

Statistical analysis of the second order effects variation with the stories height of reinforced concrete buildings

Análise estatística da variação dos efeitos de segunda ordem com a altura dos pavimentos nos edifícios de concreto armado

D. M. OLIVEIRA ^a
danielle@demc.ufmg.br

N. A. SILVA ^b
ney@dees.ufmg.br

C. C. RIBEIRO ^a
ccrstar@demc.ufmg.br

S. E. C. RIBEIRO ^a
sidnea@ufmg.br

Abstract

In this paper the simplified method to evaluate final efforts using γ_z coefficient is studied considering the variation of the second order effects with the height of the buildings. With this purpose, several reinforced concrete buildings of medium height are analyzed in first and second order using ANSYS software. Initially, it was checked that the γ_z coefficient should be used as magnifier of first order moments to evaluate final second order moments. Therefore, the study is developed considering the relation (final second order moments/ first order moments), calculated for each story of the structures. This moments relation is called magnifier of first order moments, " γ ", and, in the ideal situation, it must coincide with the γ_z value. However, it is observed that the reason γ / γ_z varies with the height of the buildings. Furthermore, using an statistical analysis, it was checked that γ / γ_z relation is generally lower than 1,05 and varies significantly in accordance with the considered building and with the presence or not of symmetry in the structure.

Keywords: reinforced concrete, second order effects, γ_z coefficient.

Resumo

Neste trabalho o processo simplificado de obtenção dos esforços finais utilizando o coeficiente γ_z é estudado levando-se em conta a variação dos efeitos de segunda ordem ao longo da altura dos edifícios. Com este objetivo, diversos edifícios de médio porte em concreto armado são processados em primeira e segunda ordem utilizando o programa ANSYS. Inicialmente, mostra-se que o coeficiente γ_z deve ser utilizado como majorador dos momentos de primeira ordem para a obtenção dos momentos finais. Assim, o estudo é conduzido considerando a relação entre os momentos obtidos pela análise em segunda e em primeira ordem, calculada para cada pavimento das estruturas. Esta relação entre os momentos é denominada de majorador dos momentos de primeira ordem, " γ ", e, na situação ideal, deve coincidir com o valor de γ_z . Entretanto, observa-se que a razão γ / γ_z varia ao longo da altura dos edifícios. Além disso, mostra-se, por meio de uma análise estatística, que a relação γ / γ_z apresenta-se geralmente inferior a 1,05 e varia significativamente de acordo com o edifício considerado e a presença ou não de simetria na estrutura.

Palavras-chave: concreto armado, efeitos de segunda ordem, coeficiente γ_z .

^a Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia, Dept^o de Engenharia de Materiais e Construção, Belo Horizonte, MG, Brasil;
^b Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia, Dept^o de Engenharia de Estruturas, Belo Horizonte, MG, Brasil.

1. Introdução

O intenso processo de verticalização das construções e a evolução tecnológica na área de engenharia e de sistemas computacionais nos últimos anos têm levado a edifícios cada vez mais esbeltos. Nestes casos, a ação do vento pode produzir efeitos significativos, gerando esforços adicionais quando são aplicadas simultaneamente as demais ações atuantes na estrutura, a qual, portanto, deve ser projetada levando-se em conta a avaliação da estabilidade global. Em estruturas de concreto armado, esta avaliação pode ser realizada com o auxílio do parâmetro de instabilidade α e do coeficiente γ_z , apresentados na NBR 6118:2014 [1]. O parâmetro de instabilidade α constitui uma medida da deslocabilidade horizontal da estrutura, avaliando sua sensibilidade aos efeitos de segunda ordem. Acima de um determinado limite de α , a estrutura é classificada como de nós móveis, tornando necessária a consideração dos esforços adicionais que surgem na configuração deformada. Analogamente ao parâmetro de instabilidade α , o coeficiente γ_z pode ser utilizado para classificar as estruturas (nós fixos ou móveis). Porém o coeficiente γ_z vai além do parâmetro de instabilidade α , uma vez que ele também pode ser utilizado para avaliar os esforços finais, que incluem os de segunda ordem, desde que seu valor não ultrapasse um determinado limite.

Porém, como o coeficiente γ_z apresenta um valor único para toda a estrutura, a sua utilização pode resultar em esforços finais subestimados em alguns pavimentos, e superestimados em outros. Isto porque os efeitos de segunda ordem sofrem variações ao longo da altura do edifício, como constatado em diversos estudos (Carmo [2], Lima & Guarda [3] e Oliveira [4]).

Dentro deste contexto, busca-se neste trabalho avaliar o processo simplificado de obtenção dos esforços finais utilizando o coeficiente γ_z levando-se em conta a variação dos efeitos de segunda ordem ao longo da altura dos edifícios. Com este objetivo, será realizada uma análise estatística dos resultados obtidos por Oliveira et al. [5], que analisaram em primeira e segunda ordem diversos edifícios de médio porte em concreto armado utilizando o “software” ANSYS [6].

2. Efeitos de segunda ordem e classificação das estruturas

A NBR 6118:2014 [1] distingue os seguintes efeitos de segunda ordem:

- efeitos globais: esforços de segunda ordem introduzidos pelos deslocamentos horizontais dos nós da estrutura, quando sujeita a ações verticais e horizontais;
- efeitos locais: surgem nas barras da estrutura, como um lance de pilar, quando os respectivos eixos deixam de ser retilíneos;
- efeitos localizados: surgem em pilares parede (simples ou compostos), em regiões com não retilineidade maior do que a do eixo do pilar como um todo.

Ainda de acordo com a NBR 6118:2014 [1], a estrutura pode ser classificada como de nós fixos se os efeitos globais de segunda ordem forem inferiores a 10% dos respectivos esforços de primeira ordem, podendo ser desprezados. Caso contrário (efeitos globais de segunda ordem superiores a 10% dos de primeira ordem) a estrutura é classificada como de nós móveis.

Vale ressaltar que a não consideração dos efeitos globais de segunda ordem não implica na não consideração dos efeitos locais e localizados, já que a estabilidade global não garante a estabilidade local, e vice-versa. Sendo assim, tanto nas estruturas de nós fixos quanto nas estruturas de nós móveis, é obrigatório levar em conta os efeitos locais e localizados de segunda ordem. Neste trabalho, como o estudo relaciona-se apenas aos efeitos globais de segunda ordem, eles serão denominados simplesmente de efeitos de segunda ordem.

Portanto, considerando os momentos fletores, por exemplo, uma estrutura será classificada como de nós fixos se:

$$M_{2d} \leq 1,1M_{1d} \quad (1)$$

sendo que:

- M_{2d} é o momento de cálculo total, que inclui os efeitos de segunda ordem;

- M_{1d} é o momento de cálculo de primeira ordem.

No entanto, não é esta a verificação que é feita na prática. Isto porque seria necessário realizar uma análise de segunda ordem, que muitas vezes só é desejável para estruturas de nós móveis.

Dessa forma, é extremamente útil que se encontrem processos que permitam, apenas com os resultados da análise de primeira ordem, classificar as estruturas. Assim, o projetista estará apto a escolher, no caso de uma estrutura de nós móveis, entre enrijecê-la e torná-la de nós fixos ou realmente realizar a análise de segunda ordem.

Diferentes parâmetros já foram propostos, alguns determinados a partir de cargas críticas, outros em função da rigidez dos pavimentos. Entre eles, merece destaque o coeficiente γ_z , apresentado por Franco & Vasconcelos [7].

