

## NÚCLEOS RÍGIDOS EM EDIFÍCIOS ALTOS

**Jaqueline Mantovani Vicentini<sup>1</sup>**

**Prof. Dr. Rafael Alves de Souza<sup>2</sup>**

### **RESUMO**

Será abordado neste trabalho os aspectos referentes aos deslocamentos sofridos em estruturas com múltiplos pavimentos, em relação aos tipos de contraventamentos adotados para a estrutura em análise, devido às ações horizontais atuantes nessas edificações. As análises foram focadas no núcleo da edificação, simulando, através de uma ferramenta computacional, os deslocamentos sofridos em uma mesma edificação, com mudança da estrutura presente no núcleo da mesma. Será avaliada a redução do deslocamento sofrido na estrutura de acordo com a rigidez atribuída ao seu núcleo e a melhoria que causa na estabilidade global da estrutura, com os cálculos do parâmetro de instabilidade  $\alpha$  e o coeficiente  $\gamma_z$ , que analisam efeitos de 2<sup>a</sup> ordem e se a estrutura possui nós fixos, respectivamente. Assim poderá ser melhor observado a importância de se ter o estudo do comportamento dessas estruturas para melhor aproveitamento da ferramenta.

**Palavras-chave:** Contraventamento. Núcleo de Rigidez.

---

<sup>1</sup> Mestrando, Universidade Estadual de Maringá-UEM, Programa de Pós-graduação em Engenharia de Estruturas - PCV, Jaqueline\_vicentini@hotmail.com

<sup>2</sup> Prof. Dr. Rafael Alves de Souza, Universidade Estadual de Maringá-UEM, Departamento de Engenharia Civil-DEC, rsouza@uem.br

## **1. INTRODUÇÃO**

O aumento na altura das edificações, principalmente em grandes centros, cresceu bastante, pois além de otimizarem espaços estimulam a economia local, sendo uma eficiente solução para um possível crescimento populacional.

Muitas vezes, a altura, pode também, estar relacionada ao ego e à ambição, pois com as técnicas construtivas dominadas, iniciou-se uma competição entre construtores para ganhar o título do prédio mais alto. Mas para isso acontecer são necessários métodos para garantir a estabilidade global da estrutura.

A estrutura do edifício tem que resistir aos deslocamentos causados devido as ações horizontais atuantes na edificação, que na grande maioria dos edifícios construídos em território nacional, são causadas pela ação do vento, ações estas que se tornam mais influentes conforme o aumento das edificações. Em algumas situações são feitas considerações, nas ações horizontais, decorrentes de abalos sísmicos presentes na região, ou para uma segurança maior do edifício.

Para então deixar a edificação com esses deslocamentos tão pequenos, a ponto de poderem ser desprezados, quando comparados a valores limites de deslocamento, associa-se esta ideia ao conceito de rigidez.

Com o intuito de não causar muitas restrições nos projetos arquitetônicos, a rigidez empregada no estudo deste trabalho estará centrada nos núcleos das edificações. Será utilizado a região que será locado os elevadores para construir um núcleo rígido de concreto armado, com a transformação das paredes das laterais do poço do elevador, em pilares paredes, para melhor absorção das ações horizontais.

Com o avanço do meio científico, nos tempos atuais existem muitas ferramentas que são capazes de fazer análises e prever o comportamento das estruturas, mas para isso deve-se haver uma mistura de conhecimento da teoria e de processamento da ferramenta, para melhor manipular o sistema.

Assim, a segunda parte deste trabalho engloba o uso de um programa computacional, para simular alguns exemplos, que possam representar melhor a influência dos núcleos rígidos nas edificações, mostrar de forma comparativa, um mesmo empreendimento, simulado com e sem os núcleos rígidos, e seus respectivos deslocamentos.

Para este estudo, a ferramenta computacional utilizada para análise dos deslocamentos dos pórticos gerados da estrutura, será o programa Ftool.

## **2. DESENVOLVIMENTO**

### **2.1. Desenvolvimento Teórico**

Lins (2013) diz que, ao se iniciar uma elaboração de projeto, a estabilidade global da estrutura deve ser um item a ser verificado, independentemente do tipo de edificação, e à medida que o empreendimento cresce verticalmente, ficando esta dimensão muito superior a dimensão plana, os problemas de instabilidade passam a ser mais representativos.

Ainda segundo Lins (2013), os problemas de instabilidade estão ligados a aspectos relacionados as imperfeições geométricas, ações verticais, ações horizontais e rigidez das mesmas.

Cada vez mais, as soluções estruturais tornam-se mais ousadas, para poder acompanhar a concepção dos projetistas arquitetônicos. Para haver um maior equilíbrio entre segurança e economia é necessário o aprimoramento dos métodos de análise, e quando se fala em edifícios altos, estes métodos estão diretamente relacionados à análise das estruturas de contraventamento (CORELHANO, 2010).

