



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ  
CENTRO DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA ESTRUTURAL E CONSTRUÇÃO CIVIL  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL:  
ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL**

**HILDA STEPHANNY SANTOS CASTILLO**

**ANÁLISE DO RISCO SÍSMICO PARA ESTRUTURAS DE USO ESSENCIAL NO  
BRASIL**

**FORTALEZA**

**2018**

HILDA STEPHANNY SANTOS CASTILLO

ANÁLISE DO RISCO SÍSMICO PARA ESTRUTURAS DE USO ESSENCIAL NO  
BRASIL

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Estruturas

Orientadora:

Prof<sup>a</sup>. D. Sc. Tereza Denyse Pereira de Araújo

FORTALEZA

2018

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação  
Universidade Federal do Ceará  
Biblioteca Universitária

Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor (a)

---

C346a Castillo, Hilda Stephanny Santos.

Análise do risco sísmico para estruturas de uso essencial no Brasil / Hilda Stephanny Santos Castillo. – 2018.

165 f. : il. color.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Estruturas e Construção Civil, Fortaleza, 2018.

Orientação: Profa. Dra. Tereza Denyse Pereira de Araújo.

1. Risco sísmico. 2. Vulnerabilidade. 3. Análise Pushover. 4. Estruturas de Concreto. I. Título.

CDD 624.1

---

HILDA STEPHANNY SANTOS CASTILLO

ANÁLISE DO RISCO SÍSMICO PARA ESTRUTURAS DE USO ESSENCIAL NO  
BRASIL

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Estruturas.

Aprovada em: 26/03/2018.

BANCA EXAMINADORA

---

Prof. D. Sc. Tereza Denyse Pereira de Araújo (Orientador)  
Universidade Federal do Ceará (UFC)

---

Prof. D. Sc. Evandro Parente Junior  
Universidade Federal do Ceará (UFC)

---

Prof. D. Sc. Andreia Abreu Diniz de Almeida  
Universidade Federal Fluminense

A Deus.

Aos meus pais, Luis e Yoly.

Aos meus irmãos Tite e Allan.

## AGRADECIMENTOS

A Deus pela vida e suas bênçãos.

À Universidade Federal do Ceará, como instituição, por tornar possível este trabalho.

À CAPES, pelo apoio financeiro com a manutenção da bolsa de auxílio.

À Prof<sup>a</sup>. D. Sc. Tereza Denyse Pereira de Araújo, pela excelente orientação para o desenvolvimento deste trabalho de dissertação, além disso, pela sua paciência, preocupação e motivação para concluir com sucesso este trabalho de pesquisa.

Aos professores do Programa de Pós-Graduação de Engenharia Civil da UFC, pelos ensinamentos e experiência transmitidos.

À minha família pelo amor e apoio incondicional, durante todo este caminho.

Aos meus amigos que foram minha segunda família em Brasil.

Aos colegas da turma de mestrado, pela amizade.

## RESUMO

Ao longo do tempo, os fenômenos naturais têm resultado em múltiplas perdas humanas, econômicas e milhões de desabrigados. Destes fenômenos, os sismos são alguns dos mais imprevisíveis. A fim de reduzir estas perdas, desenvolveram-se várias metodologias para a análise do risco sísmico, nas quais a avaliação da vulnerabilidade sísmica representa a etapa fundamental. A escolha do método depende principalmente das características sísmicas da zona em estudo. O território brasileiro, por se encontrar na região intraplacas, apresenta baixa atividade sísmica, portanto, o Método do Espectro da Capacidade (CSM – *Capacity Spectrum Method*) é o que melhor se adapta a estas condições. Esse é um método quantitativo e é um dos mais usados em todo o mundo. O objetivo desse trabalho consiste em avaliar o risco sísmico de estruturas modelos inseridas em regiões sísmicas classificadas segundo a Norma de Projeto de Estruturas Resistentes a Sismos (NBR 15421:2006). São quatro estruturas modelos que representam os edifícios de uso essencial, variando o número de pavimentos e a configuração estrutural em termos de irregularidades horizontal e vertical. Os resultados obtidos da análise do risco são apresentados em formas de gráficos que mostram o índice de dano global (ID), para cada estrutura e em cada zona estudada. Os IDs obtidos mostraram a importância da configuração estrutural para reduzir o risco sísmico neste tipo de estruturas.

**Palavras-chave:** Risco sísmico, Vulnerabilidade, Análise Pushover, Estruturas de Concreto.

## ABSTRACT

Over time, the natural phenomena have resulted on many human, economic and millions of homeless losses. Among these phenomena, the earthquakes are some of the most unpredictable. To reduce these losses, several methodologies for the seismic risk analysis have been developed in which the vulnerability assessment represents a fundamental step. The choice of method to evaluating the structure vulnerability due to a determined seismic action depends mainly of the seismic characteristics of the zone under study. The Brazilian territory is in inter-plates region presenting low seismic activity. The Capacity Spectrum Method (CSM) is best suited to these conditions. This is a quantitative method and is one of the most used in the world. The objective of this work is to evaluate the seismic risk of model structures inserted in seismic regions classified according to the Earthquake Resistant Structures Design Code (NBR 15421:2006). There are four model structures that represent the buildings of essential use, varying the number of floors and the structural configuration in terms of horizontal and vertical irregularities. The results obtained from the risk analysis are presented in graphs that show the global damage index (ID), for each structure and in each zone studied. The obtained IDs show the importance of the structural configuration in these buildings, when reducing the seismic risk is treated.

**Keywords:** Seismic risk, Vulnerability, Pushover Analysis, Concrete Structures.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1	– Anel de fogo do Pacífico com as principais placas tectônicas .....	23
Figura 2	– Usina nuclear afetada pelo terremoto de Japão .....	24
Figura 3	– Danos provocados pelos terremotos no (a) Equador; (b) Itália .....	25
Figura 4	– Placas existentes na América do Sul .....	25
Figura 5	– (a) Sismicidade no Brasil (b) Sismicidade no Estado do Ceará .....	26
Figura 6	– Componentes da análise do risco sísmico .....	30
Figura 7	– Etapas para a avaliação do método de seleção .....	39
Figura 8	– Possíveis mecanismos de falha assumidos para avaliar a resposta sísmica..	40
Figura 9	– Procedimento para a estimação de dano baseado no método de espectro de capacidade Hazus'99 .....	41
Figura 10	– Modelo simplificado para um sistema S1GL .....	42
Figura 11	– Mecanismos de colapso para (a) Concreto armado, (b) Alvenaria (CALVI et al., 2006) .....	42
Figura 12	– Interseção das áreas de capacidade com o espectro de demanda para a obtenção da vulnerabilidade .....	43
Figura 13	– Processo para desenvolver o CSM .....	46
Figura 14	– Espectro de resposta para um terremoto determinado .....	46
Figura 15	– Espectro de resposta elástico amortecido a 5% .....	47
Figura 16	– Espectro de resposta da NBR 15421:2006 .....	47
Figura 17	– Mapeamento da aceleração sísmica horizontal característica no Brasil .....	48
Figura 18	– Conversão do espectro de projeto tradicional ao formato ADRS .....	49
Figura 19	– Processo da Análise Pushover .....	51
Figura 20	– (a) Modelo da estrutura, (b) Modelo de massa concentrada, (c) Modos de vibração da estrutura .....	52

Figura 21 – (a) Modo fundamental de um sistema MDOF. (b) Representado como sistema de SDOF .....	54
Figura 22 – Espectro de capacidade e sua representação bilinear .....	55
Figura 23 – Hipóteses para construir o espectro de capacidade bilinear .....	56
Figura 24 – Determinação do amortecimento para calcular o espectro reduzido .....	59
Figura 25 – Redução do espectro de projeto mediante fatores de redução espectrais .....	61
Figura 26 – Passo 2 Procedimento B .....	63
Figura 27 – Passo 3 .....	63
Figura 28 – Passo 4 e 5 .....	64
Figura 29 – Passo 6 .....	65
Figura 30 – Passo 7 .....	66
Figura 31 – Análise de risco sísmico através do Método do Espectro de Capacidade .....	67
Figura 32 – Definição dos limites dos estados de dano no espectro de capacidade .....	69
Figura 33 – Curvas de fragilidade para os quatro estados de dano definidos .....	70
Figura 34 – Curva de fragilidade para uma estrutura específica, mediante a técnica de mínimos quadrados e Risk-EU .....	71
Figura 35 – Cálculo das probabilidades de cada estado de dano para o deslocamento espectral que demanda o sismo da estrutura .....	72
Figura 36 – Estruturas Modelos: a) Estrutura modelo 1, b) Estrutura modelo 2, c) Estrutura modelo 3, d) Estrutura modelo 4 .....	79
Figura 37 – (a) Curva Força-deslocamento ou Momento-rotação (b) Curva Força-deformação por cisalhamento .....	82
Figura 38 – Critérios de aceitação e desempenho .....	84
Figura 39 – Estado das rótulas plásticas no SAP2000 .....	84
Figura 40 – Curvas de capacidade segundo o padrão de cargas aplicado: a) Estrutura 3; b) Estrutura 4 .....	86
Figura 41 – Espectros de resposta para a zona sísmica 0, para cada classe de terreno .....	87

Figura 42 – Espectros de resposta para a zona sísmica 1, para cada classe de terreno ....	87
Figura 43 – Espectros de resposta para a zona sísmica 2, para cada classe de terreno ....	88
Figura 44 – Espectros de resposta para a zona sísmica 3, para cada classe de terreno ....	88
Figura 45 – Espectros de resposta para a zona sísmica 4, para cada classe de terreno ....	89
Figura 46 – Primeiros 3 modos de vibração da Estrutura 1: (a) Modo 1; (b) Modo 2; (c) Modo 3 .....	91
Figura 47 – Primeiros 3 modos de vibração da Estrutura 2: (a) Modo 1; (b) Modo 2; (c) Modo 3 .....	91
Figura 48 – Primeiros 3 modos de vibração da Estrutura 3: (a) Modo 1; (b) Modo 2; (c) Modo 3 .....	91
Figura 49 – Primeiros 3 modos de vibração da Estrutura 4: (a) Modo 1; (b) Modo 2; (c) Modo 3 .....	92
Figura 50 – Curvas de capacidade da Estrutura 1, nas direções X e Y .....	92
Figura 51 – Curvas de capacidade da Estrutura 2, nas direções X e Y .....	93
Figura 52 – Curvas de capacidade da Estrutura 3, nas direções X e Y .....	93
Figura 53 – Curvas de capacidade da Estrutura 4, nas direções X e Y .....	93
Figura 54 – Curva de capacidade: Estrutura 1 .....	94
Figura 55 – Formação de rótulas plásticas na análise pushover: Estrutura 1 .....	95
Figura 56 – Curva de capacidade: Estrutura 2 .....	96
Figura 57 – Formação de rótulas plásticas na análise pushover: Estrutura 2 .....	97
Figura 58 – Curva de capacidade: Estrutura 3 .....	98
Figura 59 – Formação de rótulas plásticas na análise pushover: Estrutura 3 .....	99
Figura 60 – Curva de capacidade: Estrutura 4 .....	100
Figura 61 – Formação de rótulas plásticas na análise pushover: Estrutura 4 .....	101
Figura 62 – Espectro de capacidade e representação bilinear: Estrutura 1 .....	102
Figura 63 – Espectro de capacidade e representação bilinear: Estrutura 2 .....	103
Figura 64 – Espectro de capacidade e representação bilinear: Estrutura 3 .....	103

Figura 65 – Espectro de capacidade e representação bilinear: Estrutura 4 .....	104
Figura 66 – Pontos de desempenho: Estrutura 1, (a) zona sísmica zero; (b) zona sísmica 1; (c) zona sísmica 2; (d) zona sísmica 3; (e) zona sísmica 4 .....	105
Figura 67 – Pontos de desempenho: Estrutura 2, (a) zona sísmica zero; (b) zona sísmica 1; (c) zona sísmica 2; (d) zona sísmica 3; (e) zona sísmica 4 .....	107
Figura 68 – Pontos de desempenho: Estrutura 3, (a) zona sísmica zero; (b) zona sísmica 1; (c) zona sísmica 2; (d) zona sísmica 3; (e) zona sísmica 4 .....	110
Figura 69 – Pontos de desempenho: Estrutura 4, (a) zona sísmica zero; (b) zona sísmica 1; (c) zona sísmica 2; (d) zona sísmica 3; (e) zona sísmica 4 .....	112
Figura 70 – Curvas de Fragilidade: Estrutura 1 .....	115
Figura 71 – Curvas de Fragilidade: Estrutura 2 .....	115
Figura 72 – Curvas de Fragilidade: Estrutura 3 .....	116
Figura 73 – Curvas de Fragilidade: Estrutura 4 .....	116
Figura 74 – Risco sísmico: Estrutura 1 .....	123
Figura 75 – Risco sísmico: Estrutura 2 .....	124
Figura 76 – Risco sísmico: Estrutura 3 .....	125
Figura 77 – Risco sísmico: Estrutura 4 .....	125
Figura 78 – ID das estruturas para a zona sísmica 0 .....	126
Figura 79 – ID das estruturas para a zona sísmica 1 .....	126
Figura 80 – ID das estruturas para a zona sísmica 2 .....	127
Figura 81 – ID das estruturas para a zona sísmica 3 .....	127
Figura 82 – ID das estruturas para a zona sísmica 4 .....	128

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1	– 2010 Terremotos prejudiciais em números .....	24
Tabela 2	– Escala de dano da EMS-98 para edifícios concretos armado .....	34
Tabela 3	– Comparação das diferentes escalas de dano existentes .....	34
Tabela 4	– Matrizes de probabilidade de dano propostas por Witman (1973) .....	37
Tabela 5	– Parâmetros de avaliação para o cálculo do índice de vulnerabilidade, para edifícios de concreto armado .....	38
Tabela 6	– Zonas sísmicas no Brasil .....	49
Tabela 7	– Fatores de amplificação sísmica do solo .....	49
Tabela 8	– Valores de k segundo o comportamento estrutural .....	60
Tabela 9	– Tipos do comportamento estrutural .....	60
Tabela 10	– Valores mínimos de $SR_A$ e $SR_V^*$ .....	61
Tabela 11	– Fatores de redução $SR_A$ e $SR_V$ para diferentes tipos de comportamento estrutural e diferentes níveis de amortecimento .....	62
Tabela 12	– Valores máximos $\beta_{eff}$ segundo o comportamento estrutural .....	62
Tabela 13	– Estados de dano propostos por Risk-EU (LM2) e Hazus99 .....	68
Tabela 14	– Distribuição Binomial ou Beta equivalente .....	70
Tabela 15	– Matriz de Probabilidade de Dano .....	72
Tabela 16	– Correlação de ID (Park e Ang) .....	73
Tabela 17	– Níveis do movimento do solo .....	74
Tabela 18	– Combinações de níveis de desempenho estruturais e não estruturais para formar o nível de desempenho do edifício .....	77
Tabela 19	– Relação dos níveis de dano com o nível de desempenho da estrutura ....	78
Tabela 20	– Parâmetros de modelagem e critérios de aceitação numéricos para procedimentos não-lineares - Vigas de concreto armado .....	82

Tabela 21	–	Parâmetros de modelagem e critérios de aceitação numéricos para procedimentos não-lineares -colunas de concreto armado .....	83
Tabela 22	–	Resultados das análises modal e dinâmica linear de cada estrutura modelo .....	90
Tabela 23	–	Resultados da análise Pushover: Estrutura 1 .....	95
Tabela 24	–	Resultados da análise pushover: Estrutura 2 .....	97
Tabela 25	–	Resultados da análise pushover: Estrutura 3 .....	99
Tabela 26	–	Resultados da análise pushover: Estrutura 4 .....	100
Tabela 27	–	Pontos de capacidade de escoamento e última do espectro bilinear de cada uma das estruturas modelos .....	102
Tabela 28	–	Pontos de desempenho: Estrutura 1 .....	104
Tabela 29	–	Pontos de desempenho: Estrutura 2 .....	107
Tabela 30	–	Pontos de desempenho: Estrutura 3 .....	109
Tabela 31	–	Pontos de desempenho: Estrutura 4 .....	112
Tabela 32	–	Parâmetros para a criação das curvas de fragilidade, para cada estrutura modelo .....	114
Tabela 33	–	Média $\overline{Sd}_i$ e desvio padrão do logaritmo natural do deslocamento espectral ( $\beta$ ) obtidos no ajuste, para cada estrutura modelo .....	117
Tabela 34	–	Matrizes de Probabilidade de dano: Estrutura 1 .....	118
Tabela 35	–	Matrizes de Probabilidade de dano: Estrutura 2 .....	119
Tabela 36	–	Matrizes de Probabilidade de dano: Estrutura 3 .....	120
Tabela 37	–	Matrizes de Probabilidade de dano: Estrutura 4 .....	121
Tabela 38	–	Índice global de dano (ID), para cada estrutura modelo .....	122
Tabela 39	–	Estruturas em risco sísmico, segundo a zona sísmica e classe de terreno onde são localizadas .....	129
Tabela 40	–	Método de Hirosawa vs. CSM .....	130

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ADRS	Acceleration Displacement Response Spectrum
ATC- 40	Applied Technology Council – Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings.
ATC-13	Applied Technology Council –Earthquake Damage Evaluation Data for California
ATC-25	Applied Technology Council- Seismic Vulnerability and impact of disruption on lifelines in the coterminous United States
C.P.	Carga Permanente
C.V.	Carga Variável
CP	ColapsePrevention
CSM	Capacity Spectrum Method
EMS-98	Escala Microsísmica Europeia -98
FaMIVE	Failure Mechanism Identification and Vulnerability Evaluation
FEMA-273	Federal Emergency Management Agency- Nehrp Guidelines For The Seismic Rehabilitation Of Buildings- 273
FEMA-356	Federal Emergency Management Agency- Prestandard And Commentary For The Seismic Rehabilitation Of Buildings-356
HAZUS	Hazards United States
ID	Índice global de Dano
IO	Inmmediate Occupancy
LS	Life safety-LS
MDOF	Multiple Degree of Freedom Systems
MMI	Escala Mercalli Modificada
MPD	Matrizes de Probabilidade de Dano
MSK-64	Escala Medvédev-Sponheuer-Kárník
NBR	Norma Brasileira
PA	Pushover Analysis
PESH	Potential Earth Science Hazards
PGA	Peak Groud Aceleration
Risk-EU	
SDOF	Single Degree of Freedom System
SEAOC	Structural Engineers Association of California
UNDRO	United Nations Disaster Relief Organization

## LISTA DE SÍMBOLOS

$a_g$	Aceleração sísmica horizontal característica
$a_{gs0}$	Aceleração espectrais para o período de 0,0 s
$a_{gs1}$	Aceleração espectrais para o período de 1,0 s
$a_i$	Aceleração no nível i
$a_{im}$	História modal da Aceleração
$a_{pi}$	Aceleração correspondente ao ponto de desempenho de teste ensaio.
$A^t_i$	Ameaça de intensidade maior ou igual a i a que um elemento está exposto durante um tempo t
$A_u$	Aceleração correspondente ao ponto de capacidade ultima no espectro bilinear.
$A_y$	Aceleração correspondente ao ponto de cedência no espectro bilinear.
$a_y$	Aceleração do ponto de cedência.
$B_L$	Coefficiente de amortecimento do fator de redução $SR_V$ .
$B_S$	Coefficiente de amortecimento do fator de redução $SR_A$ .
$C_a$	Fator de amplificação sísmica no solo, para o período de 0,0 s.
$C_{b,i}$	Coefficiente de cisalhamento de base
$C_i$	Custo do elemento exposto
$C_v$	Fator de amplificação sísmica no solo, para o período de 1,0 s.
$DE$	Terremoto de projeto (Design Earthquake – DE)
$d_{pi}$	Deslocamento correspondente ao ponto de desempenho de teste ou ensaio.
$ds$	Estado de Dano (Damage state-ds).
$D_u$	Deslocamento correspondente ao ponto de capacidade ultima no espectro bilinear
$D_y$	Deslocamento correspondente ao ponto de cedência no espectro bilinear.
$d_y$	Deslocamento do ponto de cedência.
$E_D$	Energia dissipada pelo amortecimento.
$E_{S0}$	Máxima energia de tensão.
$f'c$	Resistência à compressão do concreto.
$f_i$	força lateral no nível i
$F_{mi}$	história da força lateral no nível i para o modo m
$f_y$	Resistência ao escoamento do aço.
$g$	Aceleração da gravidade (considera-se $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ ).
$H_n$	Altura do edifício.

$I_s$	Índice de desempenho sísmico.
$I_{s0}$	Índice de solitação sísmica.
$I_v$	Índice de vulnerabilidade
$k$	Modificador de fator de amortecimento.
$K_{eff}$	Rigidez Efetiva ou secante
$K_i$	Coeficientes de qualificação no método do índice da Vulnerabilidade.
$K_i$	Rigidez inicial
$m_i$	Massa do nível i
$N$	Ultimo nível da estrutura
$\phi$	Função de distribuição normal padrão cumulativa.
$P(D)$	Probabilidade de ocorrência do estado de dano.
$P[D=ds]$	Probabilidade de estar em um estado de dano ds.
$P[D>ds]$	Probabilidade de exceder em um estado de dano ds.
$P[ds_i Sd]$	Probabilidade condicional de igual ou exceder um estado de dano ds dado um deslocamento espectral Sd.
$PF_{im}$	Fator de participação modal para o modo m no nível i.
$PF_m$	Fator de participação modal para o modo m.
$R_{ie}$	Risco sísmico sob o elemento e, devido á ocorrência de um evento sísmico de intensidade maior ou igual a i.
$Sa:$	Aceleração espectral (Spectral acceleration-Sa).
$Sa_i$	Aceleração espectral para o ponto i.
$Sa_m$	Aceleração espectral para o modo m.
$Sd$	Deslocamento espectral (Spectral displacement-Sd)
$Sd_i$	Deslocamento espectral para o ponto i.
$Sd_m$	Deslocamento espectral para o modo m.
$\overline{Sd}_{ds1}$	Deslocamento espectral limite do estado de dano ds <sub>1</sub> .
$\overline{Sd}_{ds2}$	Deslocamento espectral limite do estado de dano ds <sub>2</sub>
$\overline{Sd}_{ds3}$	Deslocamento espectral limite do estado de dano ds <sub>3</sub> .
$\overline{Sd}_{ds4}$	Deslocamento espectral limite do estado de dano ds <sub>4</sub> .
$SR_A$	Fator de redução para o período curto com aceleração constante do espectro de demanda.
$SR_V$	Fator de Redução para o período longo com velocidade constante do espectro de demanda.

$T$	Período fundamental de uma estrutura.
$T_e$	Período de Vibração da estrutura no Método do Deslocamento Total.
$T_i$	Período para o ponto $i$
$T_s$	Período de controle (ver em ATC-40)
$u(t)$	Deslocamento no tempo
$V_{b,i}$	Cortante basal no pavimento $i$ .
$V_i$	Vulnerabilidade do elemento exposto $e$ , a ser afetado por um evento de intensidade $i$ .
$V_m$	Força lateral total para o modo $m$ .
$W_i$	Fator de ponderação no Método do Índice da vulnerabilidade.
$W_i$	Peso atribuído ao nível $i$ .
$(\delta_u)_i$	Deslocamento relativo.
$\phi_{im}$	Amplitude do modo $m$ ao nível $i$
$\Delta_{u,i}$	Deslocamento no topo
$\Delta_{ls}$	Deslocamento máximo da estrutura no Método do Deslocamento Total.
$\alpha_m$	Coefficiente de massa efetiva para o modo $m$
$\beta_{ds_i}$	Desvio padrão do logaritmo natural do deslocamento espectral do estado de dano $ds_i$ .
$\beta_0$	Amortecimento hysterético.
$\beta_{eff}$	Amortecimento efetivo.
$\beta_{eq}$	Amortecimento equivalente: amortecimento viscoso mais amortecimento hysterético.
$\delta_{im}$	Deslocamento lateral no nível $i$ para o modo $m$ .
$\delta_{topo}$	Deslocamento no topo da estrutura
$\mu_u$	Ductilidade última da estrutura.
$\otimes$	Convolução

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	22
1.1	Sismos e Atividade sísmica no Mundo	22
1.2	Atividade Sísmica no Brasil	25
1.3	Justificativa	26
1.4	Objetivos	27
1.5	Estrutura do Trabalho	27
<b>2</b>	<b>RISCO SÍSMICO</b>	29
2.1	Ameaça	30
2.1.1	<i>Cenário Sísmico</i>	31
2.2	Vulnerabilidade	32
2.3	Custo	33
<b>3</b>	<b>MÉTODOS DE AVALIAÇÃO DA VULNERABILIDADE</b>	36
3.1	Matriz de Probabilidade de Dano (MPD)	36
3.2	Método do índice da vulnerabilidade	37
3.3	Método de verificação	38
3.4	Métodos baseados em mecanismos de colapso	38
3.5	Métodos baseados no Espectro da Capacidade	40
3.6	Métodos baseados no deslocamento total	41
<b>4</b>	<b>METODO DO ESPECTRO DA CAPACIDADE (CSM)</b>	44
4.1	Espectro de Demanda	45
4.2	Espectro de Capacidade	50
4.2.1	<i>Análise Estática Não Linear (Pushover)</i>	50
4.3	Ponto de desempenho	56
4.3.1	<i>Redução do espectro de Projeto</i>	58
4.3.2	<i>Procedimento B para a obtenção do Ponto de desempenho</i>	62
<b>5</b>	<b>MÉTODO DO ESPECTRO DE CAPACIDADE NA ANÁLISE DE RISCO SÍSMICO</b>	67
5.1	Análise de Fragilidade	68
5.1.1	<i>Estados de Dano</i>	68
5.1.2	<i>Curvas de Fragilidade</i>	69
5.1.3	<i>Matrizes de Probabilidade de Dano (MPD's)</i>	72

5.2	Análise de Risco .....	73
5.2.1	<i>Nível de desempenho estrutural</i> .....	75
5.2.2	<i>Nível de desempenho para componentes não estruturais</i> .....	76
5.2.3	<i>Nível de desempenho global e análise de risco</i> .....	76
6	<b>ESTRUTURAS MODELO</b> .....	79
6.1	Rótulas Plásticas .....	80
6.2	Considerações da Análise Pushover .....	85
6.3	Espectros de Resposta .....	86
7	<b>APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS</b> .....	90
7.1	Análises modal e dinâmica linear .....	90
7.2	Análise pushover .....	92
7.2.1	<i>Espectros de capacidade</i> .....	102
7.2.2	<i>Pontos de desempenho</i> .....	104
7.2.3	<i>Curvas de fragilidade e Matrizes de Probabilidade de Dano</i> .....	114
7.2.4	<i>Índice de Dano</i> .....	121
7.3	Risco Sísmico .....	122
7.3.1	<i>Estrutura 1</i> .....	123
7.3.2	<i>Estrutura 2</i> .....	123
7.3.3	<i>Estrutura 3</i> .....	124
7.3.4	<i>Estrutura 4</i> .....	124
7.3.5	<i>Comparação do Risco Sísmico</i> .....	125
7.4	Método de Hirosawa vs. CSM .....	129
8	<b>CONCLUSÕES</b> .....	132
	<b>REFERÊNCIAS</b> .....	134
	<b>APÊNDICE A - PROJETO DAS SECÇÕES E ARMADURA DAS VIGAS E COLUNAS PARA A ESTRUTURA 1</b> .....	138
	<b>APÊNDICE B - PROJETO DAS SECÇÕES E ARMADURA DAS VIGAS E COLUNAS PARA A ESTRUTURA 2</b> .....	141
	<b>APÊNDICE C - PROJETO DAS SECÇÕES E ARMADURA DAS VIGAS E COLUNAS PARA A ESTRUTURA 3</b> .....	148
	<b>APÊNDICE D - PROJETO DAS SECÇÕES E ARMADURA DAS VIGAS E COLUNAS PARA A ESTRUTURA 4</b> .....	154

<b>APÊNDICE E- RESULTADOS DO AJUSTE DAS CURVAS DE FRAGILIDADE NO PROGRAMA ORIGINPRO.....</b>	<b>165</b>
--	------------

## 1 INTRODUÇÃO

Um dos grandes desafios da humanidade é reduzir os danos provocados pelos fenômenos naturais. Esses fenômenos são processos que ocorrem na biosfera e que podem se tornar um evento prejudicial para o homem e seu entorno: suas estruturas e infraestruturas, assim como suas atividades econômicas. Estes fenômenos são classificados em geológicos (sísmicos e vulcânicos), hidrológicos e meteorológicos (neve, chuva, inundações, ventos, ciclones tropicais), e biológicos (pragas e epidemias).

Com o objetivo de reduzir esses danos, são desenvolvidas metodologias de análise de risco. O risco é entendido como o grau de perdas esperadas em um determinado elemento, devido a um fenômeno natural específico de uma magnitude particular e em um período de exposição determinado (VARNES, 1984). A metodologia de análise de risco sísmico consta fundamentalmente de três etapas: Ameaça, Vulnerabilidade e Custo. A primeira está relacionada com o fenômeno natural; a segunda com o comportamento do elemento ante esse fenômeno; a terceira está relacionada ao dano que sofre o elemento devido ao fenômeno natural.

Das três etapas mencionadas anteriormente, a vulnerabilidade torna-se a mais importante e de maior interesse nos trabalhos da literatura técnica, pois é a única etapa em que é possível intervir, podendo-se assim reduzir o risco. É impossível intervir na ameaça, por ser um fenômeno natural. Em um estudo de risco sísmico na cidade de Mérida-Venezuela, Castillo (2005) demonstrou como uma intervenção em diminuir a vulnerabilidade dos edifícios com um custo estimado de 6% do valor da construção, diminui consideravelmente o custo econômico e a perda de vidas humanas quando ocorre o terremoto.

### 1.1 Sismos e Atividade sísmica no Mundo

Ao longo do tempo os fenômenos naturais têm deixado como resultado a seu passo múltiplas perdas humanas, econômicas, e milhões de desabrigados. Destes fenômenos os sismos são alguns dos mais temidos devido ao alto grau de perdas ocasionadas pela sua imprevisibilidade.

Os sismos são causados devido ao movimento de placas tectônicas, as quais ao se chocarem provocam o fenômeno de subducção que é o processo de afundamento de uma placa litosférica sobre outra, ou seja, uma das placas desliza para debaixo da outra. Durante o processo são acumuladas tensões que logo são liberadas em forma de sismos. A região da

zona de choque denomina-se zona de subducção e é nestas zonas onde ocorre a maior atividade sísmica no mundo.

Atualmente, são reconhecidas 52 placas tectônicas, 12 principais e 40 menores. As principais placas tectônicas são: Africana, Antártica, Arábica, Indo-australiana, Caribe, Cocos, Euroasiática, Filipinas, Nazca, Norte-americana, Pacífico e Sul-americana.

Na Figura 1 mostra-se o chamado “Anel de fogo do Pacífico”, localizado no oceano de mesmo nome e onde se encontram algumas das principais zonas de subducção, razão pela qual os países próximos a este círculo têm alta atividade sísmica. Estes países são: Canadá, Estados Unidos (incluindo Alasca), Sibéria, Rússia, Japão, Indonésia, Tailândia, Filipinas, Malásia, Nova Zelândia, México, Panamá, Colômbia, Chile, Timor-Leste, Papua-Nova Guiné, Ilhas Salomão, Vanuatu, Tonga. Segundo Lanza (2003), nesta zona é liberada 85% da energia produzida pelos terremotos, atingindo os países citados nos últimos anos, e provocando um grande impacto mundial devido às perdas e danos causados por eles.

Figura 1– Anel de fogo do Pacífico com as principais placas tectônicas



Fonte: DEUTSCHE WELLE BRASIL (2016)

O terremoto de Cachemira ocorrido em 8 de outubro de 2005, com uma magnitude de 7,6 na escala Richter, afetou os países da Índia, do Paquistão e do Afeganistão, o qual deixou cerca de 86 mil mortos e mais de 106 mil feridos.

Segundo Daniell (2011), os terremotos ocorridos no ano de 2010 deixaram entre 95.788 e 229.185 mortes, aproximadamente 2.855 milhões de desabrigados e uma perda econômica que oscila entre \$45,52 bilhões a \$55,15 bilhões de dólares. Os terremotos que provocaram estes danos ocorreram no Haiti (aproximadamente 92.000 a 225.000 mortes) e no Chile. Este último com menos de 600 mortes, mas com uma perda econômica de uns 30 bilhões de dólares, considerada uma das maiores perdas seguradas de todos os tempos. Na China, na província de Qinghai, com quase 3.000 mortes e entre 3,472 e 4,81 milhões de

dólares e na Nova Zelândia, onde o terremoto causou múltiplos danos estruturais, mas nenhuma morte devido ao colapso das estruturas. A Tabela 1 resume os dados antes expostos.

Tabela 1– 2010 Terremotos prejudiciais em números

<b>2010 terremotos prejudiciais em Números</b>	
Número de terremotos prejudiciais	96+
Número de acidentes por terremotos	Com 61+ Pelo menos 25 fatais
País com o maior número de terremotos prejudiciais	China, 15
Total de mortes	Entre 95.788 e 229.185
Total de Lesões:	±337.546
Total de desabrigados:	±2,855 milhões
Perdas econômicas totais:	US \$ 45,52 bilhões - US \$ 55,15 bilhões (Mediana = US \$ 51,16 bilhões US)
<b>Total de Perdas Seguradas:</b>	<b>US \$ 11,21 bilhões - US \$ 18,52 bilhões</b> <b>(Mediana = US \$ 14,32 bilhões US)</b>

Fonte: DANIELL (2011)

No ano de 2011, um dos países afetados pelos terremotos foi o Japão (11 de março de 2011), que deixou 15.880 mortos e 2.698 desaparecidos, após o tremor de 9 graus e do tsunami subsequente, que por sua vez afetou a usina nuclear de Fukushima (Figura 2). Em 2014, um terremoto de magnitude 7,9 na escala de Richter sacudiu o país asiático de Nepal, deixando mais de 8.000 mortos.

No ano de 2016, dois sismos foram de grande impacto: no Equador, em 16 de abril, um terremoto de magnitude 7,6 sacudiu a nação. Foi centrado na província de Manabi (sudoeste do Equador) e de acordo com relatórios preliminares das autoridades equatorianas, deixou 28 mortos, sendo um dos terremotos mais intenso registrado no país há décadas. Em 24 de Agosto na Itália na cidade de Amatrice, na província de Riete (centro), foi registado um terremoto de magnitude 6,2 deixando um saldo preliminar de 38 mortos e centenas de desaparecidos. A Figura 3 mostra os resultados dos terremotos ocorridos no ano 2016.

Figura 2 – Usina nuclear afetada pelo terremoto de Japão



Fonte: TELESUR (2016)

Figura 3– Danos provocados pelos terremotos no (a) Equador; (b) Itália



Fonte: TELESUR (2016)

## 1.2 Atividade Sísmica no Brasil

A atividade sísmica no território brasileiro é baixa, devido ao país se encontrar afastado da zona de subdução gerada pelo choque das placas de Nazca (Oceânica) e a placa sul-americana (Continental), como é mostrado na Figura 4. Entretanto, isto não significa que o território brasileiro seja totalmente inativo sísmicamente, pois segundo Silva (2008), os abalos sísmicos também podem ser causados por falhas existentes, ou por reflexos de tremores ocorridos em países vizinhos. Além disso, algumas atividades humanas podem gerar sismicidade como a construção de barragens, mineração, explosões nucleares, extração de minérios, injeção de líquidos no substrato rochoso, dentre outros.

Figura 4 – Placas existentes na América do Sul

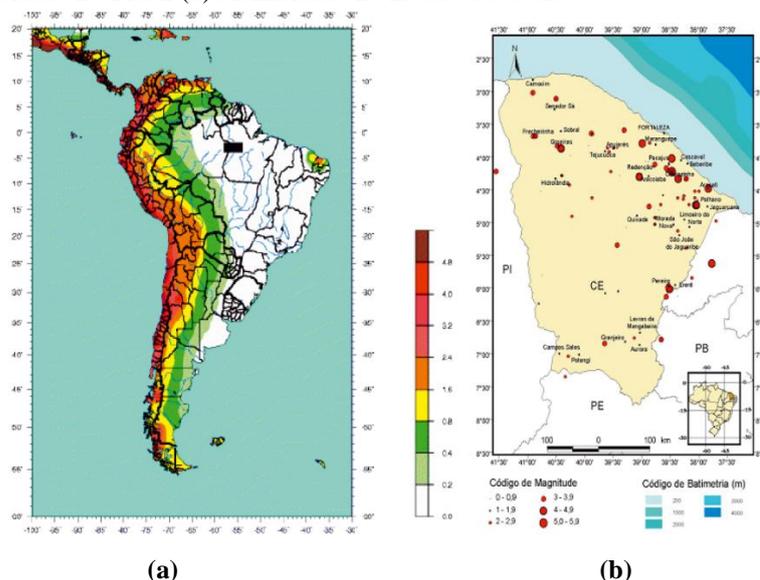


Fonte: WIKIMEDIA COMMONS (2014)

Segundo Fonseca e Rodriguez (2011), a maior atividade sísmica no Brasil está concentrada no centro-oeste (próximo da estação sísmológica da Universidade de Brasília), no nordeste brasileiro (no estado do Ceará), na região norte (próximo ao Acre) e próximo à costa

da região sudeste (próximo a Usina Nuclear de Angra I e II). Isto se deve às 48 falhas identificadas no país que se encontram nas Regiões Sudeste e Nordeste. A Figura 5 mostra a sismicidade no território Brasileiro e no Estado de Ceará.

Figura 5 – (a) Sismicidade no Brasil (b) Sismicidade no Estado do Ceará



Fonte: SANTOS (2010)

### 1.3 Justificativa

Apesar de o território brasileiro apresentar uma baixa atividade sísmica, não existem garantias de que um forte abalo em áreas urbanas nunca acontecerá. Embora a probabilidade de ocorrência de sismos severos seja muito menor que nas regiões próximas às bordas das placas tectônicas, a natureza estável dos solos das regiões centrais das placas provoca propagação mais eficiente das ondas sísmicas caracterizando estas regiões como áreas potencialmente perigosas para sismos catastróficos.

O risco sísmico a que está exposto uma região depende fundamentalmente do projeto, forma de construção e materiais usados nas estruturas. O Chile, por exemplo, para um sismo de maior magnitude que o ocorrido no Haiti em 2010, obteve perdas muito menores que este último, o que demonstra uma prática eficiente de projeto e construção no país chileno.

O Brasil conta com a norma Projeto de estruturas resistentes a sismos - NBR 15421:2006, mas não se tem certeza de que esta seja aplicada no projeto das estruturas. Portanto, as estruturas já construídas precisam de uma avaliação de vulnerabilidade, com o

objetivo de melhorar as características resistentes da estrutura e, observar a importância da aplicação da norma para reduzir o risco sísmico.

Miranda (2010) realizou uma avaliação de vulnerabilidade qualitativa. Os métodos ditos qualitativos têm um alto grau de subjetividade, pois estão baseados na experiência sobre o comportamento das estruturas ante um evento sísmico. Porém, para uma análise de risco ainda mais completa precisa-se de uma metodologia baseada numa avaliação quantitativa da vulnerabilidade, na qual sejam levadas em conta as características mecânicas da estrutura mediante a utilização de modelos mecânicos de resposta estrutural.

#### **1.4 Objetivos**

O principal objetivo deste trabalho é realizar uma análise do risco sísmico no território brasileiro, mediante uma avaliação quantitativa da vulnerabilidade de estruturas modelos de concreto armado classificadas como categoria três na NBR 15421:2006. Com esta análise pretende-se verificar quais zonas sísmicas oferecem riscos de acordo com o terreno e configuração estrutural.

#### **1.5 Estrutura do Trabalho**

O trabalho consiste em oito capítulos o quais se descrevem a seguir. O primeiro capítulo é uma introdução geral do tema, onde se apresentam um histórico das atividades sísmicas ocorridas no mundo e no Brasil assim como suas consequências. São apresentadas também a justificativa e os objetivos do trabalho.

No segundo capítulo são apresentados conceitos e definições relacionadas com o risco sísmico, e uma breve descrição de cada uma das etapas que o compõem. No terceiro capítulo se apresenta uma revisão bibliográfica sobre os métodos da avaliação de vulnerabilidade, e se faz a escolha do método que melhor se adapta a esta pesquisa.

No quarto capítulo é desenvolvido o método de avaliação escolhido: Método do espectro de capacidade; descrevendo-se cada uma de suas componentes, espectro de respostas, espectros de capacidade e ponto de desempenho, neste capítulo se expõe também a análise não linear Pushover. O capítulo quinto mostra como é realizada a análise do risco sísmico usando o método do espectro da capacidade.

No capítulo seis se apresentam as estruturas a ser avaliadas, e as considerações gerais levadas em conta no modelo, no capítulo sete são apresentados os resultados obtidos:

curvas de capacidade, curvas de fragilidade e análise do risco. Finalmente no capítulo oito são apresentadas as conclusões e algumas recomendações para futuros trabalhos.

## 2 RISCO SÍSMICO

Nos últimos anos, os terremotos mostraram um padrão de danos e perdas cada vez maiores (FEMA, 2001). Com o objetivo de reduzir estes danos provocados por esses desastres na atualidade, são desenvolvidas metodologias de análise de risco sísmico. Risco sísmico é a probabilidade de dano em um período de tempo fixo dentro de uma população de elementos em risco (agrupados em categorias), devido à probabilidade sísmica no local (UNDRO, 1979). O dano são as consequências não desejadas, como a perda de vidas humanas, danos materiais em vias de serviço e linhas vitais, e danos estruturais em edifícios; os elementos em risco são as pessoas, a propriedade, os valores culturais, a atividade econômica incluindo os serviços públicos (DOLCE et al., 1994). Considerando que os elementos estudados são estruturas de edifícios, a análise de risco é limitada só ao dano estrutural causado nestes elementos. Assim, o risco sísmico em estruturas fica definido como a probabilidade de dano esperada que possa sofrer as estruturas durante o lapso de tempo que permanecem expostas à ação sísmica (DIAZ, 2003).

Segundo Zarzosa (2007), a análise do risco sísmico deve conter três elementos essenciais:

- 1) **A Ameaça (A)**, entendida como a probabilidade de ocorrência de um sismo;
- 2) **A vulnerabilidade (V)**, que para cada elemento exposto quantifica sua capacidade e resistência frente as ações sísmicas;
- 3) **O Custo (C)**, entendido como a probabilidade de degradação ou perda do elemento exposto, que pode quantificar-se em níveis, classes, graus ou índices de dano, ou no valor econômico de sua restauração ou reposição.

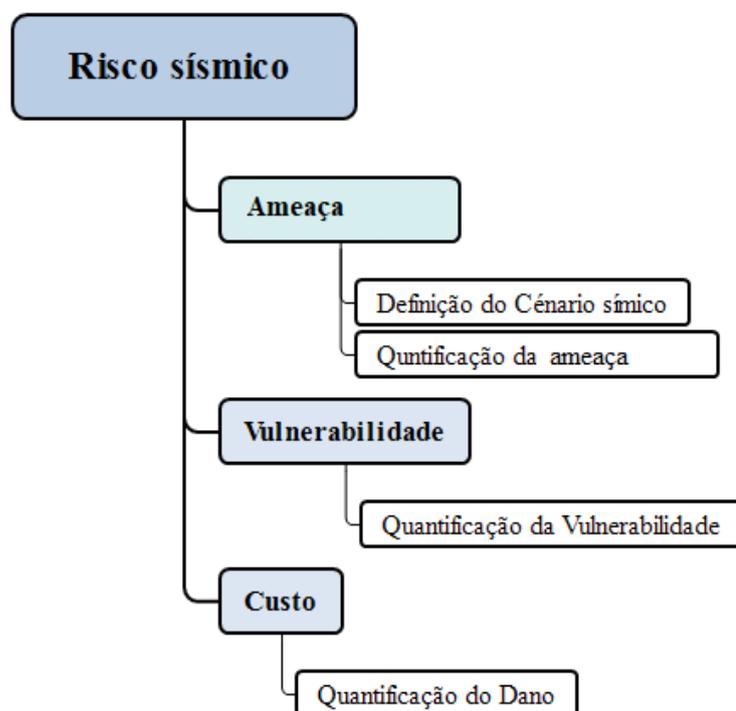
O risco sísmico a que está exposta uma estrutura pode ser calculada mediante o processo de convolução destes três elementos, ou seja,

$$R_{ie} = (A_i^t \otimes V_i \otimes C_i) \quad (1)$$

Em que,  $R_{ie}$  é o risco sísmico sob o elemento  $e$ , devido a ocorrência de um evento sísmico de intensidade maior ou igual a  $i$ ;  $A_i^t$  é a ameaça ou perigo a que um elemento está sujeito, ou seja, a um evento sísmico com intensidade maior ou igual a  $i$  durante um tempo  $t$ ;  $V_i$  é a vulnerabilidade do elemento exposto  $e$ , a ser afetado por um evento de intensidade  $i$ ;  $C_i$  é o custo do elemento exposto, avaliado pela degradação ou inutilização do elemento.

A Figura 6 mostra cada uma das componentes necessárias para a análise de risco, em que cada uma delas deve ser quantificada por um parâmetro. Na literatura existem diversos métodos que possibilitam quantificar cada etapa, os quais são classificados segundo suas características em duas grandes classificações. Entre as classificações propostas por vários autores pode-se mencionar Zarzosa (2007) que os classifica como métodos uniparamétricos e multiparamétricos, Geovanazzi (2005) refere-se a estas metodologias como Macrossísmicas e Mecânicas, e Calvi (2006) os classifica como Empíricos e Analíticos.

Figura 6 – Componentes da análise do risco sísmico



Fonte: O Autor.

O método Uniparamétrico quantifica cada etapa com um só parâmetro e geralmente de forma qualitativa, enquanto o Multiparamétrico utiliza vários parâmetros caracterizando tipicamente de forma quantitativa.

A seguir se explica cada uma das três etapas para a análise do risco sísmico (Figura 6). A quantificação de cada etapa dependerá da escolha do método de avaliação da vulnerabilidade usado na análise.

## 2.1 Ameaça

A ameaça é representada pela demanda (ação sísmica) e entende-se como a probabilidade de ocorrência deste evento. Para sua quantificação, é preciso definir um cenário

sísmico que limite uma região de estudo, pois geralmente realizam-se estudos parciais do risco sísmico avaliando só determinados elementos (os chamados cenários) que são realizações parciais ou incompletas da Equação (1).

### 2.1.1 *Cenário Sísmico*

A definição de um cenário sísmico representa o primeiro passo para o desenvolvimento de uma análise de risco sísmico (Figura 6). Um cenário, em forma geral, pode ser definido como o lugar onde ocorre ou é desenvolvido um acontecimento, assim como as circunstâncias que rodeiam tal acontecimento; para o caso específico dos sismos, um cenário sísmico é definido como a caracterização do tipo de sismo (tipo do movimento do solo) e a caracterização da região (tipo do solo, recorrência, geologia).

Na literatura são encontrados dois enfoques universalmente reconhecidos para o desenvolvimento de cenários sísmicos, os deterministas e os probabilistas. Segundo Giovanazzi (2005), para a avaliação do cenário determinista, o primeiro passo consiste em identificar a origem e as possíveis causas que podem provocar o terremoto, podendo-se mencionar as falhas geológicas existentes, por exemplo. Deve-se levar em consideração a situação mais desfavorável, ou seja, a distância entre a zona de estudo e a origem do sismo deve ser a menor possível. Geralmente, o cenário sísmico determinista é caracterizado pelo maior sismo histórico conhecido no lugar de estudo.

O cenário probabilístico tem se tornado o mais utilizado na engenharia nos últimos tempos, para a caracterização da ação sísmica. Foi estabelecido no final dos anos 1960 e logo modificado por McGuire em 1976 (GIOVANAZZI, 2005). Este cenário leva em conta todos os possíveis terremotos que podem afetar a zona de estudo, assim como as possíveis combinações de magnitude, distância e possibilidades de frequência de ocorrência. Da mesma maneira que nos enfoques deterministas para seu desenvolvimento, o primeiro passo é localizar e determinar as possíveis causas que provocam o terremoto; o segundo passo é caracterizar a atividade sísmica, ou seja, o cenário sísmico em termos de uma relação magnitude-frequência. Segundo Zarzosa (2007), isto consiste em definir a frequência anual de excedência de um determinado nível de movimento do solo. Geralmente, os códigos sísmicos utilizam a ação sísmica com uma probabilidade de excedência de 10% em 50 anos o que corresponde a um período de retorno de 475 anos.

O cenário determinista calcula as perdas provocadas por um terremoto específico. Este tipo de enfoque se utiliza com maior frequência quando o objetivo é a elaboração de

mapas para planejamento de emergências. No entanto, o cenário probabilista calcula a ameaça sísmica com técnicas da teoria da probabilidade, obtendo como resultado o risco sísmico em termos de perdas prováveis, mediante formas de distribuição ou taxas de excedência.

Definido o cenário sísmico, deve-se escolher um parâmetro de quantificação da ameaça. Dentre algumas propostas para quantificá-la, pode-se mencionar: Escalas Macrossísmicas, Aceleração de Pico (*Peak Ground Acceleration* – PGA) e Espectros de Resposta. As duas primeiras correspondem a metodologias uniparamétricas e a terceira, a metodologias multiparamétricas.

## 2.2 Vulnerabilidade

A vulnerabilidade pode ser definida, segundo Varnes (1984), como “O grau de perdas que um determinado elemento ou conjunto de elementos experimenta como consequência de um fenômeno natural de magnitude dada”. Zarzosa (2007) explica que a vulnerabilidade pode ser entendida também como uma característica intrínseca do edifício ou estrutura que depende unicamente de suas características de projeto e construção. Assim, pode-se dizer que a vulnerabilidade sísmica de uma estrutura representa o grau de dano que esta sofre devido a sua incapacidade de resistir ações sísmicas de uma intensidade dada, além de depender, dentre outros fatores, da qualidade dos materiais de construção e dos códigos de projeto utilizados na época de sua construção.

Segundo Barbat e Pujades (2004), o comportamento inadequado das estruturas ante um evento sísmico é a principal causa das perdas humanas e econômicas. Isto se deve a ameaça apresentada pelo sismo, pois é um fenômeno natural e está fora do controle do homem. Então, a avaliação da vulnerabilidade torna-se a etapa mais importante para a análise do risco sísmico já que, intervindo nela, é possível reduzir o risco.

As estruturas antigas, que são maioria em comparação com as novas, foram construídas sem seguir um código de projeto antissísmico. Com o objetivo de melhorar o comportamento destas ante um evento sísmico e reduzir as perdas, a avaliação da vulnerabilidade proporciona uma ideia de quão resistente é uma estrutura ao ser submetida a uma ação sísmica. Desta maneira consegue-se identificar os possíveis mecanismos de falha e se tomam as medidas necessárias para corrigi-los. Além disso, os estudos de vulnerabilidade permitem reduzir o risco mediante novas contribuições e modificações aos códigos de projeto sísmico para a construção de novos edifícios.

Dentre alguns métodos de avaliação para quantificar a vulnerabilidade pode-se mencionar: Matrizes de Probabilidade de Dano (MPD), Método do Índice da Vulnerabilidade, Método de Verificação, Métodos baseados em mecanismos de Colapso, Métodos baseados no Espectro da Capacidade e Métodos baseados no deslocamento total.

### 2.3 Custo

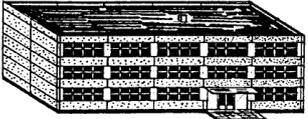
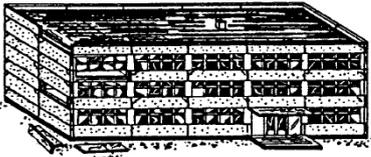
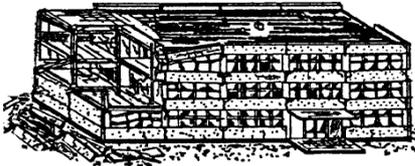
O custo está relacionado ao grau de perdas ou degradação provocadas pelo terremoto sobre o elemento exposto. Este pode ser quantificado mediante o nível de dano físico que se espera que a estrutura sofra ao ser submetida à ação sísmica.

O dano físico pode ser classificado em dois tipos: dano estrutural e dano não estrutural. O primeiro está relacionado aos elementos que compõem a parte estrutural do edifício, dos quais depende sua capacidade de resistência, dentre eles pode-se mencionar as vigas, colunas e muros. O dano não estrutural engloba a parte arquitetônica do edifício, incluindo as instalações sanitárias, elétricas ou o que possa conter o edifício, tal como o mobiliário (MELONE, 2003).

O dano geralmente é medido por escalas, entre as escalas de danos existentes na literatura pode-se mencionar a MSK-64. Esta escala tem 6 graus de dano, que são: sem danos (0), leve (1), moderado (2), severo (3), destruição (4) e colapso (5). Estes mesmos níveis de dano correspondem à escala EMS-98, sendo que, nesta última, os edifícios de alvenaria são separados dos de concreto armado (Tabela 2).

O Conselho de Tecnologia Aplicada (ATC- *Applied Technology Council*), nos seus informes ATC-13 e ATC-25 dedicados à avaliação de danos de terremotos e ao estudo de vulnerabilidade sísmica e ao impacto da interrupção de uso de edifícios de uso essencial, respectivamente. Faz ainda uma classificação mais detalhada do dano sísmico, incluindo na sua escala um limite para cada nível de dano. O valor destes limites é determinado mediante um fator de dano fornecido por uma equação dada no informe. O ATC-13 considera sete estados de dano, incluindo o estado nulo. Estes são: Nulo (0), Dano fraco (1), Dano leve (2), Moderado (3), Severo (4), Grave (5) e Colapso (6). O ATC-25 (ATC, 1991), que foi desenvolvido para a análise de risco destes tipos de edifícios, reduz estes sete estados a cinco, que são: Não dano (0), Dano leve (1), Moderado (2), Severo (3) e extensivo ao colapso (4). Estas escalas são usadas quando se utilizam métodos de avaliação de vulnerabilidade qualitativos.

Tabela 2 – Escala de dano da EMS-98 para edifícios concretos armado.

Classificação de danos em edifícios de concreto armado	
	<b>Grau 1: Desprezível para danos leves (sem danos estruturais, Ligeiro prejuízo não estrutural).</b> Fissuras finas em gesso sobre elementos de armação ou nas paredes na base. Fissuras finas em partições e preenchimentos.
	<b>Grau 2: dano moderado (ligeiro prejuízo estrutural, dano moderado não estrutural)</b> Rachaduras em colunas e vigas de molduras e em paredes estruturais. Rachaduras em paredes de divisão e enchimento; Queda de revestimento quebradiço e gesso. Eliminação de argamassa das juntas de painéis de parede.
	<b>Grau 3: danos substanciais a graves (danos estruturais moderados, dano pesado não estrutural)</b> Rachaduras em colunas e juntas de colunas de vigas de armações na base e em juntas de paredes acopladas. Spalling of Conrete Cover, flambagem de hastes reforçadas. Grandes fissuras em paredes de divisão e enchimento, falha de painéis de preenchimento individuais.
	<b>Grau 4: Dano muito forte (dano estrutural pesado, dano não estrutural muito pesado)</b> Fissuras grandes em elementos estruturais com falha de compressão de concreto e Fratura de reforços; Falha de ligação de barras reforçadas com vigas; Inclinação de colunas. Colapso de algumas colunas ou de um único andar superior.
	<b>Grau 5: Destruição (dano estrutural muito pesado)</b> Colapso do piso térreo ou peças (por exemplo, asas) de edifícios.

Fonte: GRÜNTAL (1998)

Tabela 3 – Comparação das diferentes escalas de dano existentes.

Classificação				Descrição do grau ou estado de dano
MSK	EMS-98	ATC-25	ATC-13	
Não Dano	Não Dano	Não Dano	Estado 1 (Nenhum dano)	Sem Danos
Grau 1 (Dano leve)	Grau 1 (Dano entre insignificante e leve)	Dano leve	Estado 2 (Dano Fraco)	Dano Insignificante, limitado e localizado, que não precisa reparação.
			Estado 3 (Dano Leve)	Dano localizado significativo, de alguns elementos que em geral, não precisam ser reparados.
Grau 2 (Dano Moderado)	Grau 2 (Dano moderado)	Dano moderado	Estado 4 (Dano moderado)	Dano localizado significativo, de alguns elementos, que precisam reparação
Grau 3 (Dano severo)	Grau 3 (Dano substancial e severo)	Severo	Estado 5 (Severo)	Dano generalizado que requer reparações importantes.
Grau 4 (Destruição)	Grau 4 (Dano muito severo)	Extensivo ao Colapso	Estado 6 (Grave)	Dano importante e geral que pode provocar que o edifício fique devastado, de maneira que se tenha que demolir ou reparar por completo
Grau 5 (Colpaso)	Grau 5 (Destruição)		Estado 7 (Colapso)	Total destruição da maior parte do edifício.

Fonte: ZARZOSA (2007)

Segundo Herrera (2012), quando se usam métodos analíticos (quantitativos), a escala de dano se relaciona com propriedades mecânicas da estrutura associadas com Estados Limites, como é o caso das metodologias para a avaliação de risco sísmico Risk-UE e HAZUS 99, onde são elaborados estados de dano segundo as características resistentes da estrutura e baseados na escala ATC-25. A Tabela 3 mostra uma comparação de todas as escalas antes mencionadas.

### 3 MÉTODOS DE AVALIAÇÃO DA VULNERABILIDADE

Sabendo a importância da vulnerabilidade para conhecer e prevenir o risco sísmico, nos últimos anos vêm se desenvolvendo múltiplos métodos para sua avaliação, os quais se definem a seguir, segundo as metodologias uniparamétrica e multiparamétrica. As primeiras são ditas empíricas e as segundas, analítico-mecânico.

Os métodos uniparamétricos avaliam a vulnerabilidade de uma estrutura baseado na escala de danos observados, portanto, são os métodos mais antigos que existem. Segundo Calvi et al. (2006), estes foram desenvolvidos a partir dos anos 70 para a avaliação de edifícios em grande escala. Sua aplicação requer um baixo custo, pois são aplicados em zonas de baixa atividade sísmica. Dentre estes métodos pode-se citar o da Matriz de Probabilidade de Dano, o Método do Índice da Vulnerabilidade e o Método de Verificação (Screening Methods) (ZARZOSA, 2007; CALVI, 2006).

Os métodos multiparamétricos preveem o dano da estrutura através da mecânica estrutural, geralmente de análise não linear, permitindo a degradação da rigidez dos edifícios em estudo (DANIELL, 2009). O objetivo é relacionar o comportamento da estrutura com o sismo mediante parâmetros como o deslocamento máximo que sofre o edifício, ductilidade ou um índice de dano. Alguns desses métodos são baseados em mecanismos de colapso, no espectro de capacidade e em deslocamentos totais. Os métodos uniparamétricos e multiparamétricos são descritos a seguir, respectivamente.

#### 3.1 Matriz de Probabilidade de Dano (MPD)

As MPDs são elaboradas com base em danos observados os quais são resultantes da ação sísmica, sobre certo tipo de edifícios, relacionando o dano com um nível de intensidade. Ou seja, edifícios com a mesma tipologia estrutural terá a mesma probabilidade de sofrer os mesmos danos devido a um terremoto de mesma intensidade.

O método foi proposto inicialmente por Whitman em 1973, que “compilou MPDs para várias tipologias estruturais de acordo com danos ocorridos em 1600 edifícios depois do terremoto de San Fernando em 1971” (CALVI, 2006). A Tabela 4 mostra a MPD de Whitman (1973).

