



AVALIAÇÃO DA VULNERABILIDADE SÍSMICA DE UMA ESTRUTURA MODELO ATRAVÉS DO MÉTODO DO ESPECTRO DA CAPACIDADE

Hilda Stephanny Santos Castillo

Tereza Denyse de Araújo

Stephanny_91@yahoo.es

denyse@ufc.br

Laboratório de Mecânica Computacional e Visualização, Universidade Federal do Ceará

Campus do Pici, Bl. 728, 60455-760, Fortaleza, Ceará, Brasil

Abstract. Ao longo do tempo, os fenômenos naturais têm deixado como resultado múltiplas perdas humanas, econômicas e milhões de desabrigados. Destes fenômenos, os sismos são os mais temidos devido a sua imprevisibilidade. Durante um evento sísmico, o comportamento inadequado e o colapso das estruturas são as principais causas de prejuízos. A vulnerabilidade é o parâmetro relacionado a este comportamento, já que mede o grau de dano que sofre uma estrutura devido a sua incapacidade de resistir certa ação sísmica. Assim, quando se melhora as características resistentes de uma estrutura, é possível reduzir sua vulnerabilidade e, portanto, as perdas. O Método do Espectro da Capacidade (CSM) é um dos métodos quantitativos mais usados em todo o mundo para descrever a vulnerabilidade de uma estrutura mediante a obtenção das curvas de fragilidade. A capacidade resistente é obtida através do espectro de capacidade, que é o resultado de uma análise estática não linear pushover, enquanto que a demanda é representada através de espectros de projeto. O objetivo deste trabalho é avaliar a vulnerabilidade sísmica de uma estrutura modelo inserida em determinada zona sísmica definida pela NBR 15421:2006 e localizada em diferentes tipos de terrenos. A análise estática pushover é realizada utilizando o programa SAP2000.

Keywords: Sismo, Vulnerabilidade, Estruturas de concreto, Método do espectro da Capacidade.

INTRODUÇÃO

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

Segundo Daniell (2011), os terremotos ocorridos no ano de 2010 deixaram entre 95.788 a 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. Em 2011, um dos países mais afetados por 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 (Fig.1-a). 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, deixou 28 mortos, sendo um dos terremotos mais intenso registrado no país há décadas. Em 24 de Agosto na Itália foi registado um terremoto de magnitude 6,2 deixando um saldo preliminar de 38 mortos e centenas de desaparecidos (Fig.1b).



Figura 1. Danos causados por terremotos (a) Japão (b) Itália (Fonte: Telesur, 2016)

A atividade sísmica no território brasileiro é baixa, a pesar disto, não existem garantias de que um forte abalo em áreas urbanas nunca acontecerá. A natureza estável dos solos, no Brasil, provoca a propagação mais eficiente das ondas sísmicas caracterizando estas regiões como áreas potencialmente perigosas para sismos catastróficos.

Segundo Barbat e Pujades (2004), o comportamento inadequado das estruturas ante um evento sísmico é a principal causa das perdas humanas e econômicas, o qual está relacionado com a vulnerabilidade da estrutura. A vulnerabilidade é definida como o grau de dano que sofre uma estrutura devido a sua incapacidade de resistir a ações sísmicas de uma intensidade dada. Depende, fundamentalmente, do projeto, da forma de construção e dos materiais usados nas estruturas. O Chile, por exemplo, sofreu um sismo de maior magnitude do que o ocorrido no Haiti, ambos em 2010. No entanto, o primeiro obteve perdas ainda menores do que o último, o que demonstra uma prática eficiente de projeto e construção no país chileno.

O principal problema enfrentado atualmente pelo Brasil, não é o projeto e a construção de novos edifícios, pois estes podem ser projetados e construídos de acordo a NBR 15421:2006. Contudo, aqueles construídos antes da publicação da norma precisam de uma avaliação de vulnerabilidade, com o objetivo de melhorar as características resistentes da estrutura e, desta forma, reduzir os efeitos provenientes de um evento sísmico.

Existem diversas metodologias para a avaliação da vulnerabilidade, que podem ser classificadas em dois grupos segundo suas características: Métodos Qualitativos e Métodos

Quantitativos. Os métodos qualitativos 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 grandes escalas. 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 do Índice de Vulnerabilidade e o Método de Verificação (*Screening Methods*).

Os métodos quantitativos 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 alguns parâmetros, tais como o deslocamento máximo que sofre o edifício, a ductilidade ou um índice de dano. Alguns desses métodos são baseados nos mecanismos de colapso, no espectro de capacidade e em deslocamentos totais.

Considerando a baixa atividade sísmica do território brasileiro, o mais adequado seria aplicar um método qualitativo, já que estes não precisam de uma alta informação sismográfica, são de fácil aplicação e de baixo custo. Porém, estes métodos têm um alto grau de subjetividade, pois estão baseados na experiência sobre o comportamento das estruturas ante um evento sísmico.

Para uma análise mais completa, precisa-se de uma metodologia de avaliação quantitativa na qual sejam levadas em conta as características mecânicas da estrutura mediante a utilização de modelos mecânicos de reposta estrutural. O método do espectro da capacidade (CSM – *Capacity Spectrum Method*) é o que melhor se adapta. Primeiro, porque a ação sísmica é representada mediante o espectro de demanda, os quais podem ser gerados a partir dos espectros de resposta dos códigos de projeto, não precisando então de uma grande informação sismográfica; segundo, porque a capacidade da estrutura é representada por espectros de capacidade obtidos a partir de uma análise estática não linear pushover, a qual fornece resultados muito próximos à resposta exata (Análise Dinâmica não linear) em um tempo ainda menor, reduzindo assim o custo. A vulnerabilidade a que está exposta a estrutura é representada mediante a elaboração de curvas de fragilidade derivadas do espectro de capacidade.

Miranda (2010) realizou uma avaliação de vulnerabilidade qualitativa, adaptando o método de Hirosawa (Hirosawa, 1992) à realidade brasileira. Esse método adaptado foi aplicado em quatro estruturas modelos que buscam representar as de uso essencial (hospitais, escolas, corpo de bombeiros) no Brasil. De acordo com os resultados obtidos, as estruturas apresentam maior vulnerabilidade quando se encontram nas zonas sísmicas 2, 3 e 4, nas classes de terreno C, D e E, definidas assim pela NBR-15421:2006. Portanto, o objetivo deste trabalho, é avaliar quantitativamente a vulnerabilidade sísmica de uma estrutura modelo inserida somente na zona sísmica 4 e considerando as cinco classes de terreno definidas pela referida norma, através do CSM.

1 METODO DO ESPECTRO DA CAPACIDADE

Este método foi proposto por Sigmund A. Freeman em 1975 e, originalmente, foi desenvolvido para realizar uma avaliação rápida de um modelo piloto para a avaliação de risco sísmico. Tempos depois, Freeman (1994) utilizou esse método para relacionar a ação

sísmica com o rendimento observado na estrutura, enquanto que, posteriormente, Chopra (1999) e Lin e Chang (2003) fizeram melhorias.

O método consiste basicamente em comparar o espectro da capacidade com o espectro de demanda (ambos em sua representação ADRS – *Acceleration Displacement Response Spectrum*), a fim de determinar o “ponto de desempenho” que é o ponto onde os espectros se cruzam (Fig. 2). Este ponto proporciona o deslocamento espectral que demanda o terremoto sobre o edifício. Com este ponto e com as curvas de fragilidade pode-se avaliar o dano esperado na estrutura.