Santos (2002), aponta alguns sistemas estruturais normalmente concebidos e utilizados para a absorção das cargas laterais em edifícios:

- Para edifícios de pequena altura, pode-se citar as alvenarias estruturais, que fazem a função de estrutura vedação e contraventamento da estrutura;

- Os pórticos rígidos, elemento mais utilizado para a função, sendo tanto para estruturas em concreto armado, como estruturas metálicas. As ações do vento são distribuídas pelos pórticos em função das lajes;

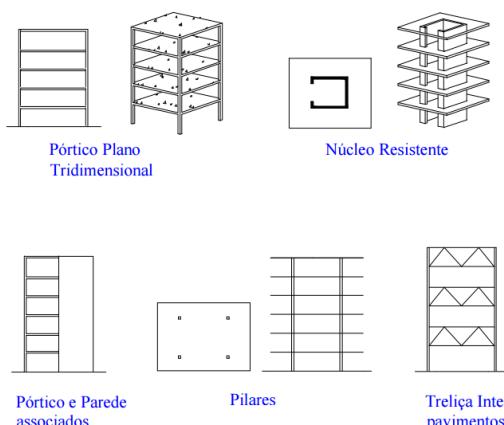
- Pilares parede, atribuindo grande rigidez à estrutura, são muito utilizados em edifícios altos, sendo projetados nas caixas dos elevadores;

- Pode ser feita a associação entre pórticos e pilares parede, o que reduz bastante os deslocamentos relativos entre andares do edifício;

- Outro sistema bastante eficiente é fazer a associação entre pilares paredes, possibilita a criação de núcleos rígidos dentro do edifício;

- Por fim, há a utilização de tubos, que seriam pilares dispostos na periferia do edifício com pouco espaçamento entre eles, com travamentos rígidos nas vigas. Podendo ser também tubos estaiados, que são acrescidos de sub-sistemas rígidos treliçados, onde são ancorados elementos estaiados que servem de suporte para a fachada.

A Figura 1 ilustra alguns subsistemas verticais utilizados para o contraventamento dos edifícios.



**Figura 1 - Alguns subsistemas verticais**

Fonte: Pereira, 2000

A Norma NBR 6118/2014, classifica pilares paredes como elementos de superfície plana ou casca cilíndrica, dispostos na vertical submetidos à compressão, podendo ter superfícies associadas, e para serem classificados como tal, a sua menor dimensão deve ser menor que 1/5 da maior dimensão.

Portanto, segundo Martins (2001), a função que as estruturas de contraventamento assumem é muito importante quando se trata principalmente da segurança e desempenho da estrutura, dentre os já citados, conjunto de soluções, os núcleos de rigidez são os mais eficientes e econômicos para resistir a carregamentos laterais.

Pereira (2000), diz que em muitos escritórios de cálculo a rigidez real do núcleo resistente ainda não é realmente considerada para cálculo, inibindo a utilização do núcleo resistente, o que prejudica na avaliação dos resultados finais da estrutura global. A determinação dos deslocamentos e esforços atuantes na estrutura é de fundamental importância, contudo, para se obter eficiência é necessária uma série de análises e procedimentos.

Para entender melhor a importância que trata um núcleo rígido, Antunes, Mori e Sousa (1995), dizem que os núcleos estruturais podem ser considerados como essenciais à estabilidade dos edifícios de andares múltiplos, pois acoplados aos outros sistemas estruturais, acrescentam a estrutura global uma razoável rigidez. Para Pereira (2000) o núcleo de rigidez, auxilia na redução das translações horizontais dos pavimentos e contribui na redução dos esforços internos nos demais componentes da estrutura.

## 2.2. Desenvolvimento Prático

Foram adotados alguns modelos de plantas estruturais para o desenvolvimento prático do estudo, obedecendo as mesmas dimensões de planta do projeto, foi modificado apenas a questão do núcleo da edificação, no local onde será locado o elevador do edifício.

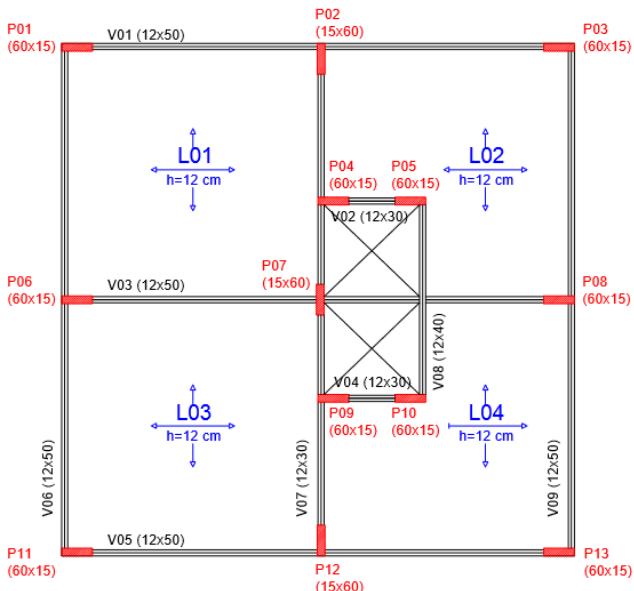
As características adotadas para o projeto foram, estrutura em planta quadrada com dimensões de 10m, edifício com 18 pavimentos, sendo cada um deles com 3m de altura, totalizando uma edificação com 54m de altura, construída em concreto armado com  $f_{ck}$  de 30 Mpa.

