

Influence of the concrete structural configuration in the seismic response

Estudo da influência da configuração estrutural na resposta sísmica de uma estrutura de concreto armado

L. A. P. PEÑA^a
alejandrop@unb.br

G. N. D. DE CARVALHO^a
graciela@unb.br

Abstract

The recent increase in seismic records in Brazil boosted the publication of NBR 15421 (ABNT, 2006) - Design of Earthquake-Resistant Structures- which requires the seismic loads to be considered in the design due to the dissipation of energy in the inelastic regime structures and seismicity of the Brazilian territory. Many buildings built before the publication of this code were not designed to withstand seismic activity, increasing its fragility and vulnerability to earthquakes of any intensity. Some of these buildings were designed and built with irregular distributions of mass, stiffness or resistance over its height, which can lead to insufficient seismic performance. Therefore, it is essential for engineers to understand the seismic response of structures with irregular distributions of mass, stiffness or resistance along its height, which are referred to in this paper as structures with irregularities. In this sense, the aim of this work is to evaluate the seismic behavior of a reinforced concrete structure with horizontal structural irregularities by observing their influence in the loss of the ability to resist lateral loads and energy dissipation. For this purpose, were used the Equivalent Lateral Force (ELF) Method, Modal Response Spectrum (RSA) Method and Pushover Analysis, described in NBR15421: 2006 [1] standard and the American Standard FEMA 356 [2]. Similarly, the seismic behavior of models using the capacity spectrum method defined in the ATC-40 [3] was calculated. All results were compared with those obtained from a regular structure classified as the reference model or base case, in order to view the various changes caused by irregularities. The proposed study was carried out numerically and the simulations were performed using CSI ETABS Nonlinear © v9.5 program. The results show that the ability of the structure to withstand collapse depends on the plasticity of its elements and of the adequate details to permit response without critical loss of strength of the structural system.

Keywords: seismic analysis, seismic resistant structures, irregular structures.

Resumo

Os recentes aumentos dos registros de abalos sísmicos no Brasil impulsionaram a publicação da NBR 15421:2006 [1] – Projeto de Estruturas Resistentes a Sismos – na qual são definidas as cargas sísmicas a serem consideradas no projeto em função da capacidade de dissipação de energia no regime inelástico das estruturas e da sismicidade do território brasileiro. Algumas edificações construídas antes da publicação dessa norma não foram projetadas para resistir a ações sísmicas aumentando a sua fragilidade e vulnerabilidade para terremotos de qualquer intensidade. Observa-se ainda que alguns desses edifícios foram projetados e construídos com distribuições irregulares de massa, rigidez ou resistência ao longo da sua altura que podem levar a um desempenho sísmico inadequado. Assim, torna-se essencial para os engenheiros e projetistas uma melhor compreensão dos efeitos dos abalos sísmicos no comportamento sísmico de edificações, especialmente aquelas com diversas irregularidades. Por simplicidade, utiliza-se neste trabalho o termo “estruturas irregulares” para referenciar estruturas como as descritas. Nesse sentido, o objetivo deste trabalho é avaliar o comportamento sísmico de uma estrutura de concreto armado de oito pavimentos e com diversas irregularidades introduzidas na planta da mesma, a fim de verificar a influência dessas irregularidades na perda da capacidade de resistir cargas laterais e dissipação de energia, as quais são calculadas utilizando o método dinâmico espectral e uma análise pushover, procedimentos descritos nas normas NBR15421:2006 [1] e na norma americana FEMA 356 [2]. Do mesmo modo, calcula-se o desempenho sísmico dos modelos usando o método do espectro de capacidade definido na norma ATC-40 [3]. Todos os resultados são comparados com os obtidos para uma estrutura totalmente regular chamada de caso base ou de referência, com o intuito de visualizar as diversas mudanças provocadas pelas irregularidades. O estudo proposto é realizado de forma numérica e as simulações são feitas no programa CSI ETABS® Nonlinear v9.5 [4]. Os resultados mostram que a capacidade da estrutura dependerá da plasticidade de seus elementos para não colapsar e do detalhamento adequado para garantir o bom funcionamento do sistema resistente.

Palavras-chave: análise sísmica, estruturas resistentes a sismos, estruturas irregulares.

^a Universidade de Brasília, Brasília D.F, Brasil.

1. Introdução

Com o desenvolvimento das cidades há uma tendência de grandes contingentes populacionais habitarem os centros urbanos, provocando, desta forma, escassez de espaços e tornando os edifícios de média altura uma característica das cidades modernas. Este tipo de edificações resulta muito vulnerável quando se apresenta um dos fenômenos mais destrutivos da natureza, os terremotos. De acordo com Santos *et al.* [5] em estruturas com alturas inferiores a 20 pavimentos, a influência de ações sísmicas pode ser mais importante que a ação do vento.

O Brasil situa-se, em grande parte, na região central da placa tectônica sul-americana, que é uma região bastante estável. Mas parte do país encontra-se perto das bordas desta placa, aonde já foram registradas ações sísmicas significativas e existe ainda a possibilidade de ocorrência de sismos intraplacas. Há cerca de 40 falhas ativas sismicamente, inclusive falhas na região central da placa sul-americana, desde o norte até o sul do país. A falha BR-47, por exemplo, corta o estado de Minas Gerais e já foi registrado um sismo de magnitude 4,7 na cidade de Itacarambi em 2007. Deste modo, essas condições incentivaram a elaboração de uma norma brasileira, a NBR 15421:2006 - Projetos de estruturas resistentes a sismos [1] - para especificar os locais onde projetos específicos e verificações de segurança de estruturas sujeitas a ações sísmicas são necessários.

A partir de 2006, as pesquisas no Brasil que visam avaliar os efeitos dos sismos nas estruturas vêm aumentando, mas ainda são poucas em relação a países com elevada atividade sísmica e desenvolvimento econômico alto. Em geral, essas pesquisas fazem comparativos entre as diversas normas sul-americanas de projeto sísmico, como também estudam os principais parâmetros que influenciam nos períodos naturais da estrutura, a importância

da aceleração sísmica e no tipo de solo no local onde a obra será construída, sendo os trabalhos de Santos *et al.* [6], Miranda [7] e Parisenti [8] alguns dos mais destacados.

Santos *et al.* [6] desenvolveram um estudo comparativo das normas sul-americanas de projetos sísmicos prestando especial atenção aos seguintes parâmetros para projeto de edifícios: período de recorrência para o estabelecimento da solicitação sísmica, definição da zonificação sísmica, definição da forma dos espectros de resposta de projeto, consideração da amplificação no solo, efeitos de liquefação entre outros. Já Miranda [7] elaborou um trabalho que visa estimar a vulnerabilidade sísmica em algumas edificações de forma qualitativa utilizando o método de Hirosawa em conjunto com a NBR15421:2006 [1]. Do mesmo modo, Parisenti [8] realizou um estudo de análise dinâmica de edifícios de concreto armado submetidos a sismos, visando auxiliar os engenheiros calculistas na aplicação da norma NBR15421:2006 [1] em projetos estruturais.

Muitos edifícios construídos no país apresentam plantas não simétricas, com diversas alterações na sua configuração geométrica tanto em planta como na vertical. Em geral, nas normas sismo resistentes essas alterações são chamadas de irregularidades e influenciam na capacidade da estrutura de dissipar a energia gerada pelos abalos sísmicos. Observa-se que na maioria dos trabalhos realizados no país, o estudo da influência dessas alterações no comportamento sísmico não é frequente.

