaptação do método, aproximando os seus resultados ao comportamento real da estrutura. Como exemplos de adaptação do método de Hirosawa, podem ser citados o *Seismic Safety Screening Method - SSSM* proposto por Ozdemir *et al.* (2005) e aplicado na Turquia; e o método adaptado no documento *Principles of Disaster Mitigation in Health Facilities* publicado pela *Pan American Health Association – PAHO* (2000) e aplicado nos países da América, principalmente no Chile, Peru, México e Equador.

Esta adaptação da PAHO (2000) merece destaque por inserir no método a possibilidade de considerar a presença de painéis de alvenaria na avaliação do desempenho estrutural, uma vez que o método de Hirosawa considera somente a contribuição dos elementos em concreto armado (pilares, pilares curtos e paredes).

As equações a seguir, foram retiradas da publicação da PAHO (2000) e sofreram algumas alterações com a finalidade de facilitar a identificação dos parâmetros e compará-los com os do método de Hirosawa.

A Equação (47), para o cálculo do sub-índice E_0 proposta pela PAHO (2000), é apresentada a seguir:

$$E_0 = \left\{ \left(\frac{n+1}{n+i} \right) \right\} \cdot [a_1 \cdot (C_{mar} + C_{sc} + C_{al} + C_{ma}) + a_2 \cdot C_w + a_3 \cdot C_c] \cdot F \quad (47)$$

Nas Equações (48) a (52), para o cálculo dos índices de resistência, os valores das resistências médias ao cisalhamento (em kgf/cm²) já foram substituídos.

$$C_w = \frac{f_c}{200} \cdot \frac{(30 \cdot A_{m1} + 20 \cdot A_{m2} + 12 \cdot A_{m3} + 10 \cdot A_{m4})}{W} \quad (48)$$

$$C_c = \frac{f_c}{200} \cdot \frac{(10 \cdot A_{c1} + 7 \cdot A_{c2})}{W} \quad (49)$$

$$C_{sc} = \frac{f_c}{200} \cdot \frac{(15 \cdot A_{sc})}{W} \quad (50)$$

$$C_{al} = C_{ma} = \frac{f_c \cdot 0,60 \cdot (0,45 \cdot \tau_0 + 0,25 \cdot \sigma_0) \cdot A_{ma}}{200 \cdot W} \quad (51)$$

$$C_{mar} = \frac{0,60 \cdot 0,85 \cdot \tau_0 \cdot A_{mar}}{W} \quad (52)$$

onde:

C_w : índice de resistência das paredes de concreto armado⁸;

C_c : índice de resistência dos pilares de concreto armado⁹;

C_{sc} : índice de resistência dos pilares curtos de concreto armado¹⁰;

C_{al}^{11} : índice de resistência das paredes de alvenaria de tijolo não reforçada ou parcialmente confinada (com pilar de concreto em apenas uma extremidade);

C_{ma} : índice de resistência das paredes de alvenaria de tijolo confinada (com pilares de concreto nas duas extremidades);

C_{mar} : índice de resistência de paredes de enchimento de alvenaria de tijolo;

f_c : resistência à compressão do concreto (kgf/cm²);

τ_0 : resistência média ao cisalhamento da alvenaria (kgf/cm²);

σ_0 : tensão normal devido ao esforço axial resultante das cargas verticais do peso próprio e das sobrecargas de utilização (kgf/cm²);

A_{c1} : somatório das áreas de seção transversal dos pilares cuja altura livre dividida pela base da seção do pilar é menor que 6,0 (cm²);

A_{c2} : somatório das áreas de seção transversal dos pilares cuja altura livre dividida pela base da seção do pilar é maior ou igual a 6,0 (cm²);

A_{sc} : somatório das áreas de seção transversal dos pilares curtos (cm²);

A_{m1} : somatório das áreas das paredes de concreto armado na direção analisada do pavimento em estudo (cm²) com pilares nas duas extremidades, com porcentagem de armadura horizontal igual ou superior a 1,2% e uma esbeltez (H/L) maior que 2;

A_{m2} : somatório das áreas das paredes de concreto armado na direção analisada do pavimento em estudo (cm²) com pilares nas duas extremidades e porcentagem mínima de armadura horizontal;

⁸ Paredes de concreto armado classificadas segundo o método de Hirosawa original.

⁹ Pilares de concreto armado classificados segundo o método de Hirosawa original.

¹⁰ Pilares curtos de concreto armado classificados segundo o método de Hirosawa original.

¹¹ No método da PAHO (2000) este índice é simbolizado por C_a . Neste trabalho usa-se a simbologia C_{al} para não confundir com o fator de amplificação do solo para períodos de 0,0s da NBR 15421 (ABNT, 2006).

A_{m3} : somatório das áreas das paredes de concreto armado na direção analisada do pavimento em estudo (cm^2) sem pilares ou com somente um pilar na extremidade, com esbeltez igual ou menor que 2 e uma porcentagem mínima de armadura horizontal;

A_{m4} : somatório das áreas das paredes de concreto armado na direção analisada do pavimento em estudo (cm^2) sem pilares ou com somente um pilar na extremidade, com esbeltez maior que 2;

A_{mar} : somatório das áreas das paredes de enchimento de alvenaria de tijolo na direção analisada do pavimento em estudo (cm^2);

A_{ma} : somatório das paredes de alvenaria de tijolo confinada na direção analisada do pavimento em estudo (cm^2);

W : peso da estrutura acima do pavimento analisado (kgf);

L : comprimento da parede;

H : altura do pavimento se L for maior ou igual a 3 metros ou a altura do painel de alvenaria se L for menor que 3 metros.

Mesmo o método adaptado da PAHO (2000), que considera a contribuição das paredes de alvenaria na determinação do desempenho estrutural, não pode ser aplicado às estruturas convencionais de concreto armado no Brasil. Este método considera os painéis de alvenaria que funcionam como elementos estruturais, não sendo consideradas as alvenarias de vedação. No Brasil, as alvenarias nos edifícios de concreto armado funcionam somente como divisórias e elementos de fechamento externo.

5.1 Índice de desempenho sísmico I_s adaptado

Para a adaptação do primeiro nível de avaliação do método de Hirosawa à realidade brasileira, são considerados como elementos estruturais verticais somente os pilares de concreto. Isto porque nos edifícios de concreto armado no Brasil com no máximo oito pavimentos, limite imposto pelo próprio método, não é comum a presença de paredes de concreto nem de pilares curtos. As paredes de concreto estão normalmente presentes em edifícios altos, funcionando como elementos de contraventamento para limitação dos deslocamentos. Quanto aos pilares curtos, cujo comportamento é controlado pela ruptura frágil por cisalhamento, sua presença nas estruturas está condicionada à existência de elementos horizontais que limitem suas alturas livres, de forma que a relação h_0/D seja menor ou igual a dois, como exposto anteriormente. Em edifícios de até oito pavimentos, os pilares apresentam, salvo algumas exigências arquitetônicas, larguras, D , de no máximo 30 cm. A presença de pilares curtos fica, portanto, condicionada à

altura livre dos pilares, h_0 , de no máximo 60 cm. Esta situação poderia ser gerada pela presença de aberturas com funções arquitetônicas em edifícios cujas alvenarias assumissem função estrutural, como mostra a Figura 22. Este sistema estrutural não corresponde ao objetivo aqui proposto.

A consideração dos pilares de concreto como únicos elementos verticais leva a algumas particularidades do método adaptado.

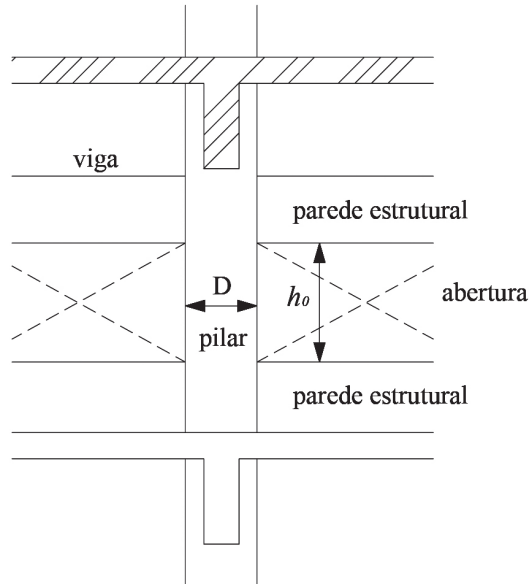


Figura 22 – Altura livre (h_0) e largura (D) do pilar (Adaptada de Albuquerque:2008)

O sub-índice E_0 deve ser determinado pela Equação (53), considerando apenas a capacidade resistente dos pilares:

$$E_0 = \left\{ \left(\frac{n+1}{n+i} \right) \right\} \cdot (a_1 \cdot C_c) \cdot F_c \quad (53)$$

Para a utilização das unidades do sistema internacional no método adaptado, as unidades de resistência média ao cisalhamento, área das seções transversais dos elementos verticais e peso da estrutura serão respectivamente MPa, m^2 e kN.

No método de Hirosawa original são considerados concretos de resistência à compressão de no máximo 200 kgf/cm^2 . Por conta disto, no cálculo do índice de resistência, C_c , é utilizado o termo $(f_c/200)$ que corresponde a um fator de redução para concretos de menores resistências à compressão. Por conta da conversão das unidades, o fator de redução de resistência à compressão do concreto passa a ser $(f_c/20)$.

Substituindo a Equação (39) do índice de resistência dos pilares na Equação (53) tem-se a Equação (54):

$$E_0 = \left\{ \left(\frac{n+1}{n+i} \right) \right\} \cdot a_1 \left[\frac{f_c}{20} \cdot \frac{(\tau_{c1} \cdot A_{c1} + \tau_{c2} \cdot A_{c2})}{W} \right] \cdot F_c \quad (54)$$

Albuquerque (2008) propõe a substituição do termo $f_c/20$ por $\sqrt{f_c/20}$ em estruturas de concreto com resistência à compressão superior a 20 MPa. Para tais situações usa-se a Equação (55) para determinar o índice de desempenho sísmico E_0 .

$$E_0 = \left\{ \left(\frac{n+1}{n+i} \right) \right\} \cdot a_1 \left[\sqrt{\frac{f_c}{20}} \cdot \frac{(\tau_{c1} \cdot A_{c1} + \tau_{c2} \cdot A_{c2})}{W} \right] \cdot F_c \quad (55)$$

Outra particularidade do método adaptado é a verificação do índice de desempenho sísmico, I_s , em uma única direção, uma vez que o somatório das seções transversais dos pilares de concreto independe da direção analisada. Devido à ausência de valores das resistências médias ao cisalhamento dos pilares construídos no Brasil, no cálculo do sub-índice E_0 , as resistências τ_{c1} e τ_{c2} assumem os valores definidos no método de Hirosawa original¹².

Como exposto anteriormente, o sub-índice E_0 representa a verificação da resistência ao cisalhamento de cada pavimento da edificação. O que se questiona na aplicação do método de Hirosawa em outros países, é se os valores das resistências ao cisalhamento utilizados no método são realmente atingidos em função dos métodos construtivos, materiais empregados e dos níveis de detalhamento utilizados em cada país.

Albuquerque (2008) aplicou o método de Hirosawa em um pórtico de concreto armado utilizado no trabalho experimental de Pires (1990) e comparou estes resultados.

Pires (1990) ensaiou sete modelos de pórtico de concreto armado com altura livre dos pilares de 1,625 m e vão de 2,10 m entre pilares. Seis deles tinham fechamento em alvenaria estrutural, solução muito utilizada em Portugal, e um outro sem a presença do painel de alvenaria. Nos ensaios, deslocamentos horizontais alternados e crescentes foram impostos aos pórticos através da aplicação de forças horizontais. Além disto, foram também aplicadas cargas verticais sobre os pilares para simular o peso dos pavimentos superiores.

Na comparação dos resultados, foi verificado que o método de Hirosawa, para este caso específico, subestimou em mais de 50% a resistência máxima do modelo de pórtico sem o

¹² Ver item 4.3.1.

fechamento de alvenaria. Por se tratar de um método simplificado, esta discrepância era totalmente previsível. No entanto, esta grande diferença leva a uma análise excessivamente conservadora.

Face ao verificado em Albuquerque (2008), estudos experimentais ou outros que permitam obter resultados mais aproximados, devem ser conduzidos no Brasil para ajustar os valores das resistências ao cisalhamento aplicadas no método de Hirosawa adaptado.

Na adaptação do método à realidade do Brasil, realizada neste trabalho, os sub-índices S_D e T_D são os mesmos recomendados pelo método de Hirosawa original.

5.2 Índice de solicitação sísmica I_{s0} adaptado

O sub-índice de solicitação sísmica básica, E_s , influencia de forma significativa na determinação do índice de solicitação sísmica. Este índice está relacionado ao comportamento particular da estrutura frente a um evento sísmico. Como exposto anteriormente, no método de Hirosawa original, o valor do índice E_s foi determinado a partir da avaliação de danos das edificações submetidas aos terremotos japoneses de Tokachi-oki em 1968 e Miyagiken-oki em 1978.

Como exposto no item 4.1, que trata do histórico da evolução das normas sísmicas japonesas, os primeiros projetos que levaram em consideração o efeito dos sismos nas estruturas, consideravam, de forma bastante simplificada, a aplicação de uma força cortante equivalente a uma determinada porcentagem do peso da estrutura. Esta porcentagem corresponde à Equação (29) para determinação do coeficiente de resposta sísmico, C_s , da NBR 15421 (ABNT, 2006).

O Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes de Portugal – RSA (1983) define coeficiente sísmico como sendo um coeficiente que, multiplicado ao valor das ações da gravidade, define o valor resultante das forças estáticas que, convenientemente distribuídas na altura, permite determinar os efeitos da ação sísmica na direção considerada.

Por conta disto, trabalhos como o de Albuquerque (2008) propõem a adoção do coeficiente sísmico como forma de determinar o índice de solicitação sísmica, I_{s0} .

Segundo a NBR 15421 (ABNT, 2006), todas as respostas modais obtidas em termos de força, momentos e reações de apoio devem ser multiplicadas pelo fator (I/R) . A influência do coeficiente de modificação de resposta, R , e do fator de utilização, I , foi apresentada anteriormente neste trabalho no capítulo 3. Assim, o coeficiente sísmico, C_s , pode ser reescrito, a partir da Equação (29) da seguinte forma:

$$C_s = \frac{m \cdot S_a \cdot (I/R)}{m \cdot g} \quad (56)$$

onde m é a massa da estrutura, S_a é a aceleração espectral e, g é a aceleração da gravidade.

Na dedução do coeficiente sísmico, a Equação (56) pode ainda ser reescrita conservativamente considerando que o modo fundamental encontra-se no trecho de aceleração constante do espectro de resposta de projeto, levando à determinação da Equação (30) do coeficiente sísmico da NBR 15421 (ABNT, 2006).

A comparação da Equação (46) do índice de sollicitação sísmica do método de Hirosawa com a Equação (30) do coeficiente sísmico, C_s , da NBR 15421 (ABNT, 2006) permite identificar claramente os parâmetros do método original. Isto é feito igualando-se as duas equações, ou seja:

$$E_s \cdot Z \cdot G \cdot U = \left(\frac{2,5}{R}\right) \cdot \left(\frac{a_g}{g}\right) \cdot C_a \cdot I$$

Igualando os termos tem-se:

$$E_s = \left(\frac{2,5}{R}\right) \quad ; \quad Z = \left(\frac{a_g}{g}\right) \quad ; \quad G = C_a \quad ; \quad U = I$$

Para estruturas em pórtico de concreto armado, a NBR 15421 (ABNT, 2006) estabelece o valor do coeficiente de modificação de resposta, R , igual a 3,0. Então o sub- índice de sollicitação sísmica básica assume o valor 0,83.

Os valores do sub-índice de sismicidade, Z , expostos na Tabela 21, correspondem aos valores das acelerações sísmicas, a_g , da NBR 15421 (ABNT, 2006) divididos pela aceleração da gravidade g . A favor da segurança e para simplificação do processo, os valores adotados são os maiores de cada zona sísmica (Tabela 2), o que leva à igualdade de valores para as zonas sísmicas 3 e 4.

Tabela 21 - Sub-índices de sismicidade do método de Hirosawa adaptado ao Brasil

Zona sísmica	Valores de Z
Zona 0	0,025
Zona 1	0,050
Zona 2	0,100
Zona 3 e 4	0,150

Os valores do sub-índice topográfico e geotécnico, G , expostos na Tabela 22, correspondem aos valores dos fatores de amplificação sísmica do solo para períodos de 0,0s extraídos da Tabela 4 da NBR 15421 (ABNT, 2006).

Tabela 22 – Sub-índices topográfico e geotécnico do método de Hirosawa adaptado ao Brasil

Classe do terreno	<i>G</i>	
	$Z \leq 0,100$	$Z = 0,150$
A	0,8	0,8
B	1,0	1,0
C	1,2	1,2
D	1,6	1,5
E	2,5	2,1

Os valores do sub-índice de importância da edificação, U , expostos na Tabela 23, correspondem aos fatores de importância de utilização, I , expostos na Tabela 9 da NBR 15421 (ABNT, 2006).

Tabela 23 – Sub-índices de importância da edificação do método de Hirosawa adaptado ao Brasil

Categoria de utilização	U
I	1,00
II	1,25
III	1,50

Como a NBR 15421 (ABNT, 2006) limita o coeficiente sísmico, C_s , inferiormente e superiormente, estes limites também são impostos ao índice I_{s0} . O limite inferior, $I_{s0,inf}$ é portanto igual a 0,01.

O limite superior de C_s é dado pela equação (31), onde a_{gs1} é obtido da Equação (10). Adotando o coeficiente de modificação de resposta, R , igual a 3,0, chamando C_v de G_s e substituindo as igualdades ($Z=a_g/g$) e ($U=I$) obtém-se a Equação (57).

$$I_{s0,sup} = \frac{0,33 \cdot G_s \cdot Z \cdot U}{T_a} \quad (57)$$

onde T_a é o período natural aproximado da estrutura determinado pela Equação (15) da NBR 15421 (ABNT, 2006). A adoção do período aproximado justifica-se pela natureza rápida e preliminar da verificação de vulnerabilidade sísmica do método. Os valores do sub-índice G_s , expostos na Tabela 24, correspondem aos valores dos fatores de amplificação sísmica do solo para períodos de 1,0s extraídos da Tabela 4 também da NBR 15421 (ABNT, 2006).

