

COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS APROXIMADOS PARA A CONSIDERAÇÃO DOS EFEITOS GLOBAIS DE SEGUNDA ORDEM EM EDIFÍCIOS DE AÇO E DE CONCRETO

Amanda Nogueira (1); Gerson Moacyr Sisniegas Alva (2)

(1) *Graduanda, Universidade Federal de Uberlândia, Faculdade de Engenharia Civil*

(2) *Professor Doutor, Universidade Federal de Uberlândia, Faculdade de Engenharia Civil*

RESUMO

O objetivo deste trabalho é avaliar e comparar os efeitos globais de segunda ordem (efeitos P- Δ) obtidos por meio de métodos aproximados com os dados por meio de análise não-linear geométrica realizada computacionalmente, com auxílio do programa AcadFrame. Para isso foram realizadas duas simulações numéricas em edificações de múltiplos pavimentos, uma em concreto armado, outra em aço. Os métodos aproximados utilizados são os das normas de projeto de estruturas de concreto (ABNT NBR 6118:2014) e de projeto de estruturas de aço (ABNT NBR 8800:2008), os quais utilizam os coeficientes γ_z e B_2 , respectivamente. Também foram calculados os coeficientes R_{M2M1} e R_{D2D1} , que são análogos aos coeficientes γ_z e B_2 , mas que utilizam os deslocamentos horizontais das estruturas obtidos em análise de segunda ordem exata. Diante do exposto, concluiu-se que o coeficiente γ_z forneceu resultados satisfatoriamente mais próximos aos deslocamentos horizontais dados pela análise não-linear geométrica dos que os fornecidos com o coeficiente B_2 , principalmente nos andares mais próximos ao topo do edifício. Em relação aos esforços solicitantes, ambos os métodos geraram resultados satisfatórios em relação à análise não-linear geométrica.

Palavras-chave: Efeitos P- Δ , Estruturas de concreto, Estruturas de aço, Análise estrutural.

1 INTRODUÇÃO

Nos edifícios de múltiplos andares, a ocorrência de deslocamentos horizontais – quer sejam produzidos pelas ações de vento, desaprumo (imperfeições geométricas globais) ou ações sísmicas – em conjunto com a presença das cargas verticais nos andares produzem os conhecidos efeitos globais de segunda ordem (efeitos P- Δ). Tais efeitos podem gerar acréscimos relevantes nos esforços solicitantes do sistema estrutural.

Nesse contexto, é preciso avaliar os efeitos de segunda ordem e seus impactos na estrutura. Para isso, existem métodos aproximados recomendados por normas que permitem avaliá-los a partir de análises lineares. Neste trabalho serão tratados os métodos aproximados com os coeficientes γ_z e B_2 , propostos, respectivamente, pela norma de projeto de estruturas de concreto (ABNT NBR 6118:2014) e na norma de projeto de estruturas de aço (ABNT NBR 8800:2008).

Os métodos aproximados possuem vantagens decorrentes da simplicidade e por utilizar resultados de teoria de primeira ordem para estimar os efeitos de segunda ordem. Entretanto, eles possuem limitações e, nos casos em que não podem ser aplicados, deve-se recorrer a métodos mais rigorosos, realizando-se análises não-lineares geométricas. Esses são os casos em que as estruturas possuem alta deslocabilidade. O emprego de análises não-lineares que englobam as não-linearidades física e geométrica dos elementos que compõem o sistema estrutural é uma tarefa complexa. Nesse sentido, os usos de softwares desenvolvidos para realizar tais análises facilitam e agilizam as verificações da estabilidade global da estrutura.

No desenvolvimento deste trabalho, o programa AcadFrame foi utilizado para realizar a análise não-linear geométrica, com o intuito de obter resultados exatos e usá-los como valores de referência para comparar com os obtidos por meio dos métodos aproximados. Assim foi possível verificar as precisões dos resultados obtidos com os coeficientes γ_z e B_2 para os dois tipos de estruturas onde os efeitos globais de segunda ordem são pronunciados.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Acerca da verificação da estabilidade global, é importante ressaltar a diferença entre efeitos de primeira e segunda ordem. Em síntese, os efeitos de primeira ordem são aqueles provenientes da estrutura em sua posição indeformada, enquanto os de segunda ordem são oriundos da estrutura em configuração deformada.

Segundo a ABNT NBR 8800:2008, os efeitos de segunda ordem decorrentes dos deslocamentos horizontais dos nós da estrutura são classificados como efeitos globais de segunda ordem ($P-\Delta$), os quais são tratados neste trabalho, e os causados pela não-retilineidade dos elementos que compõe a estrutura são chamados efeitos locais de segunda ordem ($P-\delta$).

A estabilidade global de uma estrutura relaciona-se com a sua capacidade de absorver os efeitos provocados pela deslocabilidade de seus nós (SANTOS, 2016), ou seja, a rigidez da estrutura determina se os efeitos globais de segunda ordem podem ser desprezados ou não, de acordo com os limites normativos. Quanto mais rígida for a edificação, menores tendem a ser seus deslocamentos e a influência dos efeitos de segunda ordem nos esforços solicitantes finais.

Os deslocamentos e esforços de uma estrutura podem ser obtidos, de maneira simplificada, por meio da análise linear geométrica (A.L.G.), isto é, admite como linear a relação entre tensões e deformações e entre deformações e deslocamentos. (STRAMANDINOLI, 2007). Trata-se de um método de cálculo mais simples e prático, que leva em conta a estrutura em sua posição indeformada, portanto apenas os efeitos de primeira ordem entram em questão. Essa é uma análise que, em geral, fornece resultados confiáveis para estruturas de baixa esbeltez, as quais possuem deslocamentos pequenos. Entretanto para edificações altas ela não é suficiente para verificação e análise do conjunto estrutural, podendo provocar um dimensionamento contra a segurança da estrutura.

Em situação real, sabe-se que todas as estruturas são deslocáveis e possuem comportamento não-linear físico, em decorrência dos materiais que a compõem e das suas tensões residuais, e não-linear geométrico, devido a forças horizontais atuantes

e imperfeições geométricas intrínsecas à execução das edificações (TIENI; WUTZOW e LIBERATI, 2019).

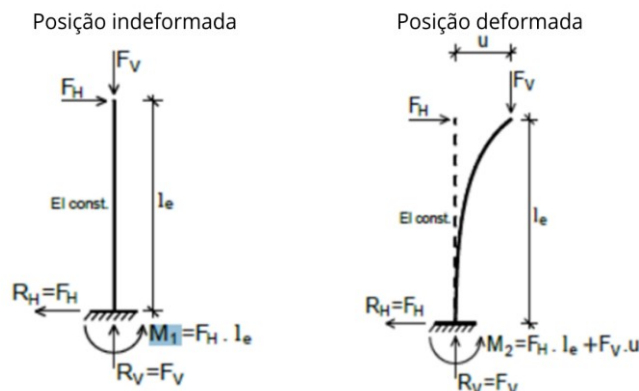
De acordo com a ABNT NBR 8800:2008, análises não-lineares devem ser realizadas sempre que os deslocamentos afetarem significativamente os esforços internos da estrutura. Essas análises podem ter como base teorias geometricamente exatas, teorias aproximadas ou adaptações a resultados de teoria de primeira ordem, sendo os resultados obtidos nos três casos denominados como de segunda ordem.

No caso da análise não-linear geométrica (A.N.L.G.), a estrutura é verificada em sua posição deformada, sendo assim, uma análise refinada que descreve adequadamente o comportamento real da estrutura ao considerar seus deslocamentos e desaprumos.

A configuração deformada da estrutura sujeita a carregamentos em ambas as direções do plano permite interação entre as forças atuantes e os deslocamentos horizontais, o que dá origem aos efeitos globais de segunda ordem ($P-\Delta$) (OLIVEIRA, SILVA, BREMER E INOUE, 2013). Tais efeitos possuem intensidades que podem ser relevantes ou não para o dimensionamento da edificação. A princípio, quanto mais alta e esbelta ela for, maior tende a ser a contribuição dos efeitos de segunda ordem nos esforços solicitantes finais.

Na análise de segunda ordem o equilíbrio da estrutura é realizado na condição deformada. Na Figura 1 tem-se um esquema representativo de um elemento estrutural em sua posição indeformada e de como é realizado o equilíbrio de esforços internos na condição deformada do mesmo.

Figura 1 – Posição indeformada e deformada com equilíbrio de esforços



Fonte: (Zumaeta - TQS (2016) apud NEVES, 2016).

Ao sofrer um deslocamento “u”, provocado pelas ações das forças horizontais, o momento na base sofre um aumento devido à parcela adicional causada pela excentricidade de “Fv”. Dessa forma, o esforço solicitante final considerando a estrutura em sua real condição de comportamento é a soma do momento de primeira ordem M_1 com o momento de segunda ordem M_2 .

Com o intuito de simplificar as análises de segunda ordem, foram criados métodos de cálculo lineares aproximados que permitem estimar os efeitos globais de segunda ordem e avaliar a necessidade ou não de considerar os efeitos da não-linearidade geométrica. Para edificações em concreto armado, a ABNT NBR 6118:2014 recomenda o método aproximado com o coeficiente γ_2 . Para estruturas de aço e estruturas mistas de aço e concreto, a ABNT NBR 8800:2008 propõe o método da amplificação dos esforços solicitantes com o coeficiente B_2 . Neste trabalho, ambos os métodos serão investigados nos dois exemplos de edificação.

2.1 Método aproximado com o coeficiente B_2

O método aproximado com o coeficiente B_2 é recomendado pela ABNT NBR 8800:2008. A mesma classifica as estruturas quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais em pequena, média e grande deslocabilidade, de acordo com os limites a seguir.

- $B_2 > 1,4$ – Estrutura de grande deslocabilidade;

- $1,1 < B_2 < 1,4$ – Estrutura de média deslocabilidade;
- $B_2 < 1,1$ – Estrutura de pequena deslocabilidade.