O ATC-13 (1985) apresenta MPDs baseadas na opinião de especialistas, os quais relacionam o dano com as intensidades da escala Mercalli Modificada (MMI), as quais foram desenvolvidas para 36 classes diferentes de edifícios.

Tabela 4 – Matrizes de probabilidade de dano propostas por Witman (1973)

Estado De dano	Dano Não estrutural	Dano Não Estrutural	Taxa de dano %	Intensidade do Terremoto				
				V	VI	VII	VIII	IX
0	Nenhum	Nenhum	0-0,05	10,4	-	-	-	-
1	Nenhum	Menor	0,05-0,3	16,4	0,5	-	-	-
2	Nenhum	Localizado	0,3-1,25	40	22,5	-	-	-
3	Não é visível	Generalizado	1,25-3,5	20	30	2,7	-	-
4	Menor	Substancial	3,5-4,5	13,20	47,1	92,3	58,8	14,7
5	Substancial	Extensivo	7,5-20	-	0,2	5	41,2	83,0
6	Maior	Quase Total	20-65	-	-	-	-	2,3
7	Edifício condenado		100	-	-	-	-	-
8	Colapso		100	-	-	-	-	-

Fonte: CALVI et al. (2006)

### 3.2 Método do índice da vulnerabilidade

O método do índice da vulnerabilidade, conhecido também como método italiano, está baseado na realização de pesquisa de campo para definir as características da estrutura que podem influenciar na vulnerabilidade, tais como: configuração de elevação do terreno, tipos de fundação, estado de conservação, tipo e qualidade dos materiais de construção, elementos estruturais e não estruturais (CALVI et al., 2006). A estrutura deverá ser avaliada mediante 11 parâmetros, tendo cada um de ser qualificado com um coeficiente que varia de: (A) ótimo a (D) Desfavorável. O índice de vulnerabilidade ( $I_v$ ) é calculado através da seguinte expressão:

$$I_v = \sum_{1}^{11} K_i W_i \quad (2)$$

Em que,  $K_i$  são os valores de coeficientes de qualificação e  $W_i$  é um fator de ponderação que leva em conta a importância relativa do parâmetro avaliado. Quanto mais alto for o índice de vulnerabilidade, menor é a capacidade resistente da estrutura. A Tabela 5 mostra os parâmetros de avaliação para edifícios de concreto armado.

Tabela 5 – Parâmetros de avaliação para o cálculo do índice de vulnerabilidade, para edifícios de concreto armado

I	Descrição do parâmetro	$K_i$ segundo categoria			$w_i$
		A	B	C	
1	Organização do sistema resistente	0	1	2	4,0
2	Qualidade do sistema resistente	0	1	2	1,0
3	Resistência Convencional	-1	0	1	1,0
4	Posição do edifício e fundação	0	1	2	1,0
5	Diafragmas Originais	0	1	2	1,0
6	Configuração em planta	0	1	2	1,0
7	Configuração em elevação	0	1	3	2,0
8	Separação máxima entre muros	0	1	2	1,0
9	Tipo de Cobertura	0	1	2	1,0
10	Elementos não estruturais	0	1	2	1,0
11	Estado de Conservação	0	1	2	1,0

Fonte: BENEDETTI & PETRINI (1984)

### 3.3 Método de verificação

Este método tem sido utilizado no Japão, a partir de 1975, em que se avaliam edifícios de concreto armado mediante o índice sísmico japonês. É também conhecido como Método de Hirosawa e está limitado a edifícios de até 8 pavimentos (MIRANDA, 2010). A avaliação é realizada mediante três etapas, em cada etapa é comparado o índice de desempenho sísmico  $I_s$ , que representa o comportamento da construção ante o sismo, com o índice de solicitação sísmica  $I_{s0}$ , que representa a ação sísmica. A medida que se aumenta de nível de avaliação, mais confiável é o desempenho sísmico calculado. A Figura 7 mostra as etapas a seguir no método.

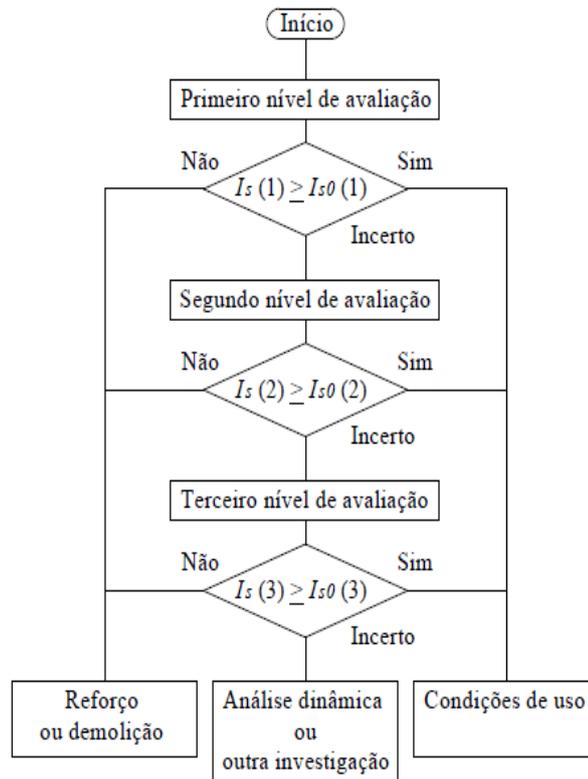
Este método foi adaptado por Miranda (2010) para os edifícios de categoria três no Brasil. Porém, só o primeiro nível é considerado qualitativo, enquanto o segundo e o terceiro nível são considerados quantitativos.

### 3.4 Métodos baseados em mecanismos de colapso

Estes métodos utilizam multiplicadores de colapso baseados em conceitos mecânicos para prever o dano numa estrutura. Entre algumas metodologias desenvolvidas, que se baseiam em mecanismos de colapso, pode-se mencionar: VULNUS, FaMIVE (*Failure Mechanism Identification and Vulnerability Evaluation* em inglês) e Cosenza et al. (2005) (CALVI et al., 2006). O primeiro realiza a avaliação da vulnerabilidade de edifícios de alvenaria usando teoria fuzzy e a definição de multiplicadores de colapso; o segundo é também baseado em multiplicadores de colapso, sendo usado na avaliação da vulnerabilidade de edifícios históricos e centros de cidades; já o terceiro é também baseado na formação dos

mecanismos de colapso, porém é usado na avaliação de edifícios de concreto armado. Além disso, a simulação de Monte Carlo é usada para calcular as curvas de fragilidade.

Figura 7 – Etapas para a avaliação do método de seleção.



Fonte: MIRANDA (2010)

O método de Cosenza et al. (2005) consiste na elaboração de três possíveis mecanismos de falha para certa tipologia de edifícios (Figura 8). O comportamento sísmico global é representado pelo coeficiente de cisalhamento de base ( $C_{b,i}$ ) e o deslocamento relativo correspondente  $(\delta_u)_i$ , calculados com as seguintes equações (CALVI et al., 2006):

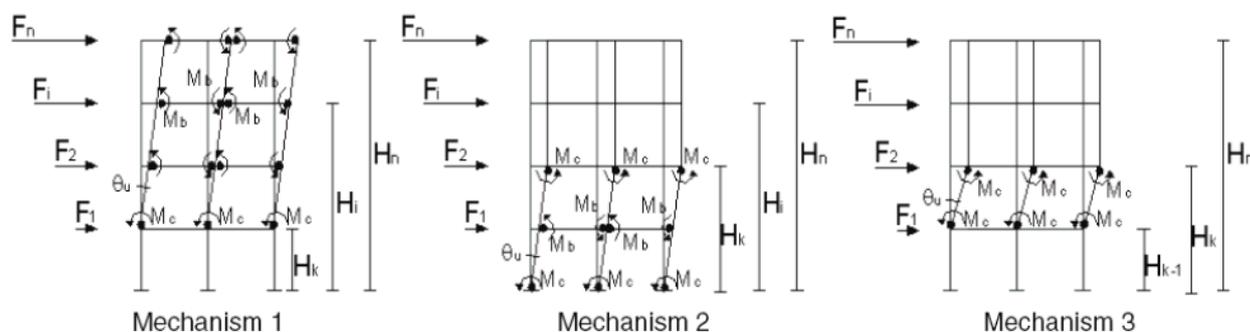
$$C_{b,i} = \frac{V_{b,i}}{W} \quad (3)$$

$$(\delta_u)_i = \frac{\Delta_{u,i}}{H_n} \quad (4)$$

Onde,  $V_{b,i}$  é a força de cisalhamento na base supondo uma distribuição linear da ação sísmica horizontal,  $W$  é o peso sísmico,  $\Delta_{u,i}$  é o deslocamento no topo e  $H_n$  é a altura do

edifício. A resposta sísmica é avaliada para os três mecanismos de falha considerados, e a capacidade resistente do edifício corresponde ao menor valor de  $C_{b,i}$  obtido.

Figura 8 – Possíveis mecanismos de falha assumidos para avaliar a resposta sísmica.



Fonte: CALVI et al. (2006)

### 3.5 Métodos baseados no Espectro da Capacidade

Estes métodos representam a tipologia ou características da estrutura mediante sua capacidade de resistência, utilizando os espectros de capacidade, os quais são obtidos mediante uma análise estática não linear Pushover. Essa análise consiste em aplicar à estrutura carga lateral incremental e carga gravitacional constante, até a estrutura colapsar. Para fazer uso deste método, é necessário quantificar a ameaça em termos também espectrais, através do espectro de demanda, os quais são gerados tipicamente dos espectros de projeto encontrados nas normas de projetos. Freeman (1994) resume o método do espectro da capacidade como segue:

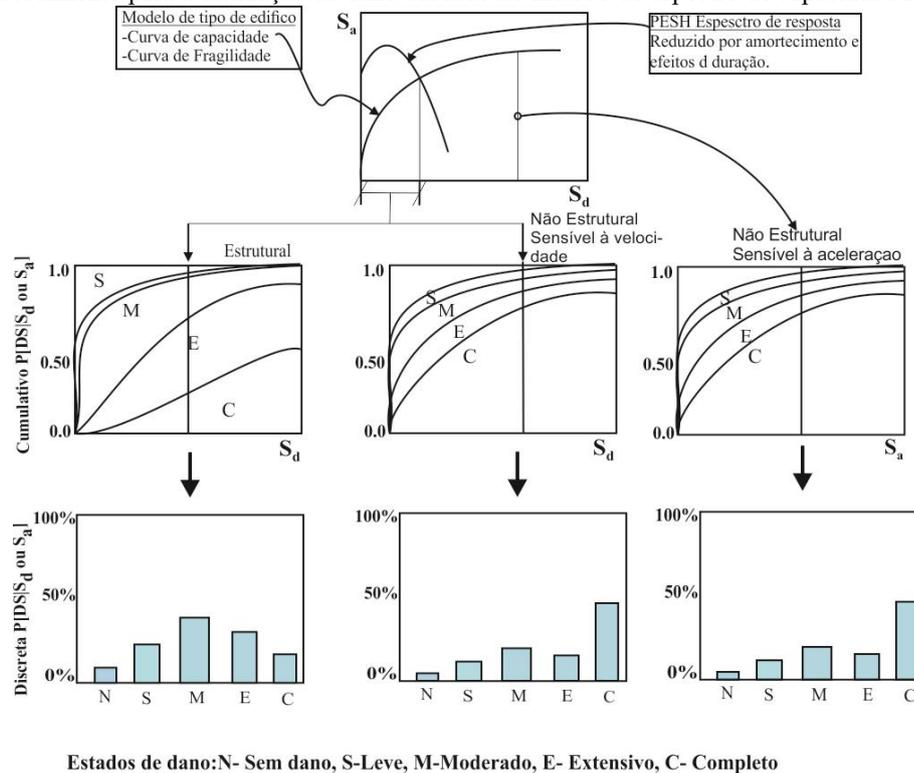
“Se a curva de capacidade pode estender-se sobre a curva de demanda, o edifício sobreviveu ao terremoto. A interseção da curva de capacidade e a curva de demanda adequadamente amortecida representa o deslocamento inelástico da estrutura”.  
(Freeman, 1994, tradução nossa)

A quantificação da vulnerabilidade da estrutura para este método se realiza mediante a elaboração de curvas de fragilidade derivadas de seu espectro de capacidade. Existem várias metodologias, podendo-se citar os métodos Hazus99 (FEMA/NIBS,1999) e Risk-EU-Nível II (MILUTINOVIC; TRENDAFILOSKI, 2003).

A Figura 9 mostra a avaliação da vulnerabilidade de acordo com o método Hazus 99, onde é encontrado o ponto de desempenho de um tipo de edifício, sob um cenário particular de movimento do solo (ou PESH: *Potential Earth Science Hazards*), a partir da

interseção de um espectro de aceleração-deslocamento e um espectro de capacidade. Através do ponto de desempenho encontrado e as curvas de fragilidade é gerada a probabilidade de dano da estrutura.

Figura 9– Procedimento para a estimação de dano baseado no método de espectro de capacidade Hazus'99



Fonte: CALVI et al. (2006)

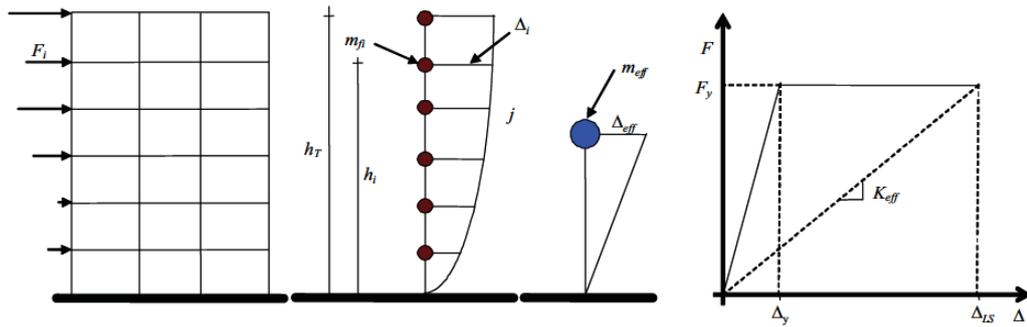
### 3.6 Métodos baseados no deslocamento total

Esta metodologia relaciona o dano mediante os deslocamentos produzidos em consequência da ação sísmica. Esta ação, como no método anterior, é representada por espectros de resposta.

Para desenvolver o método, uma estrutura de múltiplos graus de liberdade é representada como um sistema de um grau de liberdade (Figura 10), donde a representação bilinear da força vs. deslocamento da estrutura se caracteriza em termos da rigidez efetiva ou secante ( $K_{eff}$ ) no deslocamento máximo ( $\Delta_{ls}$ ) (Priestley *et al.* 2007 apud Herrera 2012).

O método consiste em calcular o período de vibração ( $T_e$ ) para a estrutura, o qual pode ser calculado utilizando as formulas empíricas de códigos de projeto (CALVI,1999), estabelecendo limites (máximos e mínimos) nas variáveis envolvidas no sistema, segundo as propriedades estruturais dos edifícios em estudo.

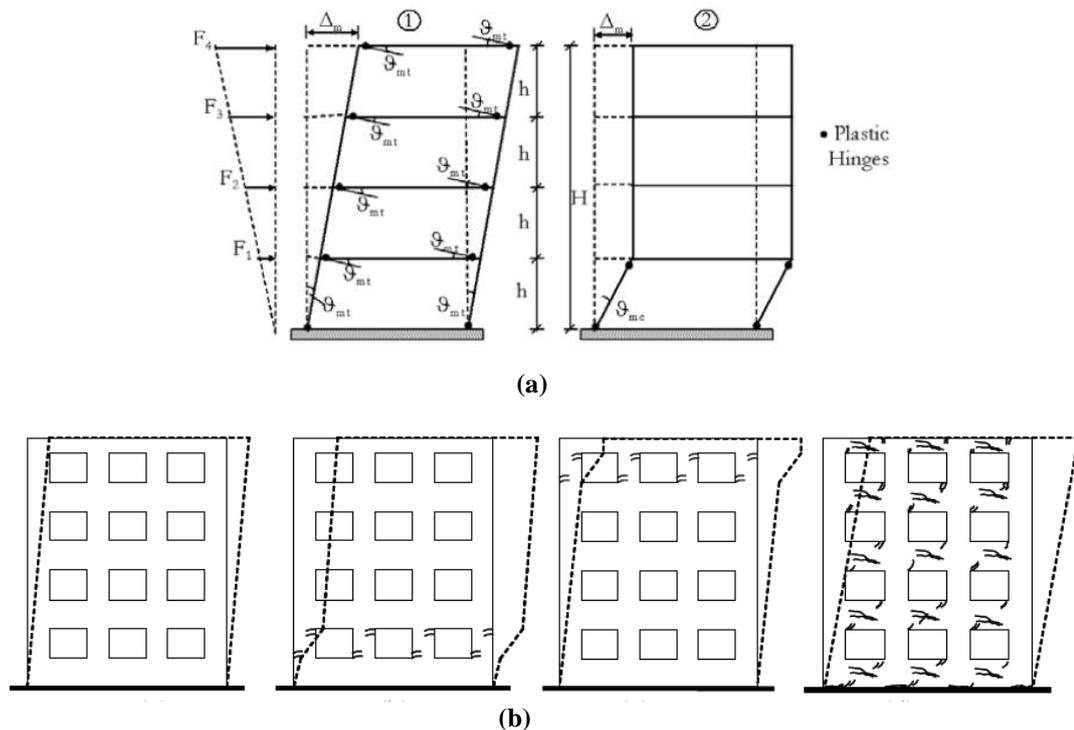
Figura 10 – Modelo simplificado para um sistema S1GL.



Fonte: CALVI et al. (2006)

São definidos estados limites para os quais existe um deslocamento máximo, calculado segundo as propriedades geométricas e de materiais da estrutura, ou em outros casos, segundo os mecanismos de falha como se mostra na Figura 11.

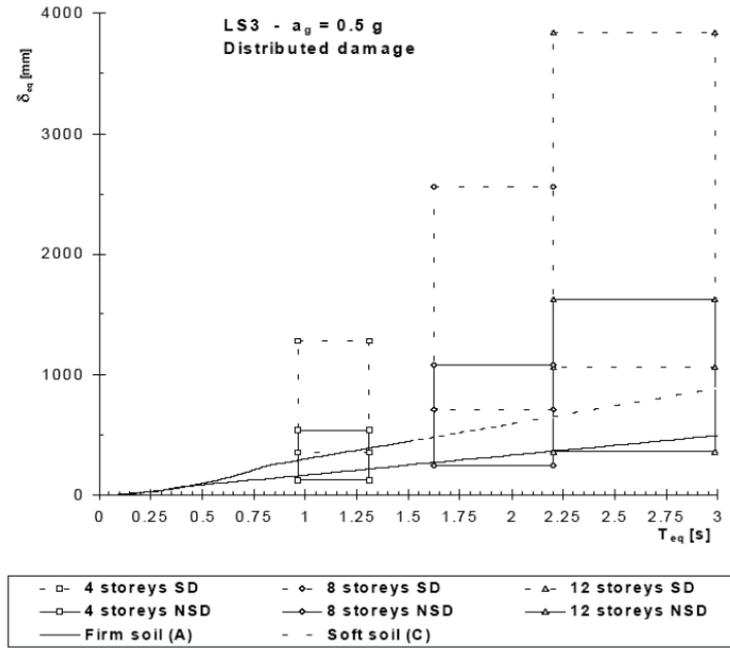
Figura 11 – Mecanismos de colapso para (a) Concreto armado, (b) Alvenaria (CALVI et al., 2006)



Fonte: CALVI et al. (2006)

Uma vez calculado os períodos de vibração e definidos os estados (deslocamentos) limites, é preciso traçar as variações de deslocamento em função do período de vibração (Figura 12), para comparar o resultado com o espectro de resposta do deslocamento. Esta comparação dá como resultado a vulnerabilidade dos edifícios, onde a área abaixo do espectro representa a proporção de edifícios que não cumprem ou superam o estado limite.

Figura 12 – Interseção das áreas de capacidade com o espectro de demanda para a obtenção da vulnerabilidade



Fonte: CALVI et al. (2006)

#### 4 METODO DO ESPECTRO DA CAPACIDADE (CSM)

A etapa que corresponde à avaliação da vulnerabilidade é de suma importância para a análise de risco sísmico, portanto, a escolha correta do método é fundamental. Segundo Melone (2003), esta escolha depende da natureza e objetivo do estudo, da informação disponível, da característica do elemento que se pretende estudar e dos resultados esperados.

Considerando-se a baixa atividade sísmica do território brasileiro, o mais adequado seria aplicar um método uniparamétrico ou qualitativo, já que estes não precisam de uma alta informação sismográfica, são de fácil aplicação e de baixo custo. No entanto, o objetivo deste trabalho está focado na aplicação de um método quantitativo, que represente de forma mais precisa o comportamento estrutural dos edifícios em análise. Vale ressaltar que um método qualitativo já foi adaptado à realidade brasileira por Miranda (2010).

Dos métodos quantitativos expostos no capítulo anterior, o método do espectro da capacidade (CSM) é o que melhor se adapta a esta pesquisa: primeiro porque a ação sísmica (fundamental para a análise de risco) é representada mediante o espectro de demanda, os quais podem ser gerados a partir dos espectros de resposta dos códigos de projeto neste caso a NBR15421:2006. Além disso, estes espectros de resposta encontrados nas normas são elaborados com base num cenário probabilista, o que permitirá obter os resultados baseados na teoria da probabilidade (Funções, Matrizes de Probabilidade), que são os resultados esperados.

Em comparação ao método baseado no deslocamento, que também utiliza espectros de resposta para representar a ação sísmica, os métodos baseados no espectro da capacidade têm a vantagem de definir com maior clareza a vulnerabilidade da estrutura, utilizando parâmetros mais fáceis de interpretar para a análise de risco, tais como as acelerações e deslocamentos espectrais. Por sua vez, este método é o método mecânico mais utilizado nas metodologias de avaliação do risco sísmico a nível mundial.

O CSM foi proposto por Freeman em 1975 e, originalmente, foi desenvolvido para realizar uma avaliação rápida de um modelo piloto para a avaliação de risco sísmico. Tempos depois foi utilizado para relacionar a ação sísmica com o rendimento observado na estrutura (FREEMAN, 1994). Lin e Chang (2003) e Chopra e Goel (1999) fizeram melhorias no método, para observar o comportamento não linear das estruturas de concreto armado, mediante o processo estático. Nesse caso, foram adotadas as recomendações da Norma *Seismic evaluation and retrofit of concrete building*: ATC-40 (ATC, 1996).

O método consiste basicamente em comparar o espectro da capacidade, com o espectro de demanda (ambos em sua representação ADRS: *Acceleration Displacement Response Spectrum*) com o objetivo de encontrar o “ponto de desempenho” que é o ponto onde os espectros se cruzam. Este ponto proporciona o deslocamento espectral que demanda o terremoto sobre o edifício, e com o qual será entrado nas curvas de fragilidade para avaliar o dano esperado na estrutura.

O CSM consta dos seguintes passos:

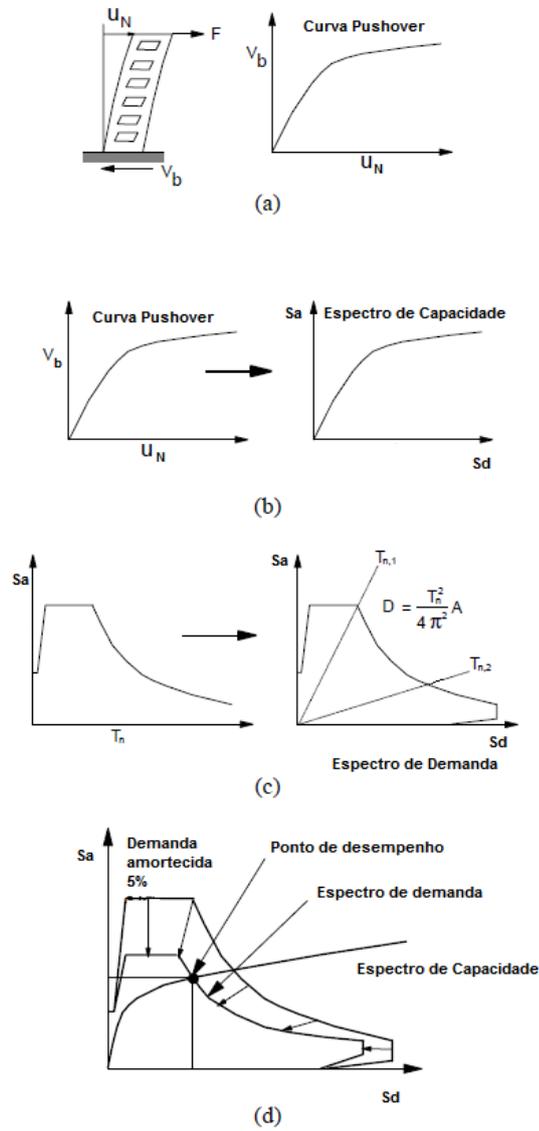
- a) Obtenção da curva “Pushover” mediante uma análise estática não linear. Nesta curva é desenvolvida a relação entre o cisalhamento na base e o deslocamento no topo (Figura 13a). A curva obtida é convertida na representação ADRS (Figura 13b);
- b) Obtenção do espectro de projeto para a região em estudo, o qual é convertido do formato padrão  $S_a$ , em função do período natural  $T$ , para o formato ADRS, onde  $S_d$  é a ordenada de deformação espectral (Figura 13c);
- c) Traçar o espectro de demanda e o espectro de capacidade e determinar o deslocamento que demanda o terremoto para o edifício (Ponto de desempenho) (Figura 13d).

#### 4.1 Espectro de Demanda

Os espectros de resposta, que representam a demanda no CSM, foram inicialmente propostos por Biot no ano de 1932 e logo desenvolvidos por Housner e Newmark, entre outros investigadores. São de muita utilidade para o projeto sismo-resistente, já que representam a resposta máxima (que é a resposta de interesse para o projeto) em termos de aceleração, velocidade ou deslocamento.

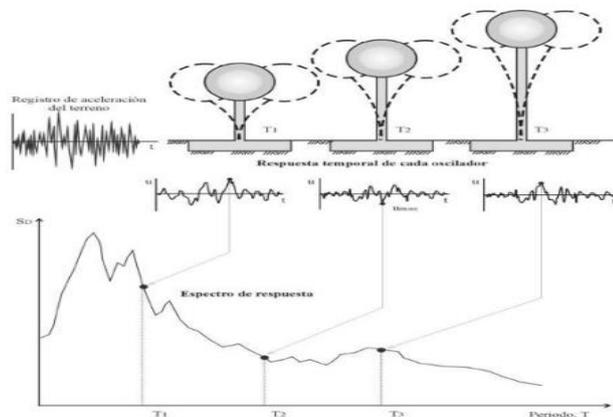
Para obter o espectro, são consideradas várias estruturas de um grau de liberdade, com diferentes períodos de vibração e um mesmo fator de amortecimento. Tais estruturas são submetidas à mesma ação sísmica. A resposta de cada estrutura (oscilador) é representada por uma história de deslocamentos no tempo  $u(t)$ , da qual se extrai o deslocamento máximo, cada deslocamento máximo extraído representa um ponto no espectro de resposta (ver Figura 14). O espectro obtido é representativo de um só terremoto, portanto, é necessário que se recorra aos espectros de projeto, os quais consideram em um único gráfico suavizado os efeitos de vários terremotos, representando assim a sismicidade da região em estudo.

Figura 13 – Processo para desenvolver o CSM



Fonte: CHOPRA E GOEL (1999).

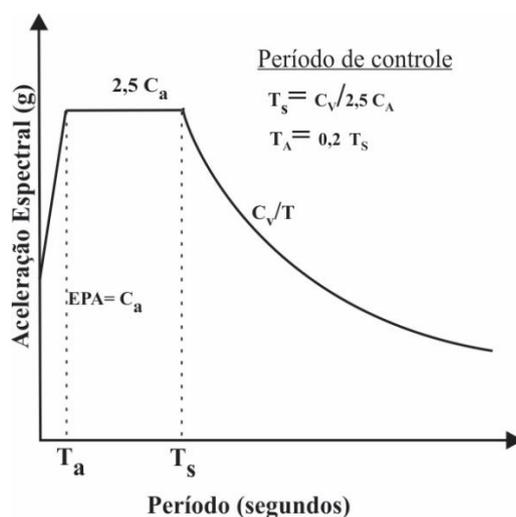
Figura 14 – Espectro de resposta para um terremoto determinado.



Fonte: XFMA (2017).

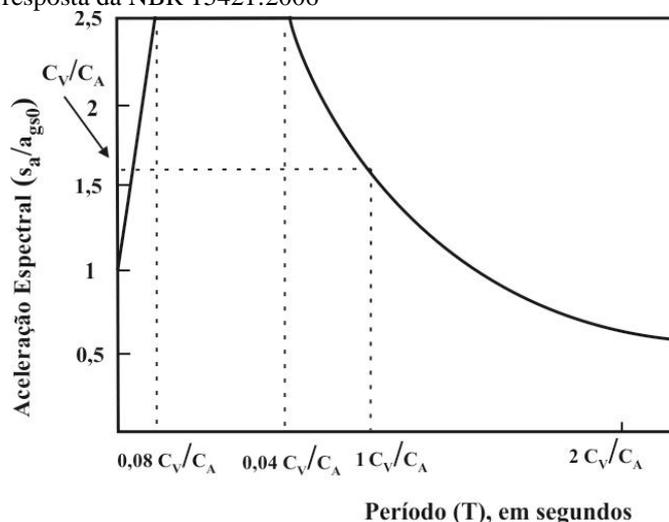
O espectro de projeto corresponde ao nível de “Terremoto de Projeto” (*Design Earthquake* – DE) nos níveis de risco de terremoto. A norma ATC-40 o define como sendo o nível de movimento do solo que tem 10% de probabilidade de ser superado num período de 50 anos. Este espectro é encontrado nas normas de projeto, amortecido a 5% e baseados nos tipos de solo e nas acelerações horizontais características da zona. A Figura 15 mostra o espectro de resposta elástico apresentado pela ATC-40, e a Figura 16 mostra o espectro apresentado pela NBR 15421:2006, estando ambos baseados nos coeficientes sísmicos locais da região,  $C_a$  e  $C_v$ . Estes coeficientes são conhecidos como os fatores de amplificação sísmica no solo, para os períodos de 0,0 s e 1,0 s, respectivamente.

Figura 15 – Espectro de resposta elástico amortecido a 5%.



Fonte: ATC (1996).

Figura 16 – Espectro de resposta da NBR 15421:2006



Fonte: ABNT (2006)

O coeficiente sísmico  $C_a$  representa a aceleração efetiva de pico (*Effective Peak Acceleration -EPA*); o fator de 2,5 vezes  $C_a$  representa o valor médio da resposta máxima do sistema amortecido a 5% de período curto no domínio de aceleração;  $C_v$  representa a resposta amortecida a 5% de um sistema no período de um segundo, que ao dividir pelo período define a resposta da aceleração no domínio de velocidade.

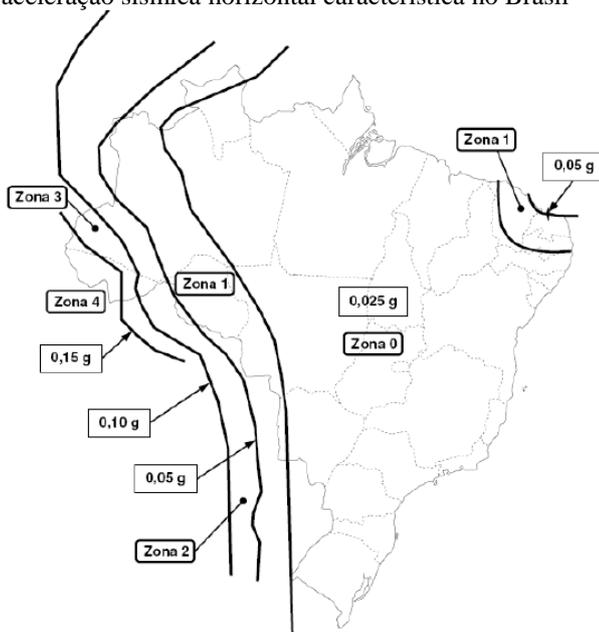
Em ambos os espectros (ATC-40 – Figura 15 e NBR 15421:2006 – Figura 16), os períodos de controle  $T_A$  e  $T_S$  são os mesmos, assim como as funções que definem cada trecho. O cálculo dos valores de  $C_a$  e  $C_v$  varia segundo cada norma e estão relacionados às características do solo e a atividade sísmica da zona. Segundo a NBR 15421:2006 (ABNT,2006), estes coeficientes são calculados por:

$$a_{gs0} = C_a a_g \quad (5)$$

$$a_{gs1} = C_v a_g \quad (6)$$

Em que,  $a_{gs0}$  e  $a_{gs1}$  são as acelerações espectrais para os períodos de 0,0 s e 1,0 s, respectivamente, já considerado o efeito da amplificação sísmica no solo;  $a_g$  é a aceleração sísmica horizontal característica, a qual depende da zona sísmica apresentada na Tabela 6 e mostrada no mapa da Figura 17. A Tabela 7 mostra os valores dos coeficientes  $C_a$  e  $C_v$  em função da aceleração característica de projeto  $a_g$  e da classe do terreno.

Figura 17 –Mapeamento da aceleração sísmica horizontal característica no Brasil



Fonte: ABNT (2006)

Tabela 6 – Zonas sísmicas no Brasil

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: ABNT (2006)

Tabela 7 – Fatores de amplificação sísmica do solo

Classe de terreno	$C_a$		$C_v$	
	$a_g \leq 0.10g$	$a_g = 0.15g$	$a_g \leq 0.10g$	$a_g = 0.10g$
<b>A</b>	0,8	0,8	0,8	0,8
<b>B</b>	1,0	1,0	1,0	1,0
<b>C</b>	1,2	1,2	1,7	1,7
<b>D</b>	1,6	1,5	2,4	2,2
<b>E</b>	2,5	2,1	3,5	3,4

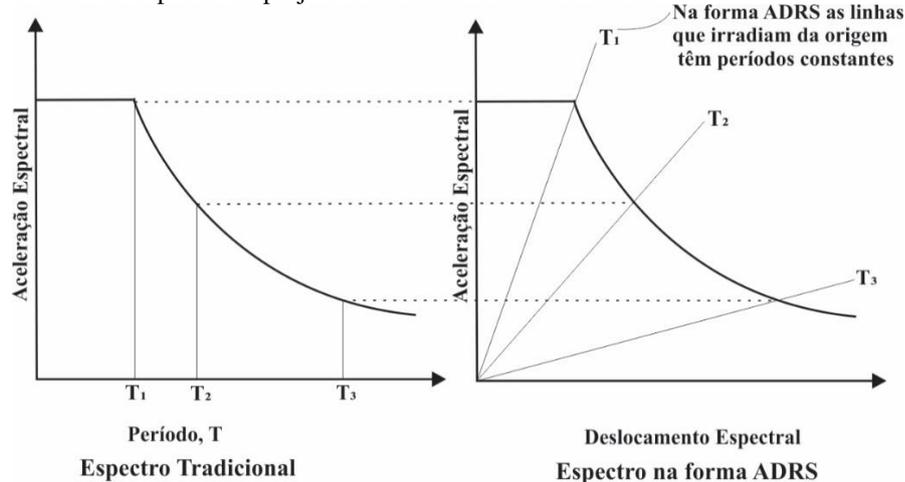
A- Rocha sã; B- Rocha; C- Rocha alterada ou solo muito rígido; D- Solo rígido; E-Solo mole

Fonte: ABNT (2006)

Os espectros de projeto (Figura 16 e Figura 15) estão no formato padrão  $Sa-T$  como é encontrado nas normas de projeto, onde cada ponto do espectro está relacionado com um único valor de  $S(a)$  e de  $T$ . Precisa-se então mudar para o formato ADRS (Figura 18), isto é possível encontrando o  $Sd_i$  correspondente a cada ponto mediante a seguinte equação:

$$Sd_i = \frac{T_i^2}{4\pi^2} Sa_i g \quad (7)$$

Figura 18 – Conversão do espectro de projeto tradicional ao formato ADRS.



Fonte: ATC-40 (1996)

Os períodos podem ser representados por linhas que radiam desde a origem, as quais podem ser traçadas mediante a seguinte equação:

$$T_i = 2\pi \sqrt{\left(\frac{sd_i}{sa_{ig}}\right)} \quad (8)$$

O espectro de demanda inicial é representado por um espectro elástico amortecido a 5%, mas no CSM, este espectro de demanda é reduzido até geralmente um amortecimento de 10-20%, a fim de representar o comportamento da estrutura quando responde inelasticamente. Esta redução é feita para explicar o amortecimento hysterético e os efeitos não lineares antiressonantes. A forma de reduzir estes espectros será explicada mais adiante.

## 4.2 Espectro de Capacidade

A capacidade da estrutura depende da resistência de cada um dos elementos estruturais que a conformam, assim como das grandes deformações que estes podem atingir. Na realidade, todas as estruturas são não lineares. É por isso que durante um evento sísmico é muito importante conhecer a capacidade no limite inelástico. Para tanto, precisa-se realizar uma análise não linear da estrutura, podendo ser dinâmica ou estática.

A análise não linear dinâmica é complicada e os resultados dependem da história da aceleração no tempo usada da excitação. Além disso, exige maior capacidade de processamento e, portanto, maior investimento de tempo sendo pouco usada pelos projetistas. A análise não linear estática simplifica este procedimento, apresentando resultados muito aproximados ao comportamento não linear da estrutura. São muitas as normas que apresentam procedimentos de análise não linear simplificado entre as quais pode-se mencionar ATC-40, Diretrizes para a Reabilitação Sísmica de Edifícios: FEMA-273 (BSSC,1997) e Engenharia sísmica baseada em desempenho de edifícios: VISION 2000. O CSM baseia-se numa análise estática não linear denominada Análise Pushover (*Pushover Analysis* – PA, em inglês).

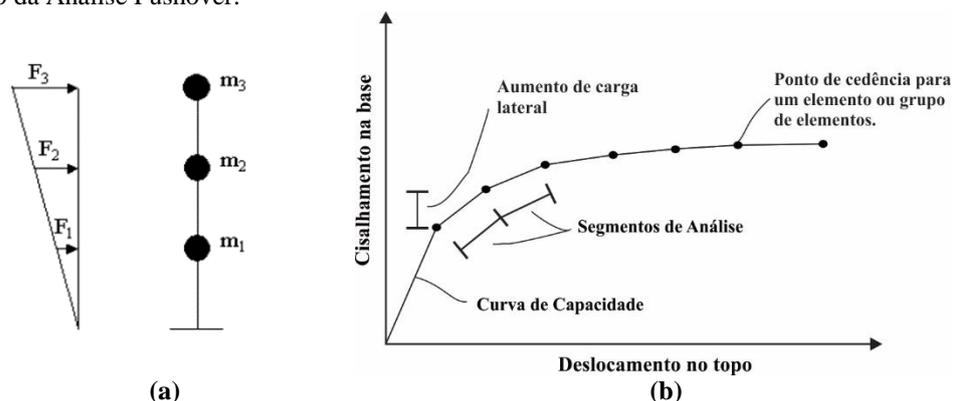
### 4.2.1 Análise Estática Não Linear (*Pushover*)

A análise pushover consiste basicamente em aplicar a uma estrutura uma carga gravitacional constante e carga lateral incremental (Figura 19a). Esta última é aplicada de acordo a uma carga padrão, a qual pode ser definida em função da altura (constante, linear, parabólica, dentre outros) ou similar ao modo de vibração dominante. A carga é incrementada até que a estrutura atinge a sua capacidade máxima, ou seja, até colapsar.

O resultado da análise pushover é a curva de capacidade representada pela relação da força cisalhante na base com o deslocamento no topo da estrutura. Esta curva é formada

pela superposição de cada incremento de deslocamento (Figura 19b), mediante uma série de segmentos de reta decrescentes que demonstram a degradação da rigidez dos elementos, pois à medida que a carga é incrementada, alguns elementos vão fissurando, cedendo e colapsando. O deslocamento no topo é tomado como controle, até que este atinja certo nível de deformação última, que, para a avaliação de uma estrutura existente, representa a deformação correspondente ao colapso.

Figura 19– Processo da Análise Pushover.



Fonte: ATC (1996)

Os resultados da análise pushover estão diretamente relacionados ao padrão de cargas utilizado. Com frequência, é considerada uma distribuição similar ao primeiro modo de vibração da estrutura, assumindo que com este é obtida a resposta máxima ou predominante já que este modo coincide com a frequência fundamental do edifício, provocando o fenômeno de ressonância.

A consideração do primeiro modo é viável quando a estrutura não é muito alta e não apresentam muitas irregularidades em planta. Isto é geralmente válido, segundo Bonnet (2003) e ATC (1996), para estruturas com períodos de vibração menores que 1 segundo. No caso de estruturas mais flexíveis (mais altas), deve-se considerar os modos mais altos de vibração. Segundo Alzate (2013), é preciso recalcular o padrão de cargas, pois devido à perda de rigidez, a matriz de rigidez muda e, portanto, a forma associada a frequência do primeiro modo de vibração também muda. Vários autores propõem métodos pushover “adaptativos” para solucionar este problema que se apresenta nestas estruturas.

Da mesma forma que acontece com a demanda, a capacidade deve ser convertida no formato ADRS cujo procedimento se mostra a seguir. A transformação da curva de capacidade no espectro de capacidade está baseada na dinâmica das estruturas, ou seja,

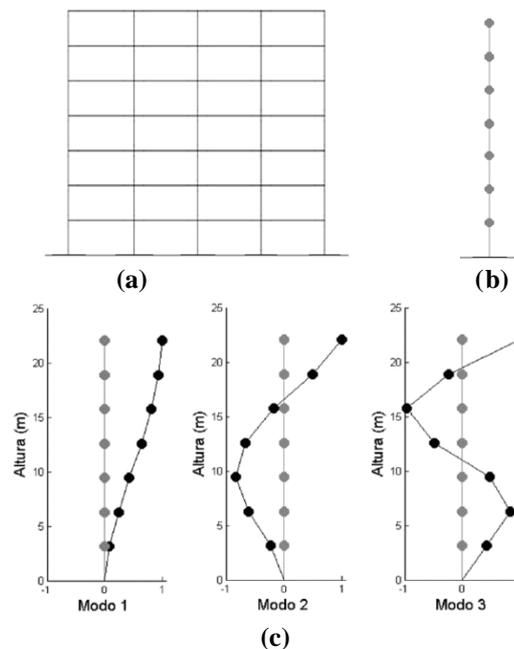
através das propriedades do primeiro modo de vibração. O procedimento que se descreve a seguir é o apresentado no ATC-40.

Primeiramente, a estrutura (Figura 20a) é representada mediante um modelo dinâmico de massas concentradas (Figura 20b), onde cada massa concentrada terá um modo de vibração correspondente. A obtenção dos modos naturais de vibração da estrutura (Figura 20c) permite definir as equações da análise modal, segundo o ATC-40 (ATC, 1996), as quais são mostradas a seguir.

- a) Fator de participação modal ( $PF_m$ ): O fator de participação modal representa a participação de cada modo na resposta dinâmica global da estrutura. Na Equação (9),  $PF_m$  é o fator de participação modal para o modo  $m$ ,  $\frac{w_i}{g}$  é a massa atribuída ao nível  $i$ ,  $\Phi_{im}$  é a amplitude do modo  $m$  ao nível  $i$ , e  $N$  representa o Nível  $N$ , que é o nível que está mais acima na porção principal da estrutura.

$$PF_m = \frac{\sum_{i=1}^N \frac{w_i \Phi_{im}}{g}}{\sum_{i=1}^N \frac{w_i \Phi_{im}^2}{g}} \quad (9)$$

Figura 20 – (a) Modelo da estrutura, (b) Modelo de massa concentrada, (c) Modos de vibração da estrutura.



Fonte: ALZATE (2013)

- b) Coeficiente de massa efetiva ( $\alpha_m$ ): esse coeficiente representa a porcentagem da massa total que se desloca em cada modo de vibração, e é calculado por:

$$\alpha_m = \frac{\sum_{i=1}^N \left( \frac{w_i \phi_{im}}{g} \right)^2}{\sum_{i=1}^N \left( \frac{w_i}{g} \right) \sum_{i=1}^N \left( \frac{w_i \phi_{im}^2}{g} \right)} \quad (10)$$

- c) História modal da aceleração ( $a_{im}$ ): Representa a história de acelerações no nível  $i$  para o modo  $m$ . Está relacionado ao  $PF_m$ , ao  $\phi_{im}$  e a aceleração espectral para o modo  $m$  do espectro de resposta,  $Sa_m$ . Esse parâmetro é dado por:

$$a_{im} = PF_m \phi_{im} Sa_m \quad (11)$$

- d) História modal da força lateral ( $F_{im}$ ): esse parâmetro busca simular as forças de inércia ( $f_i = m_i a_i$ ) induzidas em cada nível. Na Equação (12),  $F_{im}$  é a história da força lateral no nível  $i$  para o modo  $m$  e  $w_i$  representa o peso atribuído ao nível  $i$ .

$$F_{mi} = PF_m \phi_{im} Sa_m w_i \quad (12)$$

- e) Cisalhamento de base modal ( $V_m$ ): A força lateral total correspondente ao modo  $m$  é calculada a partir da massa efetiva ( $\alpha_m$ ), da aceleração espectral ( $Sa_m$ ) e da carga permanente (peso próprio) total do edifício  $W$ .

$$V_m = \alpha_m Sa_m W \quad (13)$$

- f) Deslocamento lateral modal ( $\delta_{im}$ ): A história de deslocamento modal está relacionada com o deslocamento espectral modal. Na Equação (14),  $\delta_{im}$  é o deslocamento lateral no nível  $i$  para o modo  $m$ ;  $PF_{im}$  (Equação (15)) é a história modal do fator de participação;  $Sd_m$  é o deslocamento espectral para o modo  $m$ .

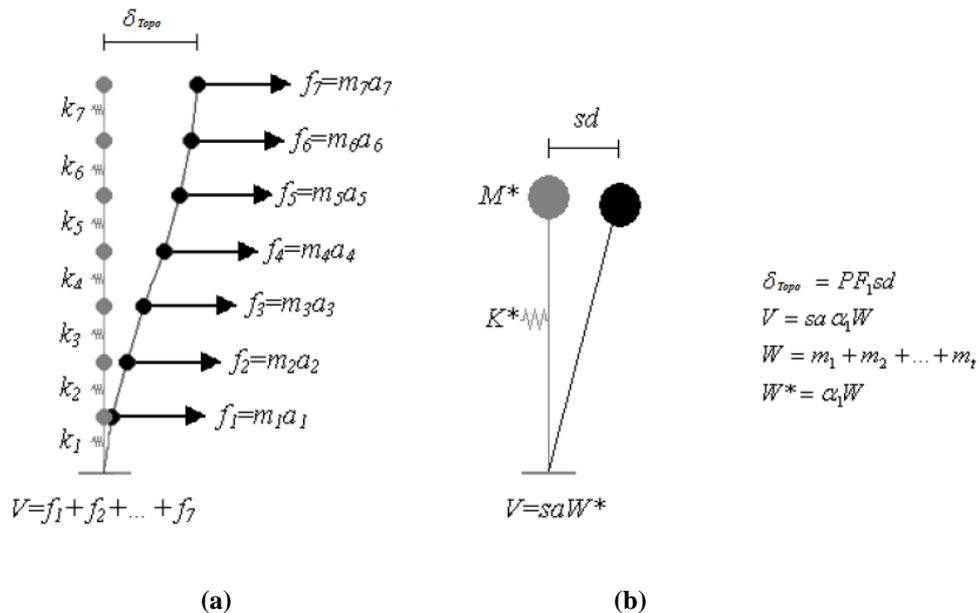
$$\delta_{im} = PF_m \phi_{im} S d_m = PF_{im} S d_m \quad (14)$$

$$PF_{im} = PF_m \phi_{im} \quad (15)$$

Conhecendo o  $PF_m$  e  $\alpha_m$ , cada modo de um sistema MDOF pode ser representado por um sistema equivalente SDOF, isto mediante a normalização da massa  $M^*$  e da rigidez  $K^*$ .  $M^*$  e  $K^*$  são funções das forças, massas e rigidezes modais (ATC, 1996).

Na Figura 21a, pode-se observar a estrutura representada como um sistema de MDOF no seu modo fundamental e sendo submetida a uma aceleração  $a_i$  que provoca um movimento na massa  $m_i$ , produzindo uma força  $f_i$  e um deslocamento final no topo  $\delta_{topo}$ . A Figura 21b representa o sistema equivalente de 1 grau de liberdade.

Figura 21 – (a) Modo fundamental de um sistema MDOF. (b) Representado como sistema de SDOF.



Fonte:ALZATE (2013)

Então, se durante um sismo a massa  $M^*$  move-se a uma distância  $Sd$ , o topo da estrutura irá mover  $\delta_{Topo}$ , e a relação entre  $Sd$  e  $\delta_{Topo}$  é por definição a participação modal do modo fundamental ao nível do topo  $PF_{im}$  (Equação (14)). Com esta relação (Equação (16)), transforma-se o deslocamento da curva de capacidade em deslocamento espectral.

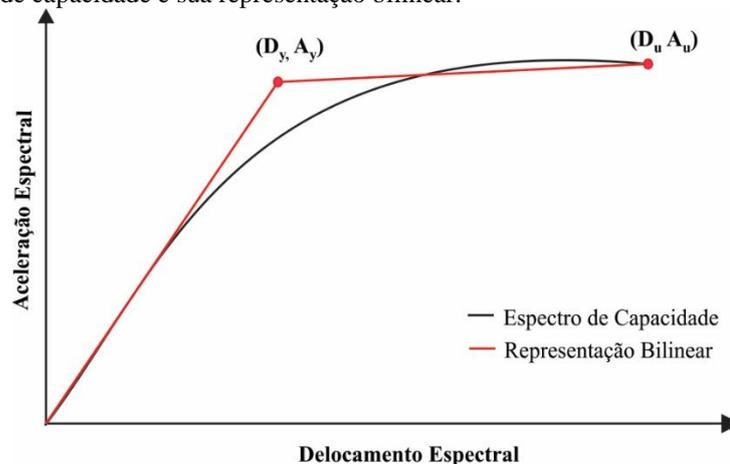
$$Sd = Sd_1 = \frac{\delta_{Topo}}{PF_{T1}} = \frac{\delta_{Topo}}{PF_1 \phi_{T1}} \quad (16)$$

Entretanto, a relação entre o cisalhamento na base e a aceleração espectral é desenvolvida mediante a Equação (17), que é derivada da Equação (13) aplicada ao modo fundamental.

$$Sa = Sa_1 = \frac{V_1}{\alpha_1 W} \quad (17)$$

Utilizando as Equações (16) e (17), é possível transformar cada ponto da curva de capacidade  $(\delta, V)$  em pontos para formar o espectro de capacidade  $(Sd, Sa)$  como se mostra na Figura 22.

Figura 22 – Espectro de capacidade e sua representação bilinear.



Fonte: ALZATE (2013)

O espectro de capacidade obtido deve ser representado na sua forma bilinear (Figura 22). Para isto, é preciso estimar o amortecimento efetivo e a redução apropriada do espectro de demanda utilizado para estimar o ponto de desempenho (ATC, 1996), assim como para a definição dos estados de dano, tópicos que serão explicados mais adiante.

Para construir o espectro bilinear, são definidos dois pontos  $(D_u, A_u)$  e  $(D_y, A_y)$  chamados pontos de controle. O ponto  $(D_u, A_u)$  corresponde à capacidade última (colapso) da estrutura e é definido como o deslocamento correspondente à resistência pico. As coordenadas deste ponto devem coincidir tanto no espectro real como na sua representação bilinear, sendo

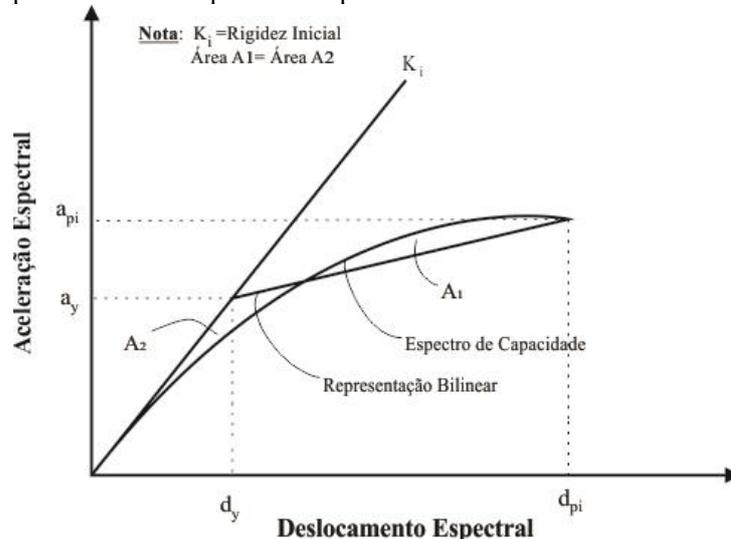
usado também como primeiro ponto de ensaio ou teste  $(d_{pi}, a_{pi})$  para encontrar o ponto de desempenho da estrutura.

O ponto  $(D_y, A_y)$  corresponde a capacidade de plastificação (Ponto de cedência), e pode-se definir, segundo Bonnet (2003), como o ponto de interseção da rigidez tangente inicial com a resistência nominal. O ATC-40 calcula este ponto desenhando uma linha partindo da origem da rigidez inicial; outra linha é desenhada partindo do ponto  $(D_u, A_u)$ . A interseção entre as duas linhas determina o ponto de cedência  $(D_y, A_y)$ . O espectro bilinear é então formado pelos seguintes pontos: origem  $(0,0)$ ,  $(D_y, A_y)$  e  $(D_u, A_u)$  (Figura 22).

O espectro bilinear deve satisfazer algumas hipóteses:

- 1) A área abaixo da curva bilinear deve ser igual a área abaixo da curva original para que tenham a mesma energia. Isto é verificado igualando  $A_1$  com  $A_2$  (Figura 23).
- 2) A inclinação do trecho inicial ( $K_i$ ) deve ser igual nas duas curvas (Figura 23).
- 3) O ponto de capacidade última deve ser o mesmo nas duas curvas.

Figura 23 – Hipóteses para construir o espectro de capacidade bilinear.



Fonte: ATC (1996)

### 4.3 Ponto de desempenho

Uma vez obtidos os espectros de demanda e de capacidade na sua representação ADRS, é possível juntar ambos em um só gráfico e encontrar o ponto de desempenho o qual indica o deslocamento espectral máximo que o sismo demanda da estrutura. Ou seja, segundo

o ATC-40 (1996), este ponto representa a condição em que a capacidade sísmica da estrutura é igual à solicitação sísmica imposta à estrutura pelo movimento específico do solo.

Para desenvolver este procedimento é preciso reduzir o espectro de demanda elástico ou de projeto (amortecido a 5%) a um espectro de demanda inelástico que considere o amortecimento hysterético da estrutura e os efeitos não lineares antiressonantes. Desta forma, a resposta estrutural é reduzida devido ao crescente dano provocado nos elementos estruturais.

O ATC-40 apresenta três procedimentos para encontrar o ponto de desempenho, os quais, no caso mais geral, requerem uma busca baseada em tentativa e erro. Estes procedimentos são chamados como procedimento A, B, C, que se descreve brevemente a seguir:

- 1) Procedimento A: Esta é a aplicação mais direta da metodologia, é realmente iterativo, mas tem a facilidade de se poder programar em uma planilha já que é baseada em fórmulas. É mais um método analítico do que gráfico.
- 2) Procedimento B: Neste procedimento a simplificação é feita no espectro bilinear da curva de capacidade. Para encontrar o ponto de desempenho, é preciso fazer poucas iterações (diferente do procedimento A), mas é uma representação menos transparente da metodologia do que o A. É mais um método analítico do que gráfico.
- 3) Procedimento C: Este procedimento é puramente gráfico e é similar ao CSM original. É o mais conveniente quando se pretende fazer uma análise manual, sendo a representação menos transparente dos três métodos.

Apesar do procedimento A ser sugerido como o melhor entre os três procedimentos, Chopra e Goel (1999) mostraram que esse procedimento nem sempre converge. Já o procedimento B fornece um valor único de deformação e é igual ao determinado pelo procedimento A, quando converge. Como já foi dito, o procedimento B é um método analítico e precisa de menor quantidade de iterações. Além disso, é o procedimento disponível no SAP2000 para encontrar o ponto de desempenho.

A seguir, mostra-se o procedimento para a obtenção do espectro de resposta reduzido e a obtenção do ponto de desempenho.

#### 4.3.1 Redução do espectro de Projeto

Quando a estrutura entra no limite inelástico, existe uma combinação do amortecimento viscoso e o amortecimento de histerese. O primeiro é inerente da estrutura e o segundo ocorre quando os elementos estruturais são submetidos a inversões no sentido da carga aplicada. O amortecimento histerético está relacionado com a área dentro dos laços que são formados quando a força do terremoto (cisalhamento de base) é plotada contra o deslocamento da estrutura. O amortecimento histerético pode ser representado numa forma equivalente de amortecimento viscoso no seu máximo deslocamento, mediante a seguinte equação:

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0,05 \quad (18)$$

Onde, 0,05 é o amortecimento viscoso a 5% inerente da estrutura e  $\beta_0$  é o amortecimento histerético, apresentado como amortecimento viscoso. Este último parâmetro é determinado por:

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}} \quad (19)$$

Em que,  $E_D$  é a energia dissipada pelo amortecimento;  $E_{S0}$  é a máxima energia de deformação. Fisicamente,  $E_D$  representa a energia dissipada em um único loop histerético (área do paralelogramo da linha pontilhada na Figura 24a) e é definido por:

$$E_D = 4 * (\text{area do paralelogramo}) \quad (20)$$

$$E_D = 4(a_y d_{pi} - d_y a_{pi}) \quad (21)$$

Já  $E_{S0}$  representa a máxima energia de deformação associada a esse ciclo de movimento (área do triângulo azul na Figura 24a) e é dada por:

$$E_{S0} = \frac{1}{2} d_{pi} a_{pi} \quad (22)$$

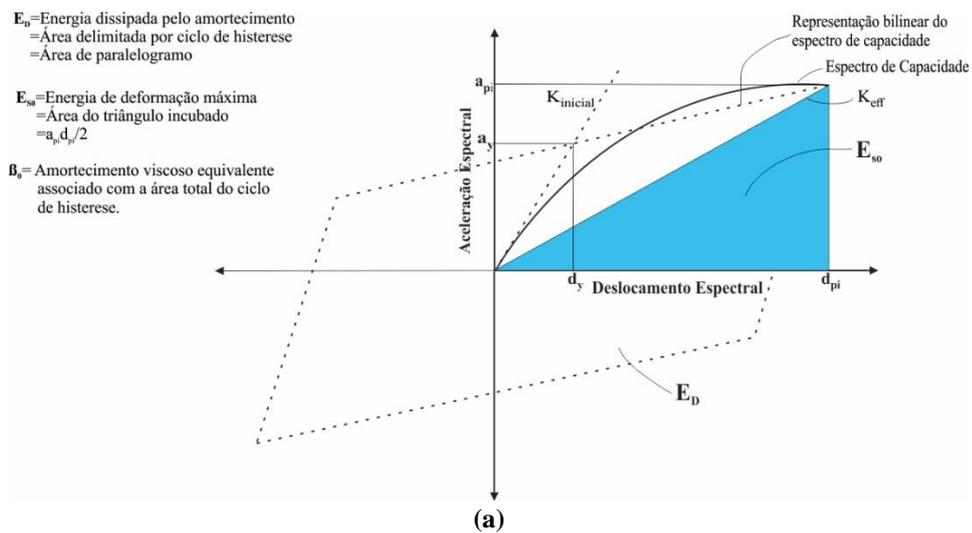
Substituindo as Equações (21) e (22) na Equação (19) obtém-se

$$\beta_0 = \frac{63,7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} (\%) \quad (23)$$

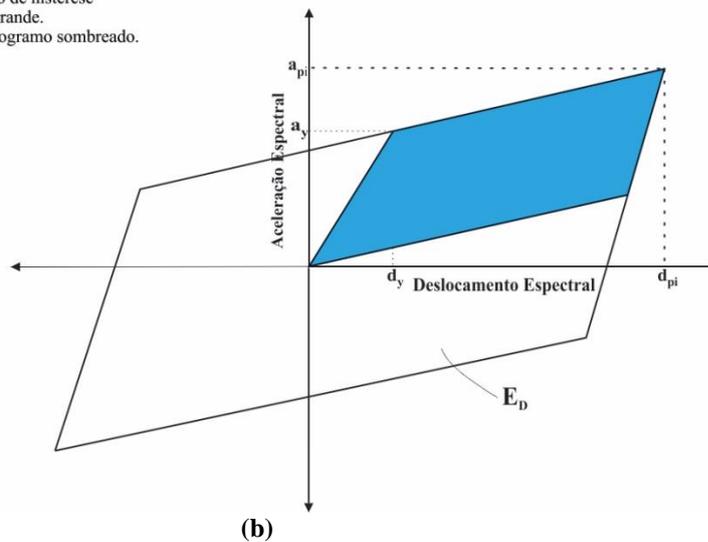
E  $\beta_{eq}$  pode ser escrito como:

$$\beta_{eq} = \frac{63,7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 (\%) \quad (24)$$

Figura 24 – Determinação do amortecimento para calcular o espectro reduzido



$E_D$  = Área delimitada por ciclo de histerese  
 = Área de paralelogramo grande.  
 = 4 vezes a área do paralelogramo sombreado.