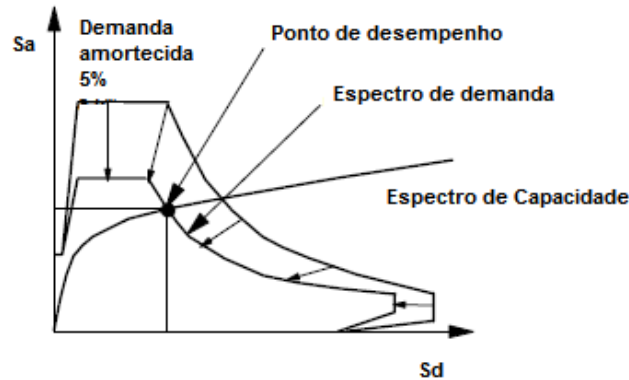


Figura 2. Comparação entre o espectro da capacidade com o espectro de demanda (Fonte: Chopra, 1999)

Existem várias metodologias que se baseiam no método do espectro da capacidade, podendo-se citar os métodos Hazus99, Haz Tawain e Projeto Risk- UE (Europa). Estes métodos, além de avaliar a vulnerabilidade da estrutura, permitem avaliar o seu risco sísmico.

1.1 Demanda sísmica

A demanda sísmica consiste no movimento do solo definido pelo seu espectro de projeto. Esse espectro corresponde ao nível de “Terremoto de Projeto” (*Design Earthquake – DE*) nos níveis de risco de terremoto definido probabilisticamente como o nível de movimento do solo que tem 10% de probabilidade de ser superado num período de 50 anos (ATC-40, 1996). Este espectro é, geralmente, encontrado nas normas de projeto, amortecido a 5% e baseados nos tipos de solos e nas acelerações horizontais características da zona sísmica.

A Figura 3 mostra o espectro de resposta elástico dado pela NBR 15421:2006, no formato padrão S_a - T (aceleração espectral-período, respectivamente), sendo que cada ponto do espectro está relacionado com um único valor de S_a e de T . No entanto, é necessário mudar para o formato ADRS (Fig. 4), o que é possível determinando o S_{di} (deslocamento espectral) correspondente a cada ponto i , mediante a seguinte equação:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} g. \quad (1)$$

Em que, g é a aceleração da gravidade. Os períodos podem ser representados por linhas que radiam desde a origem e podem ser traçadas mediante a seguinte expressão:

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{S_{di}}{S_{ai}g}}. \quad (2)$$

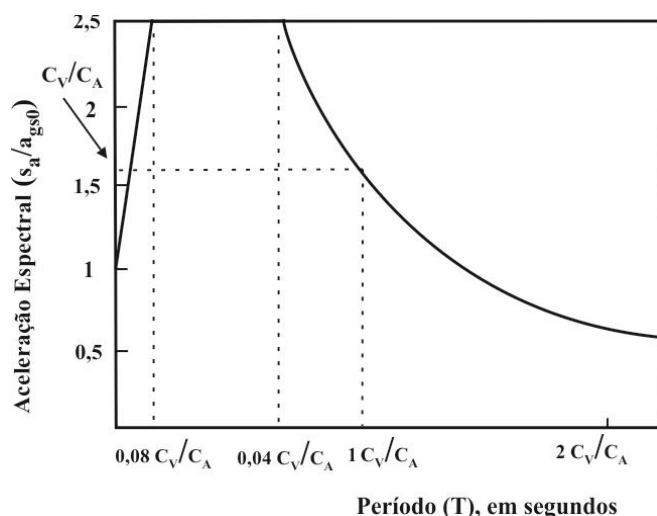


Figura 3. Espectro de resposta da NBR 15421-2006 (Fonte: NBR 15421:2006)

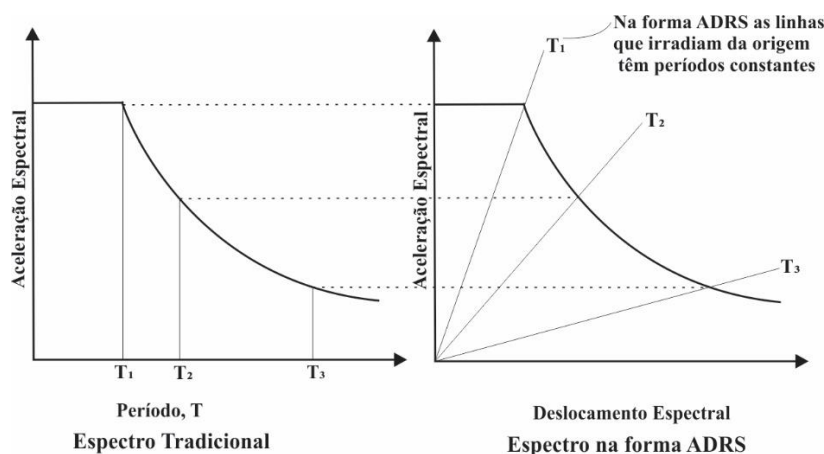


Figura 4. Conversão do espectro de projeto tradicional ao formato ADRS (Fonte: ATC-40, 1966)

1.2 Análise não linear (Pushover)

São muitas as normas que apresentam procedimentos de análise não linear simplificado, dentre as quais pode-se mencionar ATC-40, FEMA-273 e VISION 2000. Como já foi dito, o CSM baseia-se numa análise estática não linear denominada Análise Pushover (PA) por sua sigla em inglês. Essa análise consiste em aplicar a uma estrutura uma carga gravitacional constante e uma carga lateral incremental (Fig. 5a). Esta última é aplicada de acordo a uma carga padrão, que pode ser definida em função da altura (constante, linear, parabólica) ou similar ao modo de vibração dominante. A carga é incrementada até que a estrutura atinge a sua capacidade máxima, ou seja, até colapsar.

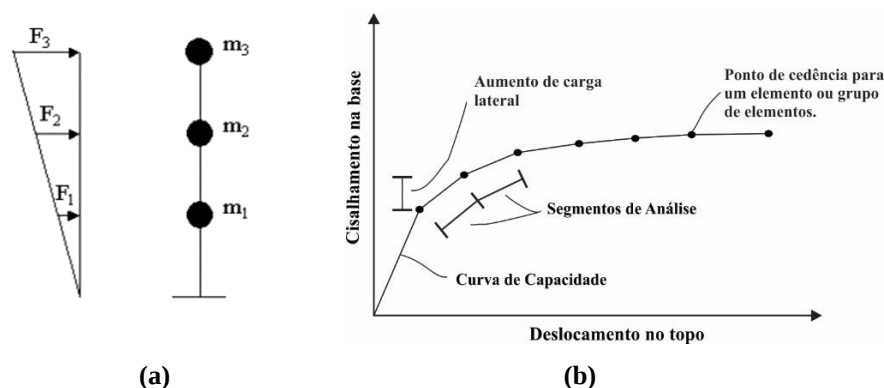


Figura 5. Processo da Análise Pushover (Fonte: ATC-40, 1966)

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. Portanto, essa curva representa o deslocamento horizontal da estrutura devido a cargas laterais crescentes, e é formada pela superposição de cada incremento de deslocamento (Fig. 5b), mediante uma série de segmentos de reta que demonstram a degradação da rigidez dos elementos. À medida que a carga é incrementada, alguns elementos vão fissurando, cedendo e colapsando. Cada um destes processos é identificado na curva de capacidade. O deslocamento no topo é tomado como o ponto de controle, até que este atinja certo nível de deformação última, que, para a avaliação de uma estrutura existente, representa a deformação correspondente ao colapso.

