

Aplicação do coeficiente γ_z em um edifício de concreto armado com variações das seções transversais dos pilares

Application of the γ_z coefficient in a reinforced concrete building with variations in the cross sections of the columns

¹Caçula Maria dos Santos Silva, ²Cláudio Cruz Nunes

¹Engenheira Civil pela Universidade Federal de Mato Grosso (marisantosds95@gmail.com)

² Doutor em Ciências em Engenharia Civil, Professor Associado do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Arquitetura, Engenharia e Tecnologia da Universidade Federal de Mato Grosso (ccnunes@ufmt.br)

RESUMO: Neste artigo apresenta-se um estudo de utilização do coeficiente γ_z para estimar os efeitos globais de 2ª ordem em estruturas de concreto armado. Buscou-se verificar a validade em utilizar tal coeficiente na computação desses efeitos levando em consideração a variação da rigidez da estrutura. Esse parâmetro foi calculado para 11 modelos tridimensionais de edifícios cuja diferença entre eles consistiu na redução das dimensões das seções transversais dos pilares. Para o modelo com os valores de γ_z próximos ao limite superior imposto pela NBR 6118 (ABNT; 2014) foram determinados os deslocamentos horizontais, os esforços cortantes e os momentos fletores com a utilização dos softwares SALT-UFRJ, para o processo simplificado, e SALT-NLG, para o método rigoroso, e os resultados obtidos foram comparados por meio dos conceitos da Norma Euclidiana. Constatou-se que o processo simplificado, do coeficiente γ_z , foi satisfatório para o cálculo dos deslocamentos horizontais da estrutura, com valor máximo de 1,11% de diferença entre os métodos, porém no que diz respeito aos esforços de cisalhamento e momentos fletores observou-se diferença considerável entre os valores alcançados, atingindo 12%. Uma vez que o limite de diferença percentual imposto neste trabalho é de 10%, concluiu-se que não é permitido a utilização desse parâmetro na consideração dos efeitos globais de 2ª ordem para o modelo de edifício proposto, mesmo o coeficiente γ_z apresentando valor menor que 1,3.

Palavras-chave: Coeficiente γ_z ; processo simplificado; método rigoroso; efeitos globais de 2ª ordem.

ABSTRACT: This article presents a study on the use of the γ_z coefficient to estimate the global 2nd order effects in reinforced concrete structures. We sought to verify the validity of using such a coefficient in computing these effects taking into account the variation in the structure's stiffness. This parameter was calculated for 11 three-dimensional models of buildings whose difference between them consisted in reduction of the dimensions of the cross sections of the columns. For the model with γ_z values close to the upper limit imposed by NBR 6118 (ABNT; 2014), horizontal displacements, cutting forces and bending moments were determined using the SALT-UFRJ software, for the simplified process, and SALT-NLG, for the rigorous method, and the results obtained were compared using the concepts of the Euclidean Norm. It was found that the simplified process, the γ_z coefficient, was satisfactory for the calculation of the horizontal displacements of the structure, with a maximum value of 1,11% difference between the methods, however with regard to shear forces and bending moments a considerable difference was observed between the values achieved, reaching 12%. Since the percentage difference limit imposed in this work is 10%, it was concluded that the use of this parameter is not allowed when considering the global 2nd order effects for the proposed building model, even the coefficient γ_z presenting a value less than 1,3.

Keywords: γ_z coefficient; simplified process; rigorous method; 2nd order global effects.

1. INTRODUÇÃO

Segundo Oliveira et al. (2014), grandes avanços nas pesquisas e nas tecnologias, na área da construção civil, tem viabilizado construções cada vez mais econômicas, altas e esbeltas.

Essa tendência não se baseia somente na necessidade de sinalizar poder econômico desses países, outro fator incentivador desse movimento consiste na conveniência em verticalizar as construções, principalmente em locais valorizados, com a intenção de obter um melhor aproveitamento do terreno (LEMES; NUNES, 2017).

Diante disso, conforme esses edifícios ficam mais altos, maiores são as influências das cargas horizontais que solicitam a estrutura. Com isso, surgem novos fatores complementares

que precisam ser considerados na análise estrutural do edifício, antes desconsiderados ou simplificados pelas normas vigentes, tais como a análise da estabilidade e a avaliação dos efeitos de segunda ordem (OLIVEIRA et al., 2014).

A NBR 6118 (ABNT, 2014) especifica métodos simplificadores para a avaliação desses efeitos. Dentro de certos limites prescritos por essa norma, o coeficiente γ_z é recomendado para essas situações. O valor desse parâmetro auxilia na decisão de se considerar ou não os efeitos de 2ª ordem, dispensando-os no dimensionamento da estrutura, desde que estes não ultrapassem em mais de 10% das solicitações de 1ª ordem, onde as análises podem ser realizadas considerando, como hipótese simplificadora, a configuração indeformada da estrutura.

De acordo com a NBR 6118, esse coeficiente é válido para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares inseridas na classificação de estruturas de nós móveis, sendo determinado a partir dos resultados de uma análise linear de primeira ordem, para cada caso de carregamento estrutural.

O valor do γ_z é dado pela Equação 1:

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

em que $M_{1,tot,d}$ é o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura e $\Delta M_{tot,d}$ consiste na soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem.

Uma vez confirmada a necessidade de considerar os efeitos de 2ª ordem, o γ_z também pode ser utilizado para a obtenção dos esforços finais de dimensionamento, desde que seu valor não ultrapasse o limite de 1,3.

Diante disso, o método simplificado representa uma solução aproximada que consiste em calcular os esforços globais de 2ª ordem a partir da majoração das ações horizontais de projeto por $0,95 \gamma_z$, para a combinação de carregamento considerada (ABNT, 2014).

A extrapolação desse limite, no entanto, obriga os projetistas a empregarem métodos mais precisos para avaliar a estabilidade da construção, dentre eles a análise não linear geométrica, que neste artigo será chamado de método rigoroso.

Diante do exposto, quando grandes deslocamentos e/ou deformações estiverem presentes nas estruturas, indicando que não se admite a relação linear entre as forças aplicadas e os seus respectivos deslocamentos, indubitavelmente, as equações de equilíbrio precisam ser formuladas para a configuração deformada da estrutura.

De acordo com Feitosa e Alves (2015), Passos et al. (2016) e Silva (2012), o comportamento não linear verificado nos elementos estruturais de concreto armado decorre de vários fatores, dentre os quais se destacam o deslizamento das armaduras, a plastificação dos materiais, a deformação lenta (fluência) do concreto e as fissuras originadas da grande diferença de resistência a esforços de tração e compressão, que comprometem a capacidade do concreto em absorver tensões de tração.

Em vista disso, em estruturas reticuladas de no mínimo quatro pavimentos a NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece a necessidade de consideração nos cálculos efetuados de outro comportamento não linear: a não linearidade física.

No entanto, com a finalidade de simplificar a consideração desse fenômeno a mesma norma possibilita que ela seja feita de forma aproximada, tomando como rigidez à flexão dos elementos os valores reduzidos descritos nas Equações 2 a 5.

