

Análise tridimensional de edifícios altos de concreto armado com a presença de paredes estruturais

3D Analysis of high-rise reinforced concrete buildings with the consideration of shear walls

Douglas Francescatto Bernardi

*Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS, Porto Alegre, RS
e-mail: dougfb@terra.com.br*

Américo Campos Filho

*Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS, Porto Alegre, RS
e-mail: américo@ufrgs.br*

Alexandre Rodrigues Pacheco

*Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS, Porto Alegre, RS
e-mail: apacheco@ufrgs.br*

RESUMO: As ações horizontais em edifícios podem ser absorvidas, basicamente, por dois sistemas estruturais: por uma estrutura composta por pórticos de grande rigidez ou pela combinação de pórticos e paredes estruturais. Dentro deste contexto, este trabalho trata da análise tridimensional de estruturas de edifícios altos de concreto armado, considerando a presença de paredes estruturais. É descrito um modelo computacional, baseado no Método dos Elementos Finitos, para realizar este tipo de análise. No modelo analisado, foram implementados elementos de pórtico espacial para a representação de vigas e pilares e de casca poliédrica para as paredes e lajes. Com o objetivo de se obter um sistema computacional eficiente, foram utilizados recursos como a hipótese de diafragma rígido dos pavimentos e a subestruturação. Apresenta-se, ainda, uma análise confrontando as duas alternativas de sistemas para edifícios altos, ou seja, de pórticos com e sem paredes estruturais.

ABSTRACT: Basically, lateral loads on buildings can be carried out by two types of structural systems: by a structure composed of high-stiffness frames or by a combination of these frames and shear walls. In this context, this work focuses on 3D analyses of high-rise reinforced concrete buildings with the consideration of shear walls. A computational model based on the Finite Element Method for the analyses is described in detail. In the developed model, spatial frame elements were implemented to represent beams and columns, while polyedric shells would represent shear walls and slabs. Targeting an efficient computational system, the rigid diaphragm hypothesis for the slabs, as well as substructuring procedures, were demanded strategies. It is also presented an analysis confronting the two alternatives of systems for high-rise building structures, i.e., frames with and without shear walls.

1. INTRODUÇÃO

A crescente valorização das áreas disponíveis para a construção de edifícios nas grandes cidades provocou um intenso processo de verticalização das edificações (fig. 1). Com isso, tornou-se necessário o aprimoramento dos sistemas estruturais e das técnicas de análise de estruturas, de forma a proporcionar mais economia, rapidez e segurança. A demanda pela construção de edifícios

altos tem sido importante para o progresso da engenharia estrutural, na medida em que instiga o aprimoramento de modelagens para o comportamento físico dos materiais existentes, e o surgimento de novos materiais, além de modelos de análise mais completos e robustos.



Fig. 1 – Edifícios altos (extraído de [1])

2. SISTEMAS ESTRUTURAIS

Dentre os sistemas estruturais disponíveis atualmente, dois são os mais utilizados na concepção de edifícios altos em concreto armado: o sistema aporticado (pórticos de grande rigidez) e o sistema formado por pórticos e paredes (ou núcleos) resistentes. Isso ocorre porque estes modelos apresentam os menores custos e dispensam métodos mais sofisticados de construção.

Os sistemas aporticados consistem geralmente em malhas de elementos horizontais (vigas) e verticais (pilares) ligados dentro do plano por meio de nós rígidos. Considerando-se pórticos planos, um pórtico pode estar no mesmo plano de uma parede interna do edifício, ou pode ocupar o plano de uma fachada. O princípio do funcionamento dos pórticos é economicamente adequado para edifícios de até vinte andares para construções em concreto armado. Para mais de vinte andares, este sistema deixa de ser prático. Uma alternativa muito utilizada é o emprego de paredes resistentes em substituição a alguns pórticos. Elas podem assumir a forma de núcleos internos, delimitando poços de elevadores e caixas de escada, ou de paredes paralelas dentro do edifício, conforme Schueller [2].

3. MODELO ESTRUTURAL ADOTADO

Através da implementação de um modelo computacional em linguagem FORTRAN 90, foi possível realizar a análise tridimensional da estrutura de um edifício, considerando a interação de esforços e deslocamentos entre os elementos (vigas, lajes, pilares e paredes) nas três direções. A

ferramenta computacional utilizada se baseou no Método dos Elementos Finitos, associando-o à análise matricial de estruturas.