Já no âmbito internacional, vários pesquisadores têm fornecido informações úteis sobre o estudo das irregularidades estruturais em altura, entre os que se podem mencionar Chintanapakdee e Chopra [9], Galíndez [10], Michalis *et al.* [11], Peña [12], Bobadilla e Chopra [13], Jianmeng *et al.* [14], Le Trung, *et al.* [15] e Inan *et al.* [16]. Todos esses pesquisadores trabalharam de forma semelhante, tomando como referência uma estrutura plana simétrica, na qual foram introduzidos ao longo da sua altura vários tipos de

Figura 1 - Planta baixa e vista frontal do modelo de referência

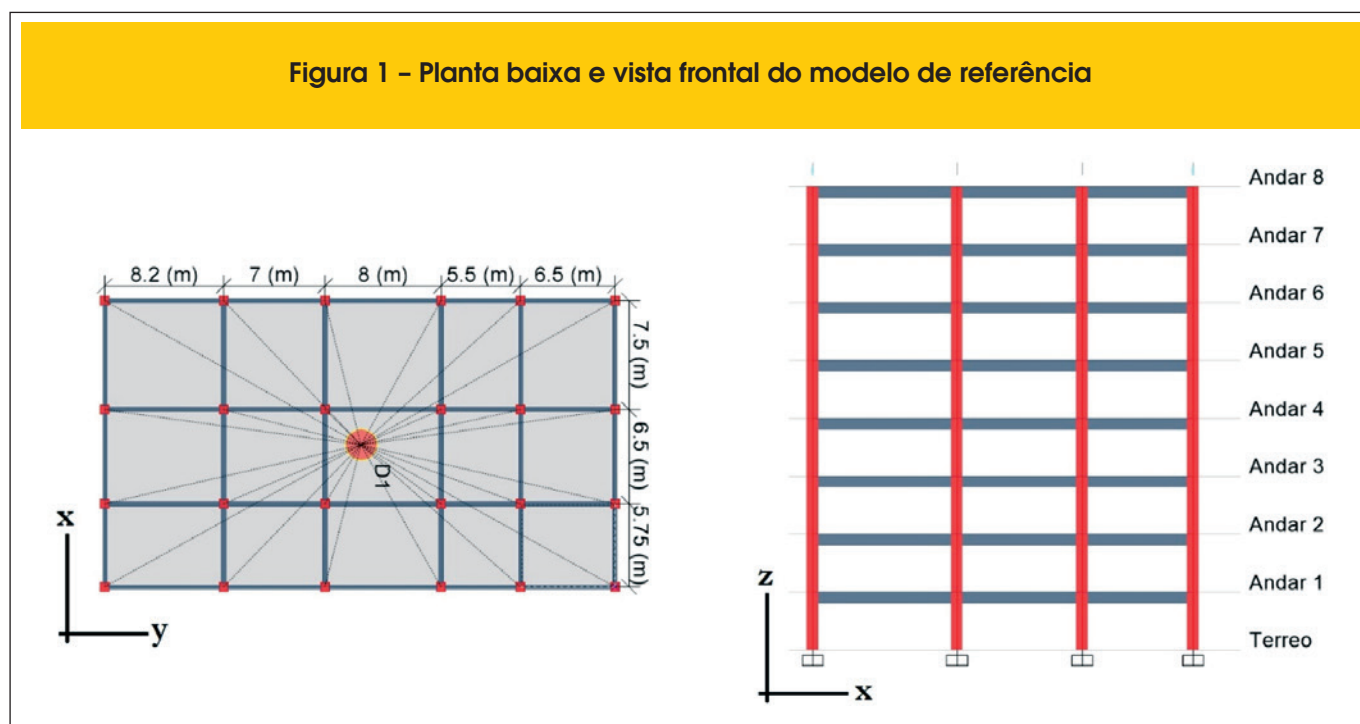
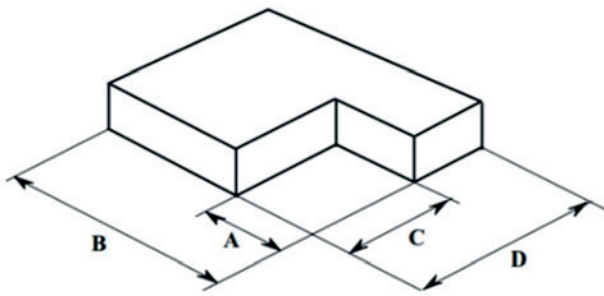
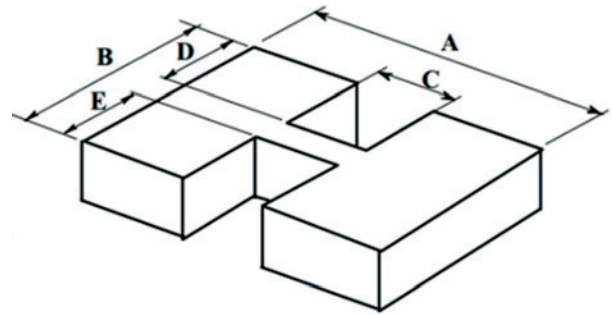


Figura 2 - Irregularidades no plano - (a) recortes nos cantos;
(b) descontinuidade no diafragma



$$A > 0,15B \text{ y } C > 0,15D$$

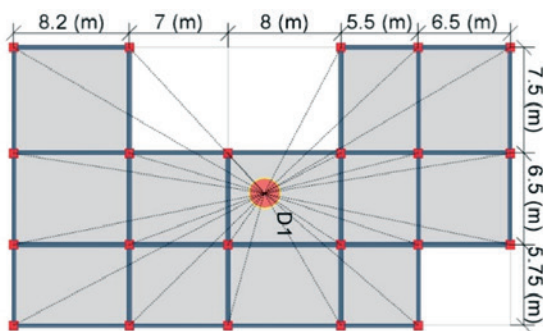
A



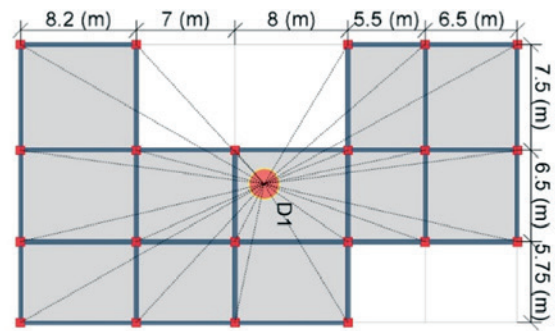
$$(Cx D) + (Cx E) > 0,5Ax B$$

B

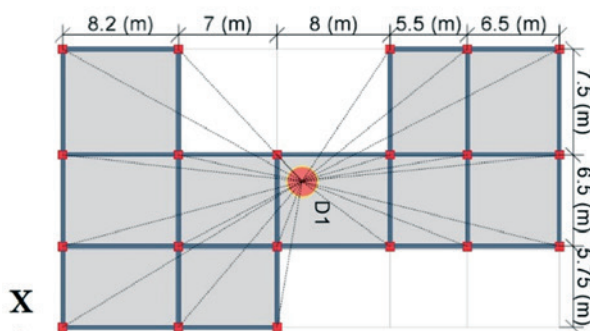
Figura 3 - Modelos com irregularidades



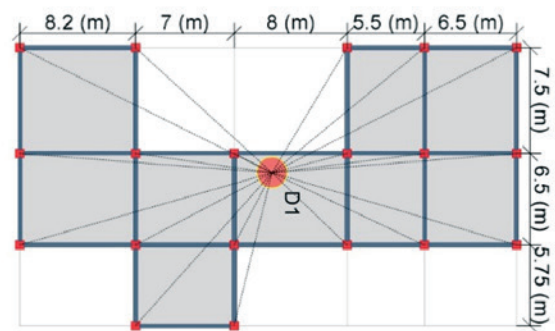
MODELO 1



MODELO 2



MODELO 3



MODELO 4

distribuições irregulares de massa, rigidez ou resistência, sendo chamadas de irregularidades na vertical, e examinadas uma a uma por meio de análises dinâmicas lineares, dinâmicas não lineares e análise estática não linear ou pushover, a fim de conhecer como varia o comportamento da estrutura sob ações sísmicas e os possíveis mecanismos de falha que se podem apresentar.

No entanto, ainda parecem insuficientes as pesquisas sobre os efeitos dos sismos em estruturas que apresentam distribuições irregulares de massa, rigidez ou resistência localizadas na planta baixa das edificações. Nesse sentido, este trabalho tem como objetivo o estudo do comportamento sísmico de uma estrutura de concreto armado de oito pavimentos com diversas irregularidades localizadas na planta da mesma, analisando a influência dessas irregularidades na perda da capacidade de resistir cargas laterais e na ductilidade, as quais são calculadas utilizando o método dinâmico espectral e uma análise pushover, procedimentos descritos nas normas NBR15421:2006 [1] e a norma americana FEMA 356 [2]. Além, calcula-se o desempenho sísmico dos modelos usando o método do espectro de capacidade definido na norma ATC-40 [3].

2. Metodologia

Foi analisada inicialmente uma edificação simétrica de concreto armado com formato retangular conforme indicado na Figura [1], localizada hipoteticamente na cidade de Brasília.

Na edificação da Figura [1], a altura entre os andares é de 3 metros e a altura total é de 24m. A estrutura do edifício é composta por pilares de 60x60 cm e vigas de concreto armado de 28x60 cm. As lajes são maciças com 10 cm de espessura em todos os pavimentos. No modelo estrutural não foram considerados: caixa de elevadores, escadas, reservatório de água superior, sistemas prediais elétricos, hidro sanitário, de incêndio, de ar-condicionado, entre outros. As propriedades dos materiais utilizadas no cálculo numérico são as fornecidas pela norma NBR 6118:2014 [17]:

- Resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}) de 21 MPa;
- Módulo de elasticidade do concreto (E_{ci}) de 210.00 MPa;
- Peso específico de 25 kN/m³;
- Resistência característica do aço à tração (f_y) de 410 MPa;
- Módulo de elasticidade do aço (E_s) de 200.000 MPa.