O método de amplificação dos esforços solicitantes executa uma análise elástica aproximada de segunda ordem, considerando os efeitos globais (P- Δ) e locais (P- δ). O método, descrito no anexo D da norma e esquematizado na Figura 2, prescreve que, em cada andar, os momentos fletores e as forças axiais solicitantes de cálculo (M_{Sd} e N_{Sd} , respectivamente) devem ser determinados pelas Equações 1 e 2.

$$M_{Sd} = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad (1)$$

$$N_{Sd} = N_{nt} + B_2 N_{lt} \quad (2)$$

Onde:

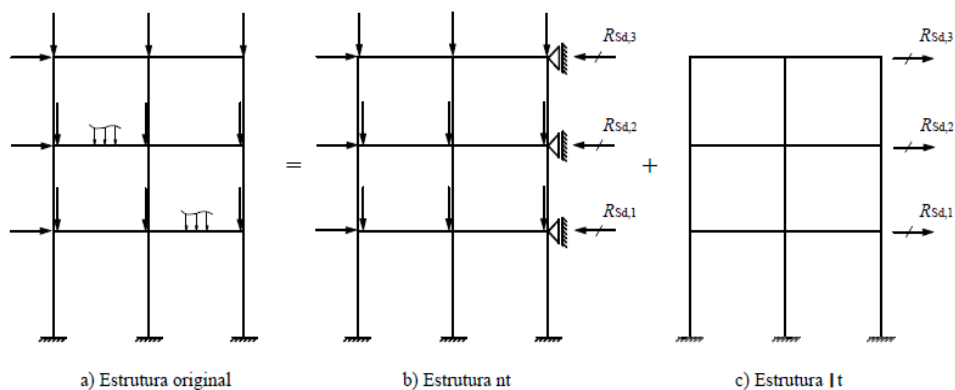
B_1 é o coeficiente que se relaciona com os efeitos locais de segunda ordem (P- δ);

B_2 é o coeficiente relacionado com os efeitos globais de segunda ordem da estrutura (P- Δ);

M_{nt} e N_{nt} são, respectivamente, momento fletor e força axial solicitantes de cálculo, obtidos por análise de 1ª ordem, com os nós da estrutura impedidos de se deslocar horizontalmente através de contenções fictícias em cada andar (estrutura nt);

M_{lt} e N_{lt} são, respectivamente, momento fletor e força axial solicitantes de cálculo, obtidos por análise de 1ª ordem, com a aplicação de forças horizontais em sentido contrário das reações das contenções fictícias aplicadas na estrutura nt (estrutura lt).

Figura 2 – Modelo de análise para o método de amplificação dos esforços



Fonte: ABNT NBR 8800 (2008).

O coeficiente B_1 é dado pela Equação 3.

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{N_{sd1}}{N_e}} \quad (3)$$

Onde:

N_e é a força axial que provoca flambagem elástica por flexão da barra no plano de atuação do momento fletor;

N_{sd1} é a força axial de compressão solicitante de cálculo na barra, em análise de primeira ordem, dada pela Equação 4.

$$N_{sd1} = N_{nt} + N_{lt} \quad (4)$$

C_m é um coeficiente que assume a Equação 5 caso não haja forças transversais entre as extremidades da barra no plano de flexão. Caso contrário, o valor dele deve ser tomado, conservadoramente, como 1,0.

$$C_m = 0,60 - 0,40 \frac{M_1}{M_2} \quad (5)$$

Onde:

M_1 / M_2 é a relação entre o menor e o maior dos momentos fletores solicitantes de cálculo na estrutura nt nas extremidades apoiadas da barra. É assumida positiva se os momentos causam curvatura reversa, caso contrário (curvatura simples) assume-se negativa.

Uma vez que este estudo teve como foco apenas os efeitos globais de segunda ordem, somente o coeficiente B_2 foi enfatizado e avaliado. Por essa razão, assumiu-se diretamente B_1 igual a 1,0. O coeficiente B_2 é dado pela Equação 6.

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{1}{R_s} \frac{\Delta_h}{h} \frac{\sum N_{Sd}}{\sum H_{Sd}}} \quad (6)$$

Onde:

$\sum N_{Sd}$ é a carga gravitacional total atuante no andar considerado;

R_s é o coeficiente de ajuste, igual a 0,85 para estruturas de sistemas aporticados, nos quais a estabilidade lateral é assegurada pela rigidez à flexão das barras e pela capacidade de transmissão de momentos das vinculações, e igual a 1,0 para os demais casos, como sistemas treliçados, tubulares, com núcleo resistente, entre outros;

Δ_h é o deslocamento horizontal relativo entre os níveis superior e inferior (deslocamento interpavimento) do andar considerado, obtido a partir da análise de 1ª ordem pela estrutura original ou It. Caso os valores sejam diferentes entre andares, deve-se adotar o maior valor, de forma conservadora;

$\sum H_{Sd}$ é a força cortante no andar, obtida na estrutura original ou na estrutura It;

H é a altura do andar, de eixo a eixo de viga superior e inferior.

2.2 Método aproximado com o coeficiente γ_z

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, o coeficiente γ_z avalia os esforços de segunda ordem globais para estruturas reticuladas a partir de quatro andares. Ele tem como base os resultados de uma análise linear de primeira ordem. Conceitualmente, γ_z é o “coeficiente de majoração dos esforços globais de primeira ordem para obtenção dos esforços finais (com segunda ordem)”. O cálculo do coeficiente é realizado por meio da Equação 7.

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

Onde:

$\Delta M_{1,tot,d}$ representa o momento de tombamento, calculado a partir da soma dos momentos provocados pelas forças horizontais em relação à base da estrutura;

$\Delta M_{tot,d}$ é a soma dos produtos das forças verticais atuantes na estrutura pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação.

É válido ressaltar que os deslocamentos utilizados são obtidos com análise de primeira ordem e os valores das forças atuantes possuem seus valores de cálculo na combinação considerada.

A classificação da estrutura é dada a partir dos seguintes limites:

- $\gamma_z < 1,1$ – Estrutura de nós fixos;
- $\gamma_z > 1,1$ – Estrutura de nós móveis.

Em estruturas de nós fixos, os efeitos globais de segunda ordem podem ser desprezados. Em contrapartida, para nós móveis, conforme citado no item 15.7.1 da norma, os efeitos das não-linearidades geométrica e física devem ser obrigatoriamente considerados.

A norma permite que uma análise de segunda ordem seja realizada de forma aproximada a partir da majoração adicional dos esforços horizontais de primeira ordem por $0,95 \times \gamma_Z$ para a avaliação dos esforços finais (1ª ordem + 2ª ordem), desde que γ_Z seja menor ou igual a 1,3. Para valores acima desse limite, faz-se necessária a reavaliação do conjunto estrutural ou uma análise criteriosa dos efeitos.

2.3 Análise não-linear geométrica

A análise não-linear geométrica rigorosa simula o comportamento real da estrutura, permitindo fazer uma previsão segura dos esforços e deslocamentos finais. Por meio de softwares desenvolvidos a fim de otimizar o processo de cálculo, é possível obter resultados precisos por meio do método dos elementos finitos (MEF).

Neste estudo fez-se uso do programa AcadFrame para a obtenção dos resultados não-lineares de referência. Sua interface encontra-se na Figura 3. O referido programa, desenvolvido pelo Grupo de Mecânica Computacional da EESC-USP, consiste em uma ferramenta para a análise estrutural de pórticos e treliças planas incluindo a não-linearidade geométrica, e utiliza o Método dos Elementos Finitos Posicional.

Figura 3 – Interface do programa AcadFrame



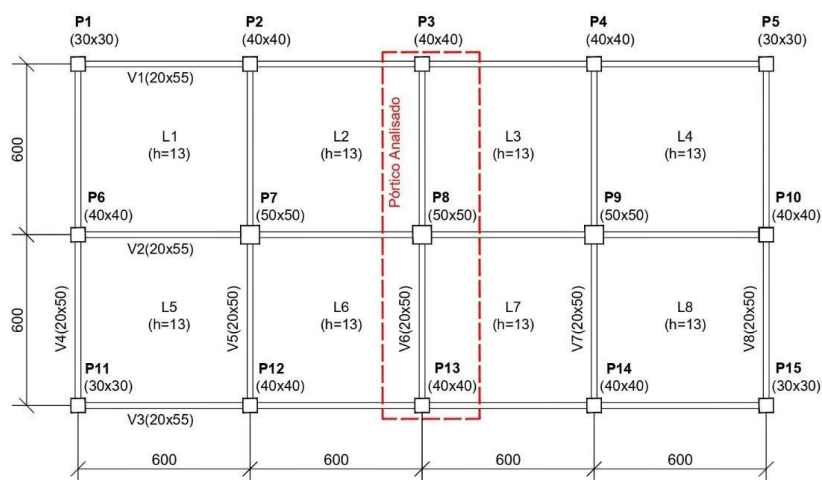
Fonte: AcadFrame (2022).

3 EXEMPLOS NUMÉRICOS

3.1 Edifício de múltiplos andares em concreto armado

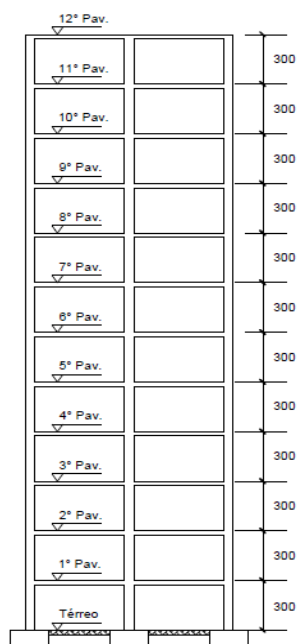
O edifício em concreto armado empregado para análise, esquematizado nas Figuras 4 e 5, foi extraído e adaptado de Alva (2018). Possui 12 pavimentos sujeitos a carregamentos concentrados e uniformemente distribuídos.