O sistema global de referência adotado é do tipo triortogonal direto, $X_g Y_g Z_g$, com origem localizada no nível da base da estrutura, com eixo vertical Z_g orientado para cima e os eixos X_g e Y_g correspondendo às direções horizontais principais. O sentido positivo dos eixos é adotado de acordo com a fig. 2.

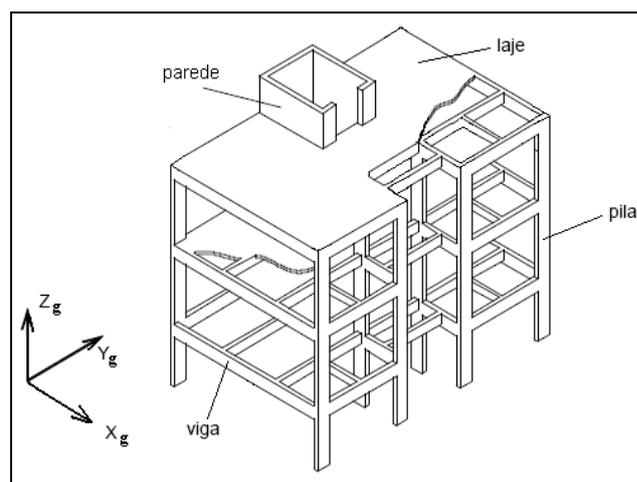


Fig. 2 – Sistema global de eixos do modelo adotado

No modelo adotado, as lajes e as paredes estruturais são discretizadas através de elementos de casca poliédrica. Já as vigas e os pilares são analisados através de elementos de barra de pórtico espacial.

O elemento de casca poliédrica foi gerado através da associação de um elemento finito de estado plano de tensões e um elemento de placa, segundo a teoria de Mindlin; a qual exige continuidade apenas do tipo C_0 (deslocamentos). Considerando que o comportamento dos materiais é tomado como linear, as teorias do estado plano e da flexão de placas podem ser consideradas desacopladas. O elemento finito originalmente concebido possui oito nós, tendo seis graus de liberdade por nó: dois oriundos do estado plano de tensões (U_x e U_y), três da parte de flexão e corte (U_z , R_x e R_y) e um grau de liberdade adicional (R_z) para permitir a análise de estruturas não coplanares. Define-se que U_x , U_y e U_z correspondem às três translações em relação aos eixos globais $X_g Y_g Z_g$ e, por sua vez, R_x , R_y e R_z representam as três rotações em torno destes mesmos eixos.

O elemento de barra de pórtico espacial foi representado por um elemento genérico com seis graus de liberdade por nó.

4. ANÁLISE GLOBAL DA ESTRUTURA

Para que se tenha um sistema computacional eficiente na resolução de estruturas com um grande número de elementos, se faz necessário o uso de recursos como a hipótese de diafragma rígido dos pavimentos e a subestruturação, que permitem diminuir o tamanho do problema a ser resolvido, sem, no entanto, ocorrer perda de precisão nos resultados.

A consideração de cada pavimento funcionando como diafragma rígido é bastante comum na análise de estruturas tridimensionais de edifícios. Assim, cada pavimento transmite, sem se deformar no próprio plano, todos os esforços para as demais partes da estrutura. Esta consideração leva a uma dependência linear entre os deslocamentos dos pontos nodais da estrutura que estão contidos no plano da laje. Esta dependência pode ser expressa por uma relação dos deslocamentos do nó "mestre" de cada pavimento e de seus nós "escravos". Neste caso, é possível fazer com que os deslocamentos dos nós escravos sejam dependentes, total ou parcialmente, dos deslocamentos nodais do nó mestre. Admite-se como dependência para considerar o funcionamento da laje como diafragma rígido, apenas translações no plano $X_g Y_g$ e rotações perpendiculares a este plano (ou seja, em torno do eixo Z_g). A teoria adotada pode ser encontrada em Rodrigues Júnior [3].