Para ser analisada a estabilidade global da edificação, é necessário o cálculo da força do vento presente na edificação, para isso foi utilizada a NBR 6123/1988 e considerado um edifício residencial a ser executado na região de Maringá em terreno plano. Como a forma geral da edificação é a mesma para todos os modelos, a força do vento será a mesma para todos eles.

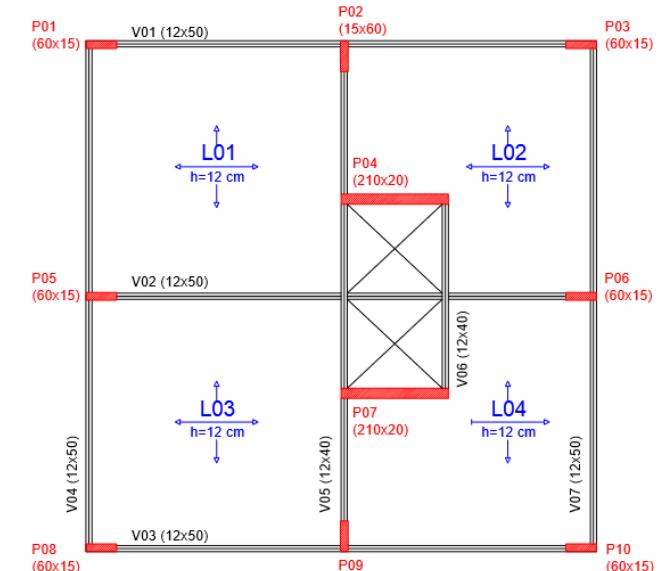
O primeiro modelo adotado é constituído apenas com pilares de seção retangular com dimensões de 15x60, até mesmo envolta do vão previsto para a passagem do elevador, como mostra a Figura 2.

O segundo modelo, substitui os pilares P04, P05, P09 e P10, por dois pilares paredes, e elimina o pilar P07 como mostra a Figura 3. O terceiro e último modelo adotado, constitui em um único pilar no núcleo da edificação, com seção tipo caixa, em formato de um “C”. A Figura 4, ilustra melhor o modelo mencionado.

**MODELO 1**



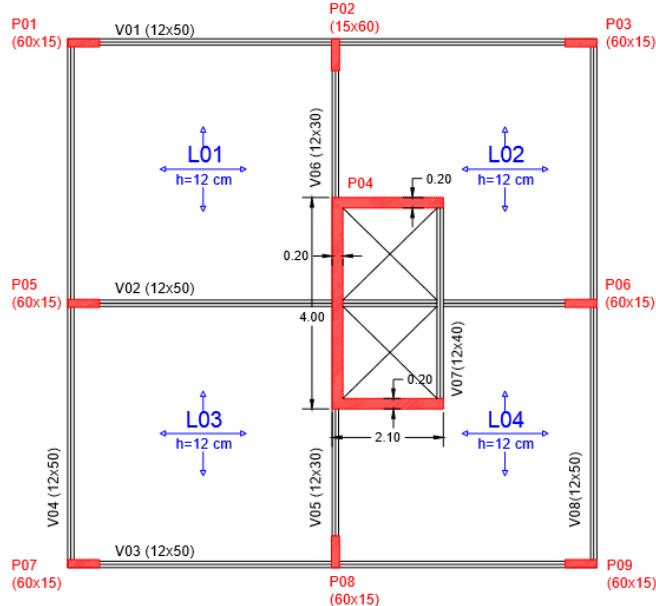
**MODELO 2**



**Figura 2 - Modelo 1 e Modelo 2 para simulação**

Fonte: O Autor, 2016

### MODELO 3



**Figura 4 - Modelo 3 para simulação**

Fonte: O Autor, 2016

Para a análise dos modelos propostos, foi utilizado o programa Ftool, uma ferramenta simples que permite uma análise rápida e efetiva do comportamento de estruturas, o programa foi criado pelo professor associado a Pontifícia Universidade Católica do Rio, o Engenheiro Luiz Fernando Martha, para motivar o aluno a aprender o comportamento estrutural. Assim, com o referido programa, a partir de pórticos, unidos com barras rotuladas e rígidas, foi montado um sistema, tanto para a direção do vento X quanto para direção do vento Y. A carga inserida no pórtico, foi uma carga unitária, apenas com mérito comparativo, para verificar qual dos modelos sofreriam maior deslocamento horizontal. E para certificação dos resultados, foram calculados o parâmetro  $\alpha$  e coeficiente Gama Z, para avaliar a estabilidade da estrutura proposta por cada modelo criado para o edifício.