Figura 4 – Planta da edificação e pórtico analisado



Fonte: ALVA (2018).

Figura 5 – Elevação da edificação



Fonte: ALVA (2018).

Para realizar as análises foi escolhido o pórtico central, composto pelos pilares P3, P8 e P13. Para todos os elementos estruturais, especificou-se concreto C35, com módulo de deformação secante igual a 29 GPa.

A ABNT NBR 6118:2014 permite que a não-linearidade física seja considerada de maneira aproximada pela redução da rigidez dos elementos estruturais para análise dos efeitos globais de segunda ordem. Portanto, os momentos de inércia das seções adotadas para vigas e pilares foram calculados a partir das expressões a seguir.

$$\text{Vigas: } (EI)_{\text{sec}} = 0,4E_c I_c \quad (8)$$

$$\text{Pilares: } (EI)_{\text{sec}} = 0,8E_c I_c \quad (9)$$

Onde:

I_c = momento de inércia da seção bruta do concreto;

E_c = módulo de deformação secante do concreto;

(EI) = rigidez à flexão secante;

Para a obtenção das ações verticais, foram admitidos os seguintes valores: 25 kN/m³ para o peso específico de concreto armado, paredes em todas as vigas (2,5 kN/m² de alvenaria), 1,0 kN/m² de carga permanente adicional (revestimentos e pisos) e 2,0 kN/m² as cargas variáveis (sobrecarga). Para o cálculo das ações devido ao vento, foram assumidos os seguintes parâmetros: velocidade básica do vento $V_0 = 40$ m/s, fator topográfico $S_1 = 1,0$ (terreno plano), fator estatístico $S_3 = 1,0$ (edificação residencial) e categoria IV (zona urbanizada). O coeficiente de arrasto foi determinado por meio do ábaco presente na ABNT NBR 6123:1988, sendo 1,33 para o vento incidente no pórtico analisado (vento a 90°).

Definidas as propriedades mecânicas e as características geométricas da estrutura, realizou-se a validação das seções adotadas para pilares e vigas por meio

de três critérios que atendem ao Estado Limite de Serviço (ELS) e ao Estado Limite Último (ELU), levando em conta as ações do vento na edificação. São eles:

- ELS: o deslocamento horizontal no topo do edifício provocado pela ação do vento para combinação frequente ($\psi_1 = 0,3$) deve ser menor que $H/1700$, conforme ABNT NBR 6118:2014, sendo H a altura total do edifício;

- ELU: na avaliação da estabilidade global, o valor do coeficiente γ_z não deve ser maior que 1,30, a fim de garantir rigidez adequada;

- ELU: pilares e vigas mais solicitados devem ser dimensionados respeitando-se as taxas máximas de armaduras longitudinais previstas na ABNT NBR 6118:2014.

As Combinações de ações analisadas nos dois critérios do ELU foram as expressas pelas Equações 10 e 11.

$$\text{Combinação 1: } F_d = 1,4F_G + 1,4(F_{Q,\text{sob}} + 0,6F_{Q,\text{vento}}) \quad (10)$$

$$\text{Combinação 2: } F_d = 1,4F_G + 1,4(0,7F_{Q,\text{sob}} + F_{Q,\text{vento}}) \quad (11)$$

Onde F_G são as ações permanentes, $F_{Q,\text{sob}}$ são as cargas variáveis e $F_{Q,\text{vento}}$ são as ações do vento na direção do pórtico analisado (Figura 3).

As três condições foram atendidas e, dessa forma, as características mecânicas e geométricas adotadas foram validadas. A Combinação 1 foi escolhida como padrão para todas as análises, uma vez que na verificação da estabilidade global, o coeficiente γ_z resultou em um valor maior.

3.1.1 Análises linear e não-linear geométricas

As análises linear e não-linear geométricas foram realizadas por meio do programa AcadFrame, que permite os dois tipos de processamento para a mesma

estrutura. Os deslocamentos horizontais obtidos para cada análise encontram-se na Tabela 1.

Tabela 1 – Deslocamentos horizontais dos pavimentos

Deslocamentos horizontais (mm)		
Pavimento	A.L.G.	A.N.L.G.
12	123,47	162,58
11	120,29	159,03
10	115,85	153,99
9	109,61	146,75
8	101,62	137,20
7	91,92	125,22
6	80,56	110,68
5	67,62	93,54
4	53,26	73,91
3	37,78	52,24
2	21,90	29,83
1	7,46	9,85
Fundação	0,00	0,00

Fonte: Autora (2022).

Dentre os elementos que compõem a edificação, o pilar P8 (pilar central) apresentou os maiores esforços solicitantes em sua base, razão pela qual foi escolhido para fins comparativos da análise. A Tabela 2 apresenta os máximos momentos fletores (em módulo) obtidos no pilar P8 ao longo da altura do edifício.

Tabela 2 – Máximos momentos fletores atuantes no pilar P8

Pilar P8	Momento fletor (kN.m)	
	A.L.G	A.N.L.G
12	28,31	30,87
11	48,48	54,59
10	62,98	73,69
9	76,01	92,67
8	87,77	111,66
7	99,38	131,69
6	109,97	151,44
5	118,97	169,15
4	124,56	180,37
3	121,54	174,51
2	127,85	185,34
1	176,26	252,89
Fundação	297,61	372,19

Fonte: Autora (2022).

Em relação às vigas, todas apresentaram os maiores momentos junto ao pilar central (P8) no tramo 1 e junto ao de extremidade (P13) no tramo 2. A viga V3, relativa ao 3º pavimento, apresentou os momentos solicitantes mais críticos. Os máximos momentos fletores em seus apoios estão indicados na Tabela 3.

Tabela 3 – Máximos momentos fletores nos apoios da viga V3

Tramo	Viga	Apoio	Momentos fletores (kN.m)	
			A.L.G.	A.N.L.G.
1	V3	P8	-246,75	-293,11
2		P13	-240,12	-286,02

Fonte: Autora (2022).

3.1.2 Coeficiente B_2

O coeficiente B_2 foi calculado com auxílio do programa Ftool, pela simplicidade no processo de lançamento das estruturas nt e lt. O maior coeficiente B_2 obtido foi de 1,568, para o 3º andar, como mostra a Tabela 4. De acordo com a ABNT NBR 8800:2008, o edifício é classificado como estrutura de grande deslocabilidade.

Segundo o item 4.9.4.8 da ABNT NBR 8800:2008, a relação entre o deslocamento lateral de um andar obtido na análise de segunda ordem e na de primeira ordem pode ser aproximada pelo valor do respectivo coeficiente B_2 . Em outras palavras, ao multiplicar os deslocamentos laterais adquiridos pela análise linear geométrica (deslocamentos de primeira ordem) por B_2 , consegue-se obter os deslocamentos com os efeitos de segunda ordem no andar considerado. Os novos deslocamentos obtidos em segunda ordem também se encontram na Tabela 4.

Tabela 4 – Deslocamentos horizontais obtidos por análises de primeira e segunda ordem com o coeficiente B2

Pavimento	Deslocamentos (mm) 1ª ordem	B2	Deslocamentos (mm) 2ª ordem
12	122,90	1,087	133,63
11	119,70	1,088	130,28
10	115,30	1,152	132,78
9	109,10	1,196	130,52
8	101,10	1,257	127,12
7	91,48	1,321	120,84
6	80,16	1,390	111,42
5	67,28	1,463	98,42
4	52,98	1,535	81,30
3	37,57	1,568	58,92
2	21,76	1,519	33,04
1	7,39	1,218	9,01
Fundação	0,00	0,00	0,00

Fonte: Autora (2022).

Observando-se os momentos solicitantes, o pilar P8 e a viga V3 permaneceram como os elementos mais solicitados. Desta forma, foi possível comparar, por meio das Tabelas 5 e 6, os máximos momentos fletores obtidos pela análise não-linear geométrica e através do método aproximado com o coeficiente B_2 . Além disso, na Tabela 5 foram calculadas as diferenças percentuais para o pilar em relação à análise de referência, sendo as porcentagens negativas referentes aos valores contra a segurança e as positivas, a favor da segurança.

Tabela 5 – Máximos momentos fletores no pilar central (P8) obtidos pela análise não-linear geométrica e pelo método aproximado com o coeficiente B_2 e diferenças percentuais

Pilar P8	Momentos fletores (kN.m)		Diferença Percentual
	A.N.L.G	B2	B2 / A.N.L.G.
12	30,87	30,53	-1,11%
11	54,59	53,12	-2,69%
10	73,69	72,17	-2,07%
9	92,67	91,12	-1,67%
8	111,66	111,13	-0,48%
7	131,69	131,84	0,11%
6	151,44	153,45	1,33%
5	169,15	174,66	3,25%
4	180,37	191,76	6,31%
3	174,51	191,56	9,77%
2	185,34	201,84	8,90%
1	252,89	266,95	5,56%
Fundação	372,19	363,93	-2,22%

Fonte: Autora (2022).

Tabela 6 – Máximos momentos fletores nos apoios da viga V3: análise não-linear geométrica vs método aproximado com o coeficiente B_2

Tramo	Viga	Apoio	Momentos fletores (kN.m)	
			A.N.L.G	B2
1	V3	P8	-293,11	-257,10
2		P13	-286,02	-250,73

Fonte: Autora (2022).

3.1.3 Coeficiente γ_z

Para calcular o coeficiente γ_z foram utilizados os resultados dos deslocamentos obtidos a partir da análise linear geométrica, encontrados na Tabela 1. Pela Equação 7, o coeficiente γ_z resultou em 1,295, valor que classifica a edificação como estrutura de nós móveis. Como o coeficiente permaneceu dentro do intervalo entre 1,10 e 1,30, fez-se a majoração adicional das ações horizontais.