Por sua vez, a subestruturação é conceituada como sendo a divisão de uma estrutura em regiões menores ou subestruturas. De acordo com Ellwanger [4], esta técnica consiste em resolver, no lugar do sistema de equações original de toda a estrutura, vários sistemas menores, permitindo a análise de estruturas bastante complexas com maior rapidez e eficiência. Neste contexto, na análise estática de estruturas pelo método da rigidez, o sistema original a ser resolvido é dado pela expressão generalizada:

$$K \cdot U = P \quad (1)$$

na qual K é a matriz de rigidez global, U o vetor de deslocamentos e P o vetor de cargas. Na prática, K e P são obtidos a partir da soma das contribuições

individuais das m partes (elementos ou superelementos) integrantes da estrutura:

$$K = \sum_{i=1}^m K_i \quad (2)$$

$$P = \sum_{i=1}^m P_i \quad (3)$$

Através do uso dos recursos da subestruturação, foram gerados superelementos do tipo painel (fig. 3), que podem ser de dois tipos: "painel_2x2" (formado por 4 elementos individuais de casca poliédrica) ou "painel_5x5" (formado por 25 elementos). Na figura indicada, os nós 'a' e 'b' se referem, respectivamente, aos graus de liberdade internos e externos.

O problema consistiu em se obter K_{bb} e P_b , que são, respectivamente, a matriz de rigidez e o vetor de cargas nodais equivalentes, condensados nos graus de liberdade externos de cada superelemento. Quando esta subestrutura contribuir para a montagem da estrutura, K_{bb} e P_b irão desempenhar o papel dos termos K_i e P_i presentes nas equações (2) e (3), respectivamente.

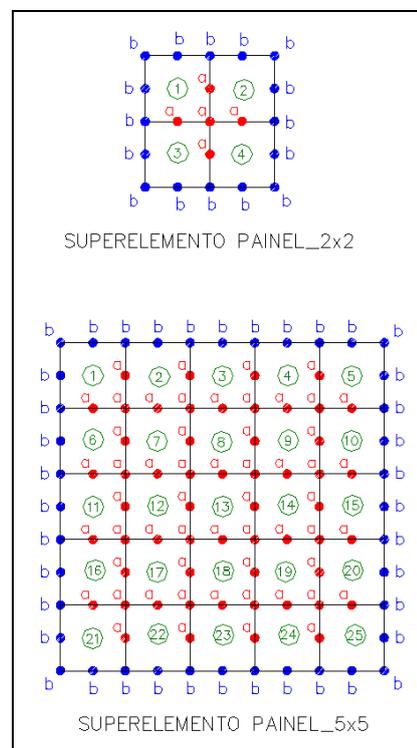


Fig. 3 – Superelementos do tipo “painel”

5. ANÁLISE NÃO LINEAR

Nos edifícios altos, a atuação simultânea das ações verticais e horizontais provoca,

inevitavelmente, deslocamentos laterais dos nós da estrutura. Nestas condições, ocorre o que se denomina de não linearidade geométrica que pressupõe, em princípio, um equilíbrio na posição deslocada, implicando no aparecimento de esforços solicitantes adicionais (ou de segunda ordem) nos elementos constituintes da estrutura.

Para se considerar os efeitos de segunda ordem no modelo, foi implementado um Método Simplificado, onde a configuração de referência corresponde à última configuração de equilíbrio determinada, conforme descrito em Bernardi [5].

Já a não linearidade física se caracteriza pela ausência de proporcionalidade entre a tensão atuante e a deformação sofrida pelo material. Basicamente, este fenômeno ocorre quando a tensão na borda mais tracionada da seção transversal do elemento ultrapassa a tensão de tração no concreto, alterando o valor do produto $E_c I_c$, ou seja, da rigidez à flexão da seção. É importante observar que o módulo de rigidez $E_c I_c$ deve refletir a ocorrência das fissuras ao longo do elemento, os efeitos da fluência, da retração e o comportamento inelástico do concreto e das armaduras.

A NBR6118 [6] prescreve que, para a análise dos esforços globais de segunda ordem, em estruturas reticuladas com no mínimo quatro andares, pode ser considerada a não linearidade física de maneira aproximada, tomando-se como rigidez dos elementos estruturais os valores presentes na tabela 1. Trata-se, portanto, da utilização de coeficientes redutores da rigidez dos elementos de concreto armado.

Tabela 1 – Rigidez dos elementos estruturais para a consideração da não linearidade física

| Elemento estrutural | Rigidez |
|------------------------------|---|
| Lajes | $(EI)_{sec} = 0,3 \cdot E_{ci} \cdot I_c$ |
| Vigas (armadura assimétrica) | $(EI)_{sec} = 0,4 \cdot E_{ci} \cdot I_c$ |
| Vigas (armadura simétrica) | $(EI)_{sec} = 0,5 \cdot E_{ci} \cdot I_c$ |
| Pilares | $(EI)_{sec} = 0,8 \cdot E_{ci} \cdot I_c$ |

(fonte: NBR6118/2007)

Nesta tabela, I_c representa o momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo, quando for o caso, as mesas colaborantes; e E_{ci} o módulo de elasticidade tangente inicial do concreto.

