

Avaliação do Coeficiente γ_z em Situação Estrutural Próxima do Seu Limite de Aplicação

Evaluation of γ_z Coefficient in Structural Situation Near Its Application Limit

¹Hadam Richard Silva Leite Lemes, ²Cláudio Cruz Nunes

¹Engenheiro Civil pela Universidade Federal de Mato Grosso – UFMT-FAET (hadamrichard@hotmail.com)

²Professor D.Sc. Associado da Universidade Federal de Mato Grosso – UFMT-FAET-DENC (ccnunes@ufmt.br)

RESUMO: Estruturas que apresentam alta sensibilidade a deslocamentos horizontais possuem efeitos globais de 2.^a ordem relevantes, que não podem ser desprezados. O Processo Rigoroso de análise não linear geométrica é aquele que apresenta a maior precisão na determinação desses efeitos. No entanto, devido à sua complexidade e demanda de tempo, nem sempre é viável sua aplicação. Surgem como alternativa os métodos aproximados de obtenção dos efeitos globais de 2.^a ordem, dentre eles o Processo Simplificado do coeficiente γ_z , recomendado na ABNT NBR 6118:2014. Nesta pesquisa, utilizou-se um modelo estrutural de edificação em concreto armado de baixa rigidez lateral no qual foram calculados, com auxílio dos softwares SALT-NLG e SALT-UFRJ, os deslocamentos horizontais e esforços solicitantes de 2.^a ordem, por meio do Processo Rigoroso e do Simplificado, de modo a avaliar a precisão do coeficiente γ_z em uma situação próxima do seu limite de aplicação de acordo com a ABNT NBR 6118:2014. Por meio da análise do Processo Simplificado *versus* Rigoroso, observou-se que os resultados de deslocamentos horizontais e de esforços solicitantes de cisalhamento foram adequados, atendendo aos critérios da norma. Todavia, para os esforços de flexão, as diferenças ficaram um pouco acima do limite normativo de 10% contra a segurança. Destarte, concluiu-se que para edifícios semelhantes ao desta pesquisa, o Processo Simplificado não foi completamente satisfatório. Os resultados obtidos servem de alerta aos projetistas estruturais.

Palavras-chave: Coeficiente γ_z . Efeitos globais de segunda ordem. Análise não linear geométrica. Edifício alto de concreto armado. Dependência generalizada entre deslocamentos.

Abstract: Structures that features high sensitivity to horizontal displacements have relevant second order global effects, so that cannot be ignored. The Rigorous Process of geometric non-linear analysis is the one that has the highest precision in the determination of these effects. However, due to its complexity and demands of time, it is not always viable. Arise as alternative, approximated methods of obtaining the second order global effects, including Simplified Process of the γ_z coefficient recommended by ABNT NBR 6118:2014. This research proposes a low lateral stiffness building model, made of reinforced concrete, for which horizontal displacements and efforts are calculated, by the SALT-NLG and SALT-UFRJ softwares, through the Rigorous and the Simplified Process, in a situation close to the application limit of γ_z , as indicated in ABNT NBR 6118:2014. By the analysis of the Simplified *versus* Rigorous Process, it was observed that the horizontal displacements and shear efforts results were acceptable, achieving the normative criteria. However, for the bending efforts the differences were slightly above the limit of 10% against the security. Therefore, it was concluded that, for tall buildings similar to the one studied in this research, the Simplified Process was not completely satisfactory, while its results serve as an alert to structural designers.

Key words: γ_z Coefficient. Second order global effects. Nonlinear structural analysis. Tall buildings made of reinforced concrete. Generalized dependence among displacements.

1. INTRODUÇÃO

O conhecimento humano nunca evoluiu tão rapidamente como nos últimos anos. O veloz avanço da tecnologia, de modo geral, e especialmente na área da engenharia de construção, tem permitido que sejam construídos edifícios cada vez mais altos e arrojados; projetos verdadeiramente desafiadores.

Atualmente, o melhor exemplo que se pode dar é o do prédio mais alto do mundo: o *Burj Khalifa*, com impressionantes 828 m de altura. Situado em Dubai, maior cidade dos Emirados Árabes Unidos, ele representa o elevado poder econômico desse país asiático.

De maneira geral, opta-se por edificações altas por necessidade. Em regiões cujo valor da área do terreno é muito elevado, é natural que proprietários desejem aproveitar ao máximo seus

terrenos, e o caminho para isso é a verticalização, sendo o seu limite dado pela legislação local ou mesmo por fatores técnico-econômicos.

Por outro lado, edificações altas estão suscetíveis a maiores cargas horizontais, notadamente as ações do vento, e podem apresentar fenômenos de instabilidade global cuja magnitude dependerá de sua rigidez lateral.

Quando, num edifício, os deslocamentos horizontais tornam-se significativos, eles devem ser considerados nas equações de equilíbrio da estrutura, pois da sua interação com as cargas verticais atuantes na edificação surgem os efeitos globais de 2.^a ordem, assim denominados para diferir dos de 1.^a ordem que são obtidos considerando-se o equilíbrio da estrutura na posição indeslocada e indeformada.