Para as lajes:

$$(EI)_{sec} = 0,3E_cI_c \quad (2)$$

Para vigas com armadura assimétrica:

$$(EI)_{sec} = 0,4 E_cI_c \quad (3)$$

Para vigas com armadura simétrica:

$$(EI)_{sec} = 0,5 E_cI_c \quad (4)$$

Para os pilares:

$$(EI)_{sec} = 0,8 E_cI_c \quad (5)$$

em que I_c é o momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo as mesas colaborantes, quando houver e E_c é o valor representativo do módulo de deformação do concreto.

A redução da rigidez desses elementos interfere diretamente no resultado do coeficiente γ_z . Porém, vale ressaltar que vários fatores podem afetar a rigidez da estrutura. Santos, Silva e Alva (2018) estudaram a influência da rigidez das ligações viga-pilar na estabilidade global de edifícios de concreto armado. Os autores enfatizaram que a rigidez das ligações é um fator de destaque na influência do comportamento estrutural frente às ações horizontais.

A existência de ligações menos rígidas tem como consequência situações mais críticas para a estabilidade global da estrutura, e também, para as armaduras dos pilares. No geral, os aumentos ocorridos nos parâmetros de estabilidade global com a consideração do engastamento parcial de ligações podem gerar soluções no projeto estrutural diferentes daquelas que ocorrerão na realidade do edifício admitindo-se a hipótese de ligações perfeitamente rígidas.

Diante do exposto é notório que a alteração do modo como é considerado a rigidez da ligação viga-pilar de uma estrutura tem influência na estabilidade global do edifício e, conseqüentemente, no dimensionamento dos elementos estruturais. Além disso, Freitas, Luchi e Ferreira (2016) endossam a ideia de que a rigidez dos elementos estruturais tem influência direta na estabilidade global de uma estrutura.

Diante do apresentado, o objetivo deste trabalho é verificar a validade em utilizar o processo simplificado do coeficiente γ_z para computar os efeitos de 2ª ordem da edificação em estudo, verificando se a precisão do processo simplificado γ_z , comparado com o processo rigoroso, quando a estrutura apresenta variação das seções dos pilares, é aceitável ou não.

Justifica-se a realização desse estudo devido à necessidade da determinação dos efeitos globais de 2ª ordem em edifícios que apresentam sensibilidade a deslocamentos horizontais. Esses efeitos interferem nos esforços solicitantes das estruturas podendo aumentar, significativamente, os valores dos mesmos.

Diante disso, os resultados obtidos fornecerão suporte na tomada de decisão quanto a escolha do método a ser utilizado para a análise estrutural, ou seja, o responsável pelo projeto poderá optar ou não por um processo mais simples ao considerar esses efeitos em edifícios similares à proposta, uma vez que o método rigoroso é complexo e demanda maior custo de processamento.

Além disso, como o edifício apresenta seções reduzidas nos pavimentos superiores isso pode economizar no consumo de concreto, em situações onde os ganhos com essa economia superam os gastos com a necessidade de adequar um novo conjunto de formas.

2. MATERIAIS E MÉTODO

2.1 Aspectos gerais do edifício analisado

A edificação escolhida para alcançar os objetivos desse estudo consiste numa versão

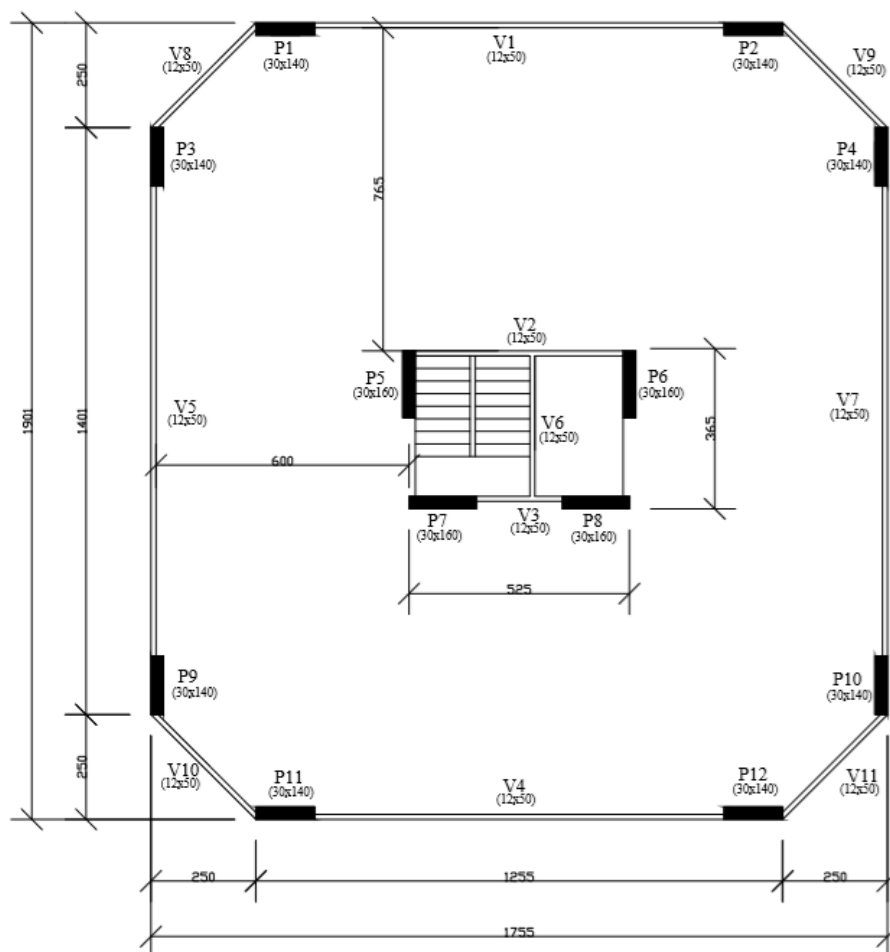
modificada do edifício que foi, primeiramente, idealizado por Nunes e Lima (2000) e, posteriormente, adaptado por Lemes e Nunes (2017).

O edifício é composto por 11 pavimentos, incluindo casa de máquinas e caixa d'água, com pé direito de 2,80 m. Ele estará situado numa zona de terreno aberto, praticamente sem obstruções.

Essa edificação foi pensada para abrigar atividades comerciais, com salas previstas para serem utilizadas como escritórios, consequência disso, foi a quase inexistência de paredes internas, de modo que, poderá ser escolhida qualquer configuração para o ambiente.

No modelo idealizado por Nunes e Lima (2000), as lajes eram do tipo cogumelo, isto é, as lajes apoiavam diretamente sobre os pilares. Isso fez com que a estrutura apresentasse valores do coeficiente γ_z maiores que o permitido pela norma para a consideração simplificada dos efeitos de segunda ordem por meio desse coeficiente. Diante disso, Lemes e Nunes (2017) adicionaram as vigas laterais, a fim de aumentar a rigidez do edifício. Na Figura está ilustrada a planta baixa do edifício analisado, com área total do pavimento tipo com 321,13 m².