Tabela 24 – Sub-índices G_s do método de Hirosawa adaptado ao Brasil

Classe do terreno	G_s	
	$Z \leq 0,100$	$Z = 0,150$
A	0,8	0,8
B	1,0	1,0
C	1,7	1,7
D	2,4	2,2
E	3,5	3,4

Na avaliação do índice de solitação sísmica, faz-se necessário analisar a importância do coeficiente de modificação de resposta, R , para o sucesso da adaptação do método. O coeficiente de modificação de resposta relaciona os esforços obtidos em uma análise elástica linear com os obtidos admitindo o comportamento não-linear dos materiais, ou seja, sua aplicação representa a consideração da estrutura em regime não-linear. A aplicação do fator de modificação de resposta, R , diminui o espectro de resposta elástica de projeto com taxa de amortecimento de 5% (padrão dos espectros de resposta de projeto estudados neste trabalho) para um espectro de resposta de projeto reduzido, que possui um amortecimento superior a 5%¹³, e conseqüentemente reduz as acelerações espectrais. Desta forma, uma maneira de determinar o valor do coeficiente de modificação de resposta, R , é através da taxa de amortecimento da estrutura. A NBR 15421 (ABNT, 2006) determina que quando for identificado que a estrutura ou parte dela apresenta uma fração de amortecimento diferente de 5%, um fator de correção, devidamente justificado, pode ser aplicado pelo projetista ao espectro de resposta de projeto. No entanto, a norma brasileira não explicita como fazê-lo.

O Eurocode 8, utiliza a Equação (58) para determinar o fator de correção de amortecimento, η .

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{(5 + \xi)}} \geq 0,55 \tag{58}$$

Usando o fator de correção de amortecimento, η , pode-se obter através da Equação (59), uma aproximação do coeficiente de modificação de resposta, R , que no Eurocode 8 é chamado de coeficiente de comportamento, q .

$$R = \frac{1}{\eta} \tag{59}$$

¹³ Ver item 3.2

A maneira mais exata de determinar o coeficiente de modificação de resposta é através da divisão dos esforços obtidos por uma análise estática linear pelos mesmos esforços obtidos por uma análise dinâmica não-linear, objetivando assim cobrir a complexidade do comportamento da estrutura.

5.3 Desenvolvimento do método de Hirosawa em um sistema com um grau de liberdade

O fundamento básico do primeiro nível de avaliação do método de Hirosawa é a comparação entre a resistência ao cisalhamento dos elementos verticais dos pavimentos da estrutura com as forças cortantes horizontais provenientes de sismos e agindo em cada pavimento. Com a finalidade de comprovar tal afirmação, aplica-se o método em um sistema com um grau de liberdade. Neste caso, para o cálculo do índice de desempenho sísmico, I_s , utiliza-se a Equação (36) sendo que E_0 é determinado pela Equação (54).

Adotando os valores de F_c e a_i iguais a 1,0, como sugere o método de Hirosawa original, e atribuindo valores unitários aos sub-índices S_D e T_D , uma vez que estes são estimados qualitativamente e influenciam toda a estrutura, agindo como redutores da resistência sísmica tem-se:

$$\left(\frac{n+1}{n+i} \right) \cdot \left[\frac{f_c}{20} \cdot \frac{(\tau_{c1} \cdot A_{c1} + \tau_{c2} \cdot A_{c2})}{W} \right] \geq I_{s0}$$

Para aplicação em um sistema com um grau de liberdade, o termo $[(n+1)/(n+i)]$ (também chamado de índice de pavimento, ϕ , e definido no item 4.3.1) não é aplicado, uma vez que este é usado na distribuição da força cortante para os diversos pavimentos.

$$\left[\frac{f_c}{20} \cdot \frac{(\tau_{c1} \cdot A_{c1} + \tau_{c2} \cdot A_{c2})}{W} \right] \geq I_{s0}$$

Como o método de Hirosawa é proposto para estruturas de concreto com resistência à compressão, f_c , de no máximo 200 kgf/cm², o termo $f_c/200$ pode ser excluído da equação por se tratar apenas de um fator de redução da resistência.

$$\frac{\sum (\tau_{ci} \cdot A_{ci})}{W} \geq I_{s0}$$

Como I_{s0} corresponde ao coeficiente sísmico, tem-se:

$$V_{Rd,i} \geq V_{Sd,i}$$

onde $V_{Rd,i}$ é a resistência ao cisalhamento dos elementos verticais e $V_{Sd,i}$ são as forças cortantes horizontais provenientes do sismo.

5.3.1 Exemplo de aplicação

Neste item é aplicado o primeiro nível de avaliação do método de Hirosawa adaptado ao Brasil em uma estrutura com um grau de liberdade, no caso, um pórtico de concreto armado como mostrado na Figura 23.

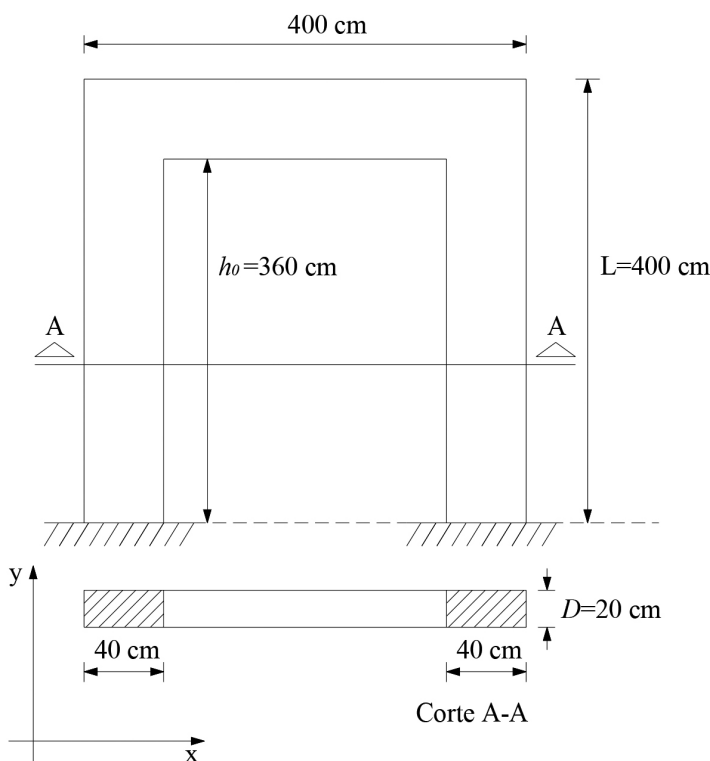


Figura 23 – Pórtico em concreto armado

O pórtico tem seção constante (pilares e viga) de 20x40cm executado em terreno classe C e zona sísmica 2. O concreto possui f_{ck} de 20 MPa e módulo de elasticidade, E_c , igual a 25044 MPa, calculado de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2003). O módulo de elasticidade tangente inicial pode ser aqui adotado pelo fato da força sísmica ser um carregamento de curta duração e nestas situações, ser mais rígida a resposta do concreto.

Para a estrutura ser considerada segura, no primeiro nível de avaliação do método de Hirosawa, é necessário que:

$$V_{Rd,i} \geq V_{Sd,i} \Leftrightarrow I_s \geq I_{s0}$$

Os pilares possuem relação h_0/D maior que 6 e o somatório de suas seções transversais correspondem a A_{c2} . S_D e T_D assumem, neste exemplo, valores unitários devido à regularidade estrutural do pórtico e a consideração de ausência de deterioração. Portanto, o índice de desempenho sísmico I_s é dado por:

$$I_s = \left[\frac{f_c}{20} \cdot \frac{(\tau_2 \cdot A_{c2})}{W} \right]$$

Sendo o peso da estrutura W igual a 22,4 kN, obtém-se $I_s = 5$.

Para o índice de solitação sísmica, I_{s0} , adota-se $E_s = 0,83$; $Z = 0,100$; $G = 1,2$ e $U = 1,0$, obtendo-se I_{s0} igual a 0,1. A estrutura é considerada segura, pois $I_s > I_{s0}$.

O passo seguinte é verificar os limites de I_{s0} .

$$I_{s0,\text{inf}} = 0,01$$

$$I_{s0,\text{sup}} = \frac{0,33 \cdot G_s \cdot Z \cdot U}{T_a}$$

Por se tratar de uma estrutura bastante simples e para efeito de comparação, o período fundamental é determinado analiticamente (pelas equações da dinâmica e da resistência dos materiais) e através da Equação (15) da NBR 15421 (ABNT, 2006).

Pela primeira opção, o período fundamental é assim determinado:

$$k = 2 \cdot \left(\frac{12 \cdot E_c \cdot I_x}{h_0^3} \right)$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 0,11\text{s}$$

Pela segunda opção, o período fundamental encontrado é de 0,16s. Adota-se o valor de 0,11s a favor da segurança. Na aplicação do método adaptado nas estruturas em geral, adota-se diretamente, para determinação do período fundamental, a Equação (15) da NBR 15421 (ABNT, 2006).

Adotando-se $G_s = 1,7$ obtém-se $I_{s0,\text{sup}}$ igual a 0,51. Como o valor do $I_{s0,\text{sup}}$ é maior do que o valor do I_{s0} , este último continua sendo o valor de referência.



APLICAÇÕES DO MÉTODO ADAPTADO EM ESTRUTURAS MODELO

A aplicação do primeiro nível de avaliação do método de Hirosawa permite analisar um grande universo de edificações objetivando verificar, em uma primeira triagem, quais precisam passar por uma análise mais rigorosa através de métodos quantitativos.

O método de Hirosawa adaptado, proposto neste trabalho, é agora aplicado a estruturas modelo. Nestas estruturas considera-se que o elemento vertical responsável pelo combate às forças sísmicas são apenas os pilares. As estruturas modelo possuem painéis de alvenaria de vedação e não possuem paredes de concreto nem pilares curtos pelos motivos expostos no capítulo 5.

A aplicação do método obedece ao seguinte roteiro:

1. Classificação dos pilares de concreto quanto à relação h_0/D ;
 2. Determinação do índice de desempenho sísmico, I_s , através da Equação (36) do método de Hirosawa original, sendo o sub-índice de desempenho sísmico básico determinado pelas Equações (54) e (55) do método de Hirosawa adaptado e adotando os valores das variáveis segundo o método de Hirosawa original ($a_1=1,0$; $F_c=1,0$; $\tau_{c1}=1,0$ MPa; $\tau_{c2}=0,7$ MPa).
 3. Determinação do índice de sollicitação sísmica, I_{s0} , através da Equação (46) do método de Hirosawa original adotando os valores das variáveis segundo o método de Hirosawa adaptado.
 4. Comparação dos valores de I_{s0} com os limites inferiores e superiores. O valor de $I_{s0,inf}$ é igual a 0,01 e o $I_{s0,sup}$ determinado pela Equação (57) do método de Hirosawa adaptado cujos valores das variáveis são adotados segundo este mesmo método. O período fundamental da estrutura é determinado através da Equação (15) da NBR 15421 (ABNT, 2006).
 5. Comparação dos índices I_s e I_{s0} para verificar a vulnerabilidade da estrutura.
- Além da verificação da vulnerabilidade da estrutura modelo, determina-se também a reserva da capacidade resistente, R_{CR} , através da Equação (60).

$$R_{CR} = \left(\frac{I_s - I_{s0}}{I_s} \right) \% \quad (60)$$

A reserva da capacidade resistente da estrutura utilizada por Albuquerque (2008) representa a diferença entre os esforços atuantes e resistentes. Neste trabalho a reserva da capacidade resistente, R_{CR} , representa a diferença entre o índice de desempenho sísmico, I_s , e o índice de sollicitação sísmica, I_{s0} .

6.1 Estruturas Modelo

São definidas quatro estruturas modelo sendo cada uma delas analisada considerando a variação das diferentes zonas sísmicas e classes de terreno abordadas na NBR 15421 (ABNT, 2006). São considerados diferentes valores para o índice S_D em função da configuração estrutural de cada modelo. Para tentar representar as diferentes condições a que estão expostas as edificações, é adotado um valor médio do índice de deterioração sísmica ($T_D=0,9$) que cobre as seguintes situações: edificação construída sobre aterro artificial, deformações visíveis em vigas ou pilares, fissuras inclinadas em pilares, fissuras nas paredes, infiltrações sem a presença de armaduras corroídas, edificações com mais de 20 anos, deterioração nos revestimentos de acabamentos (Tabela 20).

Todas as estruturas modelo possuem resistência do concreto à compressão de 20 MPa. Sobre todas as vigas são previstos painéis de alvenaria de vedação. Os pesos específicos adotados para o concreto armado e alvenarias são $25,0 \text{ kN/m}^3$ e $13,0 \text{ kN/m}^3$, respectivamente. Uma carga de $1,0 \text{ kN/m}^2$ é considerada em cada pavimento e representa as cargas de revestimento nas lajes de piso, e coberta nas lajes de forro¹⁴.

A altura entre pavimentos de todas as estruturas modelos é de 2,80m e os vãos livres de 4,00m. As lajes são em concreto armado com 10 cm de espessura e as vigas de seção (15x40) cm^2 . Os pilares da Estrutura Modelo I possuem seção transversal (15x25) cm^2 , os pilares da Estrutura Modelo II possuem seção transversal (20x30) cm^2 e os pilares das Estruturas Modelo III e IV possuem seção transversal (20x40) cm^2 .

Todas as estruturas modelo enquadram-se na categoria de utilização III (uso essencial) assumindo o valor do índice de importância da edificação, U , igual a 1,5.

6.1.1 Estrutura Modelo I

A Estrutura Modelo I possui uma área de $436,81 \text{ m}^2$ distribuída em um único pavimento de forma quadrada. O pórtico representativo e a planta de forma do pavimento +2,80 da Estrutura Modelo I estão expostos respectivamente na Figura 24 e Figura 25.

A Tabela 25 mostra as características e propriedades necessárias para o cálculo do índice de desempenho sísmico, I_s , da Estrutura Modelo I. Importante lembrar, que devido à consideração dos pilares de concreto como os únicos elementos verticais no método adaptado, a verificação do índice de desempenho sísmico, I_s , é realizada em uma única direção, uma vez que o somatório de suas seções transversais independe da direção analisada.

¹⁴ Peso da estrutura calculado de acordo com a NBR 15421:2006 (Ver item 3.4.4).

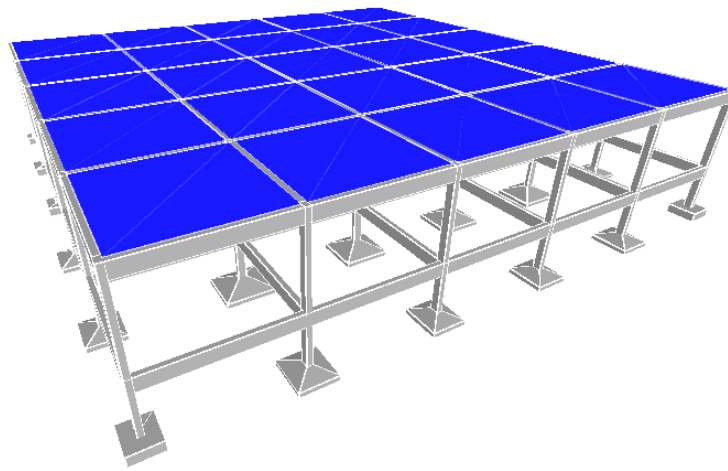
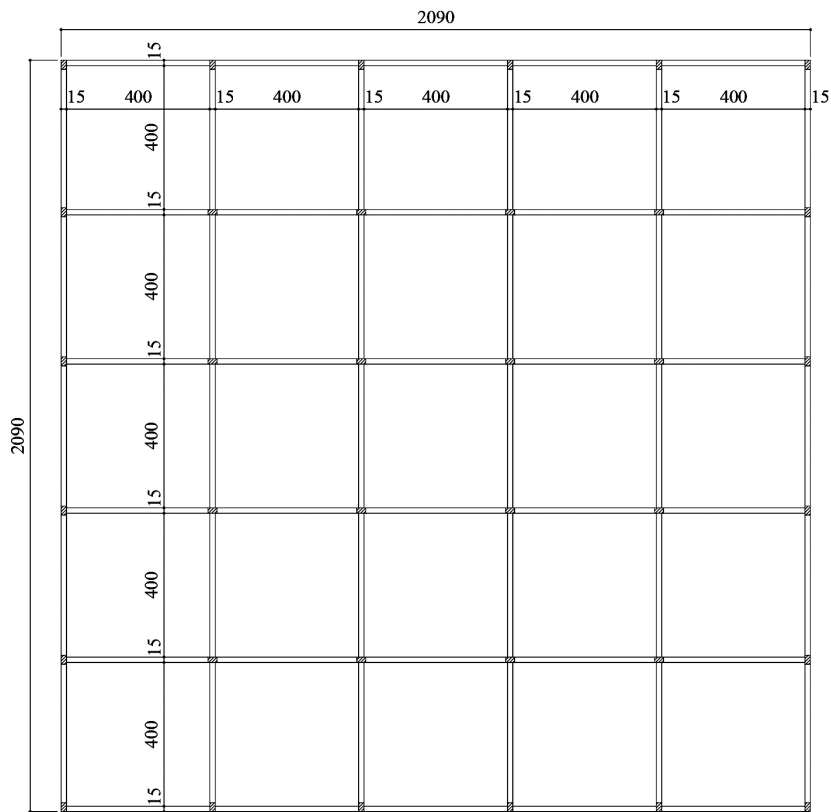


Figura 24 - Pórtico da Estrutura Modelo I



Forma do pavimento Nível +2,80

Figura 25 – Planta de forma do nível +2,80 da Estrutura Modelo I

Tabela 25 – Índice de desempenho sísmico (I_s) da Estrutura Modelo I

	Pavimento 1	Pavimento 2	Pavimento 3	Pavimento 4	Pavimento 5	Pavimento 6
Nível da laje	+2,80m	-	-	-	-	-
Peso total acima do nível considerado (W) em kgf	299.236,00	-	-	-	-	-
Área do pavimento em m ²	436,81	-	-	-	-	-
Soma das seções dos pilares do pavimento (A_{e2}) em cm ²	13.500,00	-	-	-	-	-
Período da estrutura (T_a) em segundos	0,12	-	-	-	-	-
Sub-índice de desempenho sísmico básico estrutural (E_0)	0,32	-	-	-	-	-
Sub-índice de configuração estrutural (S_D)	1,00	-	-	-	-	-
Sub-índice de deterioração estrutural (T_D)	0,90	-	-	-	-	-
Índice de desempenho sísmico (I_s)	0,28	-	-	-	-	-

São calculados e expostos na Tabela 26 os índices de solicitação sísmica, I_{s0} , supondo a estrutura estar localizada em qualquer uma das zonas sísmicas do território nacional e assentadas sobre qualquer um dos terrenos classificados na NBR 15421 (ABNT, 2006). Os valores dos sub-índices Z e G são obtidos a partir da Tabela 21 e Tabela 22 respectivamente.

