

**CONTRIBUIÇÕES À ANÁLISE DE ESTRUTURAS
DE CONTRAVENTAMENTO DE EDIFÍCIOS
EM CONCRETO ARMADO**

Gustavo Souza Pereira

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do Título de Mestre em Engenharia de Estruturas .

Orientador : Prof. Dr. Marcio Antonio Ramalho

São Carlos
1997

Aos meus pais e à minha avó,
grandes mestres da minha vida.

AGRADECIMENTOS

Ao professor Marcio Antonio Ramalho pela dedicação e excelente orientação, fundamentais para execução deste trabalho.

Ao professor Márcio Roberto Silva Corrêa pela cooperação nos estudos iniciais e sugestões sempre oportunas.

À CAPES pela bolsa de estudos concedida.

Aos meus irmãos, Déa, Di e Claudinha, pelo carinho e apoio.

À Flávia, pelo amor e paz que me transmite e pelo grande incentivo demonstrado, principalmente nos momentos mais difíceis.

Aos grandes amigos João, Gianna, David e Braz, pelas constantes demonstrações de solidariedade.

A todos os amigos e funcionários do Departamento de Estruturas, da Escola de Engenharia de São Carlos, que direta ou indiretamente contribuíram para a realização deste trabalho.

E a Deus, acima de tudo, minha eterna gratidão.

RESUMO

PEREIRA, G. S. *Contribuições à análise de estruturas de contraventamento de edifícios em concreto armado*. São Carlos, 1997. 97 p. Dissertação de mestrado - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Este trabalho trata de detalhes de modelagem de estruturas de contraventamento de edifícios de concreto armado. Inicialmente são discutidos esquemas de modelagem para núcleos de rigidez. São comparados resultados obtidos através de três procedimentos distintos, com diferentes graus de simplicidade e eficiência. É também avaliada a contribuição de vigas secundárias, vigas que não estão conectadas diretamente em pilares, na estrutura de contraventamento. Para tanto são apresentados alguns arranjos onde a consideração das referidas vigas muda significativamente os resultados obtidos e a modelagem de uma estrutura completa de edifício com e sem as referidas vigas secundárias. Por fim, são apresentados um gerador de estruturas de contraventamento e um pós-processador gráfico para visualização da estrutura gerada e dos resultados obtidos, sejam esforços ou deslocamentos.

Palavras-chave : Concreto armado - estruturas; Estruturas de contraventamento; Efeito do vento; Núcleos de rigidez;

ABSTRACT

PEREIRA, G. S. *Contributions for analysis of bracing structures for reinforced concrete buildings*. São Carlos, 1997. 97 p. Dissertação de mestrado - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

This work deals with some modelling details of bracing structures for reinforced concrete buildings. Initially, modelling schemes of structural cores are discussed. Results obtained by three different procedures, with distinct levels of simplicity and efficacy, are compared. The work also shows the contribution of secondary beams, ones that are not directly connected to columns, to the stiffness of bracing structures. Some schemes, in which the consideration of those beams changes expressively the obtained results, and the complete modelling of a building structure, with and without secondary beams, are presented. Finally, the work also introduces a generator of bracing structures and a pos-processor, that permit the visualisation of the obtained results : internal efforts and displacements.

Key words : Reinforced concrete - structures; Bracing structures; Wind effect; Structural cores;

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2.1a - Estrutura discreta equivalente a um pilar-parede	13
FIGURA 2.1b - Esquema tridimensional de um núcleo estrutural	14
FIGURA 2.2 - Condições de vinculação dos lintéis para as possíveis disposições estruturais	15
FIGURA 2.3 - Condições favoráveis ao engastamento do lintel	15
FIGURA 2.4 - Seção transversal em "U"	17
FIGURA 2.5 - Seção transversal em "H"	17
FIGURA 2.6 - Seção transversal em "V"	17
FIGURA 2.7 - Seção transversal com trecho curvo	17
FIGURA 2.8 - Sistemas de coordenadas globais e locais	18
FIGURA 2.9 - Esquema de carregamento dos núcleos isolados	18
FIGURA 2.10 - Núcleo "U" - Translação em X	19
FIGURA 2.11 - Núcleo "U" - Translação em Y	19
FIGURA 2.12 - Núcleo "U" - Rotação	19
FIGURA 2.13 - Núcleo "H" - Translação em X	19
FIGURA 2.14 - Núcleo "H" - Translação em Y	20
FIGURA 2.15 - Núcleo "H" - Rotação	20
FIGURA 2.16 - Núcleo "V" - Translação em X	20
FIGURA 2.17 - Núcleo "V" - Translação em Y	20
FIGURA 2.18 - Núcleo "V" - Rotação	21
FIGURA 2.19 - Núcleo com trecho curvo - Translação em X	21
FIGURA 2.20 - Núcleo com trecho curvo - Translação em Y	21
FIGURA 2.21 - Núcleo com trecho curvo - Rotação	21
FIGURA 2.22 - Pavimento tipo do edifício Corsega	24
FIGURA 2.23 - Translação em X devida à ação do vento segundo o eixo X	25
FIGURA 2.24 - Translação em Y devida à ação do vento segundo o eixo Y	25

FIGURA 2.25 - Rotação em Z devida à ação do vento segundo o eixo Y	25
FIGURA 2.26 - Momento Fletor no pilar P14 devido à ação do vento segundo o eixo Y	26
FIGURA 2.27 - Esforço Normal no pilar P14 devido à ação do vento segundo o eixo X	26
FIGURA 2.28 - Esforço Normal no pilar P05 devido à ação do vento segundo o eixo Y	27
FIGURA 2.29 - Momento Fletor no pilar P05 devido à ação do vento segundo o eixo Y	27
FIGURA 2.30 - Pavimento tipo do edifício Torre Perdizes	31
FIGURA 2.31 - Translação em X devida à ação do vento segundo o eixo X	32
FIGURA 2.32 - Translação em Y devida à ação do vento segundo o eixo Y	32
FIGURA 2.33 - Rotação em Z devida à ação do vento segundo o eixo X	32
FIGURA 2.34 - Momento Fletor no pilar P14 devido à ação do vento segundo o eixo Y	33
FIGURA 2.35 - Esforço Normal no pilar P15 devido à ação do vento segundo o eixo Y	33
FIGURA 2.36 - Esforço Cortante na viga V16A devido à ação do vento segundo o eixo Y	34
FIGURA 2.37 - Momento Fletor na viga V16A devido à ação do vento segundo o eixo Y	34
FIGURA 3.1 - Estrutura com ligação viga-viga nas proximidades de pilares - caso 01	44
FIGURA 3.2 - Estrutura sem consideração das vigas secundárias - caso 01...	45
FIGURA 3.3 - Translação em X devida à ação do vento segundo o eixo X	45
FIGURA 3.4 - Translação em Y devida à ação do vento segundo o eixo Y	45
FIGURA 3.5 - Estrutura com consideração das vigas secundárias - caso 02 ..	47
FIGURA 3.6 - Estrutura sem consideração das vigas secundárias - caso 02 ..	48
FIGURA 3.7 - Translação em X devida à ação do vento segundo o eixo X	48
FIGURA 3.8 - Translação em Y devida à ação do vento segundo o eixo Y	48
FIGURA 3.9 - Estrutura com pórticos dispostos perpendicularmente - caso 03	50
FIGURA 3.10 - Estrutura com e sem a consideração das ligações entre pórticos perpendiculares	50

FIGURA 3.11 - Translação em X devida à ação do vento segundo o eixo X	51
FIGURA 3.12 - Diagrama de Esforço Cortante nas vigas sem a consideração das ligações - Vento paralelo a viga	51
FIGURA 3.13 - Diagrama de Esforço Cortante nas vigas com a consideração das ligações - Vento paralelo a viga	52
FIGURA 3.14 - Diagrama de Esforço Cortante nas vigas com a consideração das ligações - Vento perpendicular a viga	52
FIGURA 3.15 - Diagrama de Momento Fletor nas vigas com a consideração das ligações - Vento perpendicular a viga	52
FIGURA 3.16 - Estrutura com vigas secundárias de grande rigidez	53
FIGURA 3.17 - Estrutura sem consideração das vigas secundárias - caso 04 ..	53
FIGURA 3.18 - Translação em X devida à ação do vento segundo o eixo X	54
FIGURA 3.19 - Translação em Y devida à ação do vento segundo o eixo Y	54
FIGURA 3.20 - Forma do pavimento tipo do edifício Maison Royale	55
FIGURA 3.21 - Detalhe A da estrutura de contraventamento do edifício Maison Royale	57
FIGURA 3.22 - Translação em X devida a ação do vento segundo o eixo X	58
FIGURA 3.23 - Translação em Y devida a ação do vento segundo o eixo Y	58
FIGURA 3.24 - Momento Fletor na ligação do pilar P14 com a viga V06 - Vento Y	58
FIGURA 4.1 - Esquema representativo do processo de geração proposto	62
FIGURA 4.2a - Reprodução de modelos básicos para formação do modelo geral	64
FIGURA 4.2b - Modelos auxiliares obtidos do modelo básico de pavimento.....	64
FIGURA 4.3 - Deslocamento em um estrutura com "pé direito duplo" e fundação elevada	64
FIGURA 4.4a - Esquema da estrutura em planta	66
FIGURA 4.4b - Emprego dos "offsets" na modelagem	66
FIGURA 4.5 - Esquema de redução de pilares através da variação de "offsets"	66
FIGURA 4.6 - Esquema de modelagem do núcleo de rigidez - Determinação das rótulas e barras rígidas	67
FIGURA 4.7 - Corte esquemático de edifício Tokio Center	70
FIGURA 4.8 - Pavimento básico do edifício Tokio Center	71
FIGURA 4.9 - Discretização do pavimento básico	71

FIGURA 4.10 - Pavimento térreo do edifício Tokio Center	72
FIGURA 4.11 - Segundo pavimento do edifício Tokio Center	72
FIGURA 4.12 - Núcleo de rigidez do edifício Tokio Center	73
FIGURA 4.13 - Detalhe do núcleo de rigidez em perspectiva	73
FIGURA 4.14 - Discretização do edifício Tokio Center em perspectiva	74
FIGURA 5.1 - Esquema do fluxo de informações entre o gerador GEN e o AutoCAD	77
FIGURA 5.2 - Planos formados pelo sistema de eixos locais e convenção dos esforços	78
FIGURA 5.3 - Tela com a posição inicial do desenho e a seqüência de acesso ao subcomando “Axes”	80
FIGURA 5.4 - Tela com a representação da disposição dos eixos coordenados para visualização da estrutura	80
FIGURA 5.5 - Tela com estrutura em perspectiva e acesso ao controle de “layers”	81
FIGURA 5.6 - Tela com controle de “layers”	81
FIGURA 5.7 - Tela com o deslocamento da estrutura em perspectiva	82
FIGURA 5.8 - Tela com a estreitura em perspectiva e todos os momentos fletores segundo o eixo 3	83
FIGURA 5.9 - Tela com esforços e geometria selecionados	83
FIGURA 5.10 - Tela com o acesso ao comando “Zoom” e subcomando “Window”	84
FIGURA 5.11 - Tela com aproximação de determinada região selecionada e acesso ao subcomando “Distance”	84

LISTA DE TABELAS

TABELA 2.1 - Esforços normais e cortantes na fundação devidos ao vento segundo o eixo X	27
TABELA 2.2 - Momentos Fletores na fundação devidos ao vento segundo o eixo X	28
TABELA 2.3 - Esforços normais e cortantes na fundação devidos ao vento segundo o eixo Y	29
TABELA 2.4 - Momentos Fletores na fundação devidos ao vento segundo o eixo Y	30
TABELA 2.5 - Esforços normais e cortantes na fundação devidos ao vento segundo o eixo X	34
TABELA 2.6 - Momentos Fletores na fundação devidos ao vento segundo o eixo X	35
TABELA 2.7 - Esforços normais e cortantes na fundação devidos ao vento segundo o eixo Y	36
TABELA 2.8 - Momentos Fletores na fundação devidos ao vento segundo o eixo Y	37

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ACI	- American Concrete Institute.
ASCII	- American Standard Code for Information Interchange.
CAPES	- Coordenadoria de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior.
CPLOT	- Pós-processador do sistema SUPERSAP.
CEB	- Comitê Euro-International du Béton.
DXF	- Drawing Interchange Files.
EESC	- Escola de Engenharia de São Carlos.
EUROCODE	- European Code.
FIP	- Fédération Internationale de la Précontrainte.
GEN	- Programa para geração de pórticos tridimensionais com núcleos de rigidez e cargas devidas ao vento.
GEV	- Programa para geração de pórticos tridimensionais com cargas devidas ao vento.
LASER	- Linguagem para Análise de Sistemas Estruturais Reticulados.
MC	- Model Code.
NB	- Norma Brasileira.
NBR	- Norma Brasileira Registrada.
PLOT	- Pós-processador para criação de arquivos DXF.
SAP	- Structural Analysis Program.
SAPLOT	- Pós-processador do sistema SAP90.
USP	- Universidade de São Paulo.

LISTA DE SÍMBOLOS

- b - Base da seção transversal retangular.
- C - Momento de inércia à torção da seção não fissurada (CEB).
- CC - Centro de cisalhamento.
- cm - Centímetro.
- Cx - Coeficiente de arrasto na direção X.
- Cy - Coeficiente de arrasto na direção Y.
- d - Deslocamento horizontal.
- E_c - Módulo de elasticidade longitudinal do concreto.
- h - Altura da seção transversal retangular.
- I_t - Momento de inércia à torção da seção íntegra.
- K_I - Rigidez no estágio I, seção não fissurada.
- K_{IIm} - Rigidez no estágio II, seção fissurada.
- K_{IIIt} - Rigidez no estágio II, fissuras de torção e cisalhamento.
- m - Metro.
- np - Número de pavimentos.
- O - Origem do sistema cartesiano utilizado.
- S1 - Coeficiente topográfico.
- S2 - Coeficiente estatístico.
- ν - Coeficiente de Poisson.
- ϕ - Coeficiente de deformação lenta a ser usado para cargas de longa duração.
- τ_{wd} - Tensão tangencial de cálculo devida a esforço cortante.
- τ_{wu} - Valor último da tensão tangencial devida a esforço cortante.
- τ_{td} - Tensão tangencial de cálculo devida a esforço de torção.
- τ_{tu} - Valor último da tensão tangencial devida a esforço de torção.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	i
LISTA DE TABELAS	v
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	vi
LISTA DE SÍMBOLOS	vii
RESUMO	viii
ABSTRACT	ix
CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO	1
1.1 - Generalidades	1
1.2 - Objetivos	4
1.3 - Descrição sucinta do trabalho	5
CAPÍTULO 2 - NÚCLEO DE RIGIDEZ	6
2.1 - Revisão bibliográfica	6
2.1.1 - Técnica do meio contínuo	6
2.1.2 - Técnica dos elementos finitos	9
2.2 - Considerações sobre a teoria de flexo-torção	11
2.3 - Considerações sobre o modelo proposto por YAGUI	12
2.3.1 - Idealizações	12
2.3.2 - Estrutura equivalente	13
2.3.3 - Lintéis	14
2.4 - Exemplos numéricos	16
2.4.1 - Núcleos isolados	17
2.4.2 - Estruturas de contraventamento complexas	23
2.4.2.1 - Edifício Corsega	23
2.4.2.2 - Edifício Torre Perdizes	30
CAPÍTULO 3 - EFEITO VIGA-VIGA	39

3.1 - Introdução	39
3.2 - Considerações sobre a inércia à torção das vigas	40
3.3 - Segurança nas peças submetidas a esforços de torção	42
3.4 - Estudo comparativo de casos	43
3.4.1 - Caso 01	44
3.4.2 - Caso 02	47
3.4.3 - Caso 03	49
3.4.4 - Caso 04	52
3.5 - Edifício Maison Royale	55
3.6 - Conclusões	59
CAPÍTULO 4 - GERADOR DE ESTRUTURAS DE CONTRAVENTAMENTO ...	60
4.1 - Introdução	60
4.2 - Extinção de barras	63
4.3 - “Pé-direito duplo”	64
4.4 - Variação de “Offsets”	65
4.5 - Núcleo de rigidez	67
4.6 - Variação das seções transversais das peças	68
4.7 - Efeito “viga-viga”	69
4.8 - Imposição e liberação de vínculos	69
4.9 - Exemplo prático - Edifício Tokio Center	69
CAPÍTULO 5 - PÓS-PROCESSADOR GRÁFICO	75
5.1 - Introdução	75
5.2 - Criação do arquivo padrão DXF	76
5.3 - Utilização dos recursos de visualização do AutoCAD	79
CAPÍTULO 6 - CONCLUSÕES	86
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	90
BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR	97

1 - INTRODUÇÃO

1.1 - GENERALIDADES

Com o desenvolvimento das cidades há uma tendência de localização de grandes contingentes da população junto aos centros urbanos, elevando o custo financeiro e provocando escassez de terrenos disponíveis. Segundo MANCINI (1973), isso tem condicionado o surgimento de edificações cada vez mais altas, e como cita SWADDIWUDHIPONG et al. (1988) edifícios altos têm se tornado a característica física dominante nas cidades modernas.

A concepção de estruturas mais esbeltas, tem levado a soluções nas quais as solicitações causadas pela ação do vento assumem proporções cada vez mais significativas. Nesses casos, a consideração desses efeitos no dimensionamento é imprescindível.

O papel do engenheiro de estruturas frente a essa perspectiva é elaborar projetos seguros e que resultem em edifícios com custos de construção e manutenção relativamente baixos. Para tanto, é necessária a utilização de procedimentos e técnicas de cálculo que permitam uma boa aproximação do comportamento real da estrutura.

Até recentemente empregavam-se regras bem definidas na divisão da estrutura, para efeito de análise de ações horizontais, entre elementos de contraventamento e elementos contraventados. Segundo FUSCO (1986), seriam considerados elementos de contraventamento os pilares de grandes dimensões, as paredes estruturais e as treliças ou pórticos de grande rigidez. A compatibilização dos deslocamentos de todos esses elementos seria realizada pelas lajes dos

pavimentos, que se transformariam em elementos de importância fundamental para o trabalho conjunto da estrutura.

Os elementos contraventados seriam, por hipótese, tratados como se pertencessem a uma estrutura indeslocável. Então, definida a estrutura de contraventamento, dever-se-ia verificar se a mesma apresentava rigidez suficiente para assegurar a validade desta hipótese e garantir assim a estabilidade global de toda a estrutura. Por fim, analisar-se-ia a eventual ocorrência de instabilidade localizada, separadamente em cada um dos elementos da estrutura.

Alguns pesquisadores defendiam que, nos edifícios altos, não seria recomendável que todos os elementos estruturais participassem do sistema de contraventamento, pois nesse caso o projeto resultaria excessivamente trabalhoso e os resultados obtidos seriam pouco confiáveis, entre eles FUSCO (1986). Isso poderia ser razoável se considerássemos que não se encontravam à disposição dos projetistas os recursos de "hardware" e "software" que se dispõe atualmente.

Sabe-se porém que, quando um edifício é solicitado pela ação lateral do vento, toda sua estrutura é mobilizada e que os esforços internos desenvolvidos em cada elemento são diretamente relacionados com a sua rigidez. Assim sendo, alguns desses elementos podem realmente ser desprezados, em função de sua participação quase nula no sistema definido. Entretanto, sempre que se puder considerar o maior número de elementos possível, a tendência será a obtenção de um projeto mais econômico, com um modelo mais representativo, pois a ação externa estará sendo distribuída por todos esses elementos.

Neste contexto podem-se citar as vigas secundárias, ou sejam, vigas que não se apoiam diretamente em pilares. Essas vigas não são usualmente consideradas para efeito de contraventamento, por se acreditar que esse procedimento, além de evitar um provável acréscimo de esforço computacional e de modelagem, está a favor da segurança, no que se refere à estabilidade lateral, pois resulta em um modelo estrutural mais flexível.

Em alguns casos entretanto, a consideração dessas vigas é fundamental para a obtenção de um modelo que represente, com um bom grau de

aproximação, o comportamento real da estrutura. Os esforços internos transmitidos nas ligações dessas vigas com as vigas primárias (vigas que se apoiam diretamente em pilares em ambas extremidades) podem ser importantes. Todavia não existem, ainda, indicações sobre as situações nas quais tal consideração é relevante.

Por outro lado, quando as estruturas, principalmente as dos edifícios muito esbeltos, tendem a apresentar deslocabilidade que conduzem à extrapolação dos limites admissíveis para os parâmetros de instabilidade, algumas vezes tem-se buscado a utilização de determinados arranjos estruturais, como estruturas tubulares e inclusão de barras diagonais, com o intuito de se obter uma redução dos deslocamentos. Uma das opções mais comuns é a utilização de núcleos estruturais, ou núcleos de rigidez, que são a combinação tridimensional de pilares-parede formando uma seção aberta.

Nos núcleos estruturais de concreto armado são comumente abrigadas as escadas e as caixas de elevadores, exercendo um importante papel como isolantes no caso de incêndios. Estruturalmente são capazes de resistir a todos os principais tipos de ações atuantes no edifício. Assim, segundo YAGUI (1978), podem ser o único elemento estrutural básico e são considerados uma das estruturas mais eficientes e econômicas para resistir a carregamento lateral, CHEN et al. (1990).

A determinação dos esforços nas estruturas de contraventamento, constitui uma tarefa de grande interesse para a engenharia estrutural. Basicamente, a análise dessas estruturas, como muitos dos principais problemas de aplicação da engenharia estrutural, recai na resolução de sistemas de equações lineares, MOREIRA (1977) e GERE & WEAVER (1981). Desde o surgimento e o emprego cada vez mais intenso do microcomputador a resolução desses sistemas de equações deixou de ser problema, possibilitando um rápido desenvolvimento das técnicas de análise estrutural, como se menciona em BREBBIA (1988) e COOK et al. (1989).

Outros aspectos de suma importância na utilização de recursos computacionais são: a preparação dos dados na geração automática de modelos tridimensionais de estruturas de edifícios e a possibilidade de visualização gráfica

dessas estruturas e também dos resultados obtidos, de modo a se aumentar a confiabilidade e a eficiência da análise. Sem esses recursos é praticamente impossível ao profissional que trabalha nessa área realmente acompanhar com clareza e segurança a análise.

1.2 - OBJETIVOS

O presente trabalho tem como finalidades principais estudar a modelagem de núcleos de rigidez e sua influência para as estruturas de contraventamento. Analisar o efeito da consideração de vigas que se apoiam em vigas, buscando fazer uma coletânea dos principais casos onde tal fato é relevante.

A verificação da consistência do processo adotado para modelagem de núcleos estruturais se faz por meio de um estudo comparativo com outros processos usualmente empregados. No tocante ao efeito da consideração de vigas secundárias, são estudados exemplos de estruturas, comparando-se modelos que consideram ou não a sua presença.

Para tornar possível este estudo foram desenvolvidos um gerador de estruturas de contraventamento, que além dos recursos usuais, contempla os aspectos anteriormente citados, e um pós-processador gráfico para visualização da estrutura gerada e dos resultados obtidos, sejam esforços ou deslocamentos.

Cabe salientar que os programas computacionais desenvolvidos, além de serem uma ferramenta necessária para o desenvolvimento desta pesquisa, servirão de base para estudos futuros nesta área e poderão ser empregados com boa eficiência no cotidiano de escritórios de projeto.

1.3 - DESCRIÇÃO SUCINTA DOS CAPÍTULOS

No capítulo seguinte é apresentada uma revisão bibliográfica sobre os processos utilizados para modelagem de núcleos de rigidez. As idealizações inerentes ao processo adotado neste trabalho são mostradas, bem como sua

versatilidade de acoplamento a programas de pórticos tridimensionais. A teoria de flexo-torção, ou teoria de VLASOV (1962), que admite hipóteses bem mais gerais que as de BERNOULLI-NAVIER relativamente às seções transversais é usada como parâmetro para analisar a eficiência do processo adotado, que também foi comparado com outros processos simplificados. Finalmente é verificada a influência do núcleo de rigidez na estrutura de contraventamento de dois edifícios residenciais.

No terceiro capítulo estuda-se a influência da consideração de vigas secundárias na modelagem de estruturas de contraventamento de edifícios em concreto armado. São apresentados alguns casos onde essa consideração é fundamental, e por fim são comparados, a nível de esforços e deslocamentos, modelos com e sem a consideração de tal efeito, buscando justificar através das diferenças obtidas a necessidade de atentar para esse fato durante a modelagem estrutural.

No quarto capítulo é proposta uma nova concepção de geração de pórticos tridimensionais para análise de estruturas de contraventamento e o gerador desenvolvido é apresentado. São descritos com detalhes seus recursos e modo de utilização e por fim é apresentado um exemplo de modelagem de uma estrutura, com a utilização de vários dos seus recursos.

No quinto capítulo são discutidos aspectos relativos à implementação e utilização do pós-processador gráfico, dando ênfase aos recursos de apresentação que permitem a visualização da estrutura gerada e dos resultados obtidos. São evidenciadas as vantagens da utilização do mesmo durante uma análise.

Finalmente, no sexto capítulo são apresentadas as conclusões gerais deste trabalho e sugestões para futuros desenvolvimentos.

2 - NÚCLEO ESTRUTURAL

2.1 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Basicamente, os procedimentos utilizados para análise elástica de núcleos de edifícios em concreto armado podem ser divididos em processos contínuos, Técnica do Meio Contínuo, e processos discretos, Técnica dos Elementos Finitos. Nesse último caso, o tratamento pode ser feito de três maneiras: por elementos finitos especiais, elementos criados para esse problema em particular; associação de elementos de casca ou membrana com elementos barra; e exclusivamente por elementos barra.

2.1.1 - TÉCNICA DO MEIO CONTÍNUO

Pela técnica do meio contínuo, o sistema discreto de conexões de fechamento horizontais, constituído pelas lajes e lintéis, é substituído por um meio contínuo de rigidez equivalente, uniformemente distribuído ao longo de toda altura do edifício, acarretando uma distribuição contínua dos esforços ao longo dessa altura.

Consideram-se as lajes como diafragmas rígidos, conferindo a elas movimento horizontal de corpo rígido, compatibilizando, dessa forma, os deslocamentos horizontais dos elementos verticais.

Os lintéis são considerados como barras engastadas em ambas as extremidades, com capacidade de resistir a momento fletor e a força cortante e ainda reduzir os deslocamentos verticais relativos entre paredes.

O comportamento do modelo estrutural é expresso por meio de uma equação diferencial ou um sistema de equações diferenciais, que podem ser resolvidos por integração direta ou por processos numéricos, como o método das diferenças finitas, série de potências, método de STODOLA-VIANELLO, método de RITZ-GALERKIN e polinômios de interpolação. Os resultados da análise são os esforços e deslocamentos na estrutura.

Para uma estrutura que apresente características elásticas e geométricas constantes ao longo da altura, a solução utilizando a técnica do meio contínuo, envolve um número muito reduzido de parâmetros, podendo até, em alguns casos, dispensar o uso de equipamentos computacionais. Porém, apresenta o inconveniente de conduzir a soluções diferentes para cada arranjo em planta, e requerer grande manipulação matemática para determinação do comportamento de modelos com característica elásticas, geométricas e de carregamento variáveis ao longo da altura.

Vários pesquisadores como ALBIGÉS & GOULET (1960), BECK (1962), ROSMAN (1964), FRANCO (1966), TSO & CHAN (1972), TSO & BISWAS (1973), COULL & CHANTAKSINOPAS (1974), RUTENBERG & TSO (1975), LIAUW & LUK (1980), ROBERTS & ACHOUR (1990) desenvolveram trabalhos aprimorando esta técnica.

No âmbito da Escola de Engenharia de São Carlos outros trabalhos importantes utilizando esta técnica, para problemas relativos ao núcleo estrutural, também foram desenvolvidos.

STAMATO (1971), em trabalho pioneiro, aborda entre outros aspectos a associação múltipla tridimensional de pilares-parede e pórticos, e utiliza um exemplo numérico de um modelo estrutural experimental de 10 andares, construído no Departamento de Engenharia da Universidade de Southampton, para comprovar a fidelidade dos resultados.

MANCINI (1972) e COSTA (1982), estudam a introdução de vínculos elásticos para simular a flexibilidade das fundações dos pilares-parede.

BARBOSA (1977), utilizando esta técnica em conjunto com a teoria de flexo-torção desenvolvida por VLASOV, faz um estudo comparativo sobre o comportamento dos núcleos estruturais quando submetidas a esforço de torção, utilizando dois processos contínuos e um com tratamento discreto. Um dos processos contínuos mencionados utiliza a análise desenvolvida por HEIDEBRECHT e SMITH (1973), baseada no comportamento das paredes de seção aberta como barras de seção delgada, o outro consiste basicamente na divisão da estrutura em painéis parede.

CARVALHO (1980) apresenta um processo para determinação da carga crítica de instabilidade global em edifícios com paredes de seção aberta, contraventadas ou não por vigas.

MANCINI & BATTISTELLE (1989), procura estudar o efeito da não consideração dos deslocamentos axiais, na análise de alguns painéis de contraventamento de estruturas de edifícios altos, e propõe um processo de análise de painéis constituídos de parede e pórtico, associados por barras bi-articuladas, quando sujeitos a cargas horizontais uniformes, no qual a deformação axial dos pilares foi considerada. Estudos sobre efeitos de segunda ordem, considerando a deformação axial dos pilares para vários arranjos estruturais, também foram realizados, MANCINI & BATTISTELLE (1990), (1991), (1995) e BATTISTELLE (1991).

MANCINI (1995), analisa um edifício alto constituído por um núcleo estrutural de concreto armado, contraventado por uma treliça no topo e pilares periféricos de aço, quando sujeito a um carregamento horizontal. Também apresenta uma marcha de cálculo alternativa para a consideração da flexibilidade das fundações em estruturas constituídas pela associação de pilares-parede por vigas horizontais.

O desenvolvimento de equacionamentos para diversas associações de elementos condicionou o interesse de muitos pesquisadores, como SAVASSI (1975), LAIER (1978), OLIVEIRA (1982), RAMALHO (1983) e PROENÇA (1986), em utilizar métodos numéricos para solução das equações diferenciais.

A variação das características geométricas, elásticas e de carregamento pode ser alcançada pela inclusão desses métodos à formulação, proporcionando a análise de sistemas estruturais não uniformes.

2.1.2 - TÉCNICA DOS ELEMENTOS FINITOS

Os processos discretos consistem, como o próprio nome indica, numa discretização da estrutura em elementos de dimensões finitas e reduzidas, nos quais é possível expressar matematicamente funções que aproximem seu comportamento.

O método dos elementos finitos tem se mostrado o mais eficiente e versátil processo para análise deste tipo de estrutura, pois pode ser aplicado a estruturas de geometria variada e submetidas a vários tipos de carregamento, KWAN & CHEUNG (1993).

Este método apresenta um número muito grande de parâmetros envolvidos na análise, mobilizando, desta forma, um esforço computacional relativamente grande para processamento do modelo. Isso não representa, porém, grande tempo de processamento, devido aos recursos de "hardware" disponíveis hoje no mercado.

TARANATH (1968) formula um elemento elástico de barra, baseado na teoria de VLASOV, que possui sete graus de liberdade por nó, considerando assim o empenamento. Quando consideram-se as lajes como diafragmas rígidos, pode-se modelar tramos de núcleo compreendidos entre lajes adjacentes simplesmente com um único elemento. Neste processo, que também foi estudado por HEIDEBRECHT & SWIFT (1971), TARANATH (1975) e MORI (1992), há necessidade de determinação do centro de cisalhamento e de áreas setoriais.

ZIENKIEWICS et al. (1971) faz um estudo comparativo entre elementos de casca e elementos de membrana, para discretização dos núcleos.

Alguns trabalhos foram desenvolvidos utilizando elemento finito de faixa para discretizar os núcleos e elementos finitos de barras para modelar os lintéis, entre eles SWADDIWUDHIPONG et al. (1988) e CHEN et al. (1990). Neste segundo, a função de deslocamento para o elemento de faixa utilizado é expressa transversalmente por uma função de chapa e longitudinalmente por uma série cúbica B-Spline.

Uma outra técnica consiste em aproximar um determinado número de elementos discretos por um macroelemento equivalente a uma membrana ortotrópica, resultando em um contínuo. As vantagens deste procedimento derivam do aproveitamento da boa aproximação de resultados e generalização oferecida pelo método dos elementos finitos combinados à simplicidade de entrada de dados inerentes ao processo contínuo, HA & DESBOIS (1989).

KWAN & CHEUNG (1993), apresenta um elemento finito de membrana originalmente desenvolvido para análise de pontes que, após sofrer algumas modificações impostas pela conexão com os lintéis, modelados como elementos de barra, mostrou-se bastante eficiente na modelagem de núcleos estruturais.

Um outro procedimento bastante divulgado consiste na discretização de cada parede que constitui os tramos de núcleo através de um pórtico plano, constituído por uma barra vertical acoplada a dois braços rígidos horizontais ao nível dos pavimentos. O empenamento pode ser avaliado através dos deslocamentos obtidos na solução geral.

Este processo, apesar de não necessitar de cálculo do centro de cisalhamento e das áreas setoriais, possui o inconveniente de necessitar de dois tipos de elemento na modelagem. Um tipo de elemento para os casos de conexão entre paredes e outro para os casos em que existem lintéis ligando duas paredes, como pode ser visto em MacLEOD & HOSNY (1977).

YAGUI (1978), em seu estudo sobre o carregamento crítico de instabilidade geral para estruturas com núcleo de rigidez, utiliza o processo anterior e considera os lintéis como elementos de barra, contribuindo diretamente na matriz

de rigidez global do sistema. Isto permite trabalhar com apenas um tipo de elemento, sem que haja qualquer perda de acuidade para os resultados.

Por apresentar-se bastante simples e eficaz, e principalmente por permitir fácil acoplamento a vários "softwares" de elementos finitos, o modelo "YAGUI" foi adotado como base para o presente trabalho, na modelagem dos núcleos resistentes de concreto armado.

2.2- CONSIDERAÇÕES SOBRE A TEORIA DE FLEXO-TORÇÃO

Os núcleos estruturais usuais, apesar de não apresentarem variação da seção transversal ao longo da altura, encontram-se submetidos à variação de esforços solicitantes de torção ao longo de sua altura, e ainda, apresentam impedimento dos deslocamentos longitudinais na fundação. Isso corresponde a violação de duas hipóteses básicas da torção livre.

Como cita MORI¹, quando há variação do momento torçor ao longo da altura, seções vizinhas tendem a apresentar rotações diferentes. Assim, o empenamento, que pode ser calculado pela primeira derivada do ângulo de rotação, não é mais constante, como no caso da torção livre. Logo varia de seção para seção ao longo da altura. Para que a compatibilidade de deslocamentos seja mantida, o aparecimento de tensões normais é inevitável.

Na fundação, esse empenamento é impedido causando o aparecimento de tensões normais adicionais. Para a maioria das peças estruturais, essas tensões são negligenciadas por serem de caráter local. Entretanto, para os núcleos, que se comportam como peças de paredes delgadas, devem ser consideradas pois podem ser da mesma ordem de grandeza das tensões de cisalhamento causadas pela torção.

As tensões suplementares, oriundas da restrições ao empenamento, dão origem a um esforço solicitante denominado bi-momento, que desempenha uma função na flexo-torção equivalente ao momento fletor na flexão simples.

¹ MORI, D. D. (1988) - ***Flexo-torção: Barras com seção transversal aberta e paredes delgadas***, Notas de Aula. Universidade de São Paulo, EESC, Publicação 024/93.

2.3 - CONSIDERAÇÕES SOBRE O MODELO PROPOSTO POR YAGUI

As considerações feitas neste item são, na sua grande maioria, baseadas em YAGUI (1978). Alguns parágrafos porém são simplesmente transcritos, por julgá-los fundamentais à boa compreensão do modelo. Esses parágrafos transcritos apresentam-se entre aspas.

"O processo consiste basicamente na análise da estrutura tridimensional, obtida pela substituição de cada parede do núcleo pelo pórtico plano equivalente. Esses pórticos são travados horizontalmente pelos diafragmas aos níveis dos pisos de modo a constituir um sistema estrutural tridimensional."

2.3.1 - IDEALIZAÇÕES

1. As paredes planas que constituem o núcleo são comumente desprovidas de rigidez à flexão atuante segundo seus planos transversais, em consequência de suas espessuras relativamente delgadas.

2. O comprimento das paredes planas deverá ser constante ao longo de sua altura, porém a espessura poderá variar bruscamente aos níveis dos pavimentos.

3. As únicas interações a serem consideradas entre as paredes, ao longo de suas interseções, são as forças de cisalhamento longitudinais.

4. É permitida a modelagem de uma parede plana através da subdivisão da mesma em várias paredes coplanares, considerando suas linhas divisórias como interseções.

5. As lajes são supostas como diafragmas rígidos, impedindo portanto as distorções das seções transversais do núcleo.

6. Por causa de sua desprezível rigidez à flexão, as interações entre os diafragmas rígidos e as paredes planas ficam reduzidas aos esforços contidos nos planos horizontais, ao longo das interseções desses elementos.

2.3.2 - ESTRUTURA EQUIVALENTE

Na análise, cada tramo de parede do núcleo entre duas lajes consecutivas é substituído por um pórtico plano, constituído por uma viga rígida horizontal de comprimento igual ao do pilar e engastada a um único pilar central, conforme figura 2.1a. Essas vigas são consideradas ao nível do pavimento e possuem rigidez infinita à flexão no plano da parede. Os tramos de pilar, por sua vez, apresentam as mesmas características elástico-geométricas da parede considerada.

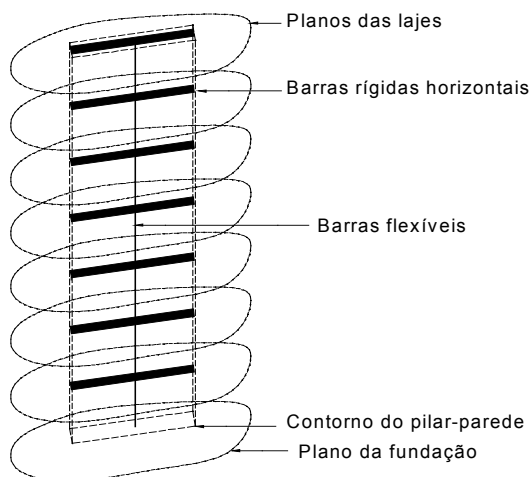


Figura 2.1a - Estrutura discreta equivalente a um pilar-parede.

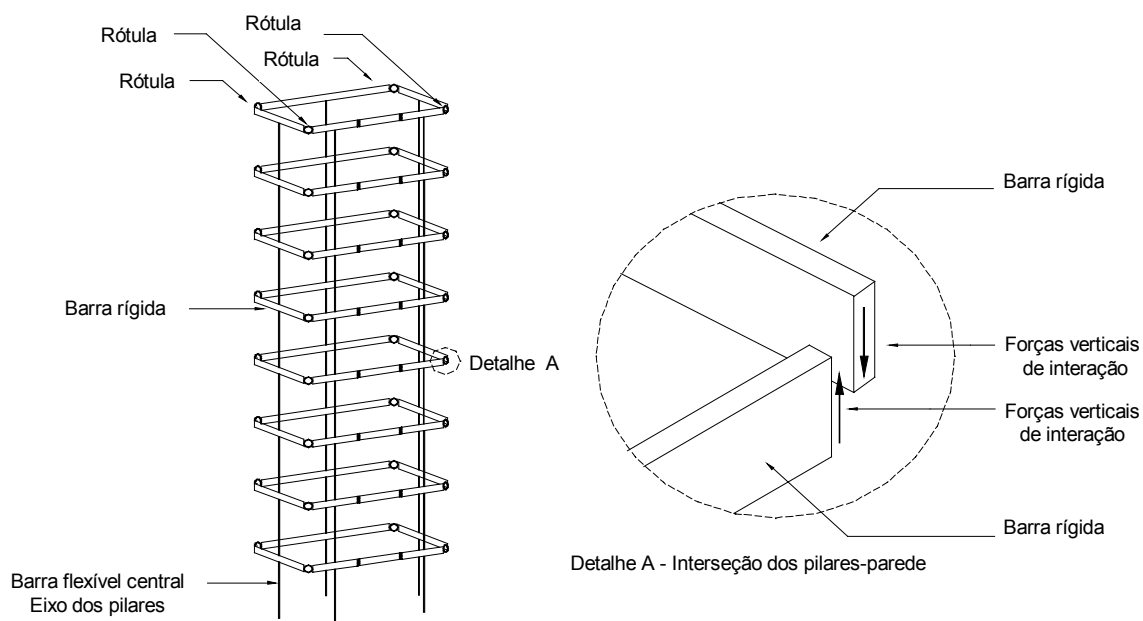


Figura 2.1b - Esquema tridimensional de um núcleo estrutural

Essa estrutura equivalente é travada horizontalmente pelos diafragmas, de modo que não haja distorções angulares entre as paredes que a compõem, e verticalmente pelos vínculos existentes entre vigas concorrentes, permitindo unicamente a transmissão de forças verticais de interação concentradas nos pontos de interseção, conforme a figura 2.1b. Essas forças representam as forças de cisalhamento verticais que ocorrem de forma contínua entre paredes, ao longo de suas interseções.

Em consequência da suposta rigidez infinita das barras rígidas utilizadas para modelar o núcleo, os deslocamentos ao nível de um diafragma só produzirão esforços em coordenadas pertencentes a ele e aos diafragmas imediatamente acima e abaixo.

2.3.3 - LINTÉIS

"Os lintéis são vigas de grande altura relativamente aos seus vãos e se encontram geralmente aos níveis dos pisos de modo a fechar parcialmente os núcleos. Eles serão considerados engastados nas paredes que lhe são coplanares, e em caso contrário, serão considerados articulados". Se um lintel é engastado em

pelo menos uma parede, ele restringirá o empenamento da seção, ou seja, a sua presença enrijece tais núcleos quando sujeitos a esforços de torção.

No sistema estrutural tridimensional equivalente, os lintéis estarão interligando as extremidades das vigas horizontais e serão considerados engastados ou articulados nessas vigas dependendo do fato de haver ou não condições de transmissão de momento fletor, conforme o que se apresenta na figura 2.2.

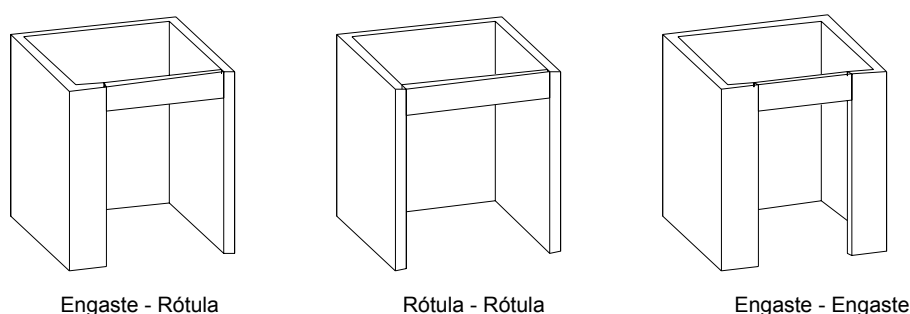


Figura 2.2 - Condições de vinculação dos lintéis para as possíveis disposições estruturais

Esse critério porém está sujeito a modificações, de acordo com o que o projetista considera adequado. Um exemplo prático são as vigas que se apoiam no núcleo e fornecem condições favoráveis de engastamento ao lintel, conforme figura 2.3.

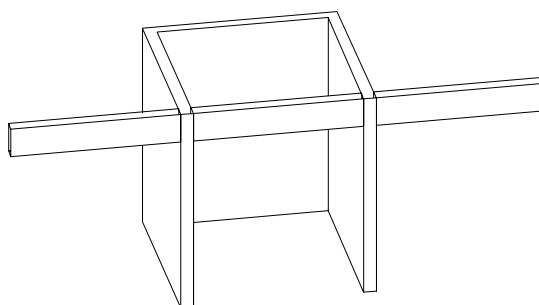


Figura 2.3 - Condições favoráveis ao engastamento do lintel.

Aliado a isso, vale ressaltar que as ligações dos lintéis com os pilares-parede podem apresentar problemas localizados como fissuração excessiva.

2.4 - EXEMPLOS NUMÉRICOS

Com a finalidade de analisar a eficiência e a versatilidade do processo proposto por YAGUI (1978), algumas estruturas foram estudadas e os resultados obtidos foram comparados com o processo proposto por TARANATH (1968), que se baseia na teoria de flexo-torção, ou teoria de VLASOV, e utiliza um elemento de barra com sete graus de liberdade por nó. Esse grau de liberdade adicional é utilizado para considerar o empenamento.

Outros dois processos também foram comparados. Um deles, denominado neste trabalho por PROCESSO SIMPLIFICADO, consiste na substituição dos tramos de núcleo entre duas lajes consecutivas por elementos de barra simples, com seis graus de liberdade por nó, localizados no centro de torção do núcleo e com rigidez equivalente.

O outro processo, denominado neste trabalho por PROCESSO PRÁTICO por ser bastante utilizado no cotidiano de escritórios de cálculo de estruturas, consiste na modelagem dos pilares-parede independentemente. Ou seja, não são consideradas as forças de cisalhamento nos vértices do núcleo.

Como o processo de TARANATH se baseia na teoria de VLASOV, que admite hipóteses mais gerais que as de BERNOULLI-NAVIER relativamente às seções transversais do núcleo e considera as tensões normais suplementares causadas pelo bi-momento, considerou-se o mesmo como parâmetro de comparação.

Inicialmente optou-se pela análise de núcleos isolados, com o intuito de evidenciar as prováveis diferenças nos resultados obtidos. Em seguida, foram considerados edifícios completos.

2.4.1 - NÚCLEOS ISOLADOS

Foram analisados núcleos com quatro seções transversais diferentes, conforme figuras 2.4, 2.5, 2.6 e 2.7. O primeiro apresenta seção sem ramificações e pilares-parede dispostos perpendicularmente entre si. O segundo apresenta duas ramificações, ou seja, existem dois pontos nos quais há interseções de mais de dois pilares-parede. No terceiro, observam-se interseções a 135° . O quarto apresenta seção com trecho curvo, modelado com divisão da parte curva em cinco pilares-parede retangulares de comprimentos iguais.

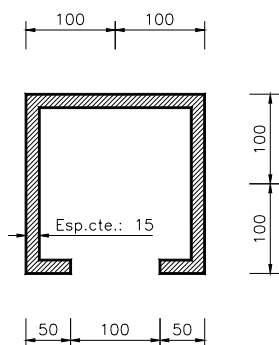


Figura 2.4 - Seção transversal em "U" (cm)

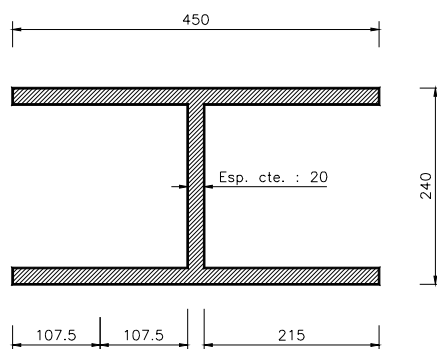


Figura 2.5 - Seção transversal em "H" (cm)

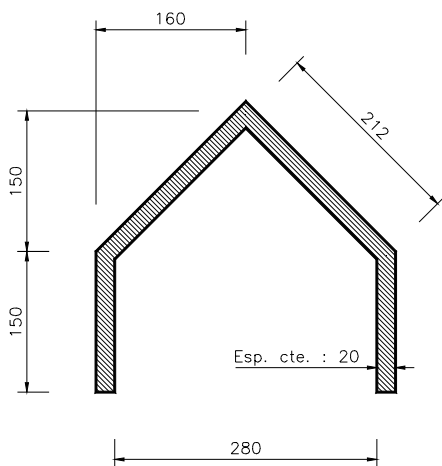


Figura 2.6 - Seção transversal em "V" (cm)

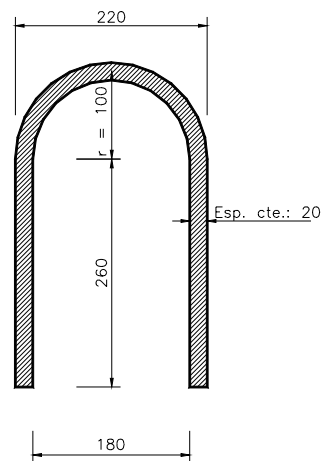


Figura 2.7 - Seção transversal com trecho curvo

Em todo este trabalho foi adotado um sistema cartesiano de eixos globais X, Y e Z, dextrorso, com origem em um ponto O qualquer na base da estrutura. O plano horizontal é definido pelos eixos X e Y, e Z é eixo que define a altura, positivo para cima.

O sistema de eixos locais por sua vez é definido pelos eixos 1, 2 e 3, conforme figura 2.8. O eixo 1, segundo o próprio eixo da peça, é normal às seções transversais; os eixos 2 e 3 compõem o plano da seção transversal. O eixo 2 é paralelo à maior dimensão da seção transversal enquanto o eixo 3 é paralelo à menor.

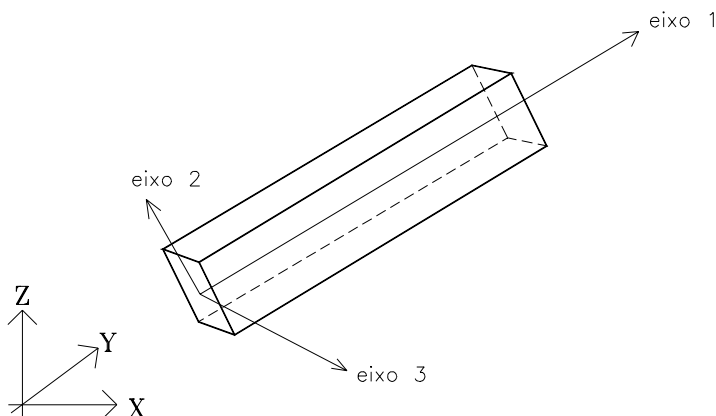


Figura 2.8 - Sistemas de coordenadas globais e locais

Foi considerada uma altura equivalente a um edifício de quinze pavimentos com três metros de laje a laje. Essas estruturas foram submetidas à cargas concentradas aplicadas individualmente, aos níveis dos pavimento, no centro de cisalhamento CC das referidas seções. As cargas aplicadas foram : 10 kN na direção X, 10 kN na direção Y, e 10 kN.m em torno do eixo Z, conforme figura 2.9.

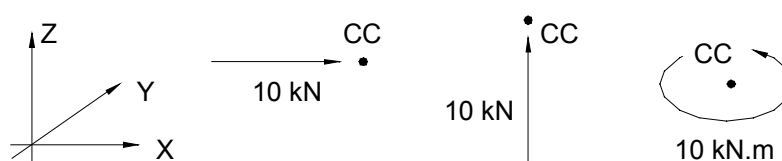


Figura 2.9 - Esquema de carregamento dos núcleos isolados

Neste item foi comparado o processo proposto por YAGUI com os processos de TARANATH e simplificado. Os parâmetros analisados foram as translações nas direções X e Y e as rotações segundo o eixo Z, conforme os figuras 2.10 à 2.21.

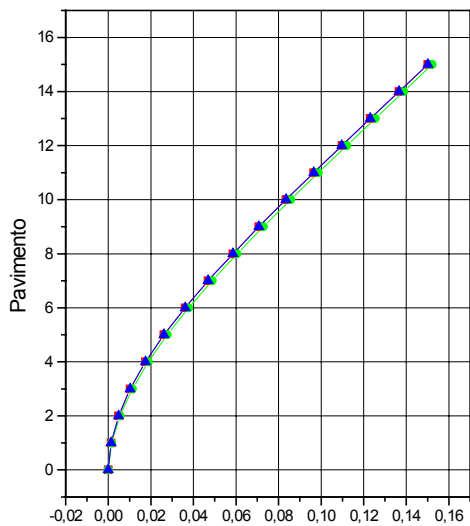


Figura 2.10 - Nucleo "U" - Translação em X (m)

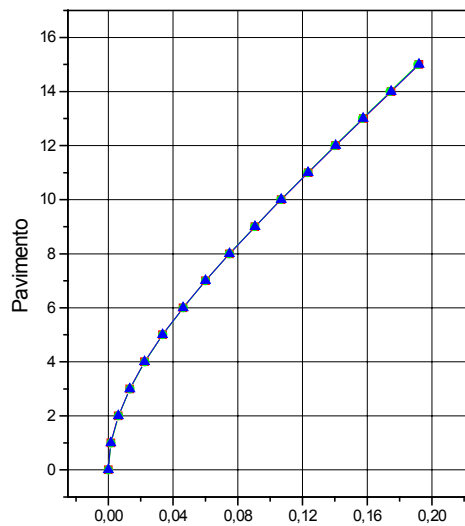


Figura 2.11 - Nucleo "U" - Translação em Y (m)

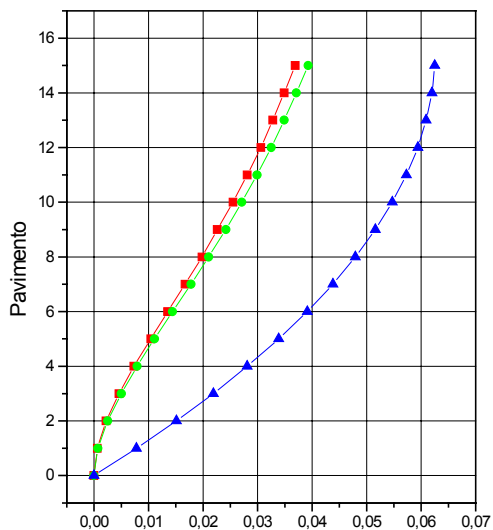


Figura 2.12 - Nucleo "U" - Rotação (rad)

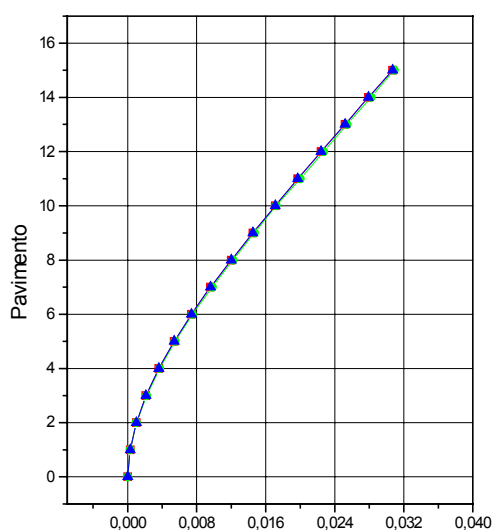


Figura 2.13 - Nucleo "H" - Translação em X (m)

- Processo de TARANATH
- Processo de YAGUI
- ▲ Processo simplificado

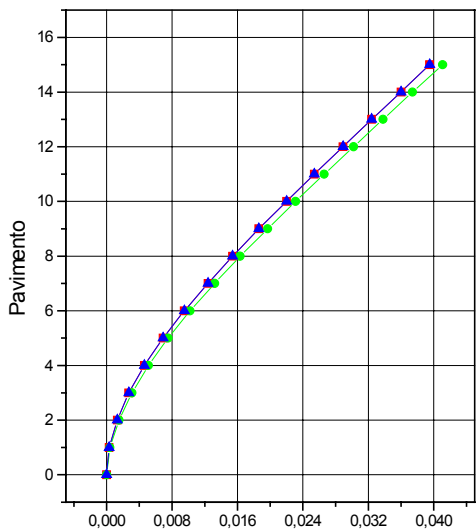


Figura 2.14 - Nucleo "H" - Translação em Y (m)

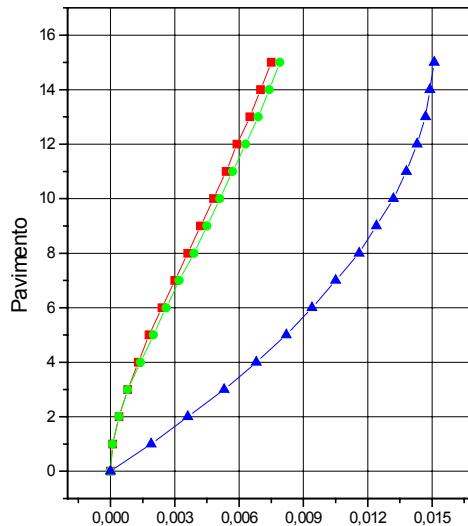


Figura 2.15 - Nucleo "H" - Rotação (rad)

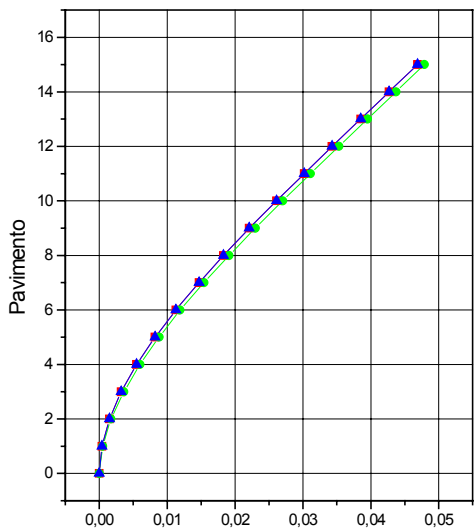


Figura 2.16 - Nucleo "V" - Translação em X (m)

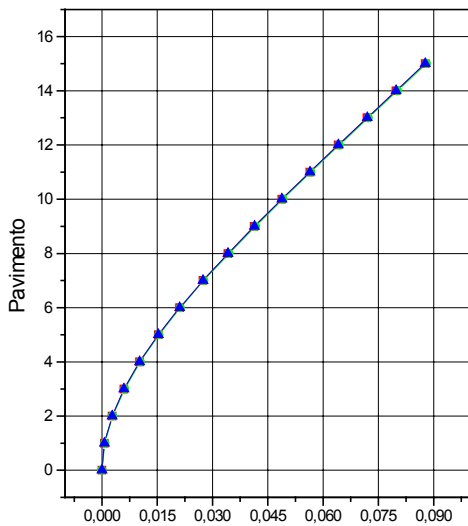


Figura 2.17 - Nucleo "V" - Translação em Y (m)

- Processo de TARANATH
- Processo de YAGUI
- ▲— Processo simplificado

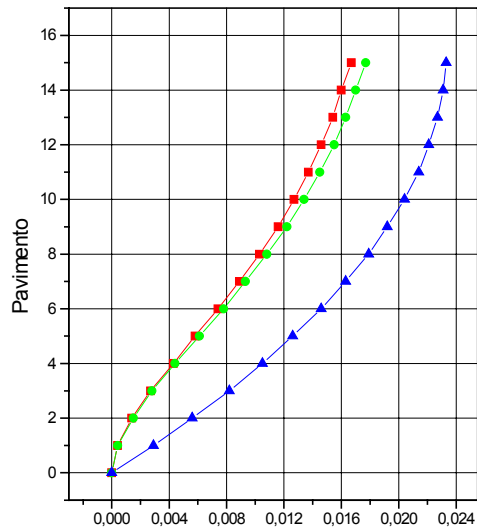
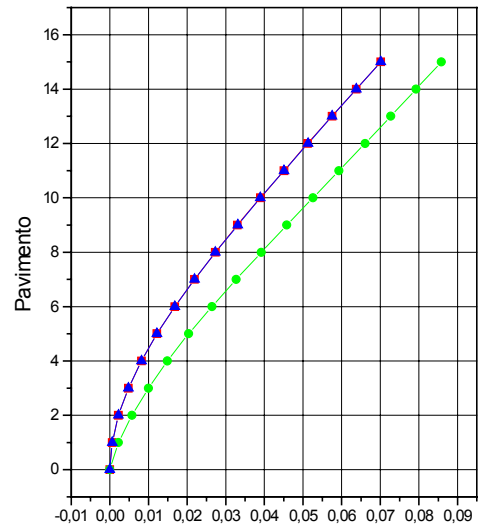
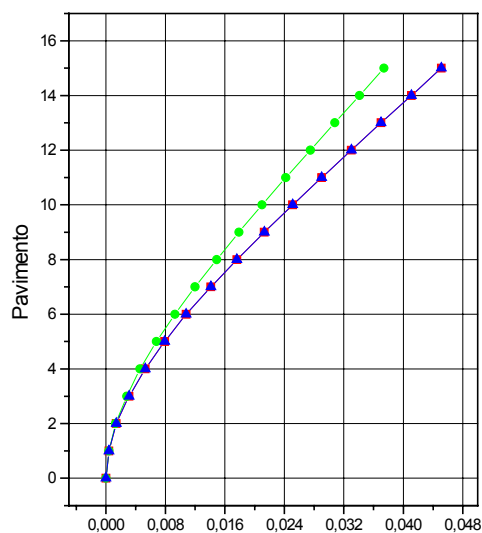
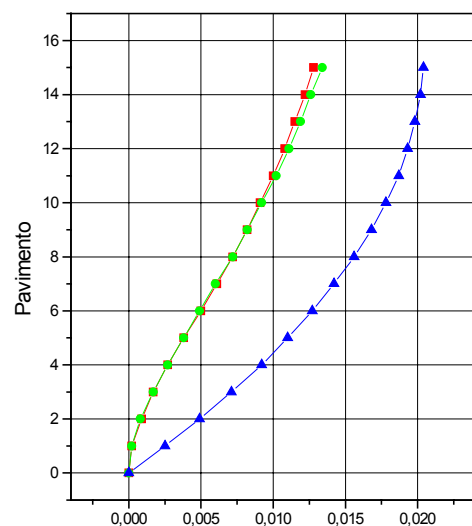


Figura 2.18 - Nucleo "V" - Rotação (rad)

Figura 2.19 - Nucleo com trecho curvo
Translação em X (m)Figura 2.20 - Nucleo com trecho curvo
Translação em Y (m)Figura 2.21 - Nucleo com trecho curvo
Rotação (rad)

- Processo de TARANATH
- Processo de YAGUI
- ▲— Processo simplificado

Através das deformadas das seções analisadas, observa-se que os deslocamentos obtidos com a utilização do processo simplificado para o

carregamento segundo as direções X e Y são praticamente iguais aos obtidos com o processo proposto por TARANATH. Na flexão simples o grau de liberdade adicional do elemento usado no processo de TARANATH não atua, o que leva a resultados iguais aos do elemento de barra do processo simplificado.

Para torção, entretanto, os resultados obtidos com o processo simplificado divergem consideravelmente dos obtidos com o processo proposto por TARTANATH. Isso é consequência da não consideração das tensões normais oriundas do empenamento.

O processo simplificado, além de não fornecer bom desempenho para torção, apresenta dois inconvenientes. O primeiro é a necessidade do cálculo do centro de cisalhamento, o que pode ser bastante trabalhoso para alguns tipos de seções transversais. O segundo, e mais grave, é a impossibilidade de modelar as vigas que se conectam ao núcleo. Por essas razões, o processo simplificado não representa adequadamente o núcleo estrutural.

Já o processo proposto por YAGUI, por ser capaz de simular a transmissão das forças de cisalhamento longitudinais ao longo das interseções dos pilares-parede, mostrou-se bastante eficiente tanto na flexão simples quanto na torção pura. Para ambas as solicitações, o arranjo tridimensional equivalente tem um comportamento um pouco mais flexível, comparado ao processo de TARANATH. Todavia, não apresenta diferenças consideráveis, não excedendo 7% nos casos estudados.

Com esses resultados, pode-se concluir que o processo proposto por YAGUI, ao contrário do processo simplificado, pode ser usado com segurança para análise de estruturas nas quais a solicitação de flexo-torção é significativa.

O modelo do núcleo com seção transversal que apresenta um trecho curvo, para a ação do vento na direção Y, apresenta-se mais rígido pelo processo de YAGUI, conforme figura 2.20. Essa diferença, contrária aos outros casos estudados, chega a 20%. Isso leva a crer que seria conveniente um estudo mais elaborado para aplicação do processo a esse tipo de seção.

2.4.2 - ESTRUTURAS DE CONTRAVENTAMENTO COMPLEXAS

Neste item, a análise realizada objetiva mostrar a influência dos núcleos para as estruturas de contraventamento. Para isso foram analisadas as estruturas de contraventamento de dois edifícios residenciais, confrontando os resultados obtidos pelo processo de YAGUI com o chamado processo prático.

Vale salientar esta análise não tem a função de determinar qual o processo que melhor representa o comportamento estrutural do núcleo de rigidez, pois para isso o processo de YAGUI já se mostrou adequado. O que se pretende é avaliar a discrepância dos resultados quando se adota um ou outro procedimento

2.4.2.1 - EDIFÍCIO CORSEGA

Este edifício, construído na cidade de São Paulo, apresenta 19 pavimentos, sendo dois subsolos. Todos os pavimentos têm pé-direito de 2,80 m. A geometria da estrutura é constante ao longo da altura e os dados relativos à análise do efeito do vento são os seguintes:

- Velocidade Básica do vento : 38,0 m/s
- Coeficiente topográfico (S1) : 1,00
- Coeficiente estatístico (S3) : 1,00
- Classe da edificação : B
- Categoria da edificação : IV
- Coeficiente de arrasto na direção X (Cx) : 0,98
- Coeficiente de arrasto na direção Y (Cy) : 1,21
- Dimensão Normal a X : 15,16 m
- Dimensão Normal a Y : 26,44 m
- Módulo de Elasticidade longitudinal : $2,94 \times 10^7$ kN.m²
- Coeficiente de Poisson : 0,20

As forças devidas à ação do vento foram determinadas segundo a Norma Brasileira NBR 6123 (1980). A forma do pavimento tipo é mostrado na figura 2.22, onde as peças que não participam do sistema de contraventamento estão

desenhadas com linhas tracejadas. A existência das lajes é simulada através de diafragmas rígidos.

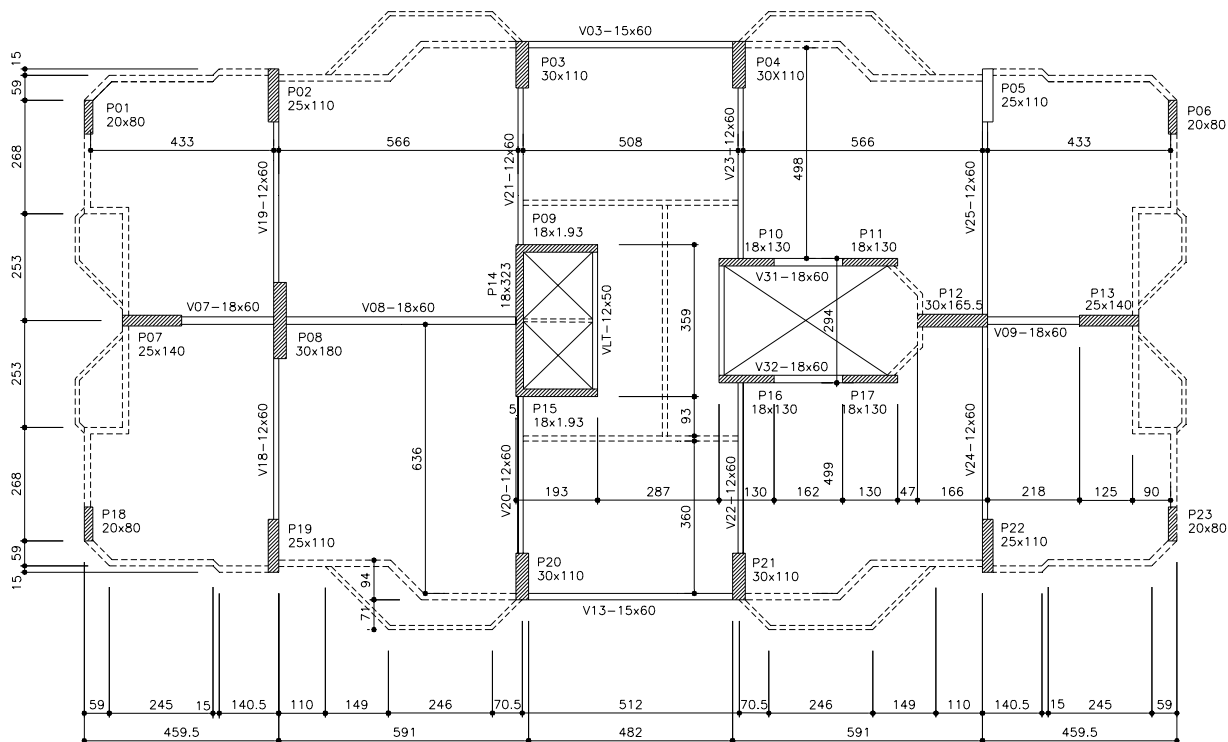


Figura 2.22 - Pavimento tipo do edifício Corsega

A inércia à flexão do núcleo considerando o processo prático é menor, pois nesse caso o núcleo não constitui uma seção única e a inércia em uma dada direção é calculada apenas pela soma das inércias dos pilares-parede, não havendo assim qualquer referência aos eixos principais de inércia do núcleo propriamente dito, conforme figuras 2.23 e 2.24.

Na figura 2.24 observa-se uma maior divergência dos resultados para a translação da estrutura em Y, porque nessa direção a estrutura tem menor inércia no seu conjunto, e o núcleo tem uma maior participação relativamente ao resto do sistema. Assim ficam mais evidentes as diferenças entre as inércias do núcleo calculadas pelos dois processos em questão, provocadas pelas razões apresentadas no parágrafo anterior.

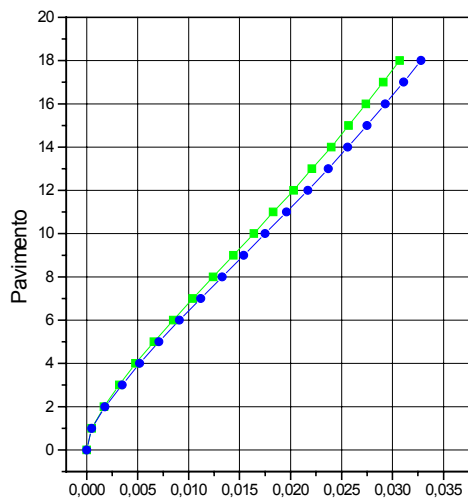


Figura 2.23 - Translação em X devida à ação do vento segundo o eixo X (m)

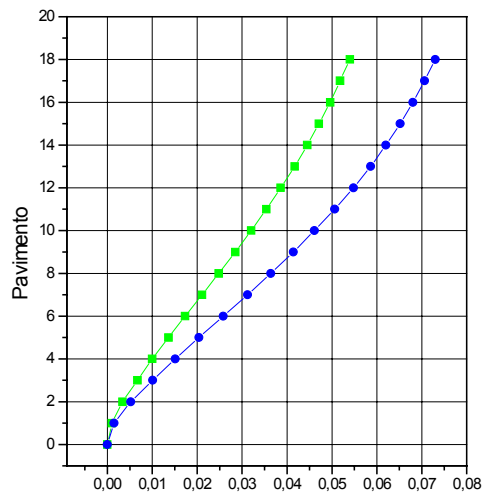


Figura 2.24 - Translação em Y devida à ação do vento segundo o eixo Y (m)

Em uma primeira análise da figura 2.25, tem-se a falsa idéia que a estrutura analisada de acordo com o processo prático, apresenta maior inércia à torção, pois as rotações dos pavimentos, para a ação do vento segundo a direção Y, obtidas com a utilização desse processo são menores.

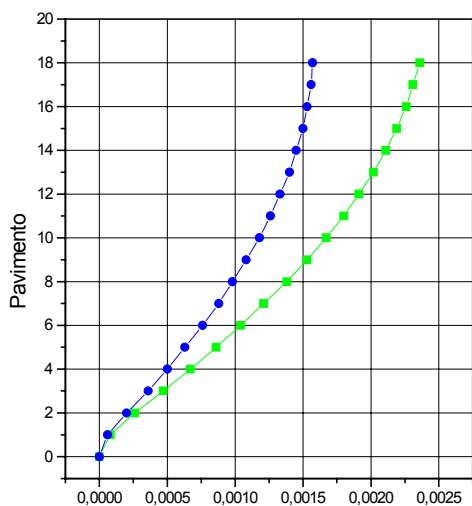


Figura 2.25 - Rotação em Z devida à ação do vento segundo o eixo Y (rad)

- Processo de YAGUI
- Processo prático

Entretanto, isso é consequência de uma menor rigidez do núcleo, com uso do processo prático, o que ocasiona uma aproximação da simetria da estrutura, e uma tendência de translação maior porém mais uniforme de todos os pontos do pavimento, reduzindo assim a rotação. Na verdade a inércia à torção da estrutura com uso do processo prático é menor, pois não se considera, como já mostrado, as forças de interação no decorrer das interseções dos pilares-parede.

O núcleo modelado pelo processo prático apresenta também menor capacidade de absorção de carga, ocasionando esforços internos menores aos que realmente estão atuando, conforme figura 2.26 que mostra os momentos fletores no pilar P14 para a ação do vento na direção Y. E em alguns casos o comportamento fica demasiadamente mal representado, como o esforço normal no Pilar P14, figura 2.27. Observa-se que essa peça está totalmente comprimida, na análise prática, o que não corresponde ao comportamento admitido como real, no qual os pilares P09 e P15 transmitem esforços verticais de tração nas interseções com o pilar P14. Sendo assim, as resultantes dos esforços normais no pilar P14 são, em alguns níveis, de tração.

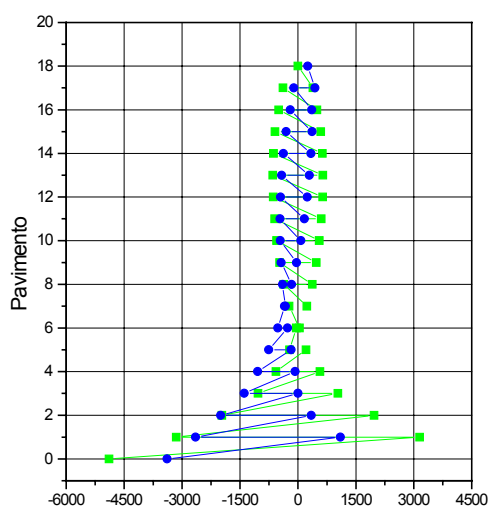


Figura 2.26 - Momento Fletor no pilar P14 devido à ação do vento segundo o eixo Y

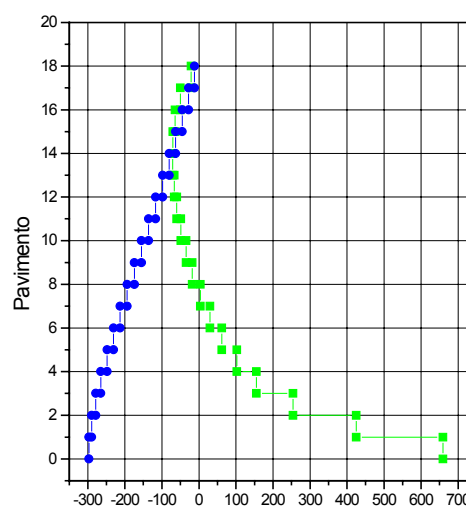


Figura 2.27 - Esforço Normal no pilar P14 devido à ação do vento segundo o eixo X

- Processo de YAGUI
- Processo prático

Essa menor capacidade de absorção de carga pelo núcleo, no caso do processo prático, resulta em maiores esforços para as outras peças que compõem a estrutura do edifício. No pilar P05, a exemplo de várias outras peças, há uma majoração do esforço normal e do momento fletor em relação aos valores obtidos com a utilização do processo de YAGUI, conforme figuras 2.28 e 2.29.

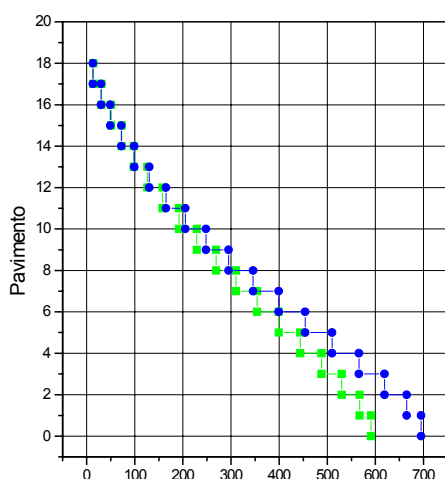


Figura 2.28 - Esforço Normal no pilar P05 devido à ação do vento segundo o eixo Y

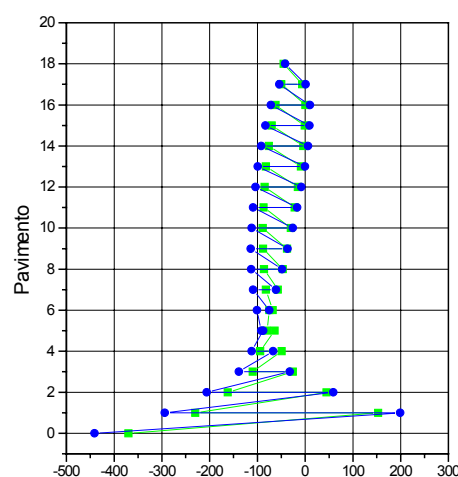


Figura 2.29 - Momento Fletor no pilar P05 devido à ação do vento segundo o eixo Y

- Processo de YAGUI
- Processo prático

Os esforços normais, cortantes e fletores que atuam na fundação, obtidos pelos dois processos, são apresentados nas tabelas 2.1, 2.2, 2.3 e 2.4.

Tabela 2.1 - Esforços normais e cortantes na fundação devidos ao vento segundo o eixo X

Pilar	Esforço Normal			Esforço Cortante (kN)					
	YAGUI	Prático	Dif. %	segundo o eixo 2			segundo o eixo 3		
				YAGUI	Prático	Dif. %	YAGUI	Prático	Dif. %
P01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,33	0,35	6,06
P02	23,69	29,53	24,65	-0,18	-0,21	16,67	0,87	0,94	8,05
P03	-540,11	-611,85	13,28	-2,33	-2,04	12,45	12,09	13,20	9,18
P04	498,15	518,97	4,18	3,18	3,45	8,49	12,09	13,20	9,18
P05	-20,61	-22,02	6,84	-0,17	-0,19	11,76	0,87	0,94	8,05
P06	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,33	0,35	6,06
P07	-664,34	-704,84	6,10	-47,76	-51,72	8,29	0,00	0,00	0,00
P08	294,98	348,27	18,07	-0,01	-0,01	0,00	13,07	13,95	6,73
P09	392,09	-54,81	113,98	-88,49	-70,74	20,06	-0,17	0,16	194,12
P10	-391,32	-424,64	8,51	-37,26	-40,81	9,53	0,53	0,56	5,66

P11	531,93	572,34	7,60	-37,19	-40,74	9,55	0,00	0,00	0,00
P12	-730,20	-782,31	7,14	-87,69	-94,85	8,17	0,00	0,00	0,00
P13	771,40	826,35	7,12	-52,60	-57,09	8,54	0,00	0,00	0,00
P14	-659,44	297,52	145,11	0,00	0,00	0,00	4,54	4,57	0,67
P15	392,08	-54,81	113,98	-88,49	-70,73	20,07	0,17	-0,16	194,12
P16	-391,32	-424,64	8,51	-37,26	-40,81	9,53	-0,53	-0,56	5,66
P17	531,92	572,33	7,60	-37,19	-40,74	9,55	0,00	0,00	0,00
P18	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,33	0,35	6,06
P19	23,68	29,53	24,70	0,18	0,21	16,67	0,87	0,94	8,05
P20	-540,11	-611,85	13,28	2,33	2,04	12,45	12,09	13,20	9,18
P21	498,14	518,96	4,18	-3,18	-3,45	8,49	12,09	13,20	9,18
P22	-20,60	-22,02	6,89	0,17	0,20	17,65	0,87	0,94	8,05
P23	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,33	0,35	6,06

Nas tabelas, observa-se a distribuição das ações externas entre o núcleo e as demais peças da estrutura de contraventamento. Nos pilares que compõem o núcleo, P09, P14 e P15, a discrepância dos resultados é bastante significativa.

Tabela 2.2 - Momentos Fletores na fundação devidos ao vento segundo o eixo X

Pilar	Momento Fletor (kN.m)					
	segundo o eixo 2			segundo o eixo 3		
	YAGUI	Prático	Dif. %	YAGUI	Prático	Dif. %
P01	-2,02	-2,20	9,00	0,00	0,00	0,00
P02	-5,44	-5,92	8,82	-0,19	-0,22	15,79
P03	-20,15	-21,99	9,13	-2,37	-2,07	12,66
P04	-20,15	-21,99	9,13	3,24	3,51	8,33
P05	-5,44	-5,92	8,82	-0,16	-0,19	18,75
P06	-2,02	-2,20	9,00	0,00	0,00	0,00
P07	0,00	0,00	0,00	-230,10	-250,63	8,92
P08	-26,15	-28,22	7,92	-0,02	-0,02	0,00
P09	0,17	-0,16	194,12	-432,29	-445,37	3,06
P10	-0,54	-0,57	5,56	-142,52	-155,64	9,21
P11	0,00	0,00	0,00	-142,45	-155,56	9,20
P12	0,00	0,00	0,00	-448,94	-488,93	8,91
P13	0,00	0,00	0,00	-235,02	-256,09	8,97
P14	-9,60	-10,09	5,10	0,00	0,00	0,00
P15	-0,17	0,16	194,12	-432,28	-445,36	3,03
P16	0,54	0,57	5,56	-142,52	-155,64	9,21
P17	0,00	0,00	0,00	-142,45	-155,56	9,20
P18	-2,02	-2,20	9,00	0,00	0,00	0,00
P19	-5,44	-5,92	8,82	0,18	0,21	16,67

P20	-20,15	-21,99	9,13	2,37	2,07	12,66
P21	-20,15	-21,99	9,13	-3,23	-3,50	8,40
P22	-5,44	-5,92	8,82	0,18	0,20	11,11
P23	-2,02	-2,20	9,00	0,00	0,00	0,00

Para a ação do vento segundo o eixo Y há uma divergência muito grande nos resultados, produzida pela má representação do núcleo pelo processo prático, ocasionando uma rotação que difere em demasia da real. Como a estrutura realmente rotaciona mais que o previsto pelo processo prático, provoca maiores deformações e conseqüentemente maiores esforços em vários pilares e vigas, conforme tabelas 2.3 e 2.4.

Tabela 2.3 - Esforços normais e cortantes na fundação devidos ao vento segundo o eixo Y

Pilar	Esforço Normal			Esforço Cortante (kN)					
	YAGUI	Prático	Dif. %	segundo o eixo 2			segundo o eixo 3		
				YAGUI	Prático	Dif. %	YAGUI	Prático	Dif. %
P01	0,00	0,00	0,00	2,38	-0,52	121,85	-0,30	-0,28	6,67
P02	462,09	809,28	75,13	-10,88	-27,38	151,65	-0,91	-0,84	7,69
P03	941,41	841,89	10,57	-37,05	-48,64	68,71	-14,53	-12,07	16,93
P04	187,31	360,58	92,50	-59,91	-70,27	17,29	14,53	-12,07	16,93
P05	590,59	694,77	17,64	-71,39	-79,26	11,03	-0,91	-0,84	7,69
P06	0,00	0,00	0,00	-22,12	-23,27	5,20	-0,30	-0,28	6,67
P07	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,18	-0,41	327,78
P08	0,00	0,00	0,00	-44,66	-107,22	140,08	0,00	0,00	0,00
P09	2092,56	-598,26	128,59	-56,32	22,15	139,33	-7,54	-9,45	25,33
P10	12,41	-16,34	231,67	10,38	9,39	9,54	-8,16	-11,10	36,03
P11	-142,04	-125,37	11,34	10,24	9,30	9,18	-1,07	-1,20	12,15
P12	0,01	0,01	0,01	0,01	0,00	0,00	-28,71	-34,23	16,23
P13	-0,01	-0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	-4,40	-4,67	6,14
P14	0,02	0,00	100,00	-749,95	-570,29	23,96	0,00	0,00	0,00
P15	-2092,58	598,26	128,59	56,34	-22,14	139,30	-7,54	-9,45	25,33
P16	-12,39	16,35	231,96	-10,37	-9,38	9,54	-8,16	-11,10	36,03
P17	142,03	125,35	11,74	-10,24	-9,29	9,28	-1,07	-1,20	12,15
P18	0,00	0,00	0,00	2,38	-0,52	121,85	0,30	0,28	6,67
P19	-462,09	-809,28	75,13	-10,88	-27,38	151,65	0,91	0,84	7,69
P20	-941,40	-841,89	10,57	-37,05	-48,64	68,71	14,53	12,07	16,93
P21	-187,32	-360,59	92,50	-59,91	-70,27	17,29	14,53	12,07	16,93
P22	-590,59	-694,77	17,64	-71,39	-79,26	11,03	0,91	0,84	7,69
P23	0,00	0,00	0,00	-22,12	-23,27	5,20	0,34	0,31	8,82

Tabela 2.4 - Momentos Fletores na fundação devidos ao vento segundo o eixo Y

	Momento Fletor (kN.m)	
	segundo o eixo 2	segundo o eixo 3

Pilar	YAGUI	Prático	Dif. %	YAGUI	Prático	Dif. %
P01	1,70	1,40	17,65	3,41	-36,81	979,47
P02	5,11	4,23	17,22	-74,45	-199,41	167,84
P03	22,90	18,82	17,82	-213,46	-335,72	57,28
P04	22,90	18,82	17,82	-318,83	-423,88	32,95
P05	5,11	4,23	17,22	-370,28	-440,98	19,09
P06	1,70	1,40	17,65	-134,63	-151,11	12,24
P07	1,12	9,39	738,40	0,01	0,01	0,00
P08	0,00	0,00	0,00	-378,70	-1011,12	167,00
P09	12,96	17,95	38,50	37,32	98,74	164,58
P10	13,26	18,03	35,97	33,38	27,94	16,30
P11	6,71	8,50	26,68	33,24	27,85	16,22
P12	67,89	82,17	21,03	0,02	0,02	0,00
P13	26,91	30,75	14,27	0,01	0,01	0,00
P14	0,00	0,00	0,00	-3387,18	-4891,42	44,41
P15	12,96	17,95	38,50	-37,29	-98,71	164,71
P16	13,26	18,03	35,97	-33,36	-27,93	16,28
P17	6,71	8,50	26,68	-33,28	-27,84	13,34
P18	-1,70	-1,40	17,65	3,41	-36,81	979,47
P19	-5,11	-4,23	17,22	-74,45	-199,41	167,84
P20	-22,89	-18,82	17,82	-213,46	-335,72	57,28
P21	-22,89	-18,82	17,82	-318,83	-423,88	32,95
P22	-5,11	-4,23	17,22	-370,28	-440,98	19,09
P23	-1,90	-1,57	17,65	-134,63	-151,11	12,24

2.4.2.1 - EDIFÍCIO TORRE PERDIZES

O edifício Torre Perdizes, situado na cidade de São Paulo, é formado por 30 pavimentos, sendo que os 3 inferiores têm pé-direito de 3,0 m e os demais, pé-direito de 2,70 m. A geometria da estrutura é constante ao longo da altura, e os dados relativos a análise do efeito do vento são os seguintes:

- Velocidade Básica do vento : 38,0 m/s
- Coeficiente topográfico (S1) : 1,00
- Coeficiente estatístico (S3) : 1,00
- Classe da edificação : C
- Categoria da edificação : IV
- Coeficiente de arrasto na direção X (Cx) : 1,05
- Coeficiente de arrasto na direção Y (Cy) : 1,25
- Dimensão Normal a X : 16,49 m

- Dimensão Normal a Y : 27,50 m
- Módulo de Elasticidade longitudinal : $2,94 \times 10^7$ kN.m²
- Coeficiente de Poisson : 0,20

As forças devidas à ação do vento foram determinadas segundo a Norma Brasileira NBR 6123. A forma do pavimento tipo é mostrado na figura 2.30, onde as peças que não participam do sistema de contraventamento estão desenhadas com linhas tracejadas, bem como o contorno sobressalente da laje.

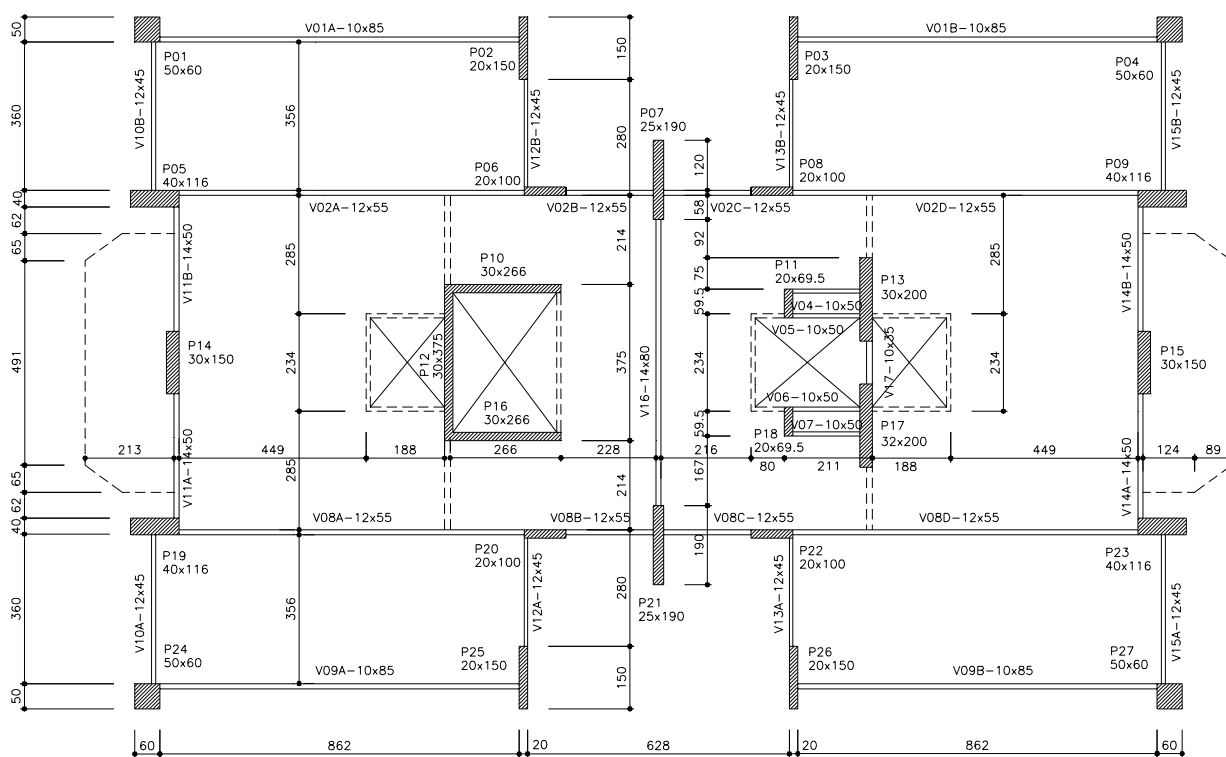


Figura 2.30 - Forma do pavimento tipo do edifício Torre Perdizes (cm)

O comportamento dessa estrutura é similar ao da estrutura analisada no item anterior, ou seja, é reforçada a afirmação que o núcleo representado pelo processo prático, apresenta menor inércia à flexão, conforme figuras 2.31 e 2.32, que apresentam as deformadas da estrutura nas direções X e Y respectivamente.

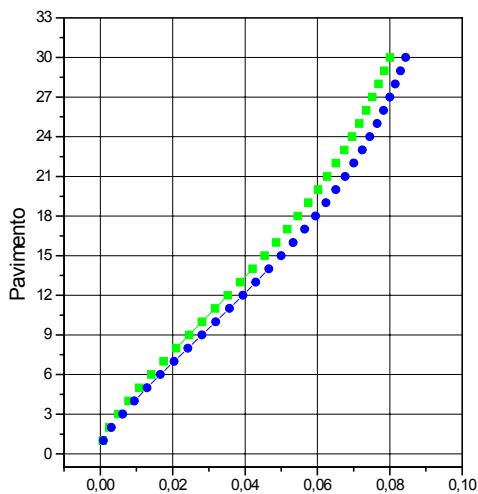


Figura 2.31 - Translação em X devida à ação do vento segundo o eixo X (m)

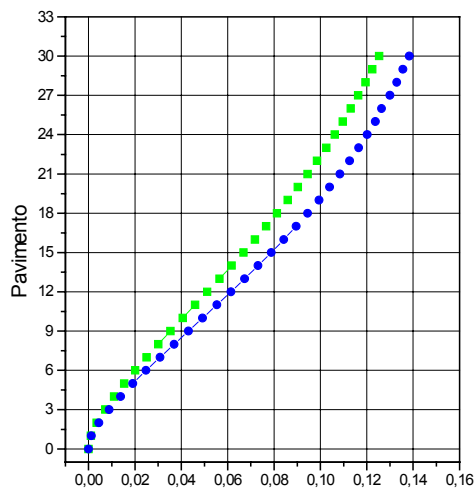


Figura 2.32 - Translação em Y devida à ação do vento segundo o eixo Y (m)

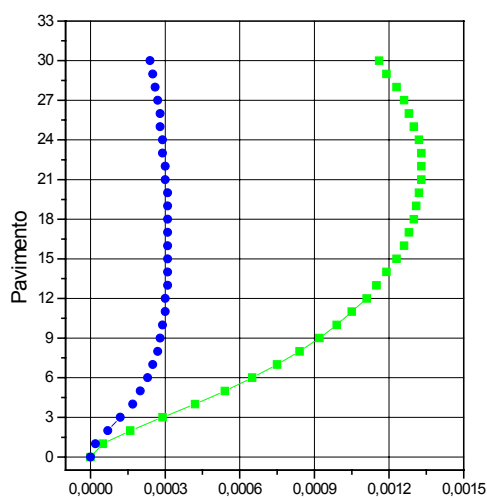


Figura 2.33 - Rotação em Z devida à ação do vento segundo o eixo X (rad)

- Processo de YAGUI
- Processo prático

É importante observar neste caso que as rotações dos pavimentos, representados pelo processo prático, são muito inferiores às admitidas como reais. Isso provoca menores deformações e conseqüentemente menores esforços

internos em algumas vigas e pilares, o que desfavorece a segurança da estrutura, vide figura 2.33.

Vale salientar, entretanto, que não é a presença do núcleo que provoca maiores rotações, pelo contrário, a utilização do núcleo é uma excelente maneira de reduzir grandes rotações, principalmente se estiver associado a lintéis engastados, como já visto.

Verifica-se também, a tendência de maior absorção de carga pelo núcleo, quando modelado através do processo de YAGUI, provocando um alívio de esforços solicitantes no restante da estrutura, conforme figuras 2.34 à 2.37, que mostram a redução dos esforços em algumas peças da estrutura.

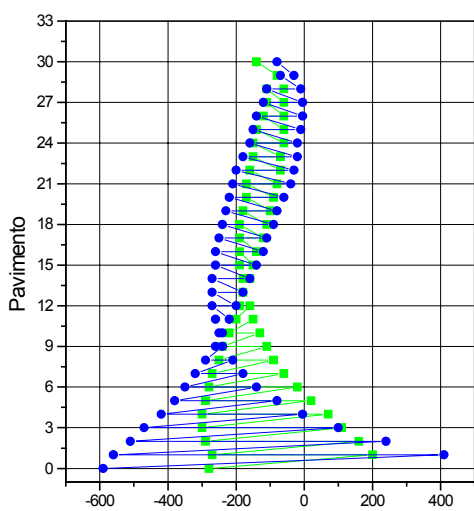


Figura 2.34 - Momento Fletor no pilar P14 devido à ação do vento segundo o eixo Y

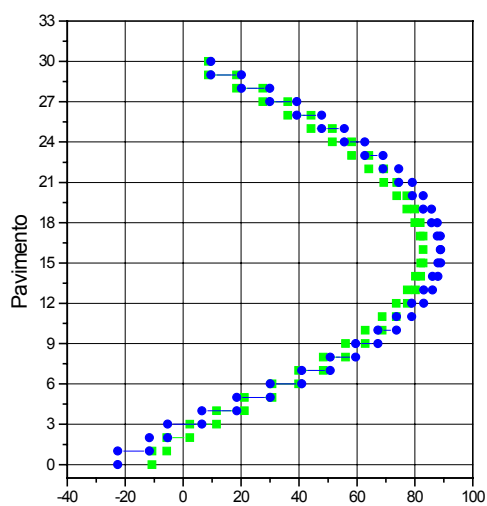


Figura 2.35 - Esforço Normal no pilar P15 devido à ação do vento segundo o eixo Y

- Processo de YAGUI
- Processo prático

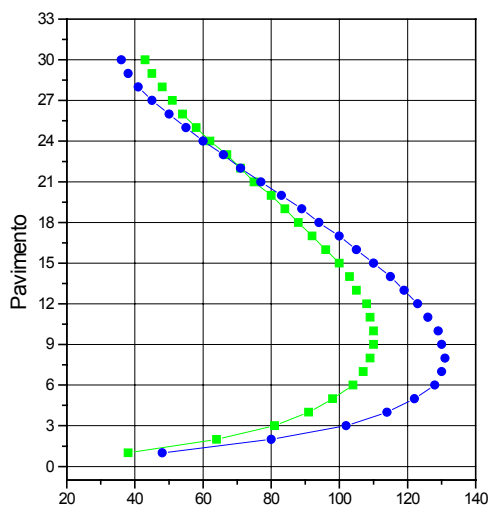


Figura 2.36 - Esforço Cortante na viga V16A devido à ação do vento segundo o eixo Y (kN)

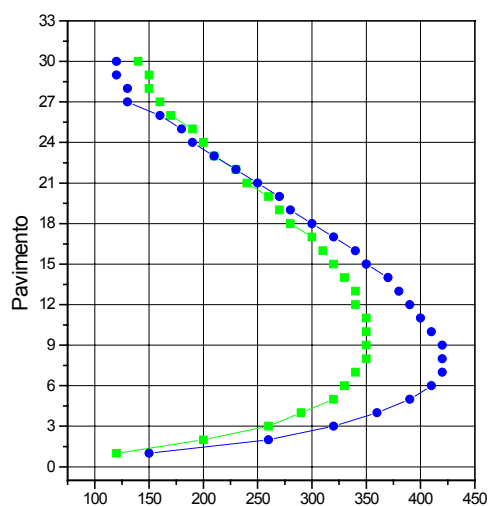


Figura 2.37 - Momento fletor na viga V16A devido à ação do vento segundo o eixo Y (kN.m)

- Processo de YAGUI
- Processo prático

Os esforços normais, cortantes e fletores que atuam na fundação, obtidos pelos dois processos, são apresentados nas tabelas 2.5, 2.6, 2.7 e 2.8.

Através das mesmas, observa-se discrepâncias significativas nos resultados obtidos por meio do processo prático e do processo de YAGUI, e conclui-se que deve haver uma maior conscientização na utilização desse processo no cotidiano de escritórios de cálculo estrutural.

Tabela 2.5 - Esforços normais e cortantes na fundação devidos ao vento segundo o eixo X

Pilar	Esforço Normal			Esforço Cortante (kN)					
	YAGUI	Prático	Dif. %	segundo o eixo 2			segundo o eixo 3		
				YAGUI	Prático	Dif. %	YAGUI	Prático	Dif. %
P01	-369,90	-392,00	5,97	-11,50	-14,20	23,48	-0,10	-0,10	0,00
P02	-13,60	-7,60	44,12	1,70	2,10	23,53	5,30	6,60	24,53
P03	13,60	7,60	44,12	-1,70	-2,10	23,53	5,30	6,60	24,53
P04	369,90	392,00	5,97	-11,50	-14,20	23,48	0,10	0,10	0,00
P05	-361,30	-383,90	6,26	-36,20	-43,70	20,72	0,60	0,90	50,00
P06	-506,70	-564,20	11,35	-23,40	-29,10	24,36	0,90	1,00	11,11
P07	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	12,60	16,10	27,78
P08	506,80	564,20	11,33	-23,40	-29,10	24,36	-0,90	-1,00	11,11

P09	361,30	383,90	6,26	-36,20	-43,70	20,72	-0,60	-0,90	50,00
P10	1622,20	0,00	100,00	-394,10	-352,60	10,53	0,00	0,00	0,00
P11	-375,90	-427,70	13,78	0,00	0,00	0,00	2,60	3,50	34,62
P12	-3244,40	0,00	100,00	0,00	0,00	0,00	5,30	6,30	18,87
P13	375,90	427,70	13,78	-1,20	-1,60	33,33	7,70	9,90	28,57
P14	10,80	22,60	109,26	0,00	0,00	0,00	2,10	2,50	19,05
P15	-10,80	-22,60	109,26	0,00	0,00	0,00	2,10	2,50	19,05
P16	1622,20	0,00	100,00	-394,10	-352,60	10,53	0,00	0,00	0,00
P17	375,90	427,80	13,81	1,20	1,60	33,33	7,70	9,90	28,57
P18	-375,90	-427,80	13,81	0,00	0,00	0,00	2,60	3,50	34,62
P19	-361,30	-383,90	6,26	-36,20	-43,70	20,72	-0,60	-0,90	50,00
P20	-506,80	-564,20	11,33	-23,40	-29,10	24,36	-0,90	-1,00	11,11
P21	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	12,60	16,10	27,78
P22	506,80	564,20	11,33	-23,40	-29,10	24,36	0,90	1,00	11,11
P23	361,30	383,90	6,26	-36,20	-43,70	20,72	0,60	0,90	50,00
P24	-369,90	-392,00	5,97	-11,50	-14,10	22,61	0,10	0,10	0,00
P25	-13,60	-7,70	43,38	-1,70	-2,10	23,53	5,30	6,60	24,53
P26	13,60	7,70	43,38	1,70	2,10	23,53	5,30	6,60	24,53
P27	369,90	392,00	5,97	-11,50	-14,10	22,61	-0,10	-0,10	0,00

Pelo processo prático não existem esforços normais nos pilares-parede que compõem o núcleo estrutural, se esses não estiverem interligado por vigas ao restante do sistema de contraventamento. Nesse caso os pilares-parede estão conectados exclusivamente com as lajes, que admitidas como diafragmas, são perfeitamente flexíveis na direção normal ao seu plano. Isso produz as discrepâncias que podem ser observadas nas tabelas 2.5 e 2.7.

Tabela 2.6 - Momentos Fletores na fundação devidos ao vento segundo o eixo X

Pilar	Momento Fletor (kN.m)					
	segundo o eixo 2			segundo o eixo 3		
	YAGUI	Prático	Dif. %	YAGUI	Prático	Dif. %
P01	0,10	0,10	0,00	-53,30	-66,10	24,02
P02	-9,90	-12,40	25,25	1,70	2,10	23,53
P03	-9,90	-12,40	25,25	-1,70	-2,10	23,53
P04	-0,10	-0,10	0,00	-53,30	-66,10	24,02
P05	-0,60	-0,90	50,00	-277,90	-344,30	23,89
P06	-0,90	-1,00	11,11	-100,90	-125,40	24,28
P07	-24,10	-30,40	26,14	0,00	0,00	0,00
P08	0,90	1,00	11,11	-100,90	-125,40	24,28
P09	0,60	0,90	50,00	-277,90	-344,30	23,89
P10	0,00	0,00	0,00	-2579,70	-3070,50	19,03

P11	-4,80	-6,10	27,08	0,00	0,00	0,00
P12	-44,50	-55,10	23,82	0,00	0,00	0,00
P13	-28,60	-35,90	25,52	-1,20	-1,60	33,33
P14	-17,80	-22,00	23,60	0,00	0,00	0,00
P15	-17,80	-22,00	23,60	0,00	0,00	0,00
P16	0,00	0,00	0,00	-2579,70	-3070,50	19,03
P17	-28,60	-35,90	25,52	1,20	1,60	33,33
P18	-4,80	-6,10	27,08	0,00	0,00	0,00
P19	0,60	0,90	50,00	-277,90	-344,30	23,89
P20	0,90	1,00	11,11	-100,90	-125,40	24,28
P21	-24,10	-30,40	0,00	0,00	0,00	0,00
P22	-0,90	-1,00	11,11	-100,90	-125,40	24,28
P23	-0,60	-0,90	50,00	-277,90	-344,30	23,89
P24	-0,10	-0,10	0,00	-53,30	-66,10	24,02
P25	-9,90	-12,40	25,25	-1,70	-2,10	23,53
P26	-9,90	-12,40	25,25	1,70	2,10	23,53
P27	0,10	0,10	0,00	-53,30	-66,10	24,02

Tabela 2.7 - Esforços normais e cortantes na fundação devidos ao vento segundo o eixo Y

Pilar	Esforço Normal			Esforço Cortante (kN)					
	YAGUI	Prático	Dif. %	segundo o eixo 2			segundo o eixo 3		
				YAGUI	Prático	Dif. %	YAGUI	Prático	Dif. %
P01	761,20	880,40	15,66	7,20	4,80	33,33	-2,60	-6,20	138,46
P02	853,30	1005,80	17,87	-42,30	-51,30	21,28	-3,00	-1,70	43,33
P03	970,20	1034,90	6,67	-63,40	-67,30	6,15	-2,70	-1,30	51,85
P04	847,10	897,10	5,90	6,70	4,20	37,31	-15,50	-14,80	4,52
P05	919,40	1144,00	24,43	13,00	11,80	9,23	-6,30	-14,70	133,33
P06	-7,50	-101,30	1250,67	8,70	6,50	25,29	-4,20	-5,50	30,95
P07	857,80	989,30	15,33	-143,40	-161,50	12,62	-3,80	-2,10	44,74
P08	-161,70	-147,70	8,66	5,30	2,40	54,72	-5,40	-6,20	14,81
P09	1166,30	1204,10	3,24	6,90	4,10	40,58	-29,50	-28,40	3,73
P10	4370,50	0,00	100,00	-94,40	29,30	131,04	-3,60	-4,30	19,44
P11	-4,80	-23,60	391,67	-5,40	-5,70	5,56	0,40	0,50	25,00
P12	0,00	0,00	0,00	-1005,80	-883,30	12,18	0,00	0,00	0,00
P13	501,30	552,50	10,21	-220,30	-223,90	1,63	0,40	0,90	125,00
P14	0,00	0,00	0,00	-27,40	-60,90	122,26	0,00	0,00	0,00
P15	0,00	0,00	0,00	-164,60	-158,20	3,89	0,00	0,00	0,00
P16	-4370,50	0,00	100,00	94,40	-29,30	131,04	-3,60	-4,30	19,44
P17	-501,30	-552,50	10,21	-220,30	-223,80	1,59	-0,40	-0,90	125,00
P18	4,80	23,60	391,67	-5,40	-5,70	5,56	-0,40	-0,50	25,00
P19	-919,40	-1144,00	24,43	-13,00	-11,80	9,23	-6,30	-14,70	133,33
P20	7,50	101,30	1250,67	-8,70	-6,50	25,29	-4,20	-5,50	30,95
P21	-857,80	-989,30	15,33	-143,40	-161,50	12,62	3,80	2,10	44,74

P22	161,70	147,70	8,66	-5,30	-2,40	54,72	-5,40	-6,20	14,81
P23	-1166,30	-1204,10	3,24	-6,90	-4,10	40,58	-29,50	-28,40	3,73
P24	-761,20	-880,40	15,66	-7,20	-4,80	33,33	-2,60	-6,20	138,46
P25	-853,30	-1005,80	17,87	-42,30	-51,30	21,28	3,00	1,70	43,33
P26	-970,20	-1034,90	6,67	-63,40	-67,30	6,15	2,70	1,30	51,85
P27	-847,10	-897,10	5,90	-6,70	-4,20	37,31	-15,50	-14,80	4,52

Tabela 2.8 - Momentos Fletores na fundação devidos ao vento segundo o eixo Y

Pilar	Momento Fletor (kN.m)					
	segundo o eixo 2			segundo o eixo 3		
	YAGUI	Prático	Dif. %	YAGUI	Prático	Dif. %
P01	20,10	44,80	122,89	29,00	15,60	46,21
P02	5,40	2,90	46,30	-354,20	-475,80	34,33
P03	5,00	2,40	52,00	-487,80	-547,70	12,28
P04	79,80	76,70	3,88	28,50	15,00	47,37
P05	23,60	52,90	124,15	75,50	42,80	43,31
P06	7,90	10,60	34,18	28,70	16,50	42,51
P07	7,00	3,70	47,14	-1078,40	-1310,90	21,56
P08	10,30	11,90	15,53	25,30	12,30	51,38
P09	93,10	89,60	3,76	69,30	35,20	49,21
P10	35,50	48,90	0,00	122,40	137,00	11,93
P11	-0,20	-0,50	150,00	-47,90	-53,60	11,90
P12	0,00	0,00	0,00	-7517,90	-	38,80
					10434,70	
P13	1,70	0,20	88,24	-1849,50	-1991,90	7,70
P14	0,00	0,00	0,00	-277,90	-589,60	0,00
P15	0,00	0,00	0,00	-1018,40	-986,80	0,00
P16	35,50	48,70	37,18	-122,40	-137,00	11,93
P17	-1,70	-0,20	88,24	-1849,50	-1991,90	7,70
P18	0,20	0,50	150,00	-47,90	-53,60	11,90
P19	23,60	52,90	124,15	-75,50	-42,80	43,31
P20	7,90	10,60	34,18	-28,70	-16,50	42,51
P21	-7,00	-3,70	47,14	-1078,40	-1310,90	21,56
P22	10,30	11,90	15,53	-25,30	-12,30	51,38
P23	93,10	89,60	3,76	-69,30	-35,20	49,21
P24	20,10	44,80	122,89	-28,90	-15,60	46,02
P25	-5,40	-2,90	46,30	-354,20	-475,80	34,33
P26	-5,00	-2,40	52,00	-487,80	-547,70	12,28
P27	79,80	76,70	3,88	-28,50	-15,00	47,37

Por fim, através da análise dos resultados obtidos para a atuação do vento na direção X, onde não houve perturbação devida à rotação, fica claro a

influência benigna do núcleo estrutural. É clara a redução das translações dos pavimentos e a maior absorção de carga pelos pilares-parede do núcleo, acompanhada da redução dos esforços internos nos demais componentes da estrutura de contraventamento.

Esse incremento de eficiência estrutural ocorre pela existência das forças de cisalhamento nas interseções dos pilares, o que caracteriza o comportamento do núcleo estrutural.

3 - EFEITO VIGA-VIGA

3.1 - INTRODUÇÃO

É comum durante a concepção de um projeto estrutural, devido à necessidade de adequação ao projeto arquitetônico, lançar mão da utilização de vigas secundárias. Isto é, vigas que se apoiam, em pelo menos uma das suas extremidades, em vigas primárias, que por sua vez se conectam diretamente em pilares.

Na maioria das vezes, entretanto, nos processos empregados para análise do efeito das ações horizontais, essas vigas não são consideradas. Acredita-se que esse procedimento, além de evitar um provável acréscimo de esforço computacional e de modelagem, está a favor da segurança no que se refere a estabilidade lateral, pois resulta em um modelo estrutural mais flexível.

A inércia da estrutura de contraventamento sem a consideração dessas chamadas vigas secundárias é realmente menor, obtendo-se deslocamentos maiores e induzindo à falsa idéia de incremento de segurança. A primeira idéia que ocorre é a de que os elementos considerados no contraventamento seriam dimensionados com esforços maiores que os que realmente estariam atuando nos mesmos, uma vez que a ação estaria sendo resistida por um número menor de elementos.

Por outro lado, os esforços decorrentes da consideração das vigas secundárias, transmitidos nas ligações dessas com as vigas primárias, seriam ignorados na análise. Isso ocasionaria, nas peças onde esses acréscimos fossem significativos, uma queda real de segurança. Como exemplo pode-se citar as

próprias vigas secundárias, que não apresentariam qualquer tipo de esforço por não estarem presentes no sistema.

O efeito viga-viga é obtido através da consideração dessas vigas secundárias na estrutura de contraventamento. Essa consideração é extremamente importante em alguns casos para a obtenção de resultados que representem, com um bom grau de aproximação, o comportamento real da estrutura, tanto a nível de esforços quanto deslocamentos.

Neste capítulo, busca-se apresentar alguns dos arranjos mais freqüentes onde a consideração desse efeito se torna importante. Para isso é feito um estudo de casos onde são confrontados modelos que consideram e outros que negligenciam a atuação dessas vigas secundárias na estrutura de contraventamento.

3.2 - CONSIDERAÇÕES SOBRE A RIGIDEZ À TORÇÃO DAS VIGAS

A redução da rigidez em peças de concreto armado submetidas a esforços de torção, devida à intensa fissuração que surge nas vizinhanças dos estados limite últimos, tem sido verificada por muitos pesquisadores através de ensaios laboratoriais.

Segundo LEONHARDT (1979), no caso de vigas de seção cheia, a rigidez à torção diminui sensivelmente já no Estádio I, antes mesmo que as fissuras sejam observadas na superfície da peça. Isto provavelmente se explica pelo fato de que a sollicitação não é resistida pelo miolo de concreto e as tensões se deslocam para o exterior, e portanto as microfissuras devem causar, em parte, a diminuição da rigidez. Até se atingir o momento de fissuração, a queda da rigidez é de cerca de 30 a 35% em relação a I_t (inércia à torção da seção íntegra).

MacGREGOR (1992), afirma que imediatamente após iniciada a fissuração, na passagem do estágio I para o estágio II, a inércia à torção sofre uma queda em torno de 20% em relação ao valor anterior ao início da fissuração.

De acordo com o CEB (1991), as torções podem ser divididas em dois grupos: torção de equilíbrio e torção de compatibilidade. A torção de equilíbrio

é aquela em que há necessidade de sua consideração para satisfazer as condições de equilíbrio estático da estrutura. Já a torção de compatibilidade ocorre nos casos em que os esforços de torção são meramente oriundos da compatibilidade de deformações.

De modo geral, os projetistas estruturais procuram dimensionar as vigas para resistir aos esforços de torção apenas nos casos de torção de equilíbrio. Não obstante isso também pode ser feito para torção de compatibilidade.

Segundo o CEB (1991) e o ACI (1994), exceto nos casos de torção de equilíbrio, os momentos torçores podem ser negligenciados para o dimensionamento no estado limite último, desde que sejam atendidas algumas recomendações referentes a seções mínimas e disposições construtivas de armadura.

Alguns pesquisadores defendem que a adoção de um valor para inércia à torção no estágio II em torno de 1% da inércia à torção da seção integral, equivale, em termos práticos, à liberação do vínculo associado à torção e, conseqüentemente, à eliminação do momento torçor.

O CEB (1991) recomenda que para o cálculo da rigidez à torção, na ausência de métodos mais sofisticados, podem-se usar as seguintes expressões:

$$K_I = 0,30E_c C / (1 + 1,0\phi)$$

$$K_{IIIm} = 0,10E_c C / (1 + 0,30\phi)$$

$$K_{IIIt} = 0,05E_c C / (1 + 0,30\phi)$$

onde,

K_I : rigidez no estágio I, seção não fissurada;

K_{IIIm} : rigidez no estágio II, seção fissurada;

K_{IIIt} : rigidez no estágio II, fissuras de torção e cisalhamento;

E_c : Módulo de elasticidade longitudinal do concreto;

C : momento de inércia à torção da seção não fissurada;

ϕ : coeficiente de deformação lenta a ser usado para cargas de longa duração.

Eliminando-se o último termo do denominador nas expressões anteriores, com a finalidade de desprezar o efeito da deformação lenta, obtém-se valores reduzidos para a rigidez à torção no estágio II aproximadamente entre 10 e 20%, dos obtidos para a seção íntegra.

SÜSSEKIND (1991), considera a inércia à torção, em peças fissuradas de concreto armado, um número em torno de 20% da inércia I_t da seção íntegra. Isso conduz, segundo sua opinião, a valores reduzidos para as torções, não acarretando problemas ao dimensionamento, ao mesmo tempo que constitui um bom procedimento no que se refere à probabilidade de não se vir a atingir os estados limite de utilização por deformações excessivas e fissuração inaceitável.

3.3 - SEGURANÇA NAS PEÇAS SUBMETIDAS A ESFORÇOS DE TORÇÃO

Em regime elástico-linear, para que as condições de segurança nas peças de concreto armado submetidas a tensões tangenciais sejam atendidas, são necessárias efetuar as seguintes verificações:

- As tensões nas armaduras, calculadas supondo o concreto fissurado, não devem ultrapassar a resistência de cálculo das barras da armadura.

- As tensões de compressão no concreto devem ser limitadas a valores baixos, restringindo-se a uma parcela da resistência à compressão do concreto, pois nas diagonais comprimidas surgem tensões secundárias elevadas.

Na flexo-torção, segundo a NB-1 (1978), a condição de não esmagamento do concreto será dada se atendida a seguinte relação:

$$\frac{\tau_{td}}{\tau_{tu}} + \frac{\tau_{wd}}{\tau_{wu}} \leq 1 \quad \text{onde:}$$

τ_{td} - Tensão de cálculo de torção
 τ_{tu} - Valor último da tensão de torção
 τ_{wd} - Tensão de cálculo de cisalhamento
 τ_{wu} - Valor último da tensão de cisalhamento

3.4 - ESTUDO COMPARATIVO DE CASOS

Neste item são estudados diversos arranjos onde a consideração das chamadas vigas secundárias pode ser importante. O objetivo primordial desse estudo é determinar o grau dessa importância, através da comparação de resultados obtidos com e sem sua consideração.

Todos os arranjos estudados, são considerados parte de estruturas de dez pavimentos com pé direito de 3,00 m. As dimensões dos pilares e das vigas são 20 x 100 cm e 12 x 60 cm respectivamente, o módulo de elasticidade longitudinal é $2,88 \times 10^7$ kN.m² e o coeficiente de Poisson é 0,20. As cargas horizontais ao nível de cada pavimento são constantes e indicadas nas figuras correspondentes a cada modelo, que também mostram seus arranjos e dimensões em planta. A existência das lajes é simulada através de diafragmas rígidos.

Com o intuito de analisar a influência da inércia à torção nas estruturas de contraventamento, em especial nas ligações viga-viga, foram utilizadas, nos arranjos mostrados a seguir, algumas reduções dentro do intervalo indicado nas referências mencionadas anteriormente (1 a 20% de I_t). Oportunamente são feitos comentários sobre o efeito da adoção de um ou outro valor dessa redução da inércia.

Para determinar um carregamento horizontal que produzisse esforços e deslocamentos razoáveis, adotou-se o seguinte critério: para os arranjos com vigas secundárias e inércia à torção reduzidas a 20% de I_t , aferiu-se o carregamento de modo que os deslocamentos no topo das estruturas fossem aproximadamente 6 cm. Considerando que a altura total dos arranjos é de 30,00 m, obtém-se uma flecha de aproximadamente 1/500. As cargas obtidas dessa forma são também utilizadas para arranjos com inércia à torção 1, 5 e 10% de I_t , e para arranjos sem consideração de vigas secundárias.

Os acréscimos de deslocamentos, provocadas pela não utilização das vigas secundárias nas estruturas de contraventamento, são aqui apresentados, em termos percentuais, sempre em relação ao valor inicial do deslocamento obtido com consideração das vigas secundárias, e 20% de I_t .

3.4.1 - CASO 01

Um primeiro caso a ser citado, onde pode ser importante a consideração das vigas secundárias, é a ligação de vigas nas proximidades de pilares, conforme figura 3.1. Para verificação da influência dessas vigas secundárias foi simulado o comportamento da estrutura mostrada na figura 3.1, que leva em conta as ligações viga-viga, e os resultados comparados com os obtidos do modelo sem tais vigas, figura 3.2.

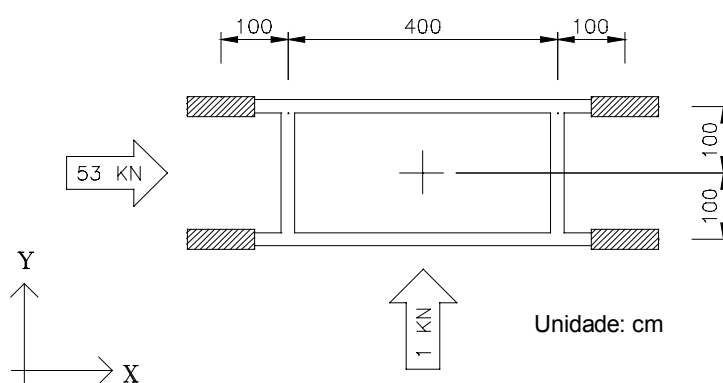


Figura 3.1 - Estrutura com ligação viga-viga nas proximidades de pilares - caso 01

Observa-se na figura 3.1, que a distância entre o eixo de cada pilar até a ligação viga-viga mais próxima é de 100 cm. Como os pilares têm 100 cm de comprimento, a distância entre a face de cada pilar até a ligação é de apenas 50 cm, o que proporciona um trecho de viga com boa rigidez e considerável capacidade de transmissão de esforços.

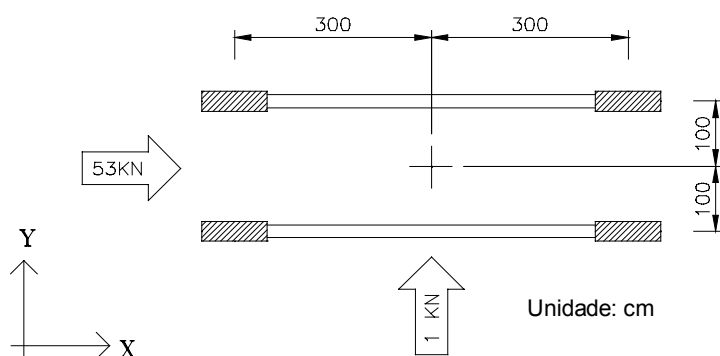


Figura 3.2 - Estrutura sem consideração das vigas secundárias - caso 01

Nesse caso, as vigas secundárias fornecem condições de formação de pórticos na direção Y. Esses pórticos apesar de não estarem diretamente ligados aos pilares, são considerados como tal devido à rigidez do tramo da viga entre o pilar e a ligação. A não consideração das vigas secundárias propicia um acréscimo apreciável de deslocamentos dos pavimentos, chegando a 732,50 % no topo da estrutura, como pode ser observado na figura 3.4. Na direção X, entretanto, essas vigas secundárias não afetam o comportamento da estrutura, e os deslocamentos são praticamente iguais para todos os modelos, como pode ser visto na figura 3.3.

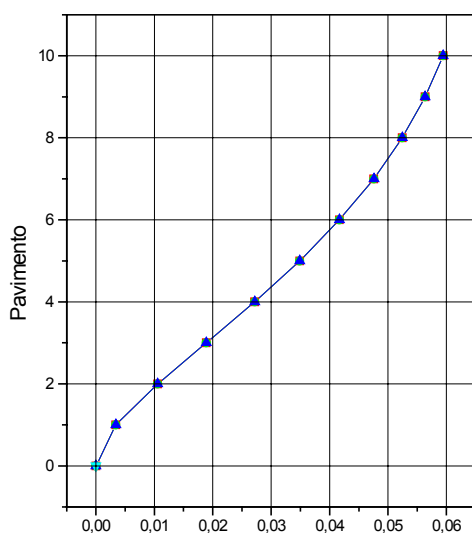


Figura 3.3 - Translação X devida à ação do vento segundo o eixo X (m)

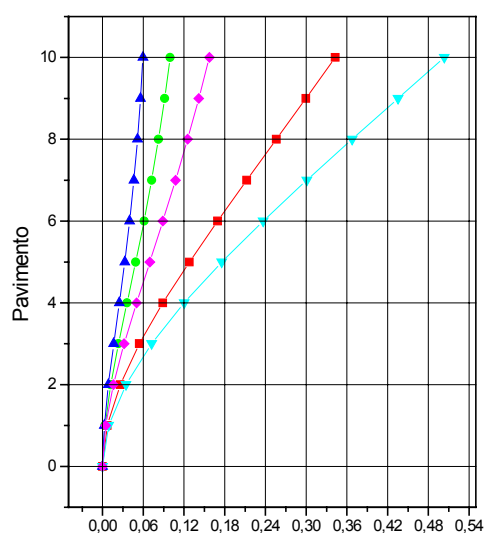


Figura 3.4 - Translação Y devida à ação do vento segundo o eixo Y (m)

- Modelo com as vigas secundárias e I_t : 1%
- ◆— Modelo com as vigas secundárias e I_t : 5%
- Modelo com as vigas secundárias e I_t : 10%
- ▲— Modelo com as vigas secundárias e I_t : 20%
- ▼— Modelo sem as vigas secundárias

De acordo com a figura 3.4, observa-se que o valor da inércia à torção utilizado influencia consideravelmente os resultados. Pois nesse caso a redução dos deslocamentos está relacionada com a capacidade de transmissão dos momentos fletores das vigas secundárias através dos momentos torçores nas vigas principais.

No arranjo sem as vigas secundárias, conforme figura 3.2, para a ação do vento segundo o eixo Y, não é desenvolvido qualquer tipo de esforço nas vigas. Como os pórticos estão posicionados perpendicularmente à direção de atuação do vento e não há qualquer ligação entre eles, as ações horizontais são resistidas exclusivamente pelos pilares, que sozinhos não são capazes de apresentar rigidez significativa.

Observa-se, ainda na figura 3.4, que para a carga de 1 kN, um valor relativamente muito pequeno aplicado uniformemente na direção Y em todos os níveis do pavimento, os deslocamentos resultantes são relativamente grandes, atingindo 49,95 cm no topo da estrutura.

Entretanto, quando as vigas secundárias são consideradas há uma redistribuição significativa de esforços. Essas vigas passam a trabalhar no sistema de contraventamento, havendo assim uma grande redução dos deslocamentos dos pavimentos em todos os níveis.

Os momentos torçores, resultantes da transmissão de momentos fletores das vigas secundárias, são consideráveis, apesar da inércia à torção ser reduzida e da seção transversal da viga não ser a mais adequada para resistir este tipo de sollicitação. O máximo momento torçor que as vigas (seção 12 x 60 cm) poderiam resistir no caso de torção pura, considerando concreto C20, seria 2,44 kN.m. Quando da sollicitação de flexo-torção esse valor diminui, em função da contribuição das tensões de compressão devidas ao esforço cortante.

Para os arranjos com inércia à torção reduzida a 20% e 10% de I_t os momentos torçores máximos verificados ao longo de toda a estrutura são 3.73 kN.m e 2.87 kN.m respectivamente. Com esses valores seria necessário redimensionar as seções transversais das vigas para resistir os esforços de torção.

O desejável é que essas tensões de compressão no concreto obtidas com um determinado valor de redução de I_t , no caso de torção de compatibilidade, sejam compatíveis com as seções transversais das vigas. Isso ocorre por exemplo para os arranjos com inércia à torção reduzida a 1 e 5% de I_t onde foram obtidos valores máximos de 0,76 kN.m e 2,07 kN.m, respectivamente.

3.4.2 - CASO 02

Um outro caso interessante é apresentado na figura 3.5. Nesse a formação dos pórticos se dá mesmo sem haver uma perfeita continuidade das vigas em relação à flexão. O acréscimo de deslocamentos provenientes da não consideração das vigas secundárias é bastante significativo em relação ao modelo que as consideram, vide figura 3.6.

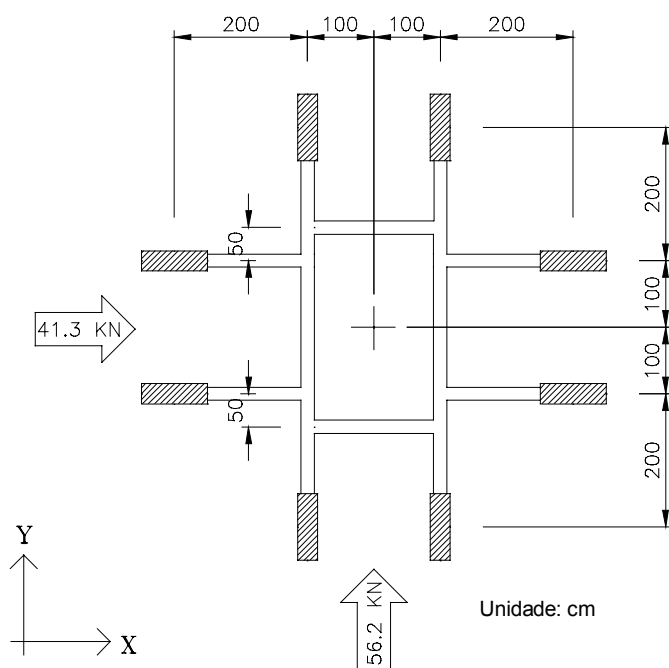


Figura 3.5 - Estrutura com consideração das vigas secundárias - caso 02

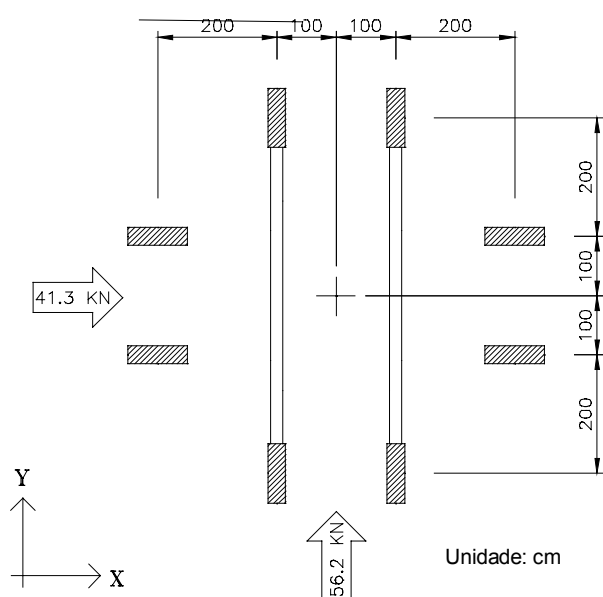


Figura 3.6 - Estrutura sem consideração das vigas secundárias - caso 02

Confrontando os resultados obtidos do processamento de ambos os modelos, observa-se no arranjo sem vigas secundárias um acréscimo de deslocamentos da ordem de 1238,17% no topo da estrutura para a ação do vento segundo o eixo X, como se apresenta na figura 3.7. Na direção Y essa redução de deslocamento é insignificante, chegando no máximo a 4,52 % para as estruturas analisadas, figura 3.8.

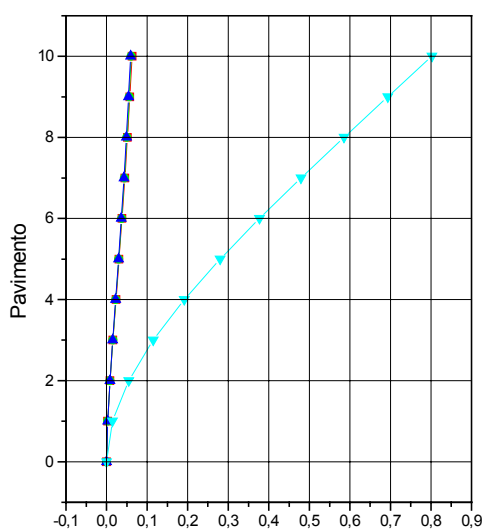


Figura 3.7 - Translação X devida à ação do vento segundo o eixo X (m)

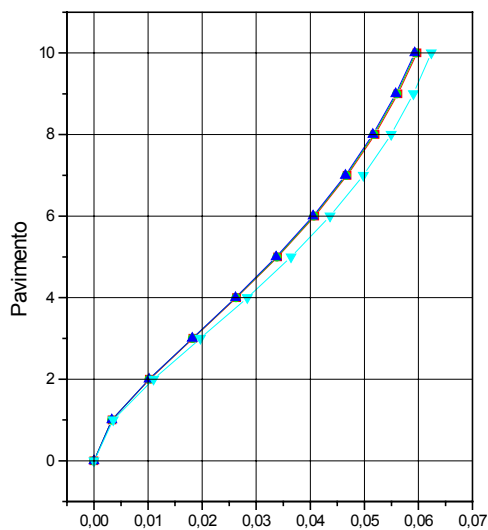


Figura 3.8 - Translação Y devida à ação do vento segundo o eixo Y (m)

- Modelo com as vigas secundárias e I_t : 1%
- ◆— Modelo com as vigas secundárias e I_t : 5%
- Modelo com as vigas secundárias e I_t : 10%
- ▲— Modelo com as vigas secundárias e I_t : 20%
- ▼— Modelo sem as vigas secundárias

Para esse caso, ao contrário do caso anterior, a redução dos deslocamentos tem pouca relação com a inércia à torção das vigas, ou seja, a adoção de qualquer um dos valores mencionados anteriormente não produz discrepâncias consideráveis nos resultados.

Observam-se também que os pequenos trechos de vigas entre as ligações viga-viga encontram-se, para o vento segundo a direção X, submetidos a esforços de torção que, apesar de não serem relativamente grandes, necessitam serem considerados no dimensionamento e na verificação das tensões.

3.4.3 - CASO 03

Observa-se na direção Y da estrutura estudada anteriormente, e também na direção X da estrutura analisada no caso 01, que a consideração das vigas secundárias não tem grande importância quando existem estruturas aporricadas primárias nas direções consideradas.

Visando uma melhor compreensão do que ocorre nesses casos foi examinada a estrutura mostrada na figura 3.9, que apresenta pares de pórticos dispostos perpendicularmente, proporcionando ligações entre eles similares as que ocorrem nos casos supracitados.

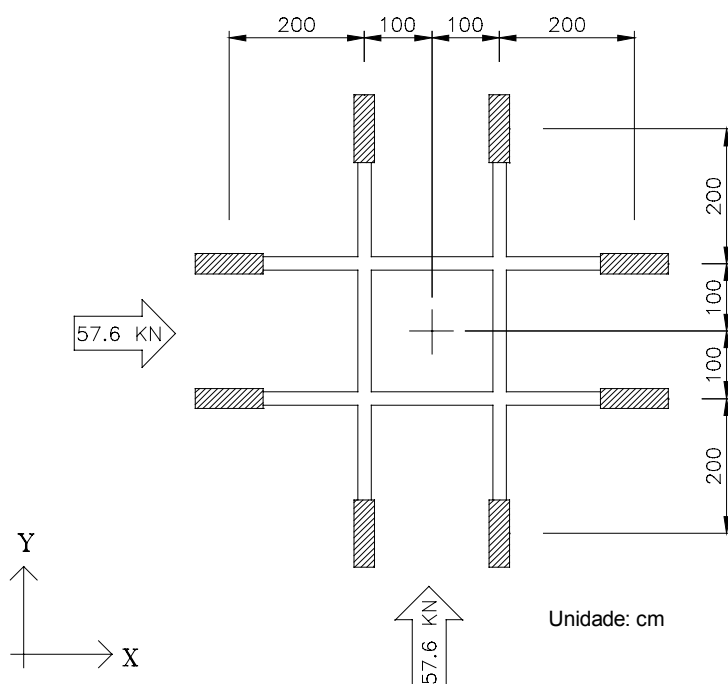


Figura 3.9 - Estrutura com pórticos dispostos perpendicularmente - caso 03

Para efetuar a análise, essa estrutura foi modelada de dois modos: o primeiro admite as ligações entre as vigas perpendiculares e o segundo considera os pórticos de cada direção atuando independentemente, como se estivessem em níveis diferentes, figura 3.10.



Figura 3.10 - Estrutura com e sem a consideração das ligações entre pórticos perpendiculares

Através dos resultados obtidos observa-se que realmente não há grandes diferenças de deslocamentos entre os modelos, conforme é mostrado na figura 3.11. Isso comprova que o efeito, para os deslocamentos, nas direções onde existem pórticos primários atuando é relativamente pequeno.

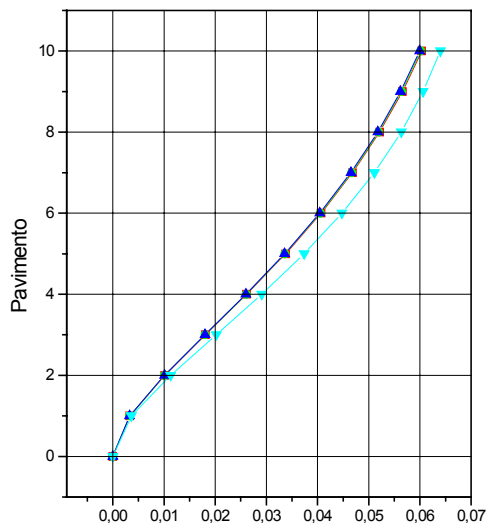


Figura 3.11 - Translação X devida à ação do vento segundo o eixo X (m)

- Modelo com as vigas secundárias e l_t : 1%
- ◆ Modelo com as vigas secundárias e l_t : 5%
- Modelo com as vigas secundárias e l_t : 10%
- ▲ Modelo com as vigas secundárias e l_t : 20%
- ▼ Modelo sem as vigas secundárias

Para os esforços entretanto, os resultados obtidos com a utilização dos dois modelos divergem, o que pode comprometer a segurança em alguns casos. A consideração das ligações provocam o aparecimento de esforços que normalmente seriam ignorados.

A figura 3.12 mostra o diagrama de esforço cortante de uma das vigas do primeiro pavimento, para a ação do vento segundo sua própria direção e sem considerar as ligações. Observa-se que o esforço cortante, para este caso, é constante ao longo de toda a viga.

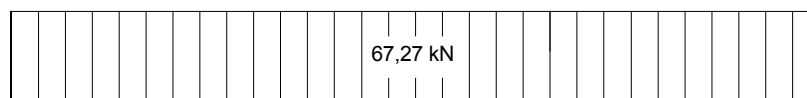


Figura 3.12 - Diagrama de Esforço Cortante nas vigas sem a consideração das ligações - Vento paralelo a viga

Já para o caso onde se consideram as ligações o diagrama de esforço cortante, também no primeiro nível, assume a forma mostrada na figura 3.13. É interessante observar que o esforço máximo, nesse caso, cresce mais de 40% em relação ao da figura 3.12.

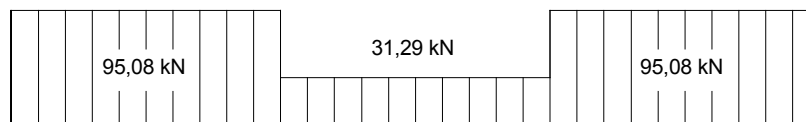


Figura 3.13 - Diagrama de Esforço Cortante nas vigas com a consideração das ligações - Vento paralelo a viga

Nas figuras 3.14 e 3.15 observam-se respectivamente o diagrama de esforço cortante e o diagrama de momento fletor, nas vigas do primeiro pavimento perpendiculares à ação do vento. Obviamente se essas ligações forem negligenciadas, não haverá qualquer esforço solicitante nessas vigas.

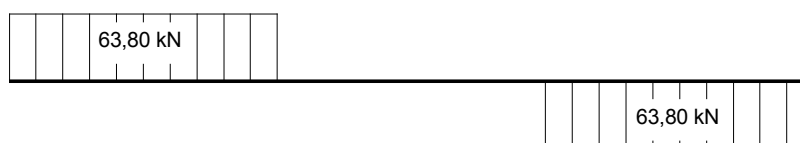


Figura 3.14 - Diagrama de Esforço Cortante nas vigas com a consideração das ligações - Vento perpendicular a viga

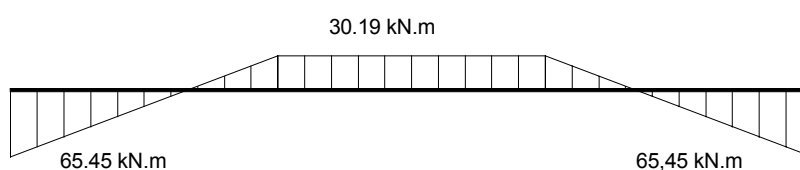


Figura 3.15 - Diagrama de Momento Fletor nas vigas com a consideração das ligações - Vento perpendicular a viga

3.4.4 - CASO 04

A influência das ligações de vigas secundárias perpendiculares à ação do vento não é significativa a nível de deslocamentos, mesmo nos casos onde os pilares estão conectados ao pórtico principal por meio de vigas de grande rigidez, como mostrado na figura 3.16, vento X.

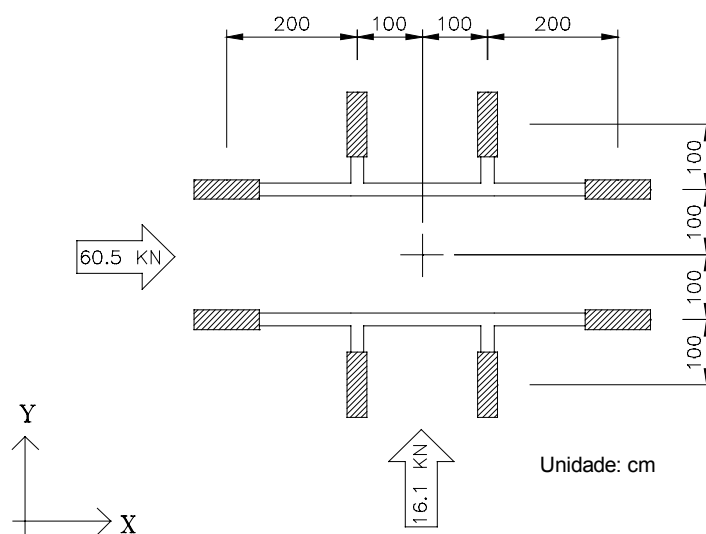


Figura 3.16 - Estrutura com vigas secundárias de grande rigidez - caso 04

Para a mesma estrutura, porém sem as vigas secundárias, mostrada na figura 3.17, observam-se que alguns pilares são ligados ao resto da estrutura exclusivamente através do diafragma, utilizado para modelar as lajes. Desse modo não há transmissão de esforço normal à esses pilares e a estrutura, para o vento segundo a direção Y, fica sujeita a deslocamentos muito maiores comparados aos obtidos do modelo com as vigas secundárias, conforme pode ser observado na figura 3.19. O acréscimo de deslocamentos provocada pela não consideração das vigas secundárias na estrutura de contraventamento, chega nesse caso a 415,50% no topo da estrutura.

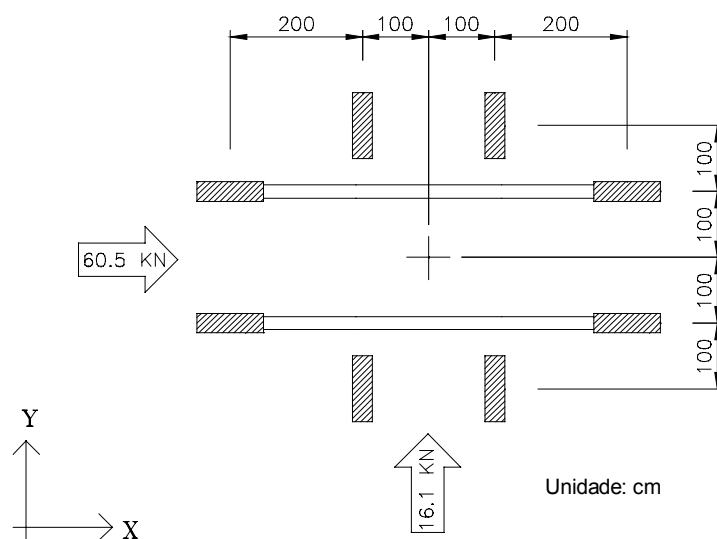


Figura 3.17 - Estrutura sem consideração das vigas secundárias - caso 04

Na direção X, pelas razões já apresentadas, o deslocamento máximo sofre um acréscimo de apenas 12,00%, conforme mostrado no figura 3.18.

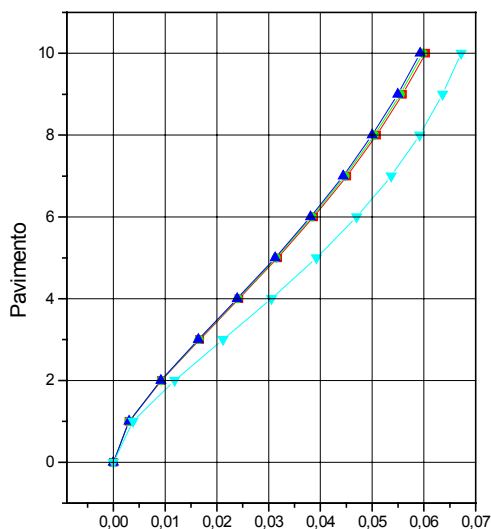


Figura 3.18 - Translação X devida à ação do vento segundo o eixo X (m)

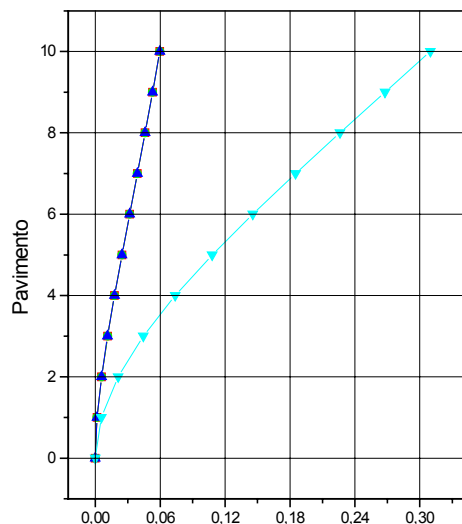


Figura 3.19 - Translação Y devida à ação do vento segundo o eixo Y (m)

- Modelo com as vigas secundárias e I_t : 1%
- ◆— Modelo com as vigas secundárias e I_t : 5%
- Modelo com as vigas secundárias e I_t : 10%
- ▲— Modelo com as vigas secundárias e I_t : 20%
- ▼— Modelo sem as vigas secundárias

Finalmente, vale salientar que os efeitos mostrados tornam-se mais evidentes quanto maiores as rigidezes dos elementos envolvidos, e menor o número de elementos do sistema de contraventamento completo.

As diferenças percentuais, entre modelos com e sem a consideração das vigas secundárias, mostradas em cada caso, referem-se exclusivamente aos modelos aqui apresentados. O que significa que para estruturas de contraventamento mais complexas, que apresentam uma proporção relativamente menor de vigas secundárias que necessitam ser modeladas, os percentuais de reduções tendem a diminuir, conforme mostrado na seqüência.

3.5 - EDIFÍCIO MAISON ROYALE

Com o objetivo de mostrar as conseqüências do efeito viga-viga em uma estrutura de contraventamento de um edifício real, modelou-se a estrutura do edifício Maison Royale com e sem a consideração das vigas secundárias. A forma do pavimento tipo é mostrado na figura 3.20, onde as peças que não participam do sistema de contraventamento estão desenhadas com linhas tracejadas.

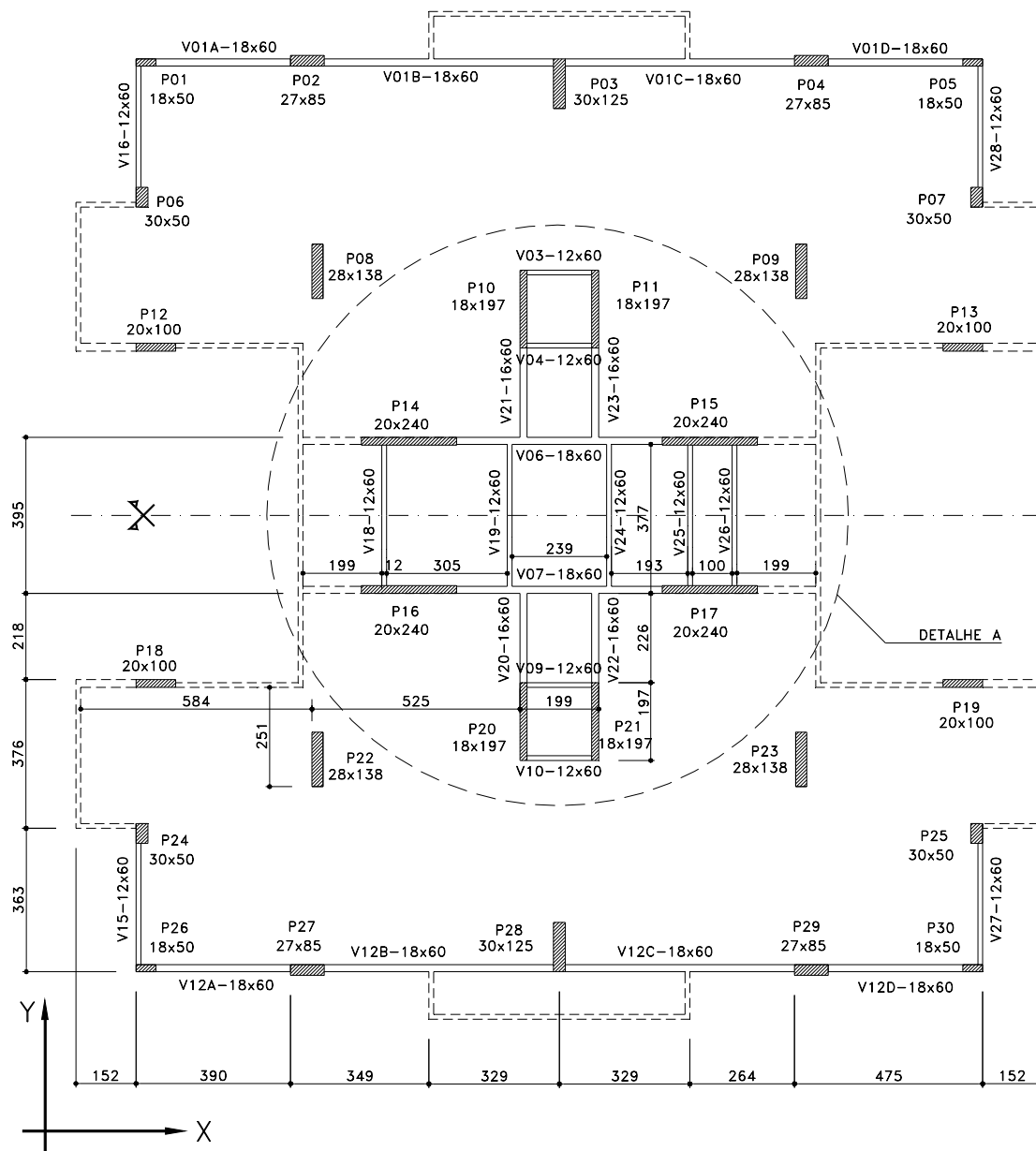


Figura 3.20 - Forma do pavimento tipo do edifício Maison Royale (cm)

Este edifício, construído na cidade de São Paulo, apresenta 19 pavimentos, sendo um subsolo. Os três primeiros pavimentos, de baixo para cima, têm pé-direito de 3,57, 3,42 e 3,67 m respectivamente. Os demais apresentam pé-

direito de 2.80 m. A geometria da estrutura de contraventamento é constante ao longo da altura e os dados relativos à análise do efeito do vento são os seguintes:

- Velocidade Básica do vento : 38,0 m/s
- Coeficiente topográfico (S1) : 1,00
- Coeficiente estatístico (S3) : 1,00
- Classe da edificação : C
- Categoria da edificação : V
- Coeficiente de arrasto na direção X (Cx) : 1,11
- Coeficiente de arrasto na direção Y (Cy) : 1,09
- Dimensão Normal a X : 25,60 m
- Dimensão Normal a Y : 24,28 m
- Módulo de Elasticidade longitudinal : $3,17 \times 10^7$ kN.m²
- Coeficiente de Poisson : 0,16

As forças devidas à ação do vento foram determinadas segundo a Norma Brasileira NBR 6123 (1980). Os modelos utilizados se diferenciam apenas na consideração das seguintes vigas secundárias: V19, V20, V21, V22, V23 e V24, como pode ser observado no detalhe A da figura 3.20, mostrado com ênfase na figura 3.21. Observa-se que o esquema estrutural formado pelas vigas secundárias é bastante semelhante ao arranjo mostrado no item 3.4.2.

A consideração dos momentos torçores exerce pequena influência nos resultados, podendo ser utilizada a inércia a torção reduzida a 1% de I_t .

No modelo sem consideração das vigas secundárias, os deslocamentos no topo da estrutura para a ação do vento segundo os eixos X e Y são respectivamente 3,24 e 12,03 cm, como pode ser visto nas figuras 3.22 e 3.23. Isso equivale a flechas iguais a 1/1711 e 1/461. Na direção X, a rigidez da estrutura é suficiente para que os deslocamentos atendam os limites indicados por norma.

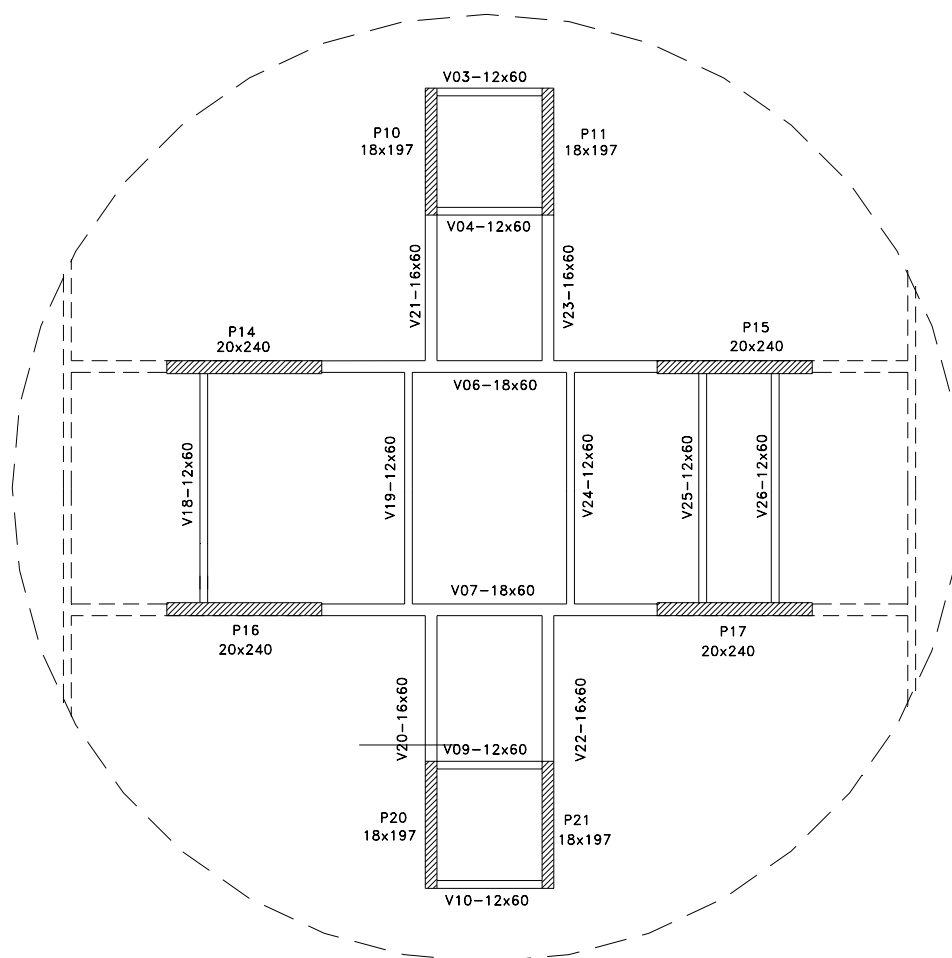


Figura 3.21 - Detalhe A da estrutura de contraventamento do edifício Maison Royale (cm)

Na direção Y porém, observa-se que a estrutura de contraventamento não apresenta rigidez suficiente, se considerarmos apenas as vigas que se apoiam diretamente em pilares. Quando as vigas secundárias são modeladas, o deslocamento na direção Y do último pavimento passa a ser 5,32 cm, conforme figura 3.23, e o valor da relação flecha / altura total da estrutura é reduzida a 1/1041. Valor que é perfeitamente aceitável para esse tipo de estrutura.

Nas figuras 3.22 e 3.23, observa-se os deslocamentos dos pavimentos para os modelos com e sem consideração das vigas secundárias.

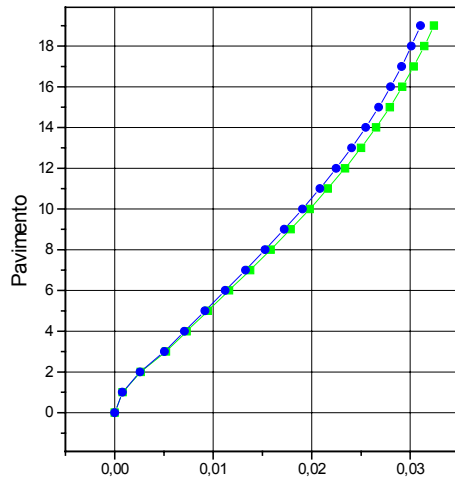


Figura 3.22 - Translação em X devida à ação do vento segundo o eixo X (m)

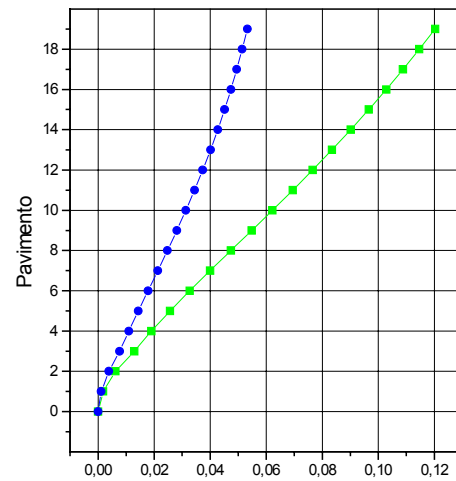


Figura 3.23 - Translação em Y devida à ação do vento segundo o eixo Y (m)

- Modelo com as vigas secundárias
- ▲ Modelo sem as vigas secundárias

Os esforços obtidos da utilização de ambos os modelos também apresentam discrepâncias significativas, provocadas pela transmissão de esforços através das ligações viga-viga, quando da consideração das vigas secundárias. Isso pode ser observado na figura 3.24, que mostra os momentos fletores nas ligações do pilar P14 com a viga V06.

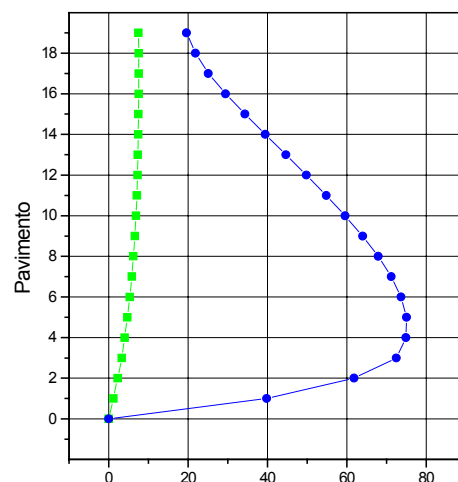


Figura 3.24 - Momento fletor na ligação do pilar P14 com a viga V06 (KN.m) - Vento Y

3.6 - CONCLUSÕES

Em função dos recursos de “hardware” e “software” que se dispõe atualmente pode-se recomendar, como procedimento mais adequado, que se considere na estrutura de contraventamento todas as vigas secundárias presentes. Exceto aquelas que, a priori, se tenha certeza que não estão trabalhando.

No tocante ao valor da inércia à torção a ser utilizado nessas estruturas, para o caso das torções de compatibilidade, acredita-se que duas possibilidades devam ser ressaltadas:

a) quando se pretende eliminar os momentos torçores, por julgar que tal procedimento não provoca discrepâncias significativas no comportamento da estrutura, pode-se adotar uma redução a 1% de I_t ;

b) quando presume-se que os momentos torçores são importantes para a redução dos deslocamentos da estrutura, como no caso 01, pode-se adotar valores em torno de 10% de I_t . Tendo em vista os casos onde as rotações podem provocar problemas de ductilidade a utilização desse valor de redução também é interessante.

Vale frisar ainda, que a consideração das vigas secundárias perpendiculares à direção de atuação do vento realmente não tem grande importância quando existem estruturas aporticadas primárias nas direções consideradas. Isso pode ser observado na figura 3.22, referente a translação da estrutura do edifício Maison Royale na direção X.

4 - GERADOR DE ESTRUTURAS DE CONTRAVENTAMENTO

4.1 - INTRODUÇÃO

Atualmente, o desenvolvimento da informática quanto aos recursos de "hardware" tem proporcionado o desenvolvimento de "softwares" capazes de analisar praticamente todos os tipos de estruturas em microcomputadores.

Em particular, a análise de estruturas de contraventamento, modeladas através de pórticos tridimensionais, conduz a resolução de grandes sistemas de equações lineares, tornando essencial a utilização de recursos computacionais. Não menos volumosos são os dados necessários para modelar tais sistemas estruturais.

A entrada dos dados é a fase mais demorada e sujeita a erros da análise. Por conseqüência disso, vários geradores para este tipo de estrutura foram desenvolvidos com a finalidade de conferir mais rapidez, eficiência e confiabilidade à modelagem.

A maioria deles consiste basicamente em se fazer um número determinado de cópias ao longo da altura para os nós e elementos que compõem um nível da estrutura. Um caso típico é a geração de todos os nós e barras que compõem uma coluna de pilar a partir da definição geométrica de apenas uma barra e dos nós que a definem. As características elásticas e de conectividade estão associadas à barra e as restrições aos deslocamentos estão associadas aos nós, sendo automaticamente repetidas para toda a altura. Entre outros "softwares" que utilizam este artifício pode-se citar o SAP90 (1988).

Uma outra concepção de geração automática de pórtico tridimensional consiste na reprodução dos dados de um pavimento, ou seja, um modelo básico completo de pavimento é repetido np vezes, onde np representa o número de pavimentos do edifício em análise. Segundo BORTOLIN (1991) ganha-se tempo em duas etapas: na aquisição de dados, com a redução do volume dos mesmos, e na etapa de conferência, quase totalmente eliminada em função das consistências automáticas.

O processo de geração proposto neste trabalho, esquematizado na figura 4.1, consiste em um aperfeiçoamento do anteriormente citado, pois neste caso a geração do pórtico tridimensional para análise da ação do vento é baseada na seguinte seqüência:

a) inicialmente é criado um modelo básico completo de pavimento, semelhantemente ao processo anterior;

b) a partir de alterações feitas em relação ao modelo básico são construídos vários modelos auxiliares de pavimento;

c) para esses modelos auxiliares é determinado o número de reproduções necessárias;

d) por fim há um acoplamento automático de todos os modelos, durante a formação do modelo geral do pórtico tridimensional representativo de um determinado edifício.

O gerador de estruturas tridimensionais desenvolvido para análise do efeito do vento, denominado GEN, foi baseado no gerador GEV, desenvolvido por CORRÊA & RAMALHO (1987). Esse programa baseia-se no esquema de reprodução de um único modelo básico de pavimento. Para o GEN foi utilizada a linguagem de programação FORTRAN, com o compilador POWERSTATION 1.0 [MICROSOFT (1992)].