Assim, o estudo do sistema estrutural é feito por meio de sua configuração deformada, uma vez que os deslocamentos não mais são desprezíveis nas equações de equilíbrio. Proceder dessa forma é necessário para mensurar os esforços adicionais (OLIVEIRA et. al, 2014).

Torna-se necessário um critério que defina quando esses efeitos adicionais devem ser considerados numa análise estrutural. A ABNT NBR 6118:2014 estabelece que quando os esforços globais de 2.^a ordem superarem em 10% ou mais os de primeira ordem, eles devem ser contabilizados no dimensionamento. Ainda segundo a mesma norma, nestas circunstâncias, a estrutura é classificada como de *Nós Móveis*; caso contrário, é classificada como *Estrutura de Nós Fixos*.

A análise não linear geométrica rigorosa é o processo mais preciso para determinar esses efeitos. Porém, para estruturas de médio e grande porte, ela é, muitas vezes, não utilizada pelos projetistas devido à sua complexidade e conseqüente maior demanda de tempo. Tempo este que continua elevado, a despeito do recente avanço de poder de processamento de dados dos computadores.

Pensando nisso, foram criados *Parâmetros de Instabilidade Global*, entre eles o coeficiente γ_z , com os quais é possível averiguar o grau de sensibilidade a deslocamentos horizontais de uma estrutura, a fim de determinar a necessidade ou não de mensurar os efeitos globais de 2.^a ordem da mesma.

O coeficiente γ_z é um parâmetro de instabilidade global para estruturas reticuladas com no mínimo 4 (quatro) andares que serve para avaliar a importância dos efeitos globais de 2.^a ordem nas mesmas. Além disso, até certo limite, ele também pode ser utilizado como majorador dos esforços globais de 1.^a ordem, a fim de se obter os esforços globais finais, que incluem os de 2.^a ordem (CARMO, 1995).

Ele foi idealizado pelos engenheiros brasileiros Mário Franco e Augusto Vasconcelos que, em 1991, o apresentaram no *Colloquium on the CEB-FIB MC 90 (Comité Euro-International du Béton – Fédération Internationale du Béton, Model Code 1990)* e pode ser determinado fazendo-se uso da Equação 1 (ABNT, 2014).

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

onde $\Delta M_{tot,d}$ é a soma de todos os momentos decorrentes dos produtos das forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos respectivos deslocamentos horizontais de seus pontos de aplicação, obtidos em análise de 1.^a ordem. Os pesquisadores brasileiros chegaram à Equação 1 baseando-se na hipótese de que as sucessivas linhas elásticas numa estrutura com os nós deslocados devido à ação de cargas verticais obedecem a uma progressão geométrica (VASCONCELOS, 2000).

O termo $M_{1,tot,d}$ corresponde à soma de todos os momentos decorrentes das forças horizontais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da mesma. Isto é, $M_{1,tot,d}$ é o momento de tombamento inicial (ABNT, 2014). É

importante dizer que o coeficiente γ_z , além de ser calculado para cada combinação de carregamento, deve também ser calculado para cada direção principal do edifício em estudo.

O valor de γ_z representado pela Equação 1 é utilizado para classificar as estruturas quanto à sua deslocabilidade. Seguindo o critério da ABNT NBR 6118:2014, para $\gamma_z \leq 1,1$ a estrutura é classificada como de nós fixos. Caso contrário, é classificada como de nós móveis e uma análise global de 2.^a ordem é exigida.

Uma vez confirmada a sensibilidade da estrutura a deslocamentos horizontais, a ABNT NBR 6118:2014 permite que, para edifícios de no mínimo 4 andares compostos por elementos reticulados, seja utilizado o processo simplificado de obtenção dos esforços globais de 2.^a ordem com o coeficiente γ_z , desde que $\gamma_z \leq 1,3$. Acima desse valor, contudo, é necessário recorrer a métodos mais precisos.

Destaca-se que o Processo Simplificado consiste em calcular os esforços globais de 2.^a ordem a partir da majoração das ações horizontais de projeto por $0,95 \cdot \gamma_z$, para a combinação de carregamento considerada (ABNT, 2014). Trata-se, como já foi dito, de uma solução aproximada.

Ainda que seja dispensável a análise não linear geométrica rigorosa para edifícios com no mínimo 4 andares e $\gamma_z \leq 1,3$, a ABNT NBR 6118:2014 obriga a consideração da não linearidade física nos cálculos efetuados. A mesma norma, porém, possibilita que essa consideração seja feita de forma aproximada, com valores reduzidos de rigidez à flexão dos elementos.