Os programas de análise geralmente representam o comportamento não linear da estrutura através da introdução de rótulas plásticas nos elementos estruturais como vigas e colunas, quando eles vão cedendo. Cada rótula plástica é modelada como um ponto discreto, então, todas as deformações plásticas (deslocamentos e rotações) irão ocorrer no ponto onde foi colocada a articulação (CSI, 2002). A Figura 6 mostra o diagrama força-deslocamento para os elementos de concreto armado segundo o FEMA-356. Neste caso, é definida a relação força-deslocamento, ou rotação, impondo relações bilineares com rigidez pós-escoamento. A reta AB representa o comportamento elástico do elemento e o ponto C representa a força última (Amorim, 2010). O cálculo destes pontos depende do tipo de elemento e do tipo de rótula usada na análise.

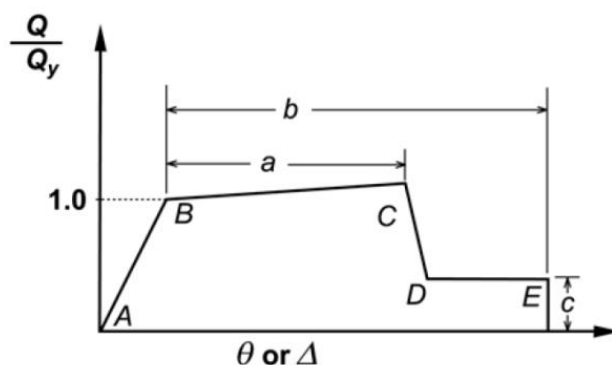


Figura 6. Relação força-deslocamento generalizadas para elementos de concreto armado (Fonte: FEMA356, 2000)

Os resultados da análise pushover estão diretamente relacionados ao padrão de cargas utilizado (constante, linear, parabólico). 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 natural do edifício, provocando o fenômeno de ressonância.

A consideração supracitada é viável quando a estrutura não é muito alta e não apresenta muitas irregularidades em planta, sendo geralmente válida para estruturas com períodos de vibração menores do que 1 segundo (Bonnet, 2003; ATC-40, 1996). No caso de estruturas mais flexíveis (mais altas), deve-se considerar os modos mais altos de vibração. Segundo Vargas (2013), é preciso recalcular o padrão de cargas, pois devido à perda de rigidez de um elemento, a matriz de rigidez muda e, portanto, a forma associada à frequência do primeiro modo de vibração também muda. Vários autores propõem métodos pushover “adaptativos” para solucionar este problema.

Da mesma forma que acontece com a ação sísmica, a curva de capacidade deve ser convertida no formato ADRS, isto é, para o espectro de capacidade (Fig. 7). Neste caso, a transformação é baseada na dinâmica das estruturas, através do Fator de participação modal (*Participation Factor* – PF_m) e do Coeficiente de massa efetiva (α_m) aplicado ao primeiro modo de vibração, ou seja,

$$S_d = S_{d1} = \frac{U_N}{PF_{N1}} = \frac{U_N}{PF_1 \phi_{N1}}, \quad (3)$$

$$S_a = S_{a1} = \frac{V_1}{\alpha_1 W}. \quad (4)$$

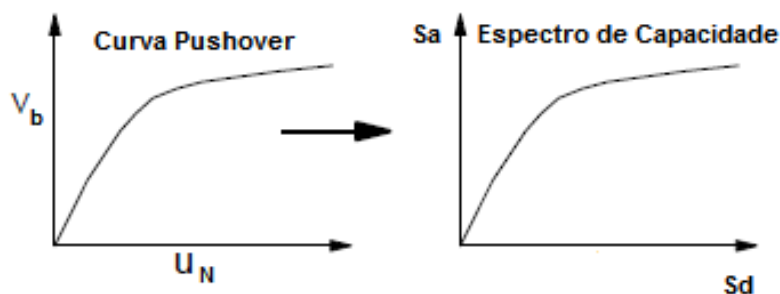


Figura 7. Transformação da curva de capacidade no espectro de capacidade (Fonte: Chopra, 1999)

Em que, U_N é o deslocamento no topo, PF_1 é o fator de participação para o primeiro modo, ϕ_{N1} representa a amplitude do modo 1 no nível N (topo), V_1 é o cisalhamento de base para o modo 1, α_1 é o coeficiente de massa efetiva para o modo 1 e W é a carga permanente (peso próprio) total do edifício.

O espectro de capacidade deve ser representado em sua forma bilinear (Fig. 8), pois é preciso estimar o amortecimento efetivo e a redução apropriada do espectro de demanda utilizado com o intuito de obter o ponto de desempenho (ATC-40, 1996), bem como definir os estados de dano. 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 última. O ponto (D_y, A_y) corresponde ao escoamento e pode-se definir, segundo Bonnet (2003), como o ponto de interseção da rigidez tangente inicial com a resistência nominal.

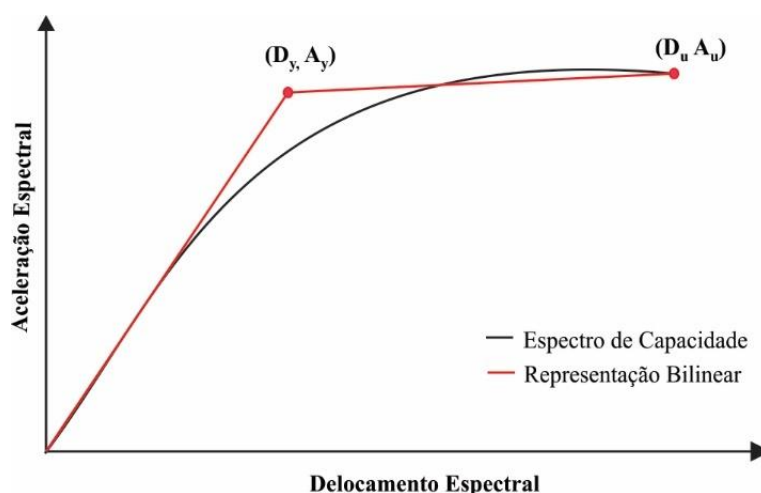


Figura 8. Espectro de capacidade e sua representação bilinear (Fonte: Vargas, 2013)

1.3 Ponto de Desempenho

A interseção gráfica entre os espectros de demanda e de capacidade determina o ponto de desempenho. Isto é feito através da redução do espectro de demanda elástico ou de projeto (amortecido a 5%) a um espectro de demanda inelástico que considere o amortecimento histerético da estrutura e os efeitos não lineares antiressonantes. Desta forma, a resposta estrutural é reduzida devido ao dano crescente provocado nos elementos estruturais.

O ATC-40 (1996) apresenta três procedimentos iterativos para encontrar o ponto de desempenho, chamados de procedimentos A, B e C. Os dois primeiros procedimentos (A e B) são descritos como os mais transparentes e os mais convenientes para programação, pois são baseados em métodos analíticos. Já o procedimento C é puramente gráfico, não podendo ser usado para programação, mas é o mais indicado para uma análise manual. 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 forneceu um valor único de deformação e é igual ao determinado pelo procedimento A, quando convergia.

O SAP2000 aplica o procedimento B, no qual é criada uma família de espectros de demanda com diferentes amortecimentos efetivos β_{eff} , cujo valor máximo depende do tipo de comportamento estrutural do edifício em análise. O procedimento consiste em determinar o β_{eff} para vários deslocamentos d_{pi} perto do ponto (d^*, a^*) ; com esses pontos (d_{pi}, β_{eff}) traça-se uma curva, tal que esta intercepte o espectro de capacidade. Esse ponto de interseção é o ponto de desempenho da estrutura (Fig. 9).