Figura 1 - Planta de forma do pavimento-tipo



* cotas em cm

Fonte: Nunes e Lima, 2000 (adaptado por Lemes e Nunes, 2017).

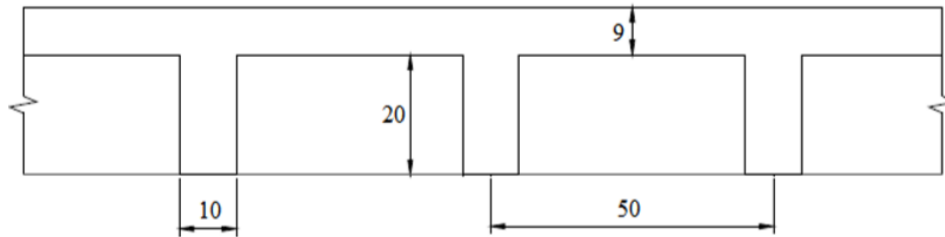
Os pilares das extremidades possuem dimensões de 30x140 cm e os pilares internos de 30x160 cm. Todas as vigas da estrutura possuem dimensões de 12x50 cm.

2.1.1 Discretização da laje

Na Figura está ilustrada a laje do tipo nervurada idealizada e calculada por Nunes e

Lima (2000) que foi utilizada neste estudo.

Figura 2 - Dimensões da laje nervurada



* cotas em cm

Fonte: Nunes e Lima (2000).

Observa-se que a laje possui nervuras de 10 cm de largura com 50 cm de espaçamento entre eixos de nervuras, a mesa contém 9 cm de espessura e a altura da alma é de 20 cm.

O concreto utilizado possui resistência característica à compressão, f_{ck} de 35 MPa. O módulo de elasticidade longitudinal do concreto, E_c adotado foi de 32,3 GPa, obedecendo a NBR 6118 (ABNT, 2014), enquanto o coeficiente de Poisson do concreto, ν , adotado foi de 0,2 e a massa específica do concreto armado igual a 2500 kg/m³.

Neste ponto, vale ressaltar que a não linearidade física das estruturas de concreto armado foi considerada de forma aproximada, como recomenda a NBR 6118.

Neste trabalho, as lajes nervuradas foram analisadas como grelhas, assim como fizeram Nunes e Lima (2000). Os elementos que formam a grelha possuem 50 cm de comprimento e em cada intersecção desses elementos forma-se um nó no modelo. Os pequenos espaços de lajes entre as nervuras foram considerados mediante a utilização de seção T.

Para simplificar a análise, considerou-se que os nós receberam diretamente todas as cargas aplicadas às lajes, ainda que estas sejam contínuas. O emprego de tal estratégia não conduz a diferenças relevantes, uma vez que o espaçamento entre as nervuras da laje é pequeno.

A excentricidade do apoio da laje em relação ao eixo do pilar foi abordada por meio da dependência generalizada entre deslocamentos. Nesse caso, todos os nós da grelha, que também são comuns com a seção do pilar, foram totalmente declarados como dependentes do nó correspondente ao centro de gravidade (CG) do pilar, considerado como apoio rígido.

A teoria de dependência generalizada entre deslocamentos é toda baseada nos trabalhos de Nunes (1994), Nunes e Carvalho (2010) e Nunes (2015).

2.1.2 Discretização dos pilares

A modelagem dos pilares foi realizada por meio de elementos de pórtico espacial, ligados, a cada andar, pelas vigas adjacentes e pelas lajes; estas funcionando como diafragmas rígidos. O trabalho conjunto entre lajes e pilares foi novamente tratada por meio da dependência generalizada entre deslocamentos.

Cada lance de pilar possui 3,09 m de altura, composto pelo pé direito e pela espessura da laje, 2,80 m e 0,29 m respectivamente. Com 11 lances de 3,09 m, correspondentes aos 10 pavimentos-tipo e laje de cobertura, o prédio possui altura total de 33,99 m, desconsiderando-se a caixa d'água e a casa de máquinas.

No modelo original de Nunes e Lima (2000), as vigas internas não foram consideradas no modelo estrutural. Para que os dados anteriores fossem válidos como parâmetros durante os cálculos efetuados, principalmente com relação às reações de apoio das lajes, optou-se por adotar o mesmo procedimento.

Para este trabalho, os pilares possuem diferentes seções transversais para modelos distintos. Diante disso, os pilares com dimensões de 30x140 cm e 30x160 cm foram reduzidos

para 30x70 cm e 30x80 cm, respectivamente, a cada andar, conforme metodologia deste trabalho. É importante ressaltar que essa redução foi realizada de forma centrada, de modo que não sofresse alteração na posição do centro geométrico do elemento.

2.2 Carregamentos e combinações

Os carregamentos considerados foram o peso próprio dos elementos estruturais, as sobrecargas de utilização, as forças devidas ao vento, o peso de alvenarias, do revestimento e das esquadrias. Esses valores foram determinados por Nunes e Lima (2000).

O peso próprio da laje foi considerado em duas parcelas, uma vez que ela foi idealizada de forma que fosse composta por pequenas lajes com várias vigas contornando-as. Para a carga das vigas foi considerada 0,7 kN/m e para as pequenas lajes considerou-se uma carga de 2 kN/m². A sobrecarga de utilização foi definida de acordo com a NBR 6120 (ABNT, 1980), ou seja, 2 kN/m² aplicado na laje. Para o peso da alvenaria foi considerado 6,132 kN/m, para as esquadrias foi de 2,184 kN/m e para o peso do revestimento foi considerado 0,3375 kN/m².

Para determinar o peso próprio de todos os elementos estruturais, com exceção da laje, foi utilizado a opção de peso automático no programa SALT-UFRJ, informando as áreas das seções transversais dos elementos, do peso específico do material e da direção de atuação da gravidade.

O peso próprio da laje em conjunto com as cargas descarregadas sobre ela foi transmitido aos pilares. Estes, por sua vez, estarão submetidos, além da reação da laje, ao seu peso próprio, ao peso próprio das vigas, às cargas de vento, às cargas provenientes da caixa d'água e da casa de máquinas.

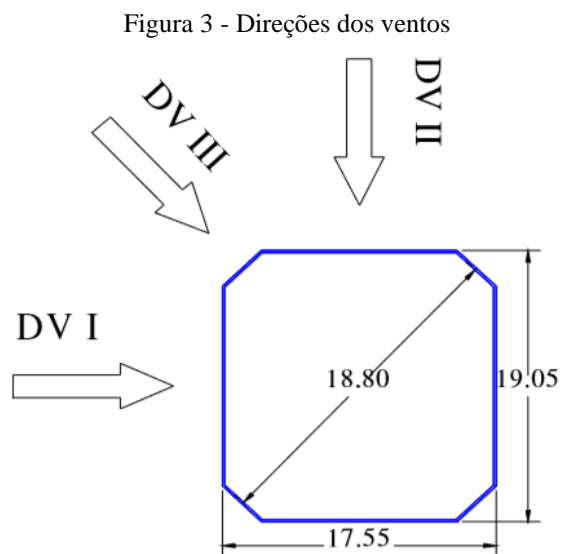
A transferência de cargas foi realizada dessa maneira devido a disponibilidade dos dados da reação da laje calculadas anteriormente por Nunes e Lima (2000). No trabalho desenvolvido por eles as lajes apoiavam diretamente sobre os pilares, daí as cargas serem transferidas diretamente a esses elementos.