3. Coeficiente γ_z

Realizando-se uma análise linear para as ações horizontais e verticais, podem ser calculados o momento de primeira ordem M_1 em relação à base da estrutura, bem como os deslocamentos horizontais de seus nós. Estes deslocamentos, combinados com as forças verticais, provocam o aparecimento de acréscimos de momentos ΔM_2 , acarretando novos deslocamentos. Este processo ocorre sucessivamente ao longo de várias etapas, ou iterações, gerando acréscimos de momentos cada vez menores. Se a estrutura for estável, estes acréscimos diminuem até se tomarem praticamente nulos. Com os diversos acréscimos de momentos, determina-se o momento final M_2 , que inclui o de segunda ordem:

$$M_2 = M_1 + \Delta M_2 + \Delta M_3 + \dots + \Delta M_j \quad (2)$$

sendo j o número de iterações.

Admitindo-se que os momentos $M_1, \Delta M_2, \Delta M_3, \dots, \Delta M_j$ constituam uma progressão geométrica, a razão é dada por:

$$r = \frac{\Delta M_2}{M_1} = \frac{\Delta M_3}{\Delta M_2} = \dots = \frac{\Delta M_j}{\Delta M_{j-1}} < 1 \quad (3)$$

e pode-se escrever:

$$M_2 = (1 + r + r^2 + r^3 + \dots + r^{j-1}) M_1 \quad (4)$$

Quando j tende ao infinito, a equação (4) fica:

$$M_2 = \frac{1}{1-r} \cdot M_1 \quad \text{ou} \quad M_2 = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_2}{M_1}} \cdot M_1 \quad (5)$$

Denominando-se γ_z o fator que majora o momento de primeira ordem, e utilizando-se valores de cálculo, obtém-se:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_d}{M_{1d}}} \quad (6)$$

O coeficiente γ_z pode, então, ser calculado a partir de uma análise linear, determinando-se o momento de primeira ordem M_{1d} e o acréscimo de momentos ΔM_d . A NBR 6118:2014 [1] acrescenta que a análise linear de primeira ordem deve ser realizada reduzindo-se a rigidez dos elementos estruturais (para considerar a não-linearidade física de forma aproximada) e que o coeficiente γ_z é válido para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares. Segundo França [8] apud Bueno [9], esta limitação do número de pavimentos relaciona-se à carência de estudos sobre a consideração aproximada da não-linearidade para estruturas reticuladas baixas, pois isto têm influência direta nos valores de deslocamentos que irão gerar os efeitos adicionais na estrutura. Quanto mais estes valores se aproximarem dos deslocamentos reais, melhor será a previsão da ampliação de esforços gerada.

De acordo com a NBR 6118:2014 [1], para cada combinação de carregamento, o valor de γ_z pode ser obtido pela equação:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (7)$$

sendo:

- $M_{1,tot,d}$: momento de tombamento, ou seja, soma dos momentos de todas as forças horizontais, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura.

- $\Delta M_{tot,d}$: soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação.

Lembrando-se que os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados desde que não representem acréscimo superior a 10% dos respectivos esforços de primeira ordem, uma estrutura poderá ser classificada como de nós fixos se seu $\gamma_z \leq 1,1$.

É importante mencionar que, obviamente, quanto menor é o valor do coeficiente γ_z , mais rígida é a estrutura, o que é facilmente constatado pela análise da equação [7]. Se os deslocamentos horizontais da estrutura forem bastante

grandes, de forma que o acréscimo de momentos $\Delta M_{tot,d}$ se torne aproximadamente igual ao momento $M_{1,tot,d}$ ou seja, $\Delta M_{tot,d} / M_{1,tot,d} \cong 1$, o coeficiente γ_z tenderá ao infinito. Este seria o caso de uma estrutura infinitamente flexível. Por outro lado, para uma estrutura infinitamente rígida, isto é, que não se deslocasse sob a ação do carregamento, a parcela $\Delta M_{tot,d}$ seria nula, e, conseqüentemente, o coeficiente γ_z seria igual a 1.

Lacerda et al. [10] realizaram um estudo sobre a estabilidade global determinando o parâmetro de instabilidade α e o coeficiente γ_z para um edifício de concreto armado, analisado com e sem núcleo rígido em sua região central. A partir das avaliações realizadas os autores constataram que a utilização de núcleos-rígidos influencia significativamente a estabilidade global das estruturas, principalmente em edifícios altos. Além disso, como o núcleo rígido permite a redução das seções transversais dos demais elementos estruturais constituintes da edificação, ele também poderia ser utilizado em edifícios menos esbeltos.

Freitas [11] acrescenta, em seu estudo sobre avaliação da estabilidade global de edifícios com e sem elementos de contraventamento, que, além do núcleo rígido, outras soluções também contribuem para a rigidez da estrutura, como pórticos formados por vigas e pilares e sistema de paredes de concreto.

Freitas et al. [12] calcularam os valores de α e γ_z por meio da simulação de um edifício no "software" de modelagem estrutural CAD/TQS. Foram adotadas duas soluções estruturais: uma sem pilar parede e outra com pilar parede. Os valores de γ_z obtidos para os modelos calculados sem pilar parede se apresentaram superiores aos dos modelos com pilar parede. Além disso, a variação de tensões nos pilares dos modelos com pilar parede produziu pequena diferença entre os resultados de γ_z obtidos. Para os modelos sem pilar parede, a variação da tensão nos pilares alterou significativamente os valores de γ_z . Finalmente, os autores concluíram que a variação da tensão dos pilares não é o fator decisivo na obtenção de valores de γ_z aceitáveis, e sim a presença de elementos que colaborem com aumento da rigidez a flexão. No estudo optou-se pelo uso de pilares parede, porém os autores ressaltam que podem também ser utilizados vigas com rigidez elevada, paredes estruturais em concreto armado e aumento da seção dos pilares na direção de menor rigidez da estrutura.

Passos et al. [13] estudaram a estabilidade global de edificações esbeltas compostas por lajes planas, com ordem de esbelteza de um para seis, por meio da modelagem de uma edificação com lajes protendidas não-aderentes e lajes nervuradas. Entre os fatores que possibilitaram reduções no coeficiente γ_z , estão: o aumento da espessura das lajes protendidas e o aumento da capa das lajes nervuradas, a redução do pé direito entre os pavimentos nos modelos e a aplicação de um valor maior do coeficiente que considera a não linearidade física nas lajes protendidas. Conclusões semelhantes foram obtidas por Feitosa & Alves [14], que observaram que o aumento da espessura das lajes protendidas contribui significativamente para a estabilidade global da edificação. Sendo a edificação desprovida de vigas, a consideração das lajes como elemento resistente aos esforços horizontais torna-se ainda mais relevante. Vale ressaltar que o coeficiente γ_z não é utilizado apenas para avaliar a estabilidade global da estrutura, classificando-a como de nós fixos ou móveis. Ele também pode ser empregado para estimar os esforços finais, que incluem os de segunda ordem, desde que

seu valor não ultrapasse um determinado limite. Segundo a NBR 6118:2014 [1], os esforços finais, que incluem os de segunda ordem, podem ser avaliados a partir da majoração adicional dos esforços horizontais da combinação de carregamento considerada por $0,95\gamma_z$, desde que γ_z não ultrapasse 1,3. Porém, de acordo com o Projeto de Revisão da NBR 6118:2000 [15], os valores finais dos esforços poderiam ser obtidos multiplicando-se os momentos de primeira ordem por $0,95\gamma_z$, também com a condição de que $\gamma_z \leq 1,3$. Nota-se então que o γ_z , antes majorador dos momentos de primeira ordem, passou a ser o coeficiente majorador das ações horizontais.

Segundo Moncayo [16], a utilização de γ_z como majorador de esforços para a obtenção dos esforços de segunda ordem gera resultados muito melhores que o emprego de $0,95 \gamma_z$.