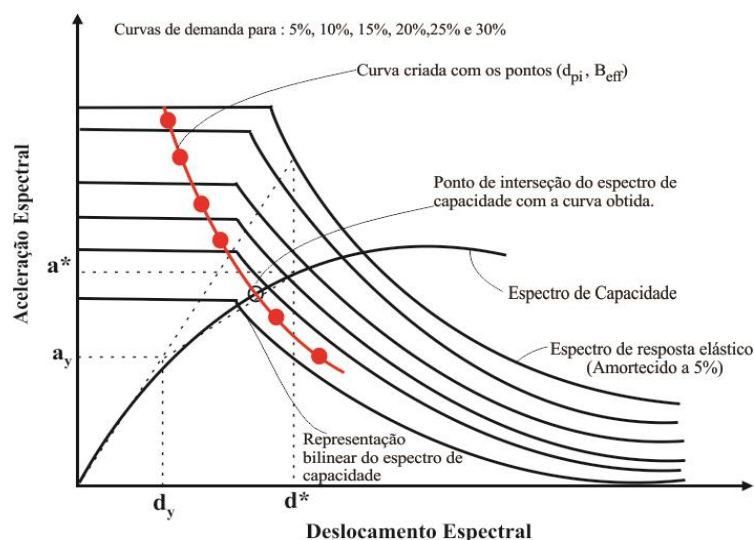


Figura 9. Procedimento B para encontrar o ponto de desempenho (Fonte: ATC-40, 1996)

1.4 Estados de dano

A escolha da escala de dano depende do método escolhido para a avaliação da vulnerabilidade. Segundo Herrera (2012), quando se usam métodos quantitativos, a escala de dano relaciona-se com as propriedades mecânicas da estrutura associadas aos Estados Limites. Pode-se citar como exemplo as metodologias para a avaliação do risco sísmico: HAZUS99 e Risk-UE, onde são elaborados estados de dano segundo as características resistentes da estrutura. Estas metodologias consideram 4 estados de dano: leve, moderado, extensivo e completo. A Tabela 1 mostra uma descrição geral destes estados de dano.

Tabela 1. Estados de dano propostos por Risk- UE (LM2) e Hazus99 (Fonte: Risk- UE, 2003)

Grau de dano	Métodos		Descrição
	LM2 Risk UE	Hazus99 (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.

Os diferentes estados de dano no CSM são definidos mediante o espectro de capacidade na sua representação bilinear (Fig. 8), através dos pontos de controle (D_y , A_y) e (D_u , A_u) que correspondem ao escoamento (Plastificação) e à capacidade última (Colapso), respectivamente. Assim, pode-se definir os deslocamentos espectrais que representam os limites de cada estado de dano mediante as seguintes equações:

$$\begin{aligned}
\overline{Sd}_{ds_1} &= 0,7D_y \\
\overline{Sd}_{ds_2} &= D_y \\
\overline{Sd}_{ds_3} &= D_y + 0,25(D_u - D_y) \\
\overline{Sd}_{ds_4} &= D_u
\end{aligned} \tag{5}$$

A Figura 10 mostra os limites dos deslocamentos correspondentes a cada estado de dano $\overline{Sd}_{ds_1}$, $\overline{Sd}_{ds_2}$, $\overline{Sd}_{ds_3}$, $\overline{Sd}_{ds_4}$, que correspondem ao dano leve, moderado, severo e completo, respectivamente.

1.5 Curvas de Fragilidade

As curvas de fragilidade é a forma de quantificar a vulnerabilidade no CSM e representam a probabilidade de um dano esperado de uma estrutura atinja ou supere um determinado estado de dano, como uma função do deslocamento espectral Sd . 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 expressão:

$$P[ds_i / Sd] = \phi \left[\frac{1}{\beta_{ds_i}} \ln \left(\frac{Sd}{\overline{Sd}_{ds_i}} \right) \right] \tag{6}$$

Em que, $\overline{Sd}_{ds_i}$ é o valor médio do deslocamento espectral no qual a estrutura atinge o limite do estado de dano ds_i , Sd é o deslocamento espectral, ϕ é a distribuição normal cumulativa e β_{ds_i} é o desvio padrão do logaritmo natural do deslocamento espectral para o estado de dano ds_i .

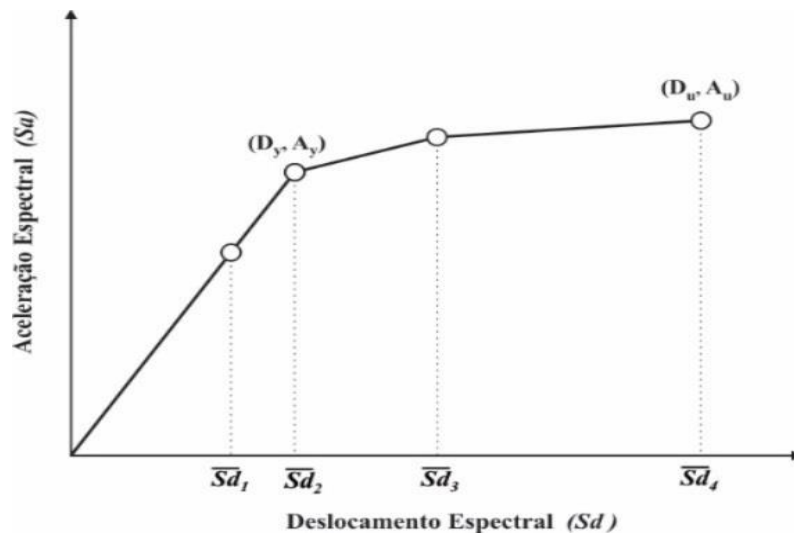


Figura 10. Definição dos limites dos estados de dano no espectro de capacidade (Fonte: Lantada, 2007)

Segundo a Eq. (6), para criar as curvas de fragilidade, basta conhecer os parâmetros $\overline{Sd}_{dsi}$ e β_{ds} . O primeiro é calculado mediante a Eq. (5); o segundo parâmetro é calculado considerando-se que o dano sísmico esperado segue uma distribuição de probabilidade binomial ou Beta equivalente. Portanto, quando os deslocamentos espectrais são iguais aos valores limites de cada estado, isto é, $Sd = \overline{Sd}_{dsi}$, a probabilidade de que se iguale ou exceda o estado de dano é de 50% (ver Tabela 2). Com os resultados da Tabela 2 e os valores médios $\overline{Sd}_{dsi}$ é possível calcular o desvio padrão log-normal β_{ds} mediante um ajuste da distribuição log-normal da Eq. (6). A interseção do deslocamento espectral Sd com as curvas de fragilidade (Fig. 11) permite representar a probabilidade de excedência de um estado geral de dano.

Tabela 2. Distribuição Binomial ou Beta equivalente (Fonte: Risk- UE, 2003)

Condição	$P_{\beta}(1)$ Leve	$P_{\beta}(2)$ Moderado	$P_{\beta}(3)$ Severo	$P_{\beta}(4)$ Completo
$P_{\beta}(1) = 0,5$	0,500	0,119	0,012	0,000
$P_{\beta}(2) = 0,5$	0,896	0,500	0,135	0,008
$P_{\beta}(3) = 0,5$	0,992	0,866	0,500	0,104
$P_{\beta}(4) = 0,5$	1,000	0,988	0,881	0,500

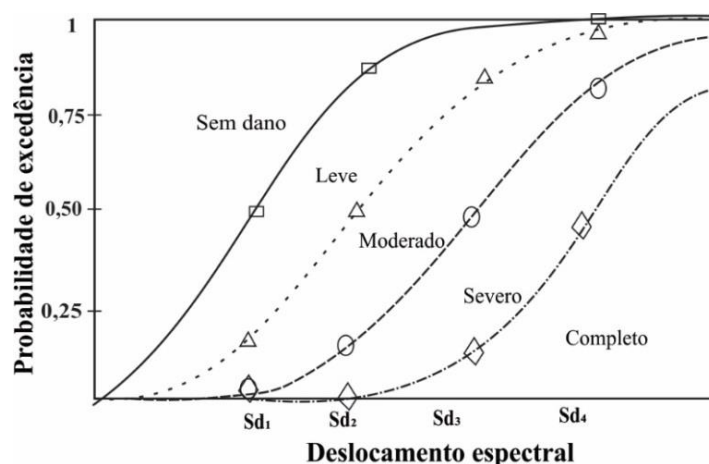


Figura 11. Curvas de fragilidade para os quatro estados de dano definido (Fonte: Lantada, 2007)