Para as cargas da laje de cobertura, geralmente menores, foi considerado metade do carregamento dos demais pavimentos.

As cargas da caixa d'água e casa de máquinas foram divididas e aplicadas somente aos nós de topo dos pilares internos que as sustentam.

As cargas decorrentes da ação estática do vento foram estimadas de acordo com a NBR 6123 (ABNT, 1988), para 3 direções de atuação ilustrados na

Figura. Vale salientar que apenas foram contabilizados os efeitos da atuação do vento em uma única direção por vez.



Fonte: Nunes e Lima, 2000.

Foram consideradas 3 regiões de atuação do vento ao longo da altura do edifício: até 10 m, de 10 a 20 m e de 20 m até o topo.

O valor adotado para a velocidade básica do vento, V_0 , foi de 35 m/s; o fator topográfico, S_1 , considerado foi de 1,0; os valores de S_2 , foram 0,95 para os 10 m iniciais; 1,01 de 10 a 20 m e 1,05 de 20 a 33,99 m, para S_3 foi considerado o valor de 1,0. Os resultados das cargas devidas ao vento, aplicadas nos nós mestres dos diafragmas rígidos das lajes, estão apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 - Cargas de vento

	D_{VI}	D_{VII}	D_{VIII}
Até 10 m	55,60 kN	49,16 kN	52,81 kN
De 10m a 20m	62,90 kN	55,62 kN	59,75 kN
De 20m a 33,99m	68,00 kN	60,15 kN	64,62 kN

Fonte: Nunes e Lima, 2000 (Adaptado).

A ação do vento é transmitida às lajes por meio das paredes externas. Essa ação é transmitida aos pilares devido ao comportamento de diafragma rígido da laje, simulado por meio da teoria de dependência generalizada entre deslocamentos.

Para as combinações de carregamento as duas naturezas de ações consideradas foram: as permanentes, que incluem o peso próprio dos elementos estruturais e o peso dos elementos construtivos como paredes, revestimento e esquadrias e as variáveis, que se dividem em sobrecargas de utilização e cargas de vento. Os efeitos do desaprumo na estrutura foram verificados, porém concluiu-se que as ações do vento são mais significativas.

Foi verificado que para o cálculo do coeficiente γ_z , devido as particularidades desse trabalho, a combinação última normal em que a ação do vento é considerada como secundária e a sobrecarga de utilização como ação variável principal é a mais desfavorável.

Para as combinações de serviço ocorre o contrário. Pretende-se com elas obter os deslocamentos horizontais da edificação. Logo, deve-se priorizar as cargas de vento, pois são elas que mais contribuem para esses deslocamentos.

Desta forma, tem-se, em síntese:

1. Combinações últimas normais

$$F_{Di} = 1,4F_{G,k} + 1,4(F_{Sc,k} + 0,6F_{VI,k});$$

2. Combinações últimas normais para o processo simplificado

$$F_{Di} = 1,4F_{G,k} + 1,4(F_{Sc,k} + 0,6 \times 0,95 \times \gamma_z \times F_{VI,k});$$

3. Combinações frequentes de serviço

$$F_{Si} = 1,0F_{G,k} + 0,3F_{VI,k} + 0,4F_{Sc,k};$$

4. Combinações frequentes de serviço para o processo simplificado

$$F_{Si} = 1,0F_{G,k} + 0,3 \times 0,95 \times \gamma_z \times F_{VI,k} + 0,4F_{Sc,k}.$$

O índice i representa a i -ésima direção considerada. É importante lembrar que para análises globais de 2ª ordem no processo rigoroso as combinações devem ser feitas com as ações, e não com os esforços solicitantes, como recomenda a NBR 6118 (ABNT, 2014), visto que na análise não linear não há mais proporcionalidade.

2.3 Análise estrutural do edifício

Com o propósito de calcular o parâmetro de instabilidade global γ_z , foi realizado uma

análise elástica linear de 1ª ordem no edifício carregado apenas com as cargas horizontais; no caso, apenas o vento, em uma direção por vez. Obtido o γ_z , o edifício foi classificado como estrutura de nós fixos ou móveis. Sendo a estrutura classificada como sensível a deslocamentos horizontais e com $\gamma_z \leq 1,3$, procedeu-se à aplicação do processo simplificado a fim de se obter os esforços globais de 2ª ordem.

Realizou-se, então, uma análise não linear geométrica rigorosa no edifício, pelo método rigoroso. Finalmente, comparou-se os resultados alcançados com os dois processos, por meio da norma Euclidiana.

2.3.1 *Análise elástica linear de 1ª ordem do edifício*

A primeira análise linear geométrica que foi realizada no edifício teve como finalidade obter os dados necessários para o cálculo do coeficiente γ_z . Com isso, objetivou-se mensurar os deslocamentos horizontais e os momentos de tombamento de 1ª ordem.

Uma vez calculado o coeficiente γ_z para cada direção de atuação do vento, seu valor foi utilizado para classificar a estrutura quanto à sensibilidade a deslocamentos horizontais na direção considerada.

Se $\gamma_z \leq 1,1$, o prédio é classificado como de nós fixos, pouco sensível a deslocamentos horizontais. Nesse caso, os efeitos globais de 2ª ordem podem ser desprezados para aquela direção. Se $1,1 < \gamma_z \leq 1,3$, classifica-se a estrutura como de nós móveis e pode-se aplicar o processo simplificado que majora as ações horizontais por $0,95 \gamma_z$. As ações majoradas são aquelas com as quais γ_z foi obtido, isto é, para a respectiva combinação e direção de aplicação do vento.

Majoradas as ações horizontais, realizou-se nova análise linear para obter os esforços finais que abrangem os de 2ª ordem, desta vez incluindo-se todas as demais cargas.

2.3.2 *Esforços finais por meio da análise não linear geométrica*

A obtenção dos esforços globais de 2ª ordem pelo processo rigoroso foi feita com o uso do módulo não linear geométrico do SALT-UFRJ: o SALT-NLG.

O programa SALT-NLG possibilita a aplicação da dependência generalizada entre deslocamentos com análise não linear geométrica de pórtico espacial pela teoria geral. Isso pode ser visto com mais detalhes em Nunes (1998) e Nunes, Soriano e Venâncio (2002).

Obtidos os esforços e deslocamentos globais de 2ª ordem pelo processo rigoroso e pelo processo simplificado, os resultados foram comparados a fim de avaliar a precisão do último método.