Cabe mencionar que o ciclo de histereses mostrado na Figura 24a é uma aproximação para a ductilidade detalhada de uma estrutura submetida a um sismo de curta duração e com um amortecimento viscoso menor do que o 30%. Para condições diferentes, esta suposição estaria sobrestimando o amortecimento viscoso equivalente. Para corrigir essa situação, por exemplo, nos edifícios de concreto armado que não têm uma ductilidade típica, é aplicado ao termo  $\beta_0$  da Equação (18), um modificador de fator de amortecimento  $k$ , que depende do tipo de comportamento estrutural (ver Tabela 8). A descrição de cada modelo é apresentada na Tabela 9.

Tabela 8 – Valores de  $k$  segundo o comportamento estrutural.

Tipo* de comportamento estrutural	$\beta_0$ (%)	$k$
Tipo A	$\leq 16,25$	1,0
	$> 16,25$	$1,13 - \frac{0,51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo B	$\leq 25$	0,67
	$> 25$	$0,845 - \frac{0,446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo C	Qualquer valor	0,33

Fonte: ATC (1996)

\*ver Tabela 9 para o tipo de comportamento estrutural

Tabela 9 – Tipos do comportamento estrutural.

Tempo de agitação <sup>1</sup>	Edifício essencialmente novo <sup>2</sup>	Edifício existente médio <sup>3</sup>	Edifício existente pobre <sup>4</sup>
Curto	Tipo A	Tipo B	Tipo C
Longo	Tipo B	Tipo C	Tipo C

<sup>1</sup> Ver seção 4.5.2 do ATC (1996) para o critério.

<sup>2</sup> Edifício cujos elementos primários constituem um sistema lateral essencialmente novo e pouca força ou rigidez é contribuído por elementos não conformes.

<sup>3</sup> Edifício cujos elementos principais são a combinação de elementos existentes e novos, ou melhor, que a média dos sistemas existentes.

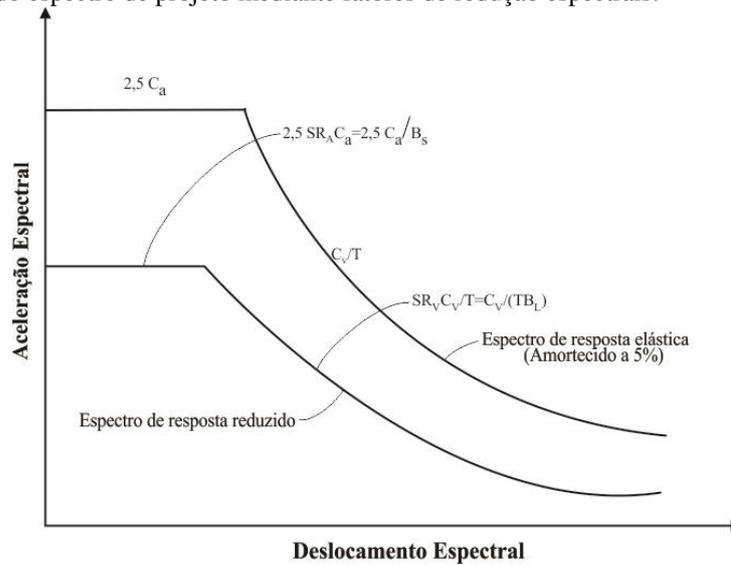
<sup>4</sup> Edifício cujos elementos primários que o compõem, não constituem o sistema de força lateral com comportamento histéretico pobre ou não confiável.

Uma vez aplicado o modificador  $k$ , o  $\beta_{eq}$  é convertido em  $\beta_{eff}$ , definido por:

$$\beta_{eff} = \frac{63,7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \quad (25)$$

Calculado o amortecimento efetivo  $\beta_{eff}$ , é possível calcular os fatores de redução espectral, os quais são aplicados a cada um dos trechos do espectro de projeto fornecido pelas normas (Figura 25). Estes fatores são dados por:

Figura 25– Redução do espectro de projeto mediante fatores de redução espectrais.



Fonte: ATC (1996)

$$SR_A = \frac{1}{B_s} = \frac{3,21 - 0,68 \ln(\beta_{eff})}{2,2}$$

$$= \frac{3,21 - 0,68 \ln\left(\frac{63,7k(a_y d_{pi} - a_{pi} d_y)}{a_{pi} d_{pi}} + 5\right)}{2,12} \quad (26)$$

$$SR_V = \frac{1}{B_L} = \frac{2,31 - 0,41 \ln(\beta_{eff})}{1,65}$$

$$= \frac{3,21 - 0,41 \ln\left(\frac{63,7k(a_y d_{pi} - a_{pi} d_y)}{a_{pi} d_{pi}} + 5\right)}{1,65} \quad (27)$$

Estes valores devem ser maiores ou iguais aos valores apresentados na Tabela 10.

Tabela 10– Valores mínimos de  $SR_A$  e  $SR_V$  \*

Tipo de comportamento Estrutural	$SR_A$	$SR_V$
Tipo A	0,33	0,50
Tipo B	0,44	0,56
Tipo C	0,56	0,67

Fonte: ATC (1996).

\*Os valores de  $SR_A$  e  $SR_V$  não devem ser inferiores aos apresentados nesta Tabela.

O fator de redução espectral é aplicado segundo o período da estrutura, neste caso  $SR_A$  para o período curto com aceleração constante e  $SR_V$  para o período longo com velocidade constante (Figura 25). Na Tabela 11 são tabulados valores de  $SR_A$  e  $SR_V$  para os diferentes tipos de estrutura e diferentes níveis de amortecimento.

Tabela 11 – Fatores de redução  $SR_A$  e  $SR_V$  para diferentes tipos de comportamento estrutural e diferentes níveis de amortecimento.

$\beta_0$ (%)	Comportamento tipo A			Comportamento Tipo B			Comportamento C		
	$\beta_{eff}$	$SR_A$ ( $1/B_S$ )	$SR_V$ ( $1/B_L$ )	$\beta_{eff}$	$SR_A$ ( $1/B_S$ )	$SR_V$ ( $1/B_L$ )	$\beta_{eff}$	$SR_A$ ( $1/B_S$ )	$SR_V$ ( $1/B_L$ )
<b>0</b>	5	1,00	1,00	5	1,00	1,00	5	1,00	1,00
<b>5</b>	10	0,78	0,83	8	0,83	0,87	7	0,1	0,93
<b>15</b>	20	0,55	0,66	15	0,64	0,73	10	0,78	0,83
<b>25</b>	28	0,44	0,57	22	0,53	0,63	13	0,69	0,76
<b>35</b>	35	0,38	0,52	26	0,47	0,59	17	0,61	0,70
<b><math>\geq 45</math></b>	40	0,33	0,50	29	0,44	0,56	20	0,56	0,67

Fonte: ATC (1996)

\*Controlado pelo mínimo valor permitido para  $SR_V$  da Tabela 10.

#### 4.3.2 Procedimento B para a obtenção do Ponto de desempenho

O procedimento B faz uma suposição que simplifica o processo para o cálculo do ponto de desempenho, assumindo que a inclinação do trecho de pós-cedência (do espectro Bilinear) permanece constante, assim o ponto  $(a_y, d_y)$ , permanece constante, e o cálculo do  $\beta_{eff}$  dependerá só do  $d_{pi}$ .

O ATC-40 apresenta os seguintes passos para a obtenção do ponto de desempenho:

1. Obter o espectro de resposta elástica ou de projeto amortecido a 5%, para a região em estudo.
2. Desenhar o espectro amortecido a 5% e a família de espectros reduzidos no mesmo gráfico (Figura 26). É conveniente que os espectros de resposta correspondam aos valores de amortecimento efetivo  $\beta_{eff}$ , que oscilam entre 5% (valor mínimo) e o valor máximo é definido segundo o comportamento estrutural do edifício (Tabela 12).

Tabela 12– Valores máximos  $\beta_{eff}$  segundo o comportamento estrutural

Comportamento Estrutural	$\beta_{eff}$ Máximo
Tipo A	40 %
Tipo B	29%
Tipo C	20%

A família de espectros pode ser traçada a partir dos fatores de redução (Tabela 11) e aplicados ao espectro de resposta elástica obtido no passo 1.

3. Transformar a curva de capacidade em um espectro de capacidade na sua forma ADRS e traçar no mesmo gráfico os espectros de demanda (Figura 27).
4. Calcular a representação bilinear do espectro de capacidade e definir o ponto  $(a^*, d^*)$  mediante uma aproximação linear equivalente (Figura 28).

Figura 26- Passo 2 Procedimento B

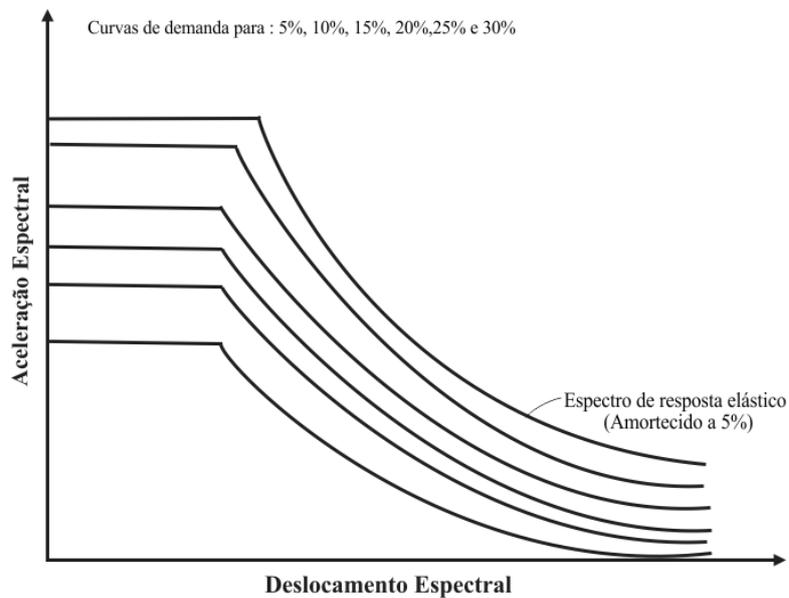
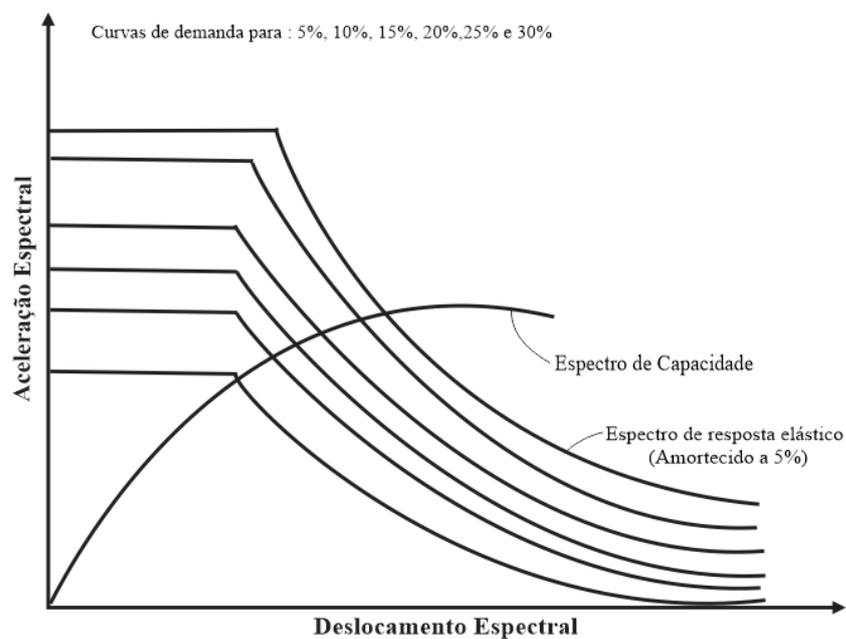


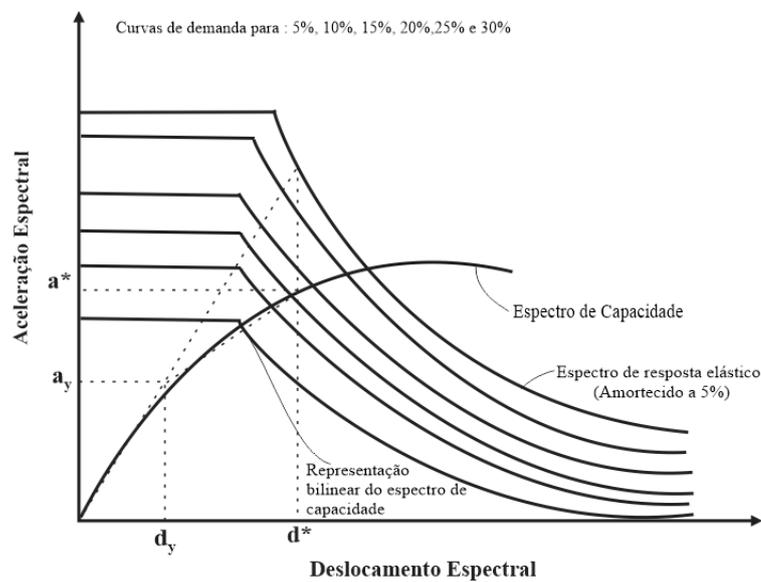
Figura 27- Passo 3



5. Calcular o amortecimento efetivo  $\beta_{eff}$  para vários deslocamentos perto do ponto  $(a^*, d^*)$ . Neste passo é feita a simplificação, pois se assume que o segmento de pós-cedência tem inclinação constante (Figura 28). Assim, a inclinação deste segmento é:

$$\text{Inclinação pós - cedencia} = \frac{a^* - a_y}{d^* - d_y} \quad (28)$$

Figura 28 -Passo 4 e 5



Qualquer ponto  $(a_{pi}, d_{pi})$  no segmento de pós-cedência da representação bilinear é determinado por:

$$\text{Inclinação pós - cedencia} = \frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y} \quad (29)$$

Como a inclinação é constante, iguala-se a Equação (28) a Equação (29):

$$\frac{a^* - a_y}{d^* - d_y} = \frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y} \quad (30)$$

Resolvendo a Equação (30) para  $a_{pi}$ , chamando como  $a_{pi}'$ , obtém-se:

$$a'_{pi} = \frac{(a^* - a_y)(d_{pi} - d_y)}{(d^* - d_y)} \quad (31)$$

Este valor de  $a_{pi}'$  é substituído pelo  $a_{pi}$  da Equação (25):

$$\beta_{eff} = \frac{63,7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi}')}{a_{pi}' d_{pi}} + 5 \quad (32)$$

A Equação ((32) é resolvida para uma serie de valores de  $d_{pi}$ , obtendo-se assim um conjunto de pontos  $(d_{pi}, \beta_{eff})$ .

6. Marcar cada ponto  $(d_{pi}, \beta_{eff})$  obtido no passo 5, no mesmo gráfico da família de espectros de demanda e do espectro de capacidade (Figura 29)
7. Conectar os pontos marcados no passo 6 e formar uma linha. A intersecção desta linha com o espectro de capacidade define o ponto de desempenho (Figura 30).

Figura 29- Passo 6

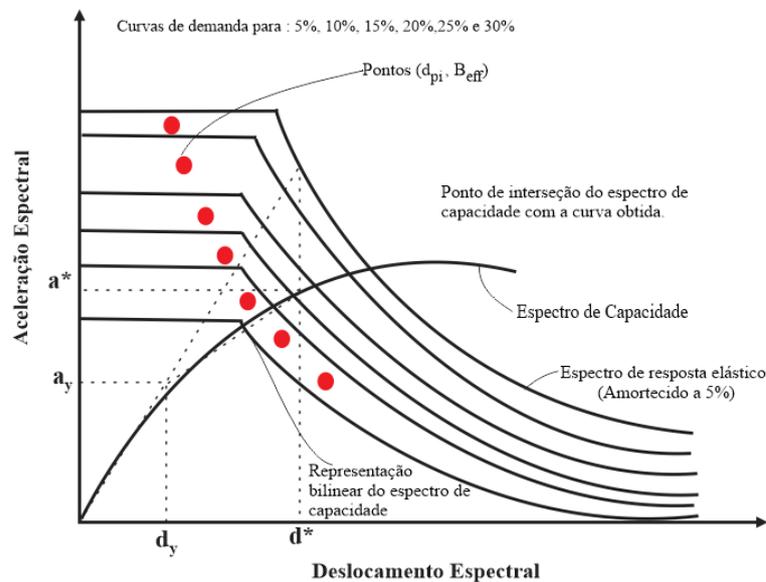
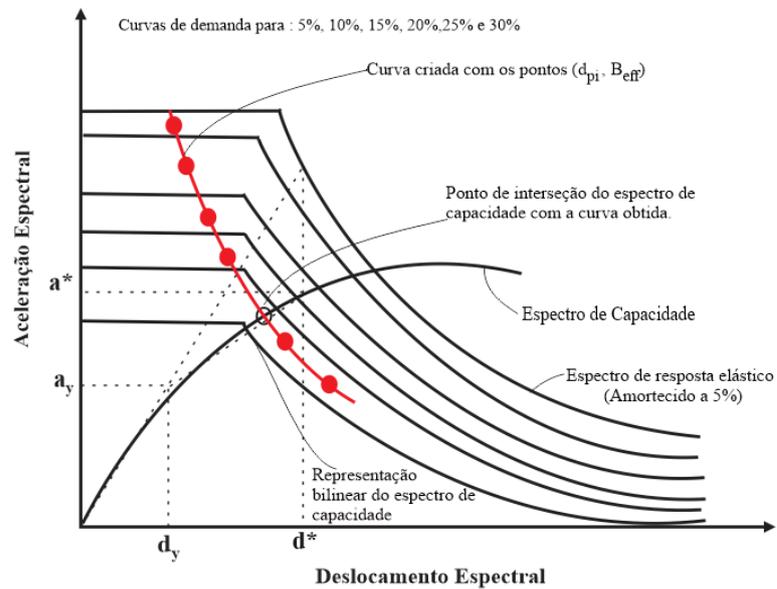


Figura 30- Passo 7



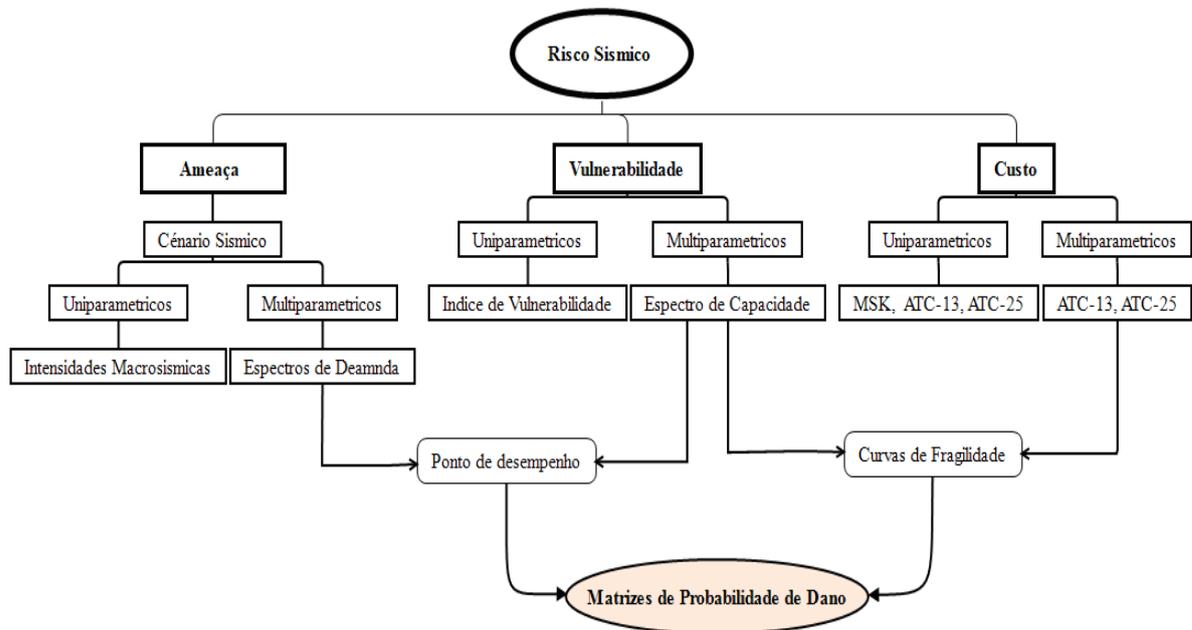
O Programa SAP2000 encontra automaticamente o ponto de desempenho para estruturas que são submetidas a uma ação sísmica, aplicando o procedimento B do ATC-40. Nesse caso, o usuário deve inserir um espectro de demanda e o tipo de comportamento estrutural do edifício (Tabela 9), logo o SAP2000 encontra o ponto de desempenho em coordenadas espectrais ( $S_d$ ,  $S_a$ ) e cisalhamento vs. deslocamento ( $V$  vs.  $d$ ).

## 5 MÉTODO DO ESPECTRO DE CAPACIDADE NA ANÁLISE DE RISCO SÍSMICO

Como foi dito anteriormente para avaliar o risco sísmico, é preciso realizar um processo de convolução das variáveis, Ameaça, Vulnerabilidade e Custo (Equação (1)). O resultado deste processo é a obtenção de Funções ou Matrizes de Probabilidade de Dano. A forma em que se realiza este processo depende do método de avaliação da vulnerabilidade escolhido.

A Figura 31 mostra os parâmetros de quantificação de cada etapa, quando se faz uso do CMS na análise do risco e, também, o processo de convolução de cada uma das variáveis envolvidas. A ameaça, representada pelo espectro de demanda, se correlaciona com a vulnerabilidade, representada pelo espectro de capacidade. O resultado desta convolução é o ponto de desempenho. A vulnerabilidade se correlaciona agora com o custo, dando como resultado as curvas de fragilidade. Finalmente, com o ponto de desempenho se entra nas curvas de fragilidade e se obtém a probabilidade de dano, representada nas Matrizes de Probabilidade de Dano.

Figura 31 – Análise de risco sísmico através do Método do Espectro de Capacidade.



Fonte: O Autor.

## 5.1 Análise de Fragilidade

Para a geração das curvas de fragilidade é preciso realizar uma análise de fragilidade baseada na capacidade resistente da estrutura e na escala de dano usada na análise de risco, cujo processo se mostra a seguir.

### 5.1.1 Estados de Dano

Os estados de dano representam o custo ou degradação que pode sofrer a estrutura. Como já foi dito, existem várias metodologias de avaliação do risco sísmico para se determinar esse estado. Nesse trabalho se considera as metodologias Hazus 99 e Risk-UE as quais está baseada na escala de dano apresentada pela ATC-25 (Tabela 3). Estas metodologias consideram 4 estados de dano: leve, moderado, extensivo e completo. A Tabela 13 descreve os estados de dano de maneira geral, com o objetivo de fazer uma comparação entre as duas metodologias, mas, a descrição de cada estado de dano varia segundo a tipologia do edifício em estudo, baseada no tipo de sistema estrutural e materiais (FEMA,1999).

Tabela 13 – Estados de dano propostos por Risk-EU (LM2) e Hazus99

Grau de dano	Etiqueta de grau de dano		Descrição
	LM2 Risk UE	Hazus 99 (FEMA)	
0 (D0)	Nenhum	Nenhum	Sem Dano
1 (D1)	Menor	Leve	Dano insignificante a leve
2 (D2)	Moderado	Moderado	Dano Estrutural leve, e não estrutural moderado
3 (D3)	Severo	Extensivo	Dano estrutural moderado, dano não estrutural alto.
4 (D4)	Colapso	Completo	Dano estrutural muito forte, total o perto do colapso.

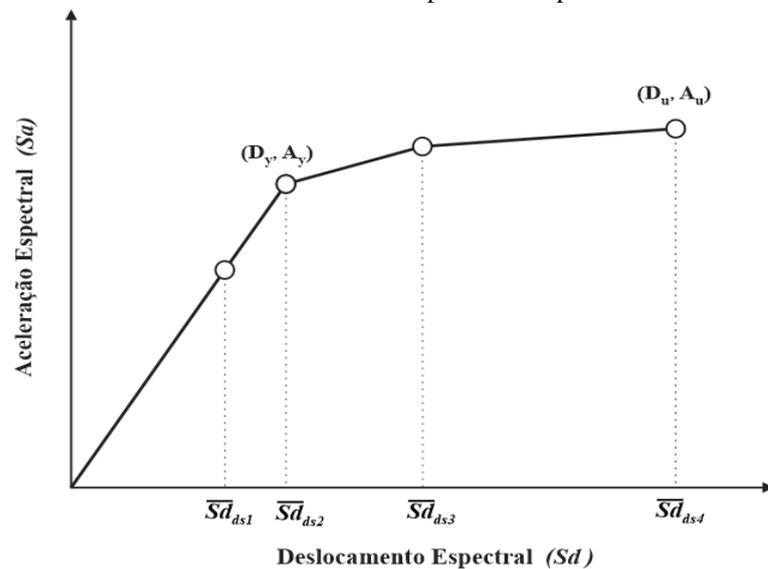
Fonte: MILUTINOVIC e TRENDAFILOSKI, G. S (2003)

Os diferentes estados de dano no CSM são definidos mediante o espectro de capacidade na sua representação bilinear, através dos pontos de controle ( $D_y, A_y$ ) e ( $D_u, A_u$ ) correspondentes a cedência (Plastificação) e a capacidade última (Colapso) respectivamente. Assim, podem-se definir os deslocamentos espectrais que representam os limites de cada estado de dano mediante as seguintes equações:

$$\begin{aligned}\bar{Sd}_{ds1} &= 0,7D_y \\ \bar{Sd}_{ds2} &= D_y \\ \bar{Sd}_{ds3} &= D_y + 0,25(D_u - D_y) \\ \bar{Sd}_{ds4} &= D_u\end{aligned}\tag{33}$$

A Figura 32 mostra os limites dos deslocamentos correspondentes a cada estado de dano  $\bar{Sd}_{ds1}, \bar{Sd}_{ds2}, \bar{Sd}_{ds3}, \bar{Sd}_{ds4}$  (dano leve, moderado, severo e completo, respectivamente).

Figura 32 – Definição dos limites dos estados de dano no espectro de capacidade.



Fonte: ZARZOSA (2007)

### 5.1.2 Curvas de Fragilidade

As curvas de fragilidade é a forma de quantificar a vulnerabilidade no CSM. Um modelo de fragilidade de uma estrutura consiste em um conjunto de curvas de fragilidade que definem a probabilidade condicional de estar ( $P[D=ds]$ ) ou exceder ( $P[D>ds]$ ) um estado de dano particular  $ds$  dado o deslocamento espectral  $Sd$  (FEMA/NIBS, 1999; MILUTINOVIC e TRENDAFILOSKI, 2003). Para os estados de dano diferentes do estado nulo (onde a curva de fragilidade é igual a unidade), as curvas de fragilidade seguem uma distribuição de probabilidade log-normal cumulativa, como mostra a seguinte equação:

$$P[ds_i|Sd] = \Phi \left[ \frac{1}{\beta_{ds_i}} \ln \left( \frac{Sd}{\overline{Sd}_{ds_i}} \right) \right] \quad (34)$$

Onde,  $Sd$  é o deslocamento espectral,  $\overline{Sd}_{ds_i}$  é o valor médio do deslocamento espectral no qual a estrutura atinge o limite do estado de dano  $ds_i$ ,  $\Phi$  é a função de distribuição normal padrão cumulativa e  $\beta_{ds_i}$  é o desvio padrão do logaritmo natural do deslocamento espectral do estado de dano  $ds_i$ .

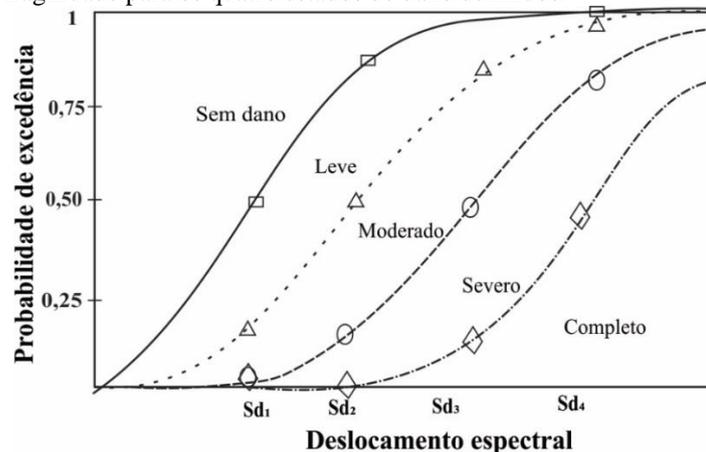
Segundo a Equação (34), para criar as curvas de fragilidade, basta conhecer os parâmetros  $\overline{Sd}_{ds_i}$  e  $\beta_{ds_i}$ . O primeiro é calculado mediante a Equação (33), enquanto que para calcular o segundo ( $\beta_{ds_i}$ ) considera-se que o dano sísmico esperado segue uma distribuição de probabilidade binomial ou Beta equivalente, ou seja, quando os deslocamentos espectrais são iguais aos valores limites de cada estado, isto é,  $Sd = \overline{Sd}_{ds_i}$ . Então, a probabilidade de que se iguale ou exceda o estado de dano é de 50%, como se pode ver na Tabela 14. Finalmente, o desvio padrão  $\beta_{ds_i}$  é calculado a partir de um ajuste da Equação (34) aos pontos da Tabela 14. Para a realização desse ajuste, utiliza-se, neste trabalho, o software de análise de dados e gráficos OriginPro. A Figura 33 mostra as curvas de fragilidade para os 4 estados de dano: leve, moderado, extensivo e completo.

Tabela 14 – Distribuição Binomial ou Beta equivalente

Estado de dano	Condição	$P_\beta(1)$	$P_\beta(2)$	$P_\beta(3)$	$P_\beta(4)$
Leve	$P_\beta(1) = 0,5$	<b>0,500</b>	0,119	0,012	0,00
Moderado	$P_\beta(2) = 0,5$	0,896	<b>0,500</b>	0,135	0,008
Severo	$P_\beta(3) = 0,5$	0,992	0,866	<b>0,500</b>	0,104
Completo	$P_\beta(4) = 0,5$	1,00	0,988	0,881	<b>0,500</b>

Fonte: MILUTINOVIC e TRENDAFILOSKI (2003), DIAZ (2003)

Figura 33 – Curvas de fragilidade para os quatro estados de dano definidos.



Fonte: ZARZOSA (2007).

A metodologia Risk-UE também propõe outra forma que simplifica a obtenção dos desvios padrão logarítmicos  $\beta_{ds}$ , baseando-se na ductilidade última da estrutura ( $\mu_u$ ), a qual é calculada mediante a seguinte equação:

$$\mu_u = \frac{D_u}{D_y} \quad (35)$$

Com essa ductilidade, são definidos os desvios padrões para cada estado de dano, que são:

$$\beta_{ds_1} = 0,25 + 0,07 \ln(\mu_u)$$

$$\beta_{ds_2} = 0,2 + 0,18 \ln(\mu_u)$$

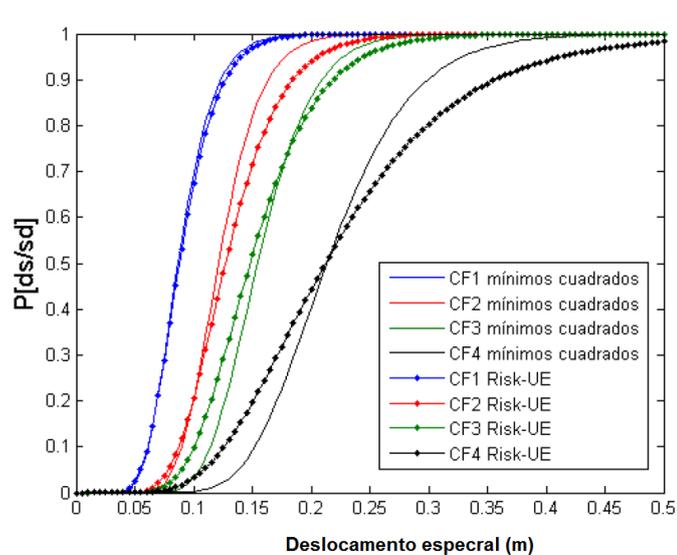
$$\beta_{ds_3} = 0,1 + 0,4 \ln(\mu_u)$$

$$\beta_{ds_4} = 0,15 + 0,5 \ln(\mu_u)$$

(36)

A Figura 34 mostra as curvas de fragilidade obtidas para uma estrutura específica, por ambos os métodos: Ajuste e baseado na ductilidade última do Projeto Risk-UE. Pode-se observar que a curva de fragilidade para o estado leve é quase a mesma para os dois métodos, mas à medida que vai aumentando o estado de dano, a diferença é ainda maior. Isto se deve a que a estrutura em análise tem uma ductilidade última limitada, pois à medida que se aumenta o nível de dano, a aproximação Risk-UE é menos precisa (ALZATE, 2013).

Figura 34 – Curva de fragilidade para uma estrutura específica, mediante a técnica de mínimos quadrados e Risk-UE.



Fonte: ALZATE (2013)

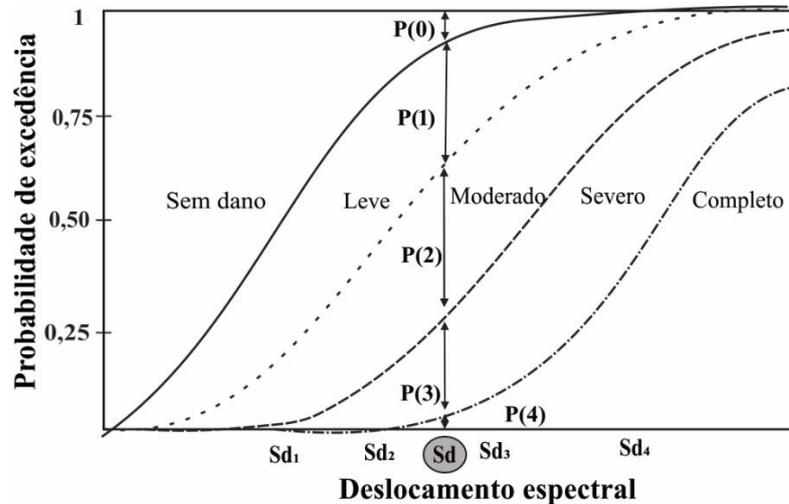
### 5.1.3 Matrizes de Probabilidade de Dano (MPD's)

Para o cálculo das MPDs, entra-se nas curvas de fragilidade com o deslocamento espectral  $S_d$  do ponto de desempenho obtido, a interseção do deslocamento com as a curvas fornece a probabilidade condicional de exceder ( $P[D > ds]$ ) um estado geral de danos. Logo, a diferença entre as curvas adjacentes fornece a probabilidade condicional de estar em certo estado de dano  $P(D)$ , que é dada por (Figura 35):

$$\begin{aligned}
 P(D) &= P(0) = 1 - P(S_d \geq D + 1) ; & D=0 \\
 P(D) &= P(S_d \geq D) - P(S_d \geq +1) ; & D = 1 \dots 3 \\
 P(D) &= P(4) = P(S_d \geq D) ; & D=4
 \end{aligned}
 \tag{37}$$

Em que,  $D$  é o grau de dano.

Figura 35 – Cálculo das probabilidades de cada de estado de dano para o deslocamento espectral que demanda o sismo da estrutura.



Fonte: ZARZOSA (2007)

Tabela 15 – Matriz de Probabilidade de Dano

Estado De Dano (D)	P(D)
Sem Dano (0)	$1 - P(S_d \geq D + 1)$
Leve (1)	$P(S_d \geq D) - P(S_d \geq D + 1)$
Moderado (2)	$P(S_d \geq D) - P(S_d \geq D + 1)$
Severo (3)	$P(S_d \geq D) - P(S_d \geq D + 1)$
Completo (4)	$P(S_d \geq D)$

Fonte: O Autor

As MPDs (Tabela 15) mostram a probabilidade discreta que tem a estrutura de apresentar cada um dos estados de dano. Neste caso, se o risco sísmico é analisado baseando-se na maior probabilidade obtida, os outros estados de dano são desprezados, o que não seria uma representação real do comportamento da estrutura.

A fim de representar o comportamento global da estrutura e se levar em conta na análise todas as probabilidades dos estados de dano, é desenvolvido o índice de dano global (ID). Esse índice é calculado a partir das probabilidades de ocorrência de cada estado de dano obtido a partir das curvas de fragilidade. O ID é então obtido como a média ponderada das probabilidades, onde é atribuído mais peso aos estados de dano mais altos, que é expresso por:

$$ID = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{i=4} i * P(D) \quad (38)$$

Onde **ID** é o índice de dano global da estrutura, *n* é o número de estados de dano considerados não nulos, *P(D)* é a probabilidade de ocorrência do estado de dano.

A norma Risk-UE adota as correlações propostas por Park e Ang (1985) para relacionar o ID obtido com um estado de dano global, estas correlações foram obtidas a partir do dano observado em várias estruturas de concreto armado avaliadas após terremoto, e com numerosos ensaios de laboratório (DIAZ, 2003). A Tabela 16 mostra estas correlações.

Tabela 16-Correlação de ID (Park e Ang)

Estado De Dano	Intervalo do ID
Sem Dano	ID < 0,10
Leve	0,10 ≤ ID < 0,25
Moderado	0,25 ≤ ID < 0,40
Severo	0,40 ≤ ID < 1,00
Completo	ID ≥ 1,00

Fonte: MILUTINOVIC e TRENDAFILOSKI (2003)

## 5.2 Análise de Risco

Um conceito importante para a análise de risco é o desempenho sísmico. O desempenho, segundo Melone (2003), “é quantificado em termos da quantidade de dano sofrido por uma estrutura afetada por um movimento sísmico, e o impacto desses danos nas atividades subsequentes ao evento sísmico.”

Quando se trata de avaliar o risco sísmico de estruturas, geralmente é feito o uso de conceitos como projeto baseado em desempenho, o qual é aplicado em várias metodologias disseminadas por várias entidades em todo o mundo: ATC-40, FEMA, SEAOC, entre outros.

O projeto baseado no desempenho sísmico consiste na seleção apropriada de um sistema estrutural (incluindo seus componentes não estruturais e conteúdo), de modo que, para um nível específico de movimento do solo e para diferentes níveis de confiabilidade definidos, a estrutura não deve ser danificada além de certos estados limite (SEAOC,1995; ATC, 1996).

Para projetar ou avaliar o risco sísmico de uma estrutura baseado no desempenho, é preciso definir dois fatores determinantes: o nível do movimento do solo a que será exposta a estrutura e os níveis de desempenho. Na fase de projeto, a estrutura é projetada fixando objetivos de desempenho resultantes da combinação do nível de movimento escolhido segundo a região onde está inserida e o nível de desempenho desejado. Se a estrutura já está construída e deve ser avaliada, escolhe-se o nível de movimento do solo e se realiza uma análise estrutural e de fragilidade, logo a estrutura é localizada em um nível de desempenho. De acordo com o tipo de função da estrutura, ocupação ou importância, se conclui se ela apresenta algum tipo de risco sísmico.

Tabela 17- Níveis do movimento do solo

<b>Níveis de movimento do solo</b>	<b>Descrição</b>	<b>Observações</b>
<b>Serviceability Earthquake (SE)</b>	Sismo com 50% de probabilidade de ser excedido em um período de 50 anos.	El resultado de esta análise não permite que se tenha dano estrutural algum.  O resultado de esta análise permite a deformação estrutural dentro dos limites acetáveis sem causar risco, a vida esta protegida; sem embargo, alguns elementos não estruturais podem sofrer danos tales como fissuras ou rachaduras e a estrutura permanece em pé.
<b>Desing Earthquake (DE)</b>	Sismo com 10% de probabilidade de ser excedido em um período de 50 anos.	A estrutura vai responder com alto grau de confiança ante o sismo máximo esperado, enquanto mantém sua estabilidade. Não apresentando colapso.
<b>Maximun Earthquake (ME)</b>	Máximo nível de sismo esperado dentro do marco geológico conhecido, ou o movimento do solo com 5% de probabilidade de ser excedido em 50 anos.	

Fonte: Adaptada do ATC (1996), BOTAS (2017).

O ATC-40 apresenta três níveis de movimento do solo (Tabela 17), os quais podem ser expressos em forma probabilística ou determinística. O nível de desempenho descreve uma condição de limite de dano, a qual está em função dos danos físicos que sofre a estrutura, a ameaça à segurança dos ocupantes do edifício induzida por esses danos e a funcionalidade do edifício após o evento sísmico (ATC,1996). O ATC-40 apresenta cinco níveis de desempenho para a edificação os quais são produto da combinação entre o nível de desempenho estrutural e das componentes não estruturais, as quais se descrevem a seguir.

### 5.2.1 *Nível de desempenho estrutural*

Os possíveis estados de dano sobre a estrutura são descritos através de três estados de dano discretos ou limites: imediata ocupação, segurança e estabilidade estrutural, e dois estados intermediários: dano controlado e segurança limitada. As siglas SP significam *Structural Performance* do inglês.

**SP-1. Imediata Ocupação (IO)** - O sistema resistente a cargas verticais e laterais permanece praticamente inalterado. O dano estrutural é muito limitado, o perigo para a vida é desprezível e a edificação mantém-se funcionando na sua totalidade.

**SP-2. Dano Controlado** - Corresponde a um estado de dano que varia entre as condições limites de imediata ocupação e segurança. A vida dos ocupantes não está em perigo embora é possível que sejam afetados.

**SP-3. Segurança da vida** – Pode haver ocorrido um dano significativo à estrutura, porém a maioria dos elementos estruturais são mantidos. Ameaça para a vida dos ocupantes interiores e exteriores e pode até afetar. Custos elevados associados aos reparos estruturais.

**SP-4. Segurança limitada (LS)** - Corresponde a um estado que varia entre as condições de limite de segurança estrutural, com alto perigo para os ocupantes.

**SP-5. Estabilidade estrutural (CP)** - Corresponde a um estado de dano no qual o sistema estrutural está no limite de sofrer um colapso parcial ou total. Ocorrem danos substanciais, com degradação significativa da rigidez e resistência do sistema estrutural resistente às cargas laterais, mesmo quando os componentes desse sistema mantem capacidade suficiente para evitar o colapso. Embora o sistema de carregamento vertical permaneça em operação, há um alto risco de colapso devido a possíveis reações. Essas edificações requerem reparos estruturais significativos.

**SP-6. Não considerado** - Não corresponde a um nível de desempenho da estrutura, mas é um nível reservado quando apenas só é realizada uma avaliação sísmica dos componentes não estruturais.

### 5.2.2 *Nível de desempenho para componentes não estruturais*

Descreve os possíveis estados de danos de componentes não estruturais. Para isso, são definidos quatro estados de danos: operacional, ocupação imediata, segurança e ameaça designados pela abreviatura NP que significa *Nonstructural Performance*.

**NP-A. Operacional** - Após o terremoto, os sistemas, componentes e elementos não estruturais permanecem intactos e funcionam. Todos os equipamentos e máquinas devem permanecer em operação.

**NP-B. Ocupação imediata** - Sistemas, componentes e elementos não estruturais permanecem em vigor, com pequenas interrupções que não comprometem ou limitem sua operação. Um estado de segurança para os ocupantes é mantido.

**NP-C. Segurança** - Considera danos consideráveis em sistemas, componentes e elementos não estruturais, mas sem colapso ou interrupção deles que possam afetar seriamente os ocupantes.

**NP-D. Ameaça** - Inclui danos significativos aos sistemas, componentes e elementos não estruturais, mas sem colapso de elementos grandes e pesados que colocam em risco grupos de pessoas. O perigo para a vida de danos a componentes não estruturais é alto.

**NP-E. Não considerado** - Não corresponde a um nível de desempenho dos componentes não estruturais.

### 5.2.3 *Nível de desempenho global e análise de risco*

O nível de desempenho global da estrutura é obtido da apropriada combinação dos níveis de desempenho anteriormente descritos. A Tabela 18 mostra as combinações propostas: Operacional, Ocupação imediata, Segurança e Estabilidade estrutural, as quais são descritas a seguir.

**1-A. Operacional** relaciona-se basicamente com a funcionalidade. O dano aos componentes estruturais é limitado. Os sistemas e os elementos não estruturais permanecem em operação. Os reparos que são necessários não impedem que a estrutura continue funcionando normalmente após o evento sísmico. A segurança dos ocupantes é mantida. As

funções dos serviços de construção são mantidas, mesmo quando as externas não estão disponíveis. Nível associado a um estado de funcionalidade.

Tabela 18- Combinações de níveis de desempenho estruturais e não estruturais para formar o nível de desempenho do edifício.

Nível de desempenho do edifício						
Nível de desempenho não estrutural	Nível de desempenho estrutural					
	SP-1 Ocupação imediata	SP-2 Dano Controlado	SP-3 Segurança	SP-4 Segurança limitada	SP-5 Estabilidade estrutural	SP-6 Não considerado
NP-A Operacional	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Ocupação imediata	1-B Ocupação imediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Segurança	1-C	2-C	3-C Segurança da vida	4-C	5-C	6-C
NP-D Ameaça	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E Não considerado	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidade estrutural	Não aplicável

NR: Não recomendável

  Nível de desempenho da edificação referenciado comumente

  Outras combinações possíveis

Fonte: ATC(1996)

**1-B. Ocupação imediata** corresponde ao critério mais utilizado para edifícios essenciais, como é o caso dos hospitais. Os espaços do edifício, dos sistemas e do equipamento permanecem utilizáveis. Os principais serviços são mantidos em operação. Embora possam ocorrer certos danos no conteúdo, a segurança dos ocupantes é mantida.

**3-C. Segurança da vida** está relacionado a um estado de dano correspondente a uma probabilidade de perda humana praticamente nula. Constitui o nível de desempenho do edifício que se espera que seja alcançado com a aplicação dos códigos sísmicos atuais; isto é, que corresponde a uma performance equivalente ao que seria obtido com a aplicação sistemática de códigos de projeto sísmico atuais. É caracterizada por danos limitados aos componentes estruturais e a eventual falha de componentes não estruturais com a possibilidade de falha de um elemento perigoso e alguns dos elementos primários (água, eletricidade, dentre outros) e elementos secundários (acabamentos, fachadas, dentre outros), desde que não prejudique a vida dos usuários.

**5-E Estabilidade estrutural.** Para este estado de dano, praticamente não há reserva do sistema resistente às cargas laterais, e existem possibilidades de falha devido a

terremotos sucessivos. É mantida apenas uma certa capacidade do sistema resistente a cargas verticais para manter a estabilidade da estrutura, de modo que o perigo para a vida é muito alto. O nível de danos estruturais implica que a revisão dos componentes não estruturais não é necessária. A segurança dos ocupantes ou dos espectadores não é garantida. Devido à alta probabilidade de colapso ou falha de componentes não estruturais, é necessário a desocupação do edifício.

A Tabela 19 apresenta a relação entre os estados de dano, o índice de dano (ID) e o nível de desempenho para estruturas de uso essencial, que são as estruturas estudadas neste trabalho. As estruturas de uso essencial em risco são aquelas que não cumprem o nível de desempenho correspondente ao nível 1-B (Ocupação imediata) e são estruturas em alto risco aquelas que apresentam perigo para a vida que corresponde ao nível de desempenho 5-E (Estabilidade estrutural).

Tabela 19- Relação dos níveis de dano com o nível de desempenho da estrutura

<b>Estado de Dano</b>	<b>ID</b>	<b>Nível de desempenho</b>	<b>Observações</b>
<b>Sem Dano</b>	$ID < 0,10$	-----	Não apresenta risco
<b>Leve</b>	$0,10 \leq ID < 0,25$	1-A. Operacional	Não apresenta risco
<b>Moderado</b>	$0,25 \leq ID < 0,40$	1-B. Ocupação imediata.	Não apresenta risco
<b>Severo</b>	$0,40 \leq ID < 1,00$	3-C. Segurança da vida	Apresenta risco
<b>Completo</b>	$ID \geq 1,00$	5-E. Estabilidade estrutural	Apresenta alto risco

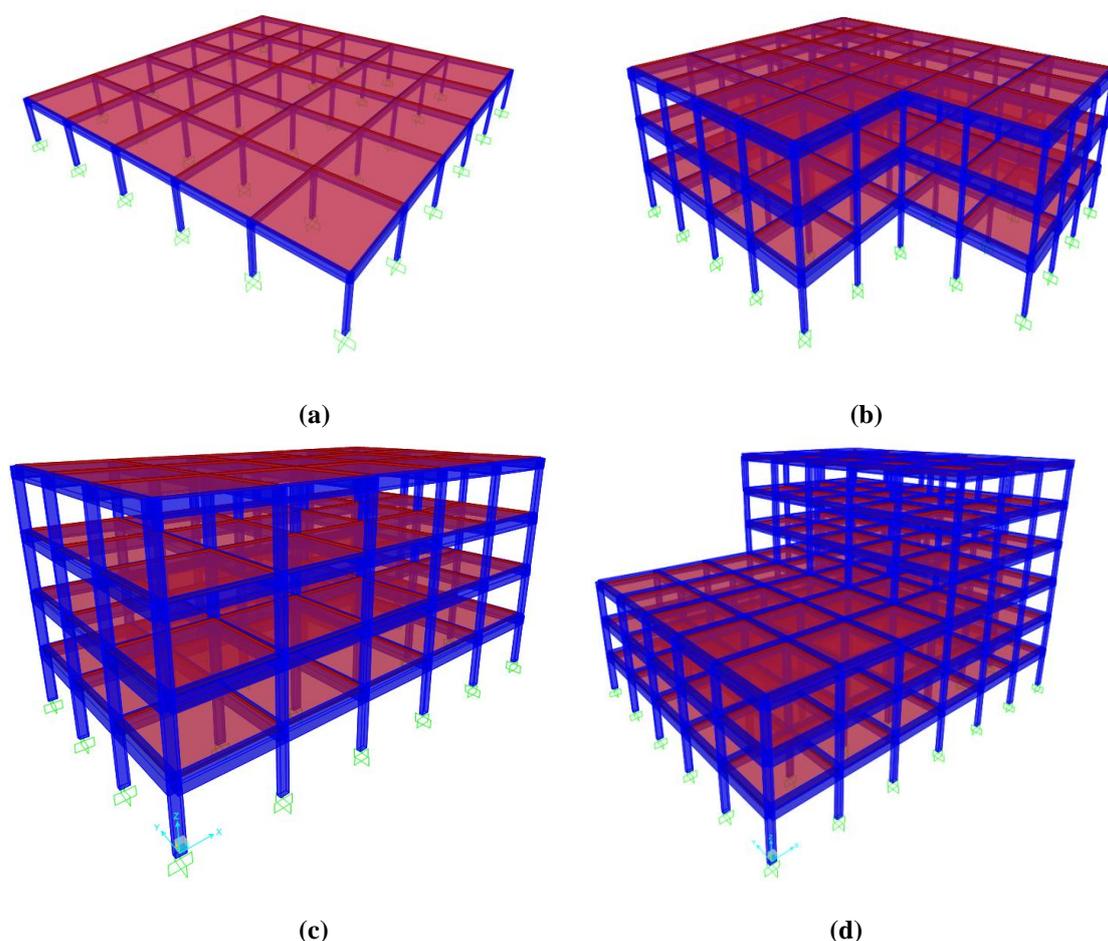
Fonte: O autor

## 6 ESTRUTURAS MODELO

Neste capítulo apresentam-se as quatro estruturas modelos a serem avaliadas, suas configurações estruturais, as características dos materiais utilizados no modelo e as cargas usadas para o projeto das vigas e colunas. Também são descritas as considerações gerais que são levadas em conta na análise Pushover para a obtenção da curva de capacidade e, finalmente, mostram-se os espectros de resposta gerados a partir da NRB 15421:2006 para a aplicação do CSM.

Foram modeladas 4 estruturas no programa SAP2000 denominadas como Estrutura 1 (Figura 36a), Estrutura 2 (Figura 36b), Estrutura 3 (Figura 36c) e Estrutura 4 (Figura 36d) as quais representam estruturas de uso essencial no Brasil. Estas estruturas (com pequenas variações) foram projetadas e usadas por Miranda (2010) para a avaliação da vulnerabilidade sísmica através do método de Hirosawa adaptado à realidade brasileira.

Figura 36 – Estruturas Modelos: a) Estrutura modelo 1, b) Estrutura modelo 2, c) Estrutura modelo 3, d) Estrutura modelo 4



A Estrutura 1 possui área de 436,81 m<sup>2</sup> distribuída em um único pavimento de forma quadrada. A Estrutura 2 apresenta uma irregularidade em planta e possui área de 1.363,68 m<sup>2</sup> distribuída em três pavimentos cada um com 454,56 m<sup>2</sup>. A Estrutura 3 possui área de 1053,36 m<sup>2</sup> distribuída em quatro pavimentos de forma retangular, cada um com 263,34 m<sup>2</sup>. Esse edifício não apresenta nenhum tipo de irregularidade em planta. A Estrutura 4 possui área de 2.363,67 m<sup>2</sup> distribuída em seis pavimentos, apresentando irregularidade vertical. Os três primeiros pavimentos possuem área individual de 523,55 m<sup>2</sup> e os três últimos pavimentos 263,64 m<sup>2</sup>.

Todas as estruturas modelo têm uma altura entre pavimentos de 2,80 m e os vãos livres de 4,00 m. As lajes são de concreto armado com 10 cm de espessura e as cargas que as solicitam são recebidas pelas vigas.

Em geral, para todos os modelos, são considerados os apoios na base como engastados; as vigas e colunas são modeladas com elementos tipo Frame. O número de elementos frame para as estruturas 1, 2, 3 e 4 são 96, 48, 248 e 832, respectivamente. A resistência à compressão do concreto é 20 MPa, o aço utilizado foi ASTM A615Gr60 com resistência ao escoamento ( $f_y$ ) de 413.685,5 kN/m<sup>2</sup>. Sobre todas as vigas são previstos painéis de alvenaria de vedação. Os pesos específicos adotados para o concreto armado e alvenaria são 25 kN/m<sup>3</sup> e 13 kN/m<sup>3</sup>, respectivamente. É considerada uma carga permanente (C.P.) igual ao peso próprio da estrutura e sobre as lajes uma carga adicional de 1,0 KN/m<sup>2</sup> para representar o peso do revestimento nas lajes de piso e na laje de forro. Como carga variável (C.V.) considera-se o valor de 3,0 KN/m<sup>2</sup>. Para o cálculo das seções transversais e da armadura foi considerado uma combinação de carga de (1,4 C.P. + 1,4 C.V.), isto para não considerar a carga sísmica. O dimensionamento dos elementos de viga e coluna foi realizado baseado na Norma de projeto ACI 318-11 disponível no SAP2000.

Para cada modelo foram projetadas as seções transversais e armadura das vigas e colunas as quais estão detalhadas nos Apêndices A, B, C e D.

## 6.1 Rótulas Plásticas

Existem diferentes formas de modelar o comportamento inelástico no programa SAP2000, entre as quais se destacam os elementos Links e os elementos Hinges. Os primeiros têm comportamento mais abrangente e não requerem associação com elementos Frame. Já os segundos são aceitáveis para a análise pushover, devido a recomendações da ATC-40, os

quais representam rótulas plásticas concentradas em associação com elementos *Frame* ou objeto de tração tais como os cabos.

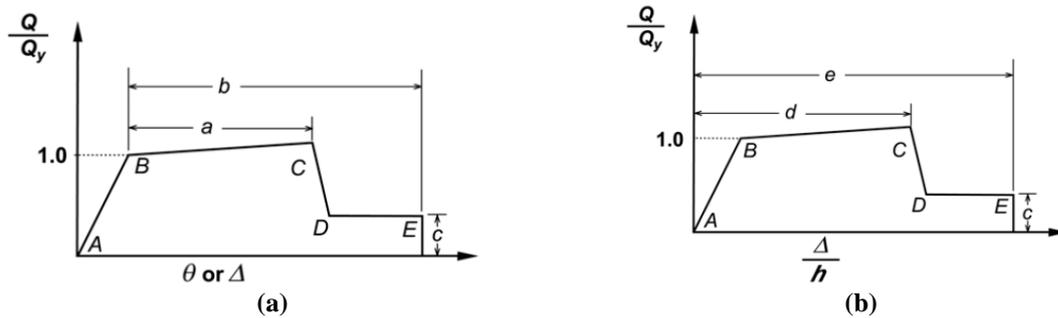
Isso quer dizer que o SAP2000 utiliza um modelo de plasticidade concentrada para contabilizar as propriedades não lineares dos elementos, considerando que o comportamento plástico se restringe a regiões concentradas (GOMES, 2010). Ou seja, as rótulas são modeladas como pontos discretos, onde todas as deformações plásticas (deslocamentos e rotações) irão ocorrer no ponto onde foi colocada a articulação, por isso é importante colocá-las nos locais onde se espera que se desenvolvam maiores esforços e, portanto, maior plasticidade como zonas de ligação viga-pilar, zonas de ligação pilar-laje e pilar-fundação, embora possam ser inseridos em qualquer lugar ao longo do comprimento livre de qualquer elemento *Frame*. Este elemento influi somente o comportamento da estrutura em análises estáticas não lineares ou análise dinâmica cuja resposta é obtida por integração direta da equação de movimento (MONCAYO, 2010).