Para avaliar a resposta do modelo da Figura [1], as lajes de cada pavimento foram modeladas como diafragmas rígidos levando em conta a NBR15421:2006 [1] que indica a consideração de diafragma rígido se a relação entre o vão e a profundidade da estrutura resulta menor do que três, como neste trabalho. Esses diafragmas são estruturas horizontais, tridimensionais, onde uma das funções principais é transferir as forças atuantes em diferentes pontos da estrutura, permitindo que os nós de vigas e pilares situados no mesmo plano da laje se desloquem horizontalmente de forma idêntica permitindo um trabalho conjunto quando submetidos a forças horizontais. Já os pórticos, compostos de vigas e pilares, foram modelados como pórticos espaciais.

Na estrutura da Figura [1] o centro do diafragma rígido “D1” coincide com o centro de massa e com o centro de rigidez da planta da estrutura. Sendo assim, essa estrutura pode ser considerada simétrica em planta, tornando-se o modelo de referência na análise numérica.

Nesse modelo de referência foram introduzidos dois tipos de irregularidades no plano definidas na norma NBR 15421:2006 [1] como “Recortes nos Cantos” e “Descontinuidades no Diafragma”, ilustradas na Figura [2]. Na Figura [2a], as letras “B” e “D” correspondem ao comprimento e à largura da estrutura, “A” e “C” às medidas da irregularidade. No caso da Figura [2b], “A” corresponde ao comprimento da estrutura e “B” à largura, e “E”, “D” e “C” as medidas do recorte ou irregularidade.

Para a modelagem e análise dessas irregularidades, foram definidos outros quatro modelos, mostrados na Figura [3], nos quais as irregularidades indicadas na Figura [2] foram localiza-

Figura 4 – Elementos empregados na discretização da estrutura no ETABS (4)

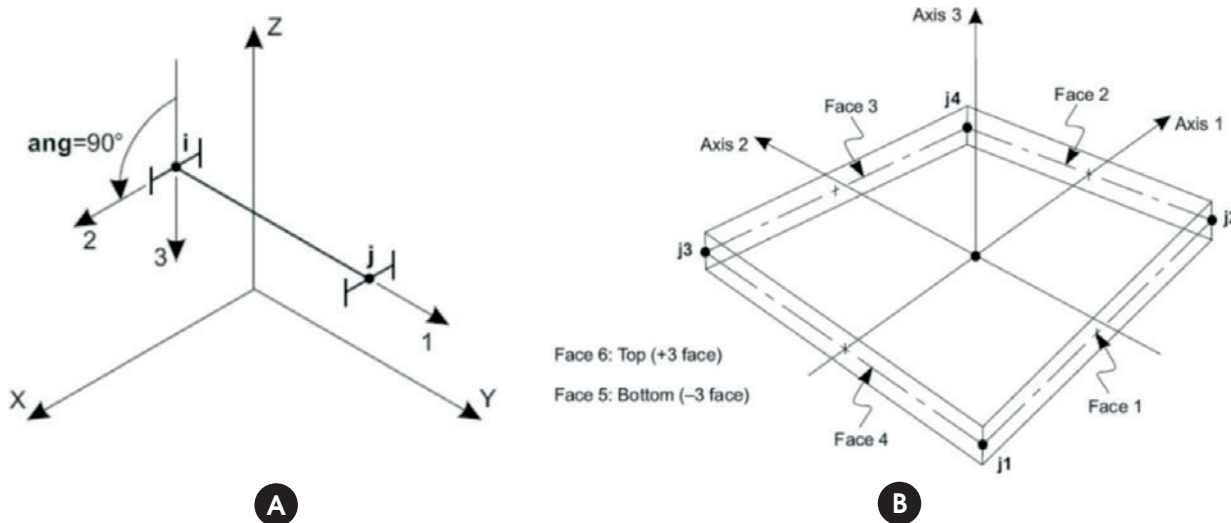
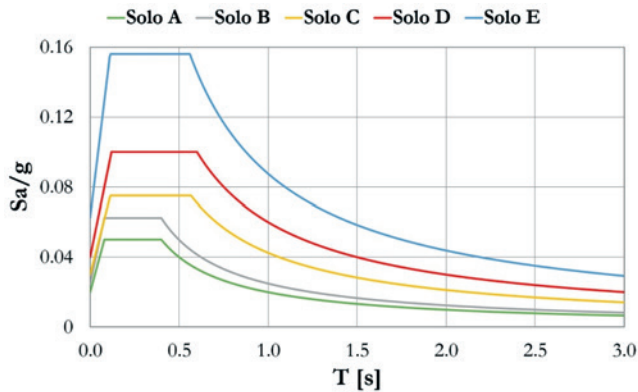


Figura 5 – Espectros de resposta de Brasília para $a_g < 0,10g$, segundo NBR 15421:2006 (1)



das em vários pontos da estrutura, repetindo-se em todos os andares da mesma.

Para cada modelo foi feita uma análise estática e uma análise dinâmica espectral para a verificação de deslocamentos relativos e absolutos para conhecer a rigidez lateral de cada modelo. Os métodos utilizados nesta etapa são os prescritos na NBR 15421:2006 [1]: Método da Força Horizontal Equivalente (FHE) e a Análise Sísmica pelo Método Espectral. A seguir, foi feita uma análise estática não linear ou pushover, descrita na norma americana FEMA 356 [2], para estimar a perda de rigidez lateral e a capacidade de dissipação de energia pela introdução das irregularidades no modelo de referência. Por último, calcula-se o desempenho sísmico dos modelos usando o método do espectro de capacidade definido na norma ATC-40 [3].

2.1 Ferramenta computacional utilizada

Neste trabalho foi utilizado o programa ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems) da empresa Computer and Structure Inc. O ETABS [4] é um programa baseado no método dos elementos finitos para a análise e projeto estrutural de

Tabela 1 – Número de modos, frequências e fator de participação modal dos modelos analisados

Modelo de referência				Modelo 1			
Número modos	T (s)	Γ_x (%)	Γ_y (%)	Número modos	T (s)	Γ_x (%)	Γ_y (%)
1	0,983	77,16	0,78	1	0,935	78,94	0,0011
2	0,958	78,26	79,95	2	0,929	78,96	80,1
3	0,858	80,72	80,97	3	0,855	80,62	80,71
4	0,308	90,47	81,1	4	0,293	90,67	80,71
5	0,301	90,65	90,94	5	0,291	90,67	90,91

Modelo 2				Modelo 3			
Número modos	T (s)	Γ_x (%)	Γ_y (%)	Número modos	T (s)	Γ_x (%)	Γ_y (%)
1	0,939	72,76	7,48	1	0,934	79,98	0,3
2	0,934	80,29	80,63	2	0,922	80,28	80,63
3	0,868	80,55	80,67	3	0,87	80,47	80,63
4	0,294	89,72	81,75	4	0,292	90,8	80,66
5	0,292	90,81	90,87	5	0,288	90,83	90,88

Modelo 4			
Número modos	T (s)	Γ_x (%)	Γ_y (%)
1	0,927	80,32	0,0004
2	0,907	80,33	78,54
3	0,87	80,38	80,58
4	0,289	90,77	80,58
5	0,284	90,77	90,7

edificações. Para modelar as vigas e pilares foi escolhido o elemento FRAME ou elemento tipo barra. Esse elemento possui dois nós denotados por I e J com seis graus de liberdade por nó, sendo três translações e três rotações nos eixos 1, 2 e 3.

O elemento FRAME se observa na Figura [4a]. Para representar as lajes de concreto foi empregado o elemento tipo superfície ou SHELL, ilustrado na Figura [4b]. Esse elemento possui quatro nós (j1, j2, j3, j4) e em cada nó são considerados seis graus de liberdade, sendo três translações chamadas de U1, U2 e U3 e três rotações denotadas por R1, R2, R3.

3. Simulações numéricas

As simulações numéricas foram feitas em duas etapas. Na primeira etapa foram usados os métodos da Força Horizontal Equivalente (FHE) e o Método de Análise Espectral, ambos indicados na norma NBR 15421:2006 [1] para o cálculo da resposta sísmica e deslocamentos relativos. Na segunda etapa, a técnica pushover descrita na norma americana FEMA 356 [2] foi utilizada para fazer uma estimativa da capacidade da estrutura de resistir cargas laterais à medida que vão sendo introduzidas novas irregularidades no plano.