2 ESTRUTURA MODELO

A estrutura modelo está conformada por seis níveis com uma altura de entrepiso de 2,80 m apresentando irregularidade em elevação (Fig. 12 e 13); os apoios na base foram considerados como engastados e as vigas e colunas foram modeladas como elementos tipo Frame (Fig. 12). A seção transversal dos pilares é de (20x40) cm², e dos pilares interiores de 1^{ro}, 2^{do} e 3^{ro} nível, baixo a parte mais alta da estrutura, de (30x40) cm². Todas as vigas tem seção de (45x55) cm². A armadura de aço é de 4φ3/4" longitudinal com estribos φ1/2" a cada 15 cm para as colunas, e 4φ1/2" longitudinal e estribos φ3/8" a cada 15 cm para as vigas.

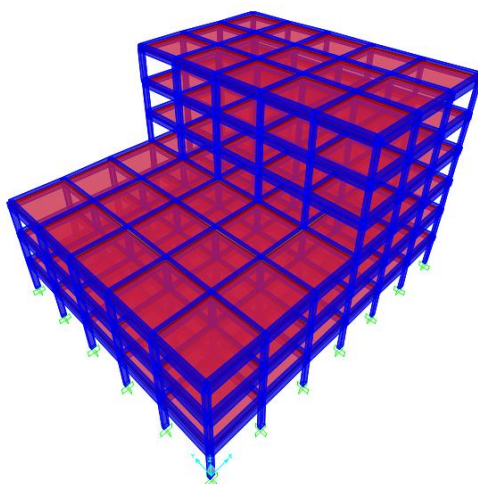
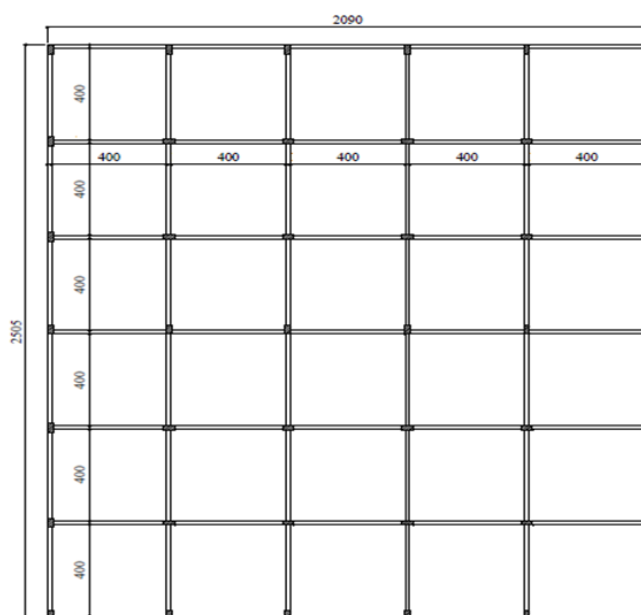
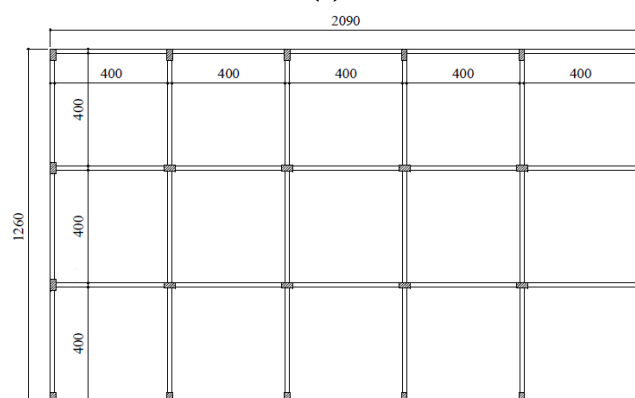


Figura 12. Estrutura Modelo



(a)



(b)

Figura 13. Planta de forma. (a) Nível +2.80 (b) Nível +11,20

A resistência à compressão do concreto utilizado no modelo é 20 MPa e a resistência ao escoamento do aço (f_y) é 248.211,8 KN/m^2 . 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^3 e 13 KN/m^3 , 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^2 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^2 . Para o cálculo das seções transversais e da armadura foi considerado uma combinação de carga de (1,4 C.P. + 1,4 C.V.).

No modelo foram criadas rótulas geradas automaticamente pelo SAP2000, as quais estão baseadas no procedimento do FEMA-356. Neste trabalho, por recomendações da ATC-40, são definidas rótulas M3 nas vigas e rótulas P-M2-M3 nas colunas.

Para obter a curva de capacidade, é aplicada uma carga lateral padrão de acordo com os modos de vibração da estrutura obtidos através de uma análise modal; o deslocamento de controle foi calculado mediante uma análise dinâmica linear, cujos resultados são mostrados na Tabela 4. A Fig. 14 mostra os três primeiros modos de vibração da estrutura.

Tabela 4. Resultados Análise Dinâmica Linear

Análise Modal		
Modo de Vibração	Periodo (s)	Movimento
Modo 1	0,94564	Translação em Y
Modo 2	0,61510	Rotação em Z
Modo 3	0,58659	Translação em X
Deslocamento no Topo		
u_x (m)		u_y (m)
0,068		0,10

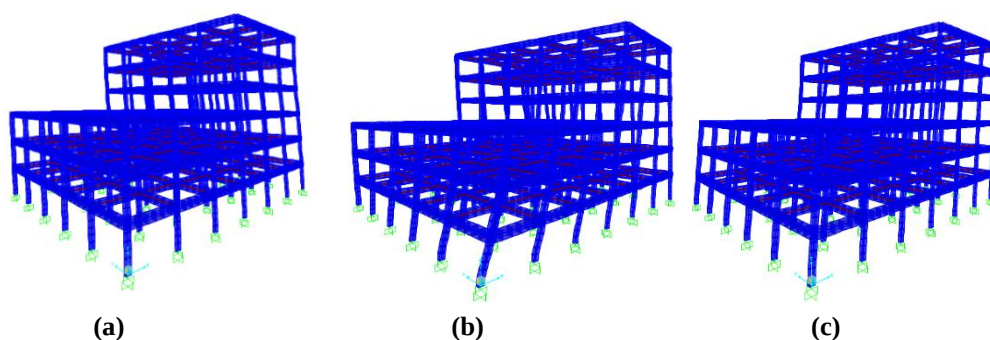


Figura 14. Modos de vibração da estrutura. (a) 1º. Modo; (b) 2º. Modo; (c) 3º. Modo

O deslocamento de controle para a análise pushover foi considerado como 200% do obtido na análise dinâmica linear. Foram encontrados os pontos de desempenho para 5

diferentes tipos de demanda sísmica (Fig. 15), definidas pela zona sísmica 4 e as classes de terreno A, B, C, D, E designadas pela NBR-15421:2006 como Rocha sã, Rocha, Rocha alterada ou solo muito rígido, Solo rígido e Solo mole, respetivamente.