Definiu-se que, neste trabalho, a rigidez das vigas para efeito da não linearidade física é obtida com a consideração de armadura simétrica.

6. ESTRUTURA ANALISADA

A estrutura analisada consiste em um edifício projetado e construído na cidade de Curitiba. Na planta do pavimento tipo, fig. 4 (ver Apêndice), são indicadas as dimensões das seções transversais dos elementos, com seus valores em centímetros. De maneira geral, a estrutura apresenta as seguintes características:

- constantes do material:
 - módulo de elasticidade longitudinal: 3067,25 kN/cm²;
 - coeficiente de Poisson: 0,2;
 - peso específico do concreto armado: 25 kN/m³;
- pé-direito dos pavimentos: 2,75 m;
- número de pavimentos: 30;
- estrutura considerada engastada na fundação;
- carga uniformemente distribuída nas vigas (sem o peso próprio): 6,0 kN/m;
- carga uniformemente distribuída nas lajes (sem o peso próprio): 4,0 kN/m²
- o peso próprio da estrutura é considerado automaticamente pelo programa;
- espessura constante das lajes: 12 cm.

Ressalta-se que, devido ao elevado grau de detalhamento existente em uma planta real, simplificações foram necessárias para facilitar a discretização da estrutura. Destaca-se como principal modificação a uniformização e arredondamento das dimensões de vigas, lajes e pilares. Entretanto, tais alterações foram feitas com critério, buscando-se não descaracterizar a estrutura projetada.

As forças horizontais devidas ao vento em cada pavimento para a direção Y_g (tabela 2) foram determinadas segundo a NBR6123 [7], utilizando-se os seguintes parâmetros:

- velocidade básica do vento (V_0): 41 m/s;
- fator topográfico (S_1): 1,0;
- fator S_2 : calculado considerando a categoria de rugosidade V e a classe da edificação C;
- fator estatístico (S_3): 1,0;
- coeficiente de arrasto na direção Y_g : 1,45.

Para o cálculo do pórtico, supõe-se, neste trabalho, que a força total de vento aplicada em

cada pavimento é uniformemente distribuída entre os pilares da fachada, isto é, dividida pelo número de pilares e aplicada na forma de cargas concentradas horizontais no topo de cada pilar.

Tabela 2 – Forças devidas ao vento na direção Y_g

| Pav. | Z _g (m) | F(kN) | | Pav. | Z _g (m) | F(kN) |
|------|--------------------|-------|--|------|--------------------|--------|
| 1 | 2,75 | 30,93 | | 16 | 44,00 | 81,63 |
| 2 | 5,50 | 39,43 | | 17 | 46,75 | 83,39 |
| 3 | 8,25 | 45,44 | | 18 | 49,50 | 85,07 |
| 4 | 11,00 | 50,25 | | 19 | 52,25 | 86,70 |
| 5 | 13,75 | 54,33 | | 20 | 55,00 | 88,27 |
| 6 | 16,50 | 57,91 | | 21 | 57,75 | 89,79 |
| 7 | 19,25 | 61,12 | | 22 | 60,50 | 91,26 |
| 8 | 22,00 | 64,05 | | 23 | 63,25 | 92,69 |
| 9 | 24,75 | 66,74 | | 24 | 66,00 | 94,08 |
| 10 | 27,50 | 69,25 | | 25 | 68,75 | 95,44 |
| 11 | 30,25 | 71,60 | | 26 | 71,50 | 96,75 |
| 12 | 33,00 | 73,82 | | 27 | 74,25 | 98,04 |
| 13 | 35,75 | 75,91 | | 28 | 77,00 | 99,30 |
| 14 | 38,50 | 77,91 | | 29 | 79,75 | 100,52 |
| 15 | 41,25 | 79,81 | | 30 | 82,50 | 50,86 |

Com o objetivo de verificar a importância da rigidez, relativamente à utilização de paredes associadas, comparou-se a estrutura da fig. 4, que não apresenta núcleos estruturais, com a apresentada na fig. 5, que apresenta tais elementos (ver Apêndice). Mais especificamente, a primeira apresenta paredes “abertas” na região dos elevadores, ao passo que a segunda apresenta tais elementos “fechados”, formando núcleos estruturais. As paredes do núcleo 1 (N1) apresentam espessura de 20 cm, ao passo que as do núcleo 2 (N2), 25 cm.

