



Análise Não Linear Física e Geométrica de um Edifício de Múltiplos Andares em Concreto Armado utilizando-se a Plataforma OpenSees

Marcelo Rassy Teixeira (1); Remo Magalhães de Souza (2);

*(1) Mestrando do PPGEC/UFPA, Universidade Federal do Pará.
email: mmarrate@bol.com.br*

*(2) Professor Adjunto, Departamento de Construção Civil.
Universidade Federal do Pará
email: remo@ufpa.br*

*Avenida Augusto Correa, nº1 Campus Universitário do Guamá.
Edifício do Centro Tecnológico, CEP 66075-970. Belém – Pará – Brasil*

Resumo

Este trabalho apresenta diversas análises de um edifício em concreto armado de 18 pavimentos construído na cidade de Belém-Pa, submetido a carregamento gravitacional e vento. Foram realizadas quatro tipos de análise estática: análise linear-elástica, análise não-linear geométrica, análise não-linear física e análise não-linear física e geométrica. A plataforma utilizada para o estudo foi o programa de código aberto OpenSees desenvolvido através das linguagens C++ e Tcl/Tk na Universidade da Califórnia, Berkeley, com a participação de um dos autores. O Elemento finito utilizado para modelagem das barras do pórtico tridimensional é baseado no método das forças, de tal forma que apenas um elemento é necessário para representação de um membro estrutural inteiro (pilar e viga). O elemento de viga-coluna empregado considera a distribuição de inelasticidade ao longo do comprimento e ao longo das seções da barra, através da utilização de um modelo de fibras, de tal forma que é possível considerar fissuração do concreto e a plasticidade da armadura com grande precisão. Em relação à consideração dos efeitos de não-linearidade geométrica, utilizou-se a formulação corrotacional, a qual permite a consideração de grandes rotações no espaço, tendo-se também utilizado o método P-Delta para validação dos resultados. Os resultados mostram diferenças consideráveis entre os diversos tipos de análises realizadas (com ou sem a presença de não-linearidade geométrica e/ou física), e também uma variação razoável de esforços para uma mesma viga em pavimentos distintos.

1 Introdução

O estudo do comportamento realístico de estruturas de concreto armado, submetidas a carregamentos reais de utilização, é ainda um tema avançado no meio técnico-científico. Os efeitos de não-linearidade física e geométrica, abrangendo escoamento da armadura e fissuração do concreto ao longo das seções das barras, e a presença de efeitos de segunda ordem, destacam-se como algumas das dificuldades encontradas no desenvolvimento da pesquisa.

Estudos experimentais do comportamento de grandes estruturas de concreto armado utilizando-se protótipos reduzidos tornam-se muitas vezes inviáveis, pois demandam grande estrutura laboratorial, recursos financeiros e equipe técnica especializada.

Assim, a simulação computacional do comportamento destas estruturas torna-se uma alternativa mais viável. Portanto, o estudo foi desenvolvido criando modelos computacionais que se aproximam bastante da realidade.

1.1 Objetivo do Estudo

O objetivo desta pesquisa foi o de simular o comportamento de uma estrutura real (um edifício alto em concreto armado), com o auxílio de programas computacionais. Para isto, foram desenvolvidos alguns modelos numéricos de elementos finitos bastante realistas.

Após o desenvolvimento destes modelos, foram realizadas diversas análises lineares e não-lineares, simulando diferentes casos de carga. Para este artigo, os resultados analisados foram o deslocamento de um nó no topo do edifício, a redistribuição dos esforços normais dos pilares, e a comparação dos diagramas de momento fletor nas vigas em diferentes pavimentos.

1.2 Justificativa do Estudo

Os avanços da tecnologia, novos materiais e métodos computacionais mais elaborados na análise e projeto de edifícios são uma nova realidade. Em algumas

idades de alta densidade demográfica, como em alguns países da Ásia, os edifícios altos poderão ser uma das únicas soluções viáveis para o problema de moradia.

A evolução de *hardware* e *software* tornou possíveis análises estáticas e dinâmicas de estruturas espaciais muito sofisticadas, possibilitando a utilização de modelos refinados que melhor representam o comportamento real das estruturas. Isto se torna especialmente importante em regiões com presença de intensas atividades sísmicas, e/ou outras solicitações dinâmicas, como algumas situações de carregamento de vento.

O uso abrangente e freqüente do dimensionamento nos estados limites últimos, aliado à análise não-linear estrutural, deverá proporcionar um forte avanço nos procedimentos de dimensionamento estrutural.

2 Descrição do Edifício

O edifício residencial em estudo está em fase de acabamento (abril de 2003) na cidade de Belém do Pará. O edifício consta de: pavimento da Garagem; pavimento Térreo; 16 pavimentos tipo com 240 m² de área privada; e um pavimento ático.

A estrutura da edificação está representada nas figuras 1 e 2. Na figura 1, o croqui esquemático apresenta os itens mais importantes com diferentes cores: paredes de alvenaria na cor preta; seção transversal dos pilares em azul; janelas em vermelho; e contornos das sacadas na cor rosa. A figura 2 fornece uma noção espacial do modelo computacional desenvolvido para simular o comportamento desta edificação.

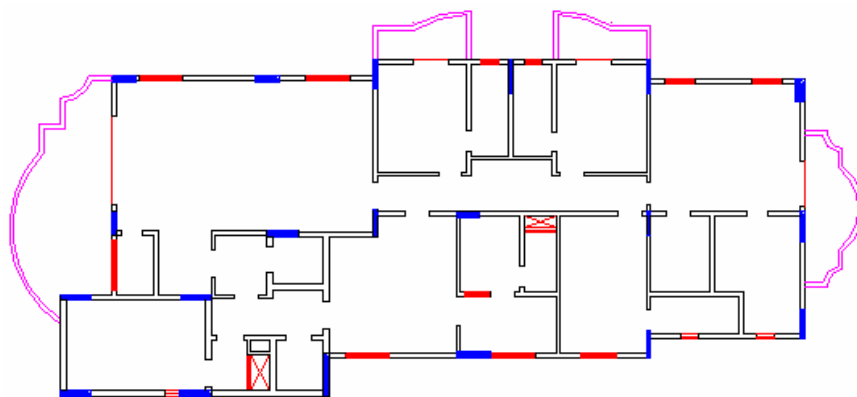


Figura 1 – Planta Baixa do Pavimento Tipo.