### 3. RESULTADOS

A melhor forma para verificar o deslocamento do topo do edifício quando submetido a uma ação lateral, é a partir de um modelo tridimensional. Porém, seria necessário o uso de programas mais desenvolvidos. Por isso, para facilitar a análise, foi considerado um modelo bidimensional, podendo proceder ao estudo com a ferramenta proposta, o Ftool. Porém para que os resultados sejam muito próximos aos do modelo tridimensional, é necessário que sejam idealizados com critério.

Para a transformação do sistema, foi seguido os procedimentos propostos por Giogio (2007), que consiste na associação plana de painéis. Todos os pórticos e pilares-parede que contribuem para o contraventamento são posicionados sequencialmente num plano e interligados por barras rotuladas em suas extremidades, em todos os pavimentos, simulando a presença das lajes atuando como diafragma rígido. As barras rotuladas, como as vigas, devem ser consideradas com elevada área de seção transversal, para que não ocorra deformação axial nas mesmas.

Ainda segundo Giongo (2007), o módulo de rigidez equivalente calculado para associação plana de painéis terá valor menor do que se utilizado o modelo tridimensional, com contraventamento em direções ortogonais, assim, o modelo utilizado nesta pesquisa fica a favor da segurança.

Após a montagem do sistema e a simulação dos modelos pode-se verificar os resultados. Para o modelo 1, na direção do vento X, obteve-se um deslocamento, devido a uma força unitária, de 0,8162mm, e na direção Y de 1,058mm. O modelo 2, sofreu um deslocamento na direção do vento X de 0,8587mm e na direção do vento Y de 0,9487mm. Por último temos o resultado do modelo 3, que obteve um deslocamento na direção do vento X de 0,2935mm e na direção do vento Y de 0,3776mm.

Para o cálculo da força do vento, foi usado o gráfico das isopletas da velocidade básica no Brasil, presente na norma da ABNT NBR 6123/88, foi possível encontrar a velocidade básica do vento para a região de Maringá, que é aproximadamente de 45 m/s. Tratando de um terreno plano, temos S1 igual a 1,0. Em relação a rugosidade do terreno, ele está presente em pequenas cidades, o que enquadra o mesmo na Categoria IV, e quanto as dimensões (54m de altura) enquadra-se na classe C, essas duas informações mais a Tabela 2 – Fator S2 da Norma em questão, nos fornece um S2 no valor de 1,00. Por último, o fator estatístico S3 igual a 1,0, por pertencer ao grupo 2, edificações para residências.

A partir dos dados descritos anteriormente e da Equação (1), foi possível achar a velocidade característica do vento ( $V_k$ ).

$$V_k = v_0 \cdot S1 \cdot S2 \cdot S3 \left( \frac{m}{s} \right) = 45 * 1 * 1 * 1 = 45m/s \quad (1)$$

Pode-se então calcular a pressão dinâmica, que é dada pela Equação (2):

$$q_w = 0,613 \cdot v_k^2 \left( \frac{N}{m^2} \right) = 0,613 * 45^2 = 1,241 kN/m^2 \quad (2)$$

Os coeficientes de arrasto são determinados pela NBR, por meio de ábaco próprio, levando em consideração as relações  $l_1/l_2$  e  $h/l_1$ , sabendo que  $l_1$  é a largura da edificação,  $l_2$  é a profundidade e  $h$  é a altura. Como nos modelos estudados, as duas fachadas possuem a mesma dimensão, a influência do vento será a mesma para as duas situações. Assim, com  $l_1/l_2=1$  e  $h/l_1=5,4$  e o referido ábaco, temos um coeficiente de arrasto  $C_a=1,4$ . Encontrado o coeficiente, foi possível calcular a força de arrasto pela Equação (3).

$$F_a = C_a \cdot q_w \cdot (L \cdot h) = 1,4 * 1,241 * 10 * 54 = 938,2 kN \quad (3)$$

Para análise do parâmetro  $\alpha$ , coeficiente que avalia a “sensibilidade” da estrutura em relação aos efeitos de 2ª ordem, foi utilizada a Equação (4).

$$\alpha = H \cdot \sqrt{\frac{\sum N_k}{(E_{cs} \cdot I_c)_{eq}}} \quad (4)$$

Sendo:

$H$ =altura total da edificação

$\sum N_k$ =somatório das ações verticais

$(E_{cs} \cdot I_c)_{eq}$ =módulo de rigidez da estrutura

O somatório das ações verticais será estimado a partir de uma carga de  $10kN/m^2$ .