Neste trabalho e com o objetivo de avaliar unicamente a influência das irregularidades na rigidez lateral dos modelos das Figuras [1] e [3], verificou-se que a excentricidade dos centros de massa relativamente ao centro de rigidez não ultrapassara 5% das dimensões em planta da estrutura, a fim de evitar valores elevados de torção medidos no plano.

3.1 Primeira etapa

Considera-se que a edificação da Figura [1] é usada para residência e se situa na cidade de Brasília, Brasil. O solo característico

de Brasília é uma argila porosa, com SPT maiores que 40 (N = 40) a partir dos 12 m de profundidade (Alves [18]). A partir dessas informações e seguindo a NBR 15421:2006 [1], assume-se que:

- Zona sísmica zero;
- Solo Tipo D (solo rígido) - SPT com N = 40;
- O coeficiente de dissipação de energia R=1 inicialmente em todos os modelos considerados, deste modo, as forças obtidas na base são elásticas;
- Fator de utilização I = 1.

Segundo a NBR 15421:2006 [1], o espectro de resposta para acelerações horizontais corresponde à resposta elástica máxima de um sistema de um grau de liberdade com uma fração de amortecimento crítico igual a 5%. Deste modo, na análise espectral foi considerada uma aceleração sísmica horizontal de 0.025g (zona 0 – Brasília) e o espectro indicado na Figura [5], curva correspondente ao solo D.

No ETABS [4] é possível fazer uma análise espectral introduzindo o espectro de projeto e a taxa de amortecimento, mas é necessário definir o número de modos de vibração. Segundo Chopra [19], devem se considerar três modos de vibração por pavimento da estrutura, portanto, utilizaram-se em cada modelo 24 modos de vibração.

Na análise espectral, devem ser considerados todos os modos que tenham contribuição significativa na resposta da estrutura. A Norma exige que o número de modos usado para o cálculo da resposta seja suficiente para capturar pelo menos 90% da massa total em cada direção ortogonal considerada na análise. Neste trabalho, os primeiros 5 modos de vibração foram suficientes para capturar mais de 90% da massa total. Os resultados são mostrados na Tabela 1. A seguir, as respostas máximas da estrutura são obtidas a partir de uma combinação da resposta de cada um desses modos usando-se o método CQC (Combinação Quadrática Completa) disponível no ETABS [4].

Figura 6 – Força na base produzidas pela aplicação dos métodos na direção ortogonal X

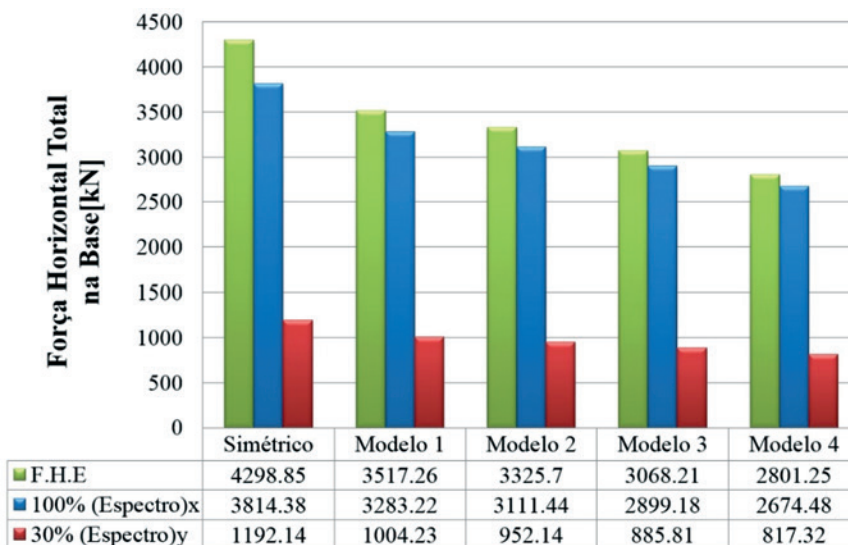
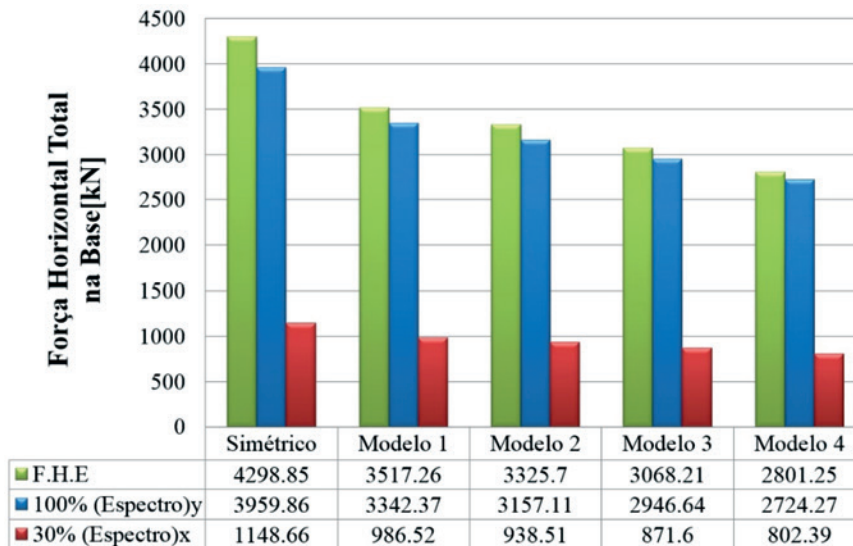


Figura 7 – Força na base produzidas pela aplicação dos métodos na direção ortogonal Y



De acordo com a NBR 15421:2006 [1], o espectro de projeto deve ser aplicado em cada uma das direções ortogonais dos modelos, para uma combinação de 100% das cargas horizontais aplicadas em uma das direções e 30% das cargas aplicadas na direção perpendicular a esta. Como mencionado, foi utilizado o método CQC disponível no ETABS [4] para a combinação do carregamento bidirecional.

Os resultados obtidos com os dois métodos descritos na NBR15421:2006 [1] são apresentados nas figuras [6] e [7]. Nessas figuras, ilustram-se as forças horizontais calculadas nas direções ortogonais X e Y para cada modelo.

Segundo a NBR 15421:2006 [1], as forças obtidas com a Análise Espectral não devem ser menores que 85% do valor da força calculada com o método FHE. Por exemplo, na Figura [6] o modelo 1 apresentou uma força na base na direção ortogonal X de 4298,85 kN calculada usando o método FHE; já no caso da análise es-

pectral, a força na base nessa mesma direção ortogonal foi de 3814,38 kN, sendo maior que 85% do valor da força obtida com o método FHE. Assim, o modelo 1 satisfaz o requerimento da norma. Analisando os resultados dos modelos restantes, verifica-se que todos os outros modelos apresentam o mesmo comportamento. Por conseguinte, pode-se proceder ao cálculo dos deslocamentos relativos usando os resultados da Análise Espectral como padrão de cargas. Igualmente, foram calculados os deslocamentos máximos no topo de cada modelo, listados na Tabela [2], e que são comparados com os obtidos na análise pushover a fim de avaliar a demanda sísmica dos modelos.

De acordo com a NBR 15421:2006 [1], o deslocamento relativo máximo não pode ser maior que 2% do pé direito do pavimento em questão. Em todos os modelos, a distância entre um e outro andar é de 3,0 m, portanto, o deslocamento relativo máximo não pode ultrapassar 0,06 m ou 6 cm. Da Figura [8], os deslocamentos máximos na direção ortogonal X dos cinco modelos foram aproximadamente 4,69 cm e na direção Y foram 4,67 cm. Em ambos os casos, os deslocamentos não ultrapassam o deslocamento máximo permitido pela norma.

Uma noção inicial de rigidez lateral dos modelos pode-se obter analisando os deslocamentos relativos da Figura [8]. Observa-se que os deslocamentos máximos e relativos na direção ortogonal X foram um pouco maiores em relação aos deslocamentos na direção Y, assim, entende-se que na direção ortogonal X a rigidez lateral é inferior por apresentar deslocamentos altos. Observa-se nas Figuras [1] e [3] que na direção X há um número de ligações menor em relação à direção Y para equilibrar as cargas aplicadas e para dissipar a energia gerada por essas forças, assim, pode-se dizer que os elementos localizados na direção X têm menor capacidade de resistir cargas laterais que os elementos localizados na outra direção ortogonal. A seguir, é feita uma análise estática não linear para corroborar esses resultados.