Tabela 26 – Índices de solicitação sísmica (I_{s0}) da Estrutura Modelo I

Zona sísmica	Classe do terreno				
	A	B	C	D	E
0	0,03	0,03	0,04	0,05	0,08
1	0,05	0,06	0,08	0,10	0,16
2	0,10	0,13	0,15	0,20	0,31
3 e 4	0,15	0,19	0,23	0,28 ^(*)	0,39

(*) Estrutura no limite da vulnerabilidade

As comparações entre o índice de desempenho sísmico, I_s , da estrutura e os índices de solicitação sísmica, I_{s0} , para as combinações de zonas sísmicas e classes de terreno do território nacional, permitem definir quais estruturas são consideradas vulneráveis segundo o primeiro nível de avaliação do método de Hirosawa adaptado. Os valores em vermelho representam as

situações em que o índice de solicitação sísmica, I_{s0} , é maior do que o índice de desempenho sísmico, I_s . A Estrutura Modelo I apresenta vulnerabilidade nas zonas sísmicas 2, 3 e 4 quando construídas sobre terreno de classe E. Quando construída nas zonas 3 e 4 e em terreno da classe D, a Estrutura Modelo I encontra-se no limite da vulnerabilidade, merecendo portanto, maior cuidado na avaliação.

Da Figura 26 à Figura 29 são apresentados os gráficos comparativos do índice de desempenho sísmico da Estrutura Modelo I com os vários índices de solicitação sísmica encontrados, para cada zona sísmica.

Na Tabela 27 são expostas as reservas de capacidade resistente, R_{CR} , calculadas a partir da Equação (60), da Estrutura Modelo I construída em qualquer ponto do território nacional e assentada em qualquer uma das classes de terreno da NBR 15421 (ABNT, 2006). As situações que apresentam reservas de capacidade resistente menor que zero, apresentadas em vermelho, também indicam a vulnerabilidade da estrutura.

Tabela 27 – Reserva de capacidade resistente da Estrutura Modelo I

Zona sísmica	Classe do terreno				
	A	B	C	D	E
0	89%	89%	86%	82%	71%
1	82%	79%	71%	64%	43%
2	64%	54%	46%	29%	-11%
3 e 4	46%	32%	18%	0% ^(*)	-39%

(*) Estrutura no limite da vulnerabilidade

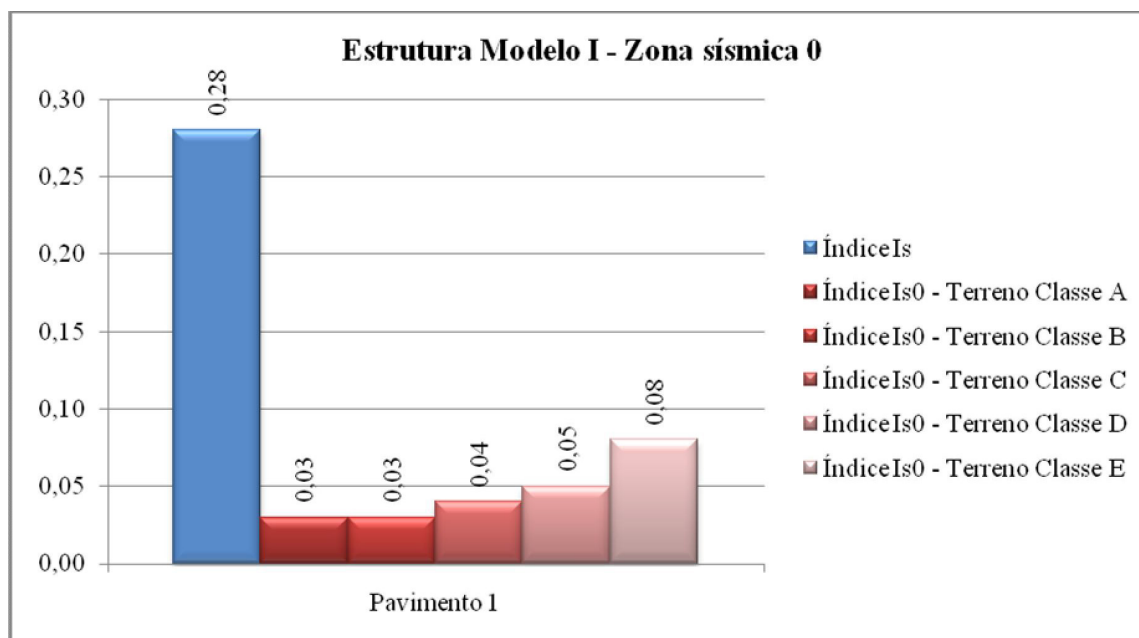


Figura 26 – Gráfico comparativo da Estrutura Modelo I em zona sísmica 0

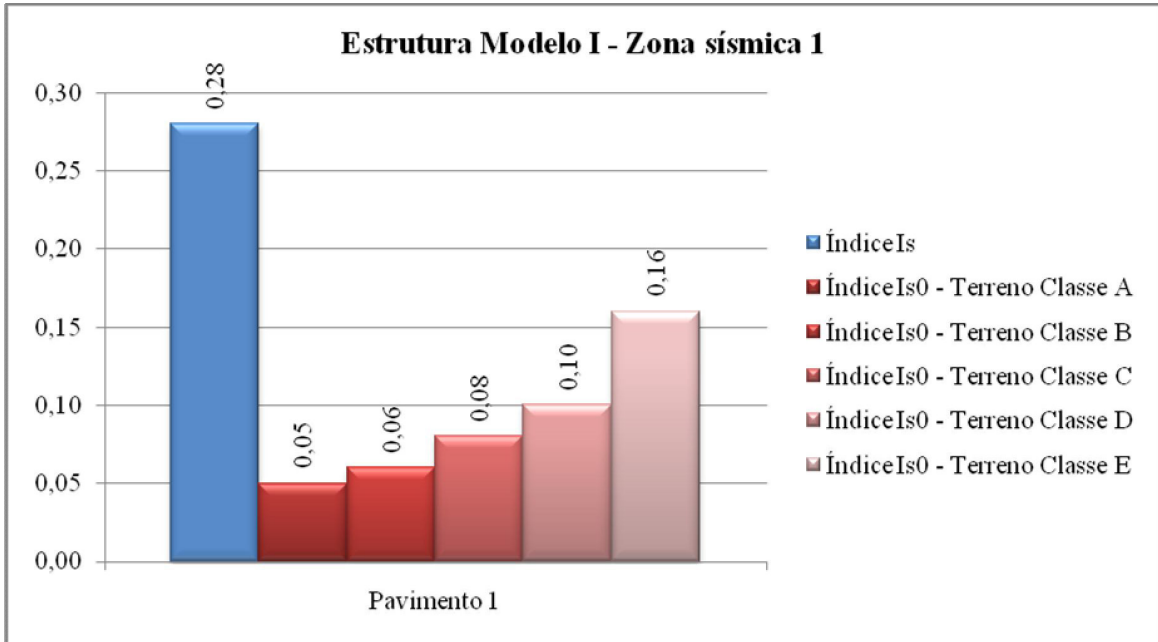


Figura 27 – Gráfico comparativo da Estrutura Modelo I em zona sísmica 1

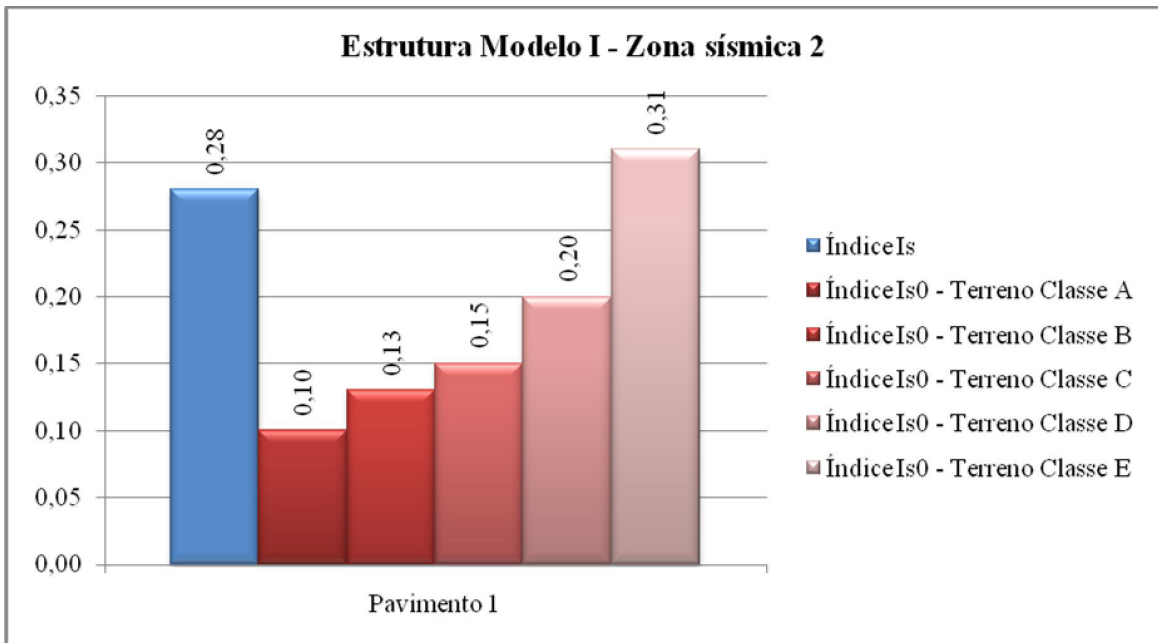


Figura 28 – Gráfico comparativo da Estrutura Modelo I em zona sísmica 2

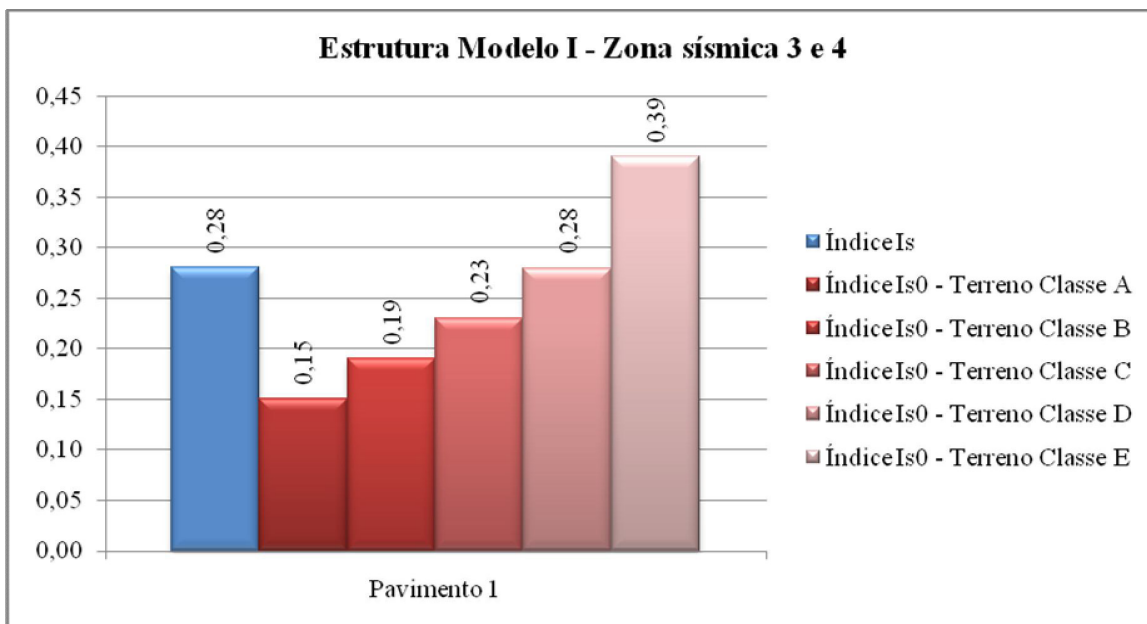


Figura 29 – Gráfico comparativo da Estrutura Modelo I em zonas sísmicas 3 e 4

Os valores crescentes dos índices de solicitação sísmica da zona sísmica 0 para as zonas sísmicas 3 e 4 são justificados pelo crescimento das acelerações horizontais.

6.1.2 Estrutura Modelo II

A Estrutura Modelo II possui uma área de 1.363,68 m² distribuída em três pavimentos, cada um com 454,66 m². A irregularidade em planta do edifício (forma de L com área da projeção superior a 30% da área total do pavimento) define um sub-índice de configuração estrutural, S_D , igual a 0,8. O pórtico representativo e a planta de forma do pavimento +2,80 deste modelo estão expostos, respectivamente, na Figura 30 e Figura 31.

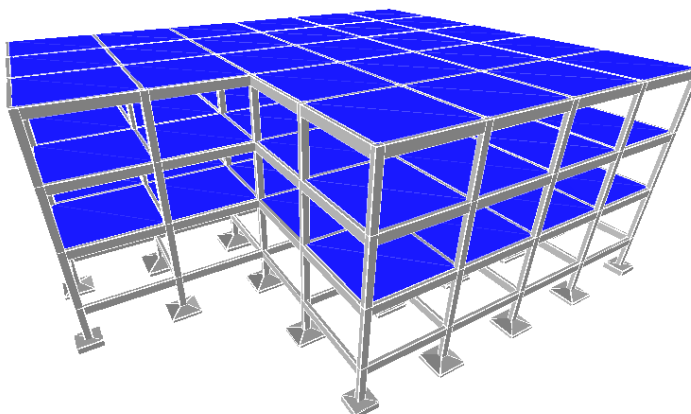
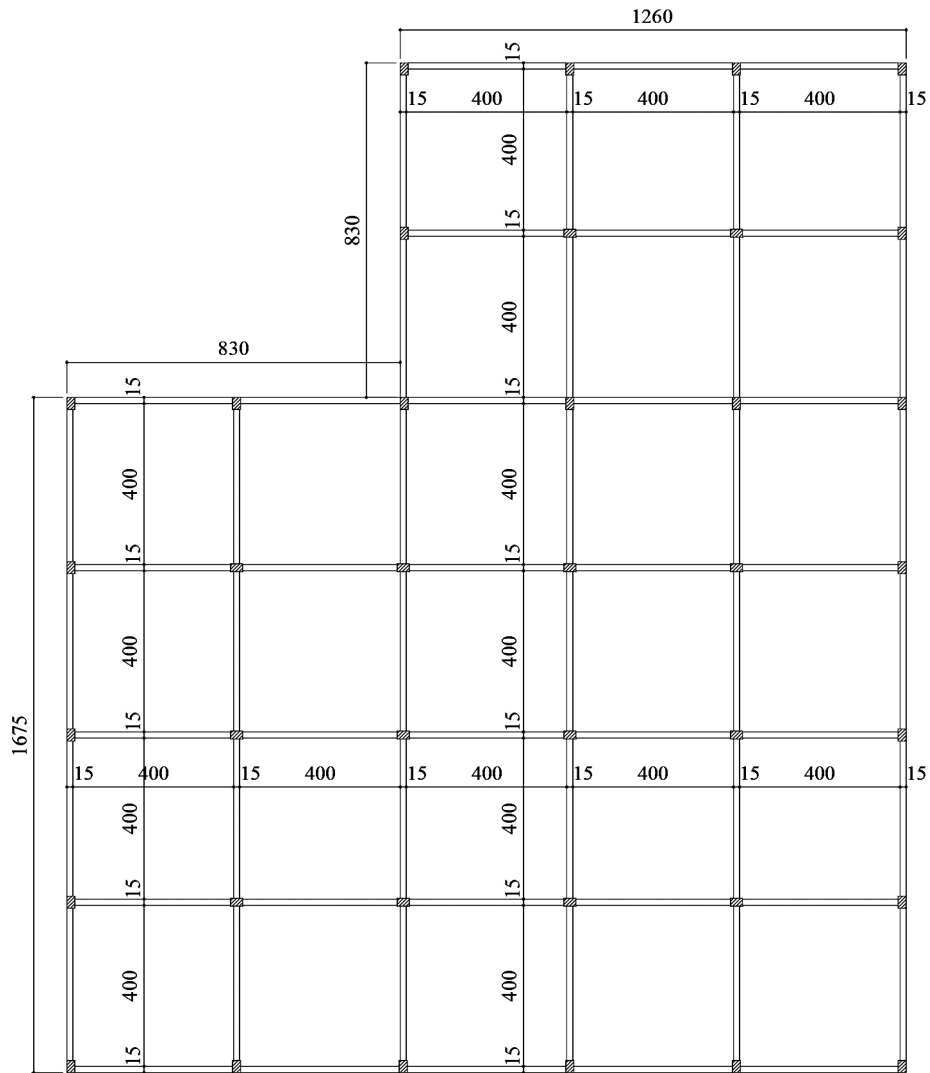


Figura 30 - Pórtico da Estrutura Modelo II



Forma do pavimento Nível +2,80

Figura 31 – Planta de forma do nível +2,80 da Estrutura Modelo II

A Tabela 28 mostra as características e propriedades necessárias para o cálculo do índice de desempenho sísmico, I_s , da Estrutura Modelo II.

Da mesma forma que no item anterior, os índices de solicitação sísmica são calculados e expostos na Tabela 29 supondo a estrutura estar localizada em qualquer uma das zonas sísmicas do território nacional e assentadas sobre qualquer um dos terrenos classificados na NBR 15421 (ABNT, 2006).

Tabela 28 – Índice de desempenho sísmico (I) da Estrutura Modelo II

	Pavimento 1	Pavimento 2	Pavimento 3	Pavimento 4	Pavimento 5	Pavimento 6
Nível da laje	+2,80m	+5,60m	+8,40m	-	-	-
Peso total acima do nível considerado (W) em kgf	941.457,00	628.936,00	316.415,00	-	-	-
Área do pavimento em m ²	454,66	454,66	454,66	-	-	-
Soma das seções dos pilares do pavimento (A_{c2}) em cm ²	36.660,00	36.660,00	36.660,00	-	-	-
Período da estrutura (T_a) em segundos	0,32	0,32	0,32	-	-	-
Sub-índice de desempenho sísmico básico estrutural (E_θ)	0,17	0,20	0,34	-	-	-
Sub-índice de configuração estrutural (S_D)	0,80	0,80	0,80	-	-	-
Sub-índice de deterioração estrutural (T_D)	0,90	0,90	0,90	-	-	-
Índice de desempenho sísmico (I)	0,12	0,15	0,24	-	-	-

 Tabela 29 – Índices de solitação sísmica (I_{s0}) da Estrutura Modelo II

Zona sísmica	Classe do terreno				
	A	B	C	D	E
0	0,03	0,03	0,04	0,05	0,08
1	0,05	0,06	0,08	0,10	0,16
2	0,10	0,13	0,15	0,20	0,31
3 e 4	0,15	0,19	0,23	0,28	0,39

Na Tabela 30 são expostas as reservas de capacidade resistente, R_{CR} , das diferentes possibilidades.