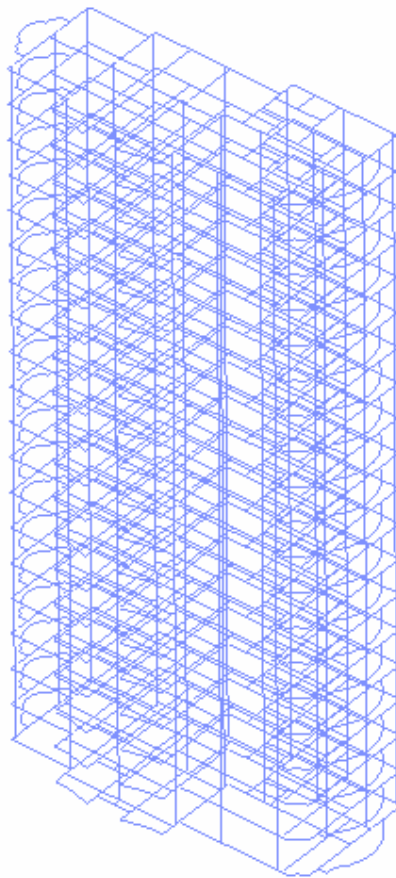


Figura 2 – Estrutura Analisada

3 Modelos Desenvolvidos.

A análise não-linear de estruturas complexas através de métodos computacionais utilizando-se micro-computadores demanda um elevado tempo de processamento. A solução para este problema é a modelagem de estruturas mais simples. Para isto, dividiu-se o estudo em duas fases:

A primeira fase foi desenvolvida no programa computacional SAP2000 (Manual SAP2000). Nesta fase, elaborou-se uma malha por elementos finitos do pavimento tipo, com o objetivo de se obter os carregamentos distribuídos nas vigas-pilares provenientes das cargas aplicadas nas lajes. Com a obtenção dos diagramas dos esforços cortantes pode-se chegar às cargas distribuídas nas vigas.

A segunda fase foi desenvolvida no programa The Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees) (Mckenna and Fenves, (2001)). O modelo desenvolvido foi o de pórtico tridimensional, com elementos não-lineares de barras

representando os pilares e vigas. As lajes foram desconsideradas e substituídas pelas cargas distribuídas nas vigas obtidas na primeira fase do estudo. Para representação da grande rigidez proporcionada pela laje dos pavimentos em seu próprio plano, utilizou-se o modelo de diafragma rígido.

A interação solo-estrutura foi desconsiderada nesta análise, admitindo-se a fundação perfeitamente rígida, sem recalques.

3.1 Modelagem do pavimento tipo por elementos finitos no SAP2000:

A malha desenvolvida no programa computacional SAP2000 está representada na figura 3. Atribuiu-se elementos de barras (tipo *frame*) para representar as vigas e elementos de casca (tipo *shell*) para representar as lajes. Levou-se em consideração no modelo, as dimensões dos pilares com o uso de ligações rígidas (*rigid links*) nas extremidades das vigas.

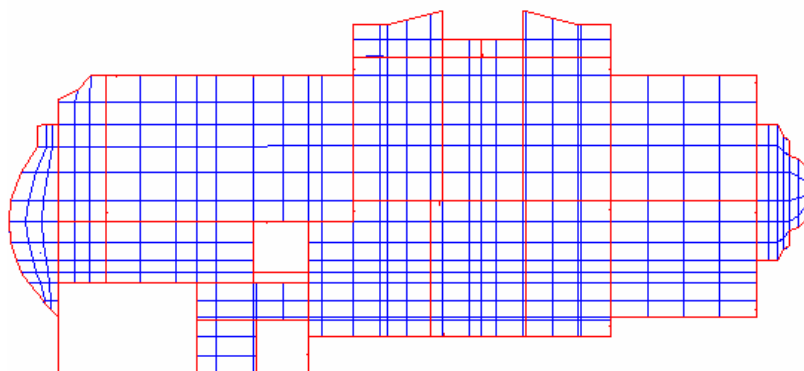


figura 3 - malha do pavimento tipo.

A configuração deformada do modelo do pavimento, quando submetido a carregamento permanente e acidental está representada na figura 4.

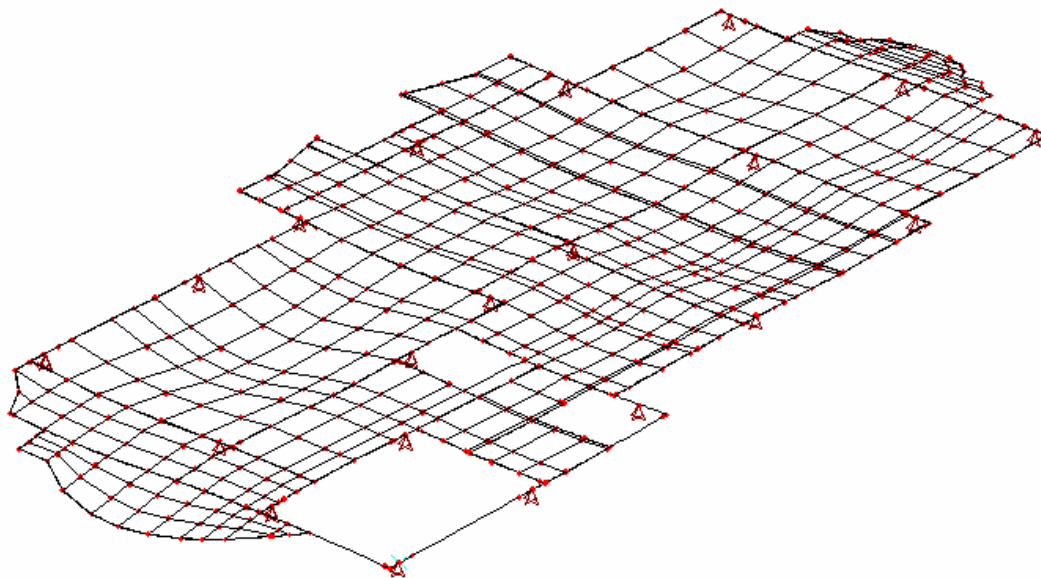


figura 4 - pavimento tipo deformado.