Sendo I_c o momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo as mesas colaborantes, quando houver, e E_c o valor representativo do módulo de deformação do concreto, os valores reduzidos de rigidez à flexão utilizados foram: $(EI)_{sec} = 0,3E_cI_c$ para as lajes; $(EI)_{sec} = 0,4E_cI_c$ para vigas com armadura assimétrica; $(EI)_{sec} = 0,5E_cI_c$ para vigas com armadura simétrica; e $(EI)_{sec} = 0,8E_cI_c$ para os pilares.

Quando da determinação do γ_z , pela Equação 1, o cálculo dos deslocamentos horizontais que serão utilizados na obtenção dos acréscimos de momento $\Delta M_{tot,d}$ deve ser efetuado com a redução da rigidez dos elementos. Isto é, na análise de 1.^a ordem cujos resultados serão usados na determinação de γ_z , já deve ser considerada a não linearidade física, conforme apontado por Carmo (1995) e Moncayo (2011).

Além disso, ainda de acordo com os mesmos pesquisadores, apenas devem ser contabilizadas as parcelas dos deslocamentos horizontais causadas pelas ações horizontais, sendo as parcelas decorrentes das ações verticais não consideradas para o cálculo do γ_z .

Outro ponto pertinente quanto à determinação do coeficiente γ_z é a consideração do coeficiente de ponderação das ações γ_f . Como na análise não linear o efeito não é proporcional à ação, a ABNT NBR 8681:2003 alvitra que este coeficiente deve ser aplicado diretamente às ações quando o cálculo do esforço atuante envolver processos não lineares. Assim, não mais é permitido calcular primeiramente os esforços solicitantes, com as ações características, para, só ao final do processo, aplicar o coeficiente de segurança γ_f .

Pesquisas recentes mostraram outros fatores que influenciam no valor do coeficiente γ_z . Dentre elas destaca-se a de Passos et. al (2016) que analisou alguns modelos de edifícios variando certas características estruturais e arquitetônicas, constatando que a utilização de lajes protendidas, a diminuição do pé-direito, bem como o aumento da capa de lajes nervuradas são medidas que levam a uma significativa redução do coeficiente γ_z .

No entanto, no que diz respeito à contribuição das lajes, especialmente as protendidas, na resistência às solicitações horizontais, Feitosa e Alves (2015) advertem que é necessário que o algoritmo do programa utilizado para a análise estrutural do modelo em estudo seja capaz de considerar a rigidez à flexão transversal das lajes. Caso contrário, as conclusões a que chegou Passos et. al (2016) não seriam notadas.

A vantagem do Processo Simplificado reside no fato de que com apenas análises lineares e simples considerações é possível obter de forma aproximada os esforços e deslocamentos de segunda ordem nas estruturas. No entanto, uma questão que deve ser investigada é se os resultados encontrados por meio do Processo Simplificado do coeficiente γ_z não divergem excessivamente dos obtidos por meio da análise não linear geométrica rigorosa, chamado neste trabalho de Processo Rigoroso.

Sendo assim, objetivou-se nesta pesquisa avaliar a precisão do Processo Simplificado por meio de uma comparação com o Processo Rigoroso, tendo em vista que, por este ser mais elaborado, se aproxima mais do comportamento real da estrutura. A hipótese é de que os resultados obtidos por meio do Processo Simplificado são satisfatórios, não sendo superados em mais que 10% pelos resultados do Processo Rigoroso.

A relevância deste estudo surge em situações nas quais, sendo necessário determinar os efeitos globais de 2.^a ordem em uma edificação com características similares à proposta, os projetistas de estruturas já saibam antecipadamente a precisão do Processo Simplificado do coeficiente γ_z e, a partir disso, decidam qual método de análise de 2.^a ordem poderão ou não utilizar para a situação que se lhes apresente.

Em outras palavras, o responsável pelo projeto estrutural de uma edificação com características semelhantes à apresentada nesta pesquisa, saberá, por meio dos resultados deste estudo, se poderá optar pelo Processo Simplificado do coeficiente γ_z ou se precisará recorrer a métodos mais precisos, a depender da margem de erro que ele considere tolerável e, principalmente, do quanto a diferença de precisão entre os processos influenciará no dimensionamento dos elementos estruturais.

2. MATERIAIS E MÉTODO

Para atingir os objetivos desta pesquisa, foi escolhido o edifício de concreto armado idealizado para a pesquisa de Nunes e Lima (2000). Todavia, o modelo original tinha baixíssima rigidez lateral, pois praticamente não possuía vigas e, conseqüentemente, não se formavam pórticos para melhor resistir às ações horizontais. Assim, foi necessário adicionar vigas ao contorno do edifício de modo que se formassem pórticos com os pilares existentes.