Tabela 2 – Deslocamentos máximos medidos no topo dos modelos e obtidos da análise espectral para as duas direções ortogonais

Modelo	$\delta_{\text{DIREÇÃO-X}}$ (cm)	$\delta_{\text{DIREÇÃO-Y}}$ (cm)
Referência	3,41	3,34
1	2,63	2,62
2	3,14	3,11
3	3,16	3,08
4	3,12	2,98

3.2 Segunda etapa

Nesta etapa se realizou uma análise estática não linear ou pushover utilizando o procedimento descrito na norma americana FEMA 356 [2]. Por meio dessa técnica, disponível na biblioteca do software ETABS [4], obtém-se a “curva de capacidade”.

A curva de capacidade representa a relação entre a força de corte na base da estrutura e o seu deslocamento em um nó de referência (geralmente localizado no centro de massa no topo da estrutura), sendo obtida por meio da aplicação progressiva de cargas laterais com pequenos incrementos de carga que empurram a estrutura até atingir um determinado estado limite, associado a um valor máximo do deslocamento de topo. Segundo a FEMA 356 [2], recomenda-se um valor máximo de deslocamento igual a 4% da altura da edificação.

As cargas laterais são aplicadas à estrutura em cada pavimento em forma proporcional às forças de inércia. A FEMA 356 [2] recomenda utilizar como padrão de carga lateral as forças obtidas a

tura), sendo obtida por meio da aplicação progressiva de cargas laterais com pequenos incrementos de carga que empurram a estrutura até atingir um determinado estado limite, associado a um valor máximo do deslocamento de topo. Segundo a FEMA 356 [2], recomenda-se um valor máximo de deslocamento igual a 4% da altura da edificação.

Figura 8 – Deslocamentos relativos calculados nas direções ortogonais X e Y

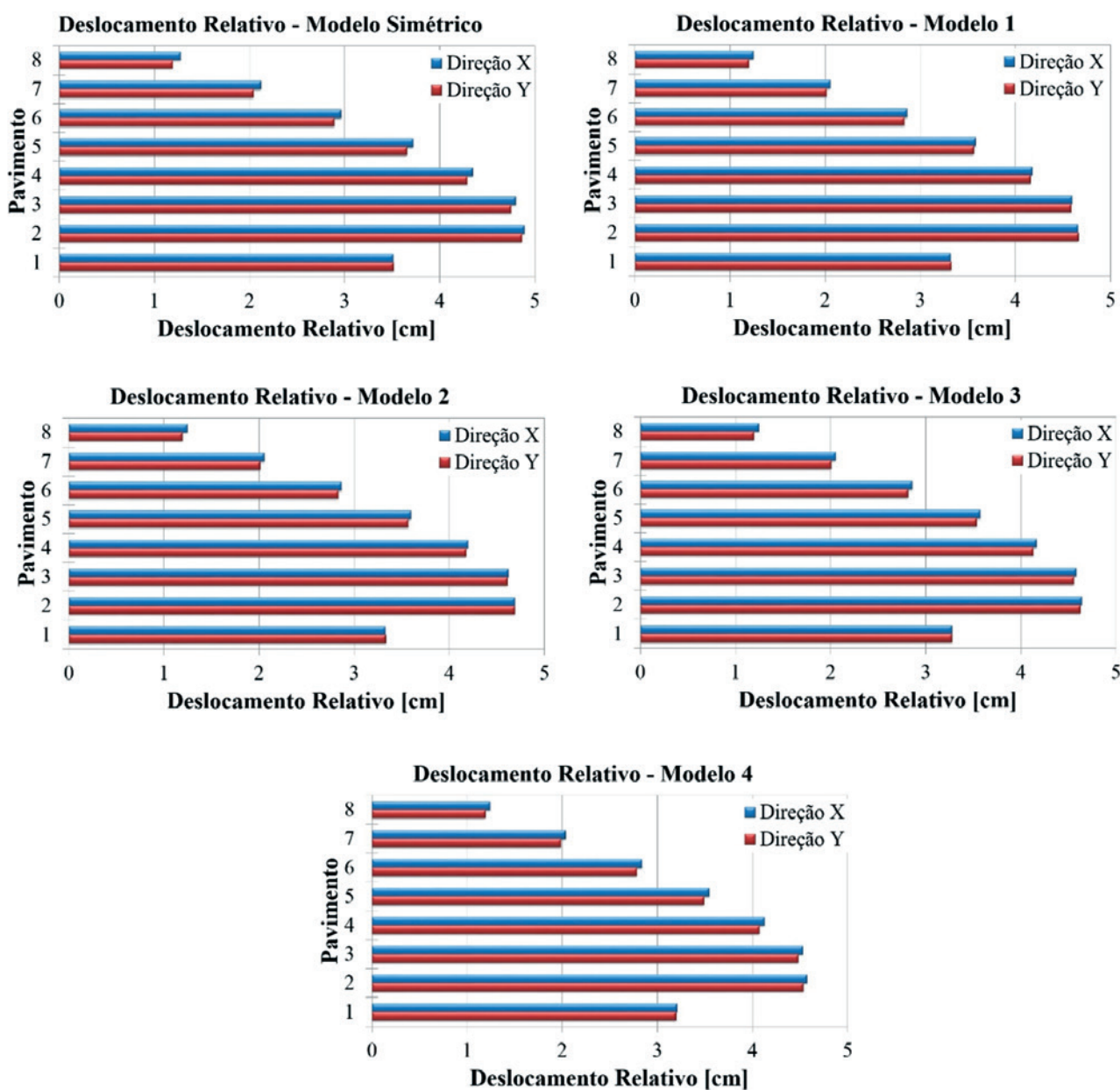
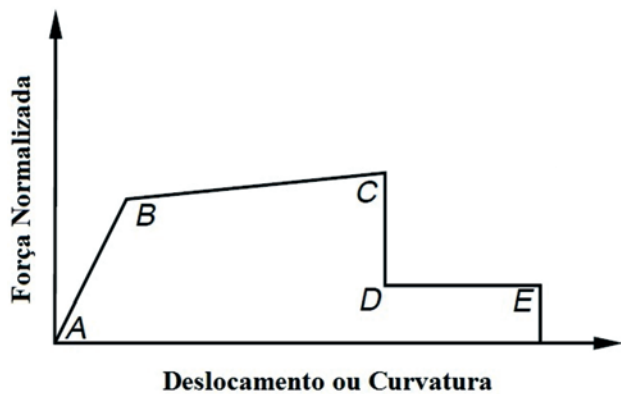


Figura 9 - Idealização do diagrama momento-giro ou momento-deslocamento, FEMA 356 (2)



partir do primeiro modo para estruturas com períodos fundamentais em torno de um segundo. Observa-se na Tabela 1 que todos os modelos cumprem com esse requerimento, portanto, foi usado esse procedimento. O centro do diafragma rígido do último pavimento foi utilizado como nó de controle ou referência.

Para obter a curva de capacidade é necessário representar o comportamento não linear de cada elemento estrutural (viga ou pilar) usando os diagramas momento-deslocamento ou momento-curvatura calculados a partir da norma FEMA 356 [2] (Figura [9]) e dos modelos constitutivos de Mander [20] para o concreto confinado (Figura [10a]) e o modelo tri-linear para o aço (Figura [10b], Falconi [21]).

Na Figura [9], a linha que une os pontos "A" e "B" representa a faixa de comportamento linear do elemento estrutural. A partir do ponto "B" o elemento estrutural escoou, apresentando grande deformação com aumento relativamente pequeno da carga aplicada. O ponto "C" indica a máxima resistência do elemento e, a partir desse ponto, a peça estrutural continua-se deformando sem suportar mais carregamento, resultando em uma redução repentina

Figura 10 - Modelos constitutivos: (a) concreto confinado; (b) aço

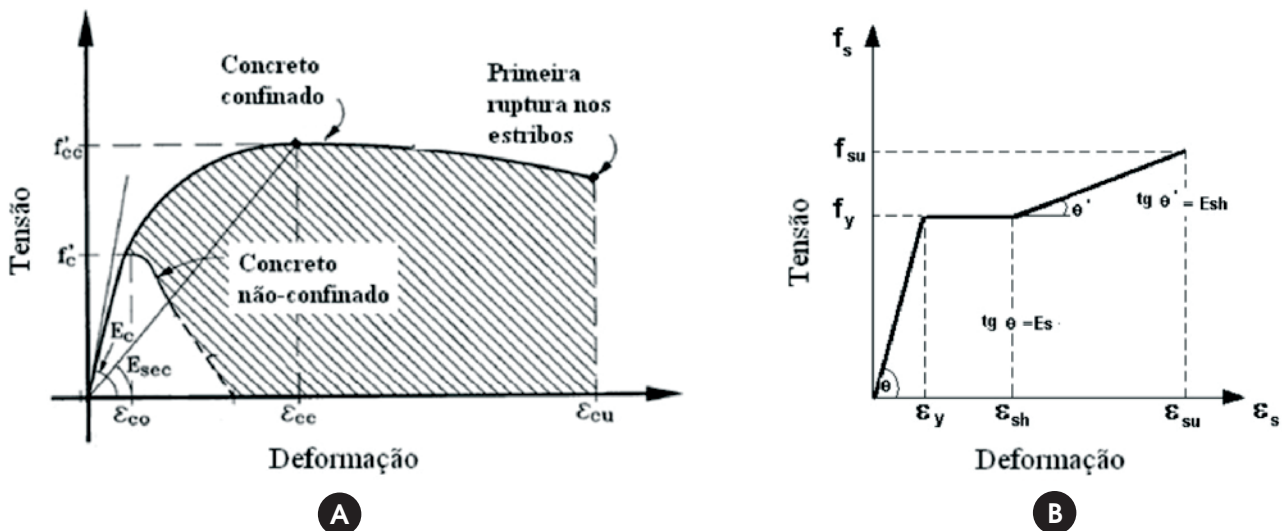


Figura 11 - Curva de capacidade resistente do caso de referência ou modelo simétrico na direção ortogonal X