Franco & Vasconcelos [7] consideram que pode-se obter uma boa estimativa dos resultados da análise de segunda ordem utilizando γ_z como majorador dos momentos de primeira ordem.

Neste trabalho inicialmente será realizada uma avaliação da eficiência do coeficiente γ_z como majorador dos esforços de primeira ordem (não só dos momentos fletores, mas também das forças normais e cortantes) e como majorador das ações horizontais, para a obtenção dos esforços finais, que incluem os de segunda ordem. Em seguida, o processo de majoração considerado mais eficiente será estudado levando-se em conta a variação dos efeitos de segunda ordem ao longo da altura dos edifícios, por meio de uma análise estatística dos resultados obtidos.

4. Medidas e testes estatísticos

A coleta de dados representa apenas a etapa inicial de uma análise estatística, a qual busca transformá-los em um conjunto de medidas significativo, validando a pesquisa científica.

Diversas medidas podem ser usadas para descrever um conjunto de dados, entre elas: média e mediana (medidas de tendência central); desvio padrão, coeficiente de variação, mínimo e máximo (medidas de variabilidade).

Apresentações gráficas, como histogramas e gráficos do tipo *box-plot*, são úteis para aumentar a legibilidade dos dados. Histogramas são utilizados para exibir medidas contínuas, principalmente em termos de intervalo. *Boxplots* (diagramas de caixa) exibem simultaneamente uma série de aspectos a respeito da distribuição, como média, mediana, mínimo e máximo.

Vale ressaltar que, segundo Levin et al. [17], a abordagem descritiva não constitui a principal meta da tomada de decisão, estando a maior parte dos pesquisadores atentos aos testes de hipóteses, as quais geralmente estão relacionadas a diferenças entre grupos. Para a comparação de três ou mais grupos pode ser empregado o teste de Kruskal-Wallis. Assim, inicialmente, devem ser definidas duas hipóteses, as denominadas hipóteses nula e alternativa. A hipótese nula (H_0) estabelece que os diversos grupos não diferem significativamente enquanto que, segundo a hipótese alternativa (H_1), existem diferenças significativas entre alguns ou todos os grupos.

O teste de Kruskal-Wallis envolve a determinação de uma estatística, H , que deve ser comparada com um valor crítico tabelado. Com base nesta comparação, pode-se decidir entre rejeitar ou não a hipótese nula.

A estatística H pode ser calculada como:

$$H = \frac{12}{N(N+1)} \sum_{i=1}^a \frac{R_{iT}^2}{n_i} - 3(N+1) \quad (8)$$

onde:

- N é o número total de observações;
- a é o número de amostras;
- n_i representa o número de observações da amostra i ;
- R_{iT} é o total dos postos da amostra i . Para o cálculo de R_{iT} , deve-se ordenar todas as N observações, da menor para a maior, e atribuir à menor observação o posto 1, à próxima menor o posto 2, e assim sucessivamente, até que seja atribuído à maior observa-

Tabela 1

Características principais dos edifícios analisados

Edifício	Nº de pavimentos	Pé-direito (m)	Nº de lajes	Nº de vigas	Nº de pilares	f_{ck} (MPa)
I	16	2,90	8	8	15	20
II	18	2,55	11	21	16	30
III	20	2,75	9	10	15	45
IV	30	2,85	4	6	9	20
V	22	2,75	11	20	22	65
VI	15	2,90	9	8	16	25
VII	18	2,88	10	11	16	25
VIII	18	2,70	17	31	28	25
IX	20	2,56	12	27	14	30
X	20	2,90	6	9	12	25

ção o posto N . Finalmente, o valor de R_{iT} é então obtido somando-se os postos relativos à amostra i .

A hipótese nula deverá ser rejeitada se:

$$H \geq \chi_{\alpha, a-1}^2 \quad (9)$$

sendo $\chi_{\alpha, a-1}^2$ o valor crítico tabelado (podendo ser encontrado, por exemplo, em Werkema & Aguiar [18]), correspondente à um determinado nível de significância α e com $a-1$ graus de liberdade. O nível de significância α representa a probabilidade de rejeitar a hipótese nula quando ela for verdadeira. Portanto, quanto menor for o valor de α , maior será a confiança na decisão de rejeitar H_0 . Convencionalmente adota-se $\alpha = 0,05$, o que significa que há uma probabilidade de rejeitar erroneamente H_0 igual a 5%. Vale mencionar que, em diversas situações, torna-se conveniente realizar um teste de hipóteses por meio da comparação entre o nível de significância α e o denominado valor p , que indica o “peso” da evidência contra H_0 . Se p for pequeno, existe uma forte evidência para se rejeitar a hipótese nula. De forma geral, pode-se escrever:

- $p < \alpha \Rightarrow$ rejeita-se H_0 ;

- $p \geq \alpha \Rightarrow$ não rejeita-se H_0 .

O valor p pode ser obtido através de tabelas, ou, nos casos mais complexos, utilizando programas estatísticos. Maiores detalhes relativos à obtenção de p podem ser encontrados em Montgomery

& Runger [19].

Para comparar pares de grupos pode ser usado o teste de Mann-Whitney. Este teste, analogamente ao teste de Kruskal-Wallis, baseia-se na definição de duas hipóteses e na comparação de uma estatística calculada com um valor crítico tabelado. Assim, a hipótese nula (H_0) estabelece que não existem diferenças significativas entre os dois grupos enquanto que, segundo a hipótese alternativa (H_1), os grupos diferem significativamente.

No caso de amostras com tamanhos superiores a oito, a hipótese nula será rejeitada se:

$$|z_0| > z_{\alpha/2} \quad (10)$$

sendo z_0 a estatística a ser comparada com o valor crítico tabelado $z_{\alpha/2}$, encontrado em Werkema et al. [20] e Montgomery & Runger [19], entre outros.

Pode-se calcular z_0 por meio da seguinte expressão:

$$z_0 = \frac{w_1 - \mu_{w1}}{\sigma_{w1}} \quad (11)$$

onde:

- w_1 é a soma dos postos na amostra menor;

Tabela 2

Valores dos coeficientes γ_z e classificação das estruturas

Edifício	Direção	γ_z	Classificação
I	X	1,19	Estrutura de nós móveis
	Y	1,14	Estrutura de nós móveis
II	X	1,32	Estrutura de nós móveis
	Y	1,16	Estrutura de nós móveis
III	X	1,06	Estrutura de nós fixos
	Y	1,32	Estrutura de nós móveis
IV	X = Y	1,30	Estrutura de nós móveis
V	X	1,17	Estrutura de nós móveis
	Y	1,28	Estrutura de nós móveis
VI	X = Y	1,21	Estrutura de nós móveis
VII	X	1,27	Estrutura de nós móveis
	Y	1,14	Estrutura de nós móveis
VIII	X	1,30	Estrutura de nós móveis
	Y	1,22	Estrutura de nós móveis
IX	X	1,31	Estrutura de nós móveis
	Y	1,29	Estrutura de nós móveis
X	X	1,30	Estrutura de nós móveis
	Y	1,22	Estrutura de nós móveis

- μ_{w1} é a média da distribuição de w_r , dada por:

$$\mu_{w1} = \frac{n_1(n_1 + n_2 + 1)}{2} \quad (12)$$

sendo n_1 e n_2 os números de observações das amostras menor e maior, respectivamente;

- σ_{w1} é o desvio padrão da distribuição de w_r , definido como:

$$\sigma_{w1} = \sqrt{\frac{n_1 n_2 (n_1 + n_2 + 1)}{12}} \quad (13)$$

5. Aplicações numéricas

Para conduzir o estudo, serão analisados os resultados obtidos por Oliveira et al. [5], complementando-os. Os referidos autores processaram em primeira e segunda ordem, utilizando o “software” ANSYS [6], dez edifícios de médio porte em concreto armado, cujas principais características encontram-se na tabela [1]. Foram utilizados modelos tridimensionais, representando os pilares e vi-

gas por meio do elemento de barra “beam 4”, que apresenta seis graus de liberdade em cada nó: três translações e três rotações, nas direções X, Y e Z.