No programa estão disponíveis diferentes tipos de rótulas causadas por momento, torção, força axial e cisalhamento. Existem também rótulas de força axial e momentos acoplados P-M2-M3 que são rótulas de interação as quais fluem de acordo com as regras de interação entre força axial e flexão de biaxial.

Para determinar as propriedades das rótulas é preciso desenvolver uma análise momento-curvatura ou momento-rotação da seção transversal, portanto, é necessário introduzir no modelo as relações constitutivas dos materiais e a geometria e quantidades de armaduras das seções transversais; com estes dados, as rótulas plásticas podem ser criadas de duas formas: manualmente, através da definição de relações força-deslocamento para cada seção ou automaticamente através do SAP2000. Neste trabalho, as rótulas são definidas automaticamente, pois o programa gera os parâmetros necessários de acordo com o projeto das seções das vigas e colunas, através da implementação do procedimento “Prestandard e Comentário para a Reabilitação Sísmica de Edifícios FEMA-356” (o mesmo que recomenda o ATC-40).

O FEMA-356 define as características de cada rótula plástica assinalada, através da curva força-deformação. Geralmente, a flexão se associa com a deflexão ou rotação (Figura 37a) e o cisalhamento com a deformação por cisalhamento (Figura 37b - VERDI, 2004).

Figura 37- (a) Curva Força-deslocamento ou Momento-rotação (b) Curva Força-deformação por cisalhamento



Fonte: ASCE (2000).

Na análise das estruturas modelos é usada a curva força-deslocamento onde os deslocamentos são expressos diretamente usando termos como tensão, curvatura e alongamento. Esta curva é definida pelos parâmetros  $a$ ,  $b$  e  $c$  (Figura 37a), em que  $a$  e  $b$  deve referir-se às partes da deformação que ocorre após o escoamento, isto é, a deformação plástica. O parâmetro  $c$  é a resistência reduzida após a redução súbita do ponto  $C$  para o ponto  $D$ , na curva força-deformação por cisalhamento (ASCE, 2000). Os parâmetros  $a$ ,  $b$  e  $c$  são definidos numericamente em várias tabelas do FEMA-356 e seu cálculo depende das quantidades de aço, forças de projeto e detalhe das armaduras, assim como do tipo de elemento e de rótula que se está considerando: vigas controladas por flexão ou por cisalhamento, pilares controlados por esforço axial ou por flexão composta.

A Tabela 20 e a Tabela 21, que correspondem as Tabelas 6-7 (*Concrete Beams*) e 6-8 (*Concrete Columns*) do FEMA 356, são as que estão disponíveis no SAP2000 para elementos de concreto armado e que são usadas neste trabalho.

Tabela 20- Parâmetros de modelagem e critérios de aceitação numéricos para procedimentos não-lineares - Vigas de concreto armado

Tabela 6-7 Parâmetros de modelagem e critérios de aceitação numéricos para procedimentos não-lineares - Vigas de concreto armado										
Condições		Parâmetros de modelagem <sup>3</sup>				Critérios de Aceitação <sup>3</sup>				
		Ângulo de rotação plástica, radianos		Razão de força residual		Ângulo de rotação plástica, radianos				
						Nível de desempenho				
		$a$		$b$		$c$		Tipo de componente		
Primário								Secundário		
		IO		LS		CP				
i. Vigas controladas por flexão1										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Reforço transversal <sup>2</sup>	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
$\leq 0,0$	C	$\leq 3$	0,025	0,050	0,2	0,010	0,020	0,025	0,020	0,050
$\leq 0,0$	C	$\geq 6$	0,020	0,040	0,2	0,005	0,010	0,020	0,020	0,040
$\geq 0,5$	C	$\leq 3$	0,020	0,030	0,2	0,005	0,010	0,020	0,020	0,030
$\geq 0,5$	C	$\geq 6$	0,015	0,020	0,2	0,005	0,005	0,015	0,015	0,020
$\leq 0,0$	NC	$\leq 3$	0,020	0,030	0,2	0,005	0,010	0,020	0,020	0,030

$\leq 0,0$	NC	$\geq 6$	0,010	0,015	0,2	0,0015	0,005	0,010	0,010	0,015
$\geq 0,5$	NC	$\leq 3$	0,010	0,015	0,2	0,005	0,010	0,010	0,010	0,015
$\geq 0,5$	NC	$\geq 6$	0,005	0,010	0,2	0,0015	0,005	0,005	0,005	0,010
ii. Vigas controladas por cisalhamento <sup>1</sup>										
Espaçamento do estribo $\leq d / 2$			0,0030	0,020	0,2	0,0015	0,0020	0,0030	0,010	0,020
Espaçamento do estribo $> d / 2$			0,0030	0,010	0,2	0,0015	0,0020	0,0030	0,0050	0,010
iii. Vigas controladas por desenvolvimento inadequado ou empalme ao longo do trecho <sup>1</sup>										
Espaçamento do estribo $\leq d / 2$			0,0030	0,020	0,2	0,0015	0,0020	0,0030	0,010	0,020
Espaçamento do estribo $> d / 2$			0,0030	0,010	0,2	0,0015	0,0020	0,0030	0,0050	0,010
iv. Vigas controladas por incorporação inadequada na união viga-coluna <sup>1</sup>										
			0,0150	0,030	0,2	0,010	0,010	0,015	0,02	0,03

Fonte: ASCE (2000).

Tabela 21- Parâmetros de modelagem e critérios de aceitação numéricos para procedimentos não-lineares - colunas de concreto armado

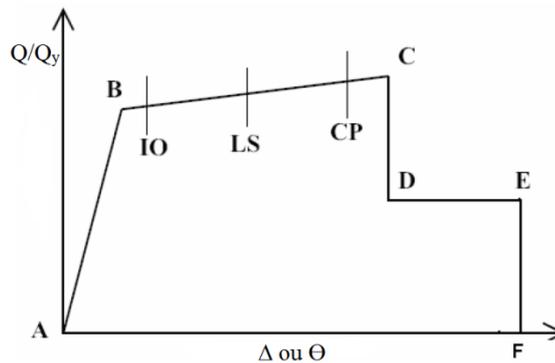
Tabela 6-8 Parâmetros de modelagem e critérios de aceitação numéricos para procedimentos não-lineares - colunas de concreto armado												
Condições			Parâmetros de modelagem <sup>4</sup>			Critérios de Aceitação <sup>4</sup>						
			Ângulo de rotação plástica, radianos	Razão de força residual	Ângulo de rotação plástica, radianos							
					Nível de desempenho							
			IO	Tipo de componente								
Primário		Secundário										
			<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	LS	CP	LS	CP			
i. Vigas controladas por flexão <sup>1</sup>												
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Reforço transversal <sup>2</sup>	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$										
$\leq 0,1$	C	$\leq 3$	0,020	0,030	0,2	0,005	0,015	0,020	0,02	0,030		
$\leq 0,1$	C	$\geq 6$	0,016	0,024	0,2	0,005	0,012	0,016	0,016	0,024		
$\geq 0,4$	C	$\leq 3$	0,015	0,025	0,2	0,003	0,012	0,015	0,018	0,025		
$\geq 0,4$	C	$\geq 6$	0,012	0,020	0,2	0,003	0,010	0,012	0,013	0,020		
$\leq 0,1$	NC	$\leq 3$	0,006	0,015	0,2	0,005	0,005	0,006	0,01	0,015		
$\leq 0,1$	NC	$\geq 6$	0,005	0,012	0,2	0,005	0,004	0,005	0,008	0,012		
$\geq 0,4$	NC	$\leq 3$	0,003	0,010	0,2	0,002	0,002	0,003	0,006	0,010		
$\geq 0,4$	NC	$\geq 6$	0,002	0,008	0,2	0,002	0,002	0,002	0,005	0,008		
ii. Vigas controladas por cisalhamento <sup>1,3</sup>												
Todos os casos <sup>5</sup>			-	-	-	-	-	-	0,0030	0,0040		
iii. Colunas controladas por desenvolvimento inadequado ou empalme ao longo da altura livre <sup>1,3</sup>												
Espaçamento do aro $\leq d / 2$			0,01	0,02	0,4	0,005	0,005	0,01	0,01	0,02		
Espaçamento do aro $> d / 2$			0	0,01	0,2	0	0	0	0,005	0,01		
iv. Colunas com cargas axiais superiores a $0,70P_o$ <sup>1,3</sup>												
Aros conformes em todo o comprimento			0,015	0,025	0,02	0	0,005	0,010	0,010	0,020		
Todos os outros casos			0	0	0	0	0	0	0	0		

Fonte: ASCE (2000).

Na curva força-deslocamento (Figura 38) é importante levar em conta os pontos *A*, *B*, *C*, *D* e *E*. O ponto *A* está sempre na origem; *B* representa o escoamento; *C* representa a capacidade máxima na análise Pushover; o ponto *D* representa a resistência residual para a análise Pushover; o ponto *E* representa a falha total.

Além disso, são inclusos na curva três pontos definidos pelo FEMA 356, os quais correspondem ao critério de aceitação do desempenho das estruturas (Figura 38): Ocupação imediata (*Immediate Occupancy*, IO), Segurança para a vida (*Life Safety*, LS) e prevenção do colapso (*Collapse Prevention*, CP). Além disso, o SAP2000 identifica cada estado em que se encontra a rótula plástica por uma cor (Figura 39).

Figura 38-Critérios de aceitação e desempenho.



Fonte: MONCAYO (2010)

Figura 39-Estado das rótulas plásticas no SAP2000



Em todos os modelos, e por recomendações da ATC-40, são definidas nas vigas rótulas tipo M3, que considera o momento de flexão no eixo 3 (de maior inércia), as quais foram assinaladas no início e no final do vão de cada viga; no caso das colunas usa-se a rótula tipo P-M2-M3, que considera a interação do esforço axial com a flexão oblíqua, colocadas nas regiões de ligação coluna-fundação e coluna-laje.

Os valores dos parâmetros  $a, b$  e  $c$  e os de aceitação de desempenho IO, CP e LS que definem a curva constitutiva das rótulas plástica são gerados automaticamente pelo SAP2000 a partir do item i da Tabela 20 e da Tabela 21, que correspondem as Tabelas 6-7 (Concrete Beams), e 6-8 (Concrete Columns) do FEMA 356, que estão disponíveis no SAP2000 para elementos de Concreto Armado e as quais são usadas neste trabalho.

## 6.2 Considerações da Análise Pushover

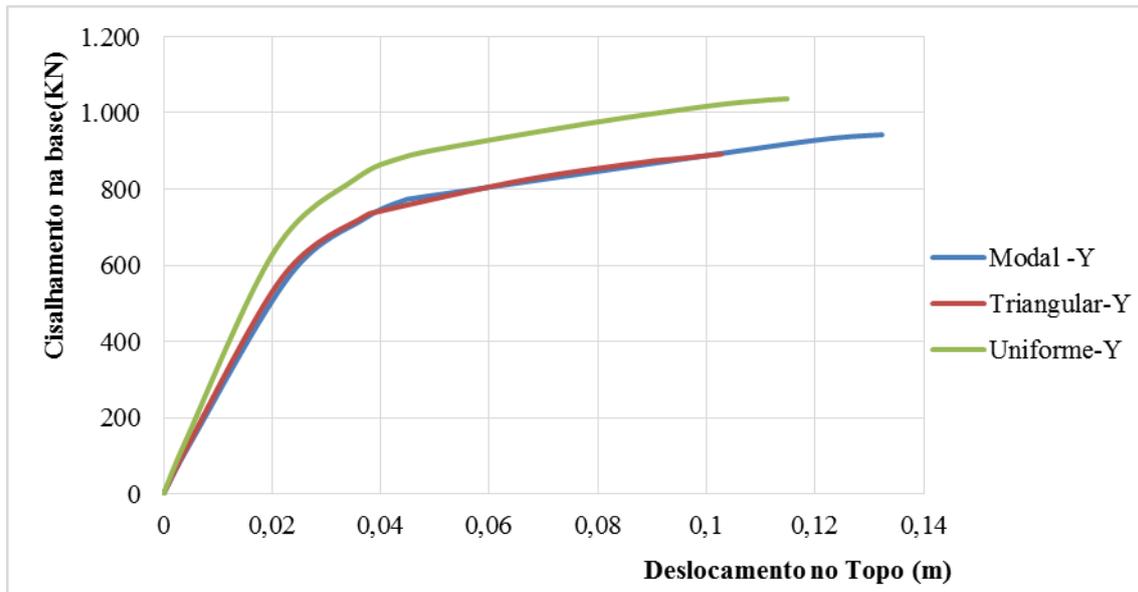
O nó de controle corresponde ao nó escolhido para monitorar os deslocamentos no topo do edifício de cada estrutura. No caso, o deslocamento máximo deste nó é definido como sendo 200% do deslocamento obtido através de uma análise dinâmica linear realizada para cada estrutura. Com relação à direção da análise, as estruturas são analisadas na direção de menor capacidade resistente, que geralmente corresponde à direção do primeiro modo de vibração.

Para escolher o padrão de cargas a utilizar na análise pushover, foi realizado um teste nas estruturas 3 e 4. Essas estruturas foram escolhidas, pois são mais representativas em relação à influência do padrão de cargas, por suas configurações e irregularidades. Em cada uma delas, aplicou-se a carga em forma modal, uniforme e triangular.

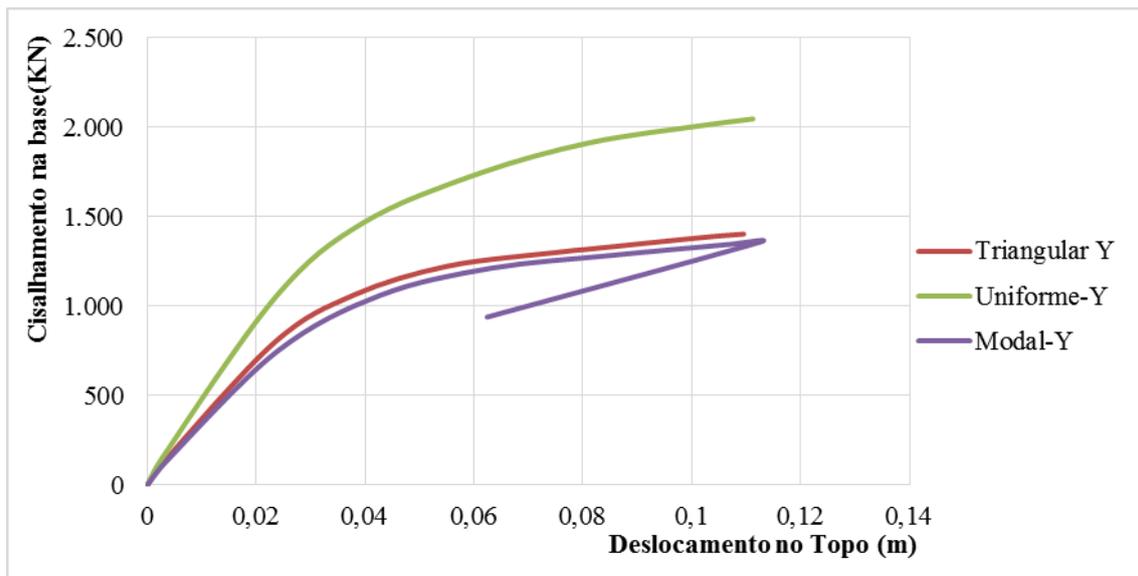
Como esperado, em ambas as estruturas, observa-se que a capacidade resistente é menor quando se aplica a carga na forma do primeiro modo de vibração, pois se obtém a resposta máxima da estrutura ante a ação sísmica. Ao aplicar um padrão de carga triangular, obtém-se quase o mesmo resultado que aplicando a carga modal.

No caso da Estrutura 3 (Figura 40a), as curvas de capacidade praticamente se superpõem, pois nesta estrutura todos os pavimentos têm a mesma massa e, portanto, a forma do primeiro modo de vibração se assemelha a do triângulo. No caso da Estrutura 4 (Figura 40b), que apresenta variações de massa nos pavimentos, as curvas de capacidade não se superpõem como na Estrutura 3, mas são muito próximas. Quando se aplica carga em forma uniforme, o cisalhamento na base obtido é maior. Então, devido o padrão de carga correspondente ao primeiro modo apresentar a menor resistência, este padrão de carga é usado para todas as análises.

Figura 40– Curvas de capacidade segundo o padrão de cargas aplicado: a) Estrutura 3; b) Estrutura 4



(a)



(b)

### 6.3 Espectros de Resposta

Cada uma das estruturas é avaliada nas cinco zonas sísmicas e nas cinco classes de terreno definidos pela NBR15421:2006. Os espectros são definidos numericamente em três faixas de períodos expressos em segundos, pelas seguintes expressões:

$$Sa(T) = a_{gs0} \left( 18,75T \frac{C_a}{C_v} + 1,0 \right) \quad \left( \text{Para } 0 \leq T \leq \frac{C_v}{C_a} * 0,08 \right) \quad (39)$$

$$Sa(T) = 2,5a_{gs0} \quad \left( \text{Para } \frac{C_v}{C_a} * 0,08 \leq T \leq \frac{C_v}{C_a} * 0,4 \right) \quad (40)$$

$$Sa(T) = a_{gs1}/T \quad \left( \text{Para } T \geq \frac{C_v}{C_a} * 0,4 \right) \quad (41)$$

Os valores dos parâmetros  $C_a$  e  $C_v$  são extraídos da Tabela 6 e da Tabela 7 e os valores de  $a_{gs0}$ ,  $a_{gs1}$  são calculados mediante as Equações (5) e (6). Da Figura 41 à Figura 45 se mostram os espectros obtidos.

Figura 41- Espectros de resposta para a zona sísmica 0, para cada classe de terreno.

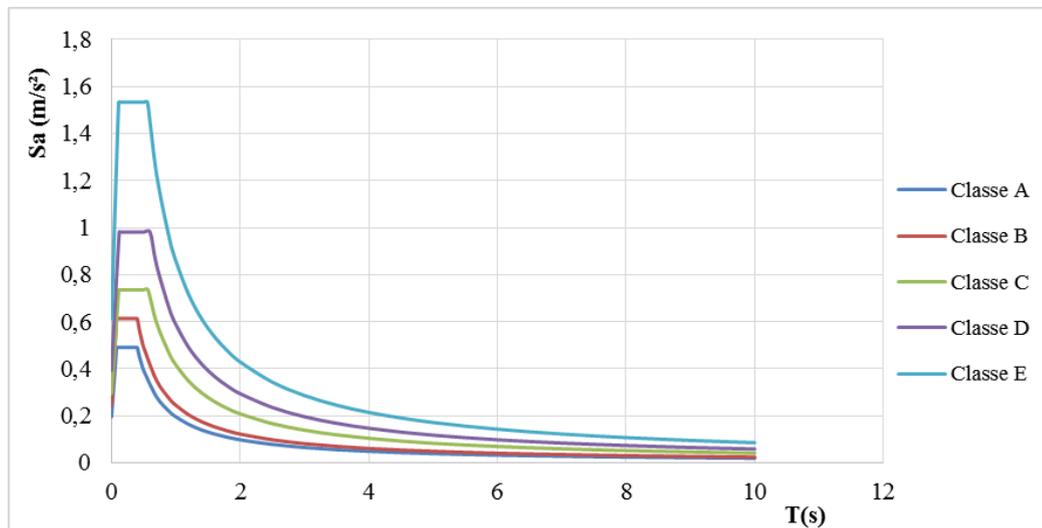


Figura 42- Espectros de resposta para a zona sísmica 1, para cada classe de terreno.

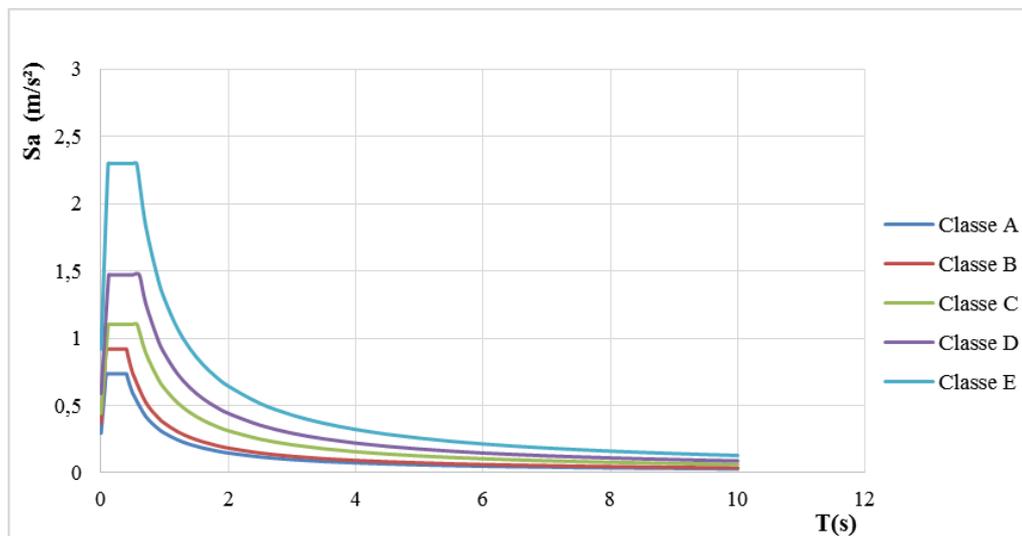


Figura 43- Espectros de resposta para a zona sísmica 2, para cada classe de terreno.

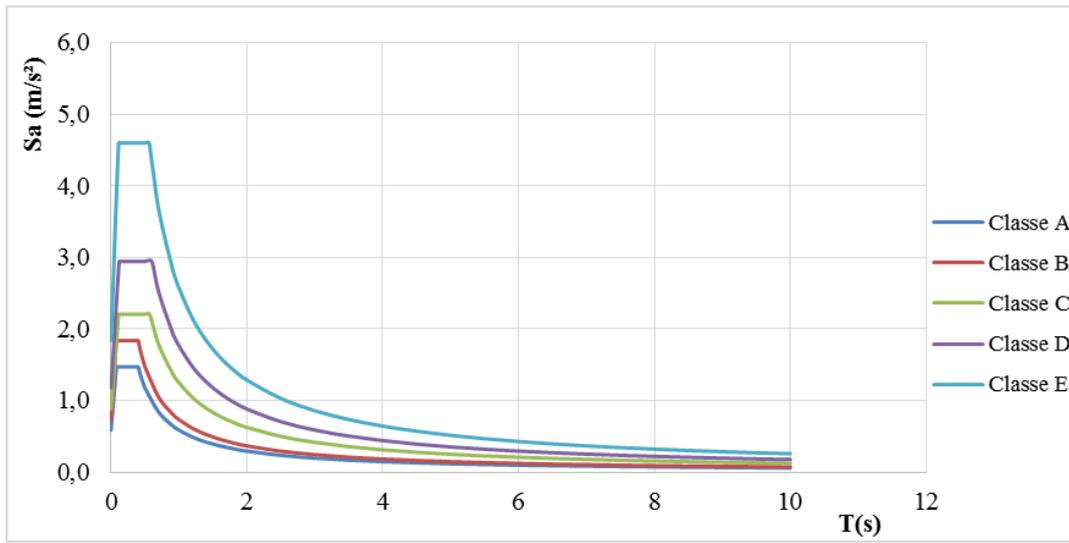


Figura 44- Espectros de resposta para a zona sísmica 3, para cada classe de terreno.

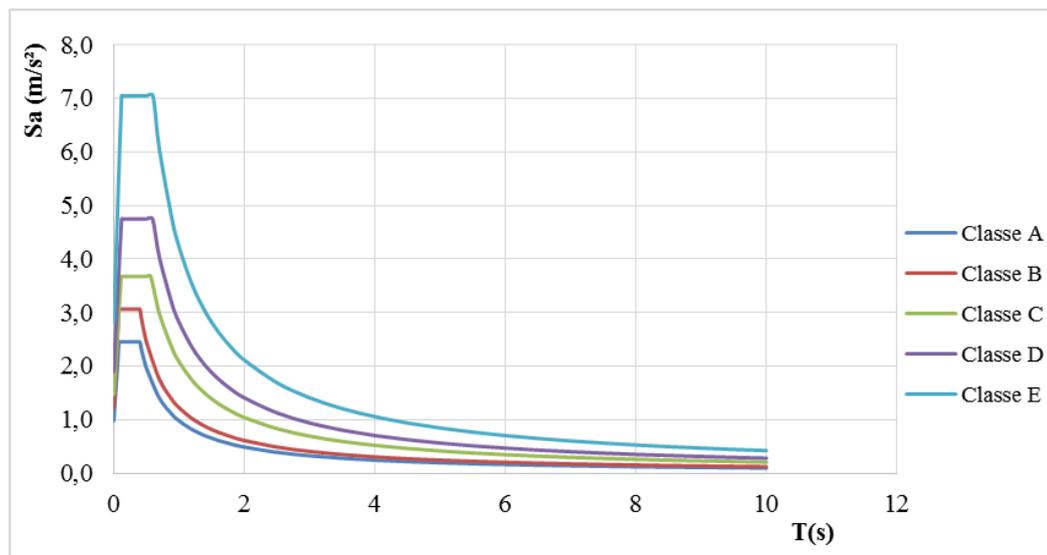
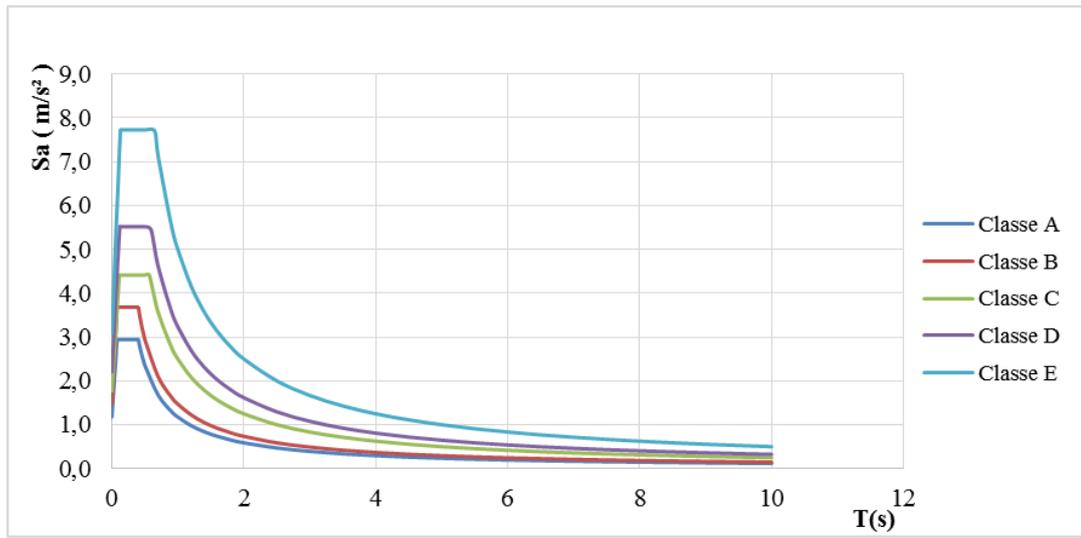


Figura 45- Espectros de resposta para a zona sísmica 4, para cada classe de terreno.



## 7 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

O presente capítulo mostra e analisa os resultados obtidos da aplicação do CSM nas quatro estruturas modelo avaliadas. É analisado o comportamento global da estrutura através da sua curva de capacidade e, através de uma análise de fragilidade se determina o risco sísmico a que está exposta cada uma das estruturas.

### 7.1 Análises modal e dinâmica linear

As estruturas modelos são analisadas para determinar seus respectivos modos de vibração e deslocamentos no topo de cada estrutura. Os modos de vibração são obtidos através da análise modal, enquanto os deslocamentos no topo das estruturas são obtidos através de uma análise dinâmica linear, aplicando-se a maior demanda, ou seja, o espectro de projeto para a zona sísmica 4 e classe de terreno E.

Tabela 22 – Resultados das análises modal e dinâmica linear de cada estrutura modelo

Análise Modal			
Estruturas modelos	Modo de Vibração	Período (s)	Movimento
Estrutura 1	Modo 1	0,4280	Translação em Y
	Modo 2	0,2867	Rotação em Z
	Modo 3	0,2653	Translação em X
	Deslocamento no Topo		
	$u_x$ (m)		$u_y$ (m)
		0,014	0,035
Estrutura 2	Modo 1	0,6662	Translação em Y
	Modo 2	0,5346	Rotação em Z
	Modo 3	0,5074	Translação em X
	Deslocamento no Topo		
	$u_x$ (m)		$u_y$ (m)
		0,071	0,105
Estrutura 3	Modo 1	0,8396	Translação em Y
	Modo 2	0,5923	Rotação em Z
	Modo 3	0,4707	Translação em X
	Deslocamento no Topo		
	$u_x$ (m)		$u_y$ (m)
		0,054	0,134
Estrutura 4	Modo 1	0,79565	Translação em Y
	Modo 2	0,58793	Rotação em Z
	Modo 3	0,56401	Translação em X
	Deslocamento no Topo		
	$u_x$ (m)		$u_y$ (m)
		0,091	0,140

Esses modos e deslocamentos são mostrados na Tabela 22 e da Figura 46 à Figura 49. Verifica-se que todas as estruturas têm períodos inferiores a 1,0 s e que o primeiro modo de vibração corresponde à translação na direção Y.

Figura 46- Primeiros 3 modos de vibração da Estrutura 1: (a) Modo 1; (b) Modo 2; (c) Modo 3

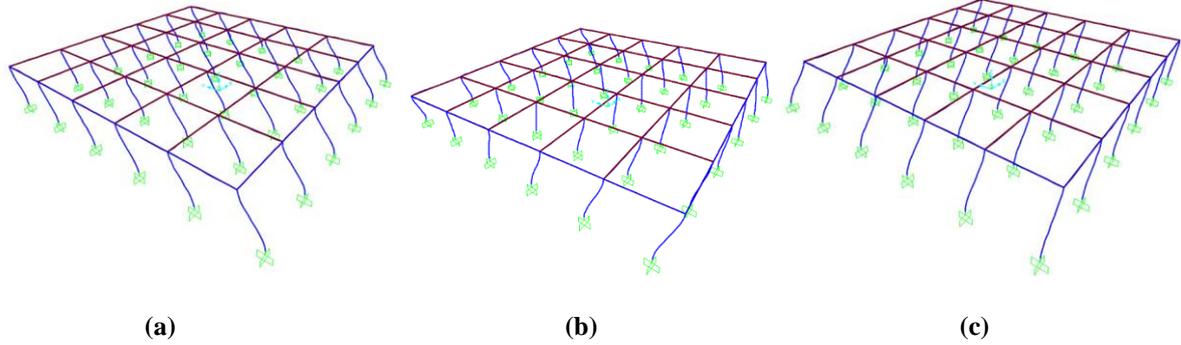


Figura 47- Primeiros 3 modos de vibração da Estrutura 2: (a) Modo 1; (b) Modo 2; (c) Modo 3

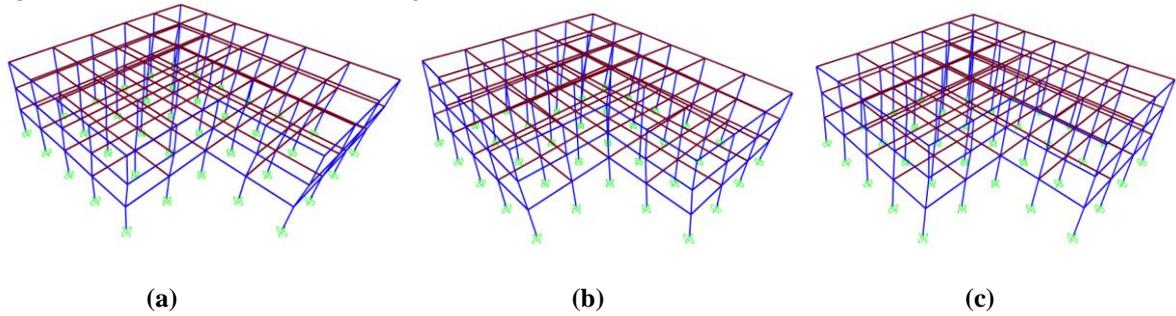


Figura 48- Primeiros 3 modos de vibração da Estrutura 3: (a) Modo 1; (b) Modo 2; (c) Modo 3

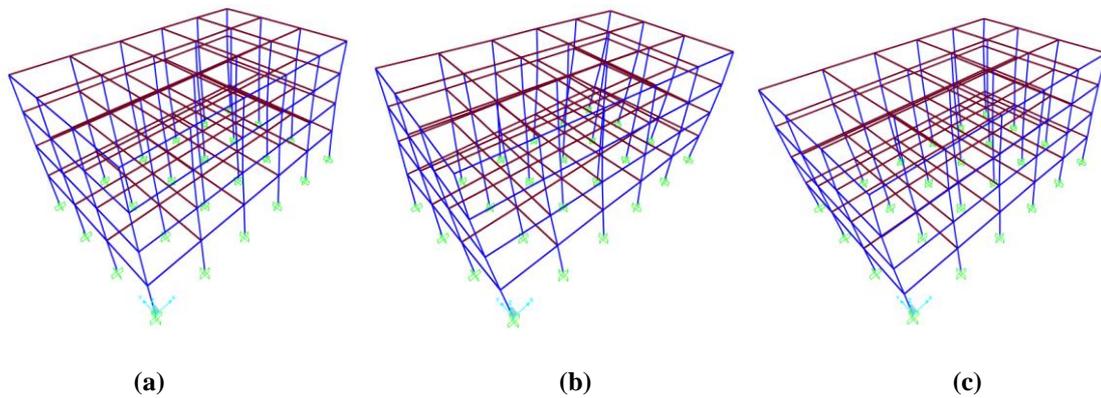
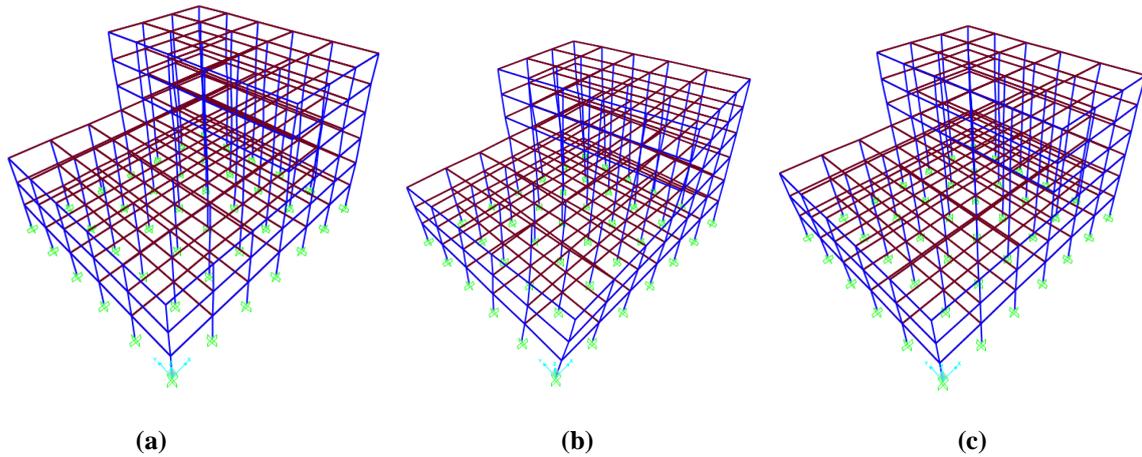


Figura 49- Primeiros 3 modos de vibração da Estrutura 4: (a) Modo 1; (b) Modo 2; (c) Modo 3



## 7.2 Análise pushover

Para a realização dessa análise deve-se definir para cada estrutura modelo as rótulas plásticas. Assim, são definidas 192, 606, 496 e 1050 rótulas plásticas, para a Estrutura 1, a Estrutura 2, a Estrutura 3 e a Estrutura 4, respectivamente.

Como já foi dito, as curvas de capacidade são geradas pela análise pushover, em cada uma das direções X e Y. Para cada estrutura modelo (Figura 50 à Figura 53), observa-se que a direção Y é a de menor capacidade resistente, sendo esta, portanto, a direção de análise. O deslocamento (Tabela 22) a ser considerado no topo de cada edifício, no nó de controle, também é o dessa direção.

Figura 50- Curvas de capacidade da Estrutura 1, nas direções X e Y

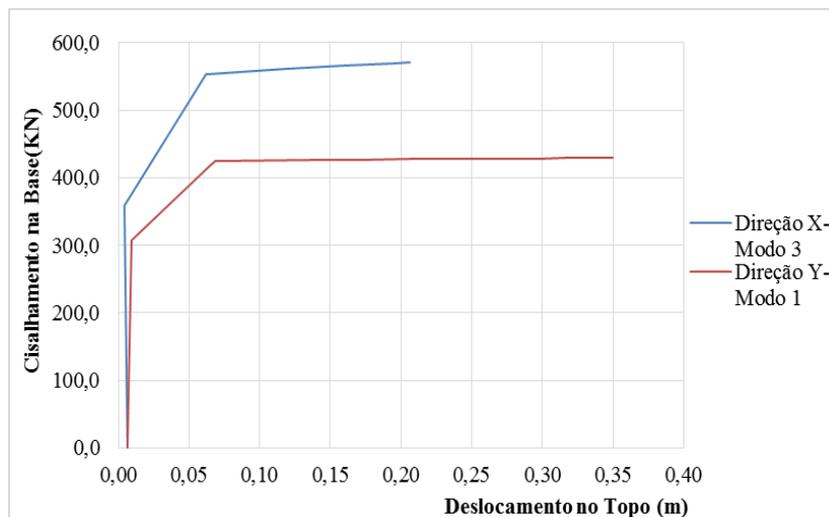


Figura 51- Curvas de capacidade da Estrutura 2, nas direções X e Y

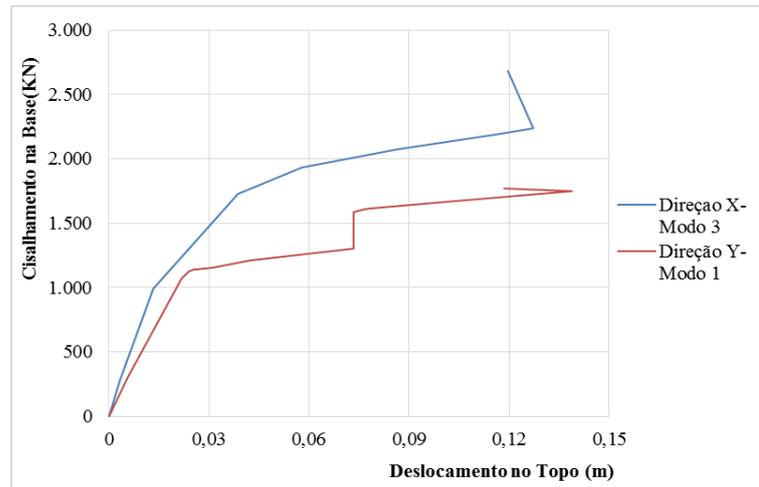


Figura 52- Curvas de capacidade da Estrutura 3, nas direções X e Y

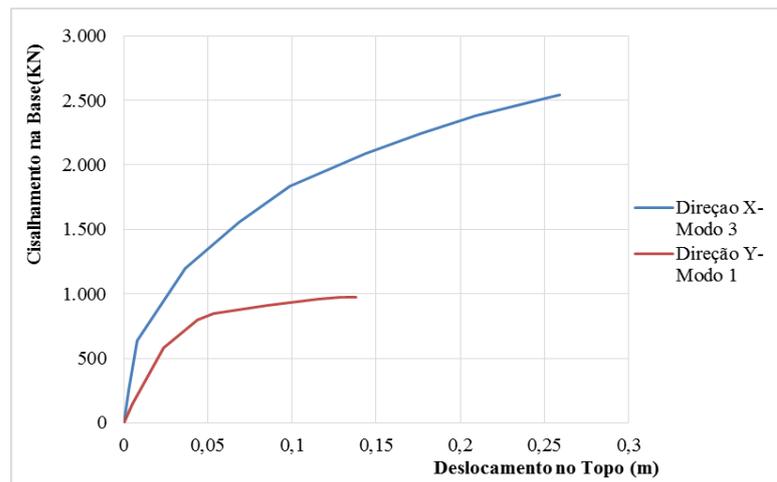
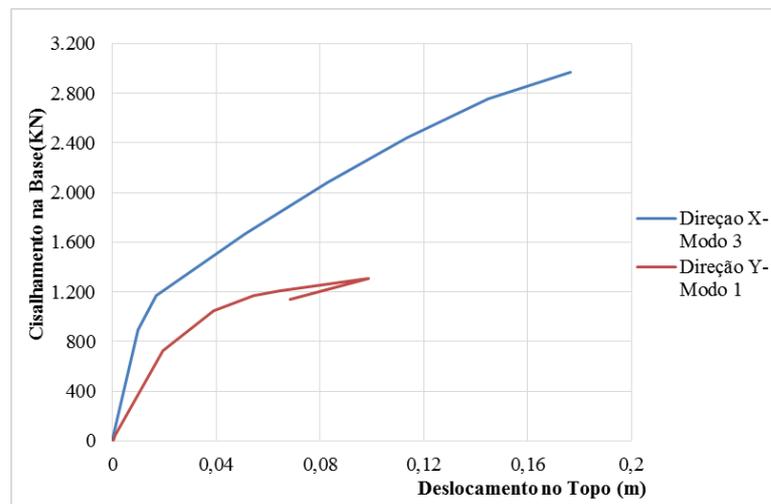


Figura 53- Curvas de capacidade da Estrutura 4, nas direções X e Y



A curva de capacidade também permite avaliar o comportamento global de cada estrutura. Portanto, para a Estrutura 1 (Figura 54) pode-se observar muito bem marcado o trecho de comportamento linear que corresponde a reta 0-1, cujo deslocamento final é 0,0092 m. Antes de atingir esse deslocamento, 100% das rótulas permanecem na faixa A-B (Tabela 23), o que indica que nenhum elemento sofre escoamento. Ao atingir este deslocamento (0,0092 m), os primeiros elementos a escoar são as colunas (Figura 55a). Quando se está no trecho 1-2, cujo deslocamento do ponto 2 é 0,0686 m, 37,5% das rótulas já escoaram encontrando-se a maioria delas na faixa C-D, o que indica um estado de desempenho que corresponde ao colapso. A partir do ponto 2 e para um deslocamento 0,070 m, a estrutura começa a mostrar um comportamento muito dúctil. Ou seja, para uma carga quase constante, a estrutura vai se degradando pouco a pouco como se observa do passo cinco ao onze na Tabela 23. Já no passo 12, alguns elementos de coluna começam a trabalhar com sua capacidade resistente residual, o que indica que a estrutura está próxima à falha total (Figura 55c). Finalmente, a estrutura atinge um deslocamento máximo de 0,350 m e um cisalhamento de base de 429,30 kN (ponto 3 da Figura 54), com a falha total de oito colunas nos eixos A e F (Figura 55d).

Figura 54- Curva de capacidade: Estrutura 1

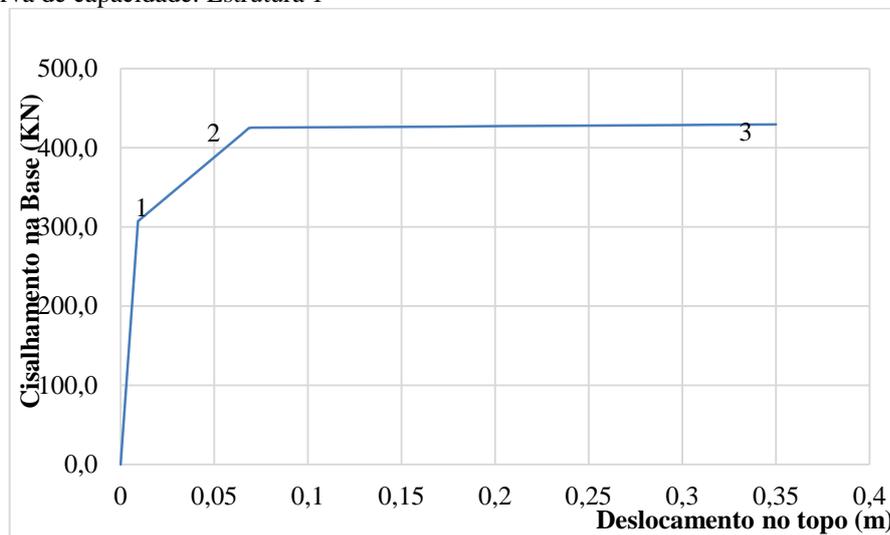
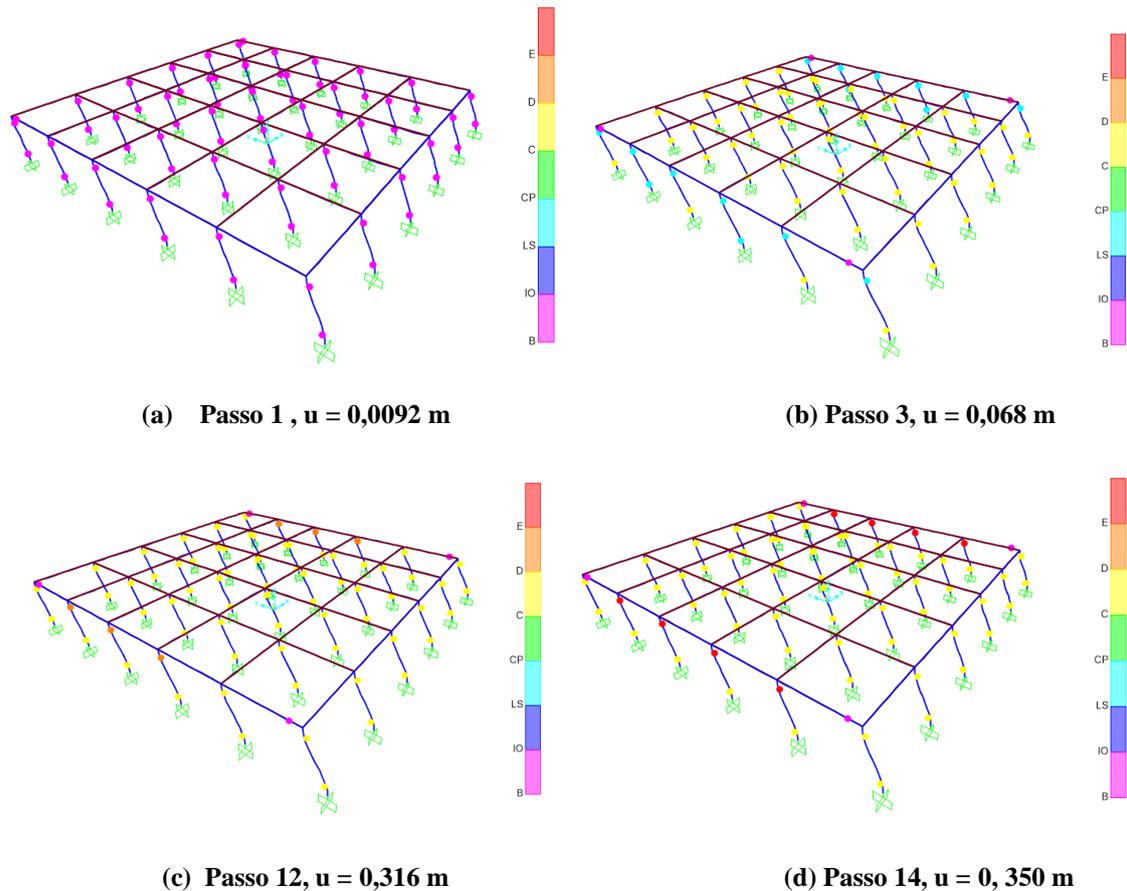


Tabela 23- Resultados da análise Pushover: Estrutura 1

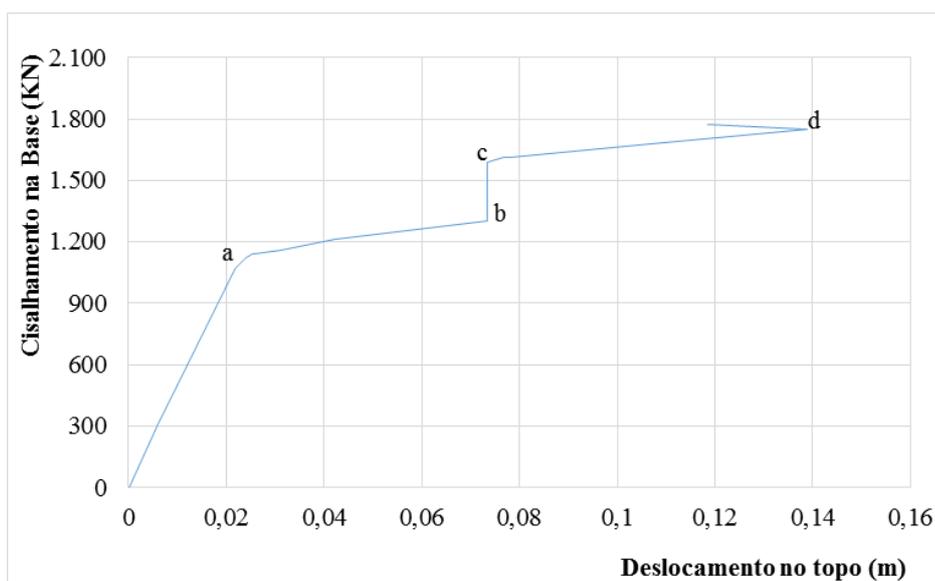
Passo	Deslocamento (m)	Cisalhamento (kN)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	Além E	Total
0	0	0,000	192	0	0	0	0	0	0	0	192
1	0,009237	307,379	118	74	0	0	0	0	0	0	192
2	0,064394	416,442	116	4	0	72	0	0	0	0	192
3	0,068618	424,793	116	4	0	16	0	56	0	0	192
4	0,069252	425,080	116	4	0	4	6	62	0	0	192
5	0,069926	425,264	116	4	0	0	2	70	0	0	192
6	0,070577	425,307	116	4	0	0	0	72	0	0	192
7	0,135396	426,233	116	4	0	0	0	72	0	0	192
8	0,170396	426,733	116	4	0	0	0	72	0	0	192
9	0,205396	427,233	116	4	0	0	0	72	0	0	192
10	0,240396	427,733	116	4	0	0	0	72	0	0	192
11	0,297438	428,548	116	4	0	0	0	72	0	0	192
12	0,31577	428,810	116	4	0	0	0	66	6	0	192
13	0,31577	428,810	116	4	0	0	0	66	0	6	192
14	0,350007	429,301	116	4	0	0	0	64	0	8	192

Figura 55-Formação de rótulas plásticas na análise pushover: Estrutura 1



A curva de capacidade obtida para a Estrutura 1 é própria de uma estrutura dúctil. A ductilidade é muito importante em uma estrutura que deve resistir efeitos sísmicos, já que elimina a possibilidade de uma falha frágil, além de fornecer uma fonte adicional de amortecimento, pois o que se espera é que a estrutura apresente o menor risco sísmico.

Figura 56- Curva de capacidade: Estrutura 2

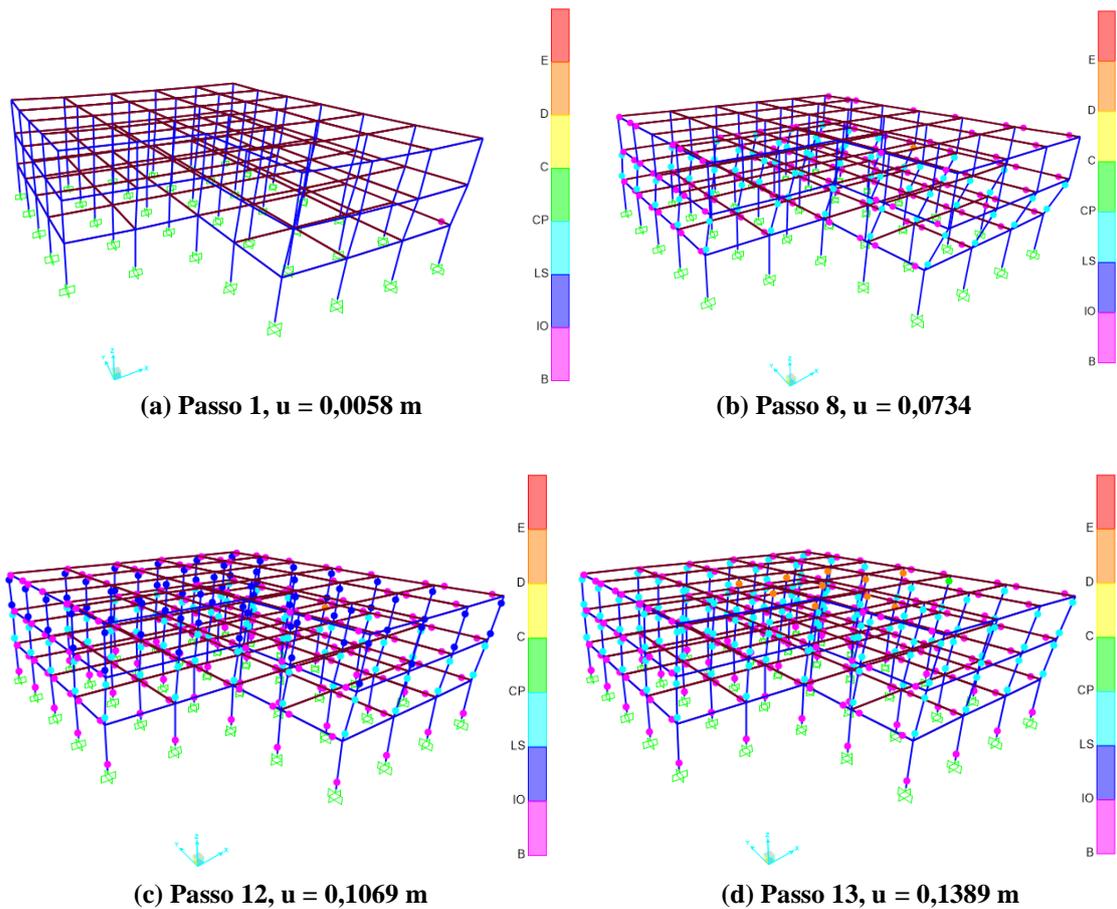


Para a Estrutura 2 (Figura 56), a curva de capacidade mostra um comportamento linear até o ponto *a* com um deslocamento de 0,00583 m. Quando atinge esse deslocamento, somente a viga V-1 do eixo F (ver Apêndice B - Figura B 1) tem escoado (Figura 57a). No trecho de *a-b*, que corresponde aos passos um a oito (Tabela 24) com deslocamentos de 0,0058 a 0,0734, respectivamente, observa-se uma importante degradação da rigidez inicial da estrutura influenciada pelo escoamento de quase 34% dos elementos de viga e coluna (Figura 57b), estando alguns deles no estado de desempenho de prevenção ao colapso (CO); do ponto *b* ao ponto *c*, correspondentes aos passos oito e nove (Tabela 24), a estrutura apresenta um ganho na capacidade resistente que pode ser devido haverem elementos ainda no estado de desempenho IO. Nesse caso, são as vigas do último pavimento as quais não interferem tanto na capacidade resistente global da estrutura. No trecho *c-d*, correspondente aos passos nove ao treze (Tabela 24), experimenta-se novamente uma degradação da rigidez na qual as rótulas entram em estado de segurança para a vida (LS) (Figura 57c). Finalmente, a resistência última global é atingida no passo treze, para um deslocamento no topo de 0,1389 m e um cisalhamento de 1749,865 kN. Para este último passo, dez elementos de coluna do terceiro pavimento já excederam a capacidade última (Figura 57c).

Tabela 24- Resultados da análise pushover: Estrutura 2

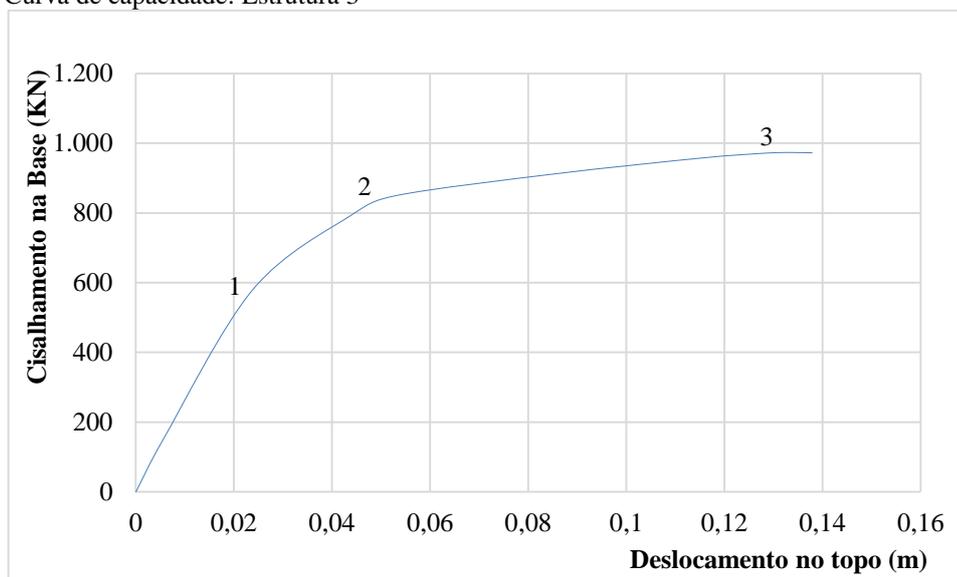
Passo	Deslocamento (m)	Cisalhamento (kN)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	Além E	Total
0	0,00003	0,000	606	0	0	0	0	0	0	0	606
1	0,00583	306,843	605	1	0	0	0	0	0	0	606
2	0,021888	1066,550	488	118	0	0	0	0	0	0	606
3	0,024002	1122,226	448	158	0	0	0	0	0	0	606
4	0,025405	1138,573	428	178	0	0	0	0	0	0	606
5	0,0257	1140,313	422	184	0	0	0	0	0	0	606
6	0,031113	1156,108	419	187	0	0	0	0	0	0	606
7	0,042316	1213,568	411	119	76	0	0	0	0	0	606
8	0,073393	1299,129	401	129	0	75	0	0	1	0	606
9	0,073396	1588,379	281	249	0	75	0	0	1	0	606
10	0,076594	1609,193	267	263	0	75	0	0	1	0	606
11	0,078081	1614,636	264	266	0	75	0	0	1	0	606
12	0,10668	1679,437	244	210	76	75	0	0	1	0	606
13	0,138853	1749,865	239	215	0	141	1	0	10	0	606
14	0,118611	1771,224	232	222	0	141	1	0	10	0	606

Figura 57- Formação de rótulas plásticas na análise pushover: Estrutura 2



Na Estrutura 2 nenhum elemento individual atingiu a falha total, mas o dano em elementos importantes como as colunas do terceiro pavimento, as quais estão trabalhando só com a capacidade resistente residual, acompanhado do dano de outros elementos, provocam o colapso global da estrutura.