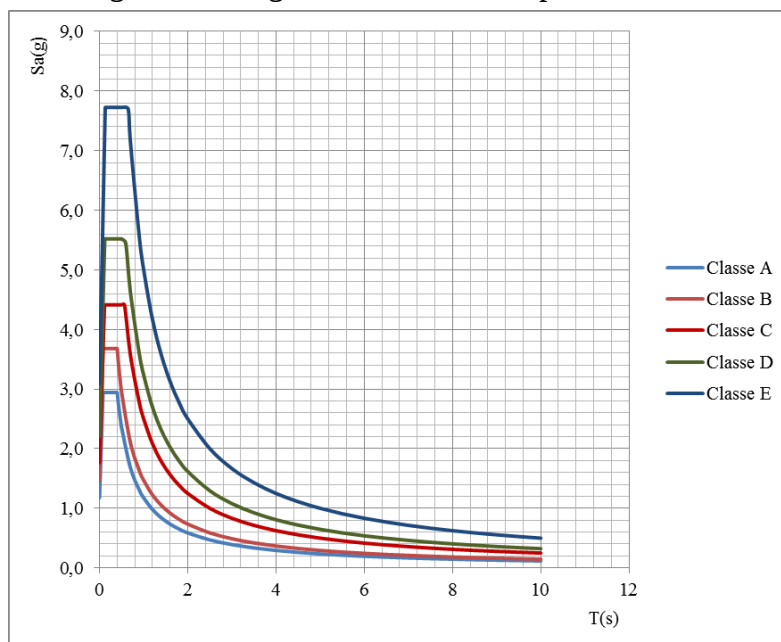


Figura 15. Espectros de Projeto segundo a classe de terreno para a zona sísmica 4

2.1 Resultados e Discussão

Foram obtidas duas curvas de capacidade (Fig. 16), segundo a direção de cada um dos eixos coordenados x e y . Como esperado, a capacidade resistente da estrutura é menor na direção do eixo y , onde então se aplicou a carga de acordo com o primeiro modo de vibração, sendo este o caso de análise.

A Figura 17 mostra a formação de rótulas plásticas, o escoamento do primeiro elemento ocorreu para um deslocamento no topo de 0,036 m (Fig. 17a). A estrutura não conseguiu atingir o deslocamento de controle, pois colapsa para um deslocamento no topo de 0,106 m (Fig. 16) com uma grande quantidade de seções plastificadas (Fig. 17b).

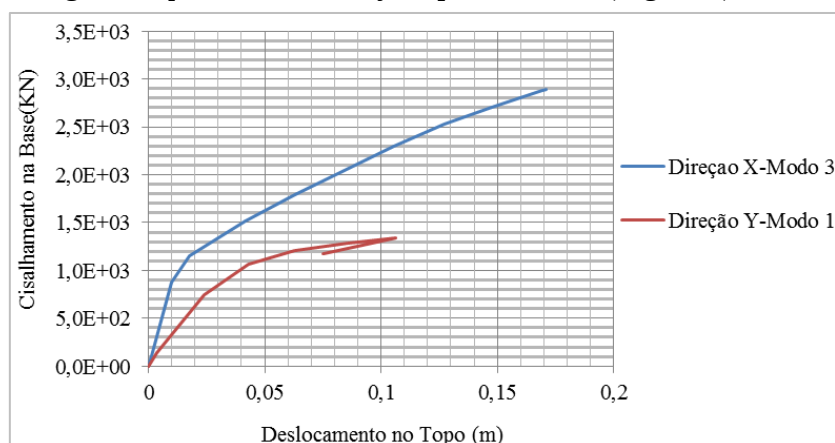


Figura 16. Curvas de Capacidade nas Direções x e y

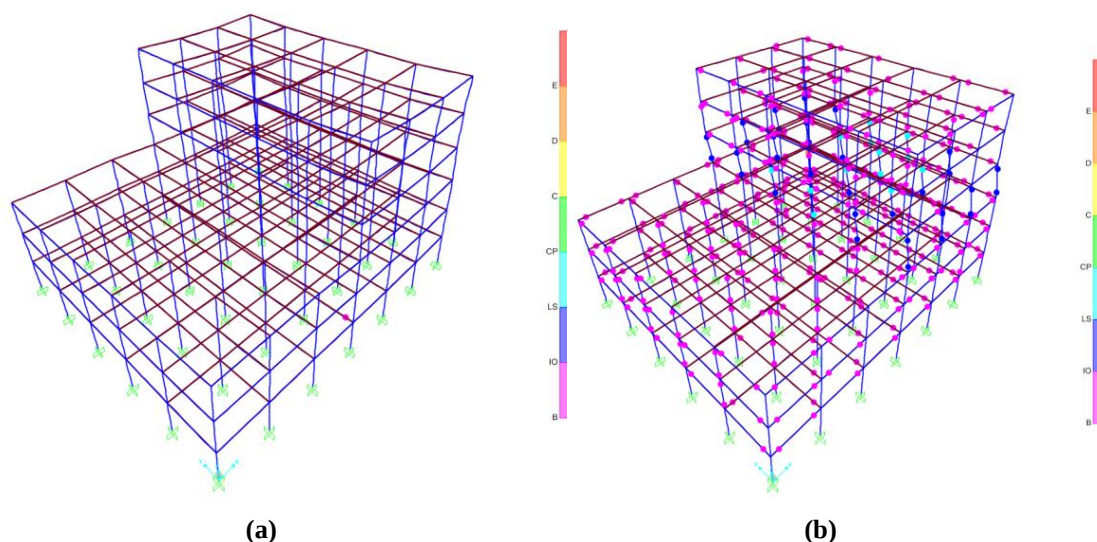


Figura 17. Formação de Rótulas Plásticas. (a) primeira rótula plástica; (b) rótulas plásticas quando o modelo alcança o deslocamento de controle

A curva de capacidade, obtida pela análise não linear da estrutura, foi convertida em espectro de capacidade (Fig. 18), e logo representada na sua forma bilinear definida mediante os pontos da Tabela 5.

Tabela 5. Pontos de escoamento e capacidade última do espectro bilinear

Ponto	(S_d, S_a)
Capacidade de Escoamento (D_y, A_y)	(0,0182, 0,0843)
Capacidade Última (D_u, A_u)	(0,085, 0,1499)

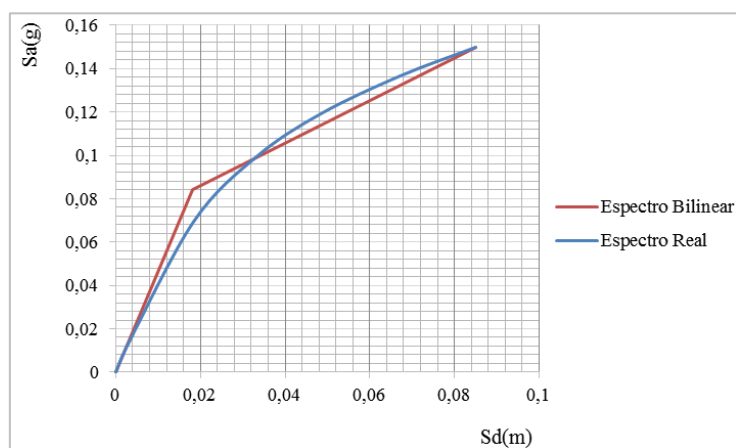


Figura 18. Espectro de Capacidade e sua representação bilinear

Os pontos de desempenho obtidos são apresentados na Tabela 6. Para a classe de terreno “E” não se obteve nenhuma resposta pois a demanda não cruza com o da capacidade (Fig. 19e), o que indica que o deslocamento demandado pela ação sísmica (0,10 m) é maior do que

o deslocamento de capacidade última da estrutura (0,085 m). A Figura 19 mostra graficamente a obtenção de todos pontos através do SAP2000.