A fig. 6 (ver Apêndice) mostra a malha de elementos finitos utilizada para discretizar cada pavimento da estrutura formada por paredes isoladas. Foram necessários dezessete superelementos do tipo *panel_5x5*, dezoito superelementos *panel_2x2* e cinquenta e seis elementos individuais de casca; além das barras de pórtico espacial para representar as vigas e os pilares. Cada um dos lances de parede (PAR1 a PAR5) entre pavimentos foi modelado através de um superelemento *panel_5x5*.

Por sua vez, a malha de elementos finitos utilizada na estrutura da fig. 5 é muito semelhante à apresentada na fig. 6, exceto na região próxima aos núcleos estruturais, na qual cada uma das três paredes que compõem os núcleos 1 e 2 foi modelada através de um superelemento *panel_5x5*.

7. RESULTADOS DA ANÁLISE

O programa implementado permite três diferentes tipos de análise:

- linear;
- não linear geométrica (NLG); e
- não linear geométrica e física (NLGF).

As figuras e tabelas a seguir apresentam alguns resultados obtidos. Para distinguir qual estrutura é analisada, definiu-se que:

- o termo “Aberto” se refere à estrutura apresentada na fig. 4;
- o termo “Fechado” se refere à estrutura da fig. 5.

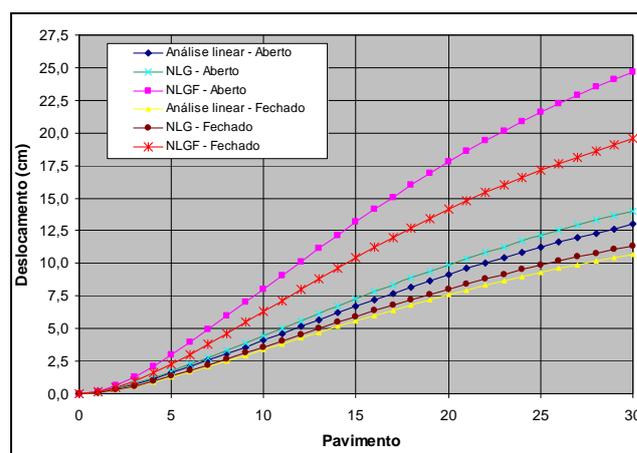
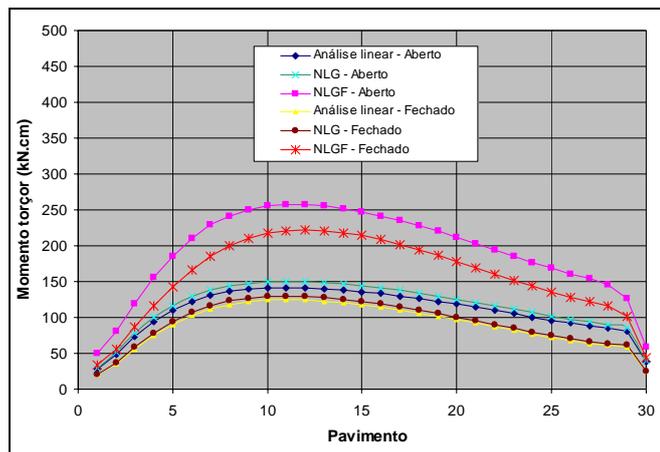
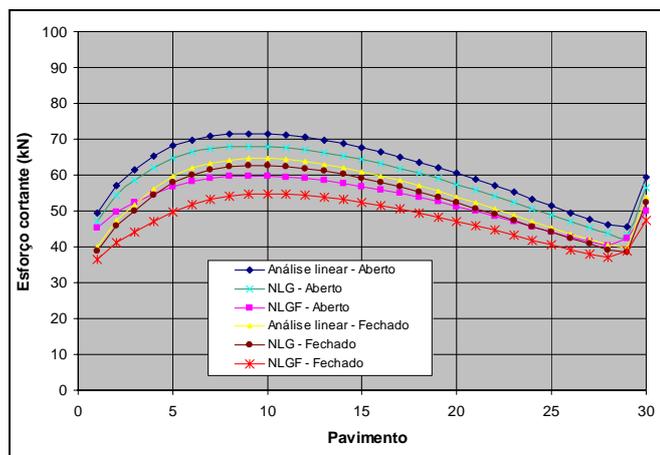