2.3.3 *Procedimento de comparação dos resultados*

Como as respostas das análises, de deslocamentos e esforços, envolvem muitos valores que são dispostos em vetores, então para saber o quanto um vetor é próximo ou distante dos outros utilizou-se os conceitos da geometria euclidiana.

A distância entre dois vetores pode ser calculada com a norma euclidiana, conhecida também como distância euclidiana, determinada por meio da raiz quadrada da soma dos quadrados das diferenças entre os dois vetores, isto é, dado dois vetores x e y , a norma de distância é definida como na Equação 6.

$$d(x, y) = \sqrt{\sum_{i=1}^p (x_i - y_i)^2} \quad (6)$$

Dessa forma, pode-se comparar os resultados da análise pelo processo simplificado com

os da análise pelo processo rigoroso.

O procedimento utilizado para avaliar os resultados dos esforços consistiu, basicamente, nos seguintes passos: primeiramente definiu-se para um determinado vetor os valores apresentados pela prumada de pilares que contém a maior solicitação na base do edifício. Para os resultados dos deslocamentos, esses valores foram os correspondentes à prumada do pilar considerado como mestre. Isso foi feito tanto para o processo simplificado quanto para o método rigoroso.

Em seguida, calculou-se o comprimento desses vetores, que no espaço euclidiano n dimensional é a raiz quadrada do produto interno do vetor, como na Equação 7.

$$|v| = \sqrt{v \cdot v} \quad (7)$$

Calculou-se também o comprimento da diferença entre eles, Equação 6. Após esse processo, os resultados obtidos foram utilizados na Equação 8 para computar a diferença percentual.

$$\|\Delta\| = \frac{|\Delta D|}{|D_i|} \times 100 \quad (8)$$

Sendo $|\Delta D|$ o comprimento do vetor das diferenças, calculado com a Equação 6 e $|D_i|$ o comprimento do vetor calculado com os valores obtidos pelo método simplificado ou pelo método rigoroso, determinado com a Equação 7.

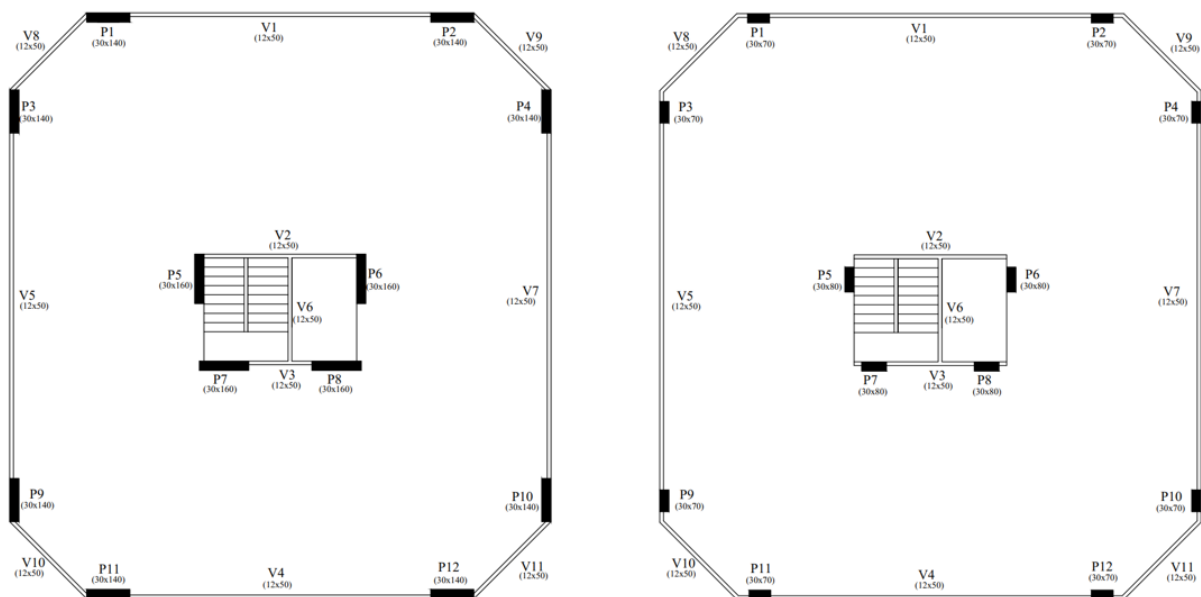
Por fim, os percentuais de diferenças foram comparados com o percentual limite imposto que é de erro máximo de 10%.

2.4 Modelos analisados

Foi idealizado 11 modelos tridimensionais para o cálculo do coeficiente γ_z . Eles foram pensados da seguinte maneira: no primeiro modelo todos os pilares sofreram redução de 50% da seção transversal (seção reduzida) com exceção do primeiro lance de pilares que continuou com as seções originais (seção original); no segundo modelo tanto o primeiro quanto o segundo lance de pilares continuaram com as seções originais e os demais lances ficaram com as seções reduzidas e assim seguiu com os demais modelos até que todos os pilares do edifício estivessem com as seções originais. Como trata-se de uma estrutura de edifício com poucas vigas, consequentemente com baixa rigidez para deslocamentos horizontais; as reduções de seções transversais dos pilares, para o modelo escolhido para análise, ainda mantêm a estrutura dentro do limite $H/500$ para deslocamentos horizontais, o que mostra que as reduções são exequíveis, veja-se Figura 6. Na

Figura encontra-se ilustrado a forma como ocorreu a redução centrada na seção transversal dos pilares.

Figura 4 - Redução centrada da seção transversal dos pilares



* cotas em cm

Na Tabela 2 encontra-se um resumo dos modelos utilizados.

Tabela 2 - Características dos modelos utilizados

MODELO	LANÇE	TIPO DE SEÇÃO	SEÇÕES DOS PILARES (cm)	
			P1, P2, P3, P4, P9, P10, P11 e P12	P5, P6, P7 e P8
1	1°	Original	(30x140)	(30x160)
	2°-11°	Reduzida	(30x70)	(30x80)
2	1°-2°	Original	(30x140)	(30x160)
	3°-11°	Reduzida	(30x70)	(30x80)
3	1°-3°	Original	(30x140)	(30x160)
	4°-11°	Reduzida	(30x70)	(30x80)
4	1°-4°	Original	(30x140)	(30x160)
	5°-11°	Reduzida	(30x70)	(30x80)
5	1°-5°	Original	(30x140)	(30x160)
	6°-11°	Reduzida	(30x70)	(30x80)
6	1°-6°	Original	(30x140)	(30x160)
	7°-11°	Reduzida	(30x70)	(30x80)
7	1°-7°	Original	(30x140)	(30x160)
	8°-11°	Reduzida	(30x70)	(30x80)
8	1°-8°	Original	(30x140)	(30x160)
	9°-11°	Reduzida	(30x70)	(30x80)
9	1°-9°	Original	(30x140)	(30x160)
	10°-11°	Reduzida	(30x70)	(30x80)
10	1°-10°	Original	(30x140)	(30x160)
	11°	Reduzida	(30x70)	(30x80)
11	1°-11°	Original	(30x140)	(30x160)