Tabela 30 – Reserva de capacidade resistente da Estrutura Modelo II

Zona sísmica	Classe do terreno				
	A	B	C	D	E
0	75%	75%	67%	58%	33%
1	58%	50%	33%	17%	-33%
2	17%	-8%	-25%	-67%	-158%
3 e 4	-25%	-58%	-92%	-133%	-225%

Da Figura 32 à Figura 35 são apresentados os gráficos comparativos do índice de desempenho sísmico, I_s , da Estrutura Modelo II com os vários índices de solitação sísmica, I_{s0} , para cada uma das combinações de zonas sísmicas e classes de terrenos estudadas.

Como discutido no capítulo 4, embora o índice de desempenho sísmico, I_s , seja calculado para todos os pavimentos e seus valores apresentados nas tabelas e gráficos, somente o menor deles é considerado na análise da vulnerabilidade sísmica da estrutura.

Como comentado no capítulo 2, a aplicação dos métodos qualitativos de avaliação de vulnerabilidade sísmica não permitem identificar quais elementos verticais romperão inicialmente nem qual pavimento é o responsável pelo colapso total da estrutura. Estas informações que são de extrema importância no processo de reforço das estruturas, só podem ser obtidas através de métodos quantitativos e/ou experimentais. No entanto, é possível ter uma idéia do comportamento de cada pavimento individualmente através da análise dos gráficos a seguir.

A Estrutura Modelo II construída em zona sísmica 0, independente da classe do terreno, não apresenta vulnerabilidade sísmica. Quando construída na zona sísmica 1, esta estrutura é vulnerável quando assentada em solo de classe E. O gráfico da Figura 33 indica que a incerteza quanto à segurança desta estrutura é consequência do comportamento do primeiro e segundo pavimentos. No caso de os comportamentos dos pavimentos serem confirmados através de métodos quantitativos de avaliação de vulnerabilidade sísmica, o reforço estrutural apenas do primeiro pavimento não seria suficiente para garantir a segurança sísmica da estrutura.

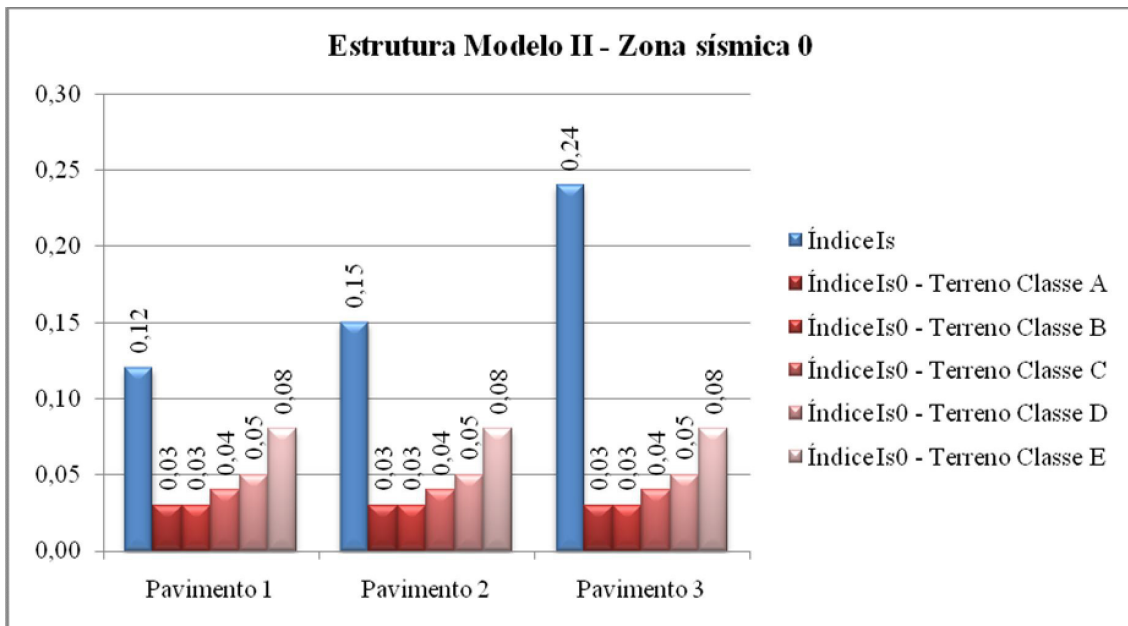


Figura 32 – Gráfico comparativo da Estrutura Modelo II em zona sísmica 0

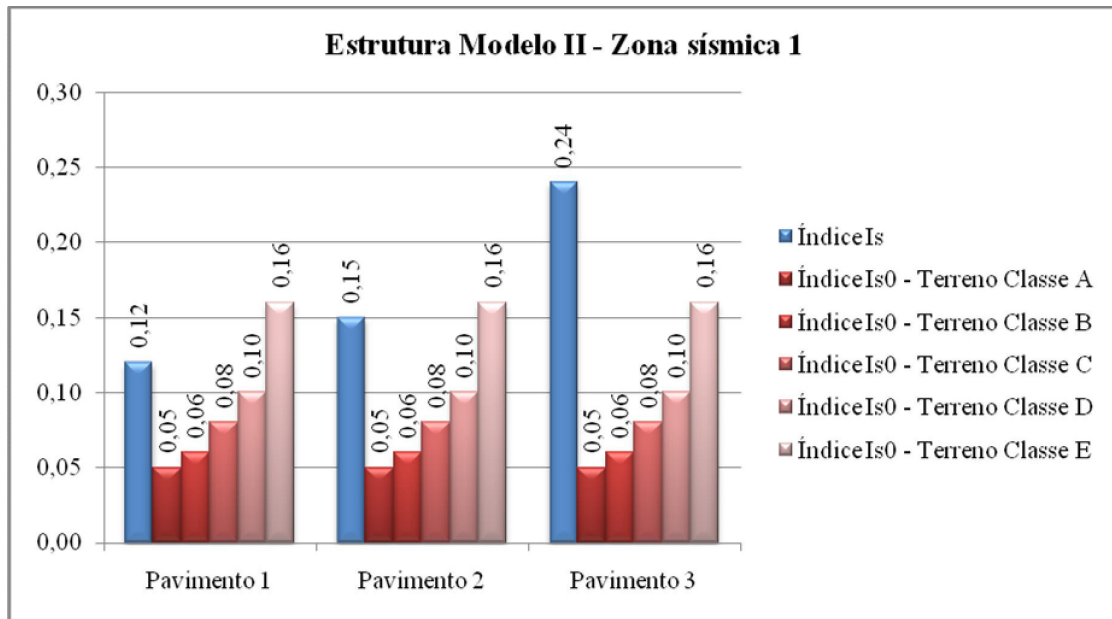


Figura 33 - Gráfico comparativo da Estrutura Modelo II em zona sísmica 1

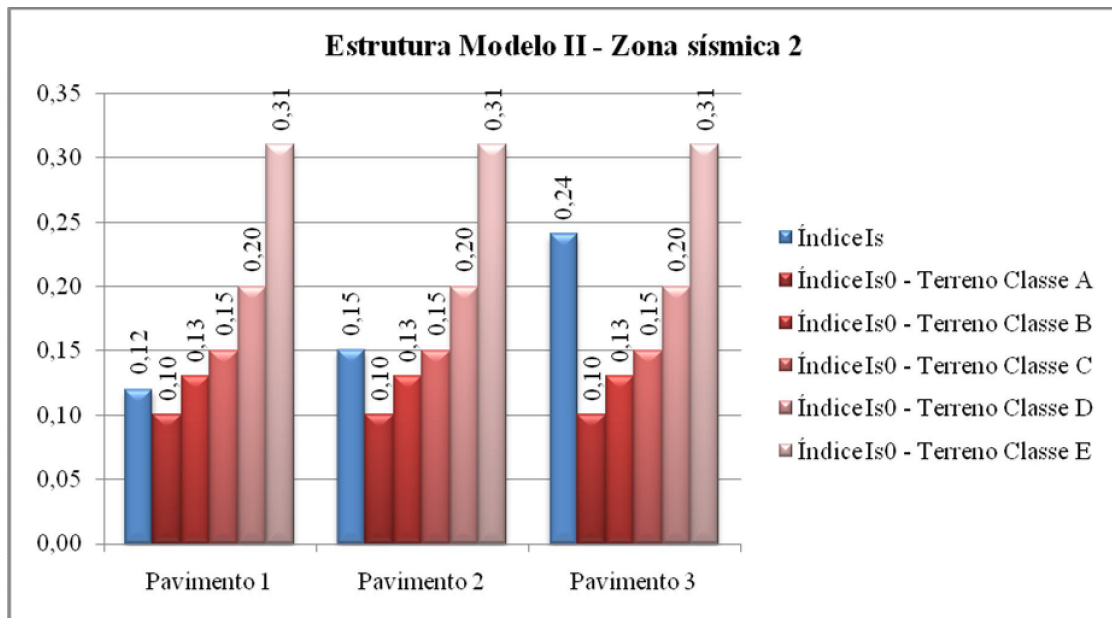


Figura 34 - Gráfico comparativo da Estrutura Modelo II em zona sísmica 2

Construída na zona sísmica 2, a Estrutura Modelo II apresenta vulnerabilidade sísmica quando assentada em terrenos de classe B, C, D e E. Nos terrenos de classe B e C, a incerteza quanto à segurança da estrutura é consequência do comportamento já do primeiro pavimento. No terreno de classe D, a incerteza quanto à segurança da estrutura é consequência do comportamento

do primeiro e segundo pavimentos. No terreno de classe E, a incerteza do comportamento está presente em todos os pavimentos, ou seja, caso fosse confirmada a vulnerabilidade sísmica da estrutura através da aplicação de métodos quantitativos, todos os pavimentos necessitariam de reforço estrutural.

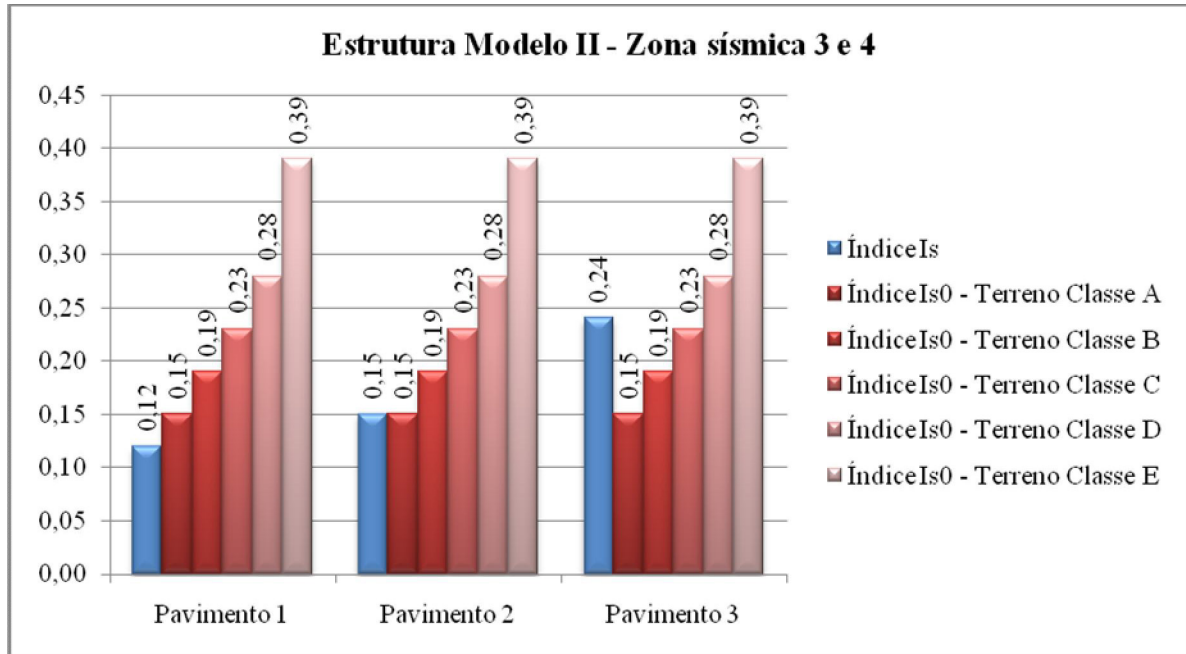


Figura 35 - Gráfico comparativo da Estrutura Modelo II em zonas sísmicas 3 e 4

Quando construída nas zonas sísmicas 3 e 4, a Estrutura Modelo II apresenta vulnerabilidade sísmica em todas as classes de terrenos. No terreno de classe A, a incerteza quanto à segurança da estrutura é consequência do comportamento apenas do primeiro pavimento, ou seja, caso fosse confirmada a vulnerabilidade sísmica da estrutura através da aplicação de métodos quantitativos, somente o primeiro pavimento necessitaria de reforço estrutural. Nos terrenos de classes B e C, a incerteza quanto à segurança da estrutura é consequência do comportamento do primeiro e segundo pavimentos. Nos terrenos de classe D e E, a incerteza do comportamento está presente em todos os pavimentos.

6.1.3 Estrutura Modelo III

A Estrutura Modelo III possui uma área de 1.053,36 m² distribuída em quatro pavimentos de forma retangular, cada um com 263,34 m². O edifício não possui irregularidade horizontal nem vertical. O pórtico representativo e a planta de forma do pavimento +2,80 da Estrutura Modelo III estão expostos respectivamente na Figura 36 e Figura 37.

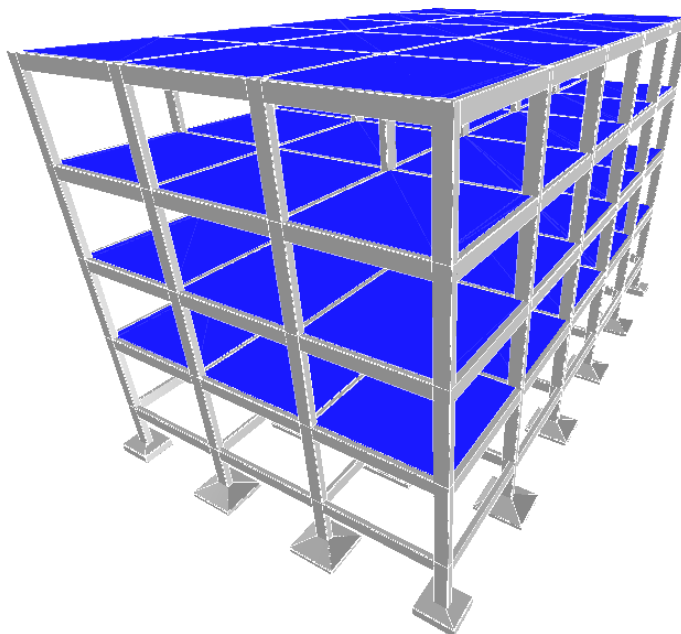
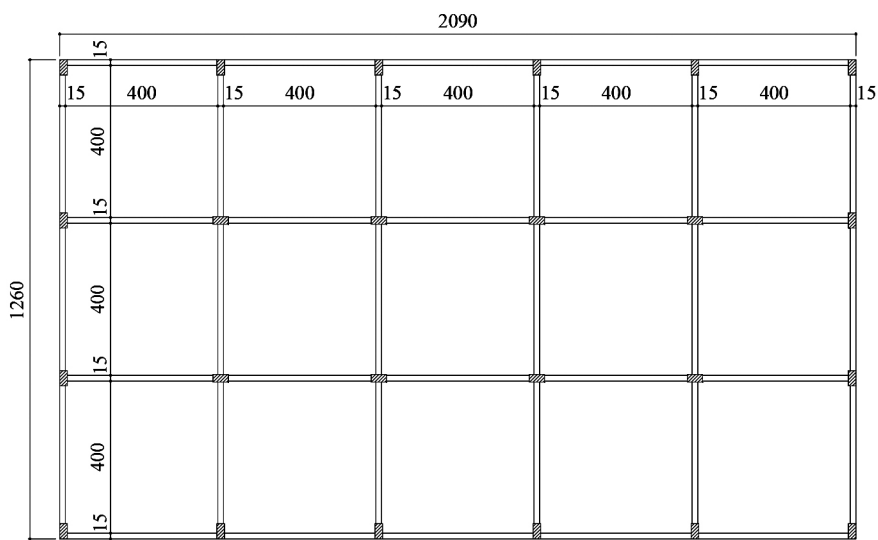


Figura 36 - Pórtico da Estrutura Modelo III



Forma do pavimento Nível +2,80

Figura 37 – Planta de forma do nível +2,80 da Estrutura Modelo III

A Tabela 31 mostra as características e propriedades necessárias para o cálculo do índice de desempenho sísmico, I_s , da Estrutura Modelo III.

Os índices de solicitação sísmica são calculados e expostos na Tabela 32. Na Tabela 33 são expostas as reservas de capacidade resistente, R_{CR} , das diferentes possibilidades.

Tabela 31 – Índice de desempenho sísmico (I_s) da Estrutura Modelo III

	Pavimento 1	Pavimento 2	Pavimento 3	Pavimento 4	Pavimento 5	Pavimento 6
Nível da laje	+2,80m	+5,60m	+8,40m	+11,20m	-	-
Peso total acima do nível considerado (W) em kgf	749.620,00	562.806,00	375.992,00	189.178,00	-	-
Área do pavimento em m ²	263,34	263,34	263,34	263,34	-	-
Soma das seções dos pilares do pavimento (A_{c2}) em cm ²	19.200,00	19.200,00	19.200,00	19.200,00	-	-
Período da estrutura (T_n) em segundos	0,41	0,41	0,41	0,41	-	-
Sub-índice de desempenho sísmico básico estrutural (E_D)	0,18	0,20	0,26	0,44	-	-
Sub-índice de configuração estrutural (S_D)	1,00	1,00	1,00	1,00	-	-
Sub-índice de deterioração estrutural (T_D)	0,90	0,90	0,90	0,90	-	-
Índice de desempenho sísmico (I_s)	0,16	0,18	0,23	0,40	-	-

Tabela 32 – Índices de solicitação sísmica (I_{st}) da Estrutura Modelo III

Zona sísmica	Classe do terreno				
	A	B	C	D	E
0	0,02	0,03	0,04	0,05	0,08
1	0,05	0,06	0,08	0,10	0,16 ^(*)
2	0,10	0,12	0,15	0,20	0,31
3 e 4	0,15	0,18	0,23	0,28	0,39

(*) Estrutura no limite da vulnerabilidade

Tabela 33 – Reserva de capacidade resistente da Estrutura Modelo III

Zona sísmica	Classe do terreno				
	A	B	C	D	E
0	88%	81%	75%	69%	50%
1	69%	63%	50%	38%	0% ^(*)
2	38%	25%	6%	-25%	-94%
3 e 4	6%	-13%	-44%	-75%	-144%

(*) Estrutura no limite da vulnerabilidade

Da Figura 38 à Figura 41 são apresentados os gráficos comparativos do índice de desempenho sísmico da Estrutura Modelo III com os vários índices de solicitação sísmica para cada uma das classes de terrenos estudadas.