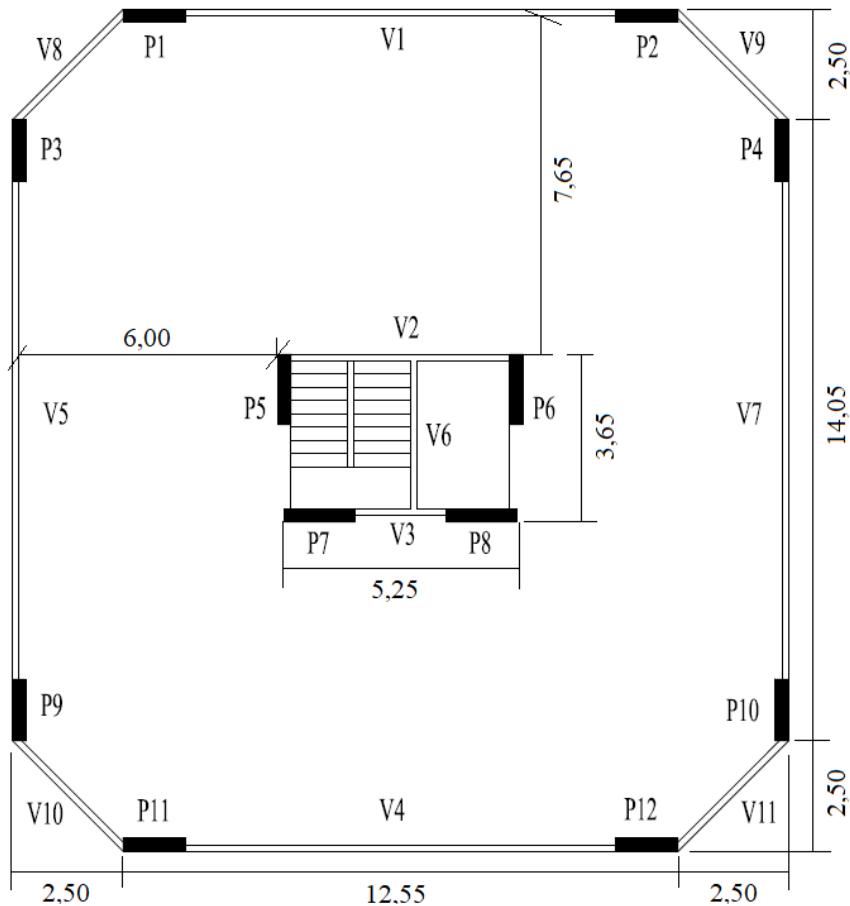
2.1 Características do edifício analisado

O edifício idealizado por Nunes e Lima (2000) é um prédio comercial de 11 pavimentos-tipo mais caixa d'água e casa de máquinas na cobertura, localizado em uma grande zona de terreno aberto e aproximadamente plano, com poucas obstruções. Na Figura 1, mostra-se a planta de forma do pavimento-tipo do edifício.

Os pavimentos-tipo têm pé-direito de 2,80m e foram projetados sem paredes internas além das centrais, que envolvem as escadas, elevador e sanitários, de forma que a configuração do ambiente seja livre, uma vez que a área se destina a salas comerciais e escritórios.

O sistema estrutural adotado para o edifício em estudo é o de pórtico espacial, formado por pilares ligados, a cada andar, pelas vigas adjacentes e pela laje, que funciona como um diafragma rígido.

Figura 1 - Planta de forma do pavimento-tipo, cotas em metros

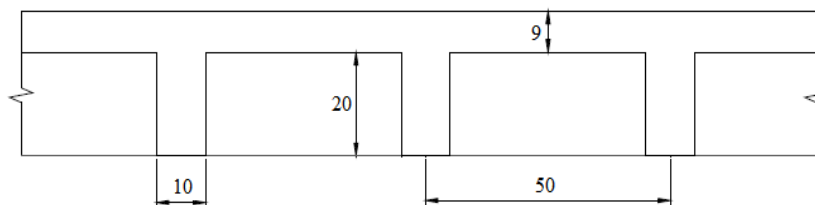


Fonte: Nunes e Lima, 2000 (adaptada).

As vigas internas (V2, V3 e V6) são as únicas que já existiam no modelo original, sendo as demais adicionadas para esta pesquisa. Todas as vigas possuem seção transversal de 12x50 cm.

Os pilares internos (P5, P6, P7 e P8) são os únicos que sobem para sustentar a caixa d'água e a casa de máquinas. Ainda, os pilares internos possuem dimensões 30x160cm e os demais, externos, 30x140cm. A laje adotada é do tipo nervurada, com as dimensões indicadas na Figura 2.

Figura 2 - Dimensões da laje nervurada, em centímetros



Fonte: Nunes e Lima, 2000 (adaptada).

Cada lance de pilar apresenta 3,09m de altura, sendo 2,80m de pé-direito e 0,29m de espessura da laje. Com 11 lances de 3,09m, correspondentes aos 11 pavimentos-tipo, o prédio modelado possui altura total de 33,99m, 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 servissem como parâmetros durante os cálculos efetuados, principalmente com relação às reações de apoio das lajes, optou-se por adotar o mesmo procedimento.