O processo de majoração das ações horizontais causou alteração nos esforços solicitantes e nos deslocamentos horizontais. A Tabela 7 compara os valores dos deslocamentos horizontais obtidos por análise não-linear geométrica e com o método aproximado após a majoração com γ_z .

Tabela 7 –Deslocamentos horizontais obtidos por análise não-linear geométrica e após a majoração adicional das ações horizontais com γ_z

Deslocamentos horizontais (mm)		
Pavimento	A.N.L.G.	γ_z
12	162,58	159,88
11	159,03	155,82
10	153,99	150,05
9	146,75	141,97
8	137,20	131,62
7	125,22	119,05
6	110,68	104,34
5	93,54	87,58
4	73,91	68,99
3	52,24	48,94
2	29,83	28,36
1	9,85	9,68
Fundação	0,00	0,00

Fonte: Autora (2022).

De modo análogo à análise com o coeficiente B_2 , foi possível comparar os esforços gerados nos elementos mais solicitados (pilar P8 e viga V3). Os máximos momentos fletores e diferenças percentuais para o pilar P8 encontram-se na Tabela 8 e os máximos momentos fletores nos apoios da viga V3 na Tabela 9.

Tabela 8 – Máximos momentos fletores no pilar central (P8) obtidos por análise não-linear geométrica e com o coeficiente γ_z e diferenças percentuais

Pilar P8 Pavimento	Momentos fletores (kN.m)		Diferença Percentual
	A.N.L.G	γ_z	$\gamma_z / \text{A.N.L.G.}$
12	30,87	36,68	18,82%
11	54,59	62,79	15,02%
10	73,69	81,57	10,69%
9	92,67	98,45	6,24%
8	111,66	113,69	1,82%
7	131,69	128,73	-2,25%
6	151,44	142,44	-5,94%
5	169,15	154,09	-8,90%
4	180,37	161,33	-10,56%
3	174,51	157,41	-9,80%
2	185,34	165,60	-10,65%
1	252,89	228,29	-9,73%
Fundação	372,19	385,46	3,57%

Fonte: Autora (2022).

Tabela 9 – Máximos momentos fletores nos apoios da viga V3: análise não-linear geométrica vs método aproximado com o coeficiente γ_z

Tramo	Viga	Apoio	Momentos fletores (kN.m)	
			A.N.L.G	γ_z
1	V3	P8	-293,11	-279,98
2		P13	-286,02	-273,12

Fonte: Autora (2022).

3.1.4 Comparação das análises

Pelo coeficiente B_2 , a edificação foi classificada como estrutura de grande deslocabilidade e pelo coeficiente γ_z , como estrutura de nós móveis. Desta forma, os métodos aproximados indicaram que os efeitos globais de segunda ordem não podem ser desprezados.

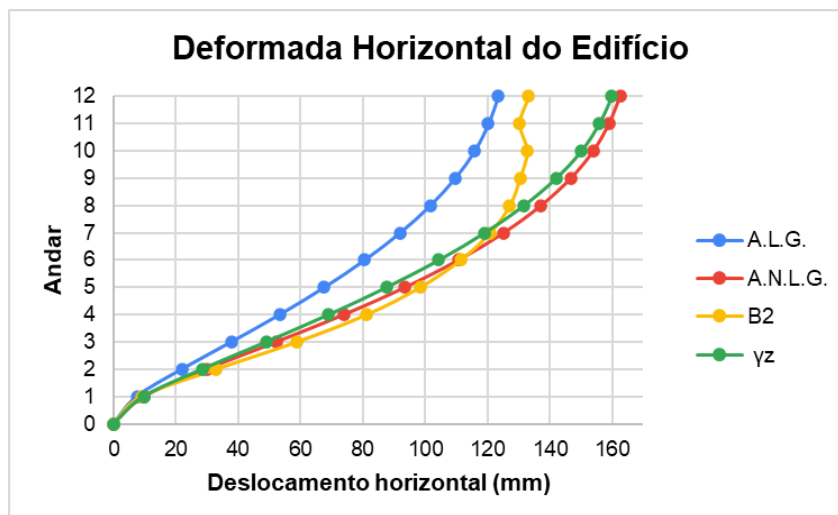
A partir dos deslocamentos obtidos nas quatro análises realizadas, quantificados na Tabela 10, foi possível traçar a deformada horizontal da edificação, ilustrada na Figura 6.

Tabela 10 – Deslocamentos horizontais dos pavimentos: comparativo

Deslocamentos horizontais (mm)				
Pavimento	A.L.G	A.N.L.G.	B2	γ_z
12	123,47	162,58	133,63	159,88
11	120,29	159,03	130,28	155,82
10	115,85	153,99	132,78	150,05
9	109,61	146,75	130,52	141,97
8	101,62	137,2	127,12	131,62
7	91,92	125,22	120,84	119,05
6	80,56	110,68	111,42	104,34
5	67,62	93,54	98,42	87,58
4	53,26	73,91	81,30	68,99
3	37,78	52,24	58,92	48,94
2	21,9	29,83	33,04	28,36
1	7,46	9,85	9,01	9,68
Fundação	0	0	0	0

Fonte: Autora (2022).

Figura 6 - Deformada horizontal do edifício



Fonte: Autora (2022).

Para melhor visualização e comparação das diferenças de resultados, calcularam-se os aumentos percentuais obtidos com a análise não-linear geométrica e os métodos aproximados em relação aos obtidos com a análise linear, em termos de deslocamentos horizontais, conforme indicado na Tabela 11.

Tabela 11 –Diferenças percentuais em relação à análise linear geométrica:
deslocamentos horizontais

Diferenças percentuais em relação à A.L.G.			
Pavimento	A.N.L.G.	B2	γ_z
12	32%	8%	29%
11	32%	8%	30%
10	33%	15%	30%
9	34%	19%	30%
8	35%	25%	30%
7	36%	31%	30%
6	37%	38%	30%
5	38%	45%	30%
4	39%	52%	30%
3	38%	56%	30%
2	36%	50%	29%
1	32%	21%	30%
Média =	35%	31%	30%

Fonte: Autora (2022).

A análise não-linear geométrica rigorosa apresentou deslocamentos, em média, 35% superiores aos dados pela análise linear, variando de 32% a 39% entre os

pavimentos. Esse aumento é significativo e sua influência nos esforços solicitantes finais deve ser verificada.

O método aproximado com o coeficiente B_2 apresentou aumentos de deslocamentos menos uniformes entre os pavimentos, variando de 8% no último pavimento a 56% no terceiro. A média de aumento foi de 31%.

O método com o coeficiente γ_Z gerou deslocamentos, em média, 30% superiores aos obtidos pela análise linear. Foi o método aproximado que apresentou a maior uniformidade de aumento de deslocamentos dos pavimentos, variando entre 29% e 30%.

Em relação aos deslocamentos, de acordo com a Tabela 12, a qual expõe as diferenças dos deslocamentos dados pelos métodos aproximados em relação à análise de referência, o método aproximado com o coeficiente γ_Z , aproximou-se mais satisfatoriamente dos resultados exatos dados pela análise não-linear. Embora tenha conduzido a diferenças em torno de 5% contra a segurança, mostrou-se um método confiável para esse tipo de sistema estrutural dentro da limitação do valor de 1,30 preconizado pela NBR 6118:2014. O método com o coeficiente B_2 apresentou resultados conservadores, a favor da segurança, entre os 2º e 6º pavimentos, sendo o maior aumento equivalente a 12,79% em relação à análise não-linear (3º pavimento) e o menor a 0,67% (6º pavimento); para os demais as diferenças em relação à análise não-linear indicaram resultados contra a segurança, chegando até a 18,08% menor que o resultado de referência no 11º pavimento, conforme mostra a Tabela 12.

Tabela 12 – Diferenças percentuais em relação à análise não-linear geométrica

Diferenças percentuais Deslocamentos horizontais		
Pavimento	B₂ / A.N.L.G.	γ_z / A.N.L.G.
12	-17,81%	-1,66%
11	-18,08%	-2,02%
10	-13,77%	-2,56%
9	-11,06%	-3,26%
8	-7,34%	-4,07%
7	-3,49%	-4,93%
6	0,67%	-5,73%
5	5,21%	-6,37%
4	10,00%	-6,66%
3	12,79%	-6,32%
2	10,78%	-4,93%
1	-8,55%	-1,73%
Fundação	0	0

Fonte: Autora (2022).

Acerca dos esforços solicitantes, as vigas tiveram seus momentos fletores amplificados em, aproximadamente, 10% com a análise não-linear geométrica. O método com o coeficiente B_2 gerou esforços, em média, 4% maiores em relação à análise linear; o método com o coeficiente γ_z , por sua vez, conduziu a aumentos de 10%. A Tabela 13 contém os valores máximos dos momentos fletores em cada viga e a Tabela 14 expressa, em porcentagens, os aumentos.

Tabela 13 – Máximos momentos fletores nos apoios (vigas)

Pavimento	Viga/Tramo	Momento fletor (kN.m)			
		A.L.G	A.N.L.G	B₂	γ_z
12	V12 / 1	-149,52	-151,26	-150,52	-153,70
11	V11 / 2	-160,89	-163,27	-163,18	-167,73
10	V10 / 2	-168,93	-173,64	-172,30	-179,29
9	V9 / 2	-181,77	-189,87	-186,26	-195,87
8	V8 / 2	-193,65	-206,37	-199,49	-211,46
7	V7 / 2	-205,20	-223,75	-212,17	-226,62
6	V6 / 2	-216,17	-241,68	-224,20	-241,08
5	V5 / 1	-227,76	-261,29	-236,53	-256,14
4	V4 / 1	-238,71	-279,82	-248,28	-269,97
3	V3 / 1	-246,75	-293,11	-257,10	-279,98
2	V2 / 1	-246,68	-291,76	-264,02	-279,52
1	V1 / 1	-226,16	-257,14	-243,78	-252,05

Fonte: Autora (2022).