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

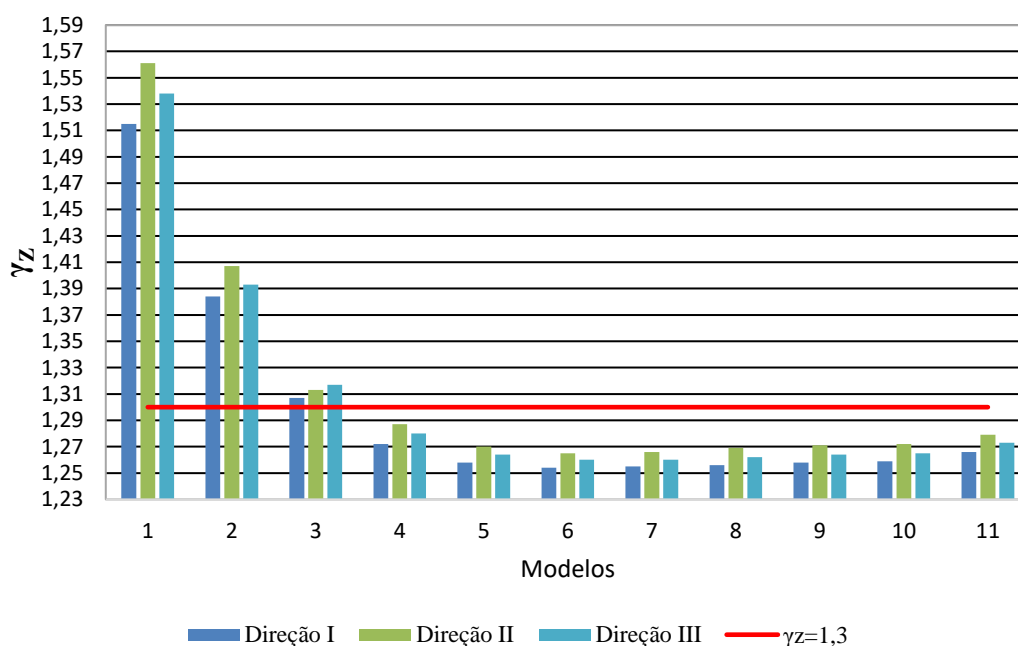
Nesta seção estão apresentados os resultados dos coeficientes γ_z para todos os modelos avaliados, nas três direções principais, e suas respectivas classificações. Estão também apresentados os principais valores dos deslocamentos horizontais da estrutura, dos esforços cortantes e dos momentos fletores.

Cada um dos gráficos possui uma legenda com dois ou três itens: o primeiro, Linear γ_z , simboliza os valores apresentados pelo processo simplificado; o segundo, NLG, significa que o modelo de cálculo levou em consideração a não linearidade geométrica, ou seja, foi utilizado o método rigoroso; o terceiro, H/500, é um parâmetro de referência de deslocamentos horizontais.

3.1 Estabilidade global da edificação

Na Figura 5 estão apresentados os coeficientes γ_z para as três direções de atuação do vento, para cada modelo analisado. Todos os casos se encaixam na classificação de estrutura de nós móveis.

Figura 5 - Valores do coeficiente γ_z para os modelos analisados



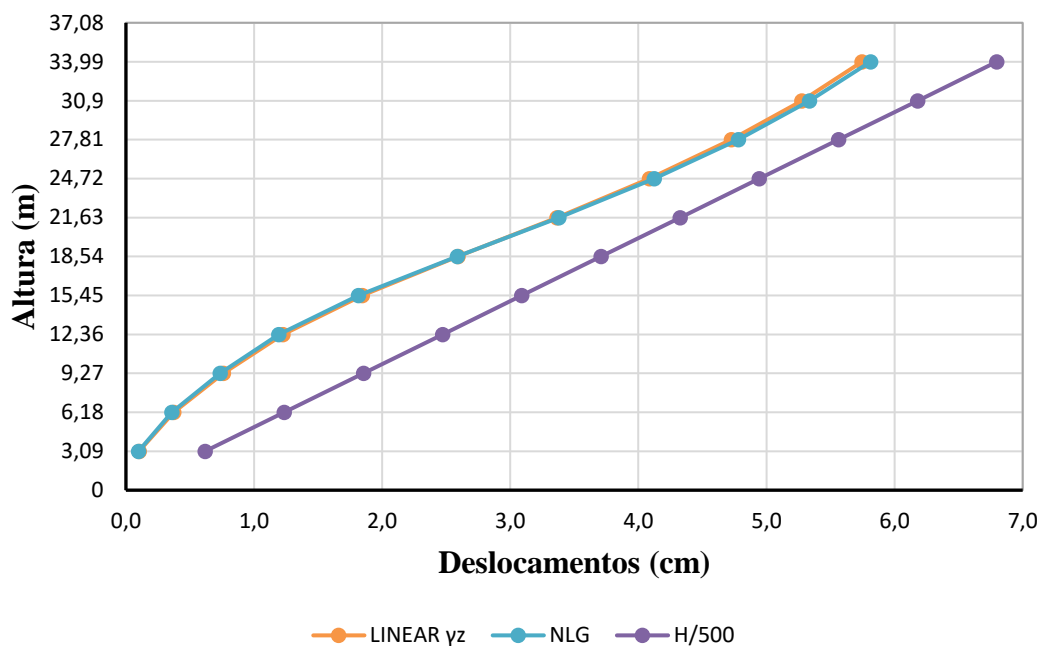
Observa-se que a conservação da seção original a partir do quarto pavimento (Modelo 4) resultou em valores para o γ_z dentro do limite estabelecido pela norma para uso do γ_z como fator de correção, sendo o Modelo 4 o que apresentou os maiores valores.

Diante disso, os resultados dos deslocamentos, esforços cortantes e momentos fletores apresentados a seguir são referentes ao Modelo 4. Na definição desse modelo tomou-se como base a proximidade dos valores apresentados pelo γ_z com o limite superior estabelecido pela NBR 6118 (ABNT, 2014) para o seu uso como fator de correção, ou seja, esse modelo apresenta a situação mais crítica dentre todos os modelos analisados que podem utilizar o γ_z .

3.2 Deslocamentos horizontais

Verificou-se que no nó mestre de cada andar, nós do pilar 1, na direção I do Modelo 4 apresentaram-se as maiores diferenças de deslocamentos entre o processo simplificado e o rigoroso. Na Figura 6 estão plotados os valores dos deslocamentos em função da altura da edificação.

Figura 6 - Deslocamentos em função da altura do edifício dos nós mestres de cada andar, nós do pilar 1, vento na direção I do Modelo 4



Os resultados referentes à comparação entre os valores dos deslocamentos dos dois processos estão organizados na Tabela 3. Nas Tabelas 3 a 5, os subíndices **s** e **r** correspondem aos valores obtidos pelo processo simplificado e rigoroso, respectivamente, δ o comprimento euclidiano dos vetores e Δ o comprimento euclidiano do vetor das diferenças entre os dois processos de cálculo.