O trabalho conjunto entre lajes, vigas e pilares foi reproduzido por meio da dependência generalizada entre deslocamentos, da maneira como foi formulada por Nunes (1994), capaz de simular, entre outras formas de dependência entre deslocamentos, o comportamento de diafragma rígido (NUNES, 2015). Para cada pavimento, com exceção do Térreo, escolheu-se o nó do Pilar 1 como mestre e os nós de todos os outros pilares de um mesmo andar foram declarados dependentes desse nó.

A resistência característica à compressão considerada para o concreto foi de $f_{ck} = 35\text{MPa}$. O módulo de elasticidade longitudinal foi de $E_c = 32,3\text{GPa}$. Ademais, segundo a ABNT NBR 6118:2014, o coeficiente de Poisson, ν , do concreto é igual a 0,2, e a massa específica considerada para o concreto armado foi de 2500 kg/m^3 .

Considerou-se a não linearidade física das estruturas de concreto armado de forma aproximada, com a redução dos valores de rigidez à flexão dos elementos estruturais conforme indicados na ABNT NBR 6118:2014.

2.2 Carregamentos e combinações

De modo geral, os carregamentos considerados na estrutura foram o peso próprio dos elementos estruturais, sobrecargas de utilização, vento e peso de alvenarias, revestimento e esquadrias. O peso próprio de todos os elementos estruturais foi calculado automaticamente pelo programa utilizado para fazer as análises no edifício, qual seja, o SALT-UFRJ.

As lajes receberam diretamente as sobrecargas de utilização e o peso da alvenaria, revestimento e esquadrias, transmitindo esses carregamentos, adicionados de seu peso próprio, aos pilares. Esses carregamentos, com exceção do peso próprio da laje, foram definidos com base na ABNT NBR 6120:1980.

Para a sobrecarga de utilização considerou-se $2,0\text{ kN/m}^2$; para a alvenaria, esquadrias e o revestimento da laje estimou-se as cargas com base na tabela de pesos específicos constante na ABNT NBR 6120:1980. Para as cargas da laje de cobertura, geralmente menores, foi considerado metade do carregamento dos demais pavimentos.

Os pilares, além das reações de apoio das lajes, ficaram submetidos ao seu peso próprio, às cargas de vento, detalhadas na sequência, e às cargas provenientes da caixa d'água e casa de máquinas.

Com suas respectivas paredes, lajes, alvenarias e sobrecargas de utilização, as cargas da caixa d'água e casa de máquinas foram divididas e aplicadas somente aos nós de topo dos pilares internos P5 a P8, com os seguintes valores: 50 kN de cargas variáveis e 83 kN de permanentes.

As cargas decorrentes da ação estática do vento foram estimadas de acordo com a ABNT NBR 6123:1988, para três direções de atuação, apresentadas na Figura 3. Foram consideradas três regiões de atuação do vento ao longo da altura: até 10m , de 10 a 20m e de 20m até o topo da edificação.

Os seguintes valores foram utilizados para o cálculo das pressões de obstrução: $V_0 = 35\text{ m/s}$, para Cuiabá; $S1 = 1,00$; para os 10m iniciais, $S2 = 0,95$; para a região de 10 a 20m , $S2 = 1,01$; para a região de 20m até o topo, $S2 = 1,05$ e $S3 = 1,05$ para todo o edifício. O coeficiente de arrasto foi de $Ca = 1,25$ para DVI e $Ca = 1,20$ para DVII e DVIII.

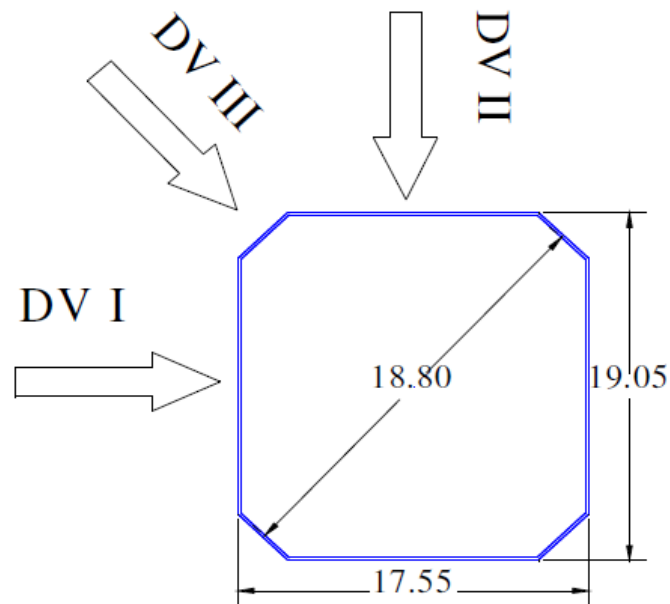
Na Tabela 1, mostra-se um resumo das pressões de obstrução obtidas e, na Tabela 2, um resumo das cargas de vento.

Tabela 1 - Resumo das pressões de obstrução

Trechos	Altura (m)	Q (kN/m ²)
1	Até 10m	0,76
2	10 m a 20m	0,86
3	20m até o topo	0,93

Fonte: Nunes e Lima, 2000 (adaptada).