Tabela 14 – Aumentos percentuais dos momentos fletores nas vigas em relação à análise linear geométrica

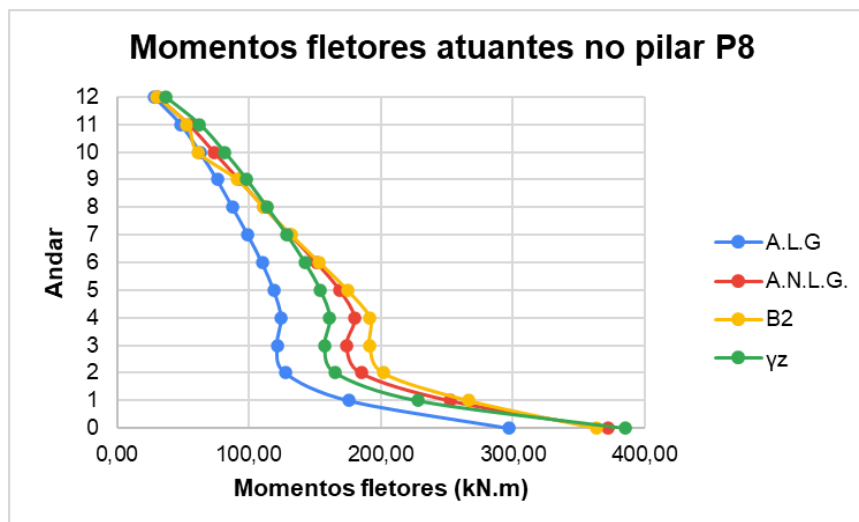
Aumentos percentuais em relação à A.L.G.			
Pavimento	A.N.L.G	B2	γ_z
12	1%	1%	3%
11	1%	1%	4%
10	3%	2%	6%
9	4%	2%	8%
8	7%	3%	9%
7	9%	3%	10%
6	12%	4%	12%
5	15%	4%	12%
4	17%	4%	13%
3	19%	4%	13%
2	18%	7%	13%
1	14%	8%	11%
Média	10%	4%	10%

Fonte: Autora (2022).

Nota-se que até o 6º pavimento, os aumentos dos esforços devido aos efeitos de segunda ordem são maiores que 10% tanto para a análise não-linear quanto para o método com o coeficiente γ_z . O maior aumento chegou a 19% com a análise não-linear (andar 3) e a 13% com o coeficiente γ_z (andares 2-4). Esses aumentos não podem ser considerados pequenos. Por sua vez, o maior aumento observado com os efeitos de segunda ordem utilizando o coeficiente B2 foi de 8% (andar 1).

Ainda acerca dos esforços solicitantes, para os pilares os métodos aproximados apresentaram-se distintos em relação à análise não-linear. A Figura 7 indica graficamente os máximos momentos fletores (em módulo) obtidos no pilar mais solicitado (P8) ao longo dos andares. Os valores dos momentos da Figura 7 são indicados também na Tabela 15.

Figura 7 – Máximos momentos fletores no pilar P8



Fonte: Autora (2022).

Tabela 15 – Máximos momentos fletores atuantes no pilar P8 conforme métodos utilizados

Pilar P8	Momento fletor (kN.m)			
	A.L.G	A.N.L.G	B2	γ_z
12	28,31	30,87	30,53	36,68
11	48,48	54,59	53,12	62,79
10	62,98	73,69	72,17	81,57
9	76,01	92,67	91,12	98,45
8	87,77	111,66	111,13	113,69
7	99,38	131,69	131,84	128,73
6	109,97	151,44	153,45	142,44
5	118,97	169,15	174,66	154,09
4	124,56	180,37	191,76	161,33
3	121,54	174,51	191,56	157,41
2	127,85	185,34	201,84	165,60
1	176,26	252,89	266,95	228,29
Fundação	297,61	372,19	363,93	385,46

Fonte: Autora (2022).

Como esperado, os acréscimos devido aos efeitos globais de segunda ordem foram mais pronunciados na base e nos primeiros andares da edificação. Considerando os sete primeiros andares da edificação (andares 1-7), nota-se que o método com o coeficiente B2 fornece valores a favor da segurança (entre 0,11% a 5,56% em relação à análise não-linear, conforme a Tabela 5). Por sua vez, nesses mesmos andares, o coeficiente γ_z conduziu a resultados contra a segurança: 2,25% a 10,65% em relação à análise não-linear, de acordo com a Tabela 8. Para a fundação, o método com o coeficiente B2 conduziu a uma diferença pequena contra à segurança

de 2,22%; já o método com o coeficiente γ_z conduziu a uma pequena diferença a favor da segurança: 3,57%. Nos últimos cinco andares (andares 8-12), o método com o coeficiente B2 conduziu a valores contra a segurança de no máximo 3%. Por sua vez, nesses mesmos andares, o método com o coeficiente γ_z conduziu a resultados a favor da segurança: entre 1,82% (andar 8) e 18,82% (andar 12).

A Tabela 16 expressa as diferenças percentuais dos esforços solicitantes em relação à análise linear geométrica.

Tabela 16 – Aumentos percentuais dos momentos fletores no pilar P8 em relação à análise linear geométrica

Aumentos percentuais em relação à A.L.G.			
Pavimento	A.N.L.G.	B2	γ_z
12	9%	8%	30%
11	13%	10%	30%
10	17%	15%	30%
9	22%	20%	30%
8	27%	27%	30%
7	33%	33%	30%
6	38%	40%	30%
5	42%	47%	30%
4	45%	54%	30%
3	44%	58%	30%
2	45%	58%	30%
1	43%	51%	30%
Fundação	25%	22%	30%
Média =	31%	35%	30%

Fonte: Autora (2022).

Em resumo, percebe-se que entre o 1º e o 7º pavimento, o coeficiente B₂ gerou esforços maiores que os dados pela análise não-linear geométrica; já o coeficiente γ_z superou a análise exata entre os 8º e 12º pavimentos e nas fundações.

Pela Figura 7 fica evidente que as maiores diferenças nas solicitações entre os métodos se dão nos pavimentos 2, 3, 4, 5 e 6. Esses são os mesmos pavimentos que sofreram os maiores aumentos em seus deslocamentos. Portanto, quanto maior a influência dos efeitos globais de segunda ordem, menor a precisão dos métodos aproximados em relação aos esforços solicitantes. Entretanto, no geral, ambos forneceram resultados satisfatórios no que diz respeito às solicitações. Em relação à

estimativa dos deslocamentos horizontais, o método com o coeficiente γ_z foi mais adequado para essa estrutura.

É válido ressaltar que, como frisado no trabalho de Oliveira et al. (2013), o coeficiente γ_z , diferente de B_2 , fornece um único valor para toda a edificação. Como os efeitos de segunda ordem sofrem variações ao longo da estrutura, o coeficiente γ_z utilizado como majorador dos esforços horizontais pode gerar resultados superestimados em alguns pavimentos e subestimados em outros, a depender da edificação.

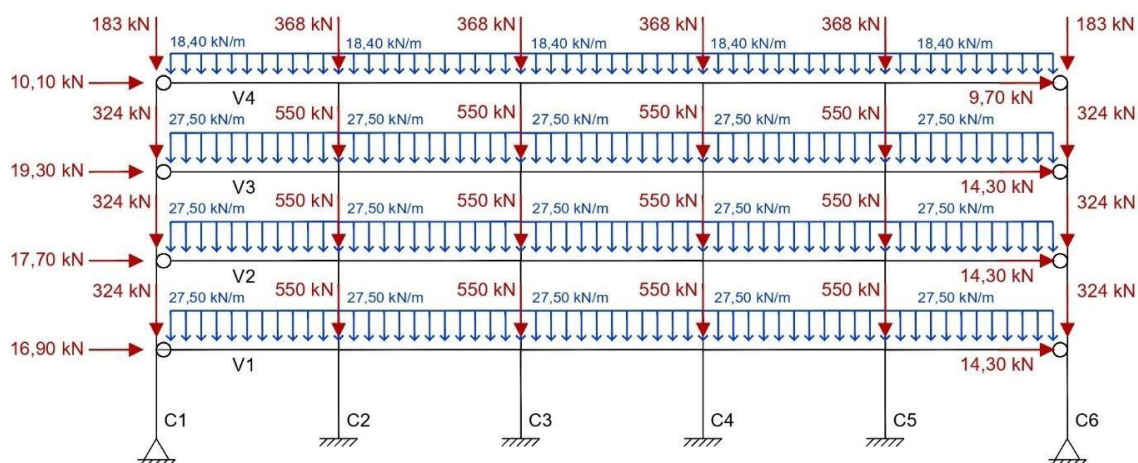
Cabe salientar também, a partir dos valores da Tabela 4, que o valor médio do coeficiente B_2 ao longo dos andares é de 1,316, o que dá uma ideia sobre o valor a ser assumido pelo coeficiente γ_z (que foi de 1,295).