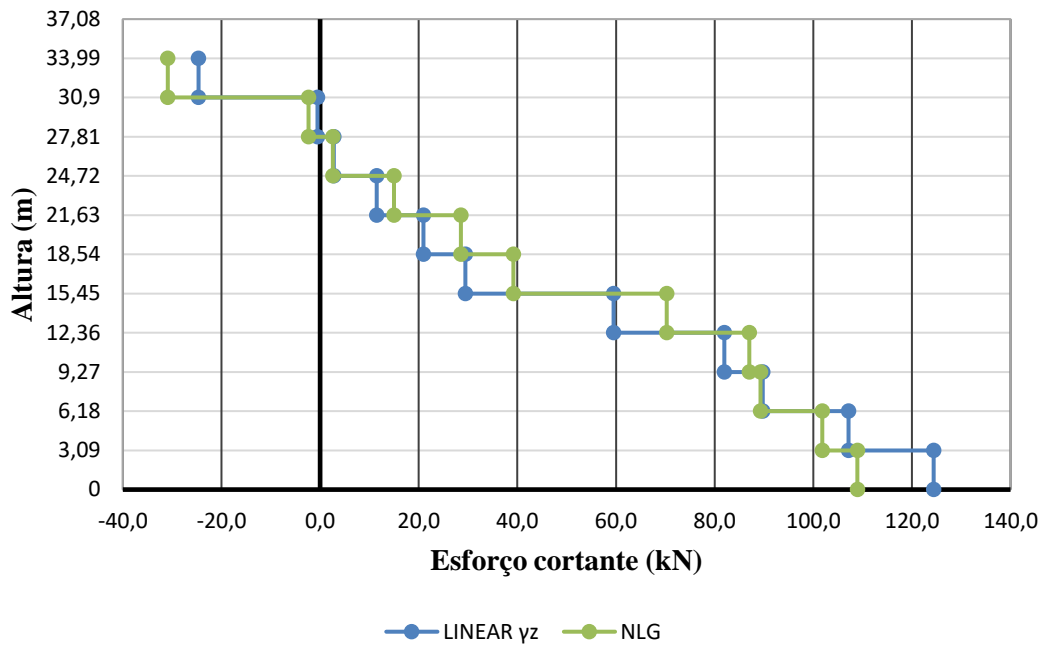
Tabela 3 - Diferenças percentuais entre os comprimentos euclidianos dos vetores de deslocamentos dos nós mestre de cada andar, nós do pilar 1, Modelo 4 e vento na direção I

$ \delta_s $	$ \delta_r $	$ \Delta\delta $	$ \Delta\delta / \delta_s $	$ \Delta\delta / \delta_r $
cm	cm	cm	%	%
11,12	11,21	0,12	1,11	1,10

3.3 Esforços cortantes

Os resultados para esforço cortante que apresentaram as maiores diferenças foram no Pilar 5 do Modelo 4 e vento na direção II, representados na Figura 7.

Figura 7 - Esforços cortantes em função da altura do edifício – Pilar 5, Modelo 4, vento na direção II



Os valores das diferenças percentuais estão apresentados na Tabela 4.

Tabela 4 - Diferenças percentuais entre os comprimentos euclidianos dos vetores de esforços cortantes – Modelo 4, vento na direção II

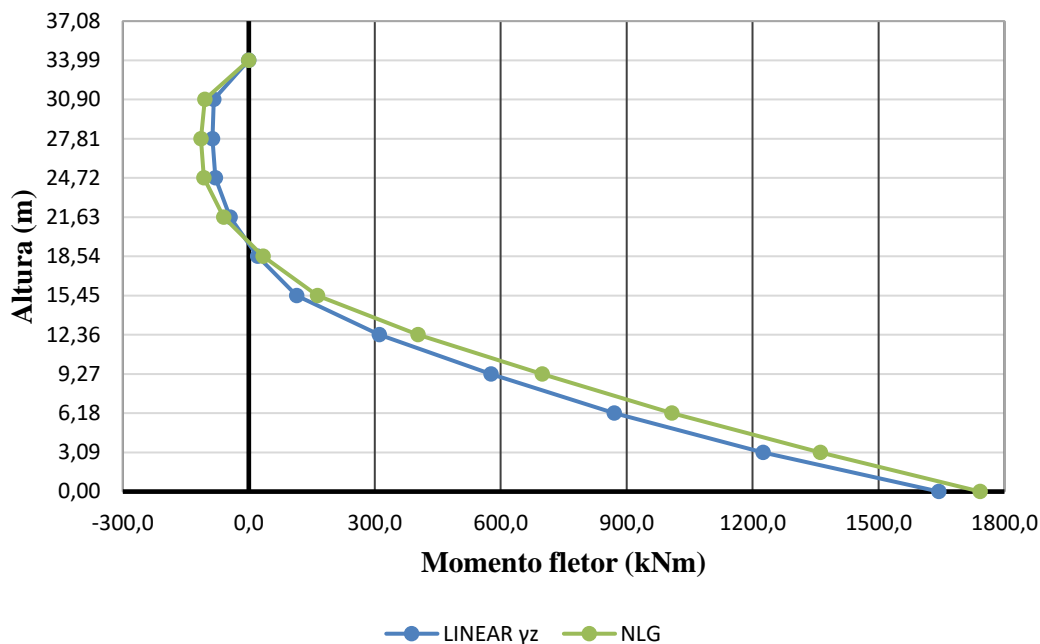
$ V_s $	$ V_r $	$ \Delta V $	$ \Delta V / V_s $	$ \Delta V / V_r $
kN	kN	kN	%	%
217,56	215,09	24,79	11	12

Ao analisar os dados da Tabela 4 observa-se que o comprimento euclidiano do vetor dos valores simplificados é maior que o resultado obtido pelo método rigoroso, como o comprimento do vetor das diferenças é igual para ambos os processos, obteve-se como consequência a maior diferença percentual em relação ao modelo rigoroso.

3.4 Momentos fletores

As maiores diferenças do Modelo 4 ocorreram no Pilar 8 com vento na direção I. Para melhor visualização da variação do momento fletor ao longo da altura do edifício os valores foram plotados na Figura 8.

Figura 8 - Momentos fletores em função da altura do edifício – Pilar 8, Modelo 4 e vento na direção I



As diferenças percentuais, entre os processos de cálculo, para o Modelo 4 e vento na direção I estão organizados na Tabela 5.