Figura 58- Curva de capacidade: Estrutura 3



A curva de capacidade da Estrutura 3 (Figura 58) apresenta três trechos distintos: 0-1, que marca o comportamento linear da estrutura, e os trechos 1-2 e 2-3 que mostra o comportamento não linear. O trecho de comportamento linear atinge o deslocamento de 0,024 m (passo 2 na Tabela 25), em que, aproximadamente, 14% dos elementos já escoaram (Figura 59a). O trecho 1-2 atinge o deslocamento de 0,053 m (passo 4 na Tabela 25), onde há uma pequena queda da rigidez da estrutura influenciada pelo escoamento de 124 elementos. Até o ponto 2, 38% dos elementos já escoaram, mas do ponto de vista do desempenho isto não afeta a estrutura, pois estes elementos ainda estão na faixa B-IO (Tabela 25). No trecho 2-3, a estrutura apresenta uma notável degradação da rigidez, para um deslocamento de 0,116 m (passo 6 da Tabela 25), onde 50% dos elementos já escoaram e alguns deles entram na faixa de desempenho de segurança para a vida (LS) e prevenção ao colapso (CP) (Figura 59c). Isso indica que a estrutura está próxima ao colapso. Finalmente, o colapso é atingido para um deslocamento de 0,133 m e um cisalhamento de 973.339 kN (ponto 3 da Figura 58). Para este ponto, quase 8% dos elementos já colapsaram, inclusive todos os elementos de coluna no segundo pavimento (Figura 59d). Essa estrutura, diferente das anteriores, colapsa quando alguns elementos atingem a capacidade última.

Tabela 25- Resultados da análise pushover: Estrutura 3

Passo	Deslocamento (m)	Cisalhamento (kN)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	Além E	Total
0	0,000025	0	496	0	0	0	0	0	0	0	496
1	0,005497	147,959	494	2	0	0	0	0	0	0	496
2	0,023902	580,727	430	66	0	0	0	0	0	0	496
3	0,04406	794,768	350	146	0	0	0	0	0	0	496
4	0,053252	850,221	306	190	0	0	0	0	0	0	496
5	0,085331	911,879	264	176	56	0	0	0	0	0	496
6	0,115664	957,959	246	186	20	42	2	0	0	0	496
7	0,128196	971,321	236	190	22	14	10	24	0	0	496
8	0,131924	973,223	236	188	24	4	8	36	0	0	496
9	0,132917	973,339	232	192	24	4	6	38	0	0	496
10	0,134904	973,13	232	192	24	2	6	40	0	0	496
11	0,137884	972,434	232	192	24	0	2	46	0	0	496

Figura 59 - Formação de rótulas plásticas na análise pushover: Estrutura 3

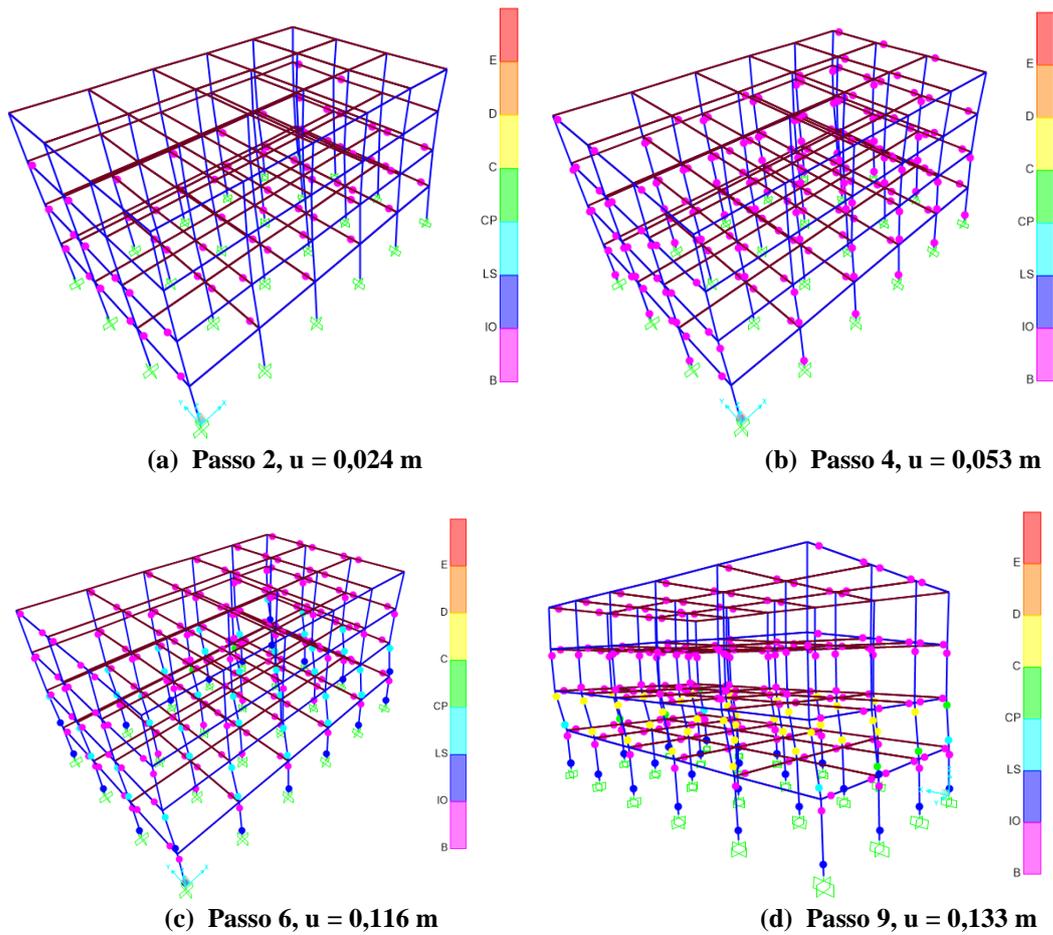
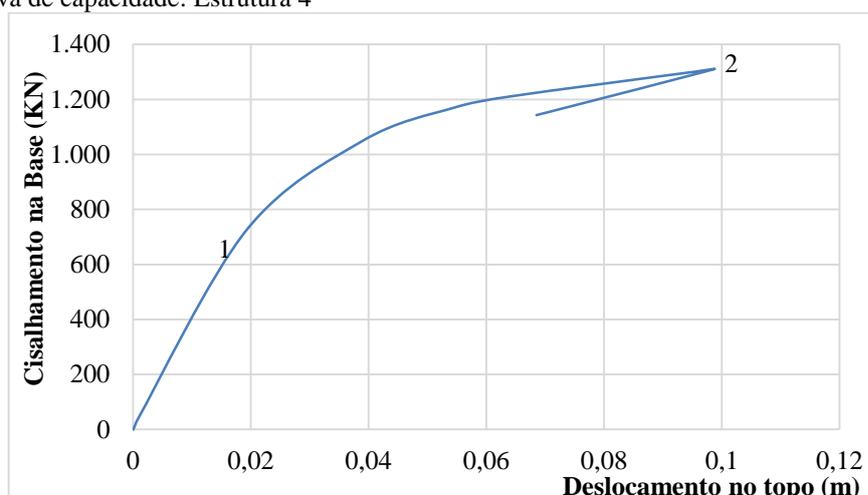


Figura 60- Curva de capacidade: Estrutura 4



Na Estrutura 4, a formação da primeira rótula plástica ocorre para um deslocamento no topo de 0,00095 m, ainda no comportamento linear definido pelo trecho 0-1 na curva de capacidade (Figura 60). O elemento que escoar é a viga V-3 (Ver Apêndice D) no terceiro pavimento (Figura 61a). A partir do ponto 1, correspondente a um deslocamento no topo de 0,019 m, a estrutura começa a apresentar um comportamento não linear. Neste ponto, 15,52% dos elementos já cederam (todos os elementos de viga) localizadas nos eixos D ao G dos seis pavimentos. As primeiras colunas começam a escoar para um deslocamento de 0,039 m nos pavimentos quatro e cinco (Figura 61b). Para o deslocamento de 0,096 m, algumas das rótulas nessas colunas entram no estado de segurança da vida (LS), como se pode observar no passo seis da Tabela 26 e na Figura 61c.

Tabela 26 - Resultados da análise pushover: Estrutura 4

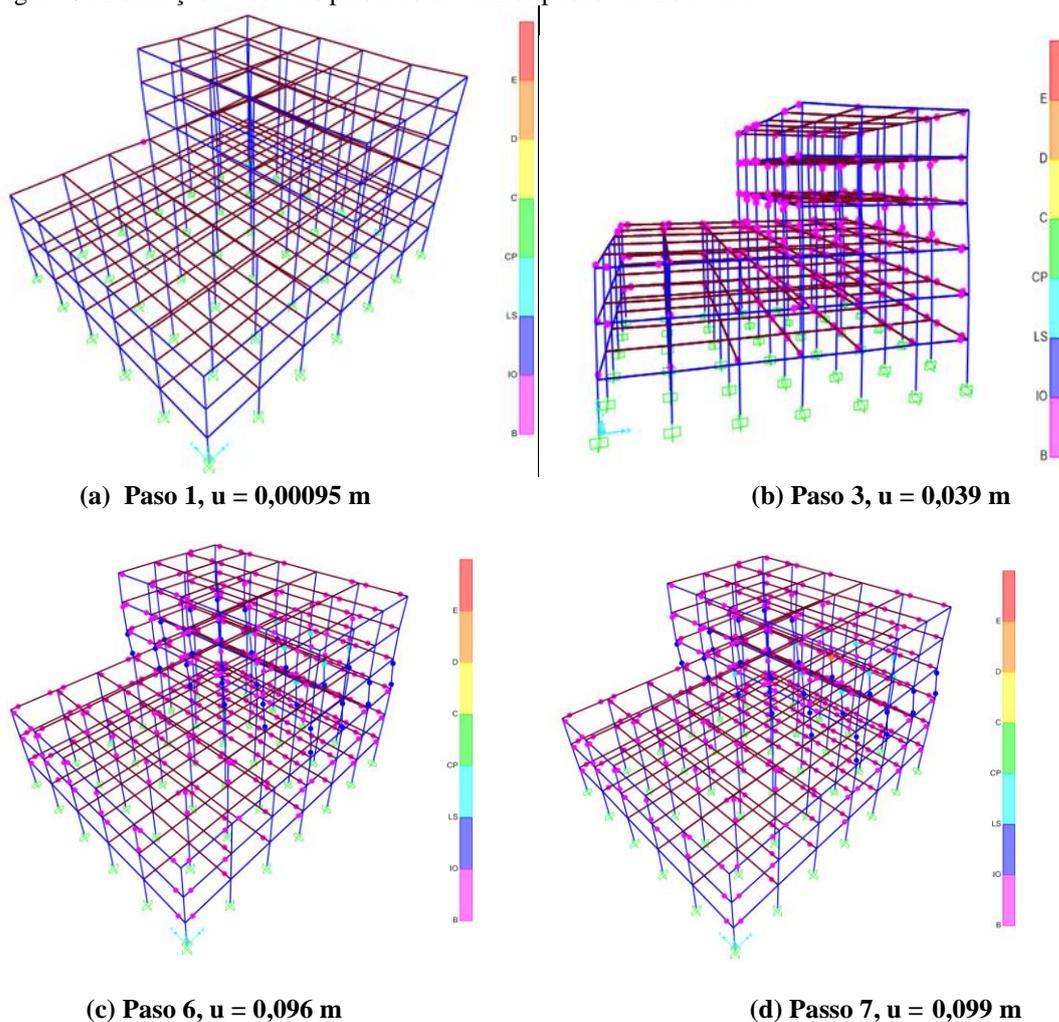
Passo	Deslocamento m	Cisalhamento KN	Estado de Segurança da Vida (LS)								Total
			A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	CD	D-E	Além E	
0	0,000059	0,000	1050	0	0	0	0	0	0	0	1050
1	0,000949	43,006	1049	1	0	0	0	0	0	0	1050
2	0,019364	727,240	908	142	0	0	0	0	0	0	1050
3	0,039018	1049,561	788	262	0	0	0	0	0	0	1050
4	0,054519	1169,960	713	334	3	0	0	0	0	0	1050
5	0,06422	1211,305	676	351	23	0	0	0	0	0	1050
6	0,095562	1301,157	646	356	38	10	0	0	0	0	1050
7	0,098532	1308,858	644	358	34	13	0	0	1	0	1050
8	0,06854	1142,945	644	358	34	13	0	0	1	0	1050

Finalmente, para o passo 7, a coluna C-1, no quarto pavimento, excede a capacidade última e se encontra trabalhando só com a capacidade residual, atingindo-se neste

passo a capacidade última global da estrutura com um deslocamento no topo de 0,099 m e um cisalhamento de base de 1308,858 kN (ponto 2 da Figura 60).

Das curvas de capacidade apresentadas anteriormente, a curva da Estrutura 1 (Figura 54) apresenta um comportamento muito diferente quando comparada com as das outras estruturas modelos, pois devido a sua simplicidade na configuração estrutural tem uma alta capacidade resistente. Este fato pode ser observado quando se realiza uma análise não linear. Como foi dito no subitem 6.2, para realizar a análise não linear considera-se um nó de controle com um deslocamento de 200% do deslocamento máximo obtido na análise dinâmica linear (Tabela 22). Contudo, as estruturas 2, 3 e 4 não conseguiram atingir este deslocamento, pois a falha total ocorre antes de alcançá-lo, quando a carga deixa de ser aplicada automaticamente pelo programa. Porém, a Estrutura 1 consegue superar este deslocamento, atingindo a falha total para um deslocamento de 0,35 m (Figura 55d)

Figura 61-Formação de rótulas plásticas na análise pushover: Estrutura 4



Outro aspecto importante a observar nesta curva da Estrutura 1 é a pronunciada inclinação do trecho linear (trecho 0-1 na Figura 54), onde para altos valores de cisalhamento os deslocamentos no topo são bem pequenos, sendo menores do que 0,0092 m, e no trecho não linear para valores de cisalhamento quase constantes os deslocamentos são bem maiores. Este aspecto influirá na criação das curvas de fragilidade, pois a grande diferença, devido à ductilidade, entre o deslocamento do ponto de escoamento ( $D_y$ ) e o deslocamento do ponto de capacidade última ( $D_u$ ) provocará que o ajuste da Equação (34) para esta estrutura não seja muito bom.

### 7.2.1 Espectros de capacidade

As curvas de capacidade são convertidas para o formato ADRS e representada na sua forma bilinear. A Tabela 27 mostra os pontos que definem o espectro bilinear, para cada uma das estruturas analisadas. Os espectros de capacidade e suas respectivas formas bilineares, para cada estrutura modelo, são mostrados da Figura 62 à Figura 65.

Tabela 27- Pontos de capacidade de escoamento e última do espectro bilinear de cada uma das estruturas modelos

Estruturas modelos	Capacidade de Escoamento ( $D_y, A_y$ )	Capacidade Última ( $D_u, A_u$ )
<b>Estrutura 1</b>	(0,0127, 0,2681)	(0,3500, 0,2833)
<b>Estrutura 2</b>	(0,0160, 0,1426)	(0,1078, 0,2824)
<b>Estrutura 3</b>	(0,0236, 0,1351)	(0,1217, 0,1731)
<b>Estrutura 4</b>	(0,0145, 0,0911)	(0,0800, 0,1602)

Figura 62- Espectro de capacidade e representação bilinear: Estrutura 1

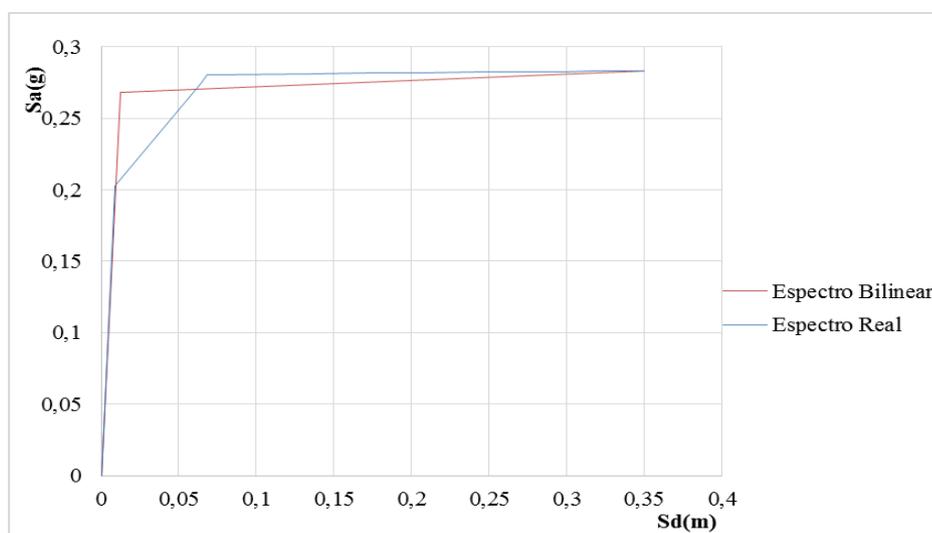


Figura 63- Espectro de capacidade e representação bilinear: Estrutura 2

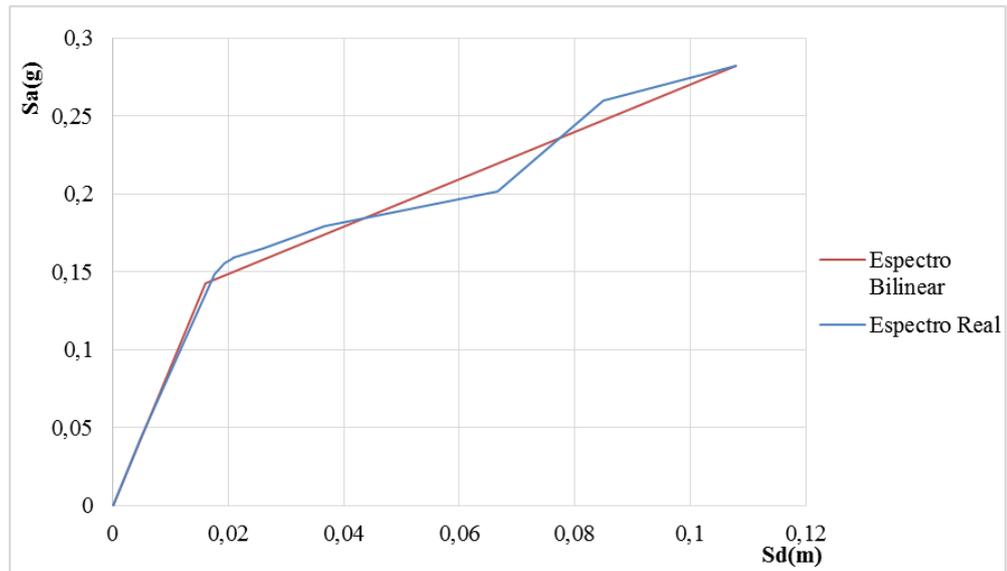


Figura 64- Espectro de capacidade e representação bilinear: Estrutura 3

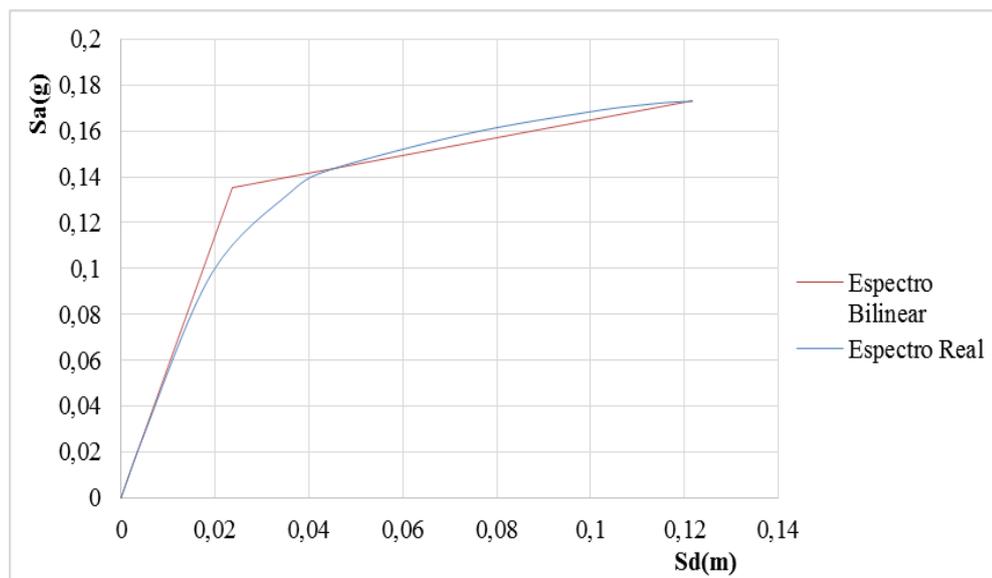
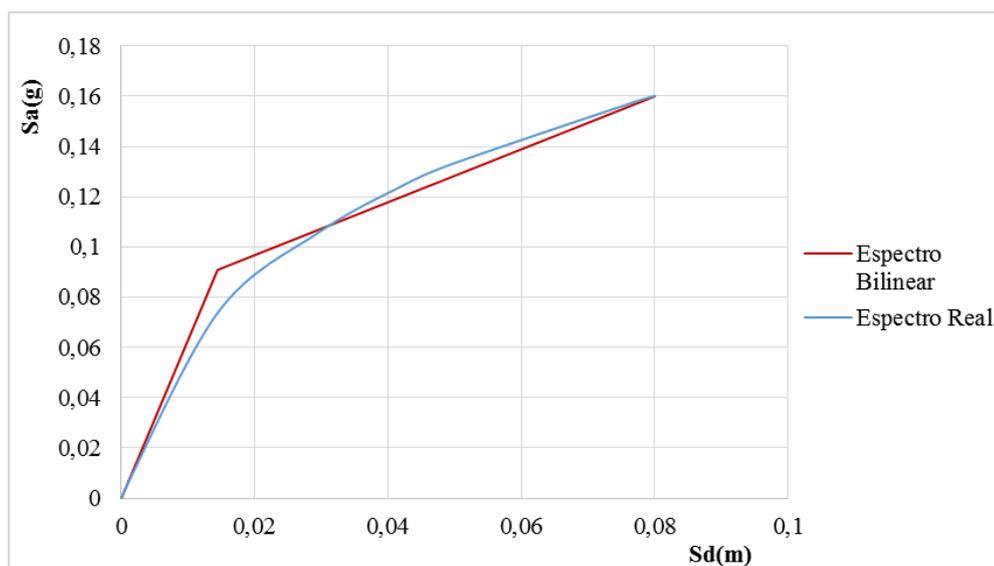


Figura 65- Espectro de capacidade e representação bilinear: Estrutura 4



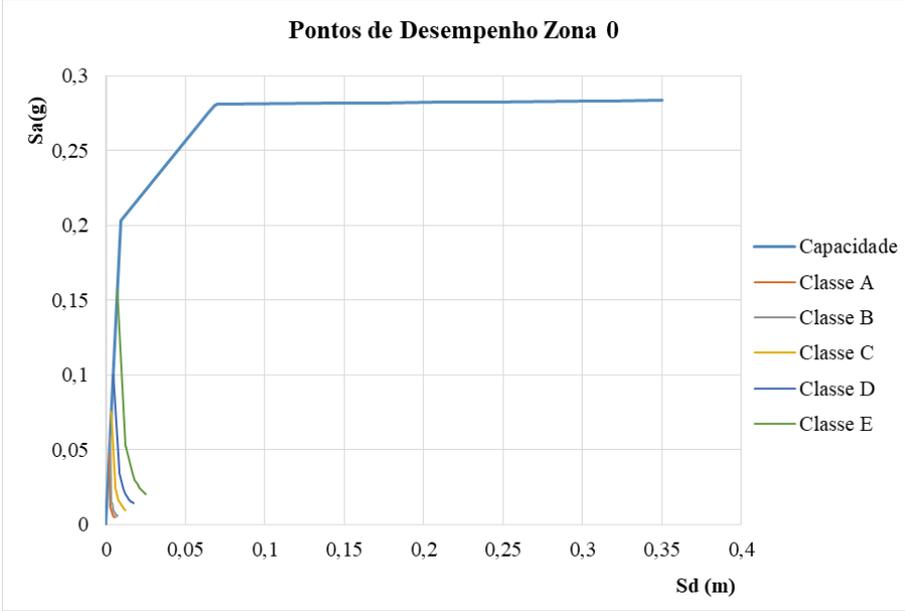
### 7.2.2 Pontos de desempenho

A Tabela 28 mostra os pontos de desempenho obtidos para as cinco zonas sísmicas e as cinco classes de terreno, para a Estrutura 1 e, a Figura 66 mostra graficamente a interseção do espectro de capacidade com a demanda. Na Figura 66a, para a classe de terreno E na zona sísmica zero, observa-se que a demanda fica quase abaixo do espectro de capacidade, interceptando-o quando ainda está em seu comportamento linear, portanto este tipo de terreno, nesta zona sísmica, não deveria representar nenhum risco sísmico, como será comprovado mais adiante. Nas Figura 66d e 44e observa-se com maior clareza a interseção, pois à medida que aumenta a zona sísmica, a demanda exige maior capacidade estrutural.

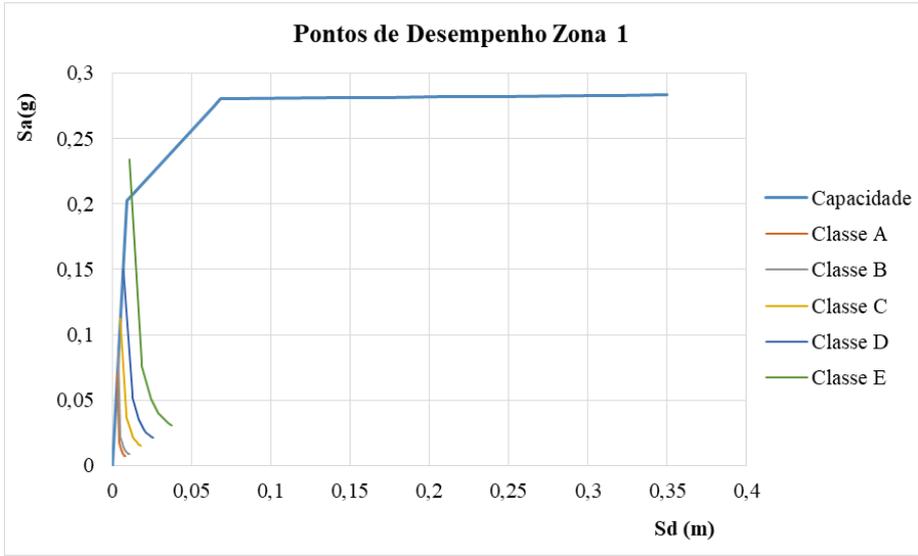
Tabela 28- Pontos de desempenho: Estrutura 1

Classe de Terreno	Ponto de desempenho ( $S_d, S_a$ ).				
	Zona 0	Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 4
A	(0,0021, 0,047)	(0,003, 0,07)	(0,006, 0,140)	(0,011, 0,205)	(0,013, 0,208)
B	(0,0027, 0,058)	(0,004, 0,088)	(0,008, 0,175)	(0,014, 0,209)	(0,017, 0,213)
C	(0,0034, 0,075)	(0,005, 0,113)	(0,010, 0,204)	(0,019, 0,216)	(0,025, 0,223)
D	(0,0046, 0,100)	(0,007, 0,150)	(0,015, 0,210)	(0,028, 0,228)	(0,036, 0,237)
E	(0,0071, 0,156)	(0,011, 0,205)	(0,026, 0,225)	(0,057, 0,265)	(0,076, 0,281)

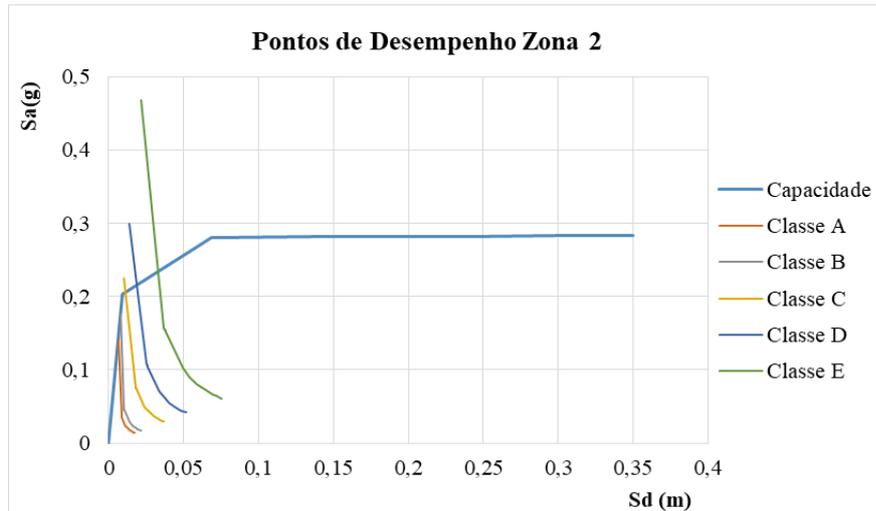
Figura 66- Pontos de desempenho: Estrutura 1, (a) zona sísmica zero; (b) zona sísmica 1; (c) zona sísmica 2; (d) zona sísmica 3; (e) zona sísmica 4.



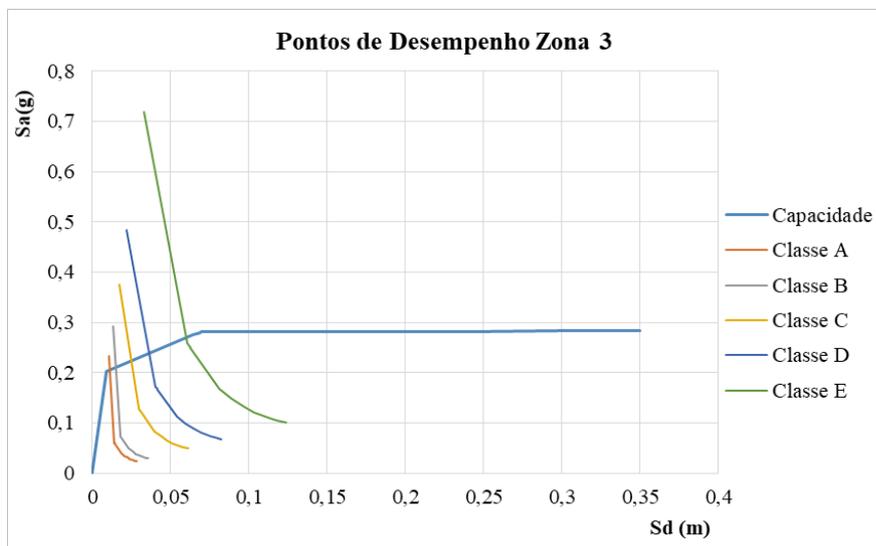
(a)



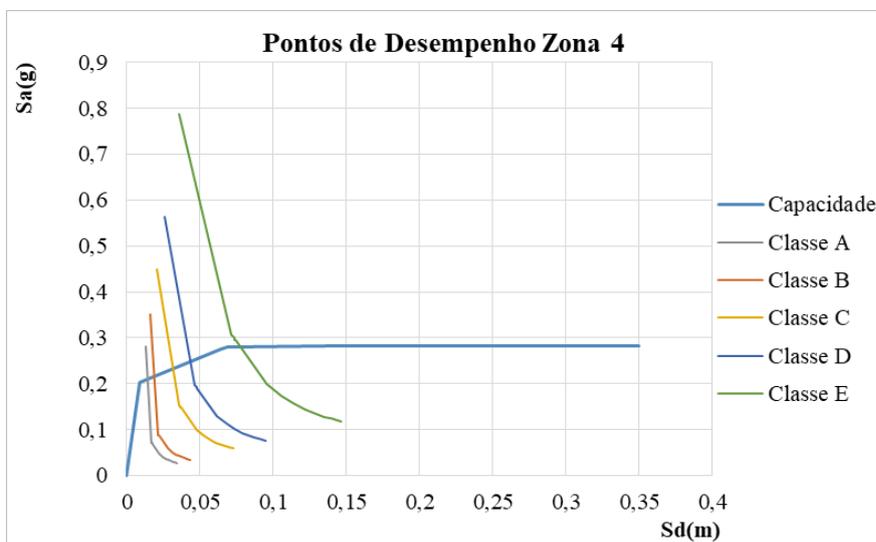
(b)



(c)



(d)



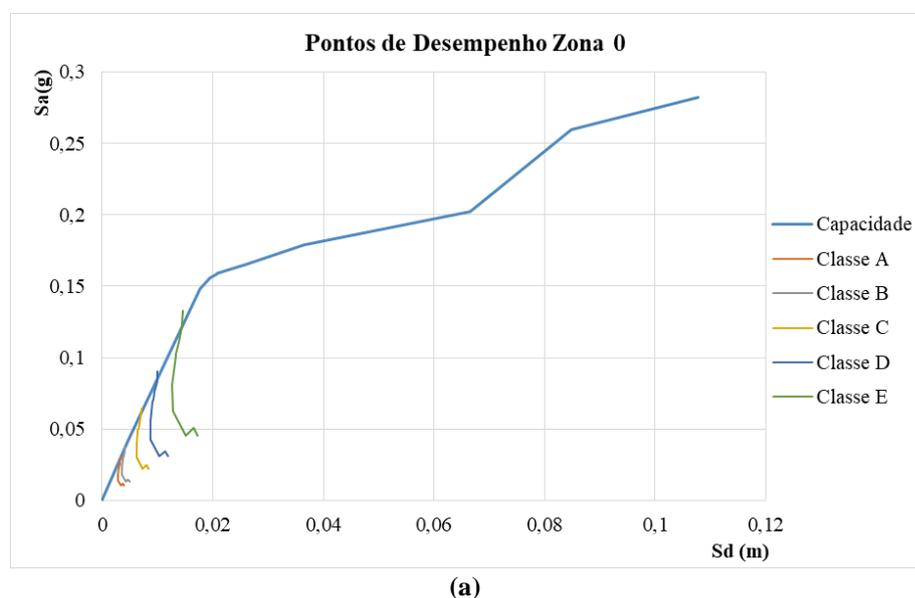
(e)

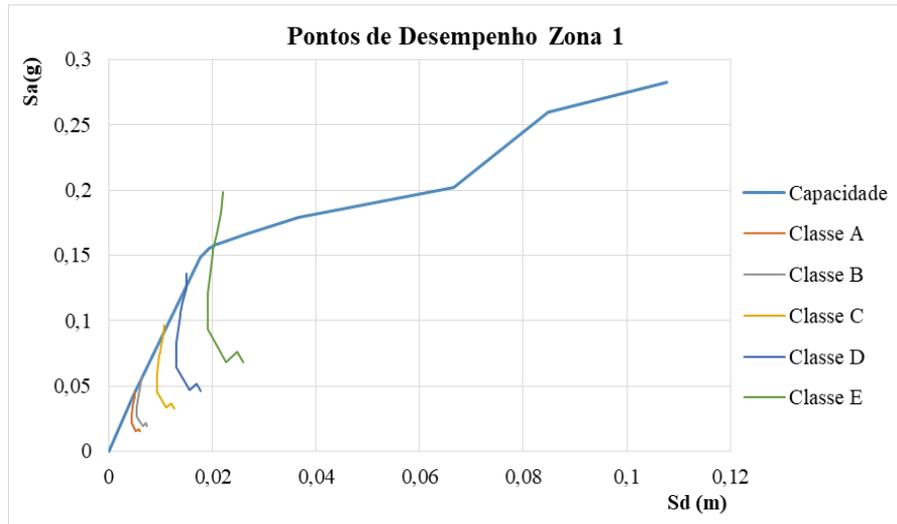
Os pontos de desempenho obtidos para as cinco zonas sísmicas e os cinco tipos de terreno, para a Estrutura 2, são mostrados na Tabela 29. A Figura 67 mostra a interseção do espectro de capacidade com a demanda. Na Figura 67a, para a classe de terreno A e B na zona sísmica zero, observa-se que a demanda fica quase abaixo do espectro de capacidade, interceptando-o quando ainda está em seu comportamento linear. Quando isto ocorre, a estrutura sobrevive ao sismo, ao contrário da Figura 67e onde a demanda para a classe de terreno E fica acima do espectro de capacidade interceptando-o quase no ponto de capacidade última. Neste caso, a estrutura pode sobreviver ao sismo, mas o risco pode ser muito alto, como se mostrará adiante.

Tabela 29- Pontos de desempenho: Estrutura 2

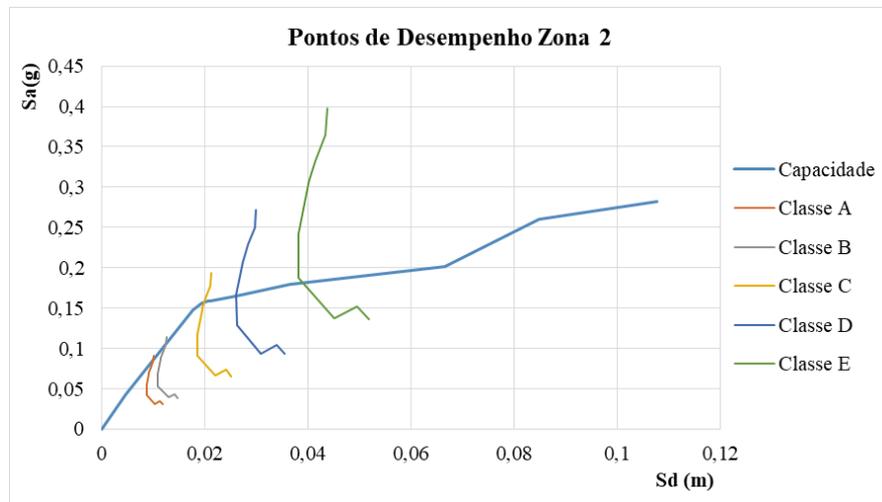
Classe de Terreno	Ponto de desempenho ( $S_d, S_a$ )				
	Zona 0	Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 4
<b>A</b>	(0,0034, 0,031)	(0,0050, 0,045)	(0,010, 0,086)	(0,017, 0,14)	(0,019, 0,155)
<b>B</b>	(0,0042, 0,038)	(0,0063, 0,056)	(0,013, 0,106)	(0,020, 0,156)	(0,023, 0,161)
<b>C</b>	(0,0071, 0,062)	(0,011, 0,0910)	(0,020, 0,157)	(0,031, 0,172)	(0,037, 0,18)
<b>D</b>	(0,0100, 0,086)	(0,015, 0,1260)	(0,026, 0,166)	(0,044, 0,184)	(0,053, 0,191)
<b>E</b>	(0,015, 0,123)	(0,020, 0,1580)	(0,039, 0,181)	(0,079, 0,242)	(0,099, 0,274)

Figura 67- Pontos de desempenho: Estrutura 2, (a) zona sísmica zero; (b) zona sísmica 1; (c) zona sísmica 2; (d) zona sísmica 3; (e) zona sísmica 4.

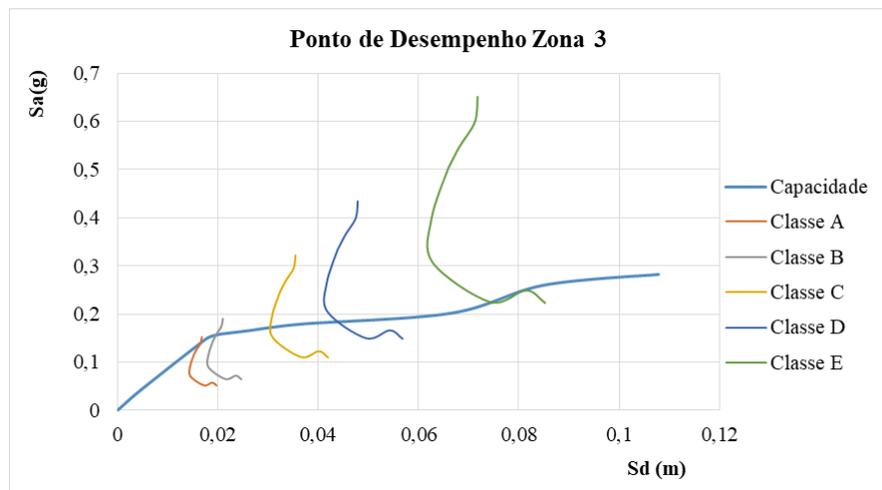




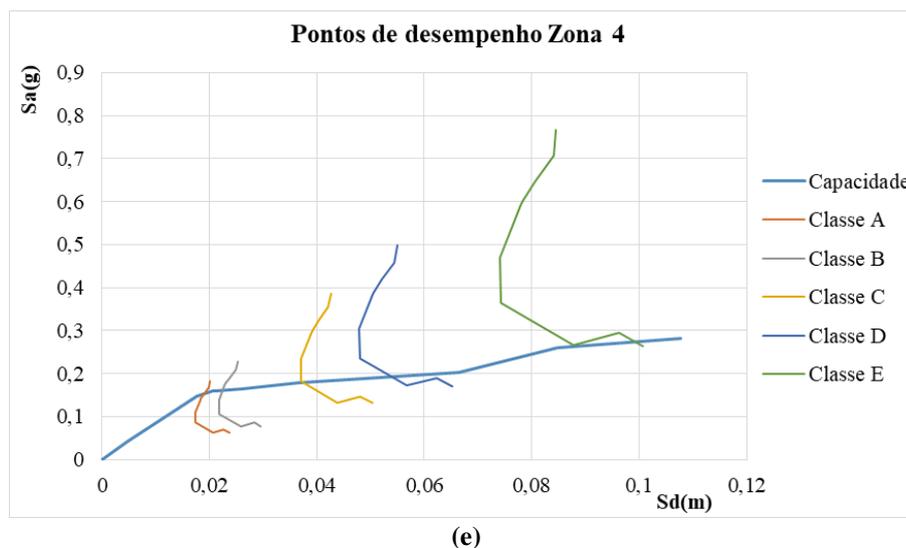
(b)



(c)



(d)

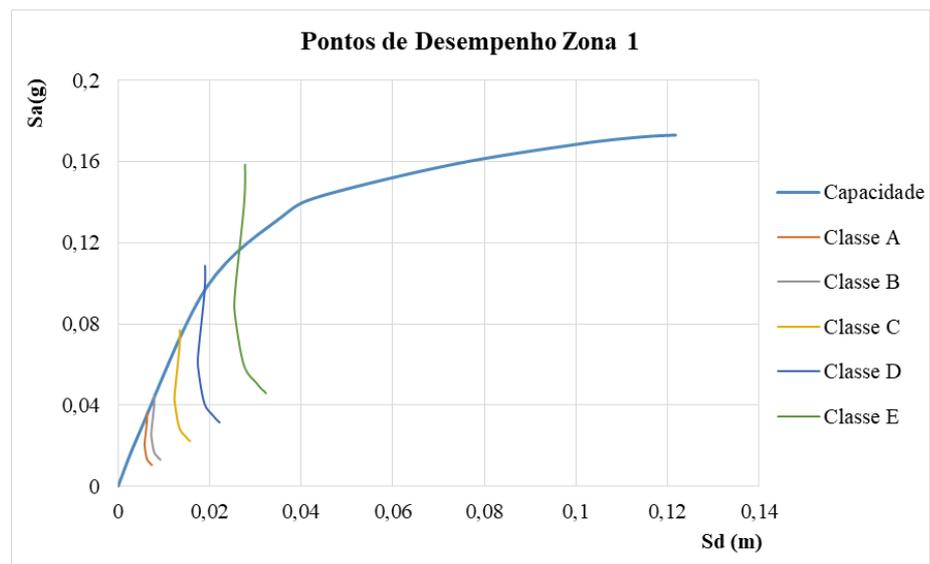
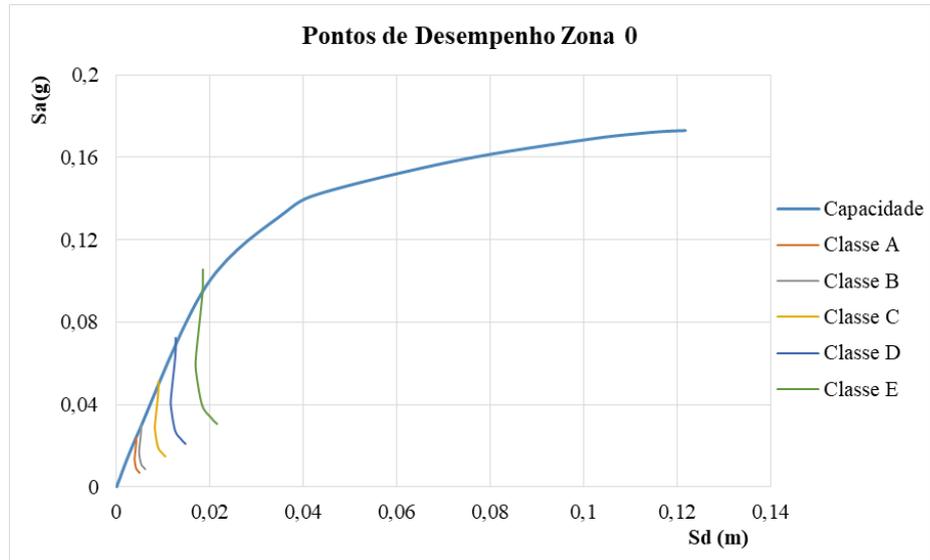


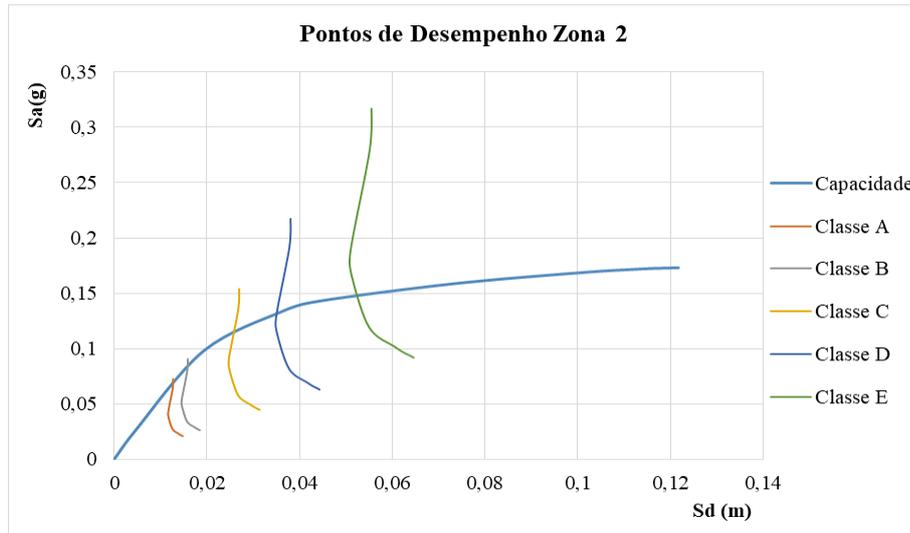
A Tabela 30 mostra os pontos de desempenho obtidos para as cinco zonas sísmicas e os cinco tipos de terreno, para a Estrutura 3. A Figura 68 mostra a interseção do espectro de capacidade com a demanda, observa-se a influência da classe de terreno no desempenho da estrutura, na Figura 68a para a classe de terreno A, a estrutura não sofre nenhum risco, pois a capacidade fica quase acima da demanda, mas para o terreno E, a demanda aumenta de forma considerável. Na zona sísmica quatro (Figura 68e), que é a zona com maiores acelerações, para a classe de terreno A, a demanda intercepta a estrutura quando esta começa a apresentar um comportamento plástico, o que pode significar algum tipo de risco. No entanto, para a classe de terreno E, a demanda fica acima da estrutura o que indica que esta não sobrevive ao sismo, podendo representar alto risco, como se mostrará adiante.

Tabela 30- Pontos de desempenho: Estrutura 3

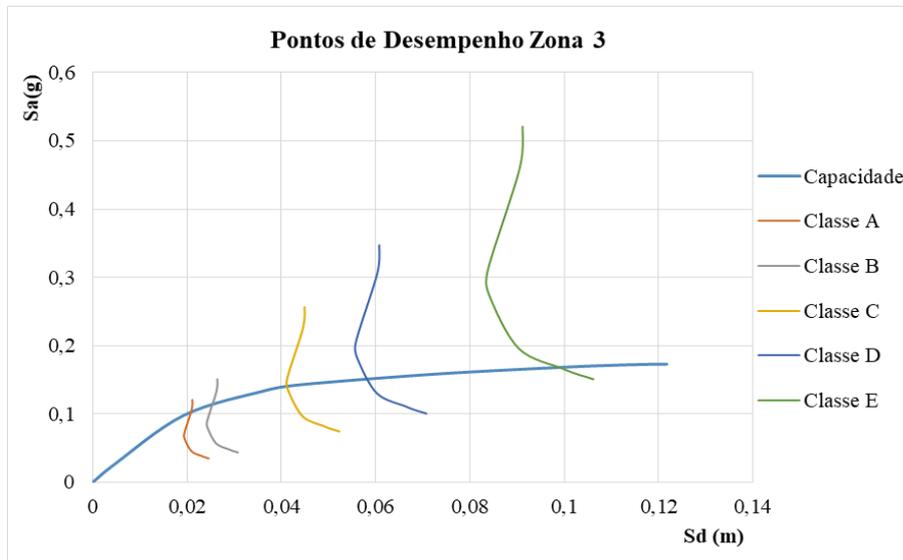
Classe de Terreno	Ponto de desempenho ( $S_d, S_a$ ).				
	Zona 0	Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 4
<b>A</b>	(0,0042, 0,024)	(0,0063, 0,035)	(0,013, 0,065)	(0,021, 0,101)	(0,025, 0,109)
<b>B</b>	(0,0053, 0,029)	(0,0079, 0,042)	(0,016, 0,081)	(0,026, 0,111)	(0,030, 0,121)
<b>C</b>	(0,0090, 0,047)	(0,0130, 0,069)	(0,026, 0,112)	(0,041, 0,140)	(0,051, 0,46)
<b>D</b>	(0,0130, 0,065)	(0,0190, 0,096)	(0,035, 0,131)	(0,058, 0,150)	(0,068, 0,156)
<b>E</b>	(0,0180, 0,093)	(0,0270, 0,113)	(0,052, 0,147)	(0,099, 0,168)	(-)

Figura 68- Pontos de desempenho: Estrutura 3, (a) zona sísmica zero; (b) zona sísmica 1; (c) zona sísmica 2; (d) zona sísmica 3; (e) zona sísmica 4.

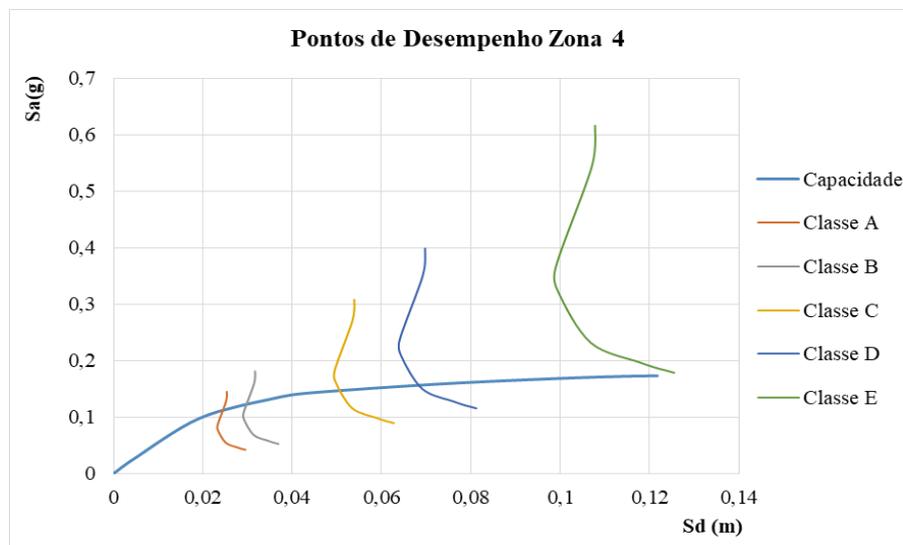




(c)



(d)



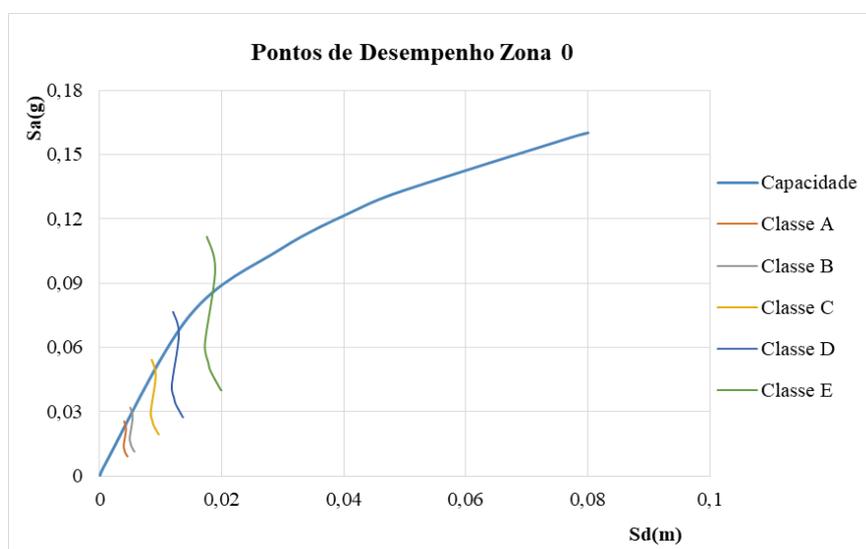
(e)

A Tabela 31 mostra os pontos de desempenho obtidos para as cinco zonas sísmicas e os cinco tipos de terreno, para a Estrutura 4. A Figura 69 mostra graficamente as interseções do espectro de capacidade com o de demanda. Pode-se observar que a capacidade última da estrutura é quase atingida na classe de terreno D das zonas sísmica três e quatro, portanto, nestas zonas e para a classe de terreno E não existe nenhuma interseção, e a demanda fica acima da capacidade o que indica que a estrutura não sobrevive o terremoto.

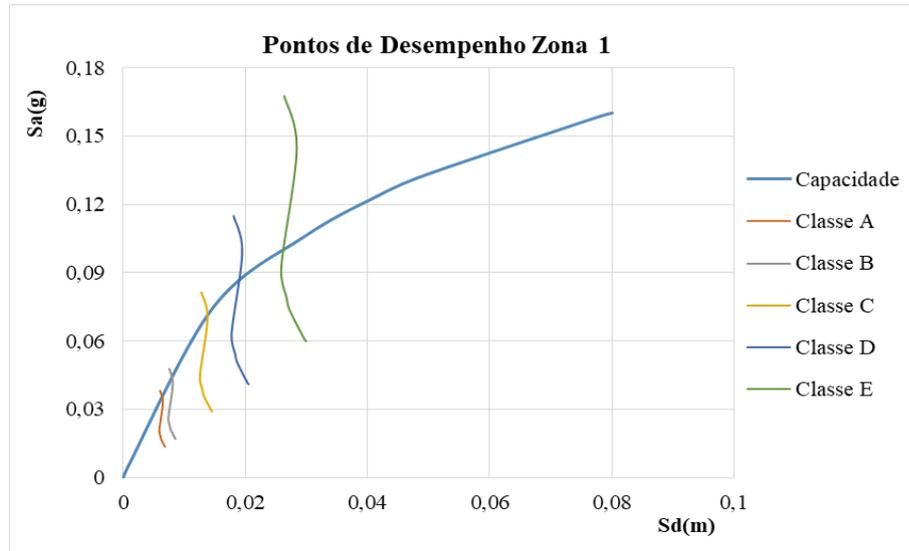
Tabela 31-Pontos de desempenho: Estrutura 4

Classe de Terreno	Ponto de desempenho ( $S_d, S_a$ ),				
	Zona 0	Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 4
<b>A</b>	(0,004, 0,021)	(0,006, 0,032)	(0,013, 0,066)	(0,021, 0,088)	(0,024, 0,095)
<b>B</b>	(0,005, 0,027)	(0,008, 0,04)	(0,016, 0,078)	(0,025, 0,097)	(0,030, 0,106)
<b>C</b>	(0,009, 0,046)	(0,014, 0,07)	(0,026, 0,098)	(0,043, 0,126)	(0,054, 0,137)
<b>D</b>	(0,013, 0,066)	(0,019, 0,084)	(0,036, 0,116)	(0,062, 0,144)	(0,074, 0,155)
<b>E</b>	(0,019, 0,083)	(0,026, 0,099)	(0,056, 0,139)	-	--

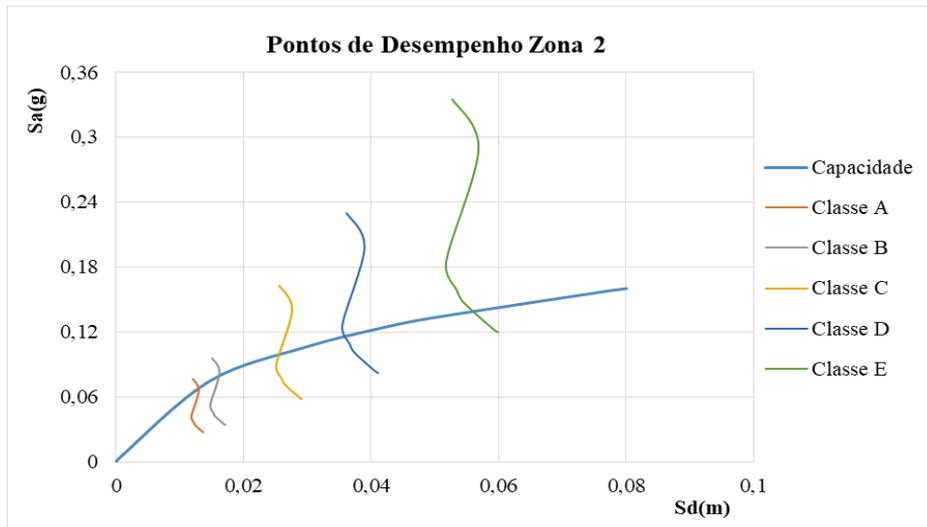
Figura 69- Pontos de desempenho: Estrutura 4, (a) zona sísmica zero; (b) zona sísmica 1; (c) zona sísmica 2; (d) zona sísmica 3; (e) zona sísmica 4.



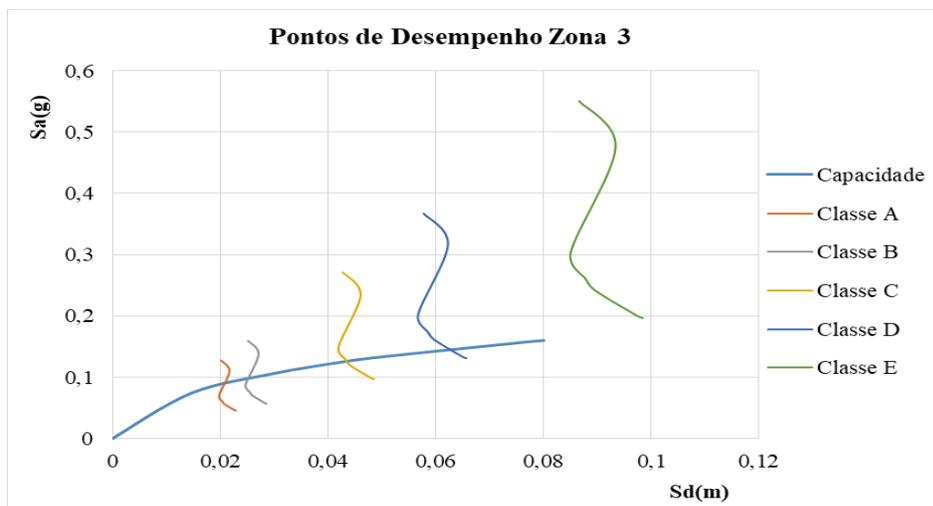
(a)



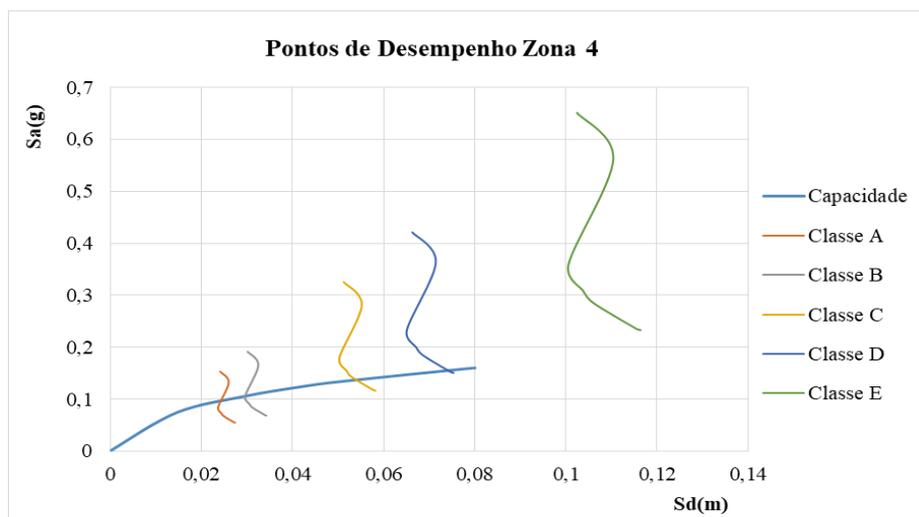
(b)



(c)



(d)



(e)

### 7.2.3 Curvas de fragilidade e Matrizes de Probabilidade de Dano

As curvas de fragilidade são geradas a partir dos pontos de dispersão, os quais são ajustados à função de probabilidade log-normal acumulada (Equação (34)). A Tabela 32 mostra os parâmetros que permitem determinar esses pontos de dispersão, para cada estrutura modelo.