Como descrito por Oliveira et al. [5], os edifícios foram processados considerando ambas as ações verticais (compostas pelas cargas permanentes e pela carga acidental ou sobrecarga) e horizontais (correspondentes à ação do vento, nas direções paralelas aos eixos X e Y). Os coeficientes aplicados às ações foram definidos a partir da combinação última normal que considera o vento como a ação variável principal, sendo determinados conforme a NBR 6118:2014 [1]. O processamento das estruturas em segunda ordem foi realizado por meio de uma análise não linear geométrica, considerando a não-linearidade física de forma simplificada através da redução de rigidez dos elementos estruturais (foram adotados os valores iguais a $0,8 I_c$ para os pilares e $0,4 I_c$ para as vigas, sendo I_c o momento de inércia da seção bruta de concreto).

5.1 Valores obtidos para o coeficiente γ_z

Inicialmente, com os resultados da análise em primeira ordem, foram calculados os coeficientes γ_z para todos os edifícios, nas direções X e Y. A tabela [2] apresenta os valores obtidos, juntamente com a classificação das estruturas, em ambas as direções.

Tabela 3

Coefficientes γ_z e valores médios da relação (esforço em segunda ordem/ esforço em primeira ordem)

Edifício	Direção	γ_z	Pilares		Vigas	
			Força normal	Momento fletor	Força cortante	Momento fletor
I	X	1,19	1,01	1,17	1,01	1,11
	Y	1,14	1,01	1,16	1,01	1,07
II	X	1,32	1,01	1,35	1,02	1,27
	Y	1,16	1,02	1,14	1,03	1,20
III	X	1,06	1,02	1,11	1,03	1,03
	Y	1,32	1,02	1,24	1,04	1,27
IV	X = Y	1,30	1,03	1,23	1,03	1,23
V	X	1,17	1,02	1,16	1,03	1,15
	Y	1,28	1,03	1,28	1,01	1,28
VI	X = Y	1,21	1,02	1,17	1,03	1,20
VII	X	1,27	1,02	1,24	1,04	1,24
	Y	1,14	1,03	1,12	1,04	1,15
VIII	X	1,30	1,02	1,28	1,03	1,32
	Y	1,22	1,02	1,23	1,03	1,20
IX	X	1,31	1,01	1,35	1,02	1,29
	Y	1,29	1,01	1,27	1,02	1,23
X	X	1,30	1,02	1,28	1,03	1,26
	Y	1,22	1,02	1,15	1,03	1,18

5.2 Avaliação do γ_z como coeficiente majorador dos esforços de primeira ordem (momentos fletores, forças normais e cortantes) para a obtenção dos esforços finais

A partir do processamento das estruturas em primeira e segunda ordem, para as ações verticais agindo simultaneamente com as ações horizontais, foi calculada, para todos os pavimentos dos edifícios, a relação entre os esforços obtidos pela análise em segunda ordem e em primeira ordem, nas direções X e Y.

Foram levados em conta apenas os esforços realmente relevantes no dimensionamento estrutural: momentos fletores e forças normais para os pilares; momentos fletores e forças cortantes para as vigas.

A tabela [3] apresenta os resultados médios dos pavimentos e os valores de γ_z para todos os edifícios, em ambas as direções. Assim, realizando uma análise comparativa entre os acréscimos sofridos pelos esforços de primeira ordem, quando considerados os efeitos de segunda ordem, e os acréscimos previstos pelo coeficiente γ_z , observa-se que:

- para a força normal nos pilares e a força cortante nas vigas, os acréscimos médios são muito pequenos (entre 1% e 4%), bem inferiores aos previstos pelo γ_z . Dessa forma a majoração dessas forças pelo coeficiente γ_z não se faz necessária, mesmo para altos valores deste (como ocorre, por exemplo, no caso do edifício II, na direção X);
- os acréscimos médios obtidos no caso do momento fletor nos pilares e nas vigas apresentam boa proximidade em relação ao γ_z . Para o momento fletor nos pilares, a maior diferença entre os acréscimos médios e os previstos pelo γ_z vale cerca de 6% (edifício III, direção Y), a favor da segurança. Quanto ao momento fletor nas vigas, a máxima diferença, correspondente ao acréscimo obtido para o edifício I, na direção X, é da ordem de 6,7%, também a favor da segurança. Considerando apenas os casos em que a majoração por γ_z estaria contra a segurança, observam-se diferenças máximas inferiores a 5%, para o momento nos pilares (edifício III, direção X), e a 4%, para o momento nas vigas (edifício II, direção Y).

O gráfico representado na figura [1] relaciona os coeficientes γ_z , correspondentes a todos os edifícios e em ambas as direções, com os valores médios da relação (momento em segunda ordem/momento em primeira ordem), para os pilares e vigas, respectivamente. Neste gráfico, a relação entre os momentos é denominada de majorador dos momentos de primeira ordem, uma vez que representa o valor pelo qual os momentos de primeira ordem devem ser multiplicados para que se obtenham os momentos finais, que incluem os de segunda ordem. Assim, para cada coeficiente γ_z , corresponde um determinado majorador, conforme a tabela [3] (3ª, 5ª e 7ª colunas). Quanto mais próximos estiverem os valores de γ_z e do majorador obtido, maior é a eficiência do γ_z como majorador dos momentos de primeira ordem para a determinação dos momentos finais.

Observa-se na figura [1] que, como já comentado, tanto no caso dos pilares quanto no caso das vigas, os majoradores dos momentos de primeira ordem apresentam diferenças pouco significativas (isto é, quase sempre inferiores a 5%) quando comparados ao γ_z . Isto é facilmente constatado pela proximidade dos pontos

em relação à reta denominada “ideal”, que corresponde a valores iguais para o majorador obtido e o coeficiente γ_z . Além disso, nota-se que a grande maioria dos pontos encontra-se abaixo da reta “ideal”, o que significa que o majorador obtido é inferior a γ_z , e, portanto, nestes casos, a majoração dos momentos de primeira ordem por γ_z estaria a favor da segurança. Vale ressaltar que esta majoração se mostraria contra a segurança em apenas 28% dos casos para o momento nos pilares e 17% dos casos para o momento nas vigas, como pode ser verificado pelo pequeno número de pontos situados acima da reta “ideal”.

Portanto, a princípio, a obtenção dos momentos finais (primeira ordem + segunda ordem) a partir da majoração dos momentos de primeira ordem por γ_z mostra-se satisfatória. Porém, ressalta-se que o estudo foi realizado para estruturas que apresentam valores máximos de γ_z da ordem de 1,3, ou seja, para as quais, segundo a NBR 6118:2014 [1], o processo simplificado de avaliação dos esforços finais utilizando o coeficiente γ_z ainda é válido. Além disso, foram considerados os acréscimos médios das estruturas como um todo, sem levar em conta a variação dos efeitos de segunda ordem com a altura dos pavimentos nos edifícios. Esta variação será estudada de forma detalhada no item 5.4.