Para determinar o valor do módulo de rigidez, deve-se verificar o valor do deslocamento no topo do edifício, quando submetido a ação do vento e substituir na Equação (5).

$$a = \frac{1 \cdot H^3}{3 \cdot (E_{cs} \cdot I_c)_{eq.}} \quad (5)$$

$$(E_{cs} \cdot I_c)_{eq.} = \frac{1 \cdot H^3}{3 \cdot a}$$

Portanto, cada modelo resultará em um valor diferente para o parâmetro  $\alpha$ .

Modelo 1:

Deslocamento  $a_x=0,8162\text{mm}$  e  $a_y=1,058\text{mm}$

$$(E_{cs} \cdot I_c)_{eq.} = \frac{1 \cdot H^3}{3 \cdot a} = \frac{54^3}{3 \cdot (8,162 \times 10^{-4})} = 64307767,70 \text{ kN.m}^2$$

$$\alpha_x = 54 \cdot \sqrt{\frac{10 \cdot 18 \cdot 100}{64307767,70}} = 0,9$$

$$(E_{cs} \cdot I_c)_{eq.} = \frac{1 \cdot H^3}{3 \cdot a} = \frac{54^3}{3 \cdot (1,058 \times 10^{-3})} = 49610586,01 \text{ kN.m}^2$$

$$\alpha_y = 54 \cdot \sqrt{\frac{10 \cdot 18 \cdot 100}{49610586,01}} = 1,03$$

Modelo 2:

Deslocamento  $a_x=0,8587\text{mm}$  e  $a_y=0,9487\text{mm}$

$$(E_{cs} \cdot I_c)_{eq.} = \frac{1 \cdot H^3}{3 \cdot a} = \frac{54^3}{3 \cdot (8,587 \times 10^{-4})} = 61124956,33 \text{ kN.m}^2$$

$$\alpha_x = 54 \cdot \sqrt{\frac{10 \cdot 18 \cdot 100}{61124956,33}} = 0,93$$

$$(E_{cs} \cdot I_c)_{eq.} = \frac{1 \cdot H^3}{3 \cdot a} = \frac{54^3}{3 \cdot (9,487 \times 10^{-4})} = 55326235,90 \text{ kN.m}^2$$

$$\alpha_y = 54 \cdot \sqrt{\frac{10 \cdot 18 \cdot 100}{55326235,90}} = 0,97$$

Modelo 3:

Deslocamento  $a_x=0,2935\text{mm}$  e  $a_y=0,3776\text{mm}$

$$(E_{cs} \cdot I_c)_{eq.} = \frac{1 \cdot H^3}{3 \cdot a} = \frac{54^3}{3 \cdot (2,935 \times 10^{-4})} = 178834752,98 \text{ kN.m}^2$$

$$\alpha_x = 54 \cdot \sqrt{\frac{10 \cdot 18 \cdot 100}{178834752,98}} = 0,54$$

$$(E_{cs} \cdot I_c)_{eq.} = \frac{1 \cdot H^3}{3 \cdot a} = \frac{54^3}{3 \cdot (3,776 \times 10^{-4})} = 139004237,29 \text{ kN.m}^2$$

$$\alpha_y = 54 \cdot \sqrt{\frac{10 \cdot 18 \cdot 100}{139004237,29}} = 0,61$$

De acordo com a NBR 6118/2014, uma estrutura reticulada simétrica pode ser considerada como sendo de nós fixos se seu parâmetro de instabilidade  $\alpha$ , for menor que o valor de  $\alpha_1$ , onde

$$\begin{aligned}\alpha_1 &= 0,2 + 0,1 * n; \text{ se } n \leq 3 \\ \alpha_1 &= 0,6; \quad \quad \quad \text{se } n \geq 4\end{aligned}$$

Portanto  $\alpha_1=0,6$ , o que nos mostra que apenas no modelo 3 não haveria necessidade de se considerar, no projeto, os esforços de 2ª ordem.

O coeficiente  $\gamma_z$ , também é utilizado para avaliar a estabilidade da estrutura de um edifício, estimando a magnitude dos esforços de 2ª ordem em relação aos de 1ª ordem. A NBR 6118/2014 indica que o coeficiente em questão pode ser calculado pela Equação (6).

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

Sendo:

$\Delta M_{tot,d}$  → Soma dos produtos de todas as forças verticais

$M_{1,tot,d}$  → Momento de tombamento

Para obter o valor do momento de tombamento foi necessário novamente obter os deslocamentos sofridos pelo edifício, porém simulando as cargas verticais e horizontais presentes nos pilares e pavimentos, respectivamente. Para isso foi utilizado o mesmo pórtico descrito anteriormente, quando foi achado os deslocamentos devido à carga unitária.