Fig.7 – Deslocamento do nó R (referência) na direção Y_g de incidência do vento

Através da fig. 7, percebe-se que o deslocamento do nó R (de referência) no topo da estrutura “aberta” para a análise linear foi de 12,99 cm. Já para a estrutura “fechada” este valor se reduziu a 10,69 cm. Seguindo com as observações, para a análise NLG os valores são: 14,03 cm (aberto) e 11,34 cm (fechado). Finalmente, para a análise NLGF, confrontam-se os seguintes deslocamentos: 24,67 cm (aberto) e 19,54 cm (fechado). De maneira geral, fica evidenciada uma diminuição de deslocamentos, na faixa de 17% a 21%, quando se considera a estrutura formada por núcleos estruturais.

Fig. 8 – Momento torçor inferior M_{z_g} no pilar P7Fig. 9 – Esforço cortante superior V_{y_g} no pilar P7

As fig. 8 e 9 mostram que o momento torçor inferior M_{z_g} e o esforço cortante superior V_{y_g} no pilar P7 para a estrutura fechada são, de maneira geral, menores do que para a estrutura aberta (considerando valores em módulo).

As tabelas 3 e 4, a seguir, comparam a porcentagem de cargas absorvidas na fundação para a estrutura “aberta” e “fechada”, respectivamente.

Tabela 3 – Porcentagem da carga absorvida pelos elementos na fundação – Aberto

| Elemento estrutural | Carga Horizontal (vento) | | | Carga Vertical | | |
|---------------------|--------------------------|-------|-------|-----------------|-------|-------|
| | Tipo de análise | | | Tipo de análise | | |
| | Linear | NLG | NLGF | Linear | NLG | NLGF |
| Conjunto de pilares | 44,2% | 43,1% | 39,3% | 75,2% | 74,8% | 74,7% |
| PAR1 | 14,2% | 14,5% | 15,1% | 6,0% | 6,1% | 6,3% |
| PAR2 | 12,6% | 12,8% | 13,4% | 5,7% | 5,8% | 5,8% |
| PAR3 | 16,7% | 17,0% | 18,9% | 4,1% | 4,2% | 4,3% |
| PAR4 | 11,2% | 11,4% | 12,0% | 4,1% | 4,2% | 4,0% |
| PAR5 | 1,1% | 1,2% | 1,3% | 4,9% | 4,9% | 4,9% |

Tabela 4 – Porcentagem da carga absorvida pelos elementos na fundação – Fechado

| Elemento estrutural | Carga Horizontal (vento) | | | Carga Vertical | | |
|---------------------|--------------------------|-------|-------|-----------------|-------|-------|
| | Tipo de análise | | | Tipo de análise | | |
| | Linear | NLG | NLGF | Linear | NLG | NLGF |
| Conjunto de pilares | 33,4% | 32,1% | 29,3% | 72,0% | 71,7% | 71,9% |
| N1 | 31,9% | 32,5% | 33,1% | 13,6% | 13,8% | 13,6% |
| N2 | 33,7% | 34,4% | 36,6% | 10,1% | 10,2% | 10,1% |
| PAR5 | 1,0% | 1,0% | 1,0% | 4,3% | 4,3% | 4,4% |

Observando a tabela 3, nota-se que, para a análise linear, as paredes isoladas (PAR1 a PAR5) absorvem juntas 55,8% do carregamento horizontal. Já para as análises NLG e NLGF, este valor aumenta para 56,9% e 60,7%, respectivamente. Isso demonstra a importância da rigidez proporcionada pelas paredes para absorver as cargas de vento. Em contrapartida, para o carregamento vertical, as paredes não apresentam o mesmo comportamento, pois a porcentagem de carga absorvida se mantém aproximadamente constante, independentemente do tipo de análise.

Por sua vez, a tabela 4 mostra que, para a análise linear, os núcleos estruturais (N1 e N2) absorvem juntos 65,6% das cargas de vento. Já para as análises NLG e NLGF, este valor aumenta para 66,9% e 69,7%, respectivamente. Fica evidente, portanto, que a elevada rigidez dos núcleos estruturais acaba por absorver grande parte

do carregamento horizontal. Já para as cargas verticais, de maneira análoga às paredes isoladas, os núcleos acabam absorvendo uma porcentagem de carga proporcional às suas áreas transversais no pavimento.