5.3 Avaliação do γ_z como coeficiente majorador das ações horizontais para a obtenção dos esforços finais

Com o objetivo de avaliar o desempenho do γ_z como majorador das ações horizontais para a obtenção dos esforços finais, os edifícios foram submetidos à análises em primeira e segunda ordem, para as ações verticais agindo simultaneamente com as ações horizontais. Porém, o processamento das estruturas em primeira ordem

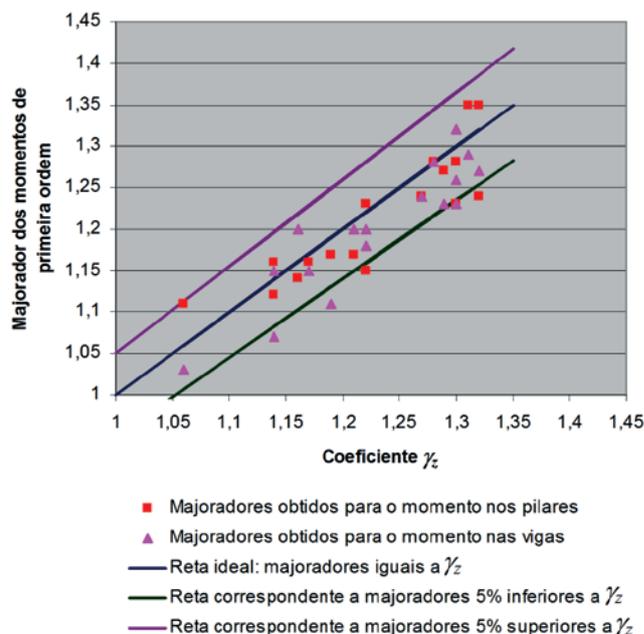


Figura 1
Relação entre os majoradores dos momentos de primeira ordem e os coeficientes γ_z

foi realizado com as ações horizontais adicionalmente majoradas por $0,95\gamma_z$. Calculou-se, então, a relação entre os esforços obtidos pela análise em segunda ordem e em primeira ordem, para todos os pavimentos dos edifícios, em ambas as direções. Os valores médios dos pavimentos estão apresentados na tabela [4].

É importante mencionar que os valores dos esforços obtidos na análise em primeira ordem deveriam, neste caso, representar os valores finais dos esforços (primeira ordem + segunda ordem), uma vez que eles foram determinados com as ações horizontais adicionalmente majoradas por $0,95\gamma_z$. Portanto, a relação entre os esforços obtidos pela análise em segunda e em primeira ordem deveria ser igual a 1,0, ou, ao menos, próxima deste valor. De fato, isto ocorre para a força normal nos pilares e para força cortante nas vigas, como pode ser observado na tabela [4]. Porém, tais relações já apresentavam valores próximos de 1,0 mesmo realizando a análise em primeira ordem sem a majoração adicional das ações horizontais por $0,95\gamma_z$, o que pode ser verificado na tabela [3]. Assim, pode-se afirmar que, para a força normal nos pilares e para força cortante nas vigas, as análises em primeira ordem realizadas com ou sem a majoração adicional das ações horizontais por $0,95\gamma_z$ fornecem praticamente os mesmos resultados.

Ainda na tabela [4], nota-se que, para os momentos fletores nos pilares e nas vigas, as relações médias entre os resultados em segunda e em primeira ordem apresentam-se, de forma geral, bem distantes de 1,0, chegando a atingir valores bastante significativos, como por exemplo, no caso do edifício IX, direção X (iguais a 1,25 e 1,28 para os pilares e vigas, respectivamente). Vale comentar que as diferenças entre os momentos obtidos nas análises em segunda e em primeira ordem ultrapassam o valor de 10%

em 94% dos casos para os pilares e em 83% dos casos para as vigas. Dessa forma, a obtenção dos momentos finais a partir da majoração adicional das ações horizontais por $0,95\gamma_z$ não conduz a bons resultados.

Finalmente, pode-se considerar que, para os edifícios estudados neste trabalho, o processo simplificado de avaliação dos esforços finais que utiliza o coeficiente γ_z como majorador dos momentos de primeira ordem (e não das ações horizontais) fornece resultados bem próximos daqueles obtidos a partir da análise em segunda ordem. Vale ressaltar que, como comentado no item 5.2, a majoração da força normal nos pilares e da força cortante nas vigas pelo coeficiente γ_z não se faz necessária, uma vez que, para estes esforços, os valores obtidos em primeira e em segunda ordem são praticamente os mesmos.

5.4 Estudo da variação dos efeitos de segunda ordem com a altura dos pavimentos nos edifícios

No presente item, o método simplificado de avaliação dos esforços finais utilizando o coeficiente γ_z é estudado levando-se em conta a variação dos efeitos de segunda ordem ao longo da altura dos edifícios. Este estudo é realizado considerando o processo de majoração que forneceu resultados mais próximos daqueles obtidos a partir da análise em segunda ordem, conforme os itens 5.2 e 5.3. Assim, o coeficiente γ_z é considerado majorador dos momentos de primeira ordem, para a determinação dos momentos finais, partindo-se do princípio que a força normal nos pilares e a força cortante nas vigas são obtidas diretamente da análise em primeira ordem.

Tabela 4

Valores médios da relação (esforço em segunda ordem/ esforço em primeira ordem obtido com as ações horizontais adicionalmente majoradas por $0,95\gamma_z$)

Edifício	Direção	Pilares		Vigas	
		Força normal	Momento fletor	Força cortante	Momento fletor
I	X	1,01	1,15	1,01	1,08
	Y	1,01	1,14	1,02	1,05
II	X	1,01	1,22	1,02	1,29
	Y	1,02	1,12	1,03	1,20
III	X	1,02	1,11	1,02	1,03
	Y	1,02	1,18	1,03	1,24
IV	X = Y	1,03	1,15	1,03	1,18
V	X	1,02	1,14	1,03	1,14
	Y	1,03	1,17	1,00	1,19
VI	X = Y	1,02	1,09	1,03	1,14
VII	X	1,02	1,14	1,04	1,20
	Y	1,03	1,11	1,04	1,13
VIII	X	1,02	1,17	1,03	1,33
	Y	1,02	1,16	1,02	1,17
IX	X	1,01	1,25	1,02	1,28
	Y	1,01	1,19	1,03	1,20
X	X	1,02	1,16	1,01	1,22
	Y	1,02	1,11	1,03	1,16

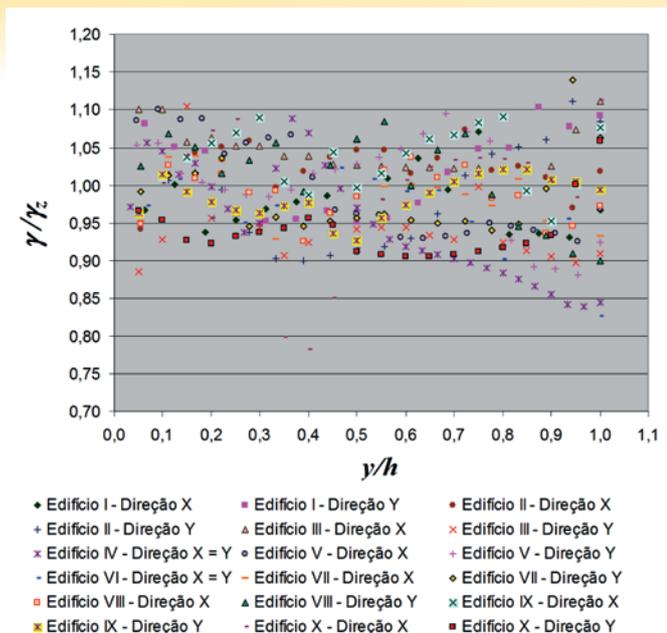


Figura 2
Variação da razão γ / γ_z ao longo da altura dos edifícios, em ambas as direções, para os pilares