Para chegar nos valores das forças atuantes no pórtico, foram feitos alguns cálculos:

- Ação horizontal de cálculo entre pisos (vento na direção X e Y), que devido ao formato da edificação são iguais para os dois sentidos.

$$F_h = 1,4 * q_w * l_1 * h_{pav} = 1,4 * 1,241 * 10 * 3 = 52,12 \text{ kN}$$

- Ação vertical de cálculo por pavimento.

$$P_d = 1,4 * P_{médio} * A_{pav} = 1,4 * 10 * 100 = 1400 \text{ kN}$$

Para lançar às cargas verticais, é necessário que elas estejam distribuídas por cada pilar existente, como cada modelo adotado possui um lançamento diferente de pilares, o cálculo a partir de agora foi direcionado para cada modelo.

Modelo 1:

- Ação vertical de cálculo por pilar:

$$P_{d,pilar} = \frac{P_d}{n_{pilar}} = \frac{1400}{13} = 107,7 \text{ kN}$$

Com os dados encontrados foi montada a Tabela 1 e 2:

**Tabela 1: Vento na direção X - MODELO 1**

Andar	Cota do piso (m)	W <sub>d</sub> (kN)	M <sub>1,tot,d</sub> (kN.m)	P <sub>d</sub> (kN)	d (m)	ΔM <sub>tot,d</sub>
18	54	52,12	2814,48	1400	0,3224	451,36
17	51	52,12	2658,12	1400	0,3162	442,68
16	48	52,12	2501,76	1400	0,3085	431,9
15	45	52,12	2345,4	1400	0,2993	419,02
14	42	52,12	2189,04	1400	0,2884	403,76
13	39	52,12	2032,68	1400	0,2756	385,84
12	36	52,12	1876,32	1400	0,2612	365,68
11	33	52,12	1719,96	1400	0,245	343
10	30	52,12	1563,6	1400	0,2271	317,94
9	27	52,12	1407,24	1400	0,2076	290,64
8	24	52,12	1250,88	1400	0,1866	261,24
7	21	52,12	1094,52	1400	0,1639	229,46
6	18	52,12	938,16	1400	0,1398	195,72
5	15	52,12	781,8	1400	0,1146	160,44
4	12	52,12	625,44	1400	0,8833	1236,62
3	9	52,12	469,08	1400	0,06147	86,058
2	6	52,12	312,72	1400	0,03511	49,154
1	3	52,12	156,36	1400	0,01194	16,716
				<b>26737,56</b>		<b>6087,228</b>

**Tabela 2: Vento na direção Y - MODELO 1**

Andar	Cota do piso (m)	Wd (kN)	M <sub>1,tot,d</sub> (kN.m)	Pd (kN)	d (m)	ΔM <sub>tot,d</sub>
18	54	52,12	2814,48	1400	0,4373	612,22
17	51	52,12	2658,12	1400	0,433	606,2
16	48	52,12	2501,76	1400	0,4264	596,96
15	45	52,12	2345,4	1400	0,4171	583,94
14	42	52,12	2189,04	1400	0,4053	567,42
13	39	52,12	2032,68	1400	0,3907	546,98
12	36	52,12	1876,32	1400	0,3735	522,9
11	33	52,12	1719,96	1400	0,3536	495,04
10	30	52,12	1563,6	1400	0,3311	463,54
9	27	52,12	1407,24	1400	0,306	428,4
8	24	52,12	1250,88	1400	0,2784	389,76
7	21	52,12	1094,52	1400	0,2482	347,48
6	18	52,12	938,16	1400	0,2155	301,7
5	15	52,12	781,8	1400	0,1805	252,7
4	12	52,12	625,44	1400	0,1431	200,34
3	9	52,12	469,08	1400	0,1034	144,76
2	6	52,12	312,72	1400	0,06243	87,402
1	3	52,12	156,36	1400	0,02315	32,41
			<b>26737,56</b>			<b>7180,152</b>

- Direção X:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} = \frac{1}{1 - \frac{6087,228}{26737,56}} = 1,29 > 1,10$$

- Direção Y:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} = \frac{1}{1 - \frac{7180,152}{26737,56}} = 1,36 > 1,10$$

## Modelo 2:

- Ação vertical de cálculo por pilar:

$$P_{d,pilar} = \frac{P_d}{n_{pilar}} = \frac{1400}{10} = 140 \text{ kN}$$

Com os dados encontrados foi montada a Tabela 3 e 4:

**Tabela 3: Vento na direção X - MODELO 2**

<b>Andar</b>	<b>Cota do piso (m)</b>	<b>W<sub>d</sub> (kN)</b>	<b>M<sub>1,tot,d</sub> (kN.m)</b>	<b>P<sub>d</sub> (kN)</b>	<b>d (m)</b>	<b>ΔM<sub>tot,d</sub></b>
18	54	52,12	2814,48	1400	0,311	435,4
17	51	52,12	2658,12	1400	0,2997	419,58
16	48	52,12	2501,76	1400	0,2873	402,22
15	45	52,12	2345,4	1400	0,274	383,6
14	42	52,12	2189,04	1400	0,2594	363,16
13	39	52,12	2032,68	1400	0,2435	340,9
12	36	52,12	1876,32	1400	0,2261	316,54
11	33	52,12	1719,96	1400	0,2073	290,22
10	30	52,12	1563,6	1400	0,1871	261,94
9	27	52,12	1407,24	1400	0,1656	231,84
8	24	52,12	1250,88	1400	0,1432	200,48
7	21	52,12	1094,52	1400	0,1201	168,14
6	18	52,12	938,16	1400	0,09673	135,422
5	15	52,12	781,8	1400	0,07379	103,306
4	12	52,12	625,44	1400	0,05202	72,828
3	9	52,12	469,08	1400	0,03233	45,262
2	6	52,12	312,72	1400	0,01603	22,442
1	3	52,12	156,36	1400	0,004657	6,5198
				<b>26737,56</b>		<b>4199,8</b>

**Tabela 4: Vento na direção Y - MODELO 2**

<b>Andar</b>	<b>Cota do piso (m)</b>	<b>W<sub>d</sub> (kN)</b>	<b>M<sub>1,tot,d</sub> (kN.m)</b>	<b>P<sub>d</sub> (kN)</b>	<b>d (m)</b>	<b>ΔM<sub>tot,d</sub></b>
18	54	52,12	2814,48	1400	0,386	540,4
17	51	52,12	2658,12	1400	0,3803	532,42
16	48	52,12	2501,76	1400	0,3728	521,92
15	45	52,12	2345,4	1400	0,3631	508,34
14	42	52,12	2189,04	1400	0,3514	491,96
13	39	52,12	2032,68	1400	0,3374	472,36
12	36	52,12	1876,32	1400	0,3214	449,96
11	33	52,12	1719,96	1400	0,3032	424,48
10	30	52,12	1563,6	1400	0,2829	396,06
9	27	52,12	1407,24	1400	0,2605	364,7
8	24	52,12	1250,88	1400	0,2363	330,82
7	21	52,12	1094,52	1400	0,21	294
6	18	52,12	938,16	1400	0,1819	254,66
5	15	52,12	781,8	1400	0,152	212,8
4	12	52,12	625,44	1400	0,1205	168,7
3	9	52,12	469,08	1400	0,08745	122,43

2	6	52,12	312,72	1400	0,05341	74,774
1	3	52,12	156,36	1400	0,02049	28,686
<b>26737,56</b>						<b>6189,47</b>

- Direção X:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} = \frac{1}{1 - \frac{4199,8}{26737,56}} = 1,18 > 1,10$$

- Direção Y:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} = \frac{1}{1 - \frac{6189,47}{26737,56}} = 1,30 > 1,10$$

Modelo 3:

- Ação vertical de cálculo por pilar:

$$P_{d,pilar} = \frac{P_d}{n_{pilar}} = \frac{1400}{9} = 155,5 \text{ kN}$$

Com os dados encontrados foi montada a Tabela 5 e 6:

**Tabela 5: Vento na direção X - MODELO 3**

Andar	Cota do piso (m)	Wd (kN)	M1,tot,d (kN.m)	Pd (kN)	d (m)	ΔMtot,d
18	54	52,12	2814,48	1400	0,09688	135,632
17	51	52,12	2658,12	1400	0,09127	127,778
16	48	52,12	2501,76	1400	0,08492	118,888
15	45	52,12	2345,4	1400	0,07845	109,83
14	42	52,12	2189,04	1400	0,07194	100,716
13	39	52,12	2032,68	1400	0,0654	91,56
12	36	52,12	1876,32	1400	0,05876	82,264
11	33	52,12	1719,96	1400	0,05212	72,968
10	30	52,12	1563,6	1400	0,4549	636,86
9	27	52,12	1407,24	1400	0,03895	54,53
8	24	52,12	1250,88	1400	0,03255	45,57
7	21	52,12	1094,52	1400	0,0264	36,96
6	18	52,12	938,16	1400	0,02053	28,742
5	15	52,12	781,8	1400	0,01516	21,224
4	12	52,12	625,44	1400	0,01038	14,532
3	9	52,12	469,08	1400	0,006322	8,8508
2	6	52,12	312,72	1400	0,003226	4,5164
1	3	52,12	156,36	1400	0,001099	1,5386
<b>26737,56</b>						<b>1692,96</b>