Figura 3 - Direções de atuação do vento - Cotas em metros



Fonte: Nunes e Lima, 2000.

Tabela 2 - Resumo das cargas de vento

	Até 10m	De 10 a 20m	De 20 a 33m
DV I	55,6kN	62,9kN	68,0kN
DV II	49,2kN	55,6kN	60,2kN
DV III	52,8kN	59,8kN	64,6kN

Fonte: Nunes e Lima, 2000 (adaptada).

Para a combinação de carregamentos, foram consideradas três naturezas de ações: 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 duas: as sobrecargas de utilização e o vento.

Verificou-se que para o cálculo do coeficiente γ_z é mais desfavorável a combinação última normal em que a ação do vento é considerada como secundária, e a sobrecarga de utilização, como ação variável principal.

Já para as combinações de serviço ocorreu comportamento contrário, sendo a situação mais desfavorável quando o vento era a variável principal. Com isso, as combinações de carregamentos utilizadas, com o índice 'i' variando de 1 a 3 (representando as direções do vento), resumem-se a:

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:

$$F_{Di,Z} = 1,4F_{G,k} + 1,4(F_{Sc,k} + 0,6*0,95* \gamma_z * F_{Vi,k}).$$

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:

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

2.3 Análise elástica linear de 1.^a ordem do edifício

A primeira análise linear realizada no edifício teve como finalidade obter os dados necessários para o cálculo do coeficiente γ_z , por meio da Equação 1. Pretendeu-se mensurar os deslocamentos horizontais e os momentos de tombamento de 1.^a ordem. Apenas foram contabilizados os efeitos decorrentes da atuação do vento, pois é a única ação horizontal atuante na estrutura.

Essa análise foi realizada com o software de análise automática de estruturas SALT-UFRJ. Nele, a entrada de dados pode ser feita por meio de arquivos de texto no formato ASCII, organizados em blocos de informações, ou ainda pelo módulo interpretador de desenhos DXF.

Adicionalmente, o programa possui um módulo que torna possível utilizar a dependência generalizada entre deslocamentos, desenvolvido por Nunes (1994). Isto foi imprescindível para a representação das lajes como diafragmas rígidos e a interação destas com os pilares, de forma a representar o comportamento de pórtico espacial proposto para o edifício.

2.3.1 Aplicação do coeficiente γ_z

Calculados os valores de γ_z para cada direção de atuação do vento, sendo obedecido o intervalo $1,1 < \gamma_z \leq 1,3$, procedeu-se à aplicação do Processo Simplificado, com a majoração das 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 deslocamentos e esforços finais que incluem os de 2.^a ordem, desta vez incluindo-se todas as demais cargas.

2.3.2 Análise não linear geométrica rigorosa

A obtenção dos esforços globais de 2.^a ordem pelo Processo Rigoroso foi feita com o uso do módulo não linear geométrico SALT-NLG do SALT-UFRJ. Com ele, é possível aplicar a dependência generalizada entre deslocamentos com análise não linear geométrica de pórtico espacial pela teoria geral (NUNES, 1998). Isso pode ser visto com mais detalhes em Nunes, Soriano e Venancio (2002).

Assim como para o Processo Simplificado, a consideração da não linearidade física foi feita de forma aproximada com a redução da rigidez à flexão dos elementos. A aplicação do coeficiente de segurança γ_f foi efetuada diretamente às ações, e não aos esforços solicitantes, de acordo com o que estabelece a ABNT NBR 8681:2003.

Obtidos os esforços globais de 2.^a ordem pelo Processo Rigoroso e também pelo Processo Simplificado, os resultados foram comparados, a fim de se avaliar a precisão do último método. A comparação se deu por meio de uma média ponderada pela magnitude das solicitações.

A ponderação se deu da seguinte forma: multiplicou-se as diferenças percentuais encontradas em cada andar pelo respectivo esforço atuante nesse ponto, sendo este esforço aquele obtido pelo Processo Simplificado, em módulo. Em seguida, realizou-se o somatório desses produtos. Por fim, o valor encontrado foi dividido pelo somatório, em módulo, de todos os esforços atuantes nos pontos considerados.

Procedendo dessa maneira, tornaram-se mais relevantes no cálculo da média as diferenças percentuais encontradas nos andares de baixo do edifício, onde se encontraram os maiores esforços solicitantes. Com isso, a comparação dos esforços ficou mais representativa.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Estabilidade global da edificação

Para o cálculo do coeficiente γ_z , foi utilizada a combinação última normal em que a ação do vento foi considerada como secundária e a sobrecarga de utilização como ação variável principal, para cada direção do vento. Esta combinação foi escolhida por ser a mais desfavorável para esse cálculo. Os valores obtidos estão indicados no Quadro 1.

Quadro 1 - Valores de γ_z por direção de atuação do vento

Direção	γ_z	Classificação
I	1,27	Estrutura de nós móveis
II	1,28	Estrutura de nós móveis
III	1,27	Estrutura de nós móveis

Fonte: os autores.