O estudo a ser realizado baseia-se na comparação, para cada pavimento da estrutura, entre os acréscimos sofridos pelos momentos de primeira ordem, quando considerados os efeitos de segunda ordem, e os acréscimos previstos pelo coeficiente γ_z . Assim, considera-se a relação entre os momentos obtidos pela análise em segunda ordem e em primeira ordem (para os pilares e vigas, respectivamente), ao longo da altura de todos os edifícios, para as direções X e Y. Esta relação entre os momentos pode ser denominada de majorador dos momentos de primeira ordem, “ γ ”, uma vez que, como já comentado no item 5.2, representa o valor pelo qual os momentos de primeira ordem devem ser multiplicados para que se obtenham os momentos finais, que incluem os de segunda ordem. Na situação ideal, na qual a majoração dos momentos de primeira ordem por γ_z fornece os momentos finais com 100% de precisão, os valores de γ e γ_z devem coincidir para todos os pavimentos dos edifícios, isto é, $\gamma / \gamma_z = 1$ ao longo de toda a altura. Tendo em vista as considerações apresentadas, foram construídos os gráficos mostrados nas figuras [2] e [3], que representam a variação da razão γ / γ_z ao longo da altura de todos os edifícios, em ambas as direções, para os pilares e vigas, respectivamente. Nestes gráficos, o eixo das abscissas corresponde à relação y/h , onde y representa a altura do pavimento considerado e h é a altura total da estrutura.

Verifica-se nas figuras [2] e [3] que a maior parte dos valores de γ / γ_z parece estar situada entre, aproximadamente, 0,90 e 1,10, tanto no caso dos pilares quanto no caso das vigas. Constatase

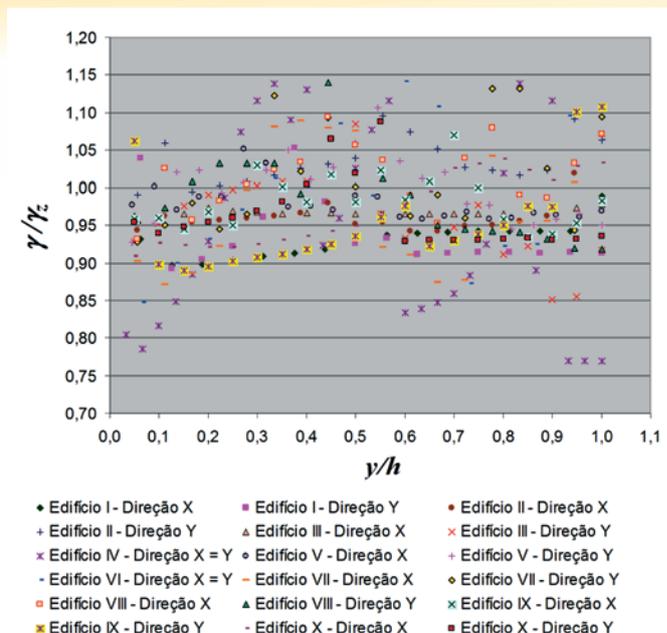


Figura 3
Variação da razão γ / γ_z ao longo da altura dos edifícios, em ambas as direções, para as vigas

também que não é possível avaliar com precisão a variação e a distribuição de γ / γ_z a partir da simples observação das figuras [2] e [3]. Assim, para uma melhor avaliação dos resultados obtidos, será realizada uma análise estatística, utilizando o “software” MINITAB [21].

5.4.1 Análise estatística

Inicialmente foram calculadas as medidas de tendência central (média e mediana) e de variabilidade (desvio padrão, coeficiente de variação, mínimo e máximo) para a variável envolvida no estudo, a relação γ / γ_z . Os resultados obtidos encontram-se na tabela [5]. Para visualizar graficamente a distribuição da variável γ / γ_z foram construídos os histogramas apresentados nas figuras [4] e [5], correspondentes aos pilares e vigas, respectivamente. Nota-se na tabela [5] que a relação γ / γ_z varia de 0,77 (ou 0,78) a 1,14, sendo a média obtida inferior a 1,0, tanto para os pilares quanto para as vigas. Verifica-se também que aproximadamente 50% dos valores de γ / γ_z são menores que 0,990 no caso dos pilares e 0,970 no caso das vigas. Além disso, pode-se considerar pequena a variabilidade de γ / γ_z , uma vez que os coeficientes de variação obtidos encontram-se entre 6% e 7%. Vale comentar que o coeficiente de variação é uma medida que expressa a variabilidade em termos relativos, comparando o desvio padrão com a média, e pode ser considerado pequeno quando não ultrapassa 30%.

Tabela 5
Medidas descritivas básicas para a variável γ / γ_z

Variável	Tamanho da amostra (n)	Média	Desvio padrão	Coefficiente de variação (%)	Mínimo	Mediana	Máximo
γ / γ_z pilares	349	0,988	0,060	6,120	0,780	0,990	1,140
γ / γ_z vigas	349	0,975	0,065	6,720	0,770	0,970	1,140

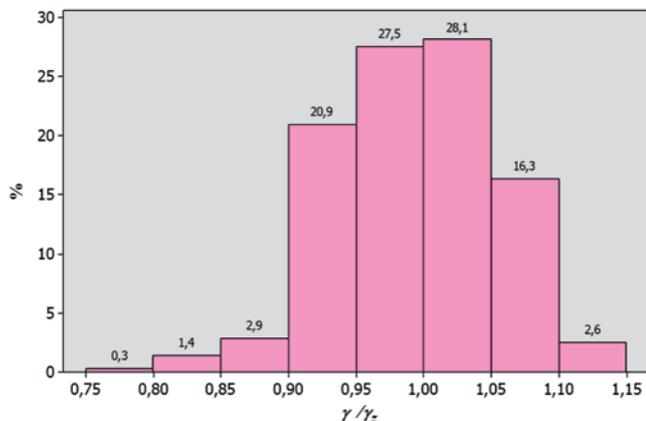


Figura 4
Histograma para a variável γ / γ_z correspondente aos pilares

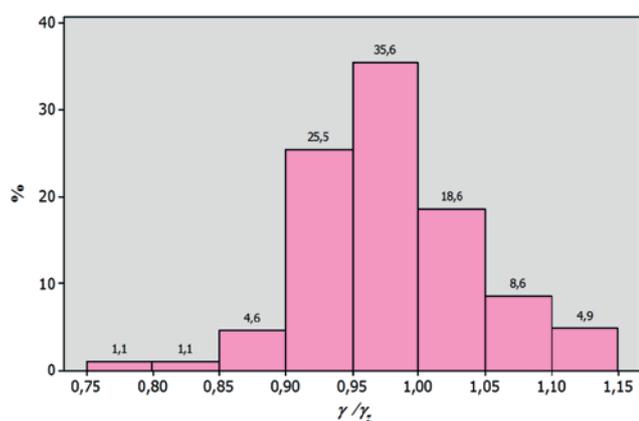


Figura 5
Histograma para a variável γ / γ_z correspondente às vigas

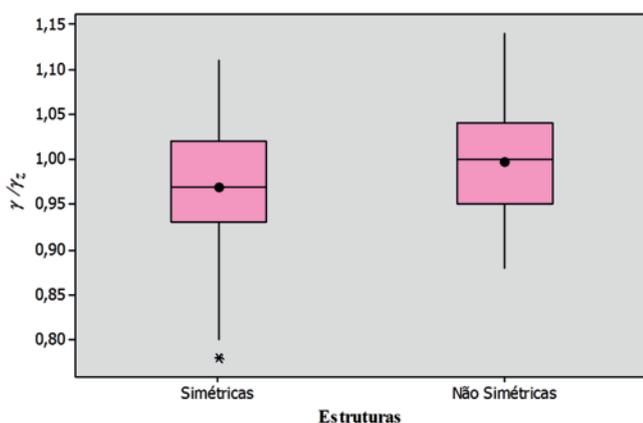


Figura 6
Boxplot para a variável γ / γ_z estratificado pela simetria das estruturas, correspondente aos pilares

Observando os histogramas das figuras [4] e [5], verifica-se que a razão γ / γ_z apresenta valor inferior a 1,05 em 81% dos casos para os pilares e em 87% dos casos para as vigas. Isto significa que, para a maior parte das situações, a majoração dos momentos em primeira ordem por γ_z forneceria um erro máximo contra a segurança inferior a 5%. Constata-se também que, no caso dos pilares, as freqüências são maiores para valores de γ / γ_z situados entre 0,95 e 1,05. Para as vigas, a freqüência é mais alta no intervalo $0,95 \leq \gamma / \gamma_z < 1,00$. Ressalta-se ainda que apenas cerca de 7% dos valores de γ / γ_z no caso dos pilares e 12% no caso das vigas encontram-se fora do intervalo $0,90 \leq \gamma / \gamma_z < 1,10$.