O núcleo N1 absorve, em média, 4,9% a mais de carga horizontal em comparação à porcentagem de carga absorvida conjuntamente pelas duas paredes isoladas (PAR1 e PAR2) das quais se originou. Paralelamente, o núcleo N2 absorve, em média, 5,9% a mais de carga que as paredes PAR3 e PAR4 juntas.

A deformada da estrutura aberta, devido ao vento na direção Y_g , para a análise NLG, é mostrada na fig. 10.

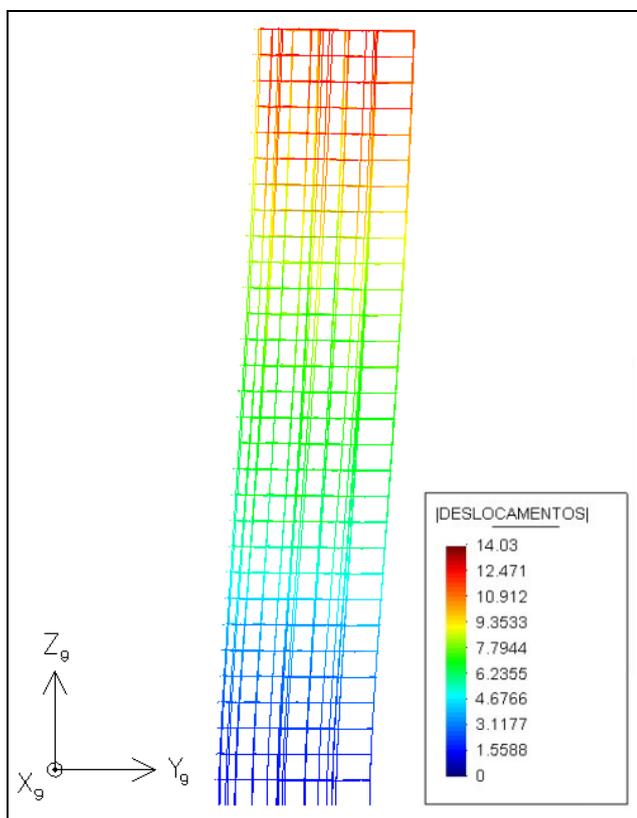


Fig. 10 – Estrutura deformada

O parâmetro de instabilidade global α calculado para a estrutura aberta resultou em 0,95; valor superior ao limite para contraventamento feito por pórticos associados a pilares-parede ($\alpha_1=0,6$). Já o coeficiente γ_z resultou em 1,19; valor também superior ao limite ($\gamma_z=1,10$). Isto evidencia a necessidade da consideração dos efeitos globais de segunda ordem. Por sua vez, α e γ_z , calculados para a estrutura fechada, resultaram em 0,87 e 1,14, respectivamente.

Ressalta-se que, neste trabalho, o coeficiente γ_z foi utilizado apenas como um índice para a estimativa da importância dos esforços de segunda ordem, não sendo utilizado como majorador de esforços.

Além disso, salienta-se que a validade da aplicação do parâmetro α se limita a estruturas simétricas. Embora as estruturas analisadas não sejam perfeitamente simétricas, considerou-se interessante apresentar os resultados para este parâmetro.

8. CONCLUSÕES

A estrutura analisada consistiu em um edifício projetado e construído na cidade de Curitiba. Compararam-se duas opções estruturais: um sistema de paredes isoladas e um sistema de paredes associadas. De maneira geral, evidenciou-se uma diminuição na faixa de 17% a 21% para os deslocamentos, quando se considerou a estrutura formada por paredes associadas, formando núcleos estruturais. Além disso, a importância da rigidez proporcionada pelos núcleos estruturais ficou evidenciada pelo fato destes elementos terem absorvido, em média, 9,6% a mais de cargas de vento na fundação, quando comparada à porcentagem de carga absorvida pelas paredes isoladas. Em relação aos parâmetros de instabilidade global, houve uma diminuição de 8,4% para α e de 4,2% para γ_z quando se considerou a estrutura composta por paredes associadas.

REFERÊNCIAS

1. Photobucket. *Image hosting, free photo sharing & video sharing*. Disponível em: <<http://photobucket.com>>. Acessado em: 04 set. 2009.
2. Schueller, W. *High-Rise Building Structures*. New York, John Wiley & Sons, 1977.
3. Rodrigues Júnior, S. J. *Otimização de Pilares de Edifícios Altos de Concreto Armado*. Tese (Doutorado em Engenharia) – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2005.
4. Ellwanger, R. J. A utilização de superelementos na análise estrutural, In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA

ESTRUTURAL. Anais. Porto Alegre: UFRGS/CPGEC, 1987. v.4, p.153-168: il.