Tabela 32 - Parâmetros para a criação das curvas de fragilidade, para cada estrutura modelo

Estruturas modelos	Pontos de escoamento e capacidade última	Limites dos estados de dano (Valores Médios)		Probabilidade Beta Equivalente, Condição $P_{\beta}(n)=0,50$			
		Estado de Dano	$\bar{S}_{di}(m)$	$P_{\beta}(1)$	$P_{\beta}(2)$	$P_{\beta}(3)$	$P_{\beta}(4)$
Estrutura 1	$D_y = 0,0127$ $D_u = 0,3500$	Leve	0,009	0,500	0,119	0,012	0,000
		Moderado	0,013	0,896	0,500	0,135	0,008
		Severo	0,097	0,992	0,866	0,500	0,104
		Completo	0,350	1,000	0,988	0,881	0,500
Estrutura 2	$D_y = 0,016$ $D_u = 0,107$	Leve	0,011	0,500	0,119	0,012	0,000
		Moderado	0,016	0,896	0,500	0,135	0,008
		Severo	0,039	0,992	0,866	0,500	0,104
		Completo	0,107	1,000	0,988	0,881	0,500
Estrutura 3	$D_y = 0,0236$ $D_u = 0,1217$	Leve	0,017	0,500	0,119	0,012	0,000
		Moderado	0,024	0,896	0,500	0,135	0,008
		Severo	0,048	0,992	0,866	0,500	0,104
		Completo	0,122	1,000	0,988	0,881	0,500
Estrutura 4	$D_y = 0,0145$ $D_u = 0,0800$	Leve	0,010	0,500	0,119	0,012	0,000
		Moderado	0,015	0,896	0,500	0,135	0,008
		Severo	0,031	0,992	0,866	0,500	0,104
		Completo	0,080	1,000	0,988	0,881	0,500

As curvas de fragilidade de cada estrutura são mostradas da Figura 70 à Figura 73. A Tabela 33 mostra os valores médios e desvios padrão obtidos no ajuste, para cada estrutura.

Figura 70- Curvas de Fragilidade: Estrutura 1

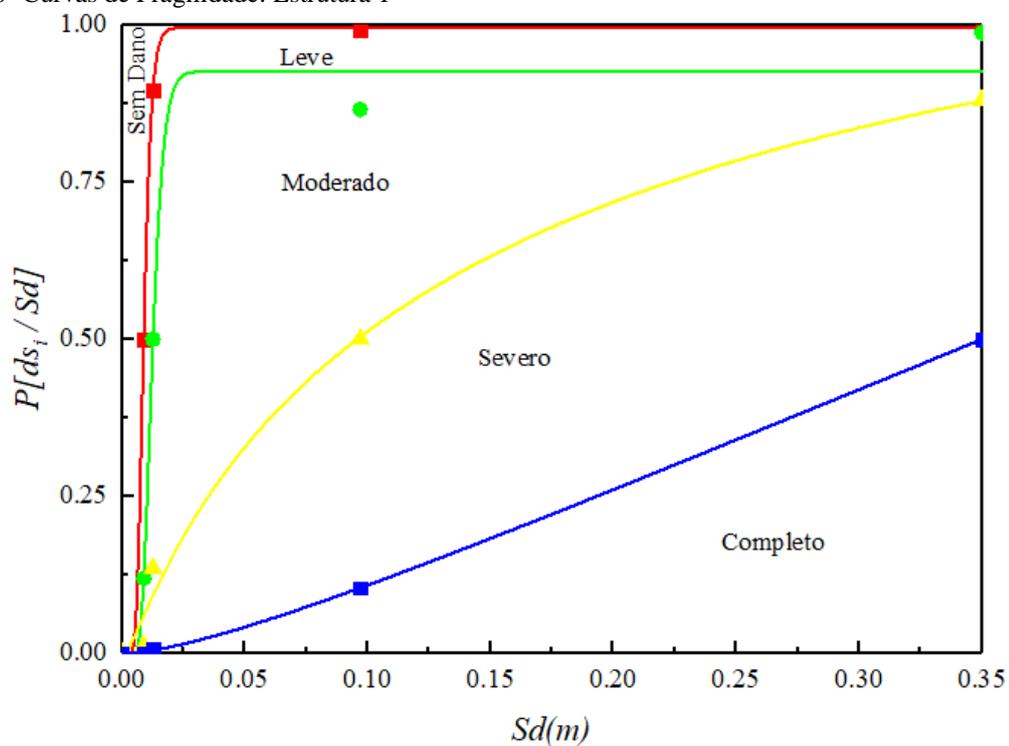


Figura 71- Curvas de Fragilidade: Estrutura 2

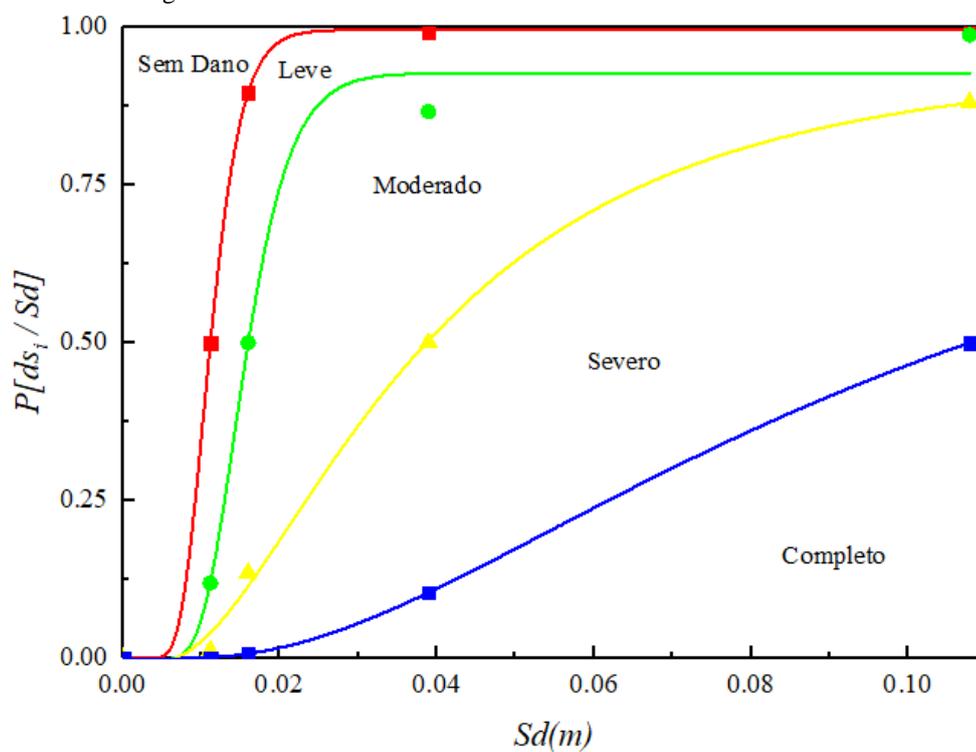


Figura 72- Curvas de Fragilidade: Estrutura 3

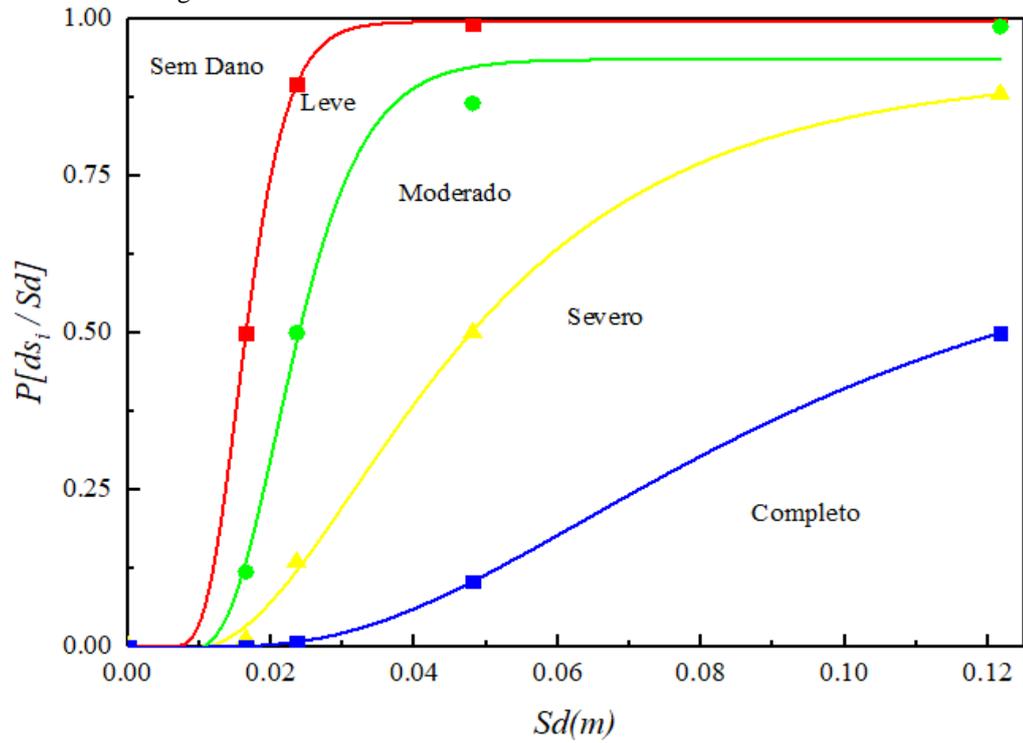


Figura 73- Curvas de Fragilidade: Estrutura 4

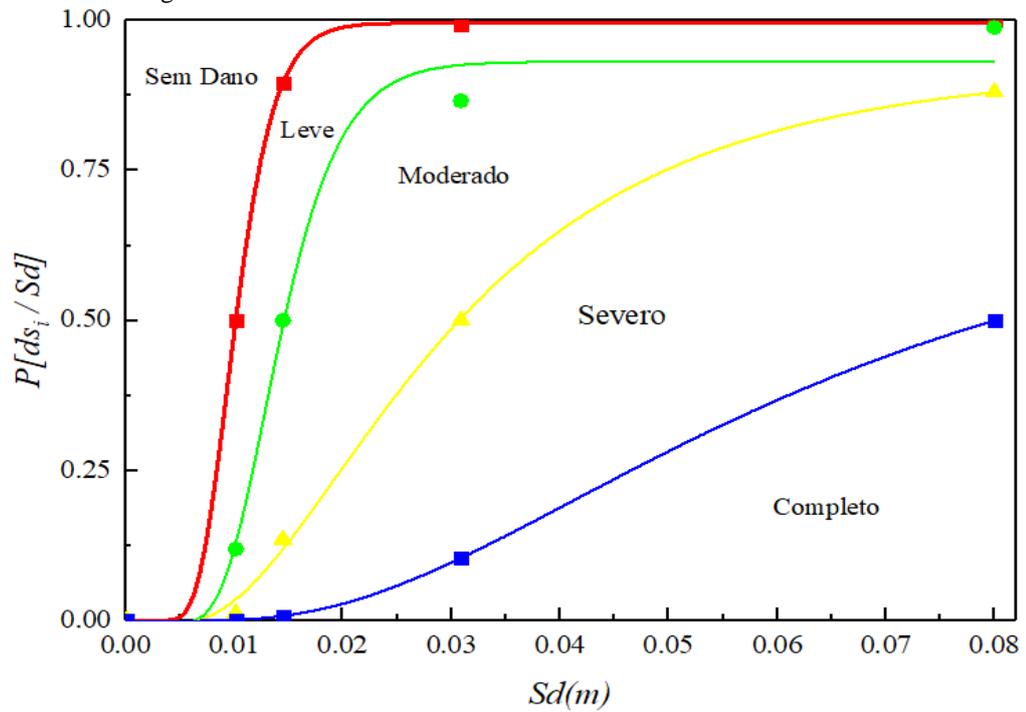


Tabela 33- Média ( $\overline{Sd}_i$ ) e desvio padrão do logaritmo natural do deslocamento espectral ( $\beta$ ) obtidos no ajuste, para cada estrutura modelo

Estruturas modelos	Estado de dano	Real	Ajuste	
		$\overline{Sd}_i$	$\overline{Sd}_i$	$\beta$
<b>Estrutura 1</b>	Leve	0,0089	0,0089	0,28
	Moderado	0,0127	0,0123	0,29
	Severo	0,0970	0,0973	1,78
	Completo	0,3500	0,3570	2,38
<b>Estrutura 2</b>	Leve	0,0112	0,0112	0,28
	Moderado	0,0160	0,0156	0,29
	Severo	0,0390	0,0363	0,73
	Completo	0,1078	0,0964	0,76
<b>Estrutura 3</b>	Leve	0,0165	0,0165	0,28
	Moderado	0,0236	0,0232	0,33
	Severo	0,0481	0,0447	0,59
	Completo	0,1217	0,0952	0,58
<b>Estrutura 4</b>	Leve	0,0102	0,0101	0,28
	Moderado	0,0145	0,0142	0,31
	Severo	0,0309	0,0287	0,62
	Completo	0,0800	0,0607	0,63

Nas curvas de fragilidade entra-se com os deslocamentos espectrais dos pontos de desempenho (Tabela 28, 29, 30 e 31, para cada estrutura modelo), obtendo-se as matrizes de probabilidade de dano (Tabela 34, 35, 36 e 37, para cada estrutura modelo).

Observa-se nas curvas de fragilidade da Estrutura 1 (Figura 70) que, para deslocamentos espectrais  $Sd$  menores que 0,00821 m, as curvas se cruzam. Porque o ajuste não foi bom especialmente neste trecho de pequenos deslocamentos. Por isso, os valores negativos (em vermelho) da Tabela 34. Como não existem probabilidades negativas e os deslocamentos espectrais e suas correspondentes probabilidades são bem baixas, as intercessões dos deslocamentos com as curvas de fragilidade neste trecho são consideradas nulas.

Tabela 34- Matrizes de Probabilidade de dano: Estrutura 1

Estado de Dano	Probabilidade [D]				
	A	B	C	D	E
<b>Zona 0</b>					
<b>Sem Dano</b>	1,00	1,00	1,00	0,99	0,766
<b>Leve</b>	0,00	0,00	0,00	0,01	0,204
<b>Moderado</b>	0,00	-0,01 0	-0,01 0	-0,02 0	-0,015 0,03
<b>Severo</b>	0,00	0,01	0,01	0,02	0,042
<b>Completo</b>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,003
<b>Zona 1</b>					
<b>Sem Dano</b>	1,00	0,99	0,97	0,77	0,259
<b>Leve</b>	0,00	0,01	0,03	0,20	0,431
<b>Moderado</b>	-0,01 0	-0,02 0	-0,03 0	-0,02 0,03	0,231
<b>Severo</b>	0,01	0,02	0,03	0,04	0,075
<b>Completo</b>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,004
<b>Zona 2</b>					
<b>Sem Dano</b>	0,84	0,71	0,32	0,03	0
<b>Leve</b>	0,15	0,23	0,44	0,27	0,077
<b>Moderado</b>	-0,02 0,02	0,02	0,17	0,59	0,73
<b>Severo</b>	0,04	0,05	0,07	0,10	0,178
<b>Completo</b>	0,00	0,00	0,00	0,01	0,015
<b>Zona 3</b>					
<b>Sem Dano</b>	0,26	0,06	0,01	0,00	0
<b>Leve</b>	0,43	0,33	0,13	0,07	0,073
<b>Moderado</b>	0,23	0,51	0,72	0,72	0,567
<b>Severo</b>	0,08	0,10	0,13	0,19	0,31
<b>Completo</b>	0,00	0,01	0,01	0,02	0,05
<b>Zona 4</b>					
<b>Sem Dano</b>	0,09	0,01	0,00	0,00	0
<b>Leve</b>	0,37	0,19	0,08	0,07	0,073
<b>Moderado</b>	0,45	0,67	0,74	0,67	0,492
<b>Severo</b>	0,09	0,12	0,17	0,23	0,359
<b>Completo</b>	0,01	0,01	0,02	0,03	0,076

Tabela 35- Matrizes de Probabilidade de dano: Estrutura 2

Estado de Dano	Probabilidade [D]				
	A	B	C	D	E
<b>Zona 0</b>					
<b>Sem Dano</b>	1,00	1,00	0,94	0,62	0,161
<b>Leve</b>	0,00	0,00	0,06	0,31	0,439
<b>Moderado</b>	0,00	0,00	0,00	0,04	0,307
<b>Severo</b>	0,00	0,00	0,00	0,03	0,089
<b>Completo</b>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,004
<b>Zona 1</b>					
<b>Sem Dano</b>	1,00	0,99	0,54	0,16	0,021
<b>Leve</b>	0,00	0,01	0,35	0,44	0,231
<b>Moderado</b>	0,00	0,00	0,07	0,31	0,56
<b>Severo</b>	0,00	0,00	0,03	0,09	0,17
<b>Completo</b>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,018
<b>Zona 2</b>					
<b>Sem Dano</b>	0,62	0,30	0,02	0,01	0
<b>Leve</b>	0,31	0,45	0,23	0,10	0,074
<b>Moderado</b>	0,04	0,19	0,56	0,59	0,424
<b>Severo</b>	0,03	0,06	0,17	0,27	0,401
<b>Completo</b>	0,00	0,00	0,02	0,04	0,101
<b>Zona 3</b>					
<b>Sem Dano</b>	0,07	0,02	0,00	0,00	0
<b>Leve</b>	0,36	0,23	0,08	0,07	0,07
<b>Moderado</b>	0,44	0,56	0,53	0,36	0,122
<b>Severo</b>	0,12	0,17	0,33	0,43	0,454
<b>Completo</b>	0,01	0,02	0,06	0,14	0,354
<b>Zona 4</b>					
<b>Sem Dano</b>	0,03	0,01	0,00	0,00	0
<b>Leve</b>	0,28	0,15	0,07	0,07	0,07
<b>Moderado</b>	0,53	0,60	0,45	0,28	0,065
<b>Severo</b>	0,15	0,21	0,38	0,46	0,405
<b>Completo</b>	0,01	0,03	0,09	0,19	0,46

Tabela 36- Matrizes de Probabilidade de dano: Estrutura 3

Estado de Dano	Probabilidade [D]				
	A	B	C	D	E
<b>Zona 0</b>					
<b>Sem Dano</b>	1,00	1,00	0,99	0,80	0,38
<b>Leve</b>	0,00	0,00	0,02	0,17	0,42
<b>Moderado</b>	0,00	0,00	0,00	0,02	0,15
<b>Severo</b>	0,00	0,00	0,00	0,01	0,047
<b>Completo</b>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,003
<b>Zona 1</b>					
<b>Sem Dano</b>	1,00	0,99	0,80	0,30	0,039
<b>Leve</b>	0,00	0,01	0,17	0,44	0,322
<b>Moderado</b>	0,00	0,00	0,02	0,20	0,465
<b>Severo</b>	0,00	0,00	0,01	0,06	0,159
<b>Completo</b>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,015
<b>Zona 2</b>					
<b>Sem Dano</b>	0,80	0,55	0,05	0,01	0
<b>Leve</b>	0,17	0,34	0,35	0,15	0,07
<b>Moderado</b>	0,02	0,08	0,44	0,53	0,378
<b>Severo</b>	0,01	0,03	0,15	0,27	0,424
<b>Completo</b>	0,00	0,00	0,01	0,04	0,128
<b>Zona 3</b>					
<b>Sem Dano</b>	0,21	0,05	0,01	0,00	0
<b>Leve</b>	0,45	0,35	0,10	0,07	0,066
<b>Moderado</b>	0,26	0,44	0,50	0,32	0,094
<b>Severo</b>	0,08	0,15	0,33	0,45	0,432
<b>Completo</b>	0,00	0,01	0,07	0,17	0,408
<b>Zona 4</b>					
<b>Sem Dano</b>	0,07	0,02	0,00	0,00	-
<b>Leve</b>	0,38	0,24	0,07	0,07	-
<b>Moderado</b>	0,41	0,51	0,39	0,23	-
<b>Severo</b>	0,13	0,21	0,42	0,47	-
<b>Completo</b>	0,01	0,02	0,12	0,23	-

Tabela 37- Matrizes de Probabilidade de dano: Estrutura 4

Estado de Dano	Probabilidade [D]				
	A	B	C	D	E
<b>Zona 0</b>					
<b>Sem Dano</b>	1,00	0,99	0,64	0,18	0,019
<b>Leve</b>	0,00	0,01	0,29	0,44	0,205
<b>Moderado</b>	0,00	0,00	0,05	0,30	0,544
<b>Severo</b>	0,00	0,00	0,02	0,08	0,208
<b>Completo</b>	0,00	0,00	0,00	0,01	0,024
<b>Zona 1</b>					
<b>Sem Dano</b>	0,97	0,80	0,12	0,02	0,008
<b>Leve</b>	0,03	0,18	0,43	0,21	0,083
<b>Moderado</b>	0,00	0,02	0,34	0,54	0,507
<b>Severo</b>	0,00	0,01	0,10	0,21	0,337
<b>Completo</b>	0,00	0,00	0,01	0,02	0,065
<b>Zona 2</b>					
<b>Sem Dano</b>	0,19	0,05	0,01	0,00	0
<b>Leve</b>	0,45	0,34	0,08	0,07	0,068
<b>Moderado</b>	0,28	0,45	0,51	0,34	0,137
<b>Severo</b>	0,08	0,14	0,34	0,44	0,461
<b>Completo</b>	0,01	0,01	0,07	0,15	0,334
<b>Zona 3</b>					
<b>Sem Dano</b>	0,01	0,00	0,00	0,00	-
<b>Leve</b>	0,16	0,10	0,07	0,07	-
<b>Moderado</b>	0,56	0,53	0,22	0,11	-
<b>Severo</b>	0,24	0,32	0,47	0,44	-
<b>Completo</b>	0,03	0,06	0,24	0,38	-
<b>Zona 4</b>					
<b>Sem Dano</b>	0,00	0,00	0,00	0,00	-
<b>Leve</b>	0,11	0,08	0,07	0,07	-
<b>Moderado</b>	0,53	0,44	0,15	0,07	-
<b>Severo</b>	0,31	0,39	0,47	0,40	-
<b>Completo</b>	0,05	0,10	0,32	0,47	-

#### 7.2.4 Índice de Dano

Com os resultados obtidos nas MPDs calcula-se o índice de dano (ID) a fim de representar o estado de dano global em que se encontra a estrutura e, desta forma, determinar se está em risco sísmico. A Tabela 38 mostra os IDs obtidos para cada estrutura, nas cinco

zonas sísmicas e nas cinco classes de terreno, os números em vermelho representam o ID se tivesse sido calculado com as probabilidades negativas.

Tabela 38- Índice global de dano (ID), para cada estrutura modelo.

Estruturas modelo	Zona Sísmica	Índice de dano Global (ID)				
		A	B	C	D	E
Estrutura 1	0	0	0	0	0,01	0,08
	1	0	0,01	0,02	0,07	0,28
	2	0,05	0,10	0,25	0,44	0,53
	3	0,28	0,42	0,50	0,54	0,58
	4	0,39	0,48	0,53	0,55	0,61
Estrutura 2	0	0	0	0,02	0,12	0,33
	1	0	0	0,15	0,33	0,48
	2	0,12	0,26	0,48	0,56	0,63
	3	0,41	0,48	0,59	0,66	0,77
	4	0,46	0,52	0,62	0,69	0,81
Estrutura 3	0	0	0	0	0,06	0,22
	1	0	0	0,06	0,25	0,45
	2	0,06	0,15	0,43	0,54	0,65
	3	0,31	0,43	0,59	0,68	0,8
	4	0,41	0,49	0,65	0,72	1
Estrutura 4	0	0,00	0,00	0,11	0,32	0,5
	1	0,00	0,06	0,36	0,5	0,59
	2	0,32	0,43	0,59	0,67	0,77
	3	0,53	0,58	0,72	0,79	1
	4	0,57	0,63	0,76	0,82	1

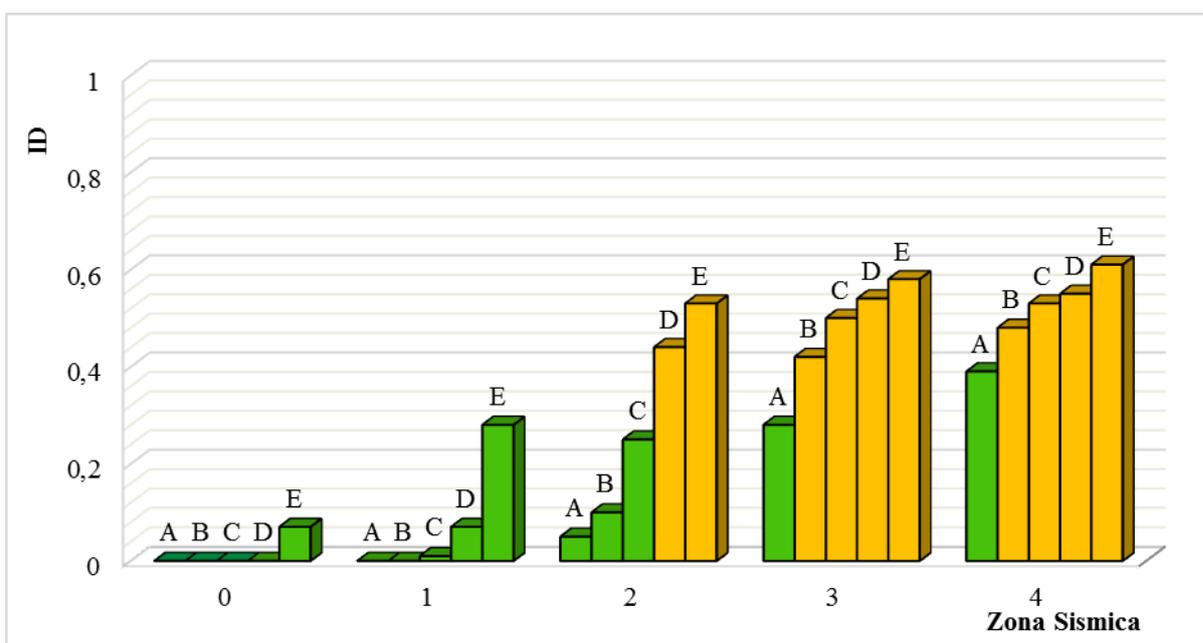
### 7.3 Risco Sísmico

Devido às estruturas em análise serem de uso essencial, considera-se estruturas em risco aquelas que deixam de funcionar após um evento sísmico, e estruturas em alto risco aquelas que colocam em risco a vida humana, tal como foi definido na Tabela 19. A seguir, mostra-se os resultados da análise de risco sísmico segundo cada estrutura modelo. Nos gráficos de risco sísmico a cor verde indica que a estrutura não sofre risco, a cor amarela indica risco sísmico e a cor vermelha indica alto risco sísmico.

### 7.3.1 Estrutura 1

A Figura 74 mostra o risco sísmico que a Estrutura 1 está exposta, dependendo da zona sísmica e do tipo de terreno em que está localizada. Pode-se observar que esta estrutura não apresenta nenhum tipo de risco em qualquer das classes de terreno da zona sísmica zero e um. A classe de terreno mais segura para esta estrutura, independente da zona sísmica que está inserida, é a classe de Terreno A que corresponde ao solo tipo Rocha Sã. As zonas sísmicas 3 e 4 são as que apresentam maiores risco sísmico a partir da classe de terreno B. Contudo, a classe de terreno que apresenta risco sísmico é a do tipo E, nas zonas sísmicas de 1 a 4, sendo a quatro a mais crítica. O ID, nesse caso, não supera 0,61 ( $0,40 \leq ID < 1,0$ ).

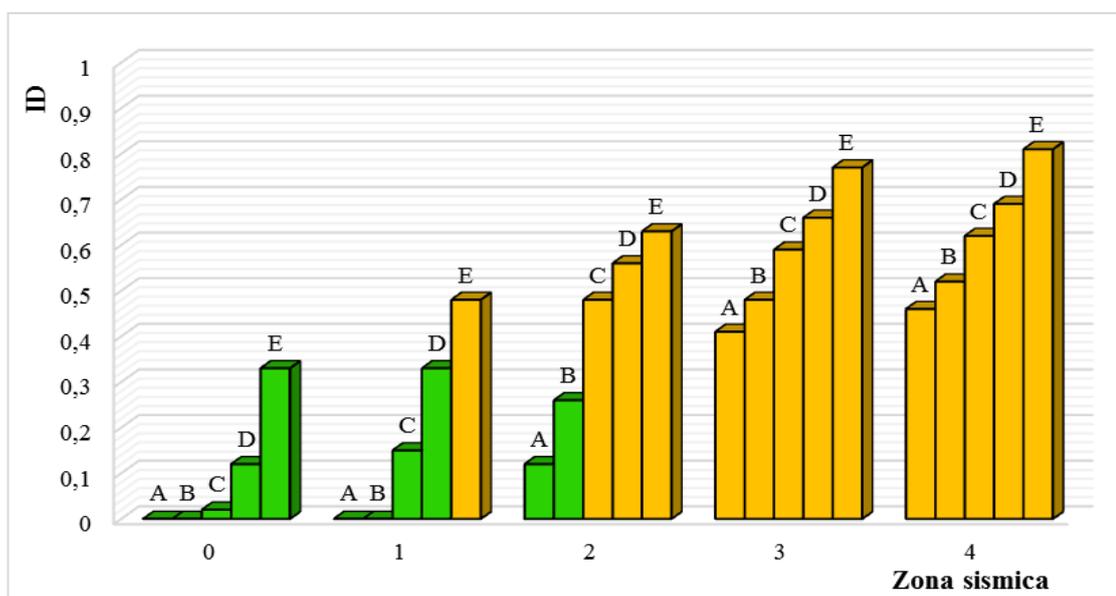
Figura 74- Risco sísmico: Estrutura 1



### 7.3.2 Estrutura 2

Observa-se na Figura 75 que a Estrutura 2 não apresenta nenhum tipo de risco em qualquer das classes de terreno na zona sísmica zero. Na zona sísmica um, porém, há risco somente na classe de terreno E que não supera o índice de dano de 0,50. Nas zonas sísmicas três e quatro, a estrutura apresenta risco em todas as classes de terreno sendo que o maior dano ocorre quando a estrutura está localizada na classe de terreno E, atingindo um ID que supera o valor de 0,75.

Figura 75- Risco sísmico: Estrutura 2



### 7.3.3 Estrutura 3

A Estrutura 3 começa a apresentar alto risco sísmico (Figura 76) para a classe de terreno E, que representa um solo mole, na zona sísmica quatro. Nas classes de terreno D e E, a estrutura apresenta risco nas zonas sísmicas 1, 2, 3 e 4; na classe de terreno C, o risco ocorre nas zonas sísmicas 2, 3 e 4; para a classe de terreno B, a estrutura está em risco nas zonas sísmicas 3 e 4; para a classe de terreno A, só na zona sísmica 4. Como ocorre nas estruturas anteriores (Estruturas 1 e 2), a zona sísmica zero não apresenta nenhum tipo de risco.

### 7.3.4 Estrutura 4

Observa-se que a Estrutura 4 sempre apresenta risco sísmico na classe de terreno E em todas as zonas sísmicas (Figura 77), porém, nas zonas sísmicas 3 e 4, o risco é ainda maior, pois põe em perigo a vida humana. Na zona sísmica zero só a classe de terreno E tem risco; para a zona sísmica 1, os terrenos D e E; para a zona 2, os terrenos B, C, D e E, e; para as zonas sísmicas 3 e 4 em todas as classes de terreno. Contudo, verifica-se que para todas as estruturas modelo o ID, e portanto, o risco aumenta conforme aumenta a zona sísmica.

Figura 76- Risco sísmico: Estrutura 3

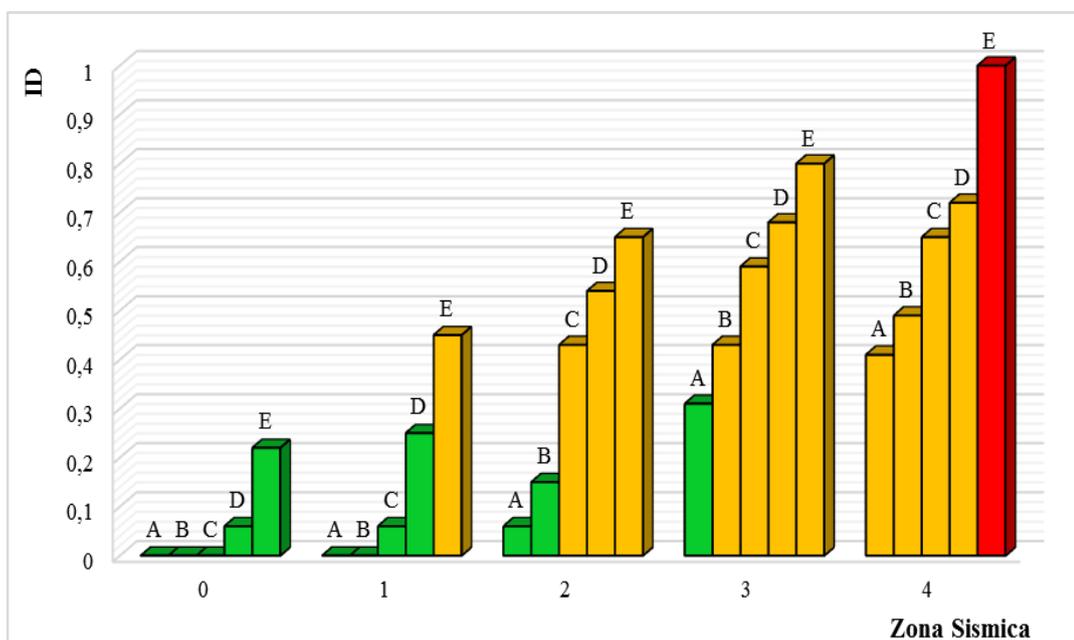
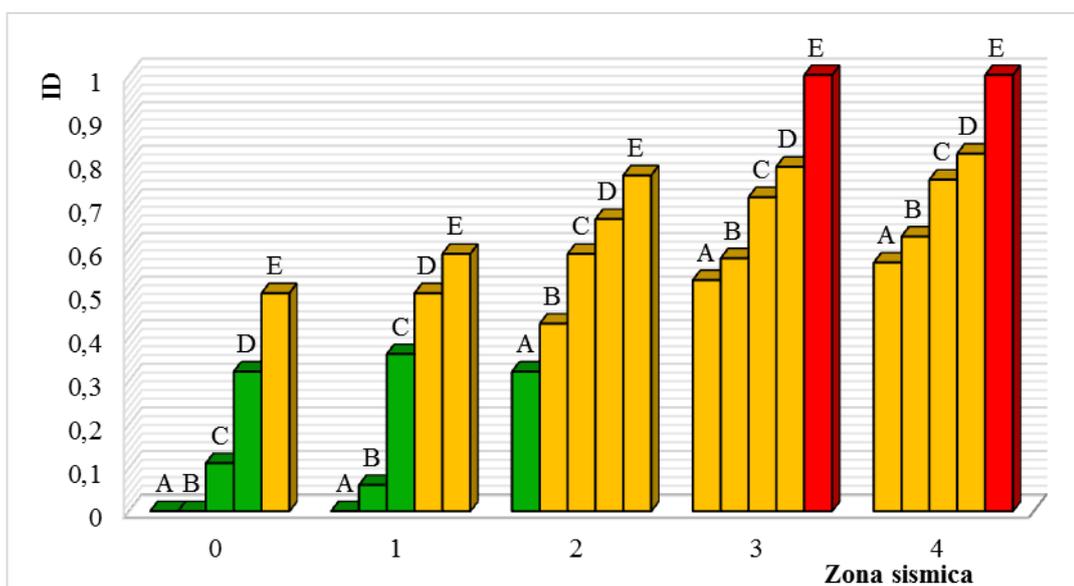


Figura 77- Risco sísmico: Estrutura 4



### 7.3.5 Comparação do Risco Sísmico

Da Figura 78 à Figura 82 se mostram o ID das estruturas modelos em cada zona sísmica, o que permite observar não só a influência do tipo de terreno, senão também a influência do tipo de estrutura em relação a elevação e a configuração em planta.

Figura 78- ID das estruturas para a zona sísmica 0

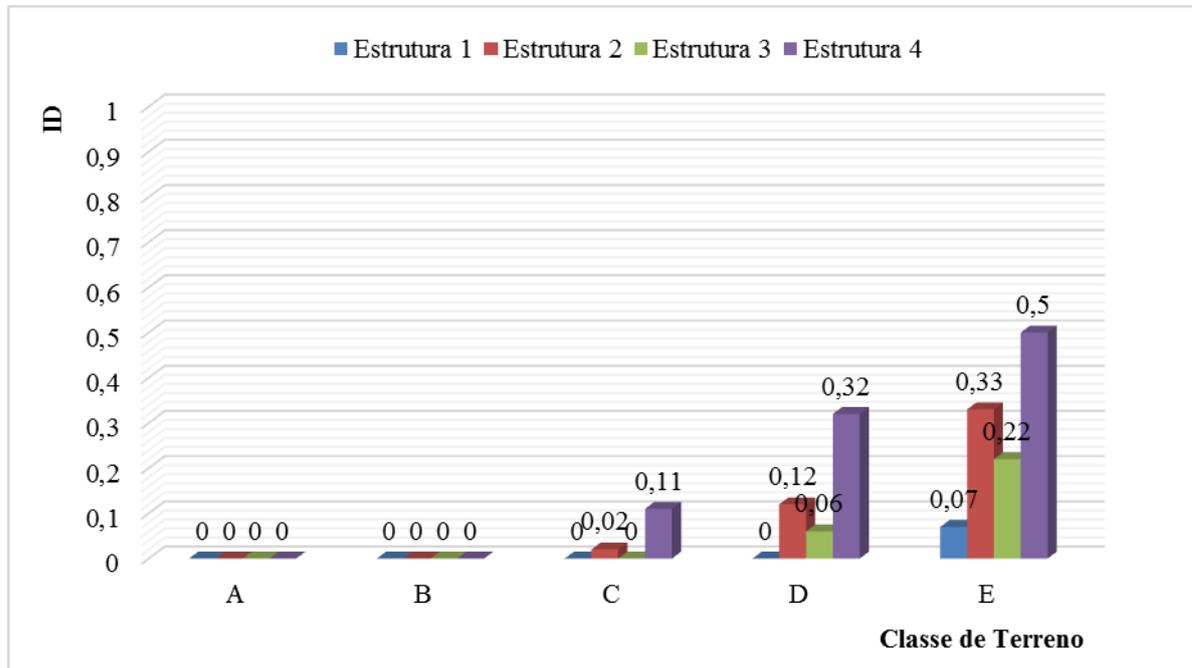


Figura 79- ID das estruturas para a zona sísmica 1

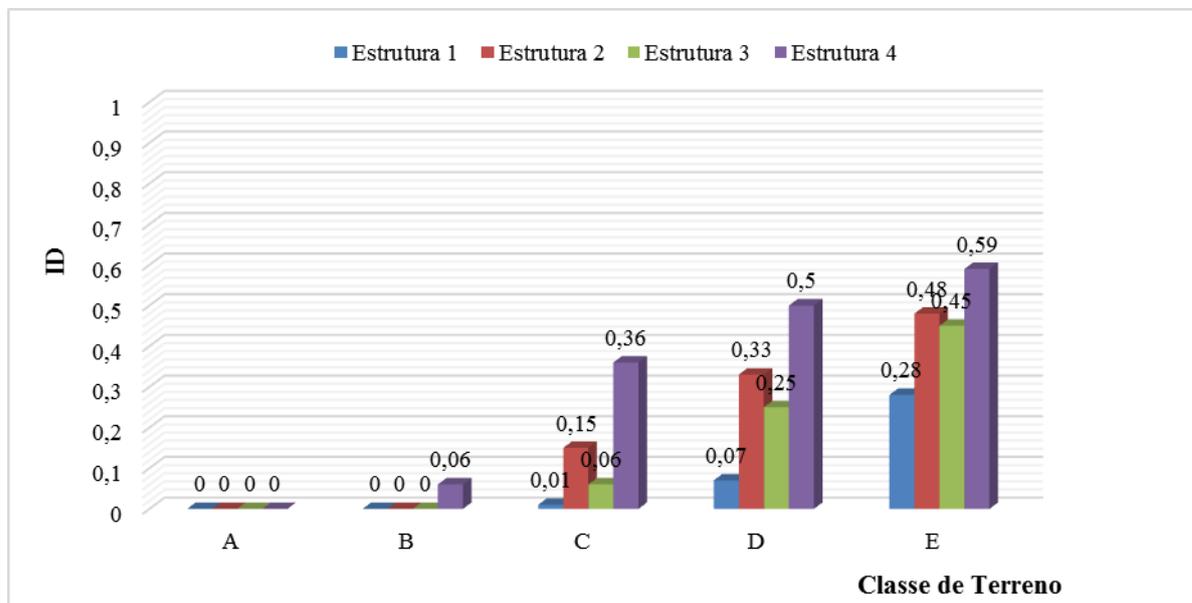


Figura 80- ID das estruturas para a zona sísmica 2

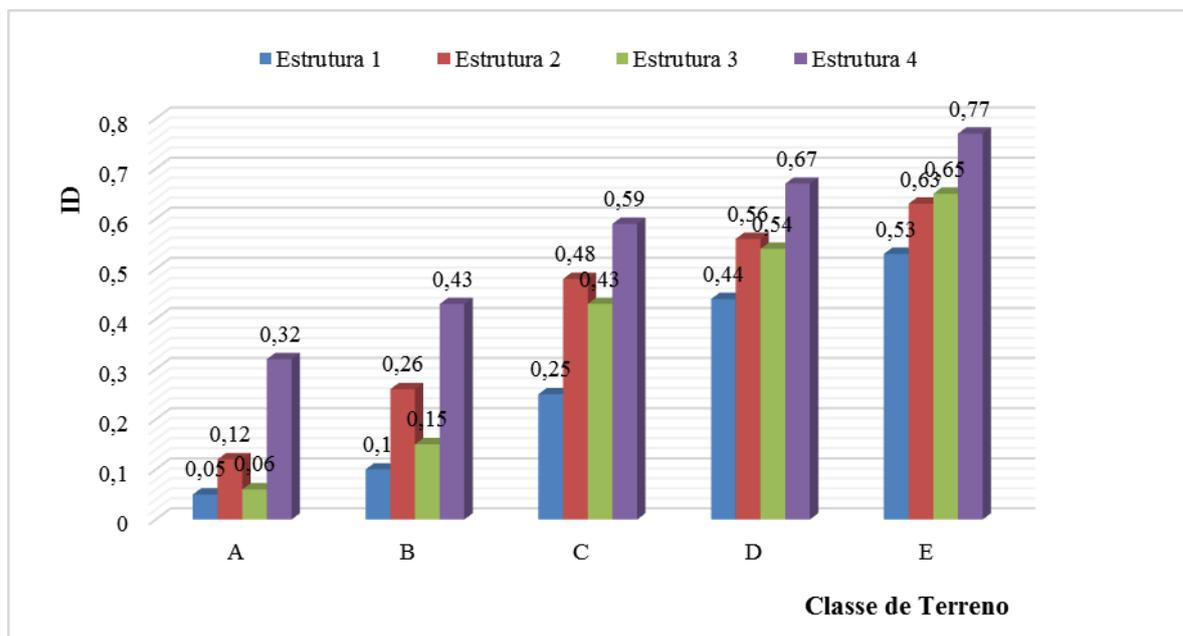


Figura 81- ID das estruturas para a zona sísmica 3

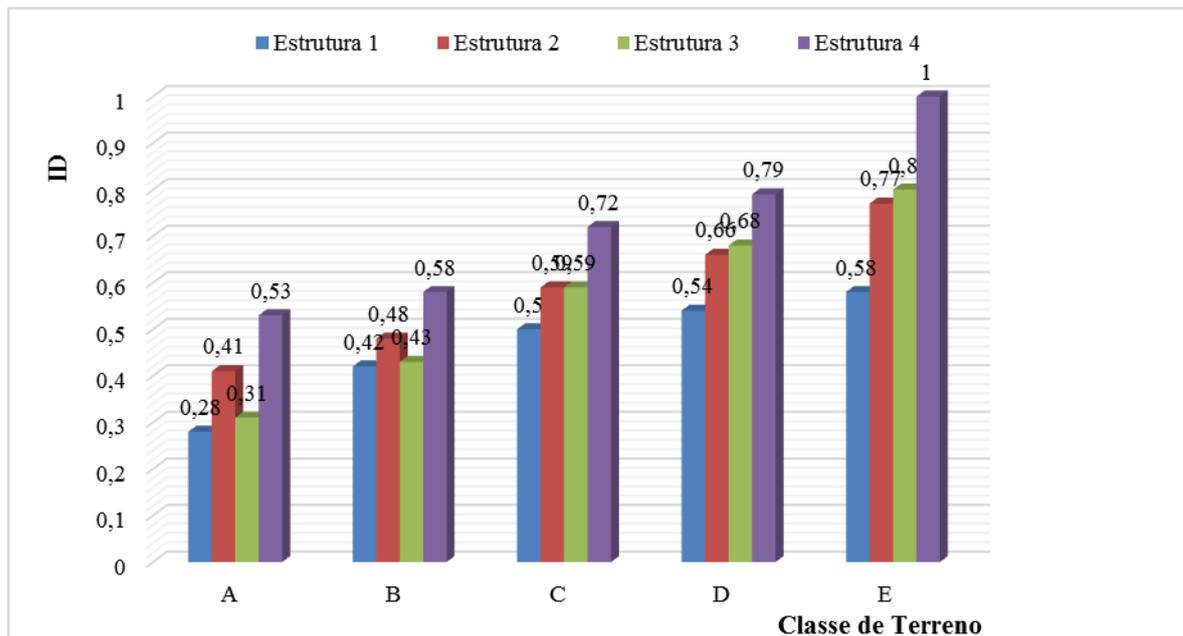
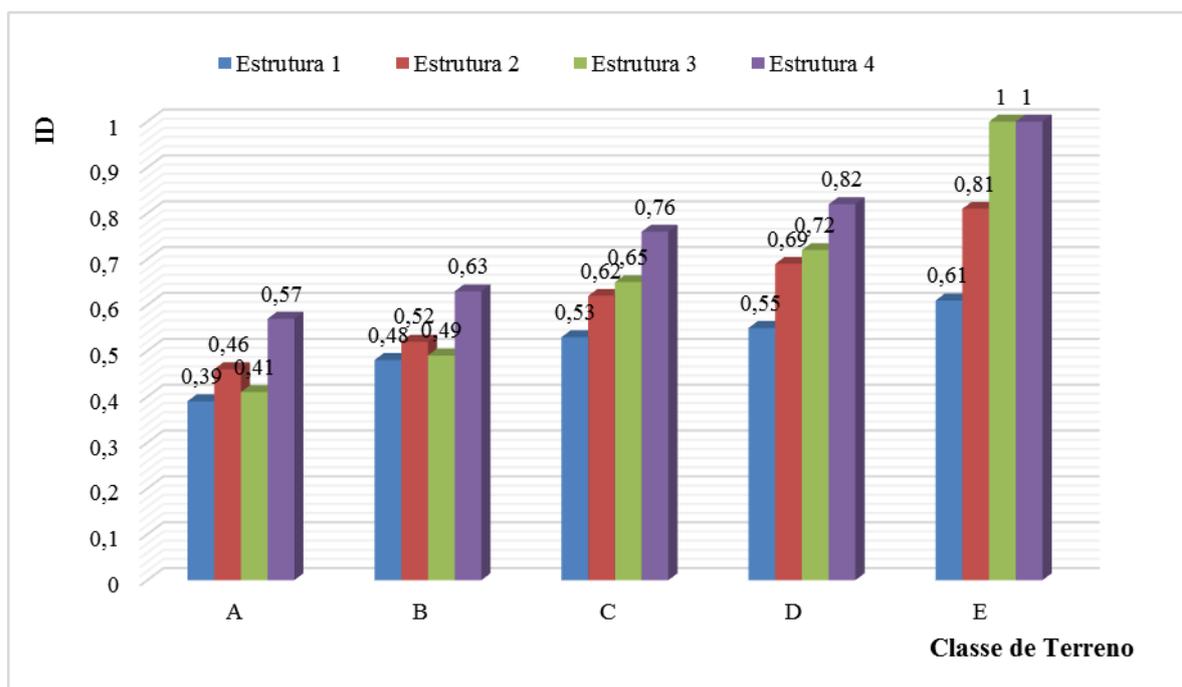


Figura 82- ID das estruturas para a zona sísmica 4



A Estrutura 1 não apresenta nenhum tipo de irregularidade em planta e é a de menor elevação. Seu ID é bem baixo para todas as zonas sísmicas e classes de terreno, tornando-se a estrutura mais segura. No entanto, a Estrutura 4 apresenta a maior elevação de todas as estruturas analisadas, além de ter uma irregularidade em elevação, é a que mostra maiores ID, tornando-se a estrutura menos segura. Pode-se observar na Figura 78, Figura 79, e Figura 80, correspondentes às zonas sísmicas zero, um e dois, respectivamente, que a Estrutura 2 apresenta maiores ID do que a Estrutura 3, mas para as zonas sísmicas três e quatro nas classes de terreno C, D e E (Figura 81 e Figura 82), é a Estrutura 3 que apresenta maiores ID do que a Estrutura 2. Com isto, pode-se dizer que a configuração estrutural e a elevação influem de diferentes maneiras dependendo da região onde se encontra localizada a estrutura. Isto pode ser visto na Tabela 39, que mostra as estruturas em risco segundo a zona sísmica e classe de terreno onde são localizadas.

Devido à atividade sísmica e característica do solo, para as estruturas estudadas, por exemplo, é conveniente construir as que têm maior elevação e poucas irregularidades em planta nas zonas sísmicas que tem as menores acelerações. Quando a região onde se pretende construir a estrutura tem acelerações mais altas com tipos de terreno muito rígidos, ou solo mole, é preferível construir estruturas pouco altas, mas com certo tipo de irregularidades que não influenciem negativamente em seu comportamento sísmico.

Tabela 39 - Estruturas em risco sísmico, segundo a zona sísmica e classe de terreno onde são localizadas.

Zona sísmica	Classe de Terreno				
	A	B	C	D	E
0					EST-IV
1				EST-IV	EST-II EST-III EST-IV
2		EST-IV	EST-II EST-III EST-IV	EST-I EST-II EST-III EST-IV	EST-I EST-II EST-III EST-IV
3	EST-II EST-IV	EST-I EST-II EST-III EST-IV	EST-I EST-II EST-III EST-IV	EST-I EST-II EST-III EST-IV	EST-I EST-II EST-III EST-IV
4	EST-II EST-III EST-IV	EST-I EST-II EST-III EST-IV	EST-I EST-II EST-III EST-IV	EST-I EST-II EST-III EST-IV	EST-I EST-II EST-III EST-IV

EST-I: Estrutura 1, EST-II: Estrutura 2, EST-III: Estrutura 3, EST-IV: Estrutura 4.

Fonte: O Autor

Vale ressaltar também, que um recente mapeamento da ameaça sísmica no Brasil, realizado por cientistas do Instituto de Astronomia, Geofísica e Ciências Atmosféricas da Universidade de São Paulo (IAG/USP), determinou que as regiões com maior perigo devido à frequência sísmica são o Nordeste (Estado de Ceará e Rio grande do Norte), na zona norte do Estado de Mato Grosso, no Nordeste de Goiás, e na área da bacia do Pantanal Mato-grossense (ALISSON, 2017). Estas regiões correspondem a zona sísmica 1 com acelerações que vão de 0,245-0,5  $m/s^2$  onde as estruturas apresentam risco nas classes de terreno D e E. Estas acelerações são relativamente baixas, mas para países que não tem preparo ou onde se despreza à sismicidade provocará grandes danos nas suas edificações, exemplo dessas situações são os sismos na cidade de Monte Claros – Goiás, aonde para um sismo de magnitude 3 chegou a haver danos em estruturas (NAOE, 2014).

#### 7.4 Método de Hirosawa vs. CSM

Como já foi dito, o método de Hirosawa adaptado por Miranda (2010) é qualitativo, inferindo apenas se a estrutura é ou não vulnerável ao sismo. O método original é formado por três níveis de avaliação, cuja complexidade e a precisão de cálculo variam em

ordem crescente. O primeiro nível de avaliação não permite identificar quais elementos entrarão em colapso caso a estrutura seja submetida a um abalo sísmico.

Tabela 40- Método de Hirosawa vs. CSM

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

As estruturas modelos foram avaliadas por Miranda (2010), para todas as zonas sísmicas e classes de terreno, através do primeiro nível do método de Hirosawa adaptado a realidade predial brasileira. Seus resultados são mostrados na Tabela 40, junto com os obtidos nesse trabalho. As legendas em vermelho representam o método de Hirosawa, lembrando que nesse método indica-se a vulnerabilidade da estrutura, enquanto que para o método deste trabalho indica-se o risco sísmico.

Pode-se observar que, para as zonas sísmicas com maiores acelerações (Zona 2-4) e para a classe de terreno mais fraco (solo mole, classe E), as estruturas se mostram vulneráveis e estão em risco. Agora, para as classes de terreno C e D, obtém-se quase os

mesmos resultados obtidos para a classe de terreno E, com exceção da Estrutura 1 que apresenta risco aplicando o CSM, porém, o ID não supera o valor de 0,55 o qual é baixo para uma estrutura que apresenta risco.

Agora para as zonas sísmicas com menores acelerações (Zona 0-1), na zona sísmica 0, tem-se que, segundo o método de Hirosawa, nenhuma estrutura é vulnerável. No entanto, no CSM para a classe de terreno E da referida zona sísmica, a Estrutura IV apresenta risco, mas com um ID que não supera 0,50, portanto os resultados são bastante congruentes. Para a zona sísmica 1, nas classes de terreno A, B e C, se obtiveram os mesmos resultados em ambos métodos; para as classes de terreno D e E, os resultados são diferentes, pois, na classe de terreno D no Método de Hirosawa não se obteve nenhuma estrutura vulnerável, e com o CSM a Estrutura 4, que é a que tem maior altura e irregularidade.

A maior diferença entre os métodos são encontradas nas classes de terreno A e B das zonas sísmicas 2, 3 e 4, onde o CSM tem maior quantidade de estruturas em risco do que vulneráveis pelo método de Hirosawa. Contudo, essas estruturas que o CSM considera com risco, tem ID que vão de 0,41 a 0,63 os quais são relativamente baixos.

Com o exposto anteriormente, pode-se observar que a maioria das estruturas são vulneráveis nas classes de terreno D e E, pois, estes terrenos permitem uma maior amplificação das ondas sísmicas. Além disso, para estas classes de terreno obtém-se a maior concordância entre os dois métodos e onde estão os maiores ID. Para as classes de terreno A e B, que são os terrenos mais seguros, os resultados diferem um pouco, mas essas diferenças podem ser porque os danos das estruturas nestas zonas e classes de terreno são relativamente baixos, e o CSM ao ser considerado um método preciso, leva em consideração todos esses pequenos danos através da análise do comportamento individual de cada elemento estrutural, o que o método simplificado de Hirosawa não faz.

## 8 CONCLUSÕES

Nesta dissertação foram expostos diferentes métodos de avaliação de vulnerabilidade com o objetivo de escolher o método que melhor se adapte à realidade brasileira, para implementá-lo numa análise de risco de sísmico a ser aplicada em estruturas modelo, que representam as estruturas de uso essencial no Brasil.

A análise do risco sísmico em zonas de baixa sismicidade requer métodos de avaliação de vulnerabilidade simples, de fácil aplicação e que forneçam resultados o mais próximo possível à resposta real da estrutura, ante um evento sísmico. Os métodos qualitativos são de fácil aplicação, mas os resultados apresentam muitas incertezas, pois estão baseados na experiência. O CSM é um método quantitativo baseado numa análise não linear simplificada, conhecido como Pushover Analysis (PA) o qual fornece resultados muito próximos à resposta exata (Análise Dinâmica) em um tempo ainda menor. Diferentes tipos de análise Pushover podem ser aplicados, dependendo do tipo de estrutura em análise. Quando se trata de estruturas simples, como as estruturas de uso essencial analisadas neste trabalho, com períodos de vibração menores do que um segundo, é conveniente aplicar o PA convencional, mas quando as estruturas são muito complexas (apresentam irregularidades em elevação, ou que são muito altas) existe a possibilidade de aplicar PA adaptativos para representar melhor o comportamento desse tipo de estruturas. Para realizar a análise não linear e obter a curva de capacidade, adotaram-se neste trabalho as recomendações do ATC-40.

Quando se aplica o CSM para a análise de risco sísmico, é necessário aplicar uma análise de fragilidade onde são elaboradas curvas de fragilidade, das quais se derivam as matrizes de probabilidade de dano necessárias para o cálculo do ID da estrutura. Neste trabalho foram consideradas, para a análise fragilidade, as indicações das metodologias de avaliação do risco sísmico de Hazus 99 e Risk-UE, na qual são considerados cinco estados de dano incluindo o dano nulo. Para o cálculo do ID, estas metodologias tendem a atribuir um maior peso aos estados de dano mais altos, o que é bom do ponto de vista da segurança nas estruturas de uso essencial, mas quando são analisadas estruturas que não precisam de um nível de desempenho tão alto, isto dá como resultado uma sobrevalorização da segurança. Neste caso, pode-se avaliar o risco só nas matrizes de probabilidade de dano, baseando no estado de dano que predomine na estrutura.

Para realizar a análise de risco sísmico se recorreu aos conceitos de desempenho, onde se definiu o nível de desempenho mínimo que devem ter as estruturas de uso essencial.

Devido a sua importância para fazer frente a situações de emergência de qualquer tipo, e a necessidade de seu total funcionamento após um evento sísmico, definiu-se um nível de desempenho 1-B (Ocupação Imediata), que corresponde a um dano global na estrutura de tipo moderado, as estruturas que excedam esse nível de desempenho foram consideradas como estruturas em risco.