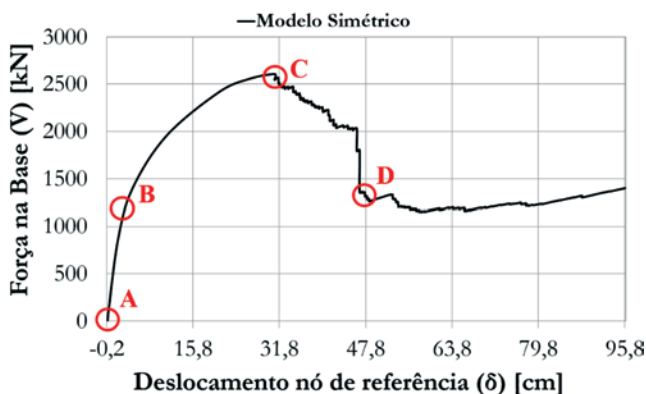


Figura 12 - Aproximação da curva de capacidade por meio de um modelo bilinear FEMA 440 (22)

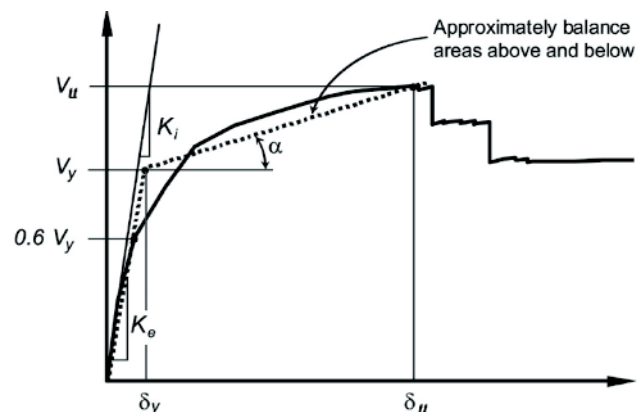


Tabela 3 – Results of bilinear models – yield and collapse displacements; ductilities

Model	X- Direction			Y- Direction		
	δ_y (cm)	δ_u (cm)	μ_x	δ_y (cm)	δ_u (cm)	μ_y
Reference	3,98	24,38	6,13	4,86	25,69	5,29
1	3,51	21,96	6,26	4,53	24,49	5,41
2	3,50	22,45	6,42	4,61	24,36	5,29
3	3,60	22,10	6,13	4,43	23,65	5,34
4	3,66	22,27	6,08	3,88	21,85	5,63

Figura 13 – Modelos bilineares dos casos analisados

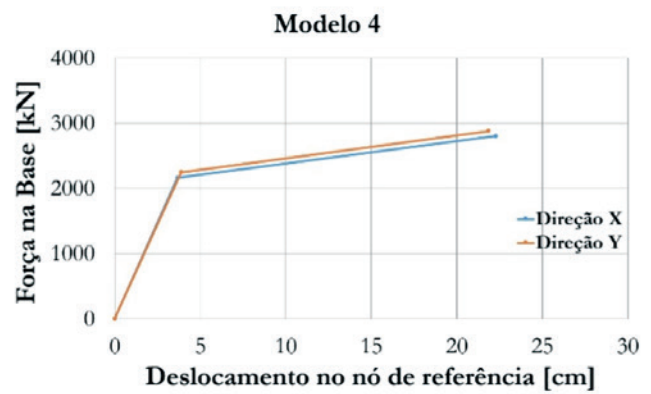
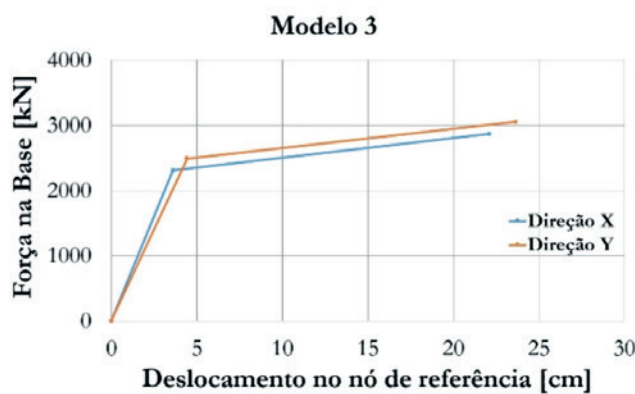
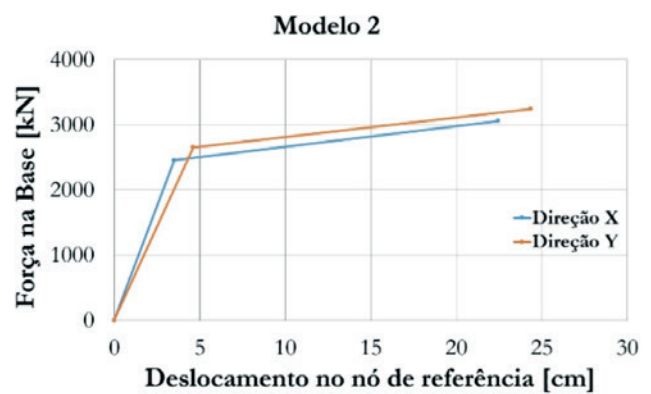
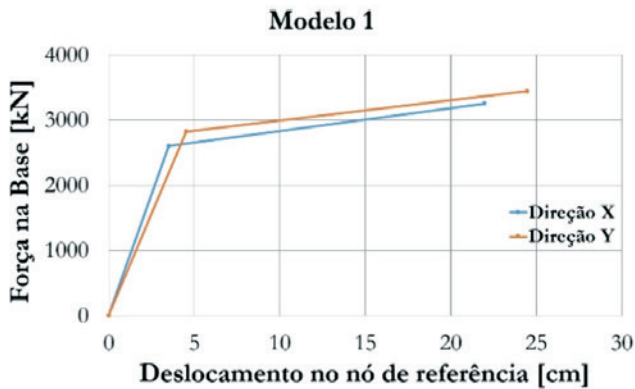
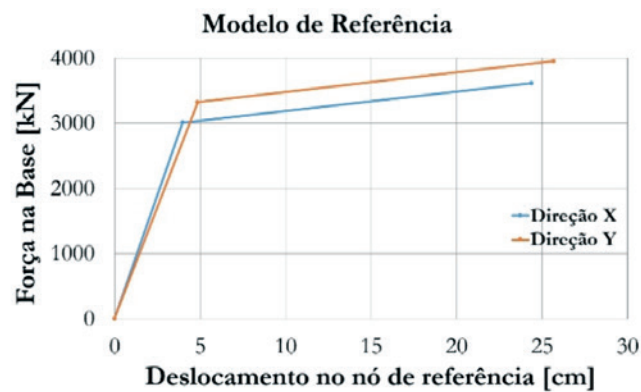
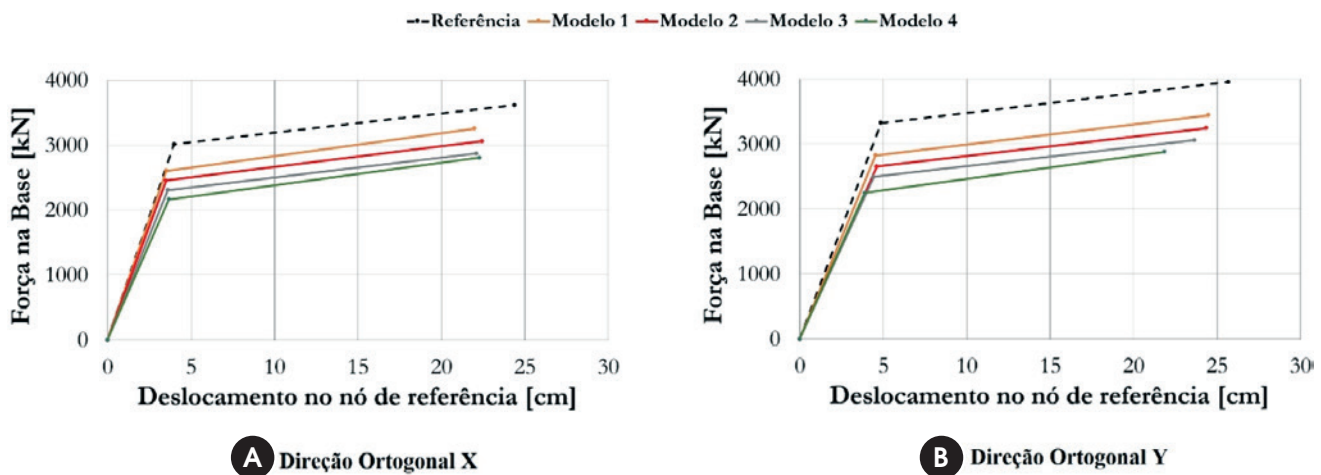