5. Bernardi, D. F. *Um modelo computacional para a análise global tridimensional da estrutura de edifícios altos de concreto armado com a presença de paredes estruturais*. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.
6. Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto: procedimento*. Rio de Janeiro, 2007.
7. Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações: procedimento*. Rio de Janeiro, 1988.

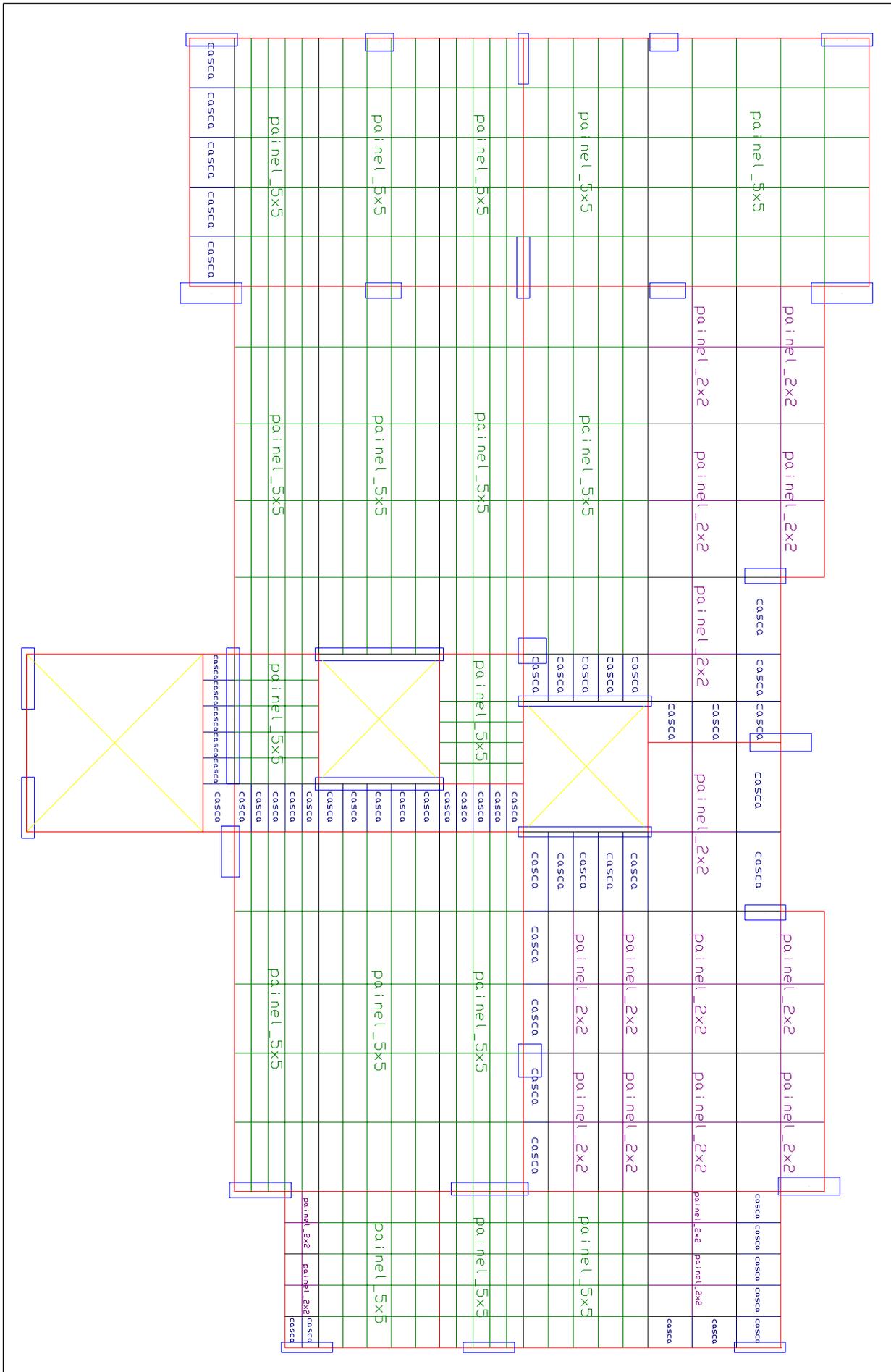


Fig. 6 – Malha de elementos finitos do pavimento tipo