3.2 Edifício de múltiplos andares em aço

O edifício em aço empregado para esse exemplo foi extraído de Andrade e Vellasco (2016), sendo o pórtico em análise esquematizado nas Figuras 8 e 9. Possui quatro pavimentos, sujeitos a carregamentos concentrados e uniformemente distribuídos. Os perfis que compõem o edifício são:

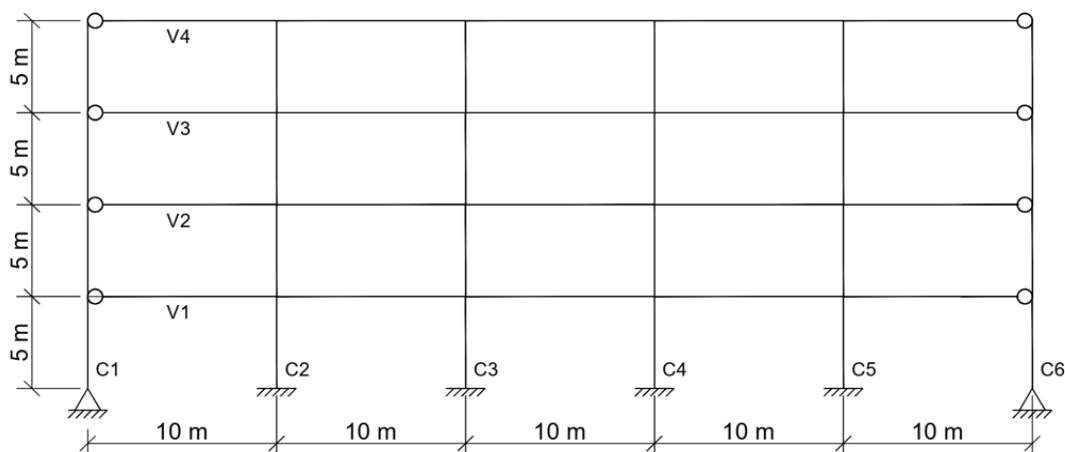
- CVS 450x130 para colunas internas (C2, C3, C4 e C5) nos 1º e 2º andares;
- W 460X89 para colunas internas (C2, C3, C4 e C5) nos 3º e 4º andares;
- HP 310x79 para as colunas de extremidade (C1 e C6);
- W 530x74 para a viga do 1º pavimento;
- W 530x66 para as vigas dos 2º e 3º pavimentos;
- W 460x52 para a viga do 4º pavimento.

Figura 8 – Edifício em aço – Combinação de ações do ELU analisada



Fonte: Andrade e Vellasco (2016).

Figura 9 – Edifício em aço – Medidas



Fonte: Andrade e Vellasco (2016).

Para o pórtico analisado, as colunas internas estão dispostas em torno do eixo de maior inércia e as colunas de extremidade, em torno do eixo de menor inércia.

De acordo com a ABNT NBR 8800:2008, deve-se reduzir a rigidez à flexão e axial das barras para 80% dos valores originais, a fim de considerar os efeitos das imperfeições iniciais de material. Sendo assim, o módulo de elasticidade (E) original de 200 GPa foi reduzido para 160 GPa em todas as análises realizadas.

3.2.1 Análises linear e não-linear geométricas

As análises linear e não-linear foram realizadas analogamente ao exemplo numérico anterior. Os deslocamentos obtidos para cada análise encontram-se na Tabela 17.

Tabela 17 – Deslocamentos horizontais dos pavimentos

Deslocamentos horizontais (mm)		
Pavimento	A.L.G.	A.N.L.G.
4	28,01	35,80
3	24,07	30,95
2	16,32	21,15
1	7,13	9,14
Fundação	0,00	0,00

Fonte: Autora (2022).

Dentre os elementos que compõem a edificação, a coluna C2 apresentou os maiores momentos solicitantes em módulo. A Tabela 18 apresenta os máximos momentos fletores, em módulo, para a mesma.

Tabela 18 – Máximos momentos fletores atuantes na coluna C2

Coluna C2	Momento fletor (kN.m)	
Pavimento	A.L.G.	A.N.L.G.
4	68,7	71,75
3	78,63	88,07
2	99,33	114,19
1	95,76	109,87
Fundação	119,58	142,53

Fonte: Autora (2022).

Em relação às vigas, a V1 foi a que apresentou maiores momentos nos apoios, os quais estão indicados na Tabela 19.

Tabela 19 – Máximos momentos fletores nos apoios da viga V1

Tramo	Viga	Momentos Fletores (kN.m) - A.L.G.		Momentos Fletores (kN.m) - A.N.L.G.	
		Apoio à esquerda	Apoio à direita	Apoio à esquerda	Apoio à direita
1	V1	0,00	-360,47	0,01	-369,17
2		-184,13	-279,16	-168,17	-294,93
3		-175,73	-281,96	-160,62	-297,13
4		-169,86	-296,88	-154,36	-312,97
5		-301,72	0,00	-292,90	0,05

Fonte: Autora (2022).

3.2.2 Coeficiente B_2

O coeficiente B_2 foi calculado analogamente ao exemplo anterior. O maior valor obtido foi de 1,377 para o 2º andar, como mostra a Tabela 19. Pela ABNT NBR 8800:2008, o edifício é classificado como estrutura de média deslocabilidade, não sendo permitido desprezar os efeitos de segunda ordem.

Conforme citado anteriormente, a norma permite obter os deslocamentos considerando os efeitos de segunda ordem ao multiplicar os de primeira ordem pelos seus respectivos coeficientes B_2 . Portanto, os novos deslocamentos (em segunda ordem) obtidos encontram-se na Tabela 20.

Tabela 20 – Deslocamentos horizontais obtidos por análises de primeira e segunda ordem com o coeficiente B_2

Pavimento	Deslocamentos (mm) pela A.L.G.	B_2	Deslocamentos (mm) com 2ª ordem
4	27,56	1,146	31,58
3	23,68	1,315	31,14
2	16,05	1,377	22,11
1	6,99	1,269	8,87
Fundação	0,00	0,000	0,00

Fonte: Autora (2022).

A coluna C2 e a viga V1 possuem os momentos fletores solicitantes mais críticos e são os elementos estruturais escolhidos para comparações. A Tabela 21 apresenta as diferenças entre os máximos momentos fletores obtidos pela análise não-linear geométrica e os obtidos pelo método aproximado com o coeficiente B_2 para a coluna, e a Tabela 22 expõe as máximas solicitações nos apoios da viga.

Tabela 21 – Máximos momentos fletores na coluna C2 obtidos pela análise não-linear geométrica e pelo método aproximado com o coeficiente B_2 e diferenças percentuais

Coluna C2	Momento fletor (kN.m)		Diferença Percentual
	A.N.L.G.	B2	B2 / A.N.L.G.
4	71,75	71,79	0,06%
3	88,07	90,26	2,48%
2	114,19	117,44	2,85%
1	109,87	113,40	3,21%
Fundação	142,53	144,97	1,71%

Fonte: Autora (2022).

Tabela 22 – Máximos momentos fletores nos apoios da viga V1: análise não-linear geométrica vs método aproximado com o coeficiente B_2

Tramo	Viga	Momentos fletores (kN.m) - A.N.L.G.		Momentos fletores (kN.m) - B2	
		Apoio à esquerda	Apoio à direita	Apoio à esquerda	Apoio à direita
1	V1	0,01	-369,17	0,00	-368,92
2		-168,17	-294,93	-169,16	-293,64
3		-160,62	-297,13	-161,59	-296,16
4		-154,36	-312,97	-155,18	-311,92
5		-292,90	0,05	-295,09	0,00

Fonte: Autora (2022).

3.2.3 Coeficiente γ_z

O método aproximado com o coeficiente γ_z foi calculado de forma semelhante ao exemplo numérico anterior. O valor do coeficiente encontrado foi de 1,253, valor que classifica a edificação como estrutura de nós móveis. Realizou-se a majoração das ações horizontais por γ_z , uma vez o coeficiente permaneceu entre o intervalo de 1,10 e 1,30, conforme recomenda a ABNT NBR 6118:2014. Os novos deslocamentos obtidos estão indicados na Tabela 23, em comparação aos resultados da análise não-linear geométrica.

Tabela 23 – Deslocamentos horizontais obtidos por análise não-linear geométrica e após a majoração adicional dos esforços horizontais com γ_z

Deslocamentos horizontais (mm)		
Pavimento	A.N.L.G.	γ_z
4	35,80	35,08
3	30,95	30,08
2	21,15	20,41
1	9,14	8,89
Fundação	0,00	0,00

Fonte: Autora (2022).

De modo análogo à análise com o coeficiente B_2 , foi possível comparar os esforços nos elementos mais solicitados (coluna C2 e viga V1). A Tabela 24 contém os máximos momentos fletores, em módulo, e as diferenças percentuais em relação à análise de referência na coluna C2 e a Tabela 25, os máximos momentos fletores nos apoios da viga V1.

Tabela 24 – Máximos momentos fletores na coluna C2 obtidos por análise não-linear geométrica e coeficiente γ_z e diferenças percentuais

Coluna C2 Pavimento	Momento fletor (kN.m)		Diferença Percentual
	A.N.L.G.	γ_z	$\gamma_z / \text{A.N.L.G.}$
4	71,75	72,63	1,23%
3	88,07	87,76	-0,35%
2	114,19	111,1	-2,71%
1	109,87	106,72	-2,87%
Fundação	142,53	144,54	1,41%

Fonte: Autora (2022).

Tabela 25 – Máximos momentos fletores nos apoios da viga V1: análise não-linear geométrica vs método aproximado com o coeficiente γ_z

Tramo	Viga	Momentos fletores (kN.m) - A.N.L.G.		Momentos fletores (kN.m) - γ_z	
		Apoio à esquerda	Apoio à direita	Apoio à esquerda	Apoio à direita
1	V1	0,01	-369,17	0,00	-367,83
2		-168,17	-294,93	-170,02	-292,83
3		-160,62	-297,13	-162,44	-295,24
4		-154,36	-312,97	-156,21	-310,96
5		-292,90	0,05	-294,39	0,00

Fonte: Autora (2022).

3.2.4 Comparativo de análises

A edificação é classificada como estrutura de média deslocabilidade pelo coeficiente B_2 e de nós móveis a partir do coeficiente γ_Z , o que significa que os efeitos de segunda ordem devem ser obrigatoriamente considerados.