Figura 14 – Comparação dos modelos bilineares dos casos analisados nas duas direções ortogonais



na rigidez até o ponto “D”. Finalmente, o ponto “E” indica colapso da peça estrutural. No ETABS [4], as propriedades não-lineares dos elementos estruturais são representadas por meio de rótulas plásticas e são localizadas nos extremos desses elementos.

Assim, aplicando o método descrito na FEMA 356 [2] no modelo simétrico e tendo em consideração os critérios descritos anteriormente, o resultado obtido é a curva de capacidade desse modelo ilustrada na Figura [11]. Essa curva representa a resposta não linear da estrutura e a inclinação em qualquer ponto nessa curva indica a rigidez lateral da estrutura, de forma que a mesma diminui à medida que essa vai se deformando.

Na Figura [11], o ponto “B” representa o ponto de escoamento da estrutura. A linha que une os pontos “B” e “C” representa a deformação devida ao endurecimento e à perda de rigidez. Já o ponto “C” representa a resistência última da seção e a capacidade final da estrutura de acordo com a FEMA 356 [2]. Dessa forma, resulta de interesse apenas a parte do gráfico correspondente ao trecho A-C. Em seguida, observa-se uma degradação da resistência até o ponto “D”, seguida da perda total da capacidade de suportar cargas no final da figura. A FEMA 356 [2] recomenda que os primeiros elementos em plastificar sejam as vigas e não os pilares para garantir a segurança das pessoas e diminuir a perda de vidas.

Com o objetivo de facilitar o cálculo da ductilidade disponível, é conveniente trabalhar com um modelo bilinear da curva de capacidade, Figura [12].

Neste trabalho se utilizou o critério das áreas iguais descrito na norma FEMA 356 [2] e FEMA 440 [22] para construir os modelos bilineares simples, no qual o escoamento efetivo (EE) ou interseção das duas linhas é obtido quando a área exterior e inferior da curva de capacidade em relação ao modelo bilinear são consideradas aproximadamente iguais, como o mostrado na Figura [12], onde V_y corresponde à força na base que faz com que a estrutura ultrapasse seu limite de escoamento, δ_y o deslocamento produzido por V_y e chamado de deslocamento de escoamento, V_U é a força de colapso do primeiro elemento estrutural e δ_U o

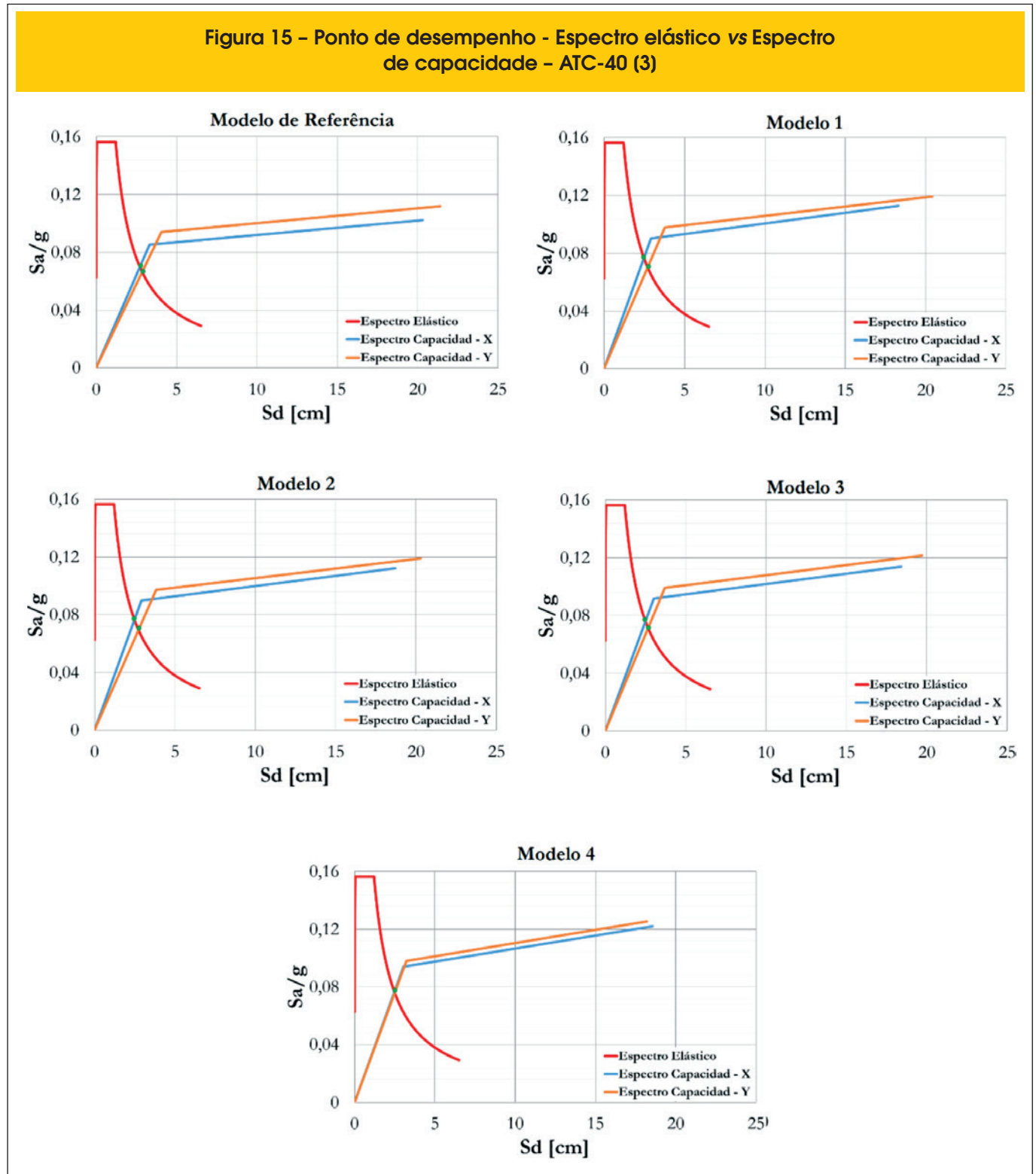
deslocamento último ou de colapso produzido pela força V_U . Os modelos bilineares para as duas direções ortogonais de todos os casos analisados são apresentados na Figura [13]. Já na Figura [14] apresenta-se a comparação dos modelos bilineares obtidos para as estruturas com irregularidades com os obtidos para o modelo de referência nas duas direções ortogonais. Já na Tabela [3], listam-se os deslocamentos últimos (δ_U) e de escoamento (δ_y). Das figuras anteriores observa-se que em todos os modelos, as forças necessárias para levar a estrutura ao escoamento (V_y) e ao colapso (V_U) diminuem à medida que as irregularidades são introduzidas no modelo de referência, sendo que os pórticos localizados na direção ortogonal Y precisam de uma força um pouco maior para escoar ou gerar o colapso do primeiro elemento estrutural em comparação aos pórticos localizados na direção X. Nota-se na Figura [14] que a rigidez lateral do modelo 4 varia significativamente em relação à do modelo de referência nas duas direções ortogonais, apresentando uma redução na resistência ao escoamento e ao colapso de até 28% na direção X e de 38% na direção Y.