Tabela 6. Pontos de desempenho para os diferentes tipos de terreno

Classe de Terreno	Ponto de desempenho (S_d, S_a)
A	(0,028, 0,089)
B	(0,034, 0,101)
C	(0,060, 0,130)
D	(0,082, 0,148)
E	-

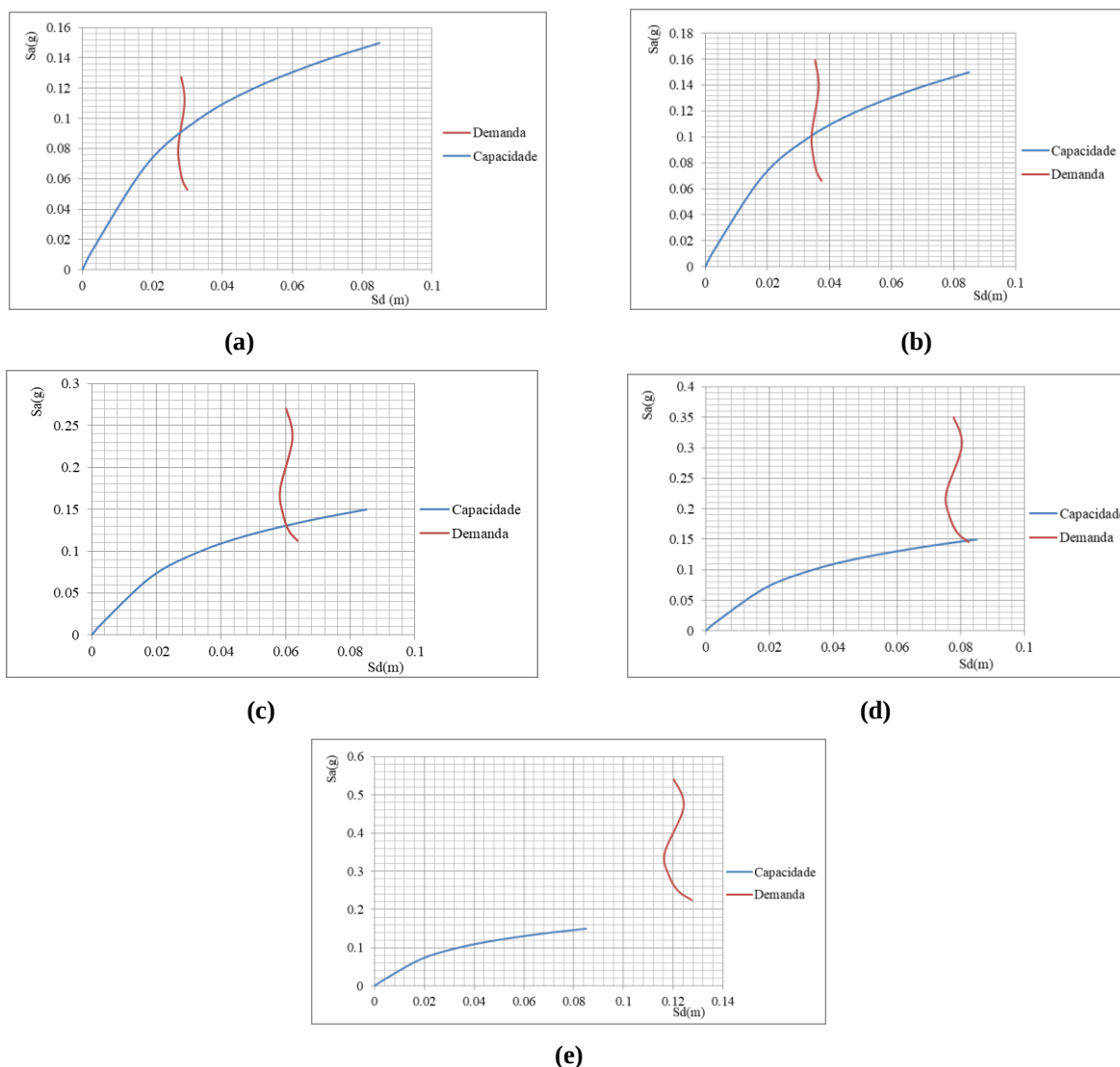


Figura 19. Pontos de desempenho para a estrutura na Zona-4, Classe de terreno (a) Classe A (b) Classe B (c) Classe C (d) Classe D (e) Classe E

Com os pontos (D_y, A_y) e (D_u, A_u) e a Eq. (5), são encontrados os limites dos estados de dano (Tabela 7). Estes valores junto com as probabilidades da Tabela 2 geram um conjunto de pontos de dispersão os quais são ajustados à Eq. (6). Como resultado deste ajuste, são obtidos os desvios padrão (Tabela 7) e as correspondentes curvas de fragilidade (Fig. 20). As Probabilidades de excedência encontradas para a estrutura em análise são apresentadas na Tabela 8.

Tabela 7. Limites dos estados de dano e desvios padrão

Estado de dano	Limites ($\bar{Sd}_{dsi}$)	Desvio Padrão (β_i)
Leve	0,013	0,26
Moderado	0,018	0,29
Severo	0,035	0,55
Completo	0,085	0,52

Tabela 8. Probabilidade de excedência dos estado de dano para cada classe de terreno.

Classe de Terreno	Sd	$P[ds_i / Sd]$			
		Leve	Moderado	Severo	Completo
A	0,028	1	0,88	0,35	0,05
B	0,034	1	0,93	0,49	0,10
C	0,060	1	0,93	0,79	0,34
D	0,082	1	0,93	0,87	0,50

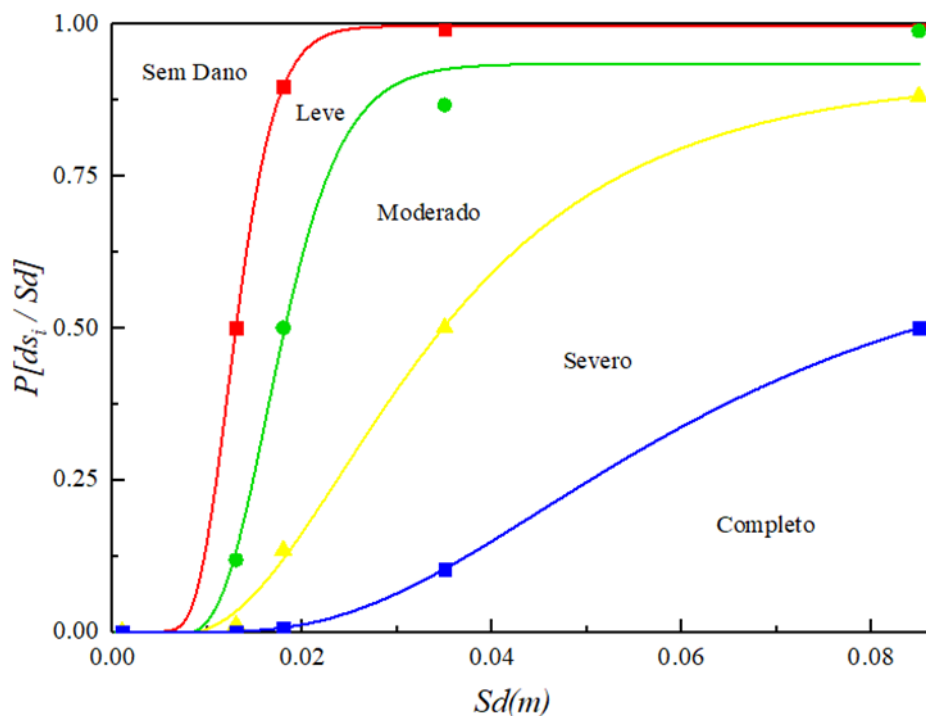


Figura 20. Curvas de Fragilidade para a estrutura em análise

Para a análise dos resultados, é preciso conhecer os níveis de desempenho no qual pode estar a estrutura. Existem múltiplos documentos que fornecem diferentes escalas de desempenho dentre os quais pode-se citar FEMA-273, VISION 2000, ATC-40. Neste trabalho são usados os níveis de desempenho do ATC-40 definidos como: Operacional (1-A), Imediata Ocupação (1-B), Segurança Vital (3-C) e Estabilidade da Estrutura (5-E). Estes níveis de desempenho foram relacionados com os níveis de dano leve, moderado, severo e completo, respectivamente.