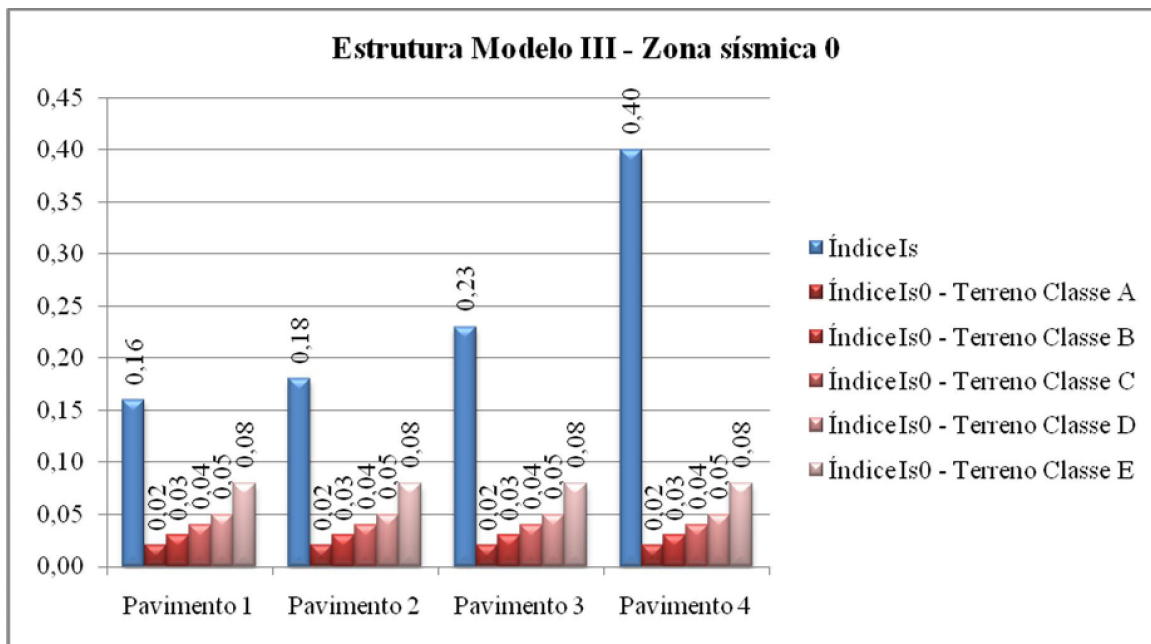


Figura 38 - Gráfico comparativo da Estrutura Modelo III em zona sísmica 0

A análise dos gráficos da Estrutura Modelo III também permite estimar o comportamento dos diferentes pavimentos. Nas zonas sísmicas 0 e 1, a Estrutura Modelo III não apresenta vulnerabilidade sísmica independente da classe de terreno.

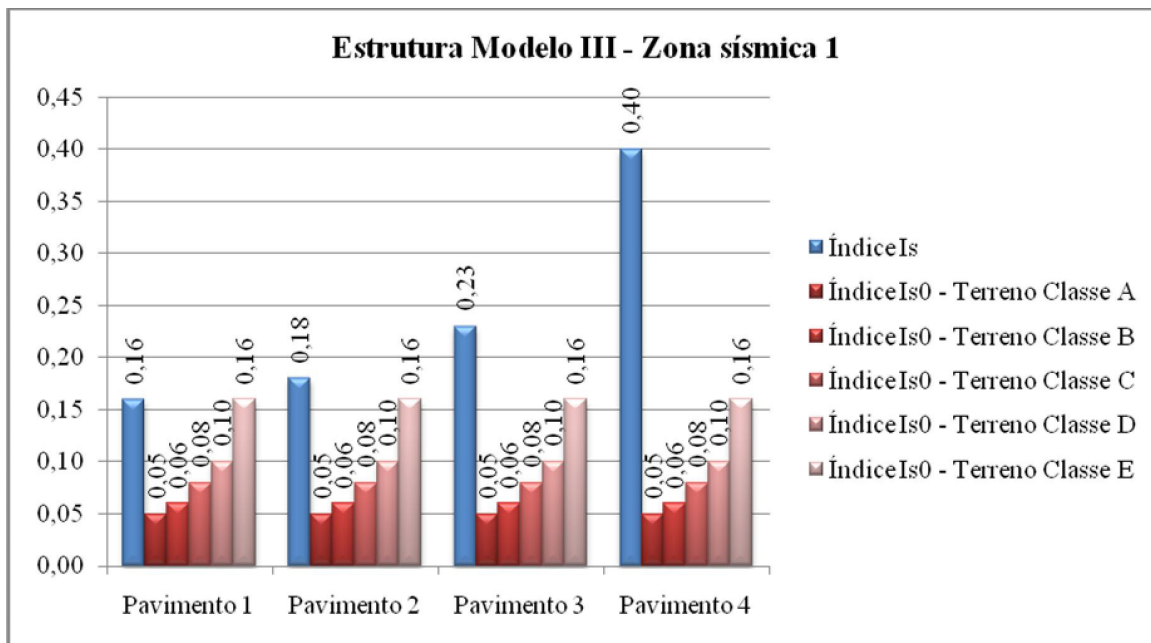


Figura 39 - Gráfico comparativo da Estrutura Modelo III em zona sísmica 1

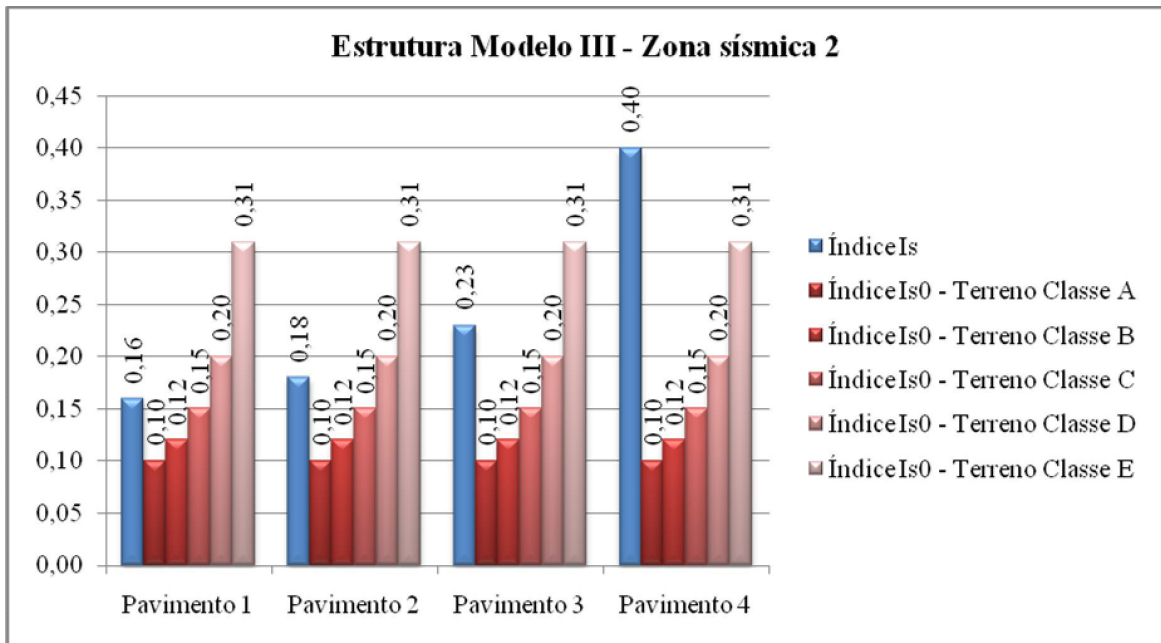


Figura 40 - Gráfico comparativo da Estrutura Modelo III em zona sísmica 2

Quando construída na zona sísmica 2, a Estrutura Modelo III apresenta vulnerabilidade sísmica quando assentada em terrenos de classe D e E. Nos terrenos de classe D, a incerteza quanto à segurança da estrutura é consequência do comportamento do primeiro e segundo pavimentos. No terreno de classe E, a incerteza quanto à segurança da estrutura é consequência do comportamento do primeiro, segundo e terceiro pavimentos.

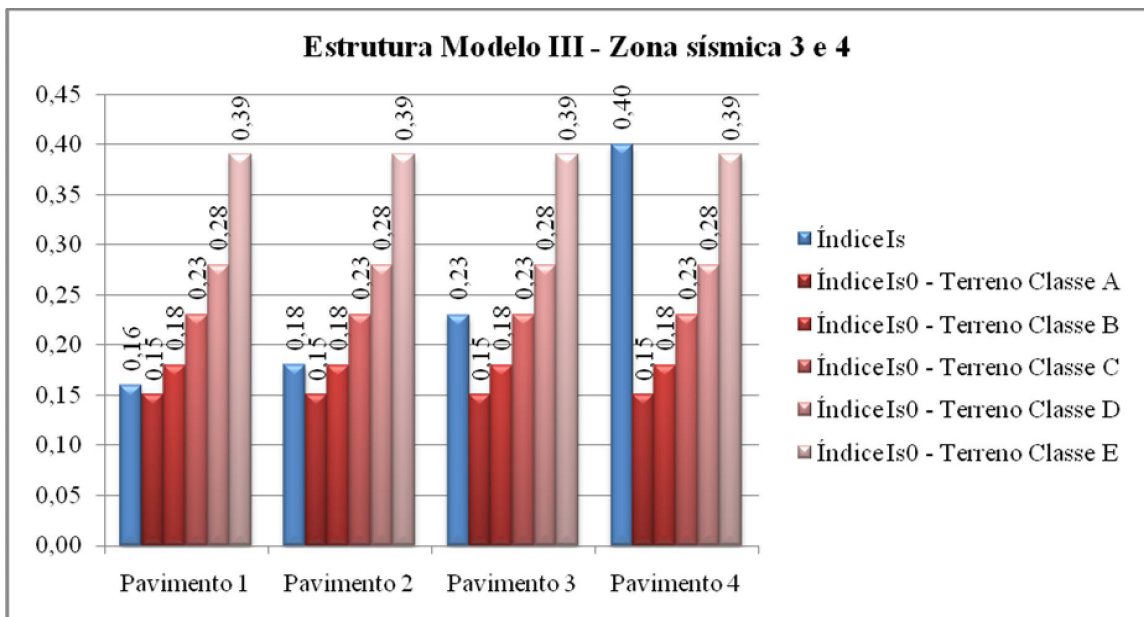


Figura 41 - Gráfico comparativo da Estrutura Modelo III em zonas sísmicas 3 e 4

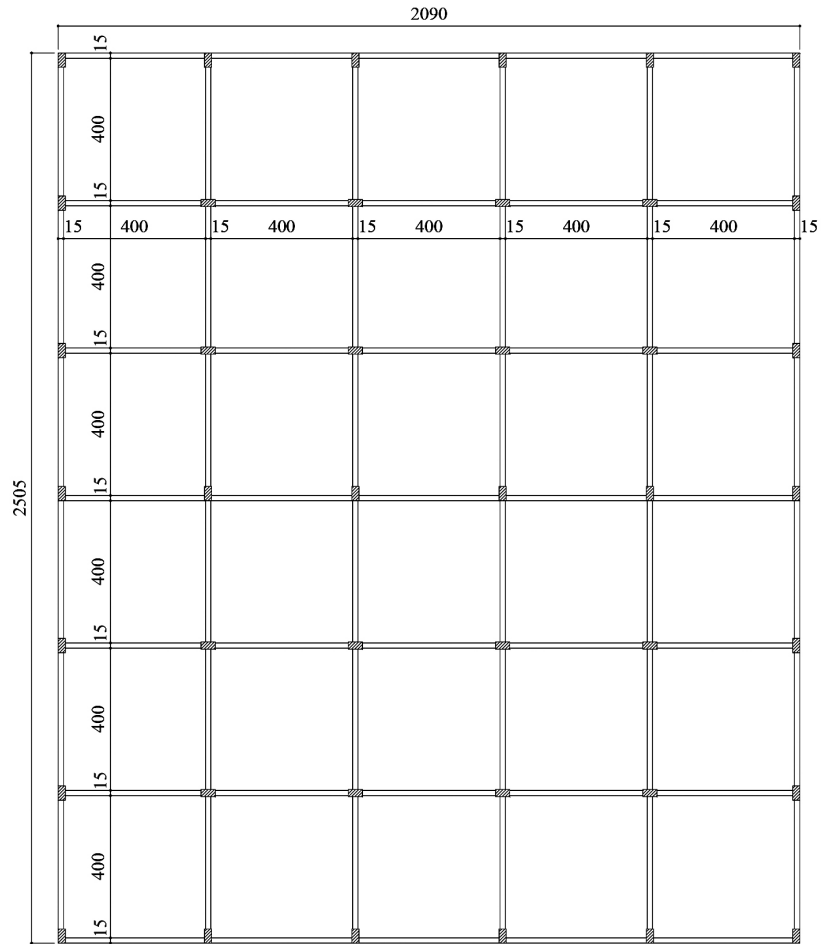
Nas zonas sísmicas 3 e 4, a Estrutura Modelo III apresenta vulnerabilidade sísmica quando assentada em terrenos de classe B, C, D e E. Nos terrenos de classe B, a incerteza quanto à segurança da estrutura é consequência do comportamento apenas do primeiro pavimento. No terreno de classe C, a incerteza quanto à segurança da estrutura é consequência do comportamento do primeiro e segundo pavimentos. Nos terrenos de classe D e E, a incerteza quanto à segurança da estrutura é consequência do comportamento do primeiro, segundo e terceiro pavimentos.

6.1.4 Estrutura Modelo IV

A Estrutura Modelo IV possui uma área de 2.363,67 m² distribuída em seis pavimentos. O edifício possui irregularidade vertical como mostra o pórtico representativo da Figura 42. Os três primeiros pavimentos possuem área individual de 523,55 m² e os três últimos pavimentos possuem área individual de 263,34 m². São definidas, portanto, duas plantas de formas: a planta de forma do nível +2,80, representada na Figura 43, que se repete nos níveis +5,60 e +8,40; e a planta de forma do nível +11,20, representada na Figura 44, que se repete nos níveis +14,00 e +16,80.

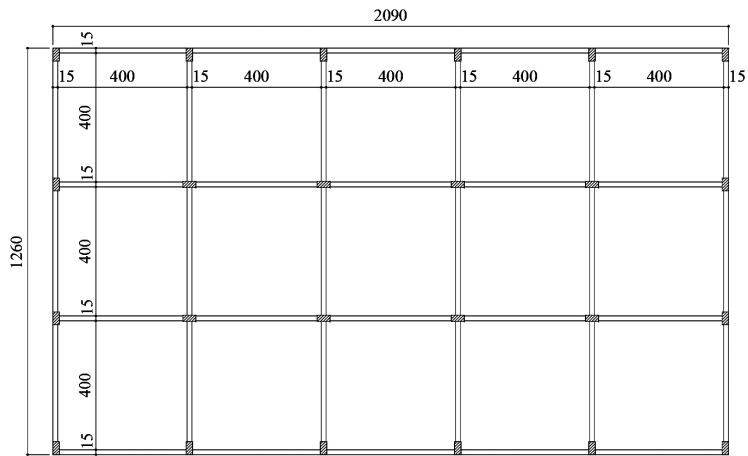


Figura 42 - Pórtico da Estrutura Modelo IV



Forma do pavimento Nível +2,80

Figura 43 – Planta de forma do nível +2,80 da Estrutura Modelo IV



Forma do pavimento Nível +11,20

Figura 44 – Planta de forma do nível +11,20 da Estrutura Modelo IV

A Tabela 34 mostra as características e propriedades necessárias para o cálculo do índice de desempenho sísmico, I_s , da Estrutura Modelo IV.

Tabela 34 – Índice de desempenho sísmico (I_s) da Estrutura Modelo IV

	Pavimento 1	Pavimento 2	Pavimento 3	Pavimento 4	Pavimento 5	Pavimento 6
Nível da laje	+2,80m	+5,60m	+8,40m	+11,20m	+14,00m	+16,80m
Peso total acima do nível considerado (W) em kgf	1.639.980,00	1.280.922,00	921.864,00	562.806,00	375.992,00	189.178,00
Área do pavimento em m ²	523,55	523,55	523,55	263,34	263,34	263,34
Soma das seções dos pilares do pavimento (A_{c2}) em cm ²	33.600,00	33.600,00	33.600,00	19.200,00	19.200,00	19.200,00
Período da estrutura (T_a) em segundos	0,59	0,59	0,59	0,59	0,59	0,59
Sub-índice de desempenho sísmico básico estrutural (E_0)	0,14	0,16	0,20	0,17	0,23	0,41
Sub-índice de configuração estrutural (S_D)	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Sub-índice de deterioração estrutural (T_D)	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
Índice de desempenho sísmico (I_s)	0,13	0,14	0,18	0,15	0,20	0,37

Os índices de solicitação sísmica da Estrutura Modelo IV são calculados e expostos na Tabela 35. Na Tabela 36 são expostas as reservas de capacidade resistente, R_{CR} , das diferentes combinações de zonas sísmicas e classe de terreno.

Tabela 35 – Índices de solicitação sísmica (I_{s0}) da Estrutura Modelo IV

Zona sísmica	Classe do terreno				
	A	B	C	D	E
0	0,02	0,02	0,04	0,05	0,07
1	0,03	0,04	0,07	0,10	0,15
2	0,07	0,08	0,14	0,20	0,30
3 e 4	0,10	0,13 ^(*)	0,22	0,28	0,39

(*) Estrutura no limite da vulnerabilidade

Tabela 36 – Reserva de capacidade resistente da Estrutura Modelo IV

Zona sísmica	Classe do terreno				
	A	B	C	D	E
0	85%	85%	69%	62%	46%
1	77%	69%	46%	23%	-15%
2	46%	38%	-8%	-54%	-131%
3 e 4	23%	0% ^(*)	-69%	-115%	-200%

(*) Estrutura no limite da vulnerabilidade

Da mesma forma que nos itens anteriores, da Figura 45 à Figura 48 são apresentados os gráficos comparativos do índice de desempenho sísmico da Estrutura Modelo IV com os vários índices de solicitação sísmica para cada uma das classes de terrenos.

Percebe-se que no pavimento onde há a irregularidade vertical, o índice de desempenho, I_s , do pavimento cai para níveis próximos ao do primeiro pavimento.