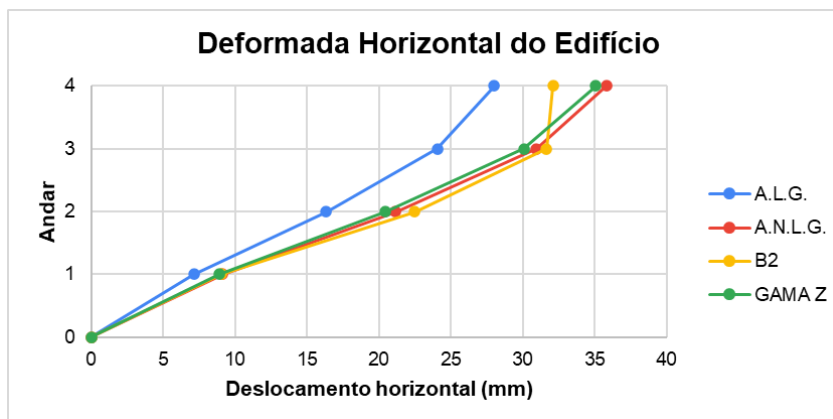
A partir dos deslocamentos totais em segunda ordem dados por cada método, quantificados na Tabela 26, foi possível traçar a deformada horizontal do edifício, ilustrada pela Figura 10.

Tabela 26 – Deslocamentos horizontais dos pavimentos: comparativo

Deslocamentos horizontais (mm)				
Pavimento	A.L.G	A.N.L.G.	B2	γ_Z
4	28,01	35,80	32,09	35,08
3	24,07	30,95	31,65	30,08
2	16,32	21,15	22,48	20,41
1	7,13	9,14	9,04	8,89
Fundação	0,00	0,00	0,00	0,00

Fonte: Autora (2022).

Figura 10 – Deformada horizontal do edifício



Fonte: Autora (2022).

Na Tabela 27 apresentam-se os aumentos percentuais que a análise não-linear geométrica e os métodos aproximados geraram nos deslocamentos horizontais em relação aos dados pela análise linear geométrica. Já a Tabela 28 expressa as diferenças percentuais dos resultados dos métodos aproximados em relação à análise de referência.

Tabela 27 – Diferenças percentuais em relação à análise linear geométrica:
deslocamentos horizontais

Diferenças percentuais em relação à A.L.G.			
Pavimento	A.N.L.G.	B2	γ_z
4	28%	15%	25%
3	29%	31%	25%
2	30%	38%	25%
1	28%	27%	25%
Média =	29%	28%	25%

Fonte: Autora (2022).

Tabela 28 – Diferenças percentuais em relação à análise não-linear geométrica

Diferenças percentuais Deslocamentos horizontais		
Pavimento	B2 / A.N.L.G.	γ_z / A.N.L.G.
4	-10,36%	-2,01%
3	2,27%	-2,80%
2	6,28%	-3,50%
1	-1,08%	-2,77%

Fonte: Autora (2022).

Os resultados obtidos com ambos os coeficientes (B_2 e γ_z) aproximaram-se satisfatoriamente dos deslocamentos dados pelo método exato da análise não-linear geométrica. A maior divergência observada encontra-se no deslocamento obtido pelo coeficiente B_2 no último pavimento, sendo este 10,36% contra a segurança, conforme Tabela 28. Esse fato deve-se ao coeficiente B_2 ser dependente dos deslocamentos relativos entre dois andares consecutivos. No pavimento em questão, esse deslocamento foi de apenas 4,55 mm, enquanto nos demais a ordem foi de 6 a 9 mm. Por essa razão, o coeficiente B_2 do andar em questão é mais baixo (1,146), justificando o menor acréscimo no deslocamento horizontal do pavimento em relação aos demais métodos de cálculo.

Ao levar em conta somente os deslocamentos horizontais, o método aproximado com o coeficiente γ_z aproxima-se mais do método exato do que o método aproximado com o coeficiente B_2 , sendo a maior porcentagem contra a segurança equivalente a 3,50% no 2º pavimento.

Em relação aos esforços solicitantes nas vigas, a Tabela 29 expõe os máximos momentos fletores nos apoios em cada andar. Em todas as vigas, eles estão situados no tramo 1, junto à coluna mais solicitada (C2). Tais momentos fletores tiveram aumento de, em média, 2% em relação à linear geométrica, conforme mostra a Tabela 30.

Tabela 29 – Máximos momentos fletores nos apoios (vigas)

Pavimento	Viga / Tramo	Momento fletor (kN.m)			
		A.L.G.	A.N.L.G.	B2	yz
4	V4 / 1	-221,65	-222,9	-223,02	-223,01
3	V3 / 1	-341,87	-345,64	-347,58	-345,59
2	V2 / 1	-355,00	-362,12	-364,74	-360,95
1	V1 / 1	-360,47	-369,17	-368,92	-367,83

Fonte: Autora (2022).

Tabela 30 – Diferenças percentuais em relação à análise linear geométrica: máximos momentos fletores nos apoios (vigas)

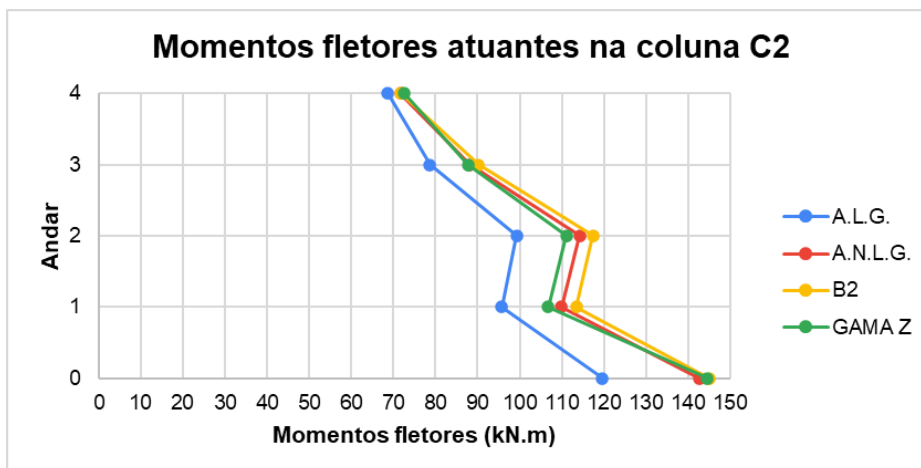
Taxas de divergências em relação à A.L.G.			
Pavimento	A.N.L.G.	B2	yz
4	1%	1%	1%
3	1%	2%	1%
2	2%	3%	2%
1	2%	2%	2%
Média =	2%	2%	1%

Fonte: Autora (2022).

Os aumentos de solicitações nas vigas devido aos efeitos de segunda ordem neste caso possuem uma ordem de grandeza pequena. Por outro lado, nas colunas os efeitos globais de segunda ordem foram mais pronunciados (diferenças até 29% em relação à análise linear geométrica, conforme Tabela 27).

Para as colunas, ambos os métodos aproximados forneceram valores de solicitações satisfatoriamente próximas às dadas pela análise não-linear geométrica, conforme ilustra a Figura 11, que apresenta o gráfico com os máximos momentos fletores, em módulo, atuantes na coluna mais solicitada (C2).

Figura 11 – Máximos momentos fletores na coluna C2



Fonte: Autora (2022).

A Tabela 31 contém os valores da Figura 11, enquanto a Tabela 32 apresenta, em porcentagem, os aumentos que cada método proporcionou nas solicitações das em relação à análise linear geométrica.

Tabela 31 – Máximos momentos fletores atuantes na coluna C2 conforme métodos utilizados

Coluna C2	Momento fletor (kN.m)			
	A.L.G.	A.N.L.G.	B2	yz
4	68,7	71,75	71,79	72,63
3	78,63	88,07	90,26	87,76
2	99,33	114,19	117,44	111,1
1	95,76	109,87	113,40	106,72
Fundação	119,58	142,53	144,97	144,54

Fonte: Autora (2022).

Tabela 32 – Aumentos percentuais em relação à análise linear geométrica: máximos momentos fletores na coluna C2

Diferenças percentuais em relação à A.L.G.			
Pavimento	A.N.L.G.	B2	yz
4	4%	5%	6%
3	12%	15%	12%
2	15%	18%	12%
1	15%	18%	11%
Fundação	19%	21%	21%
Média =	13%	15%	12%

Fonte: Autora (2022).

Conforme observado nas Tabelas 29 e 30, o método com o coeficiente B_2 forneceu valores ligeiramente superiores aos dados pela análise não-linear exata em todos os andares (máxima diferença de 3,21%, no 1º pavimento, conforme Tabela 21). O método com o coeficiente γ_Z forneceu valores ligeiramente menores que a análise não-linear geométrica nos andares 1, 2 e 3 (máxima diferença de 2,87% contra a segurança, de acordo com a Tabela 24). Na fundação e no último andar, o coeficiente γ_Z forneceu valores a favor da segurança (diferença de 1,41% na fundação). Sendo assim, por apresentarem diferenças pequenas, ambos os métodos geraram valores satisfatoriamente próximos à análise de referência.

Assim como feito no exemplo anterior, calculou-se o valor médio do coeficiente B_2 ao longo dos andares, que resultou em 1,277, valor razoavelmente próximo ao assumido pelo coeficiente γ_Z (que foi de 1,253).

4 COEFICIENTES $R_{M_2M_1}$ E $R_{D_2D_1}$

Criado pela empresa TQS, responsável pelo desenvolvimento de softwares destinados à elaboração de projetos estruturais, o coeficiente $R_{M_2M_1}$, calculado através da Equação 12, foi elaborado para dar sensibilidade ao engenheiro sobre os efeitos de segunda ordem quando são obtidos resultados de análise não-linear geométrica. É uma espécie de coeficiente “ γ_Z ” mais preciso, uma vez que utiliza os deslocamentos obtidos em análise de segunda ordem exata.

$$R_{M_2M_1} = 1 + \frac{M_2}{M_1} \quad (12)$$

Onde, de acordo com TQS (2022):

M_1 é a somatória dos momentos das forças horizontais em relação à base do edifício;

M_2 é a somatória das forças verticais multiplicadas pelo deslocamento dos nós da estrutura sob ação das forças horizontais, resultante do cálculo de P- Δ em uma combinação não-linear.