Tabela 5 - Diferenças percentuais entre os comprimentos euclidianos dos vetores de momentos fletores – Pilar 8, Modelo 4 e vento na direção I

M_s	M_r	ΔM	$\Delta M / M_s$	$\Delta M / M_r$
kN.m	kN.m	kN.m	%	%
2329,17	2573,06	274,54	12	11

Nesta pesquisa adotou-se como hipótese o limite tolerável de erro de 10%, visto que a própria norma NBR 6118 (ABNT, 2014) tolera erro até esse valor, ao estabelecer que os efeitos globais de 2ª ordem podem ser desprezados quando não ultrapassam em 10% dos efeitos de primeira ordem. Além disso, o coeficiente de ponderação das ações γ_f pode ser desdobrado em três: $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3}$. O coeficiente parcial γ_{f3} “considera os possíveis erros de avaliação dos efeitos das ações, seja por problemas construtivos, seja por deficiência do método de cálculo empregado” e seu valor deve ser sempre $\gamma_{f3} \geq 1,1$, segundo a NBR 8681 (ABNT, 2003), evidenciando que a norma sempre cobre 10% de erro do método de cálculo empregado.

4. CONCLUSÕES

Os 11 modelos idealizados foram classificados, para todas as direções, como de nós móveis. Com isso, ao observar os valores do coeficiente γ_z constatou-se que no Modelo 4 esses resultados eram os mais próximos do limite superior estabelecido pela NBR 6118 (ABNT, 2014).

Foi adotado neste trabalho uma abordagem prática que consiste no uso da geometria euclidiana, com as normas de comprimento de vetores, para verificar o quanto os resultados do processo simplificado, com uso do γ_z segundo a norma NBR 6118 (ABNT, 2014), divergem do processo rigoroso. Tal praticidade reside na não necessidade de se preocupar com as mudanças de sinais nos resultados de deslocamentos e esforços. Além disso, ela também facilita a decisão quando se tem muitos resultados envolvidos, como nos vetores de deslocamentos e esforços.

Diante disso, para o Modelo 4, concluiu-se que o processo simplificado representa uma aproximação aceitável, até o limite de $\gamma_z=1,3$, para a determinação dos deslocamentos horizontais da estrutura, visto que os resultados das diferenças percentuais, calculados com os comprimentos euclidianos dos vetores, não foram expressivos, sendo que o valor máximo alcançado foi de 1,11%.

Em relação aos esforços cortantes verificou-se que, para o Modelo 4, os valores obtidos tiveram uma diferença percentual acima dos 10% permitido para este estudo, atingindo valor máximo de 12%, ou seja, os resultados apresentados pelo processo simplificado são contra a segurança, exigindo cautela na utilização do coeficiente γ_z , como parâmetro para computar os esforços cortantes de segunda ordem para edificações com variações de seções transversais dos pilares, quando o seu valor está próximo do limite máximo de aplicabilidade. Um detalhe que deve ser observado é que em um projeto esses esforços cortantes dos pilares podem não serem significativos nos cálculos das armaduras dos mesmos.

Quanto aos valores dos momentos fletores verificou-se também que, para o Modelo 4, é necessário prudência na utilização do coeficiente γ_z , quando ele está próximo do seu limite superior máximo, para a determinação dos momentos fletores de segunda ordem, pois as diferenças percentuais máximas foram de 12%, o qual supera o valor limite preestabelecido para este estudo. Assim, o processo simplificado gerou valores contra a segurança para os momentos fletores. É importante frisar que nos projetos os momentos fletores são esforços relevantes no dimensionamento de pilares de edifícios.

Diante do exposto, conclui-se que a hipótese almejada no início do estudo não se verifica para o modelo de edifício analisado, com variação de seções transversais dos pilares, no tocante aos esforços cortantes e momentos fletores, quando γ_z está próximo do seu limite de aplicabilidade que é de 1,3, como recomenda a NBR 6118 (ABNT, 2014), visto que o processo simplificado resultou valores com mais de 10% de diferença em relação aos obtidos pelo método rigoroso para esses esforços. Já para os deslocamentos o processo simplificado resulta em aproximações aceitáveis até o limite de $\gamma_z=1,3$.

5. REFERÊNCIAS

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

_____. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

_____. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.

_____. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

FEITOSA, L. A. e ALVES, E. C. Estudo da estabilidade global de edifícios altos com lajes protendidas. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**. V.8, n. 2, p. 196-224, 2015.

FREITAS, F. C.; LUCHI, L. A. R.; FERREIRA W. G. Análise da estabilidade global das estruturas e ações de controle dos seus efeitos. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**. V.9, n. 2, p. 192-213, 2016.

LEMES, Hadam R. S. L. e NUNES, Cláudio C. – Avaliação do Coeficiente γ_z em Situação Estrutural Próxima do Seu Limite de Aplicação. **E&S – Engineering and Science**, v.2, ed.6, 2017.

NUNES, C. C. Análise de edifício de alvenaria estrutural calculado com dependência linear generalizada entre deslocamentos. **In: 3º ENCONTRO EM ENGENHARIA DE EDIFICAÇÕES E AMBIENTAL**. Cuiabá, 2015.

NUNES, C. C.; CARVALHO, H. P. Experimentos numéricos com um edifício de alvenaria estrutural calculado com dependência generalizada entre deslocamentos. **In: ANAIS DO 52º CONGRESSO BRASILEIRO DE CONCRETO**. IBRACON, Fortaleza, 2010.

NUNES, C.C.; SORIANO, H. L.; VENANCIO FILHO, F. Geometric non-linear analysis of space frame with rotation greater than 90°, with Euler angles and quasefixed local axes system. **International Journal of Non-linear Mechanics**. Elsevier Science Ltda, 2002.

NUNES, C. C.; LIMA, L. C. P. Comparação entre os esforços em pilares de edifício alto calculados no regime elástico linear com os calculados no regime elástico não linear geométrico. **In: IBRACON**, Fortaleza, 2000.

NUNES, C. C. **Análise Não Linear Geométrica de Pórtico Espacial com Dependência Generalizada entre Deslocamentos**; Tese de Doutorado, XVII, 96 p, COPPE/UFRJ, D.Sc. Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1998.

_____. **Dependência linear generalizada entre deslocamentos de modelos reticulados, placas e cascas**. Tese de Mestrado, IX, 131 p. – COPPE/UFRJ, M.Sc. Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1994.

OLIVEIRA, D. M.; SILVA, N. A.; OLIVEIRA, P. M.; RIBEIRO, C. C. Avaliação dos momentos de segunda ordem em estruturas de concreto armado utilizando os coeficientes γ_z e B_2 . **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**. v. 7, n. 3, p. 329-348, 2014.

PASSOS V. M.; FEITOSA, L. A; ALVES, E. C; AZEVEDO, M. S. Análise da instabilidade de edifícios altos com lajes protendidas e lajes nervuradas. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**. v. 9, n. 2, p. 244-262, 2016.

SANTOS, J. B.; SILVA, T. J. da.; ALVA, G. M. S. Influência da rigidez das ligações viga-pilar na análise estrutural de edifícios em concreto armado. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**. v. 11, n. 4, p. 834-855, 2018.

SILVA, A. A. E. F. da. **Contribuições ao estudo da não-linearidade física em vigas de concreto armado**. Dissertação (Mestrado), 173 p., Universidade Federal de Santa Maria – RS, 2012.