Os valores de γ_z apontados no Quadro 1 foram maiores que o limite estabelecido pela ABNT NBR 6118:2014 para estruturas de nós fixos, qual seja, $\gamma_z \leq 1,10$. Portanto, trata-se de estrutura de nós móveis em todas as direções.

Observa-se que os três valores ficaram bem próximos do limite de aplicação do Processo Simplificado, sendo o maior deles para a direção II de atuação do vento (1,28). Isso é importante, pois demonstra que o processo foi testado bem no limiar do seu campo de validade.

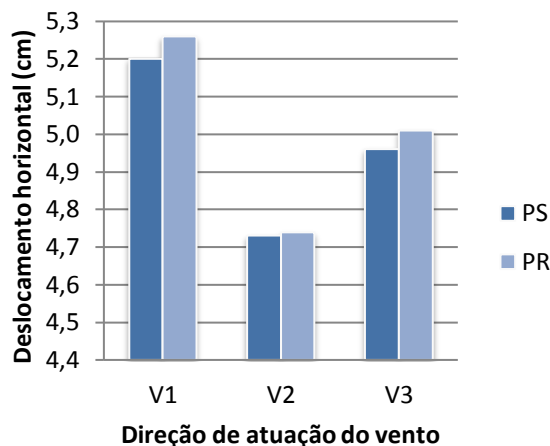
3.2 Deslocamentos horizontais

No cálculo dos deslocamentos horizontais dos pilares, foi utilizada a combinação frequente de serviço com o vento como ação variável principal, visto que se trata da única ação horizontal considerada e, conseqüentemente, possui a maior contribuição nesse cálculo.

As ações do vento receberam ainda majoração de $0,95 \cdot \gamma_z$ para as combinações utilizadas no Processo Simplificado. Esta majoração poderia ser feita diretamente aos deslocamentos, o que levaria aos mesmos resultados, para este caso.

Na Figura 4 são exibidos os deslocamentos do topo do edifício calculados por meio de ambos os processos de análise de 2.^a ordem, para cada direção de atuação do vento. Todos os valores são referentes ao Pilar 1, pois os nós deste pilar foram declarados como mestres em cada pavimento para simular o efeito de diafragma rígido.

Figura 4 - Deslocamentos horizontais de topo do Pilar 1



Fonte: os autores.

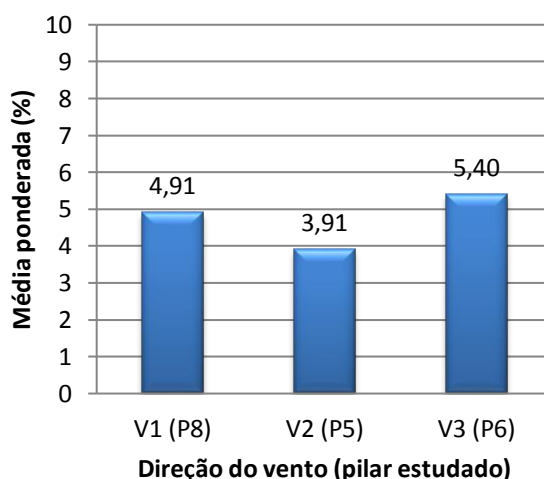
Na Figura 4, *PS* significa Processo Simplificado enquanto *PR*, Processo Rigoroso. Nota-se que os deslocamentos obtidos pelo Processo Rigoroso são maiores que o do Processo Simplificado para as três direções de atuação do vento. Entretanto, as diferenças são muito pequenas, menores que 1,0mm.

Destaca-se que as diferenças percentuais encontradas foram muito pequenas, sendo a maior delas a encontrada para a direção I de atuação do vento, igual a 1,15%. Para a direção III, o resultado foi praticamente o mesmo. Assim, para a determinação dos deslocamentos globais de 2.^a ordem o processo simplificado foi bastante preciso para o edifício estudado.

3.3 Esforços Cortantes

Os pilares mais solicitados ao esforço cortante foram o Pilar 8 para o vento atuando na direção I, o Pilar 5 para a direção II, e o Pilar 6 para a direção III. Na Figura 5, são apresentadas as médias ponderadas das diferenças percentuais encontradas entre os esforços cortantes ao longo de toda a altura dos pilares estudados.

Figura 5 - Médias ponderadas das diferenças percentuais entre os esforços cortantes



Fonte: os autores.

A maior média ponderada encontrada foi de 5,40%, para o Pilar 6, na direção III. Isso significa que, ao longo de todo o Pilar 6, os esforços cortantes obtidos pelo Processo Rigoroso foram, em média, apenas 5,40% maiores que os esforços cisalhantes obtidos pelo Processo Simplificado. Sendo o limite estabelecido de 10%, considera-se que o uso do Processo

Simplificado foi satisfatório para o cálculo dos esforços de cisalhamento de 2.^a ordem, para o edifício proposto.