Buscando avaliar se a relação γ / γ_z varia significativamente de acordo com o edifício, ou se os resultados obtidos para os diversos edifícios poderiam ser considerados semelhantes, foi realizado o teste de Kruskal-Wallis. Na tabela [6] estão apresentados os resultados para os pilares e vigas. Observa-se que as estatísticas H mostram-se superiores aos valores críticos $\chi_{0,05,9}^2$ e, portanto, deve-se rejeitar a hipótese nula H_0 em favor da hipótese alternativa H_1 . Dessa forma é possível concluir que, tanto para os pilares quanto para as vigas, existem diferenças significativas no valor obtido para a relação γ / γ_z de acordo com o edifício analisado. Pode-se chegar a esta mesma conclusão notando que p é inferior ao nível de significância $\alpha = 0,05$.

É interessante também estudar a distribuição da variável γ / γ_z levando em conta a possível simetria da estrutura. Assim, as estruturas foram divididas em dois grupos: o grupo das estruturas “simétricas” (constituído apenas pelos edifícios duplamente simétricos) e o grupo das estruturas “não simétricas” (constituído pelos demais edifícios). Foram, então, construídos os *boxplots* mostrados nas figuras [6] e [7], correspondentes aos pilares e às vigas, respectivamente. Nestes gráficos, o segmento horizontal localizado no interior do retângulo representa a mediana, o círculo representa a média e os asteriscos correspondem às observações discrepantes, denominadas “outliers”.

Nota-se no *boxplot* da figura [6] que, para os pilares, a relação γ / γ_z varia entre 0,78 e 1,11, no caso das estruturas “simétricas”, e entre 0,88 e 1,14, considerando as estruturas “não simétricas”. Observa-se também que as estruturas “não simétricas” apresentam maiores média e mediana que as “simétricas” e estas, por sua vez, possuem resultados com maior variabilidade. Vale ressaltar que nos edifícios duplamente simétricos, 75% dos resultados mostram-se inferiores a 1,02; este valor aumenta para 1,04 no caso das estruturas “não simétricas”. Constata-se ainda a presença de um “outlier” para as estruturas “simétricas”, correspondente a $\gamma / \gamma_z = 0,78$.

Analisando o *boxplot* da figura [7], correspondente às vigas, observa-se que os valores obtidos para a relação γ / γ_z estão situados entre 0,77 e 1,14, para as estruturas “simétricas”, e entre 0,85 e 1,14, considerando as estruturas “não simétricas”. Verifica-se também que, como ocorre no caso dos pilares, as estruturas “simétricas” apresentam maior variabilidade, porém menores média e mediana que as “não simétricas”. Além disso, em ambos os grupos de edifícios, pelo menos 75% dos resultados mostram-se inferiores a 1,02. Vale comentar que as estruturas “não simétricas” apresentam duas observações discrepantes, correspondentes a valores de γ / γ_z iguais a 1,13 e 1,14.

Com o objetivo de verificar se existem evidências estatísticas de

que as estruturas “simétricas” sejam diferentes das estruturas “não simétricas”, em relação ao valor de γ / γ_z obtido, foi realizado o teste de Mann-Whitney. Os resultados para os pilares e vigas estão apresentados na tabela [7]. Nesta tabela, verifica-se, por meio da comparação entre os valores de $|Z_0|$ e de $Z_{0,025}$ (ou entre p e α), que a hipótese nula H_0 deve ser rejeitada em ambos os casos. Assim, pode-se afirmar que, tanto para os pilares quanto para as vigas, existem diferenças relevantes na variável γ / γ_z de acordo com o tipo de estrutura considerada (“simétricas” ou “não simétricas”), ou seja, a presença ou não de simetria influencia significativamente o valor de γ / γ_z .

6. Considerações finais

Neste trabalho o processo simplificado de avaliação dos momentos finais utilizando o coeficiente γ_z como majorador dos momentos de primeira ordem foi estudado levando-se em conta a variação dos efeitos de segunda ordem ao longo da altura dos edifícios. Para conduzir o estudo, foi definida a relação γ / γ_z , sendo “ γ ” denominado de majorador dos momentos de primeira ordem (relação entre os momentos obtidos pela análise em segunda e em primeira ordem, para os pilares e vigas, ao longo da altura dos edifícios). Observou-se que a razão γ / γ_z variou de 0,77 (ou 0,78) a 1,14, (sendo as médias e medianas obtidas inferiores a 1,0), e que cerca de 90% dos valores encontravam-se dentro do intervalo $0,90 \leq \gamma / \gamma_z < 1,10$, tanto para os pilares quanto para as vigas. Além disso, em 81% dos casos para os pilares e em 87% dos casos para as vigas a razão γ / γ_z apresentou-se inferior a 1,05, indicando que,

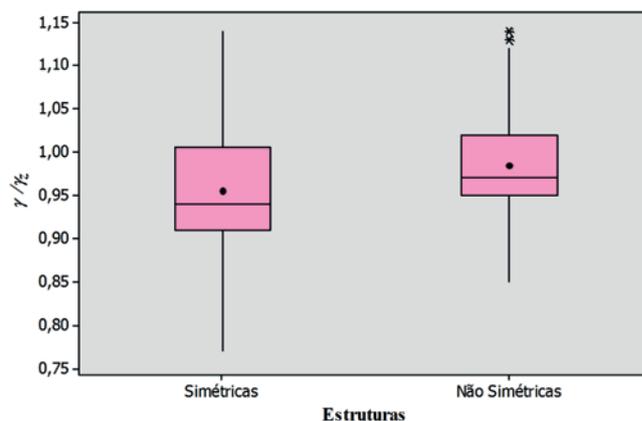


Figura 7
Boxplot para a variável γ / γ_z estratificado pela simetria das estruturas, correspondente às vigas

para a maior parte das situações, a majoração dos momentos em primeira ordem por γ_z forneceria um erro máximo contra a segurança inferior a 5%.