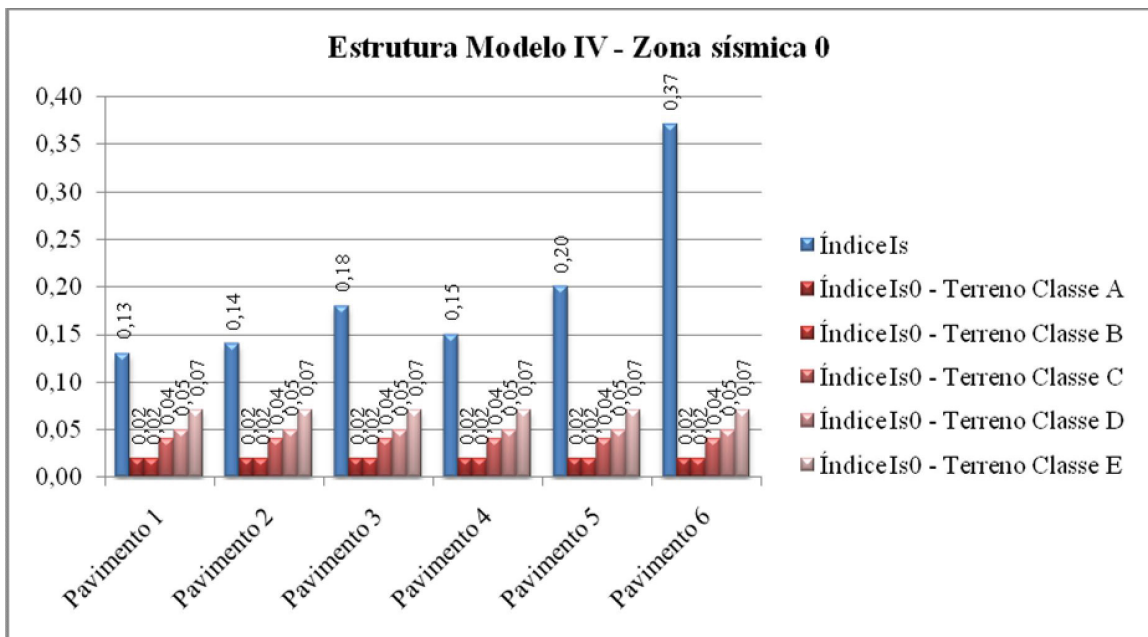


Figura 45 - Gráfico comparativo da Estrutura Modelo IV em zona sísmica 0

Analisando o gráfico da Figura 45 percebe-se que a Estrutura Modelo IV, quando construída na zona sísmica 0, não apresenta vulnerabilidade sísmica em nenhuma classificação de terreno. Quando construída na zona sísmica 1, a Estrutura Modelo IV apresenta vulnerabilidade sísmica

na classe de terreno E, sendo os comportamentos do primeiro e do segundo pavimentos os determinantes da incerteza da segurança estrutural.

Na zona sísmica 2, a vulnerabilidade sísmica verifica-se nas classes de terreno C, D e E. Na classe de terreno C, a incerteza da segurança é determinada pelo comportamento do primeiro pavimento. Na classe de terreno D, a incerteza da segurança é determinada pelo comportamento do primeiro, segundo, terceiro e quarto pavimentos e; na classe de terreno E, pelo comportamento de todos os pavimentos com exceção do último.

Nas zonas sísmicas 3 e 4, a vulnerabilidade sísmica também se verifica nas classes de terreno C, D e E. Na classe de terreno C, a incerteza da segurança é determinada pelo comportamento do primeiro pavimento. Na classe de terreno D, a incerteza da segurança é determinada pelo comportamento de todos os pavimentos com exceção do último e, na classe de terreno E, todos os pavimentos possuem comportamento incerto.

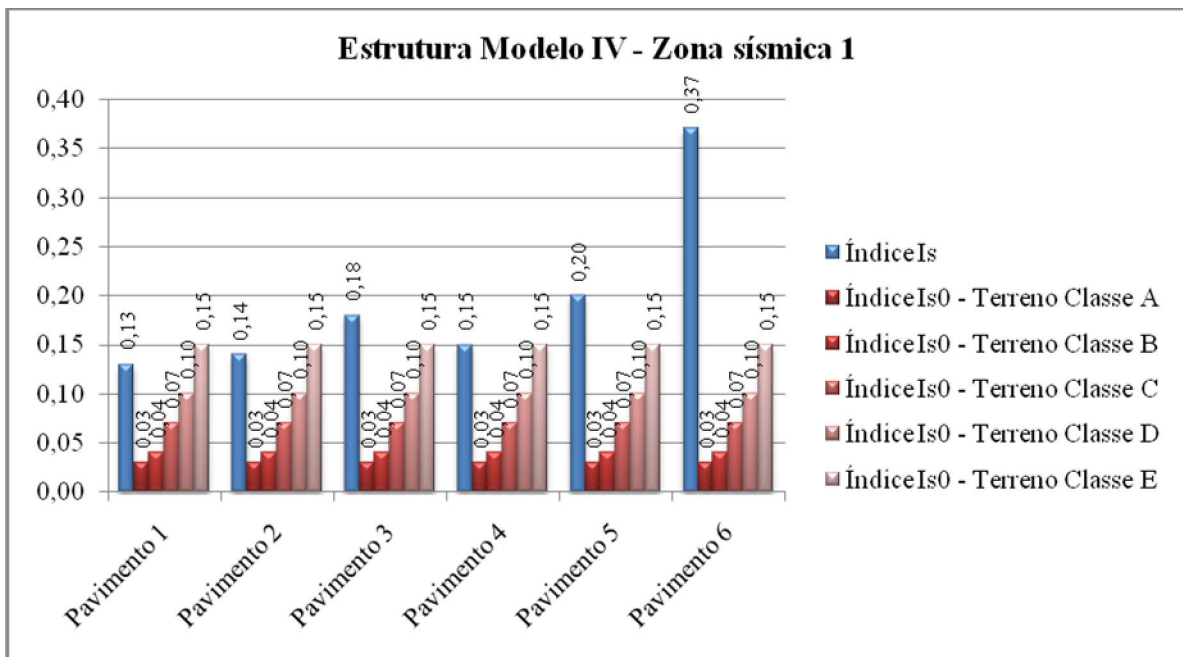


Figura 46 - Gráfico comparativo da Estrutura Modelo IV em zona sísmica 1

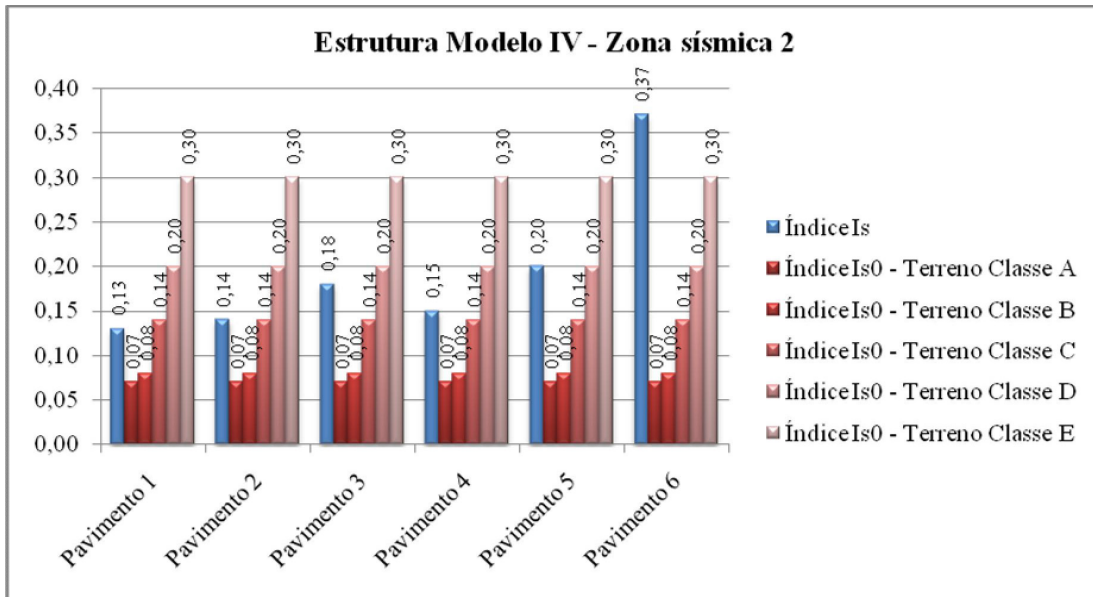


Figura 47 - Gráfico comparativo da Estrutura Modelo IV em zona sísmica 2

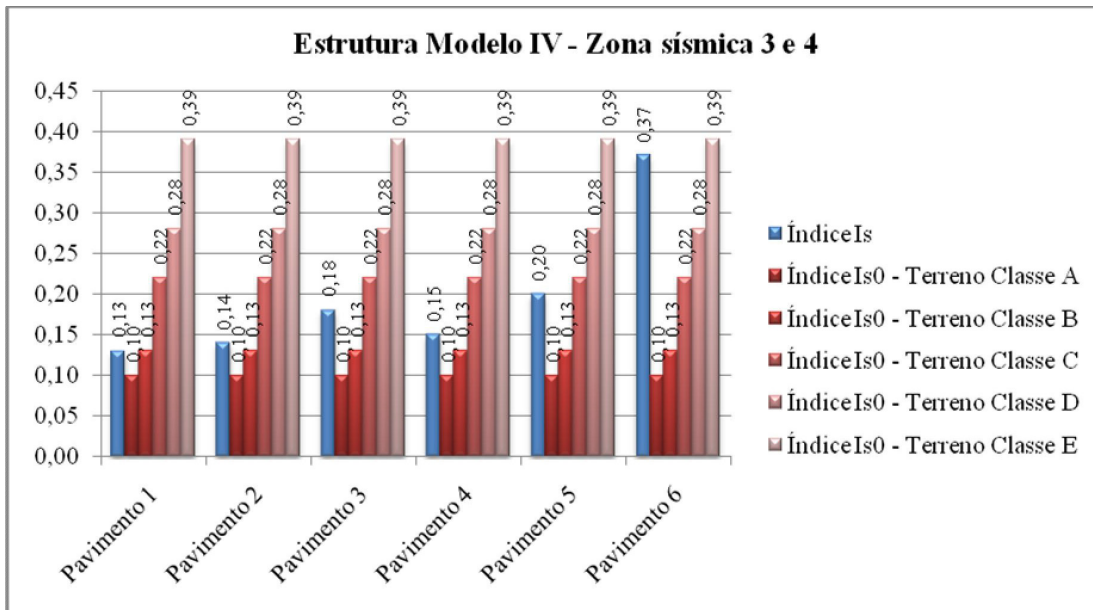


Figura 48 - Gráfico comparativo da Estrutura Modelo IV em zonas sísmicas 3 e 4

Uma análise geral dos índices de solicitação sísmica leva a três conclusões importantes. A primeira é que, como recomenda a NBR 15421 (ABNT, 2006), na zona sísmica 0 nenhum requisito de resistência anti-sísmica é exigido¹⁵; fato constatado uma vez que nenhuma das

¹⁵ Ver item 3.4.4.

estruturas analisadas apresentou vulnerabilidade sísmica nesta zona. A segunda é que em terrenos de classe E, todas as estruturas analisadas apresentaram vulnerabilidade sísmica nas zonas 2, 3 e 4, levando à necessidade de avaliações mais detalhadas confirmando a grande capacidade de amplificação das acelerações sísmicas nas argilas moles como exposto na NBR 15421 (ABNT, 2006). A terceira é que as estruturas modelo de configuração mais simples apresentaram melhor desempenho sísmico, como já era esperado.

6.2 Mapas de vulnerabilidade sísmica no Brasil

Com o intuito de facilitar a visualização dos resultados obtidos na avaliação das estruturas modelo realizada no item anterior, foram confeccionados mapas de vulnerabilidade sísmica destas estruturas para as diferentes classes de terreno abordadas na NBR 15421 (ABNT, 2006). A divisão do território nacional obedece ao mesmo zoneamento sísmico apresentado na norma brasileira de projetos resistentes a sismos. Nestes mapas, as reservas de capacidade resistente, R_{CR} , são utilizadas como parâmetro de avaliação da vulnerabilidade sísmica e para efeito de classificação são escaladas e graduadas a cada 20%. Em cada mapa é possível observar o comportamento das estruturas modelo em todo o território nacional quando construídas em uma classe de terreno específica. As estruturas situadas em locais que apresentam reservas de capacidade resistente negativas (com textos em vermelho no quadro de legendas das figuras) são consideradas estruturas incertas e devem ser avaliadas utilizando métodos quantitativos de avaliação de vulnerabilidade sísmica.

Outra informação importante que pode ser extraída dos mapas é a estimativa da folga e da deficiência na capacidade resistente das estruturas modelo para cada combinação de zona sísmica e classe de terreno.

Além disto, devido ao caráter conservador do método adaptado aplicado às estruturas, os mapas podem ser usados como ferramenta de avaliação de vulnerabilidade sísmica de larga escala de estruturas com características semelhantes às das estruturas modelo apresentadas neste trabalho, ou seja, embora não se possa afirmar que todas as estruturas localizadas nas regiões dos mapas com reserva de capacidade resistente positivas sejam seguras, pode-se afirmar que todas as estruturas localizadas nas regiões dos mapas com reserva de capacidade resistente negativa precisam ser submetidas a avaliações mais complexas através de métodos quantitativos e, caso confirmada a insegurança, serem submetidas a procedimentos de reforço estrutural.

Adotando a situação mais desfavorável dentre as quatro estruturas modelo, pode-se afirmar que, de acordo com a Figura 49, as edificações de uso essencial de até oito pavimentos, construídas em concreto armado com painéis de alvenaria de vedação, localizadas nas zonas sísmicas 3 e 4 e assentadas em terreno de classe A, necessitam de avaliações de vulnerabilidade sísmica específica (individuais) e mais complexa.

Dentro do mesmo critério pode-se afirmar que as estruturas localizadas nas zonas sísmicas 2, 3 e 4 e assentadas em terreno classe B (Figura 50); as estruturas localizadas nas zonas sísmicas 2, 3 e 4 e assentadas em terreno classe C (Figura 51); as estruturas localizadas nas zonas sísmicas 2, 3 e 4 e assentadas em terreno classe D (Figura 52); e as estruturas localizadas nas zonas sísmicas 1, 2, 3 e 4 e assentadas em terreno classe E (Figura 53), necessitam de avaliações de vulnerabilidade sísmica individuais e mais complexas.

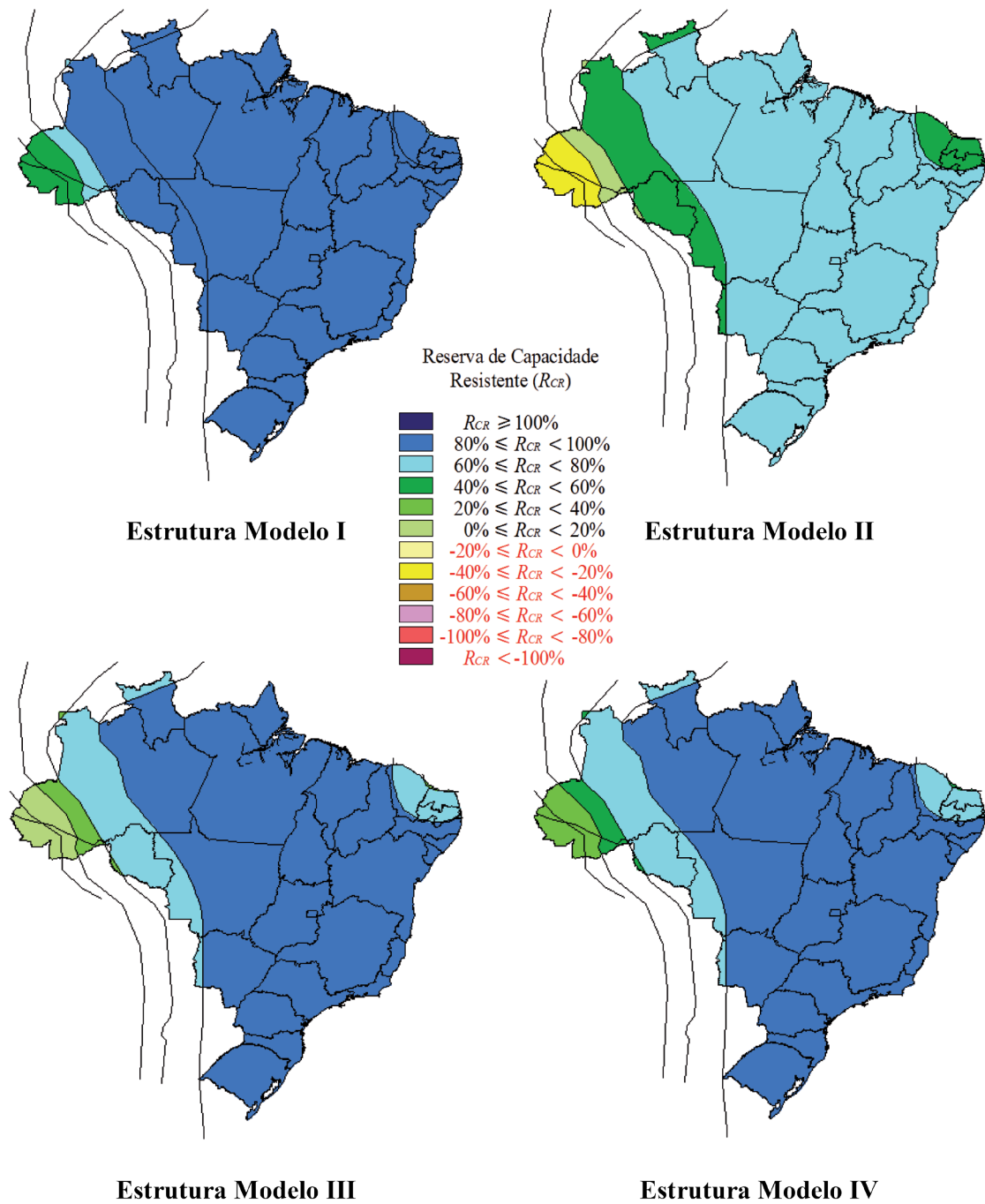


Figura 49 - Mapas de vulnerabilidade sísmica das estruturas modelo – Terreno Classe A