3.2 Breve Descrição do Programa Opensees.

O programa Opensees foi desenvolvido na Universidade da Califórnia, Berkeley, tendo como origem uma tese de doutorado (Mckenna, F.T. et al. (1997)). Este programa computacional é constantemente aperfeiçoado pela comunidade acadêmica através de um sistema de comunicação chamado Concurrent Versions System (CVS), por intermédio da internet.

Atualmente, um grande número de pesquisadores estão engajados neste projeto técnico-científico, implementando novos modelos, ou mesmo aperfeiçoando os modelos existentes com o objetivo de tornar a análise computacional a mais realística possível.

Este programa teve como objetivo inicial à simulação do comportamento de estruturas submetidas a terremotos, devido ao fato da região onde o programa foi desenvolvido apresentar elevado nível de intensidade sísmica (Costa oeste dos Estados Unidos).

Por não ser um programa comercial, o Opensees é patrocinado pela *National Science Foundation*, a fundação de desenvolvimento da ciência nos Estados Unidos.

3.3 Modelagem da Estrutura do Edifício no Programa Computacional OpenSees.

A estrutura foi analisada considerando os dois efeitos de não-linearidade:

- a) Efeito de Não-Linearidade do Material ou física.
- b) Efeito de Não-Linearidade Geométrica.

O Elemento finito utilizado para modelagem das barras do pórtico tridimensional é baseado no método das forças, de tal forma que apenas um elemento é necessário para representação de um membro estrutural inteiro (pilar e viga) (Spacone (1994) e de Souza (2000)). O elemento de viga-coluna empregado considera a distribuição de inelasticidade ao longo do comprimento e ao longo das seções da barra, através da utilização de um modelo de fibras, de tal forma que é possível considerar fissuração do concreto e a plasticidade da armadura com grande precisão (figura 5).

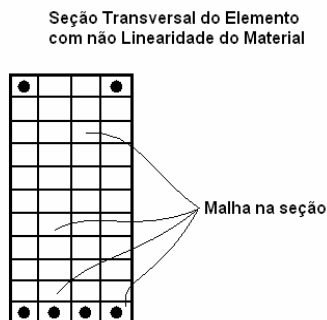


figura 5 – malha na seção transversal nas vigas e pilares.

O arranjo da armadura ao longo das vigas foi representado no modelo com a variação em cinco pontos (Pontos de Gauss-Lobato) (figura 6).

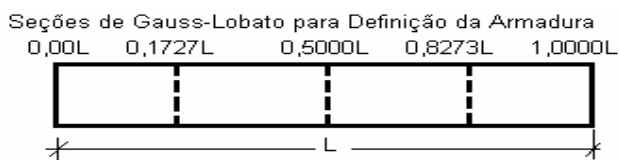


figura 6 – variação da armadura ao longo da viga.

As formulações utilizadas para consideração dos efeitos de segunda ordem foram a formulação Corrotacional (Crisfield (1990), de Souza (2000)) e o método P-Delta. O algoritmo utilizado para convergência nas análises foi o método de Newton-Raphson.

Os carregamentos considerados na análise foram cargas permanentes, cargas acidentais e cargas proveniente da ação do vento, estando em conformidade com as normas em vigor (NBR6120 e NBR6123). Nas análises em que se admitiu a atuação do vento, considerou-se este carregamento atuando na direção de menor rigidez da estrutura (figura 7).

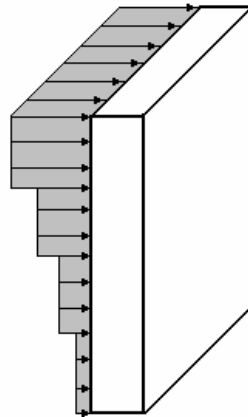


figura 7 – cargas de vento – variação ao longo da Altura da Edificação

Na modelagem da estrutura em 3D definiu-se um nó em cada um dos centros dos pilares e nas interseções viga-viga. Em seguida, foram especificados os nós iniciais e finais para os seguimentos de vigas. Porém, para consideração das dimensões das seções dos pilares nos pontos de encontro (nós) dos elementos estruturais, foram tomadas medidas especiais para correção das simplificações presentes nos modelos de pórticos com elementos de barra.

Na figura 8, representa-se a forma correta que a estrutura foi projetada. De cor azul está representado as dimensões dos pilares e de cor marrom o eixo do segmento de viga. E na figura 9, tem-se a forma como os elementos foram definidos no modelo computacional.

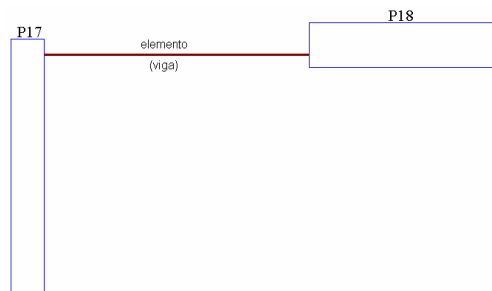


figura 8 – Pilar/Viga correto.

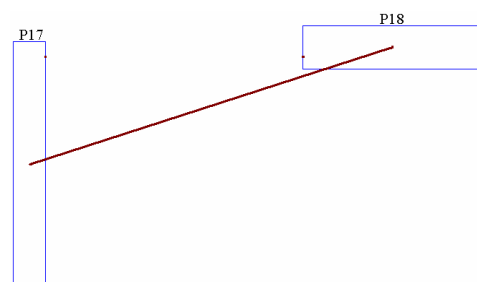


figura 9.

Para corrigir as posições dos nós iniciais e finais dos segmentos de vigas, levaram-se em consideração as regiões rígidas (*joint offsets*) nas extremidades das vigas para se representar às dimensões dos pilares. O programa OpenSees tem um comando que facilita essa atribuição. Com apenas o nó inicial e o nó final, nos centros dos pilares, e as distâncias que estes nós ficam das posições corretas dos nós, criam-se ligações rígidas nas extremidades das vigas (figura 10).

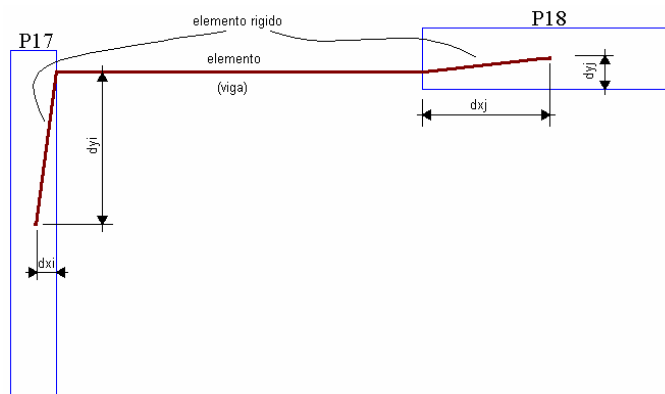


figura 10

Definidos todos os centros dos pilares, todos os segmentos de vigas e todas as ligações rígidas necessárias nas extremidades das vigas, definiram-se os tipos de análise e carregamentos aos quais a estrutura está submetida. Foram desenvolvidos quatro tipos de modelos computacionais:

1º Modelo: Comportamento Linear-Elástico.

2º Modelo: Comportamento com Não-Linearidade Geométrica.

3º Modelo: Comportamento com Não-Linearidade do Material.

4º Modelo: Comportamento com Não-Linearidade Geométrica e do Material.

Para modelo desenvolvido, foram considerados dois casos de carga:

Caso 1: Carregamento permanente e acidental.

Caso 2: Carregamento permanente, acidental e carga do vento no sentido de menor rigidez.

4 Resultados.

4.1 Deslocamento no topo da Estrutura no sentido de menor rigidez.

A tabela 1 apresenta o deslocamento horizontal (na direção de menor rigidez do pórtico) do nó central do topo do edifício, correspondente a um fator de carga igual a 1.0, para os diversos modelos e casos de carga considerados.

Tabela 1 – Deslocamento horizontal (na direção de menor rigidez)

	1º Modelo	2º Modelo	3º Modelo	4º Modelo
Caso 1	1,73cm	1,79cm	2,46cm	2,62cm
Caso 2	8,6 cm	8,9 cm	11,07cm	12,01cm

A tabela 2 apresenta os fatores de carga correspondentes ao maior valor de carregamento aplicado na estrutura (trecho horizontal do diagrama carga-deslocamento).

Tabela 2 – Fator de Colapso

	1º Modelo	2º Modelo	3º Modelo	4º Modelo
Caso 1	-	30	3,59	3,25
Caso 2	-	21,5	2,75	1,96

As figuras 11, 12, 13 e 14 ilustram as curvas obtidas com as análises dos modelos. A figura 11 representa os modelos do caso 1 e a figura 13 os modelos do caso 2.

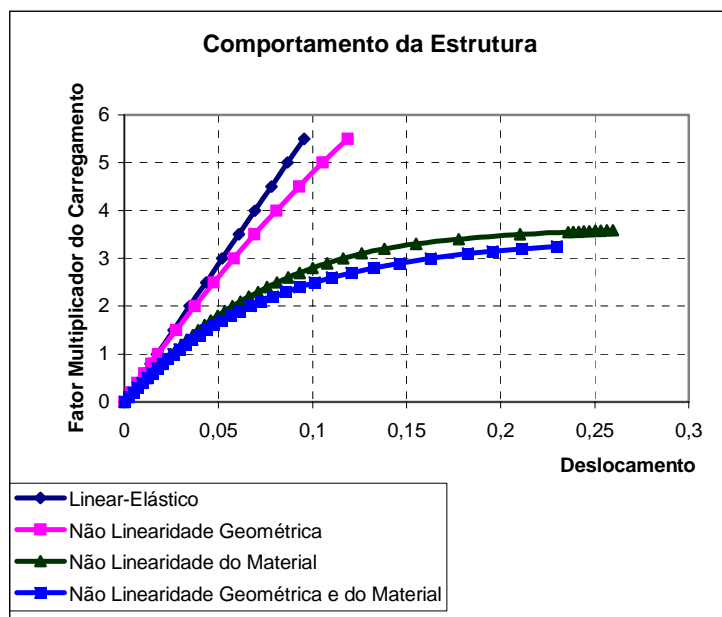


figura 11 – Quatros Modelos sem vento.

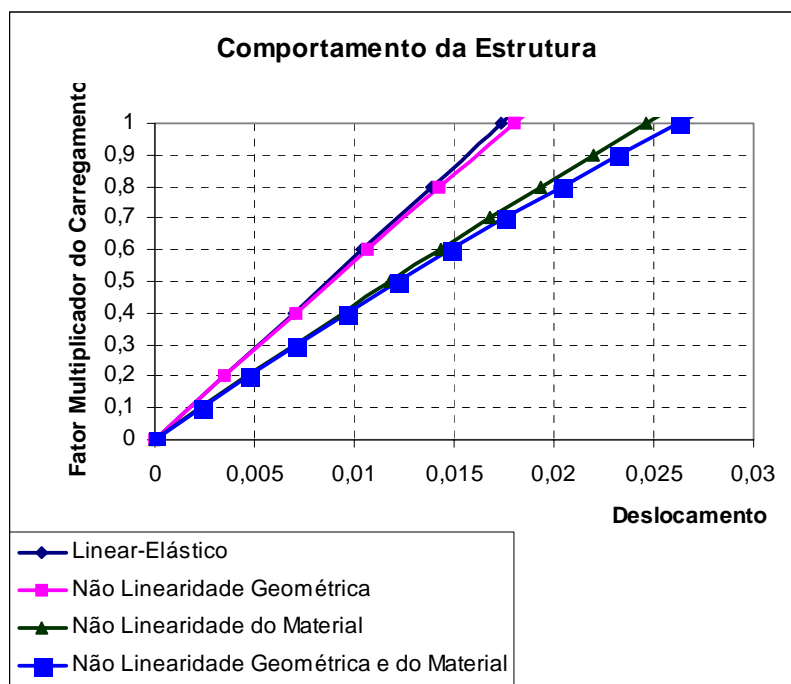


figura 12 – detalhe da figura 11.

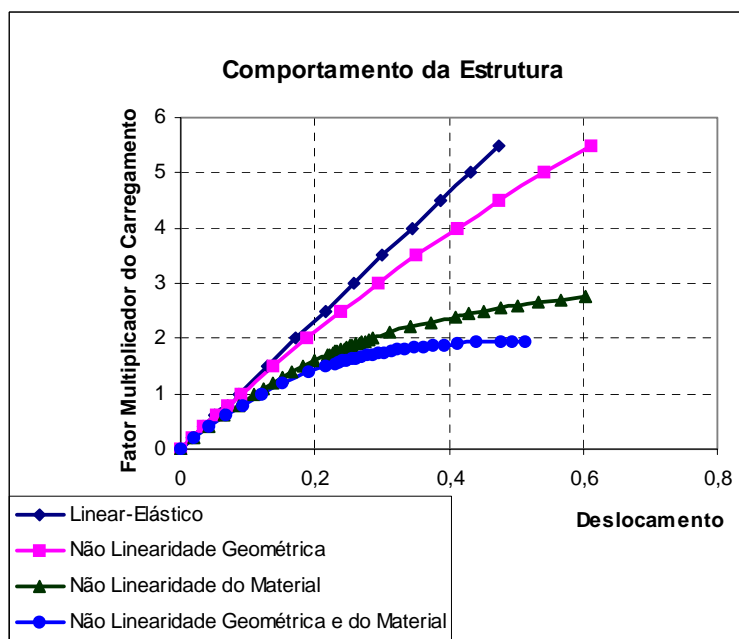


figura 13 – Quatro modelos com vento.

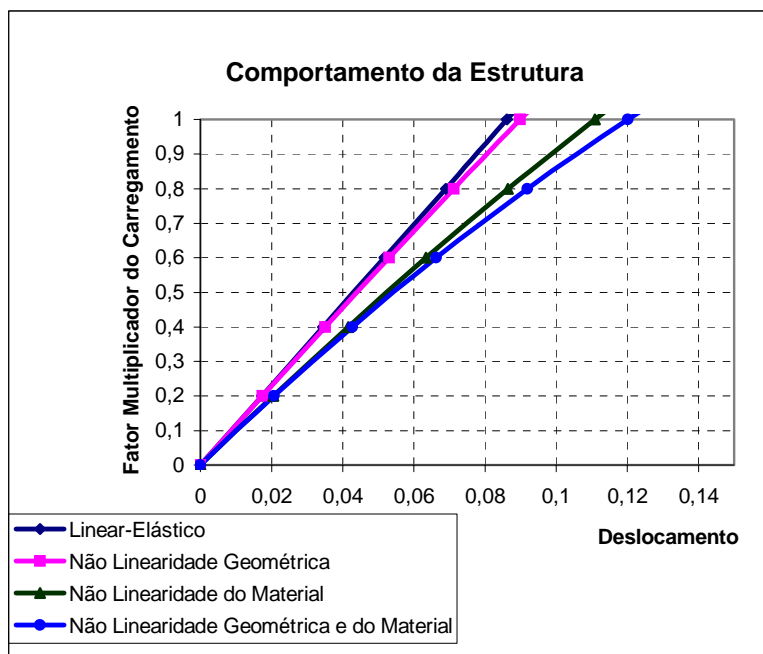


figura 14 – detalhe da figura 13.

4.2 Comparação dos Diagramas de Momentos Fletores.

Neste trabalho, foi também analisado, através do diagrama de momento fletor, a variação do comportamento das vigas em relação ao nível do pavimento. Para isto escolheu-se dois pavimentos na edificação: o primeiro e o último pavimento tipo.

Monitoraram-se os esforços da viga V4 (figura 13) para plotar os diagramas de momentos fletores. Esta viga foi selecionada por tratar-se de uma viga central e de grandes dimensões.

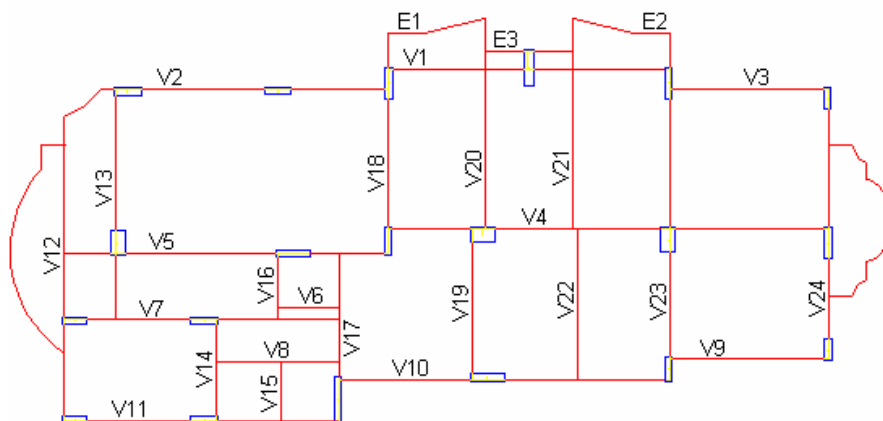


figura 13 – Numeração das Vigas.

1ª Comparação: Comportamento Linear com comportamento não-linear geométrico e físico para o primeiro pavimento (figura 14).

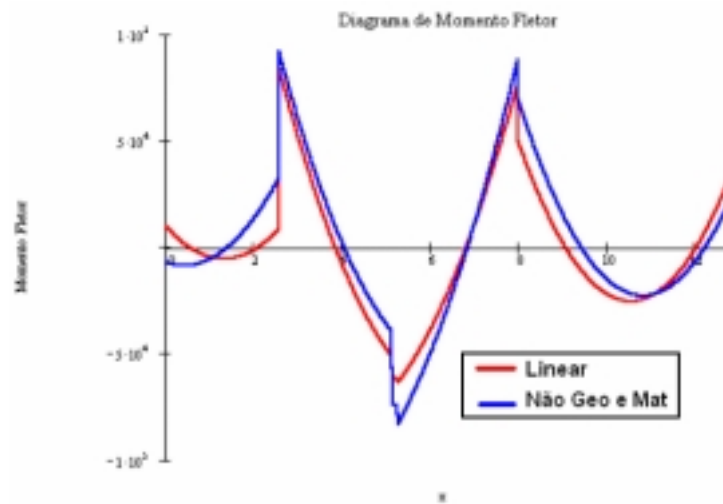


figura 14– Diagrama dos momentos fletores V4 – pavimento tipo 1.

2ª Comparação: Comportamento Linear com comportamento não-linear geométrico e físico para o ultimo pavimento tipo (topo da edificação) (figura 15).

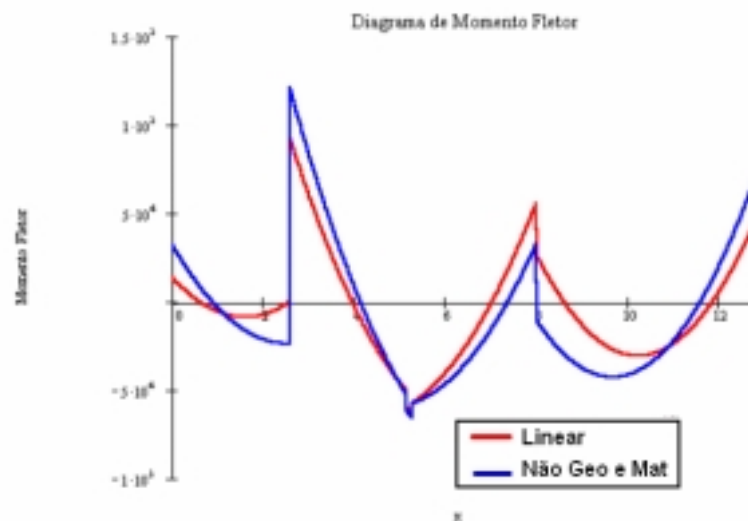


figura 15 – Diagrama dos momentos fletores – ultimo pavimento.

4.3 Comparação dos Efeitos nas Bases dos Pilares.

Na tabelas 3 estão apresentados os esforços normais, e os momentos fletores no engaste de cada pilar na base do edifício (desconsiderando a flexibilidade da fundação). Comparou-se o modelo linear-elástico com o modelo não-linear geométrico e físico. A numeração dos pilares na estrutura está representada na figura 16.

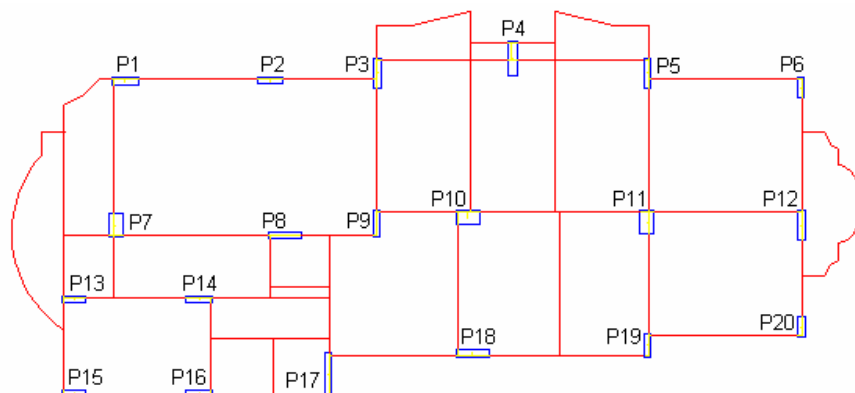


figura 16 - Numeração dos pilares

Tabela 3

Com Carga de Vento no sentido de menor rigidez									
	Linear-Elástico			Não-Linear Geométrica e Físico			Comparação dos dois modelos		
	Carga(C1)	MY1	MZ1	Carga(C2)	MY2	MZ2	(C1-C2)*100 / C1	(MY1-MY2)*100 / MY1	(MZ1-MZ2)*100 / MZ1
P1	2,58E+06	-19487,9	16117,1	2,43E+06	-46855,3	-77642,1	5,81%	-140,43%	581,74%
P2	1,64E+06	-15463,1	14301,3	1,43E+06	-9505,5	20354,5	12,80%	38,53%	-42,33%
P3	2,48E+06	-1061,65	286026	2,23E+06	-670	313842	10,08%	36,89%	-9,72%
P4	3,88E+06	-6889,09	593067	3,72E+06	-6950,85	668623	4,12%	-0,90%	-12,74%
P5	2,72E+06	-1528,99	286008	2,53E+06	-1456,97	305998	6,99%	4,71%	-6,99%
P6	1,62E+06	2383,66	98100,9	1,42E+06	2517,31	80300,1	12,35%	-5,61%	18,15%
P7	3,35E+06	-9460,44	301620	3,61E+06	-13955,4	356687	-7,76%	-47,51%	-18,26%
P8	1,88E+06	-33890,9	10800,2	1,89E+06	-29285,2	15243,5	-0,53%	13,59%	-41,14%
P9	1,48E+06	-489,21	178939	1,61E+06	-365	227208	-8,78%	25,39%	-26,98%
P10	3,35E+06	-26039,2	108583	3,36E+06	-25362,7	157407	-0,30%	2,60%	-44,96%
P11	3,85E+06	-8843,54	301620	3,99E+06	-8957,13	350363	-3,64%	-1,28%	-16,16%
P12	2,15E+06	1248,03	306823	2,15E+06	2094,33	330493	0,00%	-67,81%	-7,71%
P13	1,01E+06	-4370,22	16915,3	8,76E+05	-1826,93	17306,1	13,27%	58,20%	-2,31%
P14	1,21E+06	-24590,3	19030	1,34E+06	-22435,1	32364,7	-10,74%	8,76%	-70,07%
P15	388947	-4370,22	7376,21	336842	-1981,3	8711,24	13,40%	54,66%	-18,10%
P16	422832	-24590,2	8298,23	450636	-24059	15948,6	-6,58%	2,16%	-92,19%
P17	775329	-1190,37	777959	735522	-706	439572	5,13%	40,69%	43,50%
P18	1,40E+06	-35256,2	19809,1	1,64E+06	-32952,1	32003,8	-17,14%	6,54%	-61,56%
P19	1,04E+06	-1249,63	147524	1,23E+06	-1305,16	175997	-18,27%	-4,44%	-19,30%
P20	328837	873.622	98829,7	409119	1.078	88283,3	-24,41%	99,88%	10,67%

4.4 Redistribuição das cargas nos pilares:

Na tabela 4 estão apresentados os resultados dos esforços normais dos pilares nas diversas análises, quando submetidos aos carregamentos permanentes e acidentais. Referente a um fator de carga de 1,0.

Tabela4

Estrutura Submetida ao Carregamento Permanente e Acidental				
	C1	C2	C3	C4
	Linear-Elastico	Não Linearidade Geométrica	Não Linearidade do Material	Não Linearidade Geométrica e do Material
P1	1,93E+06	1,94E+06	1,97E+06	1,98E+06
P2	1,41E+06	1,41E+06	1,30E+06	1,30E+06
P3	1,98E+06	1,98E+06	1,88E+06	1,89E+06
P4	3,12E+06	3,13E+06	3,13E+06	3,14E+06
P5	2,35E+06	2,36E+06	2,29E+06	2,30E+06
P6	1,27E+06	1,28E+06	1,17E+06	1,18E+06
P7	3,04E+06	3,04E+06	3,21E+06	3,22E+06
P8	1,75E+06	1,75E+06	1,71E+06	1,72E+06
P9	1,46E+06	1,46E+06	1,55E+06	1,55E+06
P10	3,29E+06	3,29E+06	3,31E+06	3,31E+06
P11	3,68E+06	3,68E+06	3,85E+06	3,85E+06
P12	1,90E+06	1,90E+06	1,93E+06	1,93E+06
P13	1,10E+06	1,10E+06	1,01E+06	1,00E+06
P14	1,21E+06	1,21E+06	1,29E+06	1,29E+06
P15	726733	723625	627926	622669
P16	863528	859708	878636	871618
P17	1,64E+06	1,63E+06	1,44E+06	1,43E+06
P18	2,10E+06	2,09E+06	2,15E+06	2,14E+06
P19	1,69E+06	1,69E+06	1,72E+06	1,71E+06
P20	1,04E+06	1,03E+06	947208	938635

Na tabela 5 estão apresentados os resultados das comparações nas diversas análises.

Tabela5

	Comparação1 (C1-C2)/C1	Comparação2 (C1-C3)/C1	Comparação3 (C1-C4)/C1	Comparação4 (C2-C3)/C2	Comparação5 (C2-C4)/C2	Comparação6 (C3-C4)/C3
P1	-0,52%	-2,07%	-2,59%	-1,55%	-2,06%	-0,51%
P2	0,00%	7,80%	7,80%	7,80%	7,80%	0,00%
P3	0,00%	5,05%	4,55%	5,05%	4,55%	-0,53%
P4	-0,32%	-0,32%	-0,64%	0,00%	-0,32%	-0,32%
P5	-0,43%	2,55%	2,13%	2,97%	2,54%	-0,44%
P6	-0,79%	7,87%	7,09%	8,59%	7,81%	-0,85%
P7	0,00%	-5,59%	-5,92%	-5,59%	-5,92%	-0,31%
P8	0,00%	2,29%	1,71%	2,29%	1,71%	-0,58%
P9	0,00%	-6,16%	-6,16%	-6,16%	-6,16%	0,00%
P10	0,00%	-0,61%	-0,61%	-0,61%	-0,61%	0,00%
P11	0,00%	-4,62%	-4,62%	-4,62%	-4,62%	0,00%
P12	0,00%	-1,58%	-1,58%	-1,58%	-1,58%	0,00%
P13	0,00%	8,18%	9,09%	8,18%	9,09%	0,99%
P14	0,00%	-6,61%	-6,61%	-6,61%	-6,61%	0,00%
P15	0,43%	13,60%	14,32%	13,22%	13,95%	0,84%
P16	0,44%	-1,75%	-0,94%	-2,20%	-1,39%	0,80%
P17	0,61%	12,20%	12,80%	11,66%	12,27%	0,69%
P18	0,48%	-2,38%	-1,90%	-2,87%	-2,39%	0,47%
P19	0,00%	-1,78%	-1,18%	-1,78%	-1,18%	0,58%
P20	0,96%	8,92%	9,75%	8,04%	8,87%	0,91%

As variações dos carregamentos dos pilares nas diversas análises estão representadas nas figuras 17 e 18.

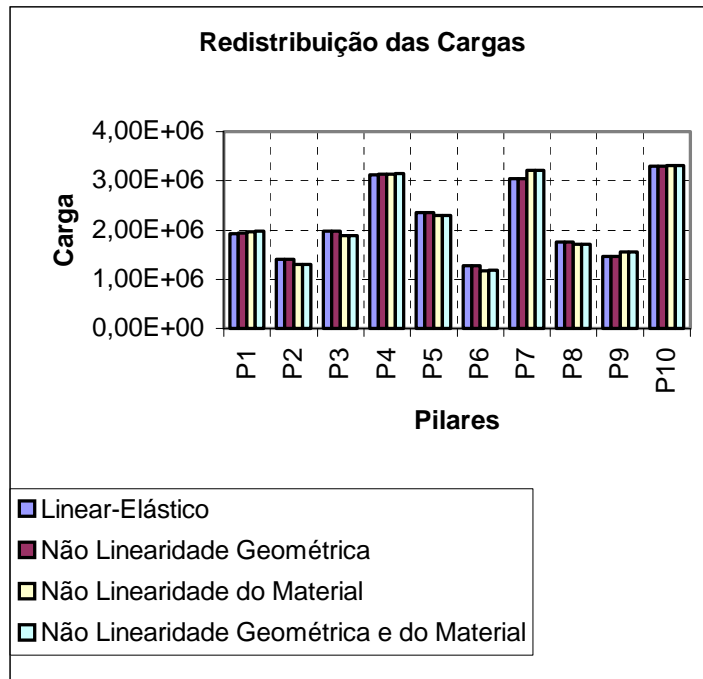


figura 17

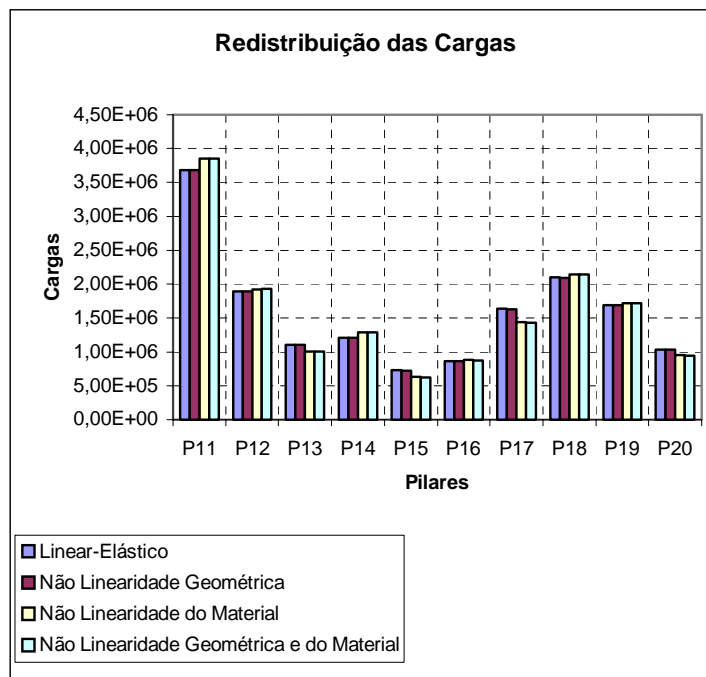


figura 18

5 Conclusão:

O deslocamento obtido para o topo do edifício, admitindo os efeitos de não-linearidade geométrica e física, submetido a carregamento permanente, acidental e do vento no sentido de menor rigidez foi de 12,01 cm, referente a um fator de carga 1,0. Comparando-se com o resultado obtido no modelo linear-elástico que deslocou 8,60 cm, os deslocamentos aumentaram em 39,66%. Conclui-se que os efeitos de não-linearidade são significativos e devem ser levados em consideração na fase de dimensionamento.

A variação dos esforços nas vigas para pavimentos distintos foi representativa quando foram comparados os resultados provenientes da análise linear-elástico com a análise não-linear física e geométrica. Conclui-se que no dimensionamento das vigas, devem ser considerados a variação dos esforços em função do nível do pavimento no edifício.

A atual norma brasileira de concreto NBR6118 prevê considerar a parcela dos efeitos de segunda ordem quando estes foram superior a 10% dos efeitos primários. Comparando as redistribuições dos carregamentos axiais nos modelos, linear-elástico com não-linear geométrico e físico, foram representativos quando a estrutura foi submetida a carregamento permanente, acidental e do vento na direção de menor rigidez. Teve-se um grande número de pilares com diferença superior a 10% (P2 – 12,80%; P3 – 10,08%; P6 – 12,35%; P13 – 13,27%; P14 – 10,74%; P15 – 13,40%; P18 – 17,14%; P19 – 18,27% e P20 – 24,41%). Quando a estrutura foi submetida somente a carregamento permanente e acidental, somente dois pilares apresentaram uma diferença superior a 10% (P15 – 14,32% e P17 – 12,80%), referente a um fator de carga 1,0. Conclui-se que os efeitos não-lineares podem ser representativos e devem ser verificados no dimensionamento.

6 Referências

Mckenna, F and G.L. Fenves 2001, “**The OpenSees Command Language Manual**”, Version 1.2. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley (<http://opensees.berkeley.edu/>)

Mckenna, F.T., 1997. **Object-Oriented Finite Element Programming: Frameworks for Analysis Algorithms and Parallel Computing**. Phd., Dissertation, Department of civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley.

de Souza, R.M., 2000. **Force-Based Finite for Large Displacement Inelastic Analysis of Frames**. Phd., Dissertation, Department of civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley.

Crisfield, M.A. (1990). “**A Consistent Co-rotational Formulation for Non-linear, Three Dimensional Beam Elements**”. Comput. Methods Appl. Mech. Egrg. 81, 131-150.

Spacone, E (1994). “**Flexibility-Based Finite Element Models for The Nonlinear Static and Dynamic Analysis of Concrete Frame Structures**”. P.h.D., University of California at Berkeley, Berkeley, CA.

Manual do **SAP2000**.

NBR6120 – **Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificação**

NBR6123 – **Forças Devidas ao Vento em Edificações**

NBR6118 – **Projetos de Estruturas de Concreto Armado**.