**Tabela 6: Vento na direção Y - MODELO 3**

Andar	Cota do piso (m)	W <sub>d</sub> (kN)	M <sub>1,tot,d</sub> (kN.m)	P <sub>d</sub> (kN)	d (m)	ΔM <sub>tot,d</sub>
18	54	52,12	2814,48	1400	0,1234	172,76
17	51	52,12	2658,12	1400	0,1156	161,84
16	48	52,12	2501,76	1400	0,107	149,8
15	45	52,12	2345,4	1400	0,09845	137,83
14	42	52,12	2189,04	1400	0,08984	125,776
13	39	52,12	2032,68	1400	0,08117	113,638
12	36	52,12	1876,32	1400	0,07256	101,584
11	33	52,12	1719,96	1400	0,06398	89,572
10	30	52,12	1563,6	1400	0,05551	77,714
9	27	52,12	1407,24	1400	0,04725	66,15
8	24	52,12	1250,88	1400	0,03923	54,922
7	21	52,12	1094,52	1400	0,03157	44,198
6	18	52,12	938,16	1400	0,02443	34,202
5	15	52,12	781,8	1400	0,01791	25,074
4	12	52,12	625,44	1400	0,01218	17,052
3	9	52,12	469,08	1400	0,00736	10,304
2	6	52,12	312,72	1400	0,003692	5,1688
1	3	52,12	156,36	1400	0,001288	1,8032
				<b>26737,56</b>		<b>1389,388</b>

- Direção X:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} = \frac{1}{1 - \frac{1692,96}{26737,56}} = 1,06 < 1,10$$

- Direção Y:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} = \frac{1}{1 - \frac{1389,388}{26737,56}} = 1,05 < 1,10$$

A NBR 6118/2014 considera que a estrutura é de nós fixos se obedecer a condição  $\gamma_z \leq 1,1$

### 3. CONCLUSÃO

Podemos observar com este estudo, a importância dos núcleos rígidos em edifícios altos, ou seja, a presença de elementos de concreto armado com bastante rigidez, como os pilares paredes. Pode-se fazer a constatação com o auxílio do programa Ftool, uma ferramenta simples, com acesso fácil para o profissional e estudante. Outro fator que contribuiu para a confirmação da teoria sugerida, foi a verificação dos parâmetros de instabilidade  $\alpha$  e  $\gamma_z$ . Ambos mostraram a eficiência do Modelo 3 para a edificação.

No caso estudado, o menor deslocamento sofrido pela estrutura, foi o modelo 3, onde há um pilar parede em formato de caixa associado à estrutura em pórtico, caso esse, como visto atribui uma grande rigidez ao sistema, e os parâmetros de estabilidade global estavam dentro do sugerido. Já entre os modelos 1 e 2, não houve uma diferença muito grande de resultados, apesar do modelo 2, que trabalha com dois pilares paredes no núcleo da edificação, teoricamente daria uma melhor rigidez ao sistema, do que o modelo 1 que apenas trabalha com pilares com seções normais. Os Parâmetros de estabilidade confirmaram também a ineficiência do sistema dos modelos referidos, já que pela análise do parâmetro  $\alpha$ , identificaram modelos com esforços de 2<sup>a</sup> ordem e pelo  $\gamma_z$  que a estrutura não possuiria nós fixos.

## REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6123: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento.** Rio de Janeiro, 2014.
- \_\_\_\_\_. **ABNT NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações.** Rio de Janeiro, 1988.
- ANTUNES, H. M. C. C.; MORI, D. D.; SOUZA, J. C. A. O.. **Núcleos estruturais.** In: JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, 27, Tucumán, Argentina, 18-22 septiembre 1995. Memorias. Tucumán, ASAIE/Laboratório de estructuras-FCET-UNT, 1995. v.3, p.123-134.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – procedimento.** Rio de Janeiro, 2014
- CORELHANO, A. G. B.. **Análise não linear geométrica e física de núcleos rígidos de edifícios altos em concreto armado.** 2010, 171f. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.
- GONGO, J. S.. **Concreto armado: projeto estrutural de edifícios.** São Carlos – SP. Fevereiro 2007.
- LINS, F. F. V. **Contribuição à avaliação da estabilidade global e pré-dimensionamento de pórticos planos em concreto pré-moldado.** 2013, 203f. Dissertação (Mestrado em Estrutura) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013.
- MARTINS, C. H.. **Análise não linear de estruturas tridimensionais de edifícios de andares múltiplos com núcleos resistentes, considerando a rigidez transversal à flexão das lajes.** 222f. Tese (Doutorado em Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.
- PEREIRA, A. C. O.. **Estudo da influência da modelagem estrutural do núcleo nos painéis de contraventamento de edifícios altos.** 2000, 148f. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.
- SANTOS, N. D.. **Estudo comparativo de técnicas de determinação de solicitações na associação tridimensional de painéis de contraventamento em edifícios altos.** 2002, 235f. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2002.