Foram realizados testes de hipóteses (testes de Kruskal-Wallis e Mann-Whitney) para avaliar se a relação γ / γ_z varia significativamente de acordo com o edifício e tipo de estrutura (“simétricas” ou “não simétricas”). No entanto, vale comentar que os testes de hipóteses indicam se os diversos grupos diferem ou não do ponto de vista estatístico, ou seja, se as diferenças obtidas entre as

Tabela 6

Resultados do teste de Kruskal-Wallis para os pilares e vigas (verificação de diferenças por edifícios)

Item	Pilares	Vigas
H	30,005	48,386
$\chi^2_{0,05,9}$	16,92	16,92
p	0,000	0,000
α	0,05	0,05
Conclusão	Rejeita-se H_0	Rejeita-se H_0

Tabela 7

Resultados do teste de Mann-Whitney para os pilares e vigas (verificação de diferenças por estruturas: “simétrica” x “não simétrica”)

Item	Pilares	Vigas
$ Z_0 $	3,690	4,817
$Z_{0,025}$	1,96	1,96
p	0,000	0,000
α	0,05	0,05
Conclusão	Rejeita-se H_0	Rejeita-se H_0

amostras são ou não “estatisticamente significantes”. Dessa forma, a correta interpretação dos resultados dos testes deve ser feita pelo pesquisador, com base em conhecimentos prévios e observando se a “significância estatística” realmente representa uma “significância prática”, ou, como define Montgomery & Runger [19], uma “significância de engenharia”. Tendo em vista estas considerações pode-se afirmar, a partir do estudo estatístico realizado, que:

■ existem diferenças significativas no valor obtido para a relação γ/λ_z de acordo com o edifício analisado, tanto para os pilares quanto para as vigas. Este resultado é razoável, uma vez que a segurança relacionada ao método simplificado de avaliação dos momentos finais utilizando o coeficiente γ_z será maior em edifícios “mais comportados” (isto é, que não apresentem péssimos muito discrepantes ou mudanças bruscas de inércia entre pavimentos, por exemplo), para os quais a hipótese formulada no desenvolvimento do método (de que os deslocamentos sucessivos formam uma progressão geométrica) realmente é válida. Nestes casos, portanto, a relação γ/λ_z deverá ser menor ou igual a 1. Por outro lado, para estruturas “menos comportadas” a hipótese adotada se aplica com maiores erros, e, dessa forma, o real majorador γ tende a ser maior que o valor de γ_z calculado, como explica Vasconcelos [22];

■ as estruturas “simétricas” mostraram-se diferentes das estruturas “não simétricas”, em relação ao valor de γ/λ_z obtido, tanto para os pilares quanto para as vigas. Além disso, para as estruturas “não simétricas”, os valores médios e medianos da variável γ/λ_z apresentaram-se superiores aos das “simétricas”. Estes fatos são previsíveis, pois a presença ou não de simetria influencia o comportamento das estruturas e, conseqüentemente, o valor de γ/λ_z , que, como explicado anteriormente, tende a ser menor para edifícios simétricos, ou seja, “mais comportados”.

Em suma, a constatação de que a relação γ/λ_z varia significativamente de acordo com o edifício e tipo de estrutura (“simétricas” ou “não simétricas”) mostra-se coerente, indicando que a segurança relacionada ao processo simplificado de avaliação dos momentos finais utilizando o coeficiente γ_z não é a mesma em todos os casos, mas depende de características particulares dos edifícios que promovem maior ou menor proximidade da hipótese formulada no desenvolvimento do método.

Sendo assim, sugere-se, como novas pesquisas, estudar a eficiência do coeficiente γ_z como majorador dos momentos de primeira ordem no caso de estruturas que apresentam irregularidades na geometria, como, por exemplo, mudanças de inércia e de péssimos entre os pavimentos.

7. Referências bibliográficas

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, versão corrigida, 2014.
- [2] CARMO, R.M.S. Efeitos de segunda ordem em edifícios usuais de concreto armado. São Carlos. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1995.
- [3] LIMA, J.S.; GUARDA, M.C.C. Comparação entre o parâmetro alfa e o coeficiente γ_z na análise da estabilidade global de edifícios altos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 41., Salvador. *Anais*, 1999.
- [4] OLIVEIRA, D.M. Parâmetros de instabilidade global das estruturas de concreto armado segundo a nova NBR-6118. Belo Horizonte. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, 2002.
- [5] OLIVEIRA, D.M.; SILVA, N.A.; OLIVEIRA, P.M.; RIBEIRO, C.C. Evaluation of second order moments in reinforced concrete structures using the γ_z and B_2 coefficients. *Revista Ibracon de Estruturas e Materiais*, v. 7, n. 3, p. 329-348, jun. 2014.
- [6] ANSYS Inc. Ansys Release 9.0 – Theory Reference, 2004.
- [7] FRANCO, M.; VASCONCELOS, A.C. Practical assessment of second order effects in tall buildings. In: COLOQUIUM ON THE CEB-FIP MC90, Rio de Janeiro. *Proceedings*, p.307-323, 1991.
- [8] FRANÇA, R.L.S. São Paulo, 23 out 2012. Entrevista concedida a Mônica Maria Emerenciano Bueno apud BUENO, M.M.E. Estudo de valores aproximados de rigidez equivalente para vigas e pilares para análises não-lineares globais em estruturas de concreto armado de pequeno porte. Brasília. Tese (Doutorado) – Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília, 2014.
- [9] BUENO, M.M.E. Estudo de valores aproximados de rigidez equivalente para vigas e pilares para análises não-lineares globais em estruturas de concreto armado de pequeno porte. Brasília. Tese (Doutorado) – Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília, 2014.
- [10] LACERDA, M.M.S.; FLORÊNCIO, A.C.; SILVA, W.A.; DELALIBERA, R.G. Avaliação dos critérios para análise da estabilidade global em edifícios de concreto armado: estudo de caso. *Revista Eletrônica de Engenharia Civil*, v. 9, n. 2, p. 24-37, out. 2014.
- [11] FREITAS, F.C. Avaliação da estabilidade global de edifícios com e sem elementos de contraventamento. Vitória. Dissertação (Mestrado) – Centro Tecnológico da Universidade Federal do Espírito Santo, 2015.
- [12] FREITAS, F.C.; LUCHI, L.A.R.; FERREIRA, W.G. Global stability analysis of structures and actions to control their effects. *Revista Ibracon de Estruturas e Materiais*, v. 9, n. 2, p. 192-213, abr. 2016.
- [13] PASSOS, V.M.; FEITOSA, L.A.; ALVES, E.C.; AZEVEDO, M.S. Analysis of instability of tall buildings with prestressed and waffle slabs. *Revista Ibracon de Estruturas e Materiais*, v. 9, n. 2, p. 244-262, abr. 2016.
- [14] FEITOSA, L.A.; ALVES, E.C. Study of global stability of tall buildings with prestressed slabs. *Revista Ibracon de Estruturas e Materiais*, v. 8, n. 2, p. 196-224, abr. 2015.
- [15] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de revisão da NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2000.
- [16] MONCAYO, W.J.Z. Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado. São Carlos. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2011.
- [17] LEVIN, J.; FOX, J.A.; FORDE, D.R. Estatística para ciências humanas. 11.ed. São Paulo: Pearson Education do Brasil, 2012.

- [18] WERKEMA, M.C.C.; AGUIAR, S. Otimização estatística de processos: como determinar a condição de operação de um processo que leva ao alcance de uma meta de melhoria. Belo Horizonte, Fundação Christiano Ottoni, Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais (Série Ferramentas da Qualidade, vol.9), 1996.
- [19] MONTGOMERY, D.C.; RUNGER, G.C. Estatística aplicada e probabilidade para engenheiros. Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos, 2003.
- [20] WERKEMA, M.C.C.; DRUMOND, F.B.; AGUIAR, S. Análise de variância: comparação de várias situações. Belo Horizonte, Fundação Christiano Ottoni, Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais (Série Ferramentas da Qualidade, vol.6), 1996.
- [21] MINITAB Inc. Minitab Statistical Software, Release 14 for Windows, 2003.
- [22] VASCONCELOS, A.C. Em que casos não se deve aplicar o processo simplificado do γ_z para determinação dos efeitos de 2ª ordem?. In: SIMPÓSIO DE ATUALIZAÇÃO SOBRE A NOVA NB-1, Belo Horizonte, 2002.