Utilizando esses modelos bilineares é possível calcular a ductilidade disponível de cada modelo analisado que representa a capacidade da estrutura de se deformar sem colapsar. Essa ductilidade é calculada como a relação entre o deslocamento último ou de colapso (δ_U) e o deslocamento de escoamento (δ_y). As ductilidades calculadas para cada modelo são apresentadas na Tabela [3]. Na tabela anterior observa-se que em todos os casos analisados a ductilidade na direção ortogonal X resultou maior em comparação à direção ortogonal Y, ultrapassando o valor da ductilidade do modelo de referência, resultando em estruturas mais flexíveis. Observa-se nessa tabela que o modelo 4 apresentou um valor de ductilidade na direção X menor que os outros modelos. Isso significa que houve uma concentração de esforços em alguns pontos desse modelo, aumentando os valores das deformações e levando a estrutura ao escoamento e o colapso com forças relativamente baixas em comparação com os outros modelos.

Uma noção do desempenho sísmico dos modelos pode ser obtida comparando os deslocamentos máximos espectrais (Tabela [2]) com os deslocamentos obtidos da análise não linear (Tabela [3]). Observa-se que, para todos os casos, os deslocamentos

máximos espectrais foram menores que os deslocamentos de escoamento, com o qual pode-se dizer que todos os modelos analisados trabalham no regime elástico e indica que o projeto sísmico foi bem concebido.

Figura 15 - Ponto de desempenho - Espectro elástico vs Espectro de capacidade - ATC-40 (3)



A afirmação anterior pode ser comprovada calculando a demanda sísmica usando o método do Espectro de Capacidade definido na norma ATC-40 [3]. Esse método visa estimar o deslocamento máximo exigido nos modelos, chamado de Ponto de Desempenho, o qual é obtido pela interseção da curva de capacidade no formato ADRS (*Acceleration Displacement Respose Spectrum*) e do espectro de resposta elástico. A curva de capacidade no formato ADRS é chamada de espectro de capacidade, o qual é obtida a partir da curva de capacidade bilinear na qual é possível observar a aceleração da estrutura em função do deslocamento espectral lateral. Para essa conversão, cada ponto da curva de capacidade bilinear (V, δ) são transformadas em coordenadas espectrais (S_D, S_A) mediante equações definidas na ATC-40 [3]. Os resultados obtidos são apresentados na Figura [15].

Se o espectro de resposta elástico intersecta na faixa linear do espectro de capacidade, esse ponto é chamado o Ponto de Desempenho da estrutura e representa a resposta máxima de deslocamento da estrutura submetida à ação considerada. Da Figura [14] pode-se dizer que o deslocamento máximo de cada modelo não ultrapassou o seu respectivo deslocamento de escoamento (tabela [3]), por conseguinte, os modelos analisados trabalham no regime elástico. Como era o esperado, à medida que o modelo se torna irregular, o ponto de desempenho fica próximo do ponto de escoamento, como qual pode ser dizer que a recomendação é de trabalhar, sempre que possível, com estruturas simétricas, pois tendem a distribuir uniformemente os esforços, diminuindo a probabilidade de dano nos elementos estruturais, além de reduzir os efeitos de torção.

4. Conclusões

A concepção da estrutura de um edifício consiste no estabelecimento de uma combinação adequada dos diversos elementos estruturais existentes e na definição das ações a serem consideradas, com o objetivo de atender simultaneamente os requisitos de segurança, durabilidade, estética, funcionalidade, entre outros que as construções devem apresentar. Essa boa concepção define a qualidade estrutural de um imóvel que é determinante para sua resistência frente aos terremotos. Muitas vezes terremotos pequenos ou moderados provocam perdas severas se ocorrerem numa região cujas construções, não foram projetadas com as devidas considerações de cálculo.

A partir da análise do comportamento sísmico de uma estrutura simétrica e outros apresentando assimetrias ou irregularidades foi verificado que a capacidade da estrutura para resistir cargas laterais nos modelos com irregularidades é menor em relação ao modelo simétrico ou de referência. Mesmo a estrutura sendo irregular, verificou-se que ela pode trabalhar no regime elástico, o qual se consegue por meio detalhamento adequado, o que garante que o mecanismo de dissipação de energia funcione adequadamente. Neste caso, a capacidade da estrutura dependerá da plasticidade de seus elementos para não colapsar. Deve-se prestar atenção nos detalhes que gerem uma boa redundância estrutural, isto quer dizer, aumentar o número de ligações superabundantes para equilibrar as cargas aplicadas e dissipar a energia gerada pelos abalos sísmicos.

Caso não seja possível a dissipação através da plasticidade dos componentes estruturais, torna-se necessário o uso de dispositivos externos que auxiliem nessa labor.

5. Referências bibliográficas

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas resistentes a sismos – Procedimento, NBR 15421:2006. Rio de Janeiro, Brasil, 2006.
- [2] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. NHERP. Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA 356), Washington, D.C, U.S.A, 518p, 2000.
- [3] SEISMIC EVALUATION AND RETROFIT OF CONCRETE BUILDINGS. Applied Technology Council (ATC-40), Redwood City, California, U.S.A, 1996.
- [4] ETABS. Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems - Nonlinear v9.7.2, Computers and Structures, Inc., California, U.S.A, 2010.
- [5] SANTOS, S.H.C., SOUZA LIMA, S., SILVA, F.C.M. Risco sísmico na região Nordeste do Brasil. In: Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, Vol. 3, No. 3, p. 374-389, Brasil, 2010.
- [6] SANTOS, S. H. C.; LIMA, S. S. and ARAI, A., Comparative study of seismic standards in south american countries. 35th International Symposium on Bridge and Structural Engineering, London, 2011.
- [7] MIRANDA P. S. T. Avaliação da vulnerabilidade sísmica na realidade predial brasileira. Dissertação de mestrado – Universidade Federal do Ceará, Brasil, 2012.
- [8] PARISENTI, R. Estudo de análise dinâmica e métodos da NBR-15421 para o projeto de edifícios submetidos a sismos. Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, 2011.
- [9] CHINTANAPAKDEE, C. AND CHOPRA, A.K. Seismic response of vertically irregular frames: response history and modal pushover analyses. International Journal of Structural Engineering © ASCE, 1777-1785, 2004.
- [10] GALÍNDEZ, N. Desempeño de pórticos de acero resistentes a momento diseñados de acuerdo con la NSR-98. Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, Universidad del Valle, Cali, Colombia, 2005.
- [11] MICHALIS, F., DIMITRIOS, V. AND MANOLIS, P (2006). Evaluation of the influence of vertical irregularities on the seismic performance of a nine-story steel frame. WILEY Interscience, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, No. 35:1489-1509, 2006.
- [12] PEÑA, M. A. M. Análisis “push-over” de edificios con pórticos de acero en Bogotá. Tesis de maestría, Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España, 2010.
- [13] BOBADILLA, H., CHOPRA, A.K. Evaluation of the MPA procedure for estimating seismic demands: RC-SMRF buildings. The 14th World Conference on Earthquake Engineering. Beijing, China, 2008.
- [14] JIANMENG, M., CHANGHAI, Z. AND LILI, X. An improved modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands of structures. Paper published in Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Vol. 7, No. 1, 25-31, 2008.
- [15] LE-TRUNG, K., LEE, K., LEE, J. AND LEE, H. Evaluation of seismic behavior of steel special moment frame buildings with vertical irregularities. Paper published online Wiley Online Library, 215-232, 2010.

- [16] İNAN, T. AND KORKMAZ, K. Evaluation of structural irregularities based on architectural design consideration in turkey. Paper published in Structural Survey, Emerald Group Publishing Limited, Vol.29, No. 4, 303-319, 2011.
- [17] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, NBR 6118:2007. Rio de Janeiro, Brasil, 2007.
- [18] ALVES, P. C. (2009). Cartografia geotécnica para obras subterrâneas: condições de construções de garagens subterrâneas e metrô no plano piloto de Brasília. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM 178/09, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 168 p.
- [19] CHOPRA, A.K. Dynamics of Structure, Vol. 1. Earthquake Engineering Research Institute, University of California, Berkeley, U.S.A, 1995.
- [20] MANDER, J. B.; PRIESTLEY, M. J. N. Theoretical stress-strain model for confined concrete. Journal of Structural Engineering, v.114, nº 8, p. 1804-1826, 1988.
- [21] FALCONI, R. A. Verificación del desempeño en el diseño sismo resistente. In: Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil, Vol. 2, No. 1, p. 41-54. Puerto Rico, 2002.
- [22] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. NHERP. Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. (FEMA 440), Washington, D.C, U.S.A, 392p, 2005.
- [23] GUERRA, C.J; QUINTANA, M.M. Desempeño sísmico de un edificio aporticado de 5 pisos diseñado con el reglamento nacional de edificaciones pero aceptando una deriva máxima de 1%. Trabajo para optar el título de ingeniero civil, Pontificia Universidad Católica Del Perú, Lima, Perú, 2012.