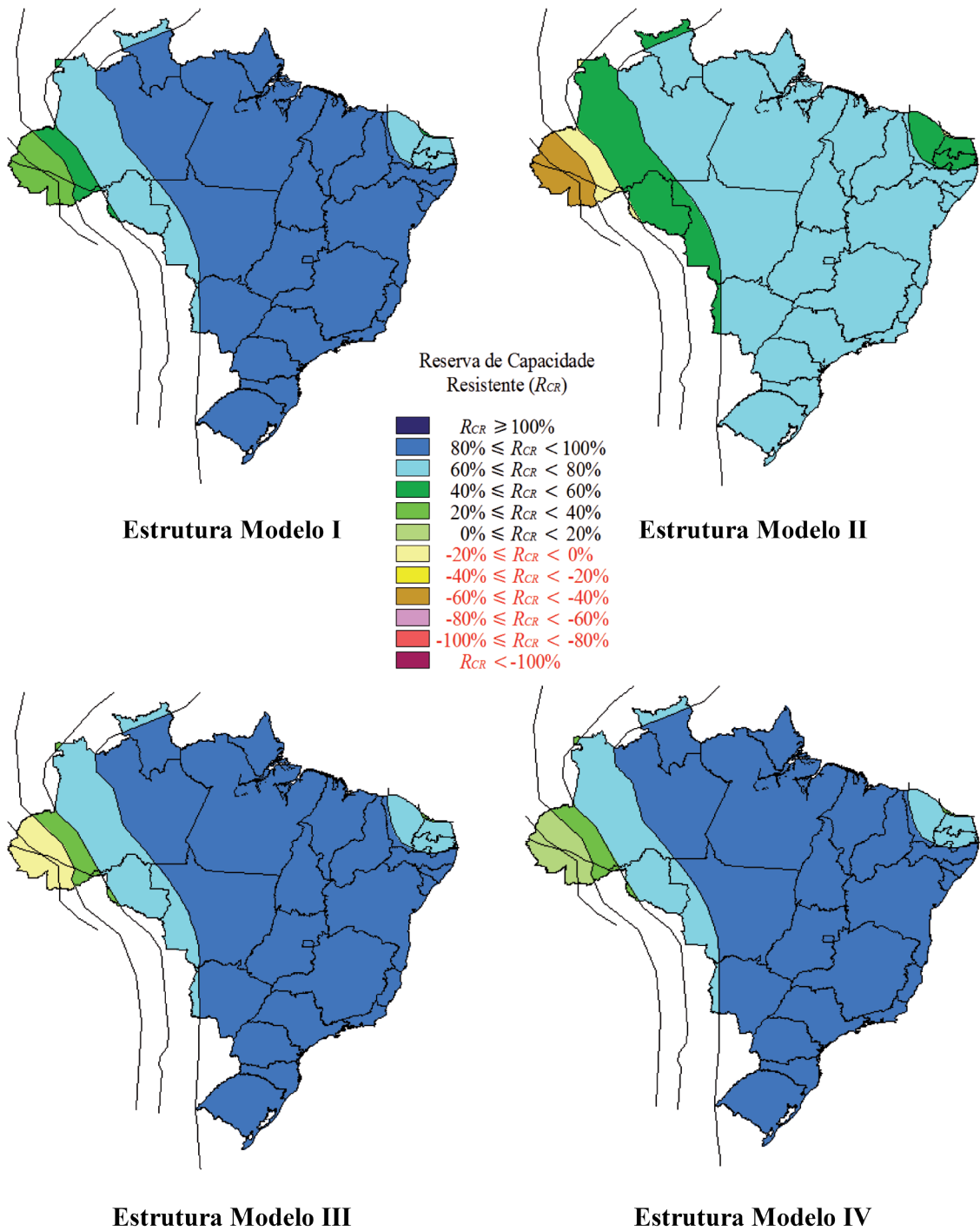


Figura 50 - Mapas de vulnerabilidade sísmica das estruturas modelo – Terreno Classe B

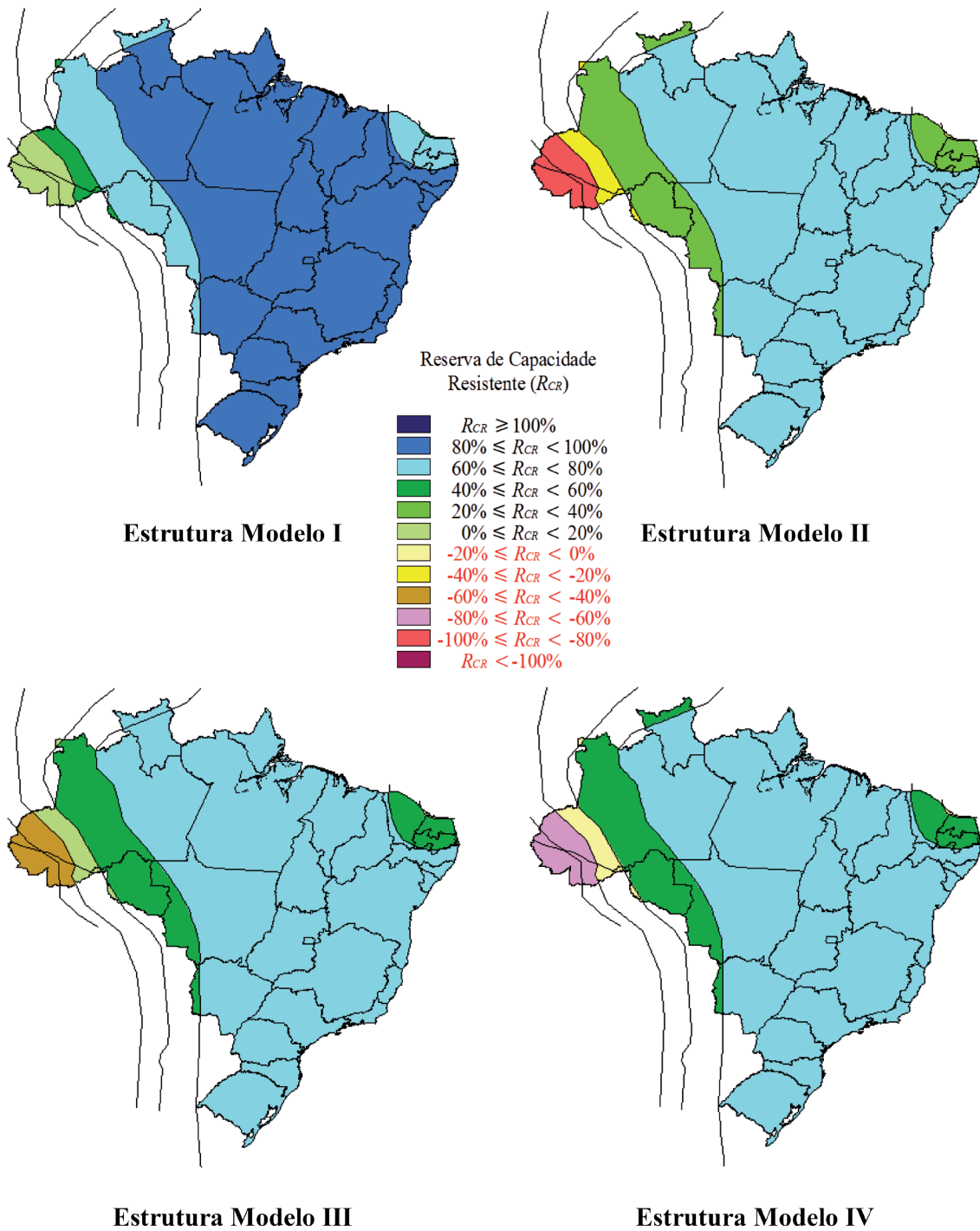


Figura 51 - Mapas de vulnerabilidade sísmica das estruturas modelo – Terreno Classe C

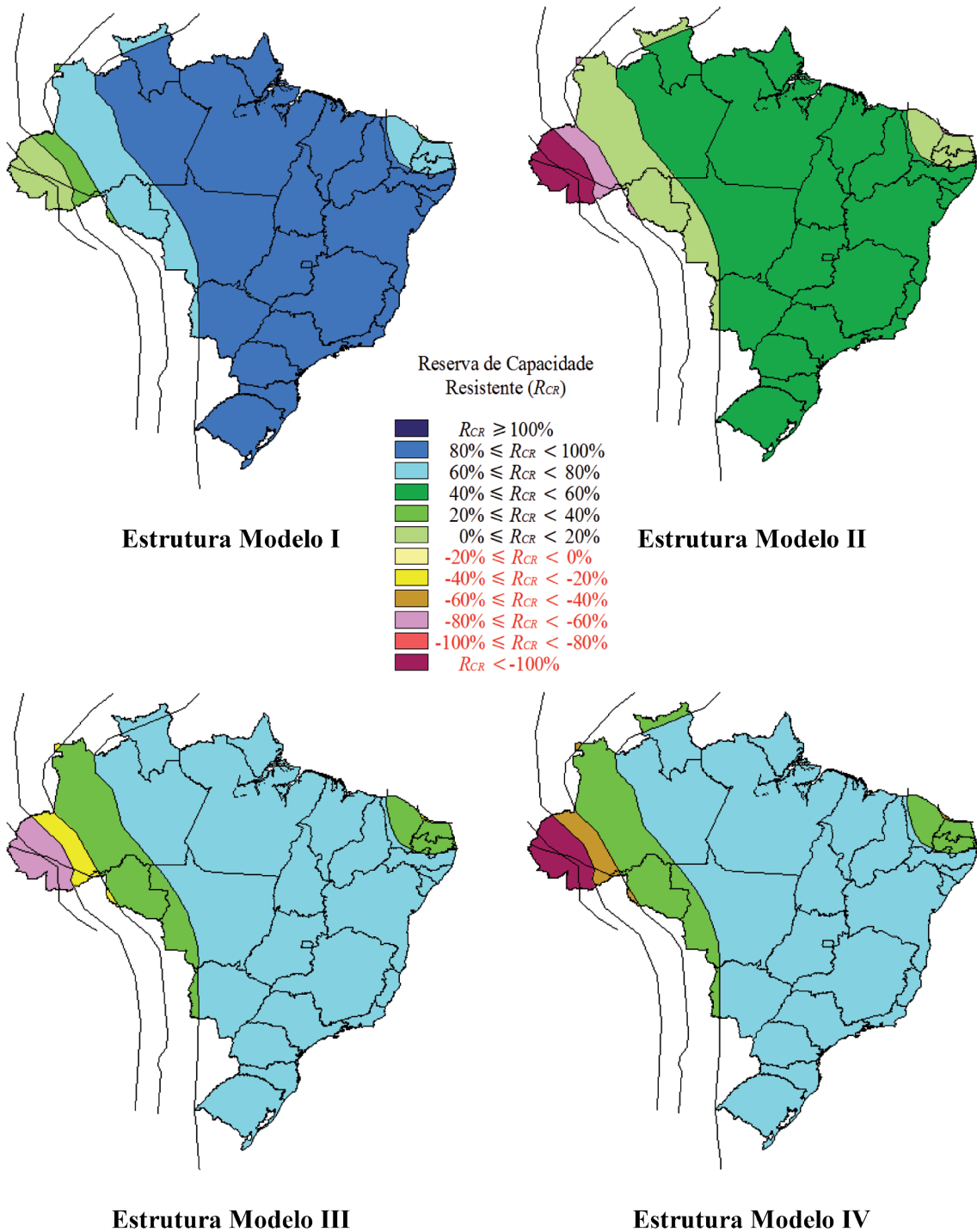


Figura 52 - Mapas de vulnerabilidade sísmica das estruturas modelo – Terreno Classe D

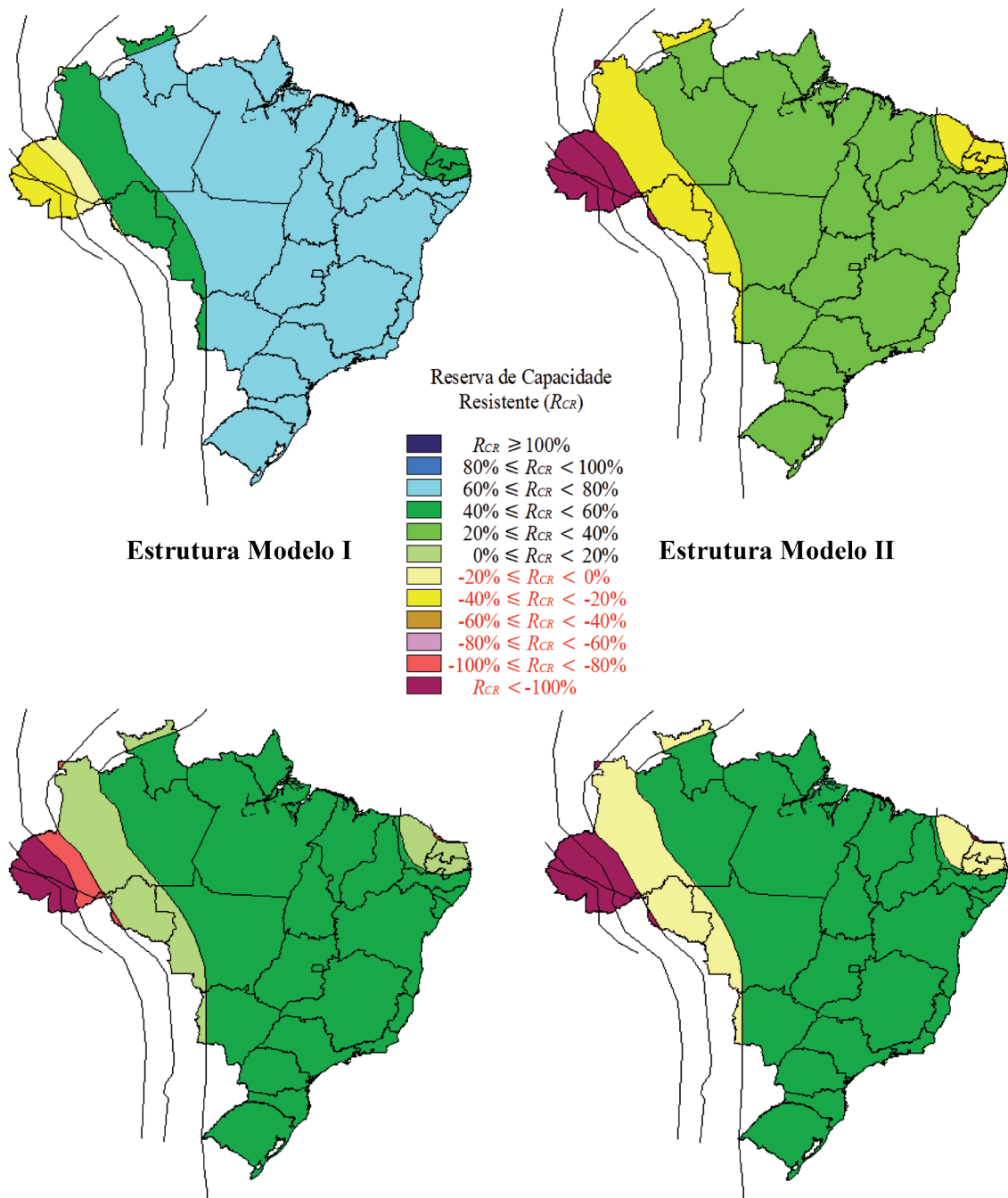


Figura 53 - Mapas de vulnerabilidade sísmica das estruturas modelo – Terreno Classe E



CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

A publicação da NBR 15421 (ABNT, 2006) tornou obrigatória a verificação do comportamento das estruturas brasileiras quando solicitadas por ações sísmicas, visando a preservação de vidas humanas, a redução nos danos e a manutenção da operacionalidade das edificações durante e após um evento sísmico. Sendo necessária a consideração dos efeitos sísmicos nos novos projetos estruturais, algumas medidas devem também ser tomadas para verificar o comportamento das estruturas construídas antes da publicação da norma, ou seja, a aplicação de métodos de avaliação da vulnerabilidade sísmica destas estruturas, principalmente daquelas classificadas nas categorias de uso essenciais como hospitais, prédios de corpo de bombeiros, dentre outros.

Neste trabalho foram apresentados métodos de avaliação de vulnerabilidade sísmica de estruturas. Alguns deles aplicam-se a regiões de grande atividade sísmica e outros a regiões de baixa sismicidade, sendo este, o caso brasileiro.

Vários aspectos foram observados na escolha de um método que pudesse ser adaptado e aplicado ao Brasil. Por ser um assunto ainda pouco explorado neste país, o objetivo ao aplicar um método de avaliação de vulnerabilidade sísmica foi apresentar um retrato da condição geral das edificações. Por conta disto, um método qualitativo que servisse como triagem inicial das estruturas atenderia a este objetivo. Além disto, o método deveria ser mundialmente reconhecido e de aplicação rápida e de baixo custo. Dentro deste contexto, o método de Hirosawa (HIROSAWA, 1992), particularmente o seu primeiro nível de avaliação, atendeu às expectativas.

Para que a adaptação do método fosse possível, foi realizado um estudo da NBR 15421 (ABNT, 2006) e sua comparação com a SEI7 (ASCE, 2005) e o IBC (ICC, 2006). Este procedimento identificou a grande semelhança existente entre as referidas normas e possibilitou um melhor entendimento dos parâmetros da NBR 15421 (ABNT, 2006) permitindo a definição da equivalência destes parâmetros com os do método de Hirosawa original. Uma vez definida a adaptação do método, com a finalidade de confirmar a base do método de Hirosawa, que é a comparação das capacidades resistentes ao cisalhamento dos elementos que compõem os pavimentos com as forças sísmicas que agem em cada um dos pavimentos, este foi aplicado com sucesso a uma estrutura com um grau de liberdade.

A aplicação do método de Hirosawa adaptado em quatro estruturas modelo, variando o número de pavimentos e a configuração estrutural quanto às irregularidades horizontal e vertical,

permitiu identificar em que situações estas são consideradas vulneráveis quando submetidas às diversas acelerações de projeto e classes de terreno abordadas na NBR 15421 (ABNT, 2006). Os resultados destas estruturas modelo encontram-se resumidos na Tabela 37, onde são indicadas as estruturas vulneráveis segundo cada zona sísmica e cada classe de terreno.

Tabela 37 – Vulnerabilidade das estruturas modelo

Zona sísmica	Classe de terreno				
	A	B	C	D	E
0	-	-	-	-	-
1	-	-	-	-	EM-II, EM-IV
2	-	EM-II	EM-II, EM-IV	EM-II, EM-III, EM-IV	EM-I, EM-II, EM-III, EM-IV
3 e 4	EM-II	EM-II, EM-III	EM-II, EM-III, EM-IV	EM-II, EM-III, EM-IV	EM-I, EM-II, EM-III, EM-IV

Legenda: EM-I (Estrutura Modelo I); EM-II (Estrutura Modelo II); EM-III (Estrutura Modelo III); EM-IV (Estrutura Modelo IV).

Como já foi exposto, a constatação da vulnerabilidade sísmica de uma edificação pelo método de Hirosawa adaptado, não implica na necessidade de demolição ou desativação da mesma, mas sim, na necessidade de análises mais detalhadas e complexas do comportamento esperado destas, frente a um evento sísmico. Estas análises, específicas e individuais para cada estrutura, poderão identificar a presença de elementos estruturais incompatíveis com o carregamento sísmico, levando ao diagnóstico de reforço estrutural para a continuidade de operação e funcionamento da edificação.

Mesmo havendo a necessidade de ajustes das variáveis do método, como as resistências médias ao cisalhamento dos pilares, o conservadorismo do método adaptado, permite inclusive, que os mapas de avaliação de vulnerabilidade sísmica das estruturas modelo sejam usados como ferramenta de avaliação de larga escala de estruturas com características semelhantes. Este conservadorismo revela-se através dos seguintes pontos:

1. Como discutido no item que trata da norma brasileira de projetos sísmicos, o trabalho de Santos *et al.* (2010) provou serem elevadas as acelerações sísmicas horizontais de projeto recomendadas na NBR 15421 (ABNT, 2006) para uma das regiões de maior sismicidade no Brasil, a região Nordeste¹⁶;

¹⁶ Ver item 3.1.

2. No método de Hirosawa adaptado neste trabalho, são consideradas como representativas de cada zona sísmica, as maiores acelerações dos intervalos recomendados pela NBR 15421 (ABNT, 2006)¹⁷;

3. O resultado da comparação dos trabalhos de Albuquerque (2008) e Pires (1990) mostrou que as resistências ao cisalhamento dos pórticos de concreto armado ensaiados são bem maiores na prática do que as definidas no método de Hirosawa¹⁸;

4. A consideração na dedução do coeficiente sísmico, C_s , da NBR 15421 (ABNT, 2006) de que o modo fundamental encontra-se no trecho mais elevado (constante) do espectro de resposta de projeto;

5. A redução do espectro de resposta de projeto devido ao aumento do período fundamental da estrutura à medida que seus elementos plastificam não está considerada na aplicação do coeficiente de modificação de resposta, R ¹⁹.

7.1 Sugestões para futuros trabalhos

No sentido de mais bem ajustar o método de Hirosawa de forma a refletir mais precisamente a tipologia das estruturas brasileiras, alguns trabalhos podem ser realizados.

Encontrar através de ensaios, os parâmetros que influenciam no índice de desempenho sísmico: as resistências ao cisalhamento, τ_{ci} , e os fatores de redução da capacidade resistente, a_i . Nestes ensaios, poderão também ser inseridas as alvenarias de vedação, tal como construídas no Brasil, para encontrar os parâmetros de resistência e fatores de redução de capacidade resistente a elas associados e ajustar o método adaptado da PAHO (2000) que considera a presença de alvenarias.

A aplicação do método de Hirosawa adaptado em estruturas específicas, através de estudos de casos, permitirá a comparação dos resultados encontrados com os obtidos através de análises mais detalhadas pela adoção dos segundo e/ou terceiro níveis de avaliação do método de Hirosawa ou outros métodos quantitativos.

Em um estágio mais avançado, podem também ser estudados e discutidos alguns parâmetros da norma brasileira de sismos como as acelerações sísmicas de projeto, a determinação do período da estrutura, a determinação do coeficiente de modificação de resposta e outros que afetam diretamente a avaliação da vulnerabilidade das estruturas de concreto armado no Brasil.

¹⁷ Ver item 5.2.

¹⁸ Ver item 5.1.

¹⁹ Ver item 5.2.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALBUQUERQUE, P. M. V. **Metodologia de Avaliação da Vulnerabilidade Sísmica Estrutural do Ministério de Construção do Japão: Adaptação e Aplicação ao Corpo 22 do Hospital de Santa Maria**. Lisboa. 2008.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS - ASCE. **SEI7 – Structures Engineering Institute 7: Minimum Design Loads for Building and Structures and Other Structures**. USA. 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 6484: solo - sondagens de simples reconhecimentos com SPT: método de ensaio**: Rio de Janeiro, 2001.

_____. **NBR 6118: projeto de estruturas de concreto: procedimento**: Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 8681: ações e segurança nas estruturas: procedimento**: Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 15421: projetos de estruturas resistentes a sismos: procedimento**: Rio de Janeiro, 2006.

BARBAT, A.H., *et al.* “**Damage Scenarios Simulation for Seismic Risk Assessment in Urban Zones**”, *Earthquake Spectra*, Vol. 12, No. 3, pp. 371-394. 1996.

BENEDETTI, D.; PETRINI, V. “**Sulla Vulnerabilità Di Edifici in Muratura: Proposta Di Um Metodo Di Valutazione**”, *L'industria delle Costruzioni*, Vol. 149, No. 1, pp. 66-74. 1984.

BERNARDINI, A. “**La Vulnerabilità Degli Edifici: Valutazione a Scala Nazionale Della Vulnerabilità Sísmica Degli Edifici Ordinari**”, *Research Report, CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti*, Rome, Italy. 2000.

BERROCAL, J. *et al.* “**Sismicidade do Brasil**”, *Instituto Astronômico e Geofísico, Universidade de São Paulo, Brasil*, 1984.

BEZERRA, F. H. R. **Intraplate paleoseismicity in Northeastern Brazil**. *Anais do SBG*, Lençóis, 7 (4): pp. 12-16, 1999.

BRAGA, F., *et al.* “**A Statistical Study on Damaged Buildings and an Ensuing Review of the MSK-76 Scale**”, *Proceedings of the Seventh European Conference on Earthquake Engineering*, Athens, Greece, pp. 431-450. 1982.

CALVI, G.M. “**A Displacement-Based Approach for Vulnerability Evaluation of Classes of Buildings**”, Journal of Earthquake Engineering, Vol. 3, No. 3, pp. 411-438. 1999.

CALVI, G. M., *et al.* Development of seismic vulnerability assessment methodologies over the past 30 years. **ISSET Journal of Earthquake Technology, Paper No. 472**, v. 43, n. 3, pp. 75-104, September 2006.

CARDONA, O. D.; YAMIN, L. E. “**Seismic Microzonation and Estimation of Earthquake Loss Scenarios: Integrated Risk Mitigation Project of Bogotá, Colombia**”, Earthquake Spectra, Vol. 13, No. 4, pp. 795-814. 1997.

CELIK, C. C. “**Probabilistic Seismic Vulnerability Assessment of Concrete Frames – Performance Evaluation in Regions of Low-to-moderate Seismicity**”, VDM Verlag Dr. Müller Aktiengesellschaft & Co. KG, 2008.

COBURN, A. and SPENCE, R. “**Earthquake Protection**”, John Wiley, Chichester, U.K. 2002.

DOLCE, M., *et al.* “**Earthquake Damage Scenarios of the Building Stock of Potenza (Southern Italy) Including Site Effects**”, Bulletin of Earthquake Engineering, Vol. 1, No. 1, pp. 115-140. 2003.

EUROCODE. **Eurocódigo 8**: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. 2005.

FACCIOLI, E., *et al.* “**A Study on Damage Scenarios for Residential Buildings in Catania City**”, Journal of Seismology, Vol. 3, No. 3, pp. 327-343. 1999.

FAH, D., *et al.* “**Earthquake Scenarios for the City of Basel**”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 21, No. 5, pp. 405-413. 2001.

GIOVINAZZI, S.; LAGOMARSINO, S. “**Una Metodologia per L’analisi Di Vulnerabilità Sismica Del Costruito**”, Proceedings of the X Congresso Nazionale on L’Ingegneria Sismica in Italia, Potenza-Matera, Italy, Paper No. 121. 2001.

GIOVINAZZI, S.; LAGOMARSINO, S. “**A Macroseismic Method for the Vulnerability Assessment of Buildings**”, Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, Paper No. 896. 2004.

GNDT. “**Rischio Sismico Di Edifici Pubblici, Parte I: Aspetti Metodologici**”, Proceedings of CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, Roma, Italy. 1993.

GNDT. **“The Catania Project: Earthquake Damage Scenarios for a High Risk Area in the Mediterranean”**, Proceedings of CNR - Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, Roma, Italy. 2000.

GUAGENTI, E.; PETRINI, V. **“The Case of Old Buildings: Towards a Damage-Intensity Relationship”**, Proceedings of the Fourth Italian National Conference on Earthquake Engineering, Milan, Italy, pp. 145-153. 1989.

HABERLEHNER, H. **Análise Sismotectônica do Brasil: notas explicativas sobre o mapa sismotectônico do Brasil e regiões correlacionadas**. ABGE, Anais do Cong. Bras. Geol. Eng., São Paulo, 1: pp. 297-329, 1978.

HASUI, Y.; PONÇANO, W. L. **Geossuturas e Sismicidade no Brasil**. ABGE, Anais do Cong. Bras. Geol. Eng., São Paulo, 1: pp.331-338, 1978.

HASUI, Y. **Neotectônica e Aspectos Fundamentais da Tectônica Ressurgente no Brasil**. SBG/MG. Workshop sobre Neotectônica e Sedimentação Cenozóica Continental no Sudeste Brasileiro, Belo Horizonte, 1: pp. 1-31, 1990.

HIROSAWA, M. **Retrofitting and Restoration of Buildings in Japan**. International Institute of Seismology and Earthquake Engineering, Lecture Note of Seminar Course, 1992.

INTERNATIONAL CODE COUNCIL. **IBC – International Building Code**. USA . 2006.

_____. **IBC – International Building Code**. USA . 2009.

KAPPOS, A.J., *et al.* **“Cost-Benefit Analysis for the Seismic Rehabilitation of Buildings in Thessaloniki, Based on a Hybrid Method of Vulnerability Assessment”**, Proceedings of the Fifth International Conference on Seismic Zonation, Nice, France, Vol. 1, pp. 406-413. 1995.

KAPPOS, A.J., *et al.* **“Development of Seismic Risk Scenarios Based on a Hybrid Method of Vulnerability Assessment”**, Natural Hazards, Vol. 17, No. 2, pp. 177- 192. 1998.

LANTADA, N., *et al.* **“Risk Scenarios for Barcelona, Spain”**, Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, Paper No. 423. 2004.

LEINZ, V.; AMARAL, S. E. **Geologia Geral**. 13ª edição revisada. São Paulo: Companhia Editora Nacional, 1998.

LIMA, C. C. U. **O Neotectonismo na costa do Sudeste e do Nordeste brasileiro**. Revista Ciência & Tecnologia. p 91 a 102. 2000.

LINDEBURG, M. R.; MCMULLIN, K. M. **Seismic Design of Building Structures: A professional's Introduction to Earthquake Forces and Design Details**. 9th ed. Belmont: Professional Publications, Inc., 2008.

MARINO, E. M., *et al.* **Comparison of European and Japanese seismic design of steel building structures**. Engineering Structures. p 828 a 840. 2005.

MATHEU, E. E., *et al.* **Determination of Standard Response Spectra and Effective Peak Ground Accelerations for Seismic Desing and Evaluation**. USA. Army Corps of Engineers (USACE), ERDC/CHL CHETN-VI-41, December 2005.

MICHEL, C.; GUÉGUEN, P. **“Seismic Vulnerability Assessment Using Ambient Vibrations: Method and Validation”**, 2004.

NAKASHIMA, M., *et al.* **“Steel moment frames for earthquakes in United States and Japan”**, Journal of Structural Engineering, ASCE 2000.

OLIVEIRA, C. S., *et al.* **“Seismic Vulnerability and Impact Analysis: Elements for Mitigation Policies”**, Proceedings of the XI Congresso Nazionale on L'ingegneria Sismica in Italia, Genova, Italy, Keynote Lecture. 2004.

OLIVEIRA, C. S., *et al.* **“Application of Two Different Vulnerability Methodologies to Assess Seismic Scenarios in Lisbon”**, Proceedings of the International Conference: 250th Anniversary of the 1755 Lisbon Earthquake, Lisbon, Portugal, Paper No. 37. 2005.

ORSINI, G. **“A Model for Buildings' Vulnerability Assessment Using the Parameterless Scale of Seismic Intensity (PSI)”**, Earthquake Spectra, Vol. 15, No. 3, pp. 463-483. 1999.

OTANI, S., **“Seismic Vulnerability Assessment Methods for Buildings in Japan”**. Earthquake Engineering and Engineering Sismology. Volume 2, Number 2, September 2000, pp. 47-56.

OZDEMIR *et al.* **“A modified rapid screening procedure for medium rise RC structures”**, Proceedings of 13th World Conference on Earthquake Engineering, Canadá, 2004.

PAHO – **Pan American Health Organization**. Principles of Disaster Mitigation in Health Facilities, Emergency Preparedness and Disaster Relief Coordination Program – Regional Office of the World Health Organization. Washington, D.C. 2000

PIRES, F. **Influência das Paredes de Alvenaria no Comportamento de Estruturas Reticuladas de Betão Armado Sujeitas a Acções Horizontais**, Tese de Especialista, LNEC, 1990.

PROENÇA, J. M. **“Avaliação de Vulnerabilidade Sísmica de Instalações Hospitalares”**. In: Ciclo de Palestras da FCT/UNL e UNIC – 7 de Maio de 2004, Portugal. Palestra...Portugal.

RODRIGUES, H. F. P. **Comportamento Sísmico de Edifícios irregulares de betão armado** 2006. 17 f. Proposta de Doutoramento (Engenharia Civil) - Universidade de Aveiro - Portugal.

ROSSETO, T.; ELNASHAI, A. **“Derivation of Vulnerability Functions for European- Type RC Structures Based on Observational Data”**, Engineering Structures, Vol. 25, No. 10, pp. 1241-1263. 2003.

RSA. **Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes**. MHOPT. 1983

SAADI, A. **Map of quaternary faults and lineaments of Brazil: A project of international lithosphere program task group II-2, major active faults of the world**. USGS. 2002.

SABETTA, F., *et al.* **“Empirical Fragility Curves from Damage Surveys and Estimated Strong Ground Motion”**, Proceedings of the 11th European Conference on Earthquake Engineering, Paris, France, pp. 1-11. 1998.

SANTOS, S. H. C.; LIMA, S. S. **Estudo da Zonificação Sísmica Brasileira Integrada em um Contexto Sul-Americano**. XVIII Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural, Buenos Aires, 2004.

SANTOS, S. H. C.; LIMA, S. S. **Elements for a Future Brazilian Standard for Seismic Resistance of Concrete Structures of Building**. Ibracon Structural Journal, Number 1, p. 47- 62. 2005.

SANTOS, S. H. C.; LIMA, S. S. **Evaluation of the Impact in the Design of Buildings of the Proposed Brazilian Seismic Standard**. Anais do 48^o Congresso Brasileiro do Concreto. 2006.

SANTOS, S. H., *et al.* **Seismic Hazard for Brazilian Northeastern Region**. IBRACON Structures and Materials Journal, Number 3, p.374-389. 2010.

SCAWTHORN, C., *et al.* “**Seismic Damage Estimation for Low- and Mid-Rise Buildings in Japan**”, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 9, No. 2, pp. 93-115. 1981.

SHIGA T., **Earthquake Damage and the amount of Walls in Reinforced Concrete Buildings**. Proceedings of the 6th World Conference on Earthquake Engineering, India, pp. 2467–2472. 1977.

SHINOZUKA, M., *et al.* “**Advances in Earthquake Loss Estimation and Application to Memphis, Tennessee**”, Earthquake Spectra, Vol. 13, No. 4, pp. 739-758. 1997.

SPENCE, R., *et al.* “**Correlation of Ground Motion with Building Damage: The Definition of a New Damage-Based Seismic Intensity Scale**”, Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, Spain, Vol. 1, pp. 551-556. 1992.

TADA, M., *et al.* “**Comparison of strength capacity for steel building structures in the United States and Japan**”. Earthquake Engineering and Engineering Seismology 2003.

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA. **Informe sísmico**: tremores de terra são sentidos em Fortaleza, Ceará. Observatório sismológico. Brasília. Em 21 de maio de 2008.

UNEMURA H., **A Guideline to Evaluate Seismic Performance of Existing Medium and Low-Rise Buildings and Its Application** – Proceedings of 7th World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, 1980.

VARUM, H., *et al.* “**Avaliação Experimental da Vulnerabilidade Sísmica de Edifícios Existentes e de Técnicas de Reforço**” – SÍSMICA 2004 – 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica. pp. 631-640 2004.

VENEZIANO, D., *et al.* “**Earthquake Loss under Limited Transportation Capacity: Assessment, Sensitivity and Remediation**”, Proceedings of the Seventh US National Conference on Earthquake Engineering, Boston, U.S.A. 2002.

WHITMAN, R.V., *et al.* “**Earthquake Damage Probability Matrices**”, Proceedings of the Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Rome, Italy, Vol. 2, pp. 2531-2540. 1973.

YAYONG, W. “**Comparison of seismic actions and structural design requirements in Chinese Code GB 50011 and International Standard ISO 3010**”, Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2004.



EXPRESSÃO
GRÁFICA
E EDITORA

Rua João Cordeiro, 1285
(85) 3464.2222 • Fortaleza-CE
www.expressoografica.com.br

FILIADA À CÂMARA BRASILEIRA DO LIVRO



Os recentes aumentos dos registros de abalos sísmicos no Brasil impulsionaram a publicação da NBR 15421 (ABNT, 2006) – projeto de estruturas resistentes a sismos - que estabelece os requisitos exigíveis para a verificação da segurança das estruturas relativamente às ações de terremotos. As recomendações desta norma objetivam reduzir os riscos sísmicos das novas estruturas de concreto. Com relação às estruturas de concreto existentes faz-se necessário um estudo da sua vulnerabilidade sísmica. Dentre os vários métodos de avaliação de vulnerabilidade sísmica encontrados na literatura, o método de Hirosawa, mais precisamente o seu primeiro nível de avaliação, foi escolhido para adaptação à realidade brasileira e sua aplicação em larga escala. No processo de adaptação do método, inicialmente são estudados os parâmetros da norma brasileira de projetos resistentes a sismos e realizada uma comparação desta com as normas sísmicas americanas, IBC (ICC, 2006) e SEI7 (ASCE, 2005). O estudo do método de Hirosawa permitiu a identificação dos ajustes necessários à sua adaptação considerando as exigências da NBR 15421 (ABNT, 2006) e as características construtivas locais. O método adaptado foi aplicado em um sistema com um grau de liberdade e em quatro estruturas modelo variando número de pavimentos e configuração estrutural em termos de irregularidade horizontal e vertical. As estruturas modelo procuram representar as edificações de uso essencial. Cada uma destas estruturas foi analisada supondo sua exposição a todas as acelerações sísmicas de projeto e executadas em qualquer uma das classes de terrenos abordadas na NBR 15421 (ABNT, 2006). Os resultados são apresentados em forma de tabelas, gráficos e mapas de vulnerabilidade sísmica. Nenhuma estrutura modelo apresentou vulnerabilidade sísmica na zona sísmica 0; em terrenos de classe E, todas as estruturas modelo apresentaram vulnerabilidade sísmica nas zonas 2, 3 e 4; e as estruturas regulares apresentaram melhor desempenho sísmico. O significado de vulnerabilidade exposto neste trabalho não está relacionado à obrigatoriedade de desativação da edificação, mas sim, à necessidade de análises mais detalhadas e complexas do comportamento esperado destas edificações frente a um evento sísmico.



Desde o início de suas atividades profissionais, Paulo de Souza Tavares Miranda, filho do também Engenheiro e Professor Paulo de Souza, tornou-se conhecido no meio técnico como Paulo Filho. Graduado com distinção “Magna Cum Laude” em Engenharia Civil pela UFC – Universidade Federal do Ceará. Mestre em Estruturas pela UFC - Universidade Federal do Ceará. Professor efetivo do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia – Campus Juazeiro do Norte. Fundador e diretor da Paulo Filho Engenharia e Consultoria Estrutural Ltda.