3.4 Momentos Fletores

Os esforços normais e de flexão são preponderantes no dimensionamento de pilares. No entanto, diferentemente dos esforços normais, que são pouco alterados pelos efeitos globais de 2.^a ordem, os de flexão são os mais afetados e, portanto, são os de maior relevância para os estudos de não linearidade geométrica em edifícios altos. Isso pode ser averiguado até mesmo pela equação do coeficiente γ_z , que leva em consideração apenas momentos fletores globais na base das estruturas. Tendo isso em mente, justifica-se o fato de os resultados encontrados neste item serem os de maior peso para a conclusão desta pesquisa.

Devido a essa importância dos esforços de flexão, as médias ponderadas obtidas referem-se a todos os pilares da edificação, e não apenas aos mais solicitados. Na Figura 6, são apresentadas as médias ponderadas das diferenças percentuais encontradas entre os esforços de flexão ao longo de toda a altura dos pilares do edifício.

Figura 6 - Médias ponderadas das diferenças percentuais entre os momentos fletores



Fonte: os autores.

Observa-se que as médias ponderadas das diferenças percentuais dos esforços de flexão referentes aos pilares de todo o edifício ficaram bem próximas ao valor limite de referência normativo de 10%.

É interessante notar que, para os momentos fletores, se o limite estabelecido for seguido à risca, a única direção para a qual o processo simplificado seria considerado satisfatório é a aquela que apresentou o maior coeficiente γ_z , a direção II, cujo valor do parâmetro de instabilidade global foi 1,28.

4. CONCLUSÃO

A edificação estudada nesta pesquisa foi classificada como de nós móveis, dado que o parâmetro de instabilidade global γ_z , para as três direções de atuação do vento, ficou no intervalo de $1,1 < \gamma_z \leq 1,3$, sendo o maior deles igual a 1,28, para a direção II. Com isso, pôde-se calcular os deslocamentos horizontais e esforços solicitantes de 2.^a ordem da estrutura pelo Processo Simplificado e comparar com o Rigoroso.

Constatou-se que o Processo Simplificado foi muito preciso na determinação dos deslocamentos horizontais do edifício, inclusive para o topo do mesmo, sendo a maior diferença percentual encontrada, contra a segurança, de 1,15%.

No cálculo dos esforços cisalhantes de 2.^a ordem, o Processo Simplificado foi satisfatório, com uma diferença máxima entre as médias ponderadas encontradas entre os dois processos de apenas 5,40%, para o vento atuando na direção III.

Quanto aos esforços de flexão, aqueles calculados por meio do Processo Rigoroso foram superiores aos do Processo Simplificado em praticamente toda a edificação, inclusive na base. As médias ponderadas das diferenças percentuais encontradas ficaram todas bem próximas do limite de 10%, tendo duas delas ultrapassado, por muito pouco, esse limite, sendo a maior para a direção III de atuação do vento: 10,89%.

Considerando que a análise dos esforços de flexão é a de maior peso para estudos como este, chegou-se à conclusão de que o Processo Simplificado de obtenção dos efeitos globais de 2.^a ordem não foi completamente satisfatório, apesar de estar bem próximo do limite de aceitabilidade, para edifícios semelhantes ao estudado: estrutura em concreto armado, lajes nervuradas apoiadas por vigas apenas nas extremidades, pouca variação no layout dos pavimentos, pavimento técnico com caixa d'água e casa de máquinas, pé-direito constante, estabilidade global semelhante entre as direções e coeficiente γ_z próximo de 1,3.

Esta conclusão serve principalmente como um alerta aos projetistas estruturais, quando estes se depararem com situações parecidas com as analisadas neste trabalho, recomendando-se que recorram a uma análise estrutural pelo Processo Rigoroso, para assegurarem que sejam obedecidos os limites estabelecidos por norma quanto aos erros do processo de cálculo.

5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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

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

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

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

CARMO, R. M. S. **Efeitos de segunda ordem em edifícios usuais de concreto armado**. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1995.

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.

MONCAYO, W. J. Z. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2011.

NUNES, C. C. **Dependência Linear Generalizada entre Deslocamentos de Modelos Reticulados, Placas e Cascas**. Tese de Mestrado, IX, 131 p., COPPE/UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil, Rio de Janeiro, 1994.

_____. **Análise de edifício de alvenaria estrutural calculado com dependência linear generalizada entre deslocamentos**. eeea – 3.º Encontro em Engenharia de Edificações e Ambiental, ISSN 2318-5570, Cuiabá, Mato Grosso, 16 e 17 de novembro de 2015.

_____. **Análise não linear geométrica de pórtico espacial com dependência generalizada entre deslocamentos.** Tese (Doutorado) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1998.

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

OLIVEIRA, D. M.; SILVA, N. A.; OLIVEIRA; P. M. e 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. e 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.

VASCONCELOS, A. C. **Em que casos não se deve aplicar o processo simplificado do γ_z para determinação dos efeitos de 2.^a ordem?** Artigo Biblioteca Digital TQS, São Paulo, 2000.