Utilizando a mesma ideia de sensibilidade sobre os efeitos de segunda ordem, neste trabalho também foi calculado um coeficiente que equivale ao B_2 , o qual, analogamente ao R_{M2M1} , utiliza os deslocamentos horizontais obtidos em análise de segunda ordem rigorosa. Esse parâmetro foi denominado R_{D2D1} , calculado para cada andar da estrutura pela Equação 13.

$$R_{D2D1} = \frac{\delta_{z,2}}{\delta_{z,1}} \quad (13)$$

Onde:

$\delta_{z,1}$ é o deslocamento horizontal obtido em análise de primeira ordem no respectivo andar;

$\delta_{z,2}$ é o deslocamento horizontal obtido em análise de segunda ordem rigorosa (análise não-linear geométrica) no respectivo andar.

Para o edifício em concreto armado, o valor de R_{M2M1} resultou em 1,307, enquanto o coeficiente γ_z foi de 1,295. Já para a estrutura em aço, o valor de R_{M2M1} foi de 1,260, e do coeficiente γ_z igual a 1,253. A proximidade entre os valores prova que o grau de deslocabilidade dado pelo método aproximado da ABNT NBR 6118:2014 é confiável neste caso.

Em relação ao coeficiente R_{D2D1} , os valores obtidos para cada andar de cada edificação estão ilustrados nas Tabelas 33 e 34, as quais também contêm os resultados de B_2 para fins comparativos.

Tabela 33 – Coeficientes R_{D2D1} e B_2 para o edifício em concreto armado

Edifício em concreto armado		
Pavimento	RD2D1	B2
12	1,317	1,087
11	1,322	1,088
10	1,329	1,152
9	1,339	1,196
8	1,350	1,257
7	1,362	1,321
6	1,374	1,390
5	1,383	1,463
4	1,388	1,535
3	1,383	1,568
2	1,362	1,519
1	1,320	1,218

Fonte: Autora (2022).

Tabela 34 – Coeficientes R_{D2D1} e B_2 para o edifício em aço

Edifício em aço		
Pavimento	RD2D1	B2
4	1,278	1,146
3	1,286	1,315
2	1,296	1,377
1	1,283	1,269

Fonte: Autora (2022).

Nota-se que o método aproximado com o coeficiente B_2 fornece resultados mais conservadores. O edifício em concreto armado, pelo coeficiente B_2 é classificado como estrutura de grande deslocabilidade, enquanto pelo coeficiente R_{D2D1} , seria classificado como de média deslocabilidade. Para o exemplo em aço, ambos os coeficientes classificam a estrutura como de média deslocabilidade, entretanto, B_2 carrega resultados maiores, quase próximos do limite de 1,4.

5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Estruturas de múltiplos pavimentos devem ter sua deslocabilidade verificada a fim de garantir a rigidez adequada. Nesse sentido, as normas NBR 6118:2014 e NBR 8800:2008 recomendam métodos aproximados para considerações dos efeitos globais de segunda ordem. Para as estruturas de concreto armado, a ABNT NBR

6118:2014 recomenda o coeficiente γ_Z ; por sua vez, para as estruturas de aço e mistas de aço e concreto, a ABNT NBR 8800:2008 recomenda o método aproximado com o coeficiente B_2 .

Neste trabalho foram utilizados dois exemplos de sistemas estruturais, um em aço de quatro pavimentos, outro em concreto armado, de 12 pavimentos. Os deslocamentos horizontais e os momentos fletores dados pelos métodos aproximados foram comparados com os obtidos pela análise não-linear geométrica rigorosa realizada computacionalmente. A partir dos resultados, as seguintes conclusões foram tiradas.

- Para o edifício em concreto armado, o método aproximado com o coeficiente γ_Z forneceu deslocamentos horizontais mais próximos da análise não-linear geométrica do que os obtidos com o coeficiente B_2 ;

- No edifício em aço, o método com o coeficiente B_2 forneceu resultados de deslocamentos horizontais que se aproximaram satisfatoriamente dos resultados pela análise não-linear de referência (exceto para o último pavimento); o coeficiente γ_Z conduziu a deslocamentos uniformes e próximos aos resultados exatos para todos os andares;

- O método aproximado com o coeficiente B_2 possui uma certa deficiência em relação aos deslocamentos, uma vez que tende a fornecer resultados distantes da análise não-linear geométrica na medida em que o número de pavimentos da edificação aumenta. Esse fato deve-se ao deslocamento horizontal relativo (Δ_h) entre os níveis superior e inferior (deslocamento interpavimento) do andar considerado. Quanto menor é esse valor, menor será o B_2 do andar. Por essa razão, quando não for possível realizar a análise não-linear geométrica rigorosa, é interessante que ambos os métodos aproximados (com os coeficientes B_2 e γ_Z) sejam utilizados para fins comparativos de verificação;

- Em relação às solicitações nas colunas, o método com o coeficiente B_2 , em geral, forneceu resultados ligeiramente maiores que a análise de referência, enquanto com o coeficiente γ_Z , os esforços foram, em média, um pouco menores. Entretanto,

as diferenças entre os métodos aproximados foi baixa, colocando ambos na posição de métodos confiáveis e viáveis para consideração dos efeitos globais de segunda ordem quanto às solicitações atuantes;

- Em relação às vigas, os acréscimos nas solicitações devido aos efeitos de segunda ordem, em geral, são menos pronunciados. Entretanto, as vigas têm sua taxa de contribuição para a estabilidade global do edifício devido à maior rigidez à flexão que proporcionam ao pórtico;

- Em termos de praticidade, o método utilizando o coeficiente γ_z é menos trabalhoso e confere boa correlação de resultados com a análise não-linear pela majoração adicional dos esforços horizontais;

- É válido ressaltar que γ_z confere um único valor para toda a edificação, fato que, a depender da estrutura, pode resultar em valores superestimados em alguns pavimentos e subestimados em outros caso seja utilizado como majorador dos esforços horizontais, uma vez que os efeitos globais de segunda ordem sofrem variações ao longo da altura da edificação;

- Pelo coeficiente R_{M2M1} , percebeu-se que o γ_z é um parâmetro que confere grau de deslocabilidade confiável, pois a diferença entre os valores desses coeficientes em ambos os casos simulados foi menor que 1%;

- O coeficiente R_{D2D1} forneceu resultados uniformes ao longo de todos os pavimentos das edificações e significativamente menores em relação aos dados pelo método com o coeficiente B_2 . Tais fatos evidenciaram as diferenças relevantes de valores de B_2 encontrados para os últimos andares das edificações em relação aos primeiros e o conservadorismo desse método aproximado ao colocar a estrutura em posição de deslocabilidade maior do que a real.

Acerca das demais variáveis que influenciam nos deslocamentos das estruturas e das limitações dos métodos aproximados, derivados de análises simplificadas lineares, sugerem-se os seguintes assuntos para o desenvolvimento de trabalhos futuros:

- Investigação das limitações dos métodos aproximados, especialmente o comportamento dos deslocamentos dados pelo método aproximado com o coeficiente B_2 , uma vez que houve uma tendência de distanciamento dos resultados em relação aos valores de referência nos últimos pavimentos das estruturas simuladas neste trabalho;

- Análise dos efeitos de segunda ordem com o uso dos métodos aproximados utilizando outras variáveis além do vento como ações horizontais principais, tais como desaprumo do edifício e ações sísmicas;

- Simulações numéricas com edifícios sem simetria em planta para análise dos métodos aproximados.

6 REFERÊNCIAS

ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118:2014**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, ABNT, 2014.

ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123:1988**: Forças devido ao vento em edificações. Rio de Janeiro, ABNT, 1988.

ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800:2008**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, ABNT, 2008.

ALVA G. M. S., **Análise estrutural de edifícios: efeitos globais de segunda ordem**. 2018. Notas de aula – Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia. Uberlândia, 2018.

ANDRADE, S.; VELLASCO, P. **Comportamento e projeto de estruturas de aço**. 1.Ed. Rio de Janeiro :Elsevier: Editora PUC Rio, 2016. 408p.

INFORMÁTICA, TQS **Estabilidade Global e 2ª Ordem**. TQS Docs. [S. l.], 2022. Disponível em: <<https://docs.tqs.com.br/Docs/PrintAllReport/3155?language=pt-BR>>. Acesso em: 7 mar. 2022

NEVES, W. T. **Análise da influência da rigidez das ligações viga-pilar em estruturas de concreto armado de múltiplos pavimentos**. 2016. Trabalho de conclusão de curso (Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2016.

OLIVEIRA, D. M.; SILVA, N. A.; BREMER, C. F.; INOUE, H. **Considerações sobre a determinação do coeficiente γ_z** . Revista IBRACON de estruturas e materiais, v. 6, p. 75-100, 2013.

SANTOS, J. B. **Análise da influência da rigidez das ligações viga-pilar no comportamento estrutural de edifícios de múltiplos pavimentos em concreto armado**. 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2016.

STRAMANDINOLI, R. S. B. **Modelos de elementos finitos para análise não-linear física e geométrica de vigas e pórticos planos de concreto armado**. 2007. Tese (Programa de pós-graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2007.

TIENI, L. A.; WUTZOW, W. W.; LIBERATI, E. A. P. **Análise de segunda ordem global em pórticos de aço e múltiplos pavimentos utilizando diferentes métodos**. Revista Tecnológica - Universidade Estadual de Maringá, 2019.

ACADFRAME: Software acadêmico para análise de pórticos e treliças planas. Versão Beta. São Carlos: GMEC – Grupo de Mecânica Computacional, 2006. Disponível em: http://web.set.eesc.usp.br/software_depto/acadframe/. Acesso em: 5 abr. 2022.