Os resultados obtidos mostram uma alta probabilidade (0,88-1) que a estrutura sofra um estado de dano leve ou moderado, para qualquer dos tipos de terreno localizados na zona sísmica 4. Estes estados de dano estão ligados a um nível de desempenho aceitável, onde os danos nos componentes estruturais são limitados, ou seja, os sistemas e componentes estruturais permanecem funcionais após o sismo, correspondendo ao critério mais usado para edificações essenciais. Nestes estados, a estrutura não apresenta vulnerabilidade.

A probabilidade de que a estrutura sofra um estado de dano severo é pouco provável para a classe de terreno A, para o terreno B é menor do que 0,5, no entanto, nos terrenos tipo C e D, a probabilidade iguala ou supera o 0,79. Este estado é caracterizado, segundo (Safina, 2002), por apresentar danos limitados nos componentes estruturais e eventual falha de componentes não estruturais (Tabela 1). Portanto, a funcionalidade da estrutura é interrompida, apresentando vulnerabilidade.

A probabilidade que a estrutura sofra um estado de dano completo é maior se a estrutura está localizada nas classes de terreno D, atingindo 0,5. Este estado de dano refere-se a um nível de desempenho em que a estrutura praticamente não tem nenhuma reserva resistente para suportar os pequenos tremores que vêm a seguir, portanto, o perigo para a vida é muito alto (Tabela 1). Para a Classe de terreno E, a probabilidade da estrutura sofrer dano completo seria de 1, pois ela não resiste uma demanda dessa magnitude e, portanto, a estrutura colapsa. Neste estado de dano é onde a estrutura é mais vulnerável.

Assumindo então, que a estrutura é vulnerável quando apresenta uma probabilidade maior do que 0,5 de igualar ou exceder os estados de dano severo ou completo, pode-se dizer que a estrutura em análise é vulnerável nas classes de terreno C, D e E.

Segundo Miranda (2010), essa estrutura modelo apresentaria vulnerabilidade sísmica nestas mesmas classes de terreno (C, D e E), quando se aplica o método qualitativo de Hirose adaptado, como mostra a Tabela 9.

Tabela 9. Reserva da capacidade resistente da estrutura em análise (Fonte: Miranda, 2010)

Classe de Terreno	Reserva de capacidade
A	23%
B	0%
C	-69%
D	-115%
E	-200%

Com estes resultados verifica-se, a concordância entre os dois métodos. A vantagem do CSM é que permite identificar os elementos que provocam a vulnerabilidade da estrutura, mediante a aparição das rótulas plásticas. Nesta análise, as componentes identificadas que

provocam o colapso da estrutura são as colunas do quarto pavimento, portanto, estes elementos deverão ser reforçados para reduzir a vulnerabilidade. O método qualitativo adaptado por Miranda (2010) permite avaliar o comportamento da estrutura de uma forma rápida e obtendo resultados muito acertados, mais só dá uma ideia geral do comportamento estrutural.

3 CONCLUSÕES

O Método de Hirosawa adaptado por Miranda (2010), é um método qualitativo que fornece resultados muito bons, quando o propósito é somente observar o comportamento global da estrutura sem aprofundar no comportamento local dos elementos estruturais, os resultados das incertezas obtidas no método, dá uma ideia da necessidade de realizar ou não análises mais detalhadas e complexas como são as análises quantitativas nas estruturas mais vulneráveis. O CMS ao ser um método quantitativo aprofunda no comportamento de cada elemento estrutural, deste modo pode-se identificar os elementos estruturais incompatíveis com o carregamento sísmico levando ao diagnóstico de reforço estrutural, para prever e garantir a continuidade de operação e funcionamento da edificação, após um evento sísmico, o que é de muita importância nas estruturas de uso essencial.

Como uma forma de dar continuidade a este trabalho, serão avaliadas outras estruturas modelo, variando o número de pavimentos, as irregularidades em planta e elevação, a forma do carregamento na análise pushover, com o objetivo de observar a influência destes fatores no comportamento sísmico da estrutura.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo apoio financeiro ao desenvolvimento desta pesquisa.

REFERENCIAS

Amorim, L., 2010. *Análise Pushover – Caso De Estudo*. Dissertação, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.

Associação Brasileira De Normas Técnicas-ABNT, 2006. *NBR 15421: Projeto de estruturas resistentes a sismos*: procedimento: Rio de Janeiro, 2006.

Barbat, A., Pujades, L., 2004. Evaluación de la Vulnerabilidad y del riesgo sísmico en zonas urbanas. Aplicación a Barcelona. *Sísmica 2004: 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica*. pp. 229-252.

Bonett, R., 2003. *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*. Tesis doutoral, Universitat Politècnica de Catalunya

Building Seismic Safety Council, 1997. *NEHRP (National Earthquake Hazard Reduction Program) Guidelines For The Seismic Rehabilitation Of Buildings*. FEMA 273. Washington D.C.

California Seismic Safety Commission, 1996. *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. Applied Technology Council (ATC-40). Volume 1. California, USA.

Calvi, G., Pinho, R., et al., 2006. Development of seismic vulnerability assessment methodologies over the past 30 years. *ISET journal of Earthquake Technology*, v. 43, n. 3, p. 75-104.

Chopra, A. K., & Goel, R. K., 1999. Capacity-demand-diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures: SDF systems. *Civil and Environmental Engineering*, 53.

Computers and Structures, Inc., 2002. SAP2000 Integrated Software for Structural Analysis and Design: Analysis Reference Manual. C.S.I, Berkeley, California, U.S.A.

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

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

Directorate, FEMA Mitigation, 2001. *HAZUS® 99 Estimated Annualized Earthquake Losses for the United States*. Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

Freeman, S., 1994. The capacity spectrum method for determining the demand displacement. *ACI 1994 Spring Convention*.

Herrera, R., Vielma, J., Pujades, L., et al., 2012. Estado del conocimiento sobre metodologías de evaluación de vulnerabilidad sísmica de edificios. *Revista Ingeniería y Sociedad*, vol. 8, no 1, p. 7-28.

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

Lantada, N., 2007. *Evaluación del riesgo sísmico mediante métodos avanzados y técnicas GIS. Aplicación a la ciudad de Barcelona*. Tesis doutoral, Universitat Politècnica de Catalunya.

Lin, Y., CHANG, K.. An improved capacity spectrum method for ATC-40. *Earthquake engineering & structural dynamics*, v. 32, n. 13, p. 2013-2025, 2003.

Miranda, P., 2010. Avaliação da Vulnerabilidade Sísmica na Realidade Predial Brasileira. Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Ceará.

RISK-UE Project of the European Commission. *An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns*. Contract number: EVK4-CT-2000-00014. 2003.

TELESUR. *Los terremotos más devastadores de los últimos años*. 21 nov. 2016. Disponível em: < <http://www.telesur.tv/news/Los-terremotos-mas-devastadores-de-los-ultimos-anos-20150425-0025.html>>. Acessado em 24 Ago. 2017.

Vargas, Y., 2013. *Análisis estructural estático y dinámico probabilista de edificios de hormigón armado. Aspectos metodológicos y aplicaciones a la evaluación del daño*. Tesis doutoral, Universitat Politècnica de Catalunya.