Então, baseado nos resultados obtidos pode-se afirmar a necessidade da aplicação da norma NBR15421:2006 no projeto das estruturas, pois para as acelerações mais baixas do território, as quais não deveriam provocar nenhum tipo de dano nas estruturas, estão provocando. A NBR-15421:2006 não exige nenhum tipo requisito de resistência sísmica para as estruturas localizadas na zona sísmica 0, ou seja, apenas o projeto estrutural convencional é suficiente. Nesta análise, por exemplo, a Estrutura IV apresentou risco na zona sísmica 0, por tanto é preciso revisar estas exigências pelo menos para as estruturas de uso essencial, e solicitar análises sísmicas mais rigorosas, devido à importância de sua funcionalidade ante uma emergência, tal como confirma Nobrega e Nobrega (2016).

Em relação aos espectros de projeto que fornece a NBR 15421:2006, estes estão bem relacionados aos fornecidos por outros códigos ou normas. Neste caso, foram comparados com a Norma ATC-40, mesmo assim, segundo pesquisadores do IAG/USP, a NBR15421:2006 foi elaborada baseada num mapa de registros sísmicos que agora está desatualizado, e se estima que o país tem muito mais registros no mapa do que os que aparecem naquele em que se baseou a norma. Outro fator importante para reduzir o risco, e que não depende só da norma, é levar em conta o tipo de configuração do edifício, pois, dependendo da altura e irregularidades este podem diminuir ou aumentar seu risco.

Como sugestões para futuros trabalhos, seria interessante aplicar uma análise pushover adaptativa, para observar a influência da mudança dos modos de vibração da estrutura na curva de capacidade, assim como a utilização de rótulas plásticas criadas manualmente, ou utilizar outros tipos de elementos que possam representar o comportamento não linear das estruturas, tais como os elementos Link. Pode-se também fazer um estudo de caso, aplicando este método a uma estrutura real.

Outra sugestão seria refinar o Método de Hirosawa ao nível dois ou três, já que comparando os resultados obtidos de ambos métodos, o método de Hirosawa apresentou menor quantidade de estruturas vulneráveis, o que vai contra a segurança.

## REFERÊNCIAS

- ALISSON, E. **Científicos elaboran un nuevo mapa de las amenazas sísmicas de Brasil.** Agência FAPESP. 17 de agosto de 2017. Disponível em: <[http://agencia.fapesp.br/cientificos\\_elaboran\\_un\\_nuevo\\_mapa\\_de\\_las\\_amenazas\\_sismicas\\_de\\_brasil/25908/](http://agencia.fapesp.br/cientificos_elaboran_un_nuevo_mapa_de_las_amenazas_sismicas_de_brasil/25908/)> Acesso em: 12 de janeiro 2018, 23:15:30.
- ALZATE, Y. F. V. **Análisis estructural estático y dinámico probabilista de edificios de hormigón armado. Aspectos metodológicos y aplicaciones a la evaluación del daño.** Tese de Doutorado. Universitat Politècnica de Catalunya, 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS-ABTN.**NBR15421:2006:** Projeto de estruturas resistentes a sismos. Rio de Janeiro. 2006.
- ATC. **Earthquake damage evaluation data for California, ATC-13.** Applied Technology Council. Redwood City, California, 1985.
- ATC. **Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Vol. 1, ATC-40.** Applied Technology Council. Redwood City, California, 1996.
- ATC. **Seismic Vulnerability and impact of disruption on lifelines in the coterminous United States, ATC-25.** Applied Technology Council. Redwood City, California, 1991.
- ASCE. **Prestandard and Commentary for The Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA-356.** Washington, D.C., 2000.
- BARBAT, A. H.; PUJADES, L. **Evaluación de la Vulnerabilidad y del riesgo sísmico en zonas urbanas. Aplicación a Barcelona.** In: Sísmica 2004: 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, 2004. p. 229-252.
- BOTAS, G. **Diseño por Desempeño.** Disponível em: <[http://www.ai.org.mx/ai/images/sitio/201310/ingresos/gbe/dise\\_o\\_por\\_desempe\\_o\\_presentacion.pdf](http://www.ai.org.mx/ai/images/sitio/201310/ingresos/gbe/dise_o_por_desempe_o_presentacion.pdf)> Acesso em: 22 de dezembro 2017, 15:25:40
- BSSC. **NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA-273.** Washington, D.C., 1997.
- CALVI, G. M., A Displacement-Based Approach for Vulnerability Evaluation of Classes of Buildings. **Journal of Earthquake Engineering**, v. 3, n. 3, p. 411-438,1999.
- CALVI, G. M. et al. Development of seismic vulnerability assessment methodologies over the past 30 years. **ISET journal of Earthquake Technology**, v. 43, n. 3, p. 75-104, 2006.
- CASTILLO, A. **Seismic risk scenarios for buildings in Mérida, Venezuela. Detailed vulnerability assessment for non-engineered housing.** Tese de Doutorado. Universidad Politècnica de Cataluña. Barcelona, 2005.

CHOPRA, A. K.; GOEL, R. K. Capacity-demand-diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures: SDF systems. **Civil and Environmental Engineering**, p. 53, 1999.

COSENZA, E.; MANFREDI, G.; POLESE, M.; VERDERAME, G.M. A Multi-Level Approach to the Capacity Assessment of Existing RC Buildings. **Journal of Earthquake Engineering**, v. 9, n. 1, p. 1-22, 2005.

DANIELL, J. **Damaging Earthquakes Database 2010–The Year in Review**. Centre for Disaster Management and Risk Reduction Technology, 2011.

DANIELL, J. E. **Comparison and production of open source earthquake loss assessment packages, European School for advanced studies in Reduction of Seismic Risk. ROSE SCHOOL**. 2009.

DEUTSCHE WELLE BRASIL. Após horas sob escombros, quatro são resgatados com vida no Equador. **Made For Minds**. 18 de abril de 2016. Disponível em: < <http://www.dw.com/pt-br/ap%C3%B3s-horas-sob-escombros-quatro-s%C3%A3o-resgatados-com-vida-no-equador/a-19197118> > Acesso em: 22 de maio 2017, 14:20:25.

DÍAZ, R. L. B. **Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada**. Tese de Doutorado. Universitat Politècnica de Catalunya, 2003.

DOLCE, M.; ZUCCARO, G.; KAPPOS, A.; COBURN, A. **Report of the EAEE Working Group 3: Vulnerability and risk analysis**. *Proceedings of the 10th European Conference on Earthquake Engineering*, Vienna, p. 3049-3077. 1994.

FEMA/NIBS. **HAZUS' 99 Technical Manual, Earthquake Loss Estimation Methodology**. Washington, D.C., 1999

FEMA. **HAZUS99 Estimated Annualized Earthquake Loss for the United States, Report FEMA 366, Federal Emergency Management Agency**. Washington. 2001.

FONSECA, K. T.; RODRIGUES, F. A. Eventos Sísmicos No Brasil. Percepção De Risco De Discentes De Geografia Frente A Eventos Pseudo-Remotos. **Revista Geográfica de América Central**, 2(47E). 2011.

FREEMAN, S. A. **The capacity spectrum method for determining the demand displacement**. *Technical Session: Displacement Considerations in Design of Earthquake-Resisting Buildings*, ACI, 1994.

GIOVANAZZI, S. **The vulnerability assessment and the damage scenario in seismic risk analysis**. Dissertação de Mestrado. University of Florence, 2005.

GOMES, L. M. A., **Análise Pushover – Caso De Estudo**. Dissertação de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa, 2010.

GRÜNTAL, G. **European macroseismic scale 1998**. European Seismological Commission (ESC), 1998.

- HERRERA, R. et al. Estado del conocimiento sobre metodologías de evaluación de vulnerabilidad sísmica de edificios. **Revista Ingeniería y Sociedad**, v. 8, n 1, p. 7-28, 2012.
- LANZA, S.; F. J.; PUENTES M.; S. H.; VILLALOBOS, F. Estudio comparativo de la norma sismorresistente venezolana actual con códigos sísmicos de otros países. **Revista Ingeniería UC**, v. 10, n 3, p. 59-66, 2003.
- LIN, Y.Y.; CHANG, K.C. An improved capacity spectrum method for ATC-40. **Earthquake engineering & structural dynamics**, v. 32, n. 13, p. 2013-2025, 2003.
- MELONE, S. S. **Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales. Análisis de su contribución al riesgo sísmico**. Tese de Doutorado. Universitat Politècnica de Catalunya, 2003.
- MILUTINOVIC, Z. V.; TRENDAFILOSKI, G. S. **WP04. Vulnerability of current buildings. RISK-UE project: An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns**. Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (IZIIS), Skopje. 2003
- MIRANDA, P. S. T. **Avaliação da Vulnerabilidade Sísmica na Realidade Predial Brasileira**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Ceará, Fortaleza. 2010.
- MONCAYO, E. J. M. **Evaluación De Métodos de Análisis Inelástico En Sap Para estructuras De Hormigón Armado**. Dissertação de Mestrado. Pontificia Universidad Católica De Chile, Escuela De Ingeniería. 2010.
- NAOE, A. **Centro do IAG monitora atividade sísmica no Brasil**: Ciências, USP Online Destaque. 20 de maio de 2014. Disponível em: <<http://www5.usp.br/43382/atividade-sismica-no-brasil-e-monitorada-em-centro-do-iag/>> Acesso em: 12 de janeiro 2018, 22:20:35.
- NOBREGA, P. G. B.; NOBREGA, S. H. S. Perigo sísmico no brasil e a responsabilidade da engenharia de estruturas. **HOLOS**, [S.l.], v. 4, p. 162-175, set. 2016. ISSN 1807-1600. Disponível em: <<http://www2.ifrn.edu.br/ojs/index.php/HOLOS/article/view/4703>>. Acesso em: 06 mar. 2018. doi:<https://doi.org/10.15628/holos.2016.4703>.
- PARK, Y.; ANG, A. Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. **Journal of Structural Engineering, ASCE**, p. 722-739. 1985.
- SANTOS, S. H. C.; LIMA, S. S.; SILVA, F. C. M. Seismic hazard for Brazilian Northeastern Region. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 3, n. 3, p. 374-389, 2010.
- SEAOC. **Vision 2000, Performance based seismic engineering of buildings**. Structural Engineers Association of California. Sacramento. 1995.
- SILVA, C. R. **Geodiversidade do Brasil: conhecer o passado, para entender o presente e prever o futuro**. CPRM, Serviço Geológico do Brasil, 2008.
- TELESUR. **Los terremotos más devastadores de los últimos años**. 21 de novembro 2016. Disponível em :< <http://www.telesurtv.net/news/Los-terremotos-mas-devastadores-de-los-ultimos-anos-20150425-0025.html>. >.Acesso em: 17 de Março 2017.

UNDRO. **Natural disasters and vulnerability analysis. Report of Expert Group Meeting.** Geneve. 1979.

VARNES, D. J. Landslide hazard zonation: a review of principles and practice. **Natural Hazards**, UNESCO, Paris, n 3, p. 63 .1984.

VERDI R., B. F. **Efectos de Cargas Monotónicamente Crecientes con Ángulos de Incidencia Variables Sobre Estructuras de Hormigón Armado.** Tese de Doutorado. Universidad Austral de Chile. 2004.

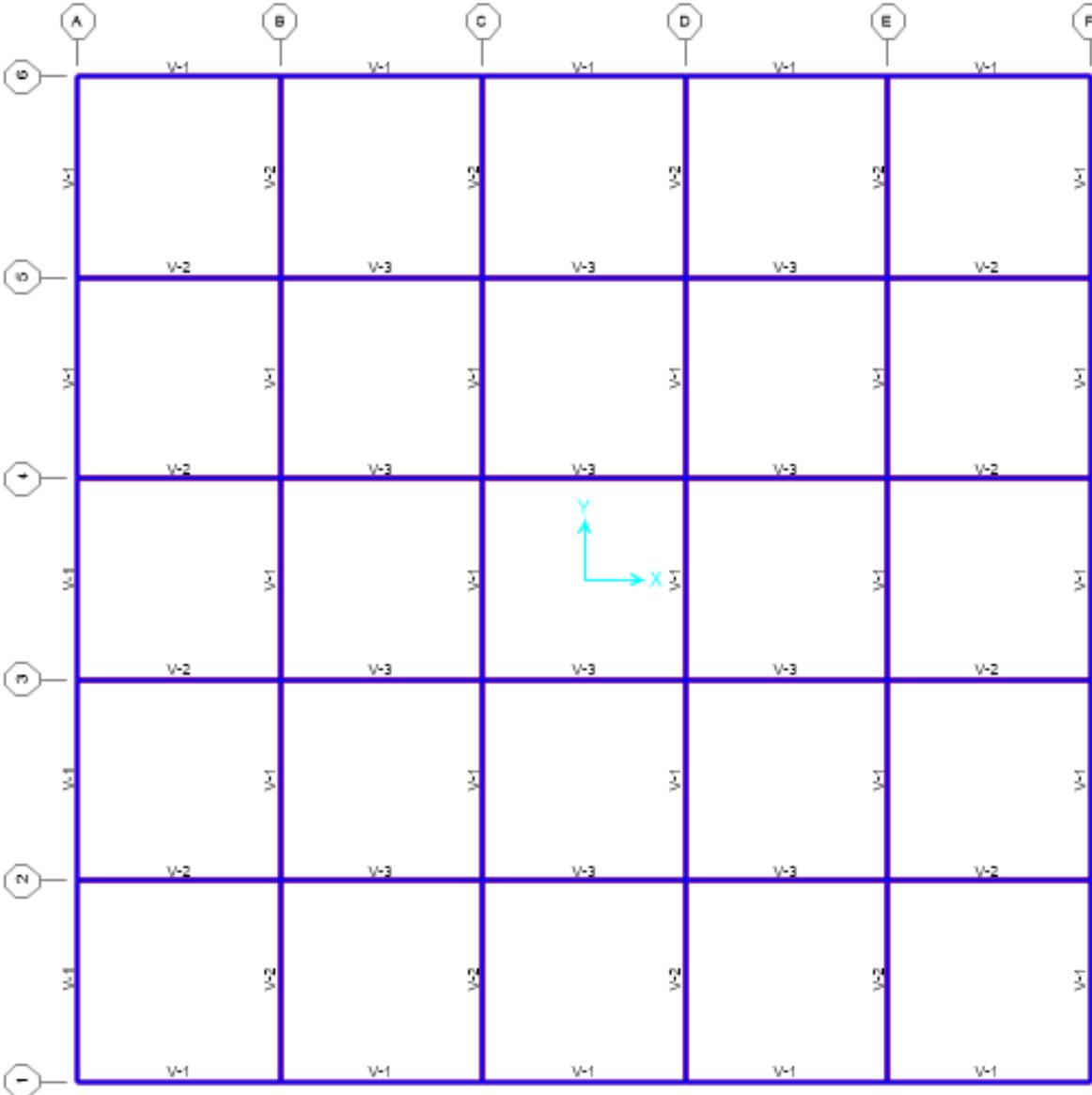
WIKIMEDIA COMMONS. **File: Placa sudamericana.png.** 6 de março de 2014. Disponível em <<https://commons.wikimedia.org/w/index.php?curid=31470527>>. Acesso em: 17 de Março 2017.

XFMA. **Estructuras sismoresistentes. Analisis modal espectral. Capítulo 2.** Disponível em <<https://xfma.wordpress.com/2013/02/19/estructuras-sismoresistentes-analisis-modal-espectral-capitulo-2/>>. Acesso em: 22 de Abril 2017.

ZARZOSA, M. N. L. **Evaluación del riesgo sísmico mediante métodos avanzados y técnicas GIS. Aplicación a la ciudad de Barcelona.** Tese de Doutorado. Universitat Politècnica de Catalunya. 2007.

**APÊNDICE A - PROJETO DAS SECÇÕES E ARMADURA DAS VIGAS E COLUNAS  
PARA A ESTRUTURA 1**

Figura A 1- Configuração em planta Estrutura 1: Nivel +2,80



**Nivel +2,80**

Figura A 2- Configuração em Elevação Estrutura 1: Eixo-1.

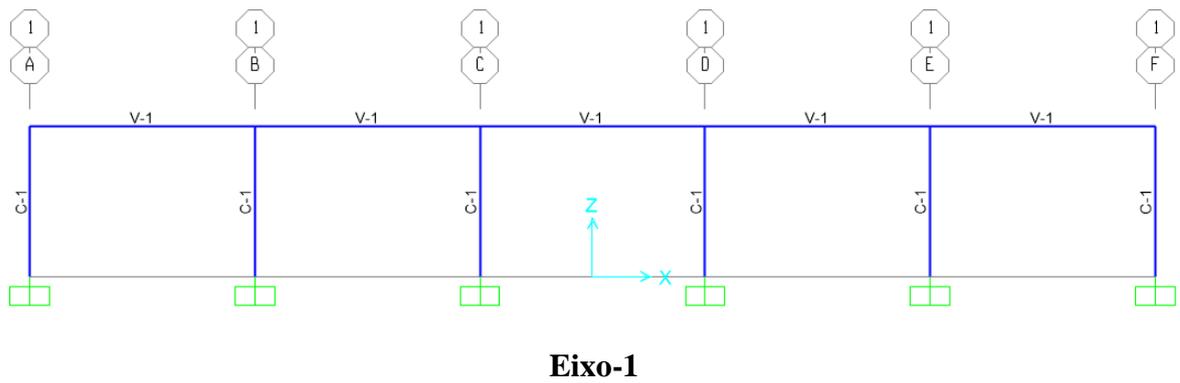


Figura A 3- Configuração em Elevação Estrutura 1: Eixo-2

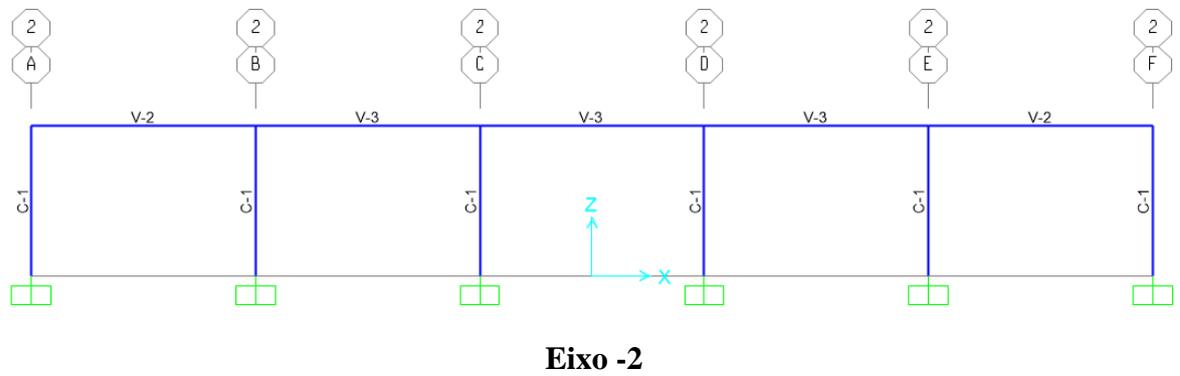


Figura A 4- Configuração em Elevação Estrutura 1: Eixo-3

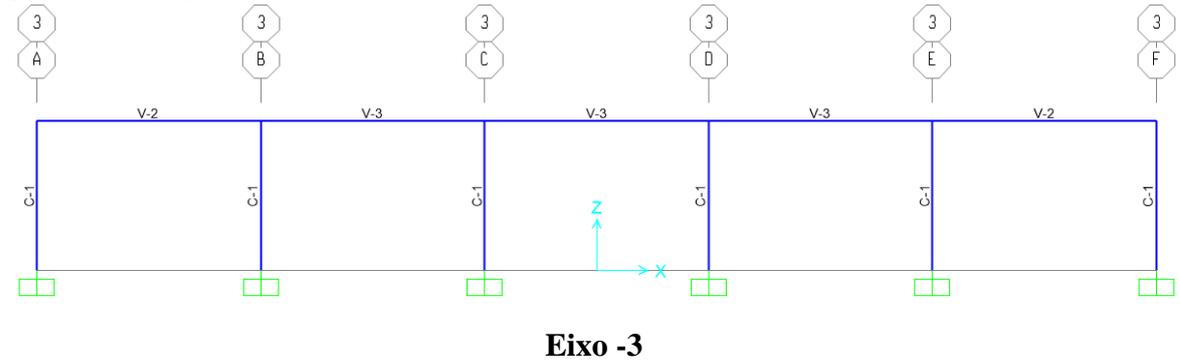


Figura A 5- Configuração em Elevação Estrutura 1: Eixo-4

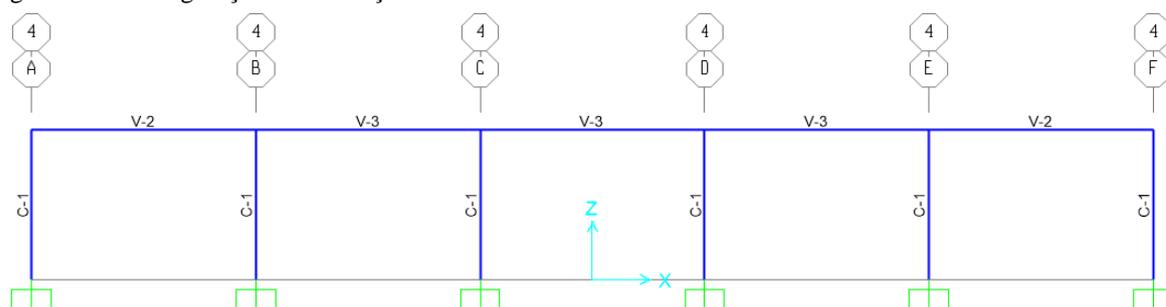
**Eixo -4**

Figura A 6- Configuração em Elevação Estrutura 1: Eixo-5

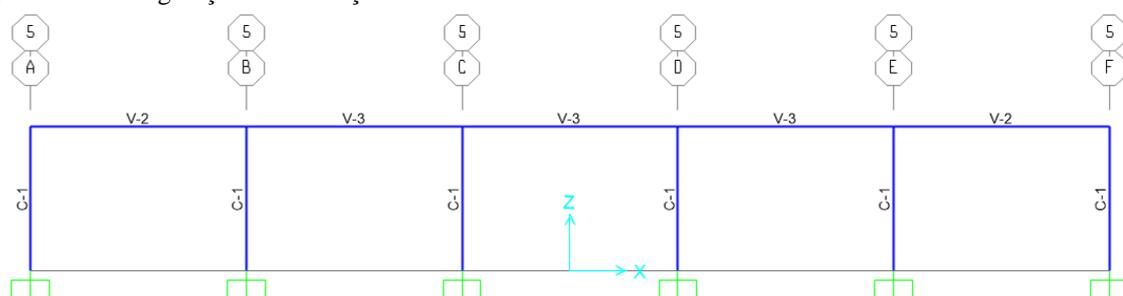
**Eixo -5**

Figura A 7- Configuração em Elevação Estrutura 1: Eixo-6

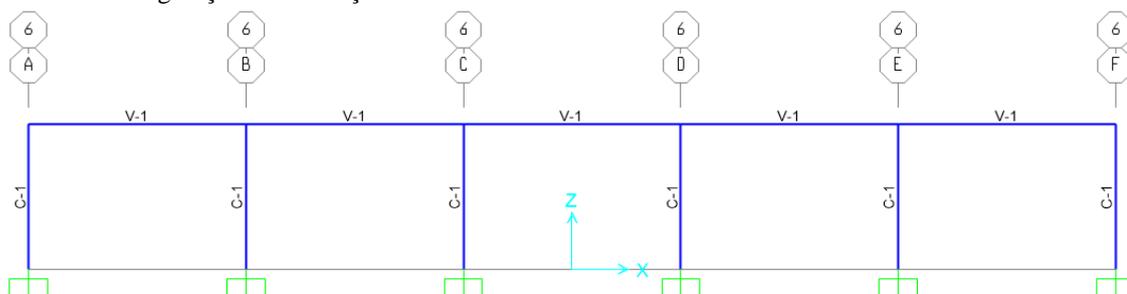
**Eixo -6**

Tabela A 1-Dimensões e armadura de vigas e colunas: Estrutura 1.

<b>Vigas</b>		
<b>Designação</b>	<b>Dimensões (bxh)</b>	<b>Armadura</b>
<b>V-1</b>	0,15 m x 0,4 m	2#4 e 2#3, #2@0,15
<b>V-2</b>	0,15 m x 0,4 m	2#5 e 2#4, #2@0,15
<b>V-3</b>	0,15 m x 0,4 m	2#5 e 2#3, #2@0,15
<b>Colunas</b>		
<b>C-1</b>	0,15 m x 0,25 m	4#4, #3@0,15

**APÊNDICE B - PROJETO DAS SEÇÕES E ARMADURA DAS VIGAS E COLUNAS  
PARA A ESTRUTURA 2**

**Configuração em Planta**

Figura B 1- Configuração em planta Estrutura 2: Nível +2,80

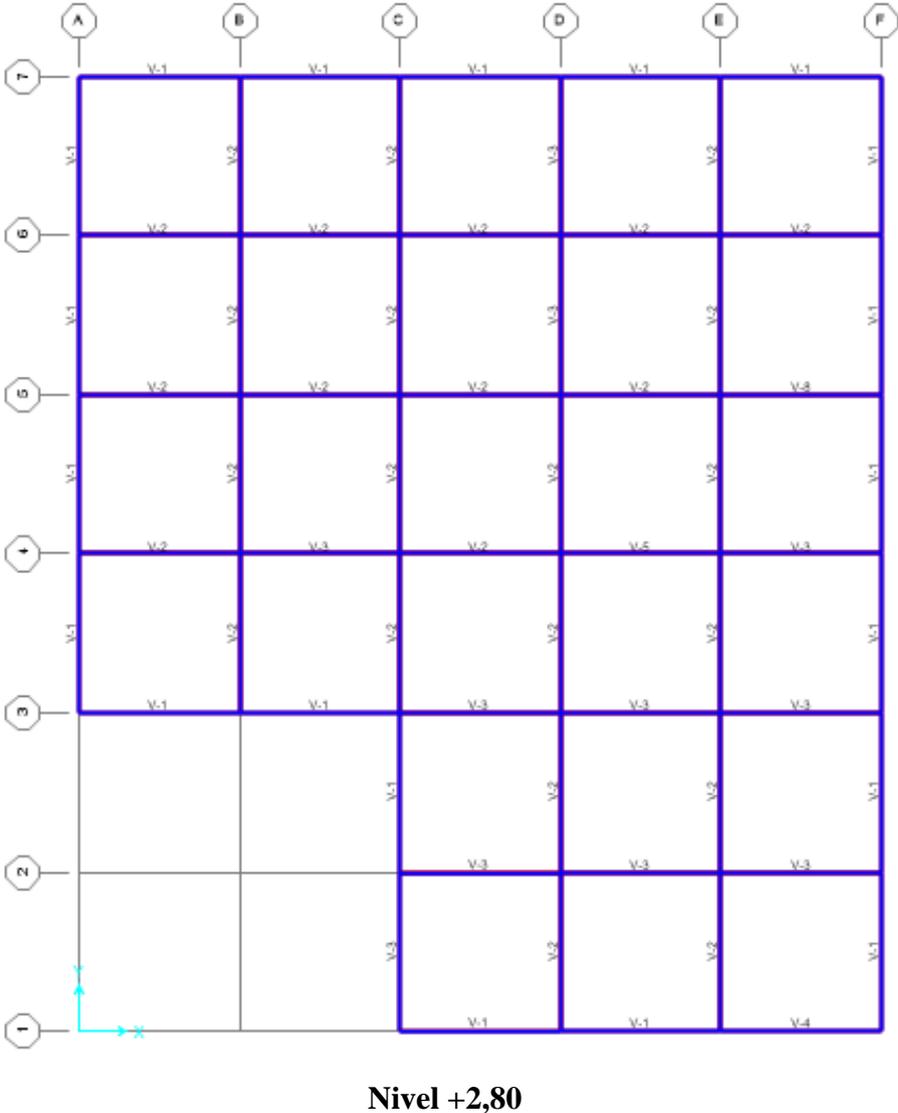
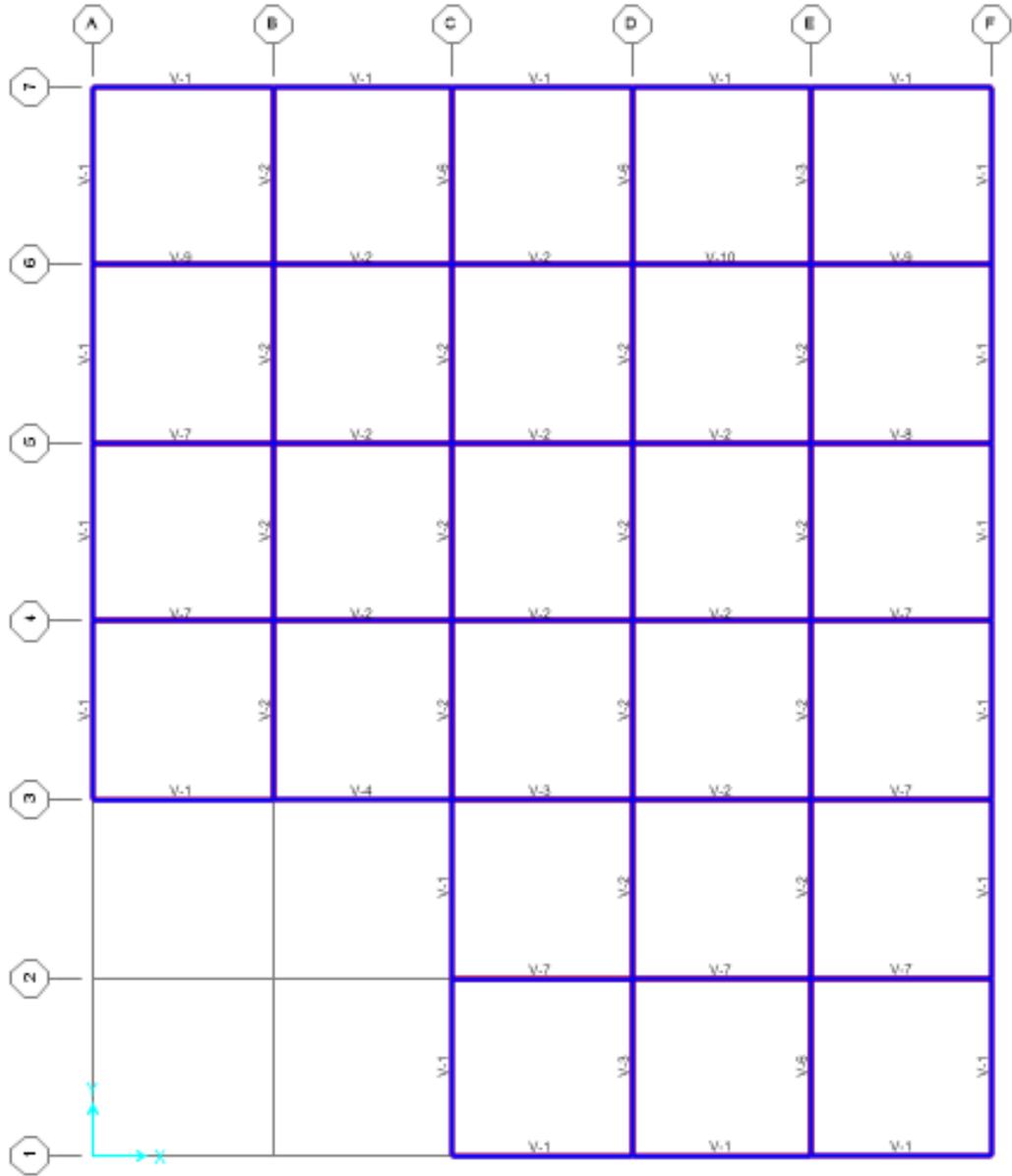
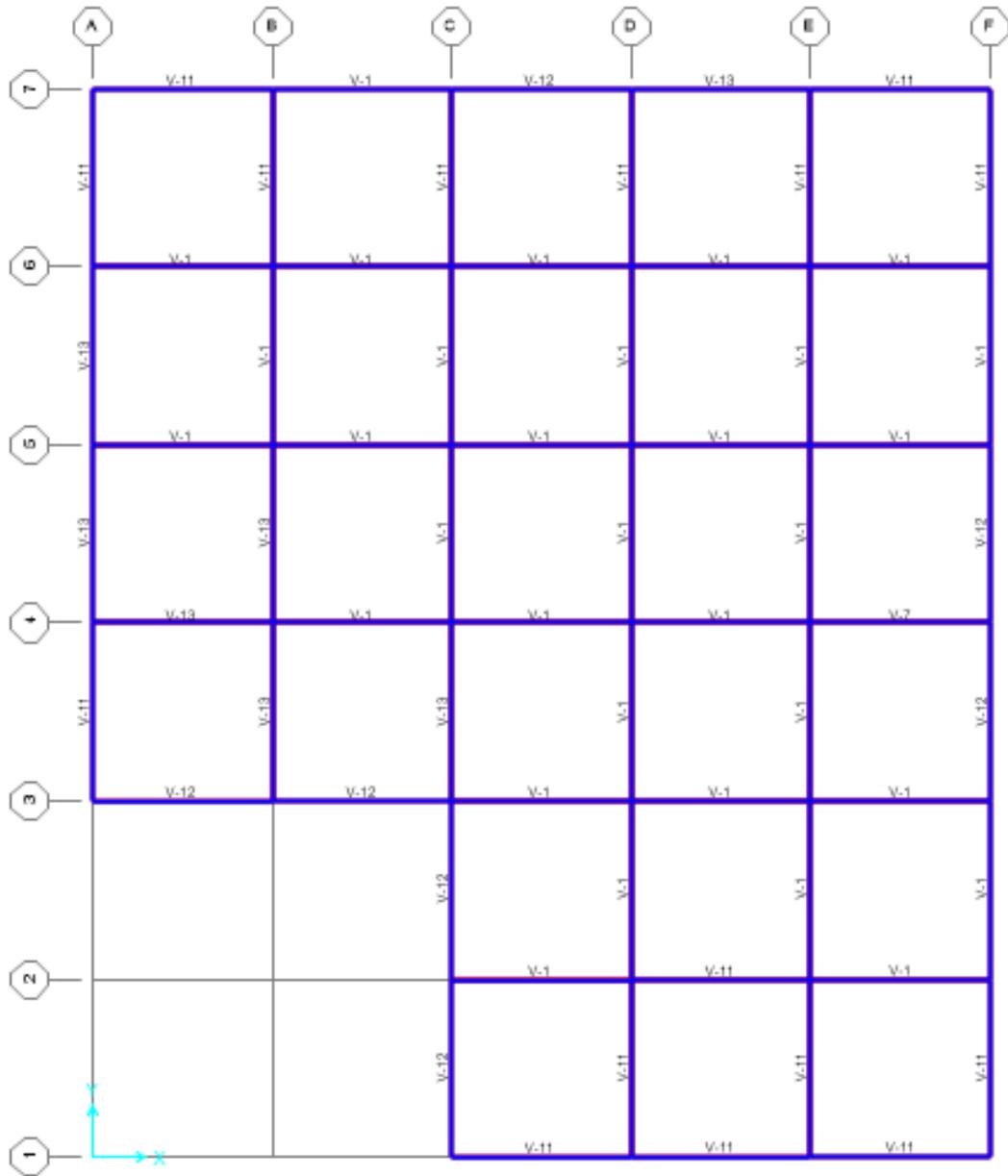


Figura B 2- Configuração em planta Estrutura 2: Nível +5,60



**Nível +5,6**

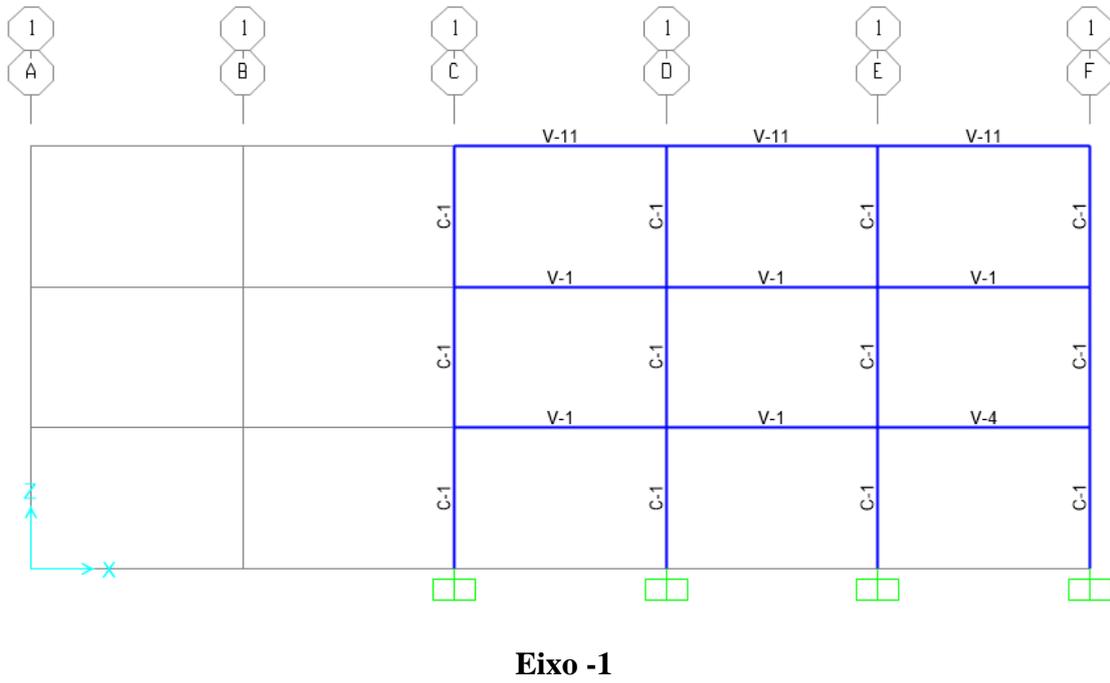
Figura B 3- Configuração em planta Estrutura 2: Nivel +8,40



Nivel +8,4

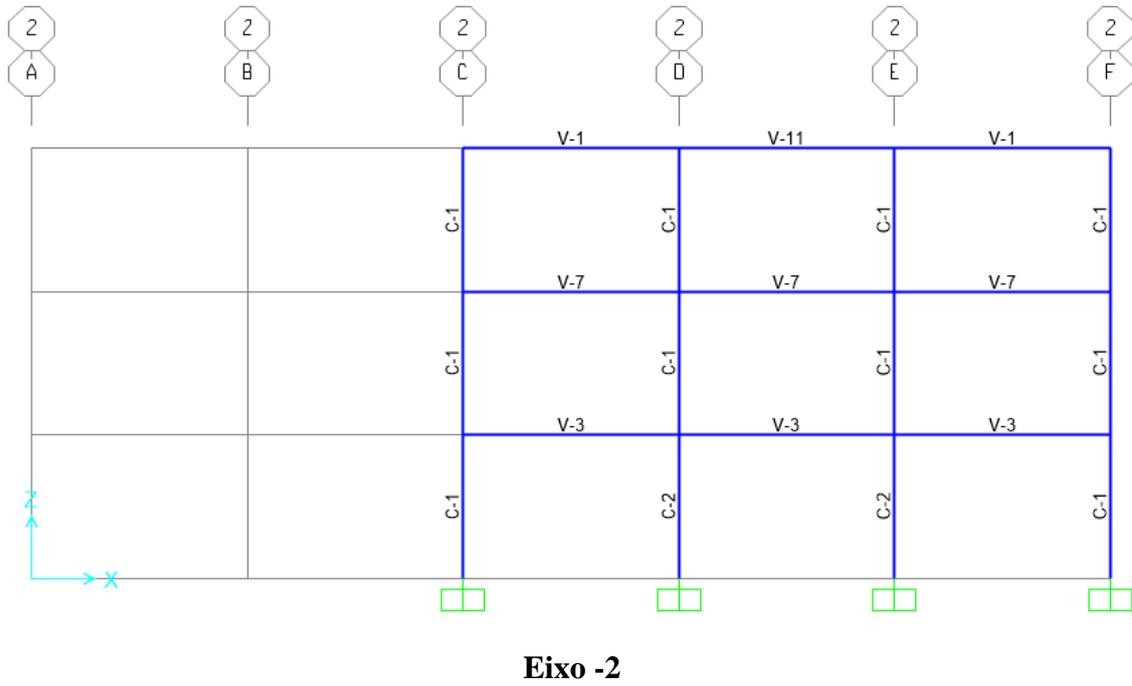
### Configuração em Elevação

Figura B 4- Configuração em Elevação Estrutura 2: Eixo-1



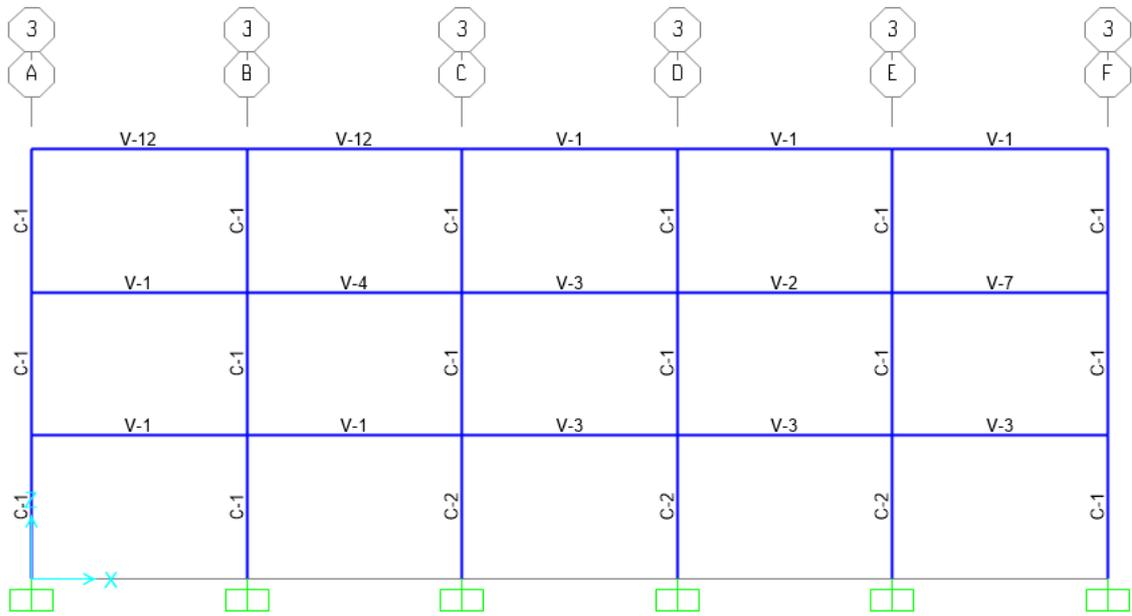
**Eixo -1**

Figura B 5- Configuração em Elevação Estrutura 2: Eixo-2



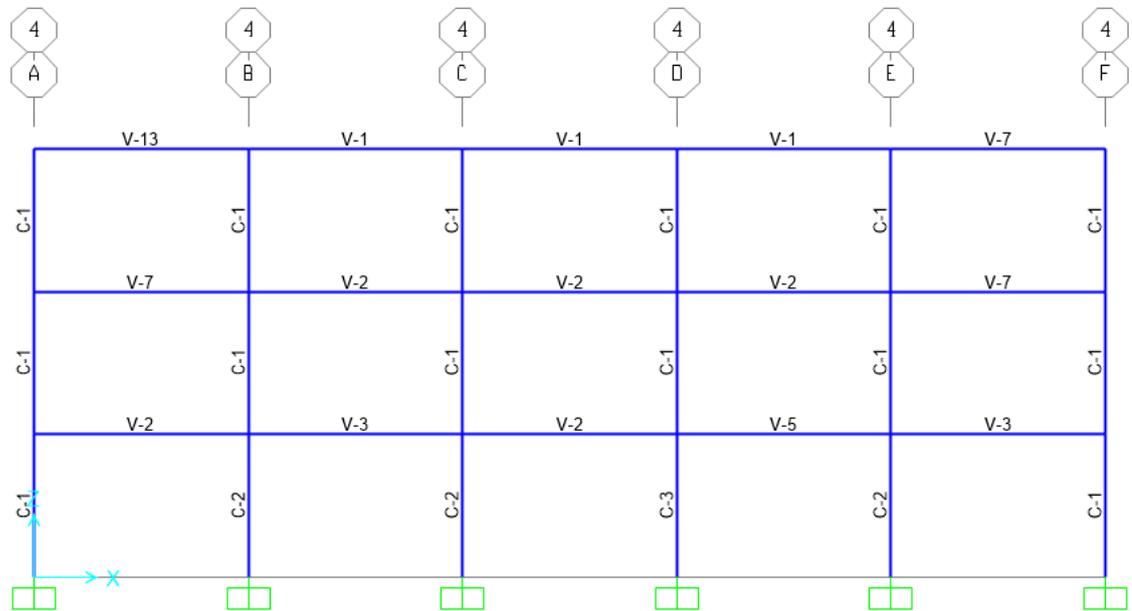
**Eixo -2**

Figura B 6- Configuração em Elevação Estrutura 2: Eixo-3



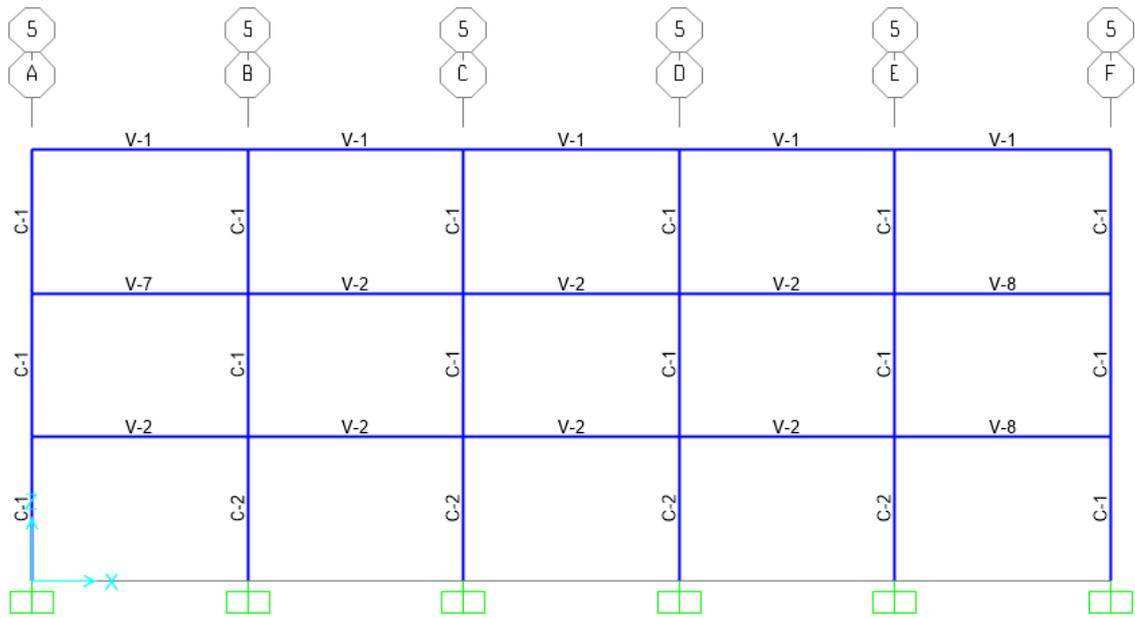
**Eixo -3**

Figura B 7- Configuração em Elevação Estrutura 2: Eixo-4



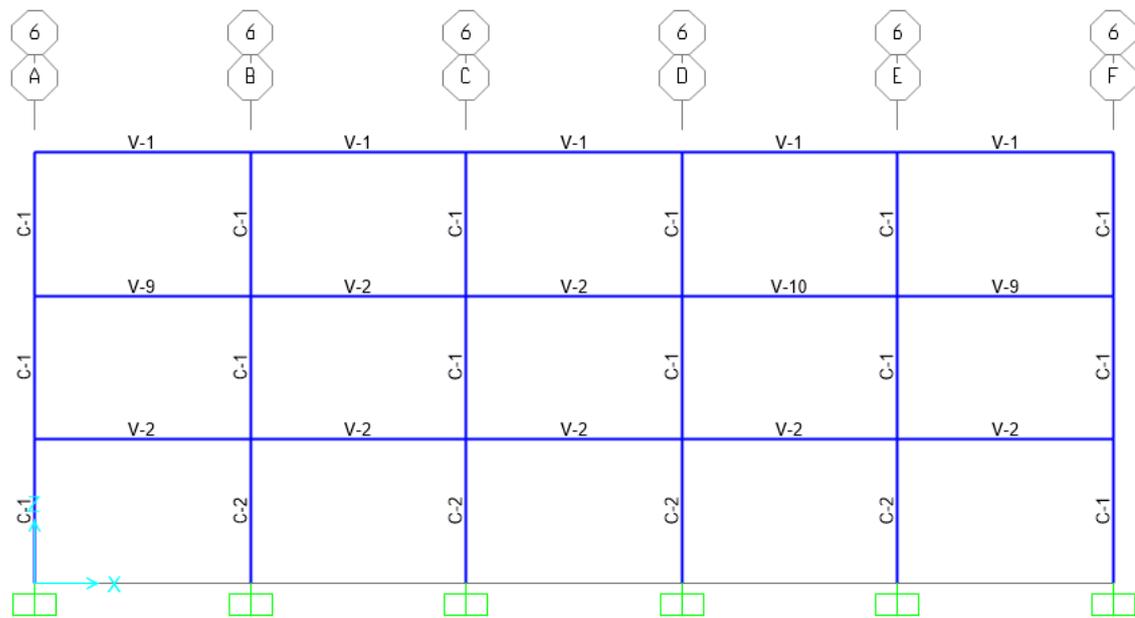
**Eixo -4**

Figura B 8- Configuração em Elevação Estrutura 2: Eixo-5



**Eixo -5**

Figura B 9- Configuração em Elevação Estrutura 2: Eixo-6



**Eixo -6**

Figura B 10- Configuração em Elevação Estrutura 2: Eixo-7

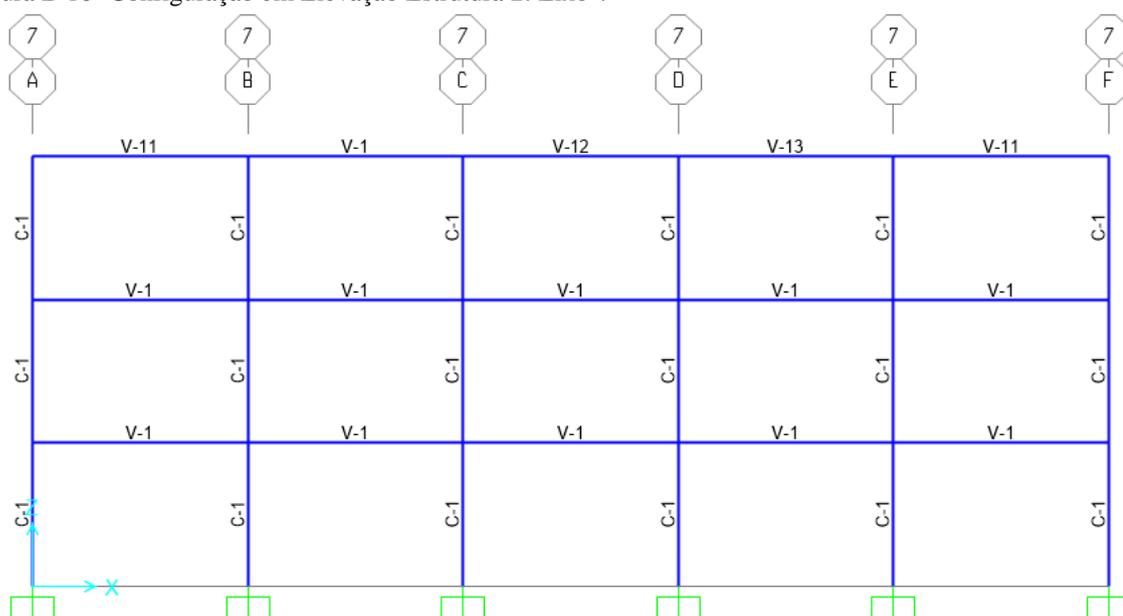
**Eixo -7**

Tabela B 1- Dimensões e armadura de vigas e colunas: Estrutura 2

<b>Vigas</b>		
<b>Designação</b>	<b>Dimensões (bxh)</b>	<b>Armadura</b>
<b>V-1</b>	0,45 m x 0,55 m	2#4 e 2#3; #2@0,15
<b>V-2</b>	0,45 x 0,55 m	2#5 e 2#4; #2@0,15
<b>V-3</b>	0,45 x 0,55 m	2#5 e 2#3; #2@0,15
<b>V-4</b>	0,45 x 0,55 m	2#4 e 2 #4; #2@0,15
<b>V-5</b>	0,45 x 0,55 m	2#6 e 2#4; #2@0,15
<b>V-6</b>	0,45 x 0,55 m	2#3 e 2#5; #2@0,15
<b>V-7</b>	0,45 x 0,55 m	2#2 e 2#4; #2@0,15
<b>V-8</b>	0,45 x 0,55 m	2#7 e 2#5; #2@0,15
<b>V-9</b>	0,45 x 0,55 m	2#2 e 2#5; #2@0,15
<b>V-10</b>	0,45 x 0,55 m	2#5 e 2#4; #2@0,15
<b>V-11</b>	0,45 x 0,55 m	2#2 e 2#3; #2@0,15
<b>V-12</b>	0,45 x 0,55 m	2#3 e 2#2; #2@0,15
<b>V-13</b>	0,45 x 0,55 m	2#3 e 2#3; #2@0,15
<b>Colunas</b>		
<b>C-1</b>	0,20 x 0,30 m	4#5; #3@,015
<b>C-2</b>	0,30 x 0,30 m	4#7; #3@,015
<b>C-3</b>	0,30 x 0,35 m	4#6; #2@,015

**APÊNDICE C - PROJETO DAS SEÇÕES E ARMADURA DAS VIGAS E COLUNAS  
PARA A ESTRUTURA 3**

**Configuração em Planta**

Figura C 1- Configuração em planta Estrutura 3: Nível +2,80

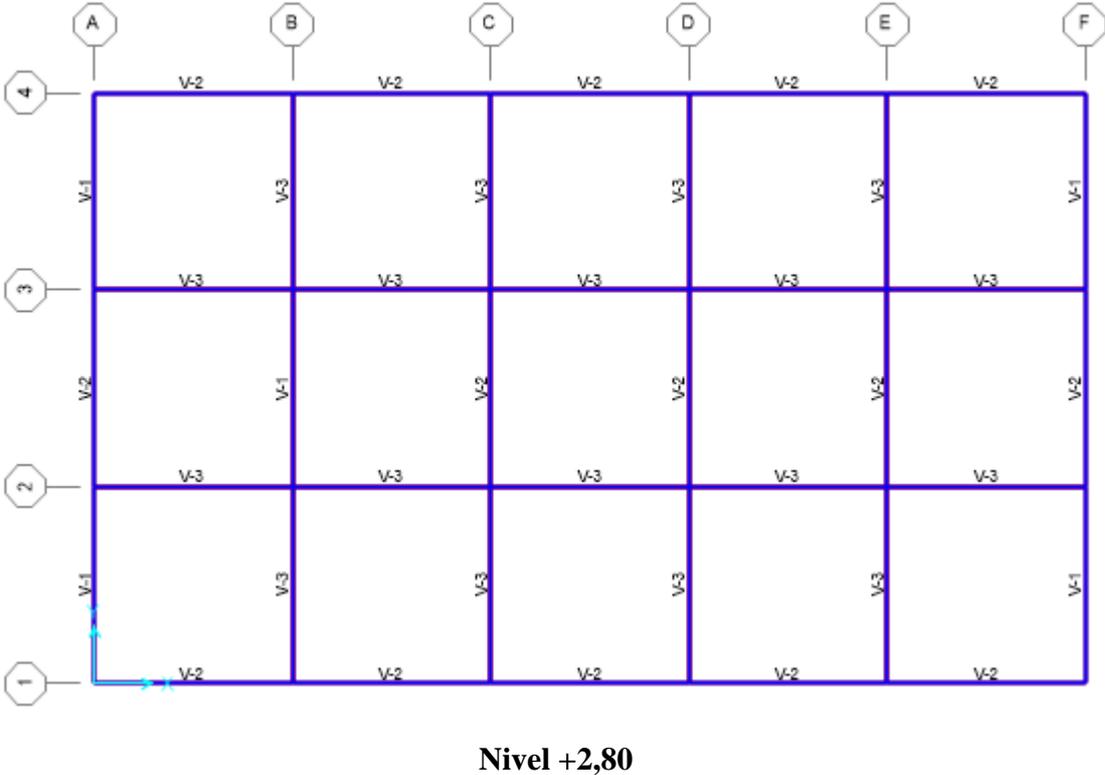


Figura C 2- Configuração em planta Estrutura 3: Nivel +5,60

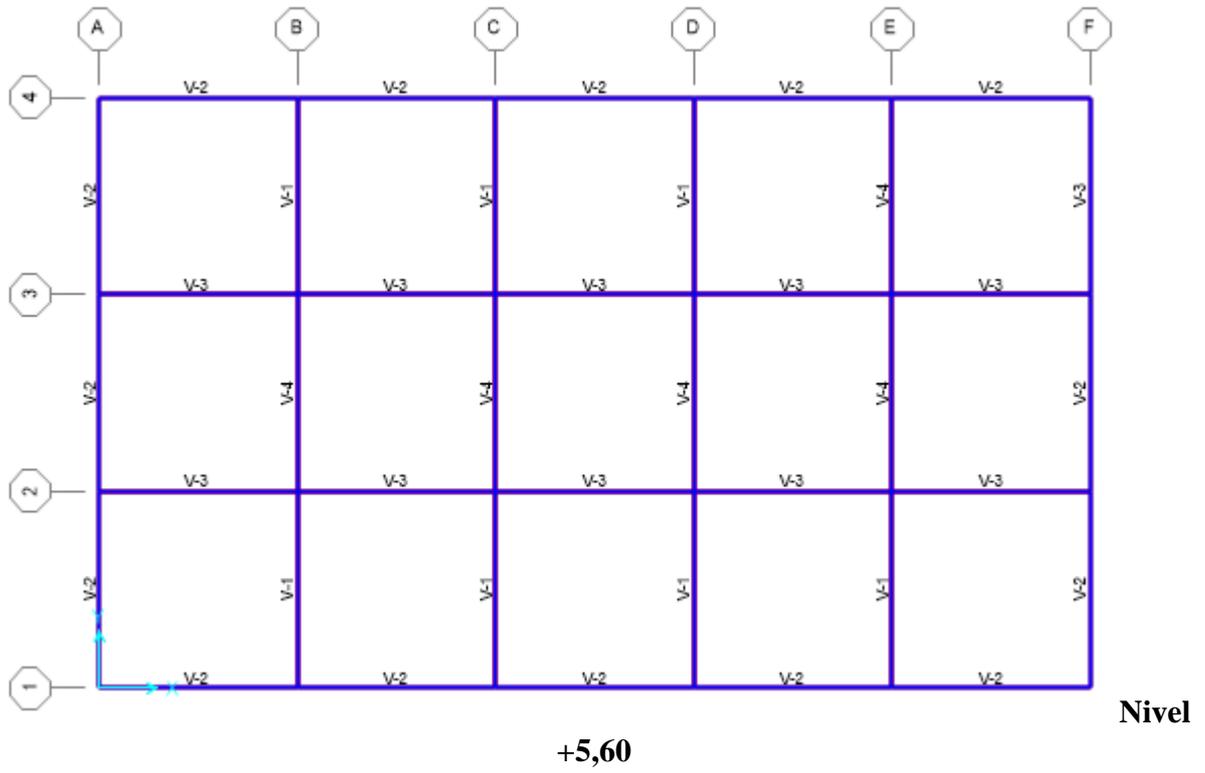


Figura C 3- Configuração em planta Estrutura 3: Nivel +8,40

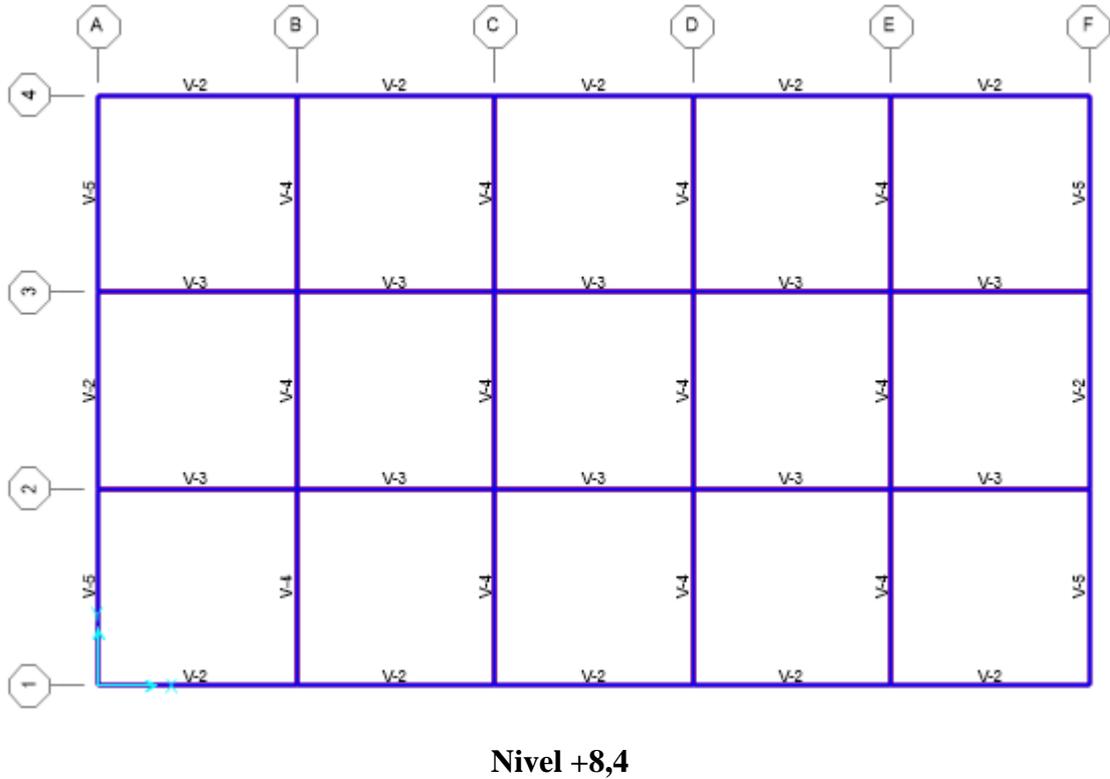
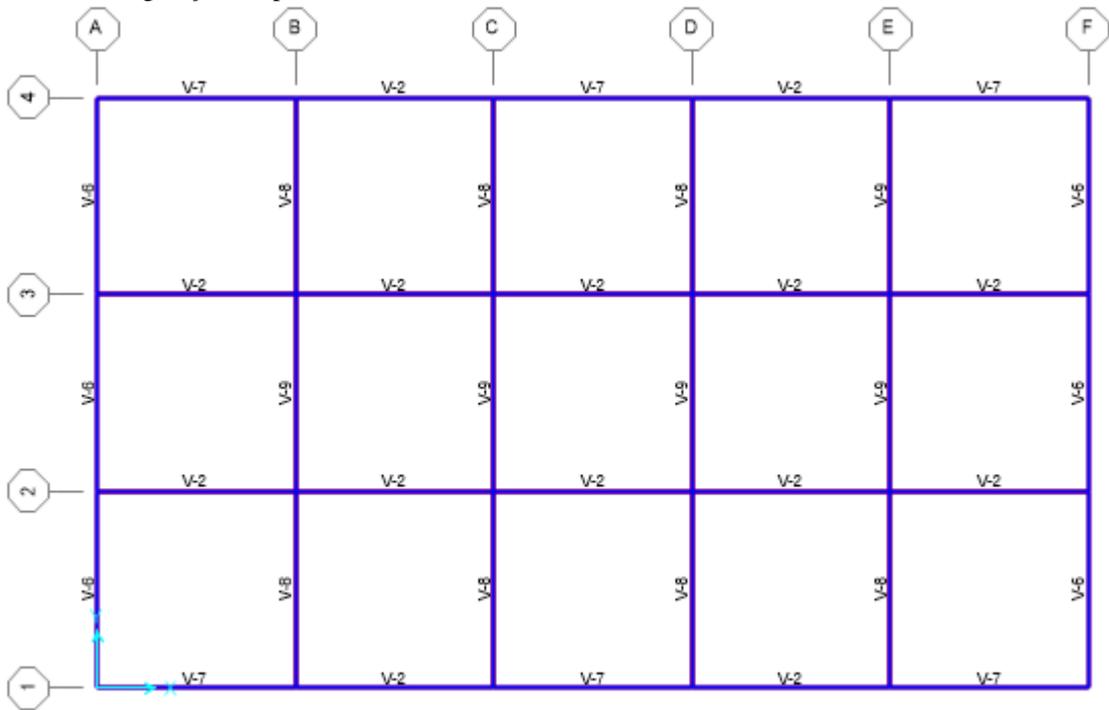


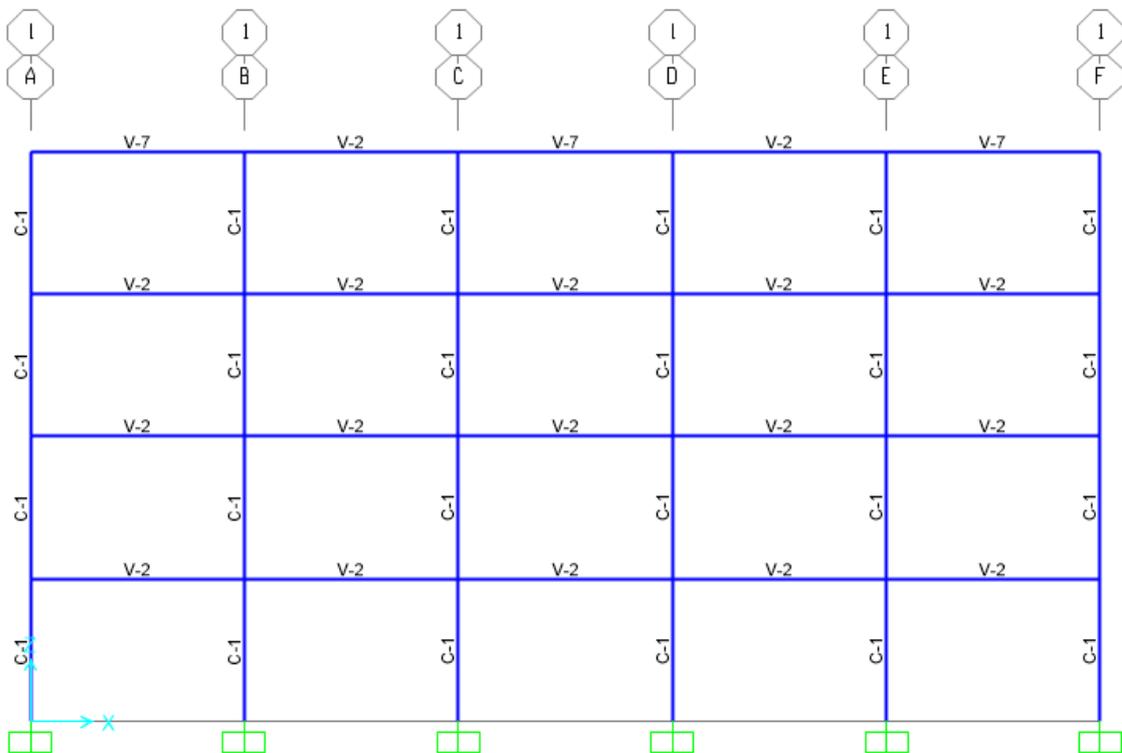
Figura C 4- Configuração em planta Estrutura 3: Nivel +11,20



**Nivel +11,2**

**Configuração em Elevação**

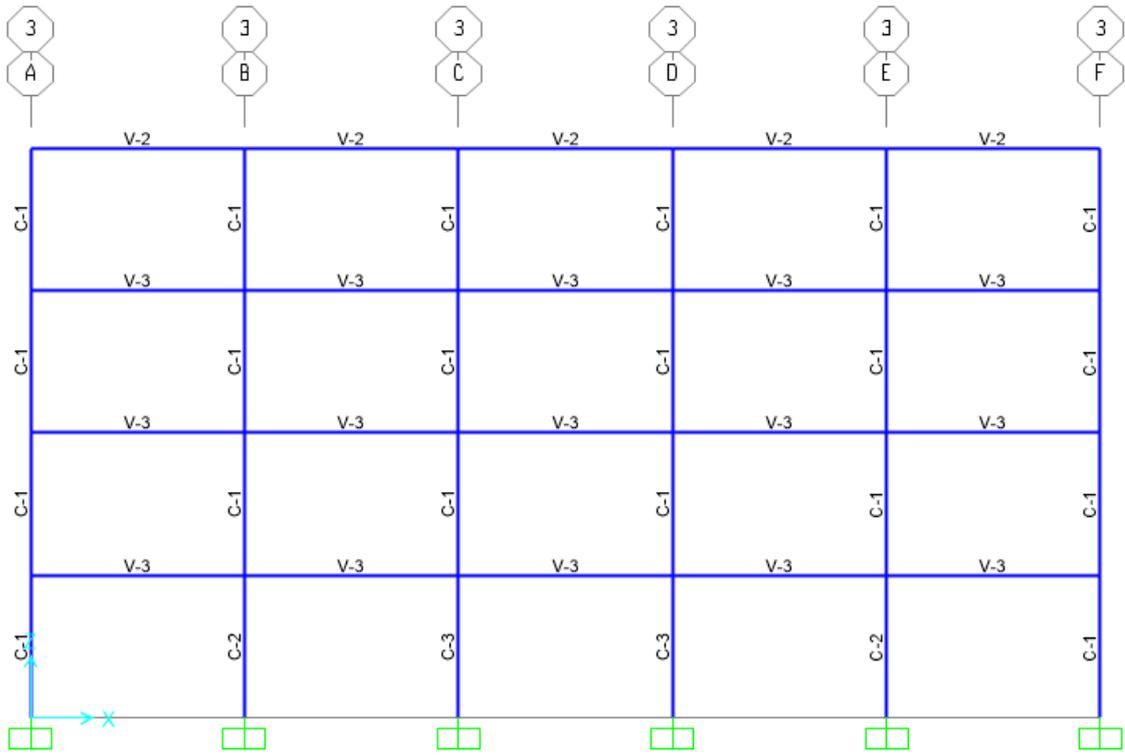
Figura C 5- Configuração em Elevação Estrutura 3: Eixo-1



**Eixo -1**

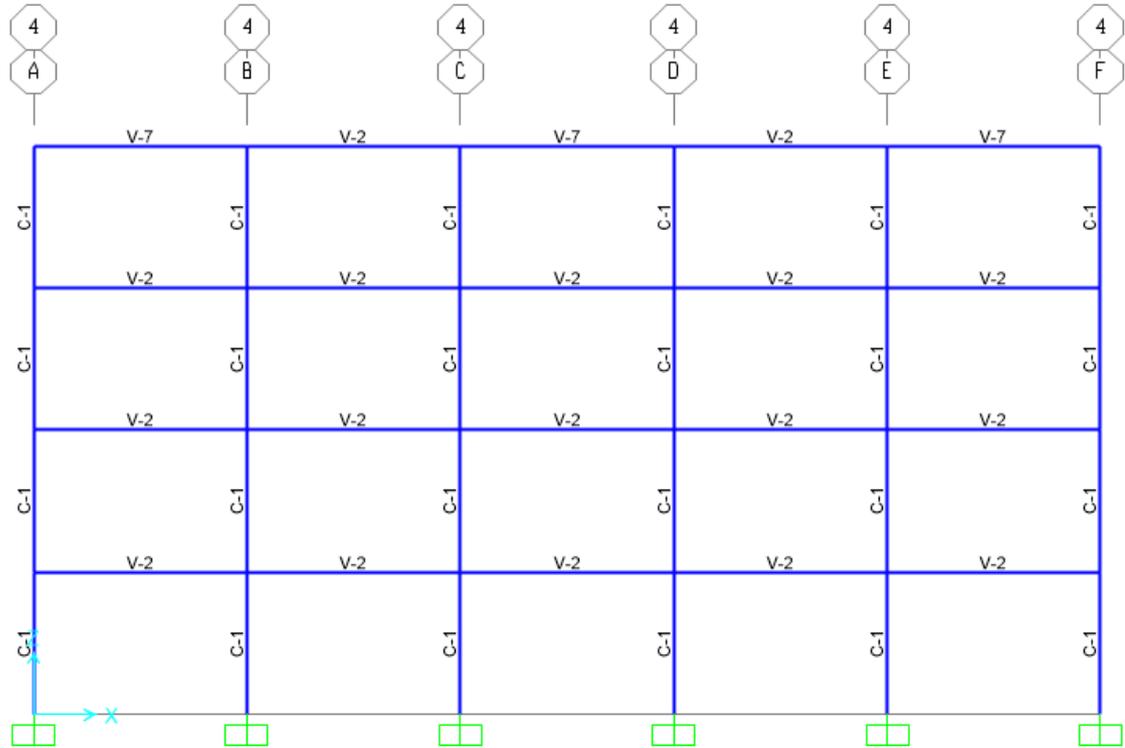


Figura C 7- Configuração em Elevação Estrutura 3: Eixo-3



**Eixo -3**

Figura C 8- Configuração em Elevação Estrutura 3: Eixo-4



**Eixo -4**

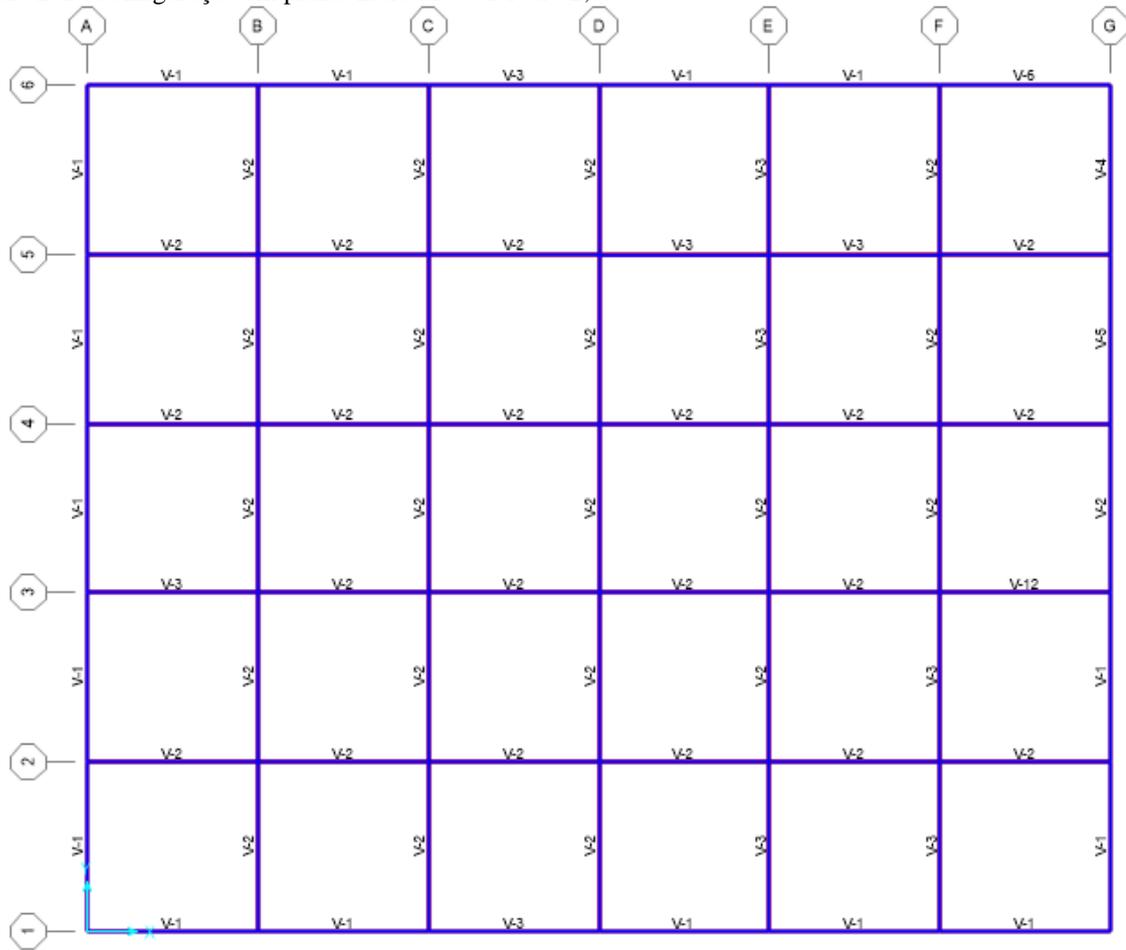
Tabela C 1- Dimensões e armadura de vigas e colunas: Estrutura 3

<b>Vigas</b>		
<b>Designação</b>	<b>Dimensões (bxh)</b>	<b>Armadura</b>
<b>V-1</b>	0,45 X 0,50 m	2#5 e 2#3 ; #2@0,15
<b>V-2</b>	0,45 X 0,50 m	2#4 e 2#3; #2@0,15
<b>V-3</b>	0,45 X 0,50 m	2#5 e 2#4; #2@0,15
<b>V-4</b>	0,45 X 0,50 m	2#2 e 2#5; #2@0,15
<b>V-5</b>	0,45 X 0,50 m	2#3 e 2#3; #2@0,15
<b>V-6</b>	0,45 X 0,50 m	2#2 e 2#3; #2@0,15
<b>V-7</b>	0,45 X 0,50 m	2#3 e 2#2; #2@0,15
<b>V-8</b>	0,45 X 0,50 m	2#4 e 2#2 ; #2@0,15
<b>V-9</b>	0,45 X 0,50 m	2#2 e 2#4 ; #2@0,15
<b>Colunas</b>		
<b>C-1</b>	0,20 X 0,40 m	4#5; #3@15
<b>C-2</b>	0,20 X 0,40 m	4#10; #3@15
<b>C-3</b>	0,20 X 0,40 m	4#11; #3@15

**APÊNDICE D - PROJETO DAS SEÇÕES E ARMADURA DAS VIGAS E COLUNAS  
PARA A ESTRUTURA 4**

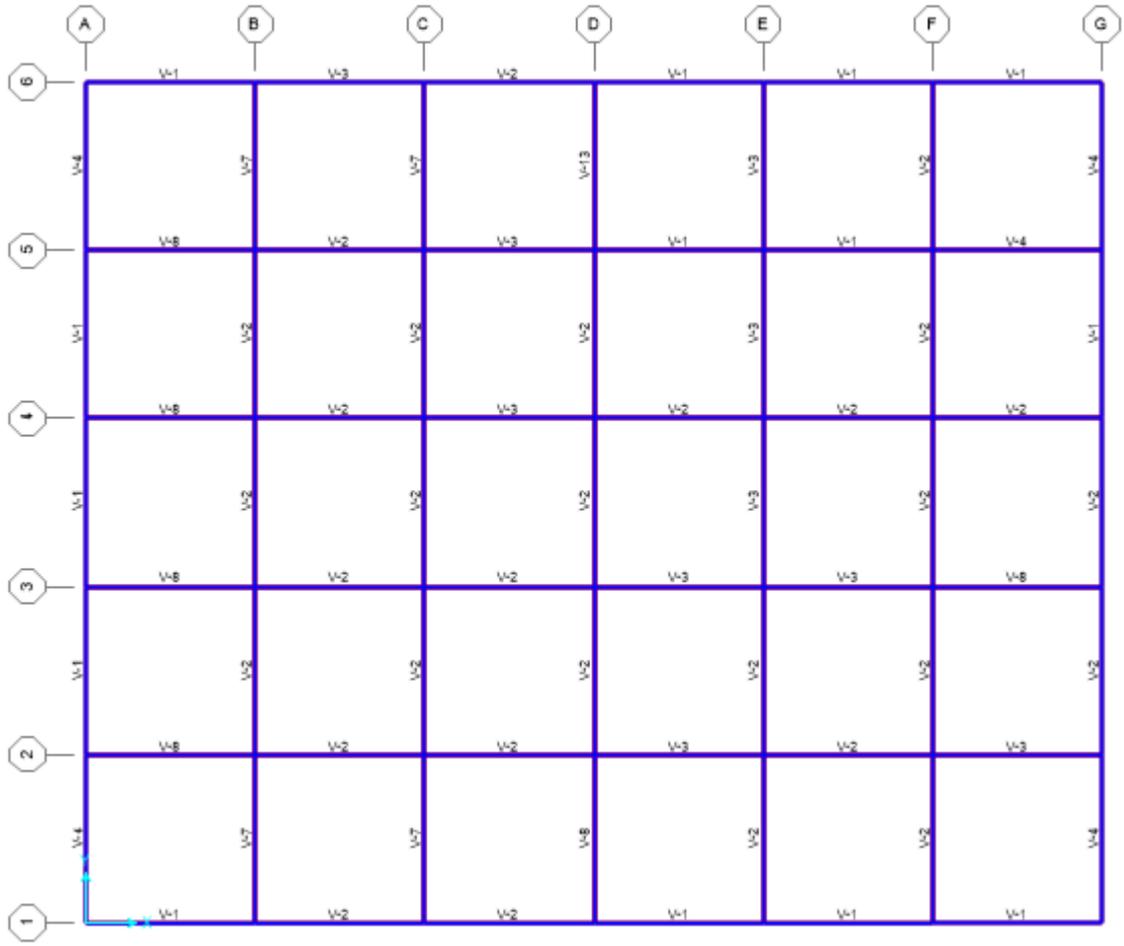
**Configuração em Planta**

Figura D 1- Configuração em planta Estrutura 4: Nível +2,80



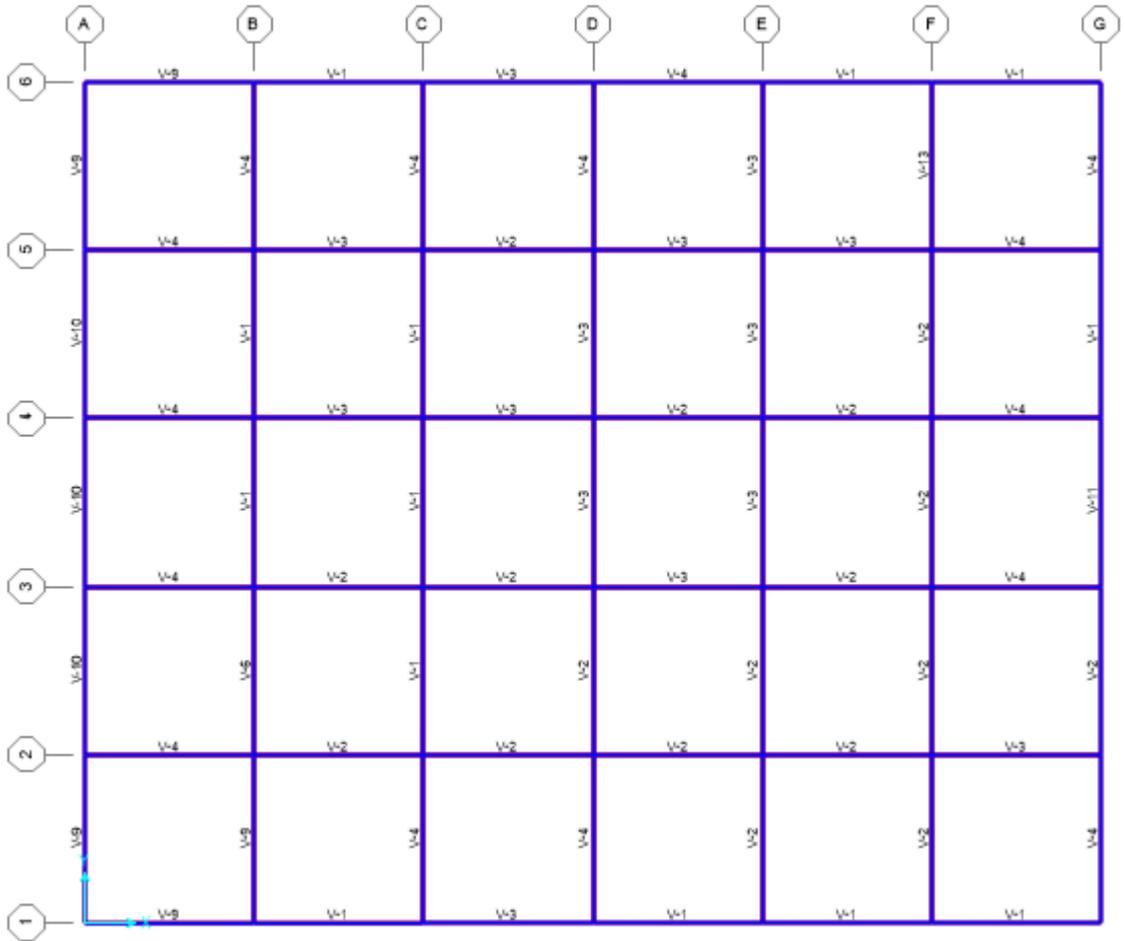
**Nível +2,80**

Figura D 2- Configuração em planta Estrutura 4: Nivel +5,60



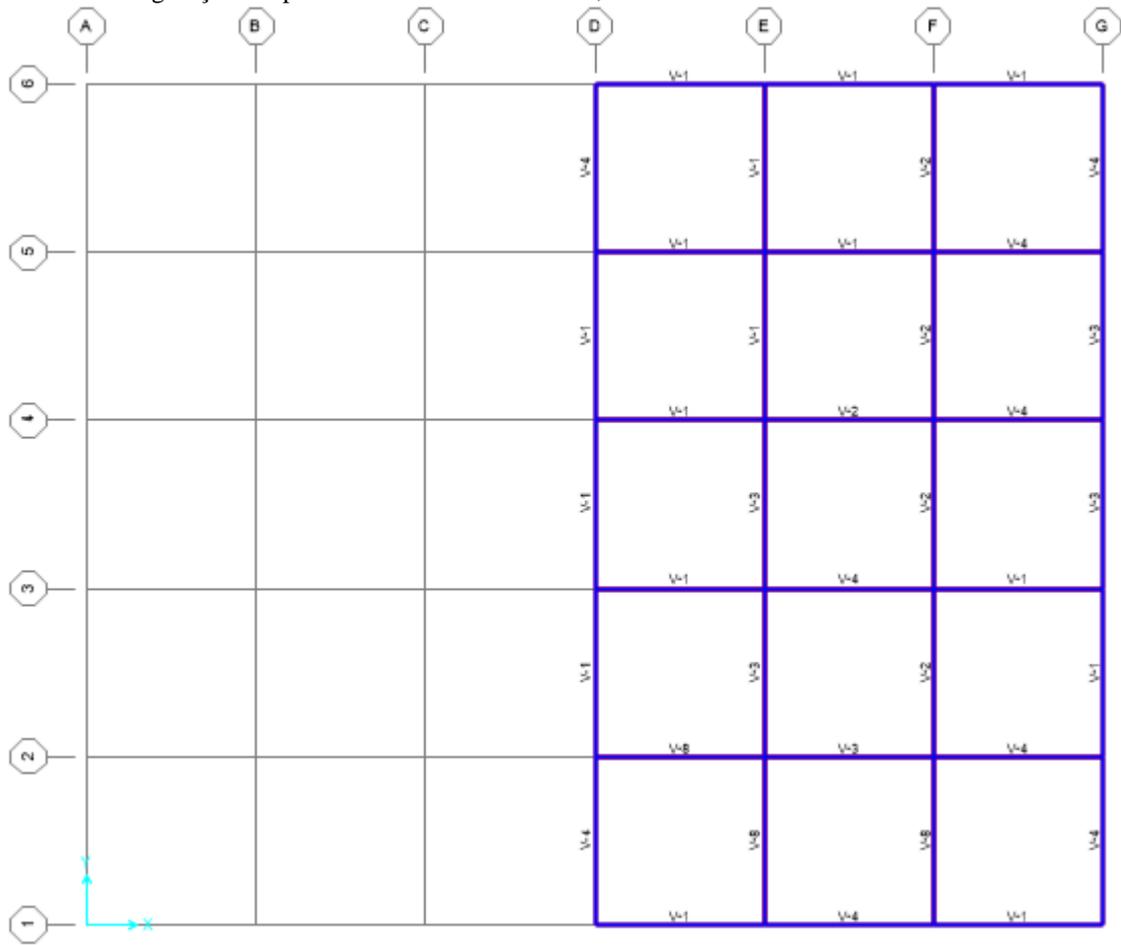
**Nivel +5,60**

Figura D 3- Configuração em planta Estrutura 4: Nivel +8,40



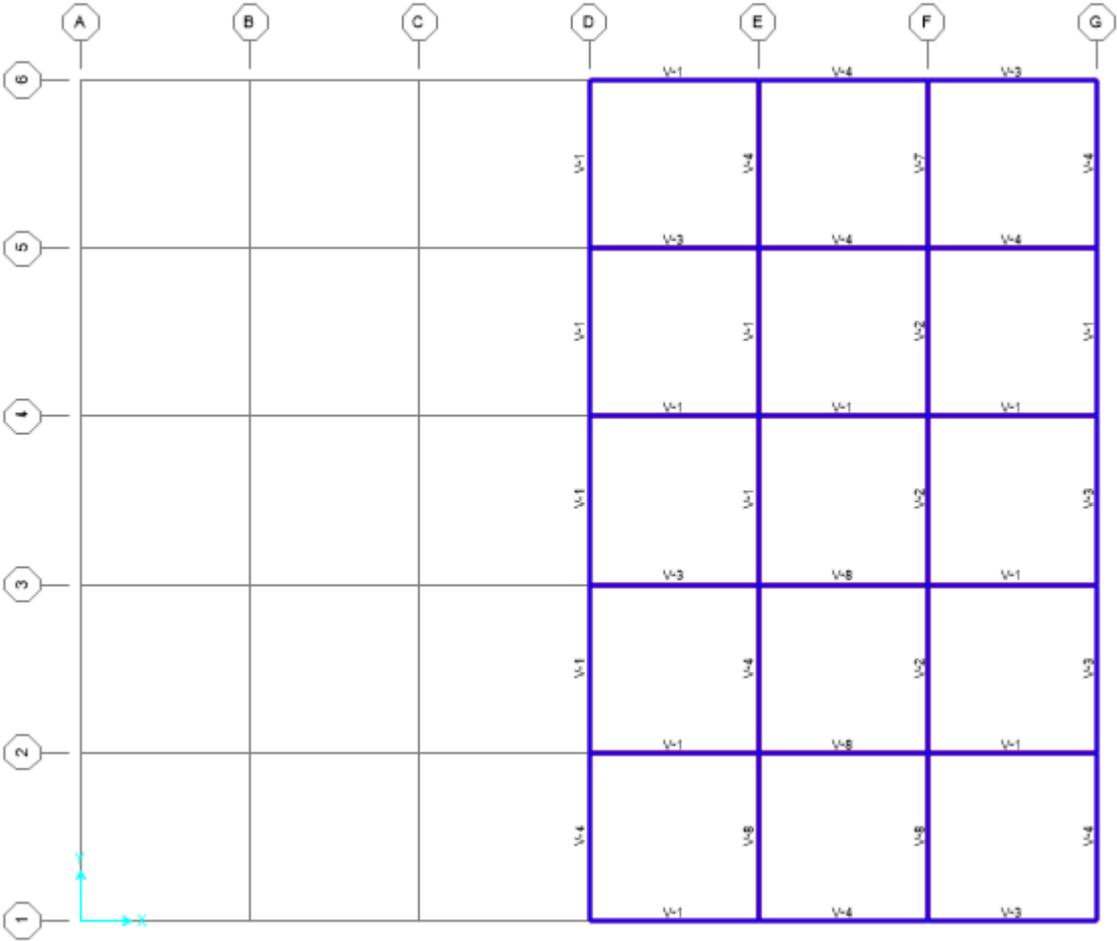
**Nivel +8,40**

Figura D 4- Configuração em planta Estrutura 4: Nivel +11,20



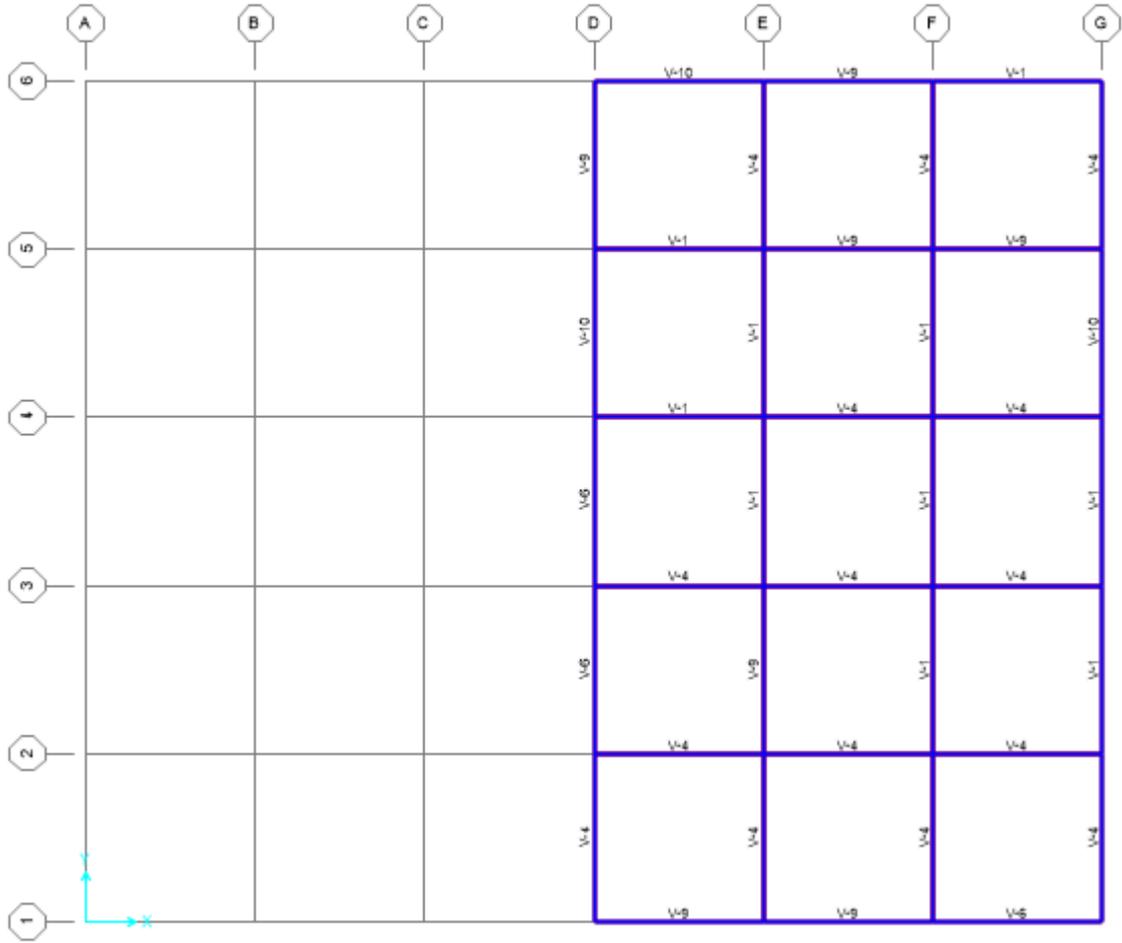
**Nivel +11,20**

Figura D 5- Configuração em planta Estrutura 4: Nivel +14,00



**Nivel +14,00**

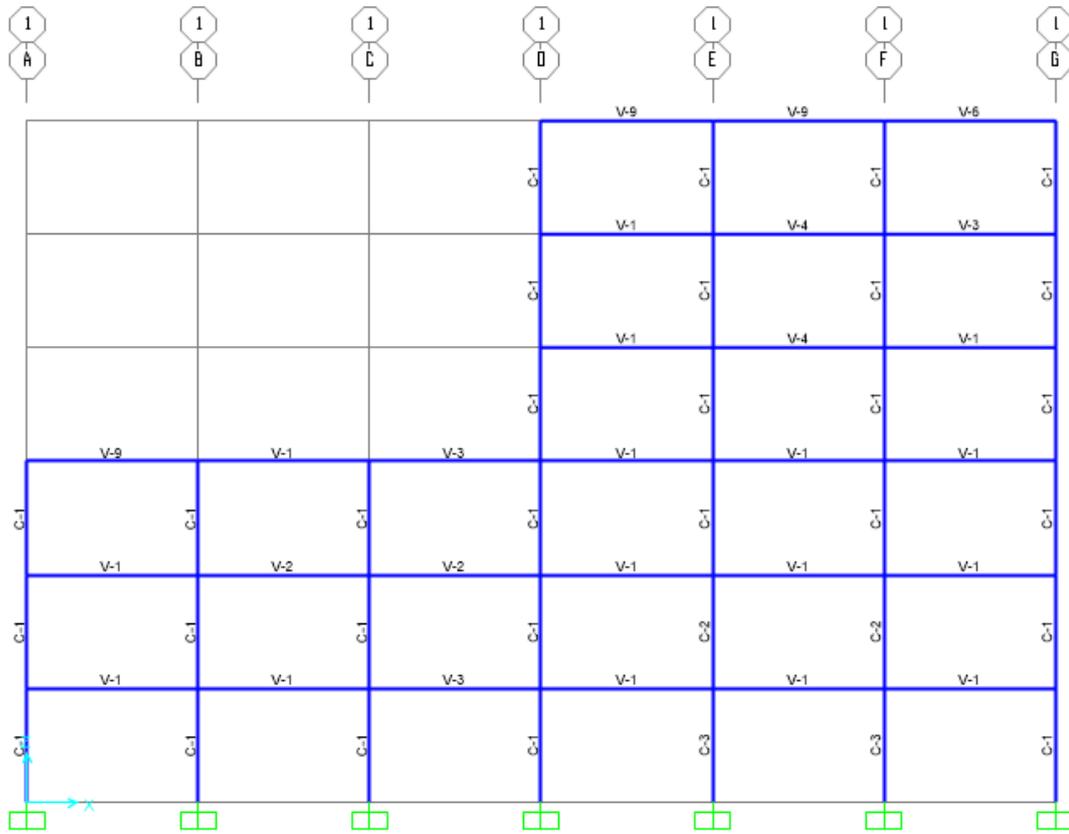
Figura D 6- Configuração em planta Estrutura 4: Nivel +16,80



**Nivel +16,80**

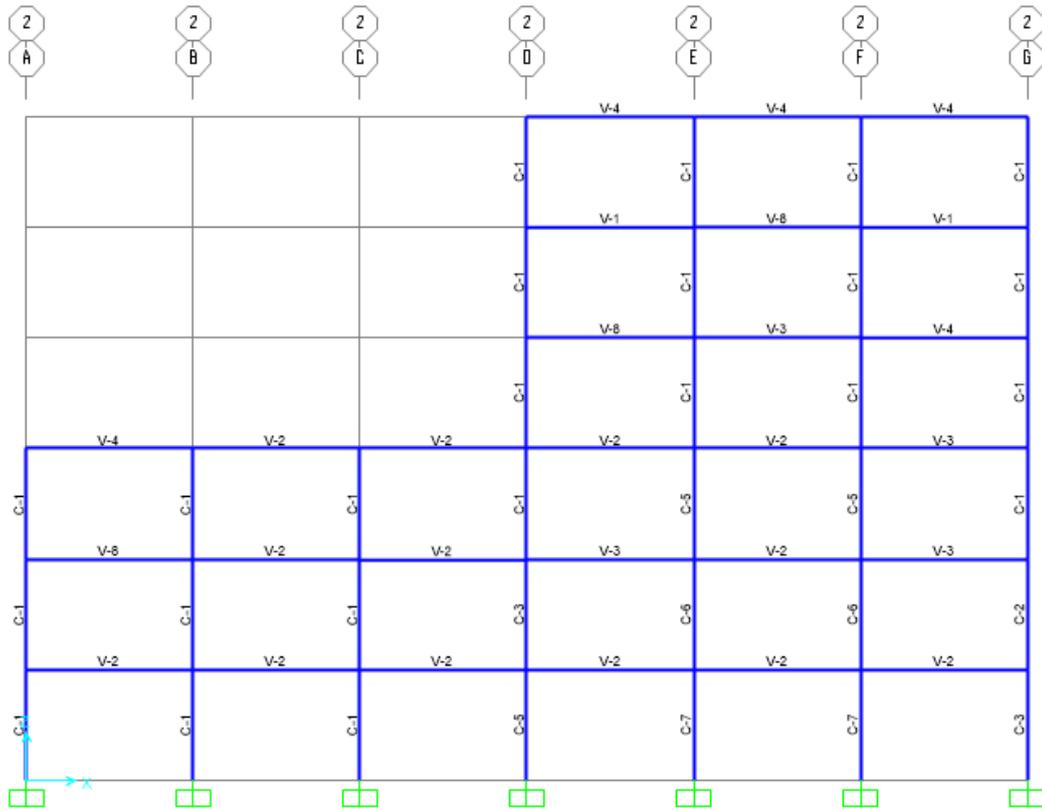
### Configuração em Elevação

Figura D 7- Configuração em Elevação Estrutura 4: Eixo-1



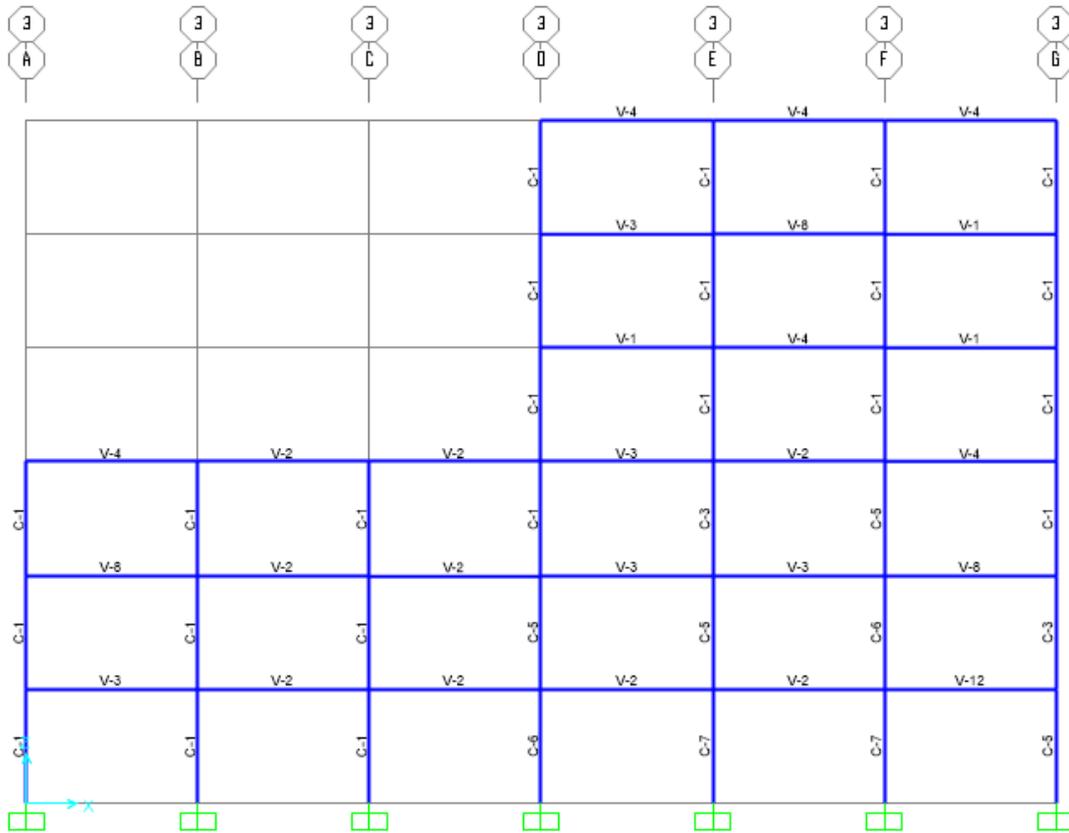
**Eixo -1**

Figura D 8- Configuração em Elevação Estrutura 4: Eixo-2



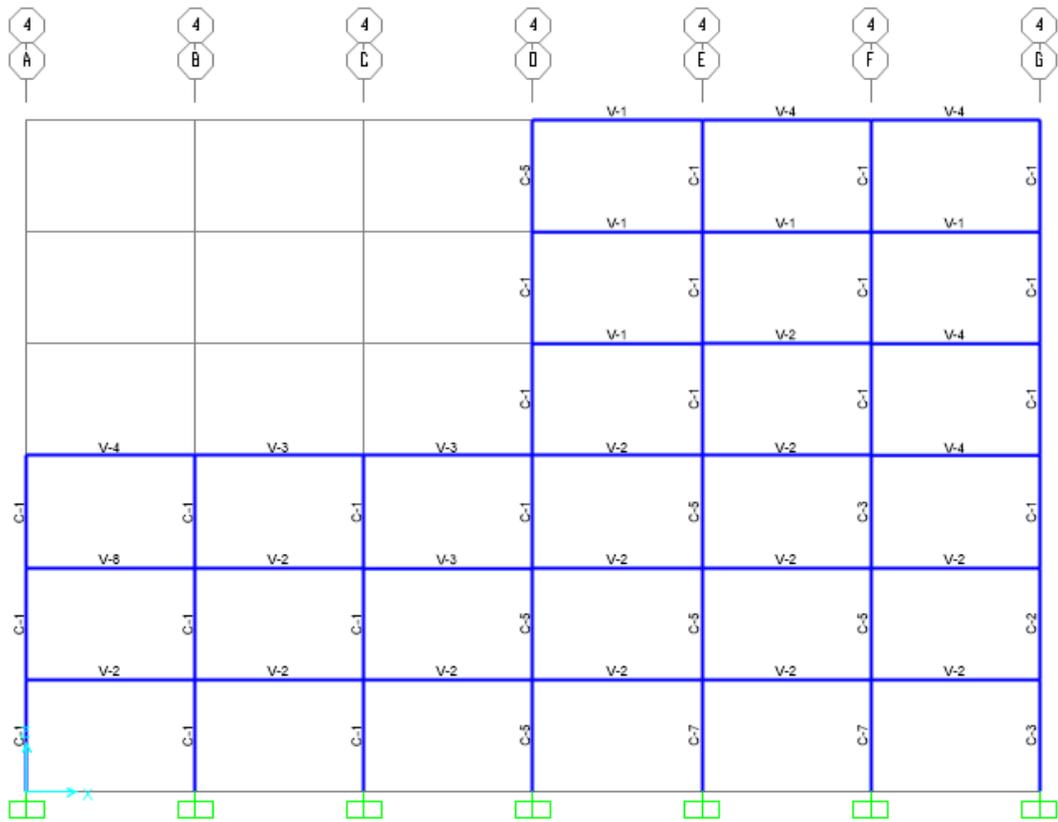
**Eixo -2**

Figura D 9- Configuração em Elevação Estrutura 4: Eixo-3



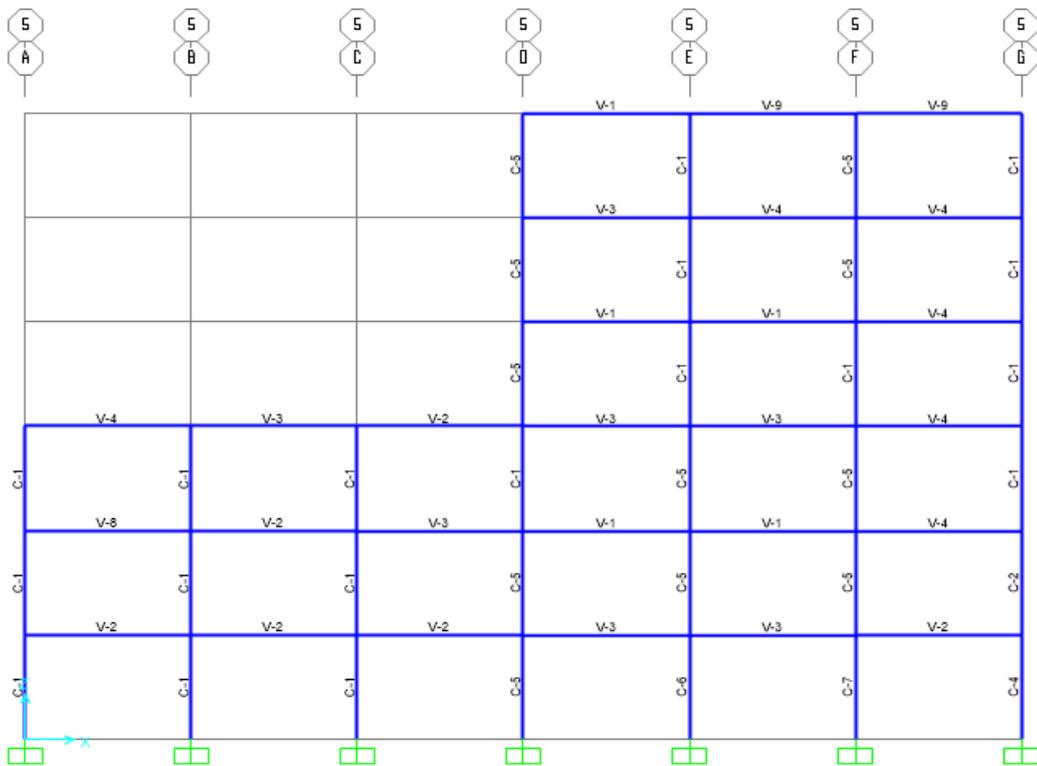
**Eixo -3**

Figura D 10-- Configuração em Elevação Estrutura 4: Eixo-4



**Eixo -4**

Figura D 11- Configuração em Elevação Estrutura 4: Eixo-5



**Eixo -5**

Figura D 12- Configuração em Elevação Estrutura 4: Eixo-6

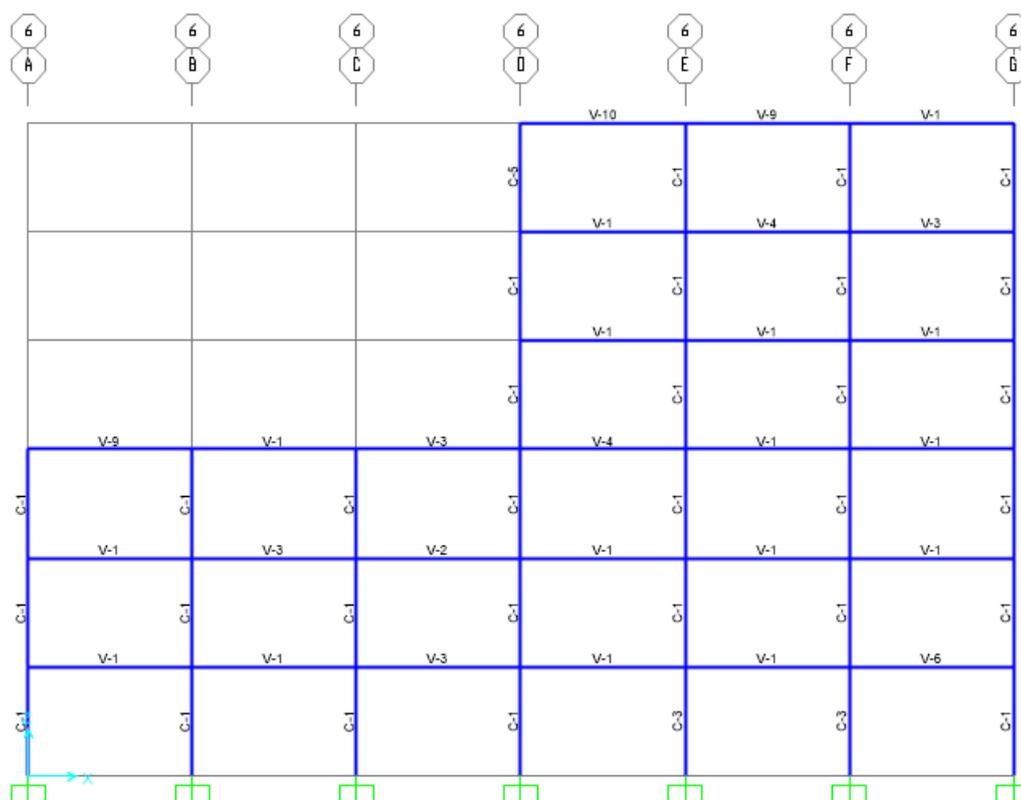
**Eixo -6**

Tabela D 1- Dimensões e armadura de vigas e colunas: Estrutura 4

<b>Vigas</b>		
<b>Designação</b>	<b>Dimensões (bxh)</b>	<b>Armadura</b>
<b>V-1</b>	0,45 x 0,50 m	2#4 e 2#3 ; #2@0,15
<b>V-2</b>	0,45 x 0,50 m	2#5 e 2#4; #2@0,15
<b>V-3</b>	0,45 x 0,50 m	2#5 e 2#3; #2@0,15
<b>V-4</b>	0,45 x0,50 m	2#2 e 2#4; #2@0,15
<b>V-5</b>	0,45 x 0,50 m	2#4 e 2#4; #2@0,15
<b>V-6</b>	0,45 x 0,50 m	2#3 e 2#3; #2@0,15
<b>V-7</b>	0,45 x 0,50 m	2#3 e 2#5 ; #2@0,15
<b>V-8</b>	0,45 x 0,50 m	2#2 e 2#5 ; #2@0,15
<b>V-9</b>	0,45 x 0,50 m	2#2 e 2#3 ; #2@0,15
<b>V-10</b>	0,45 x 0,50 m	2#3 e 2#2 ; #2@0,15
<b>V-11</b>	0,45 x 0,50 m	2#5 e 2#2 ; #2@0,15
<b>V-12</b>	0,45 x 0,50 m	2#7 e 2#5 ; #2@0,15
<b>V-13</b>	0,50 x 0,55 m	2#5 e 2#4 ; #2@0,15
<b>Colunas</b>		
<b>C-1</b>	0,20 x 0,40 m	4#5 ; #3@15
<b>C-2</b>	0,20 x 0,40 m	4#6; #3@15
<b>C-3</b>	0,20 x 0,40 m	4#8; #3@15
<b>C-4</b>	0,20 x 0,40 m	4#10; #3@15
<b>C-5</b>	0,30 x 0,40 m	4#6; #3@15
<b>C-6</b>	0,30 x 0,40 m	4#8; #3@15
<b>C-7</b>	0,30 x 0,40 m	4#10; #3@15

## APÊNDICE E- RESULTADOS DO AJUSTE DAS CURVAS DE FRAGILIDADE NO PROGRAMA ORIGINPRO.

Tabela E 1- Resultados do ajuste das curvas de fragilidade para a Estrutura 1

Model	LognormalCDF			
Equation	$y=y_0+A*\text{normcdf}(\ln(x-x_c)/w)$ ;			
Plot	B	C	D	E
y0	2.1337E-12 ± 0.00566	-8.3468E-12 ± 0.08627	-0.00772 ± 0.06421	4.58988E-5 ± 0.00395
A	0.996 ± 0.00693	0.927 ± 0.10566	1.33955 ± 0.85108	49.365 ± 451.70814
x <sub>c</sub>	-4.72424 ± 0.00468	-4.39475 ± 0.07765	-1.79758 ± 1.47106	4.46898 ± 13.72709
w	0.27991 ± 0.0085	0.28928 ± 0.13519	1.78116 ± 1.00164	2.37715 ± 2.3946
Reduced Chi-Sqr	3.2E-5	0.00744	0.00417	1.65319E-5
R-Square(COD)	0.99996	0.9903	0.99278	0.99991
Adj. R-Square	0.99983	0.96119	0.97113	0.99964

Tabela E 2- Resultados do ajuste das curvas de fragilidade para a Estrutura 2

Model	LognormalCDF			
Equation	$y=y_0+A*\text{normcdf}(\ln(x-x_c)/w)$ ;			
Plot	B	C	D	E
y0	-1.02555E-7 ± 0.00565	-0.00119 ± 0.08572	-0.01035 ± 0.03554	-7.68943E-4 ± 0.00145
A	0.996 ± 0.00693	0.92893 ± 0.10587	0.95524 ± 0.09881	0.8965 ± 0.17765
x <sub>c</sub>	-4.49325 ± 0.00468	-4.16304 ± 0.07834	-3.31507 ± 0.12045	-2.33937 ± 0.19744
w	0.27992 ± 0.0085	0.29402 ± 0.13635	0.72873 ± 0.15982	0.76088 ± 0.09321
Reduced Chi-Sqr	3.19671E-5	0.00735	0.00137	2.68383E-6
R-Square(COD)	0.99996	0.99042	0.99763	0.99999
Adj. R-Square	0.99983	0.96168	0.99051	0.99994

Tabela E 3- Resultados do ajuste das curvas de fragilidade para a Estrutura 3

Model	LognormalCDF			
Equation	$y=y_0+A*\text{normcdf}(\ln(x-x_c)/w)$ ;			
Plot	B	C	D	E
y0	-1.09E-6 ± 0.00561	-0.00778 ± 0.08073	-0.00942 ± 0.02585	-5.80935E-4 ± 8.88028E-4
A	0.99604 ± 0.00688	0.9439 ± 0.10588	0.93149 ± 0.0609	0.70991 ± 0.05537
x <sub>c</sub>	-4.10458 ± 0.00464	-3.76503 ± 0.08372	-3.10821 ± 0.06511	-2.42139 ± 0.07
w	0.27997 ± 0.00845	0.32874 ± 0.14113	0.59023 ± 0.09329	0.58455 ± 0.04038
Reduced Chi-Sqr	3.14796E-5	0.00658	7.56881E-4	1.12608E-6
R-Square(COD)	0.99996	0.99143	0.99869	0.99999
Adj. R-Square	0.99983	0.9657	0.99476	0.99998

Tabela E 4- Resultados do ajuste das curvas de fragilidade para a Estrutura 4

Model	LognormalCDF			
Equation	$y=y_0+A*\text{normcdf}(\ln(x-x_c)/w)$ ;			
Plot	B	C	D	E
y0	-6.39733E-7 ± 0.00563	-0.00494 ± 0.08318	-0.00977 ± 0.02845	-6.35668E-4 ± 0.00102
A	0.99602 ± 0.0069	0.93651 ± 0.106	0.93687 ± 0.06962	0.74681 ± 0.0751
x <sub>c</sub>	-4.59169 ± 0.00466	-4.2574 ± 0.08095	-3.55231 ± 0.07711	-2.80179 ± 0.09258
w	0.27995 ± 0.00847	0.31179 ± 0.13954	0.62395 ± 0.10851	0.6261 ± 0.05078
Reduced Chi-Sqr	3.17249E-5	0.00694	9.05055E-4	1.45167E-6
R-Square(COD)	0.99996	0.99095	0.99843	0.99999
Adj. R-Square	0.99983	0.96379	0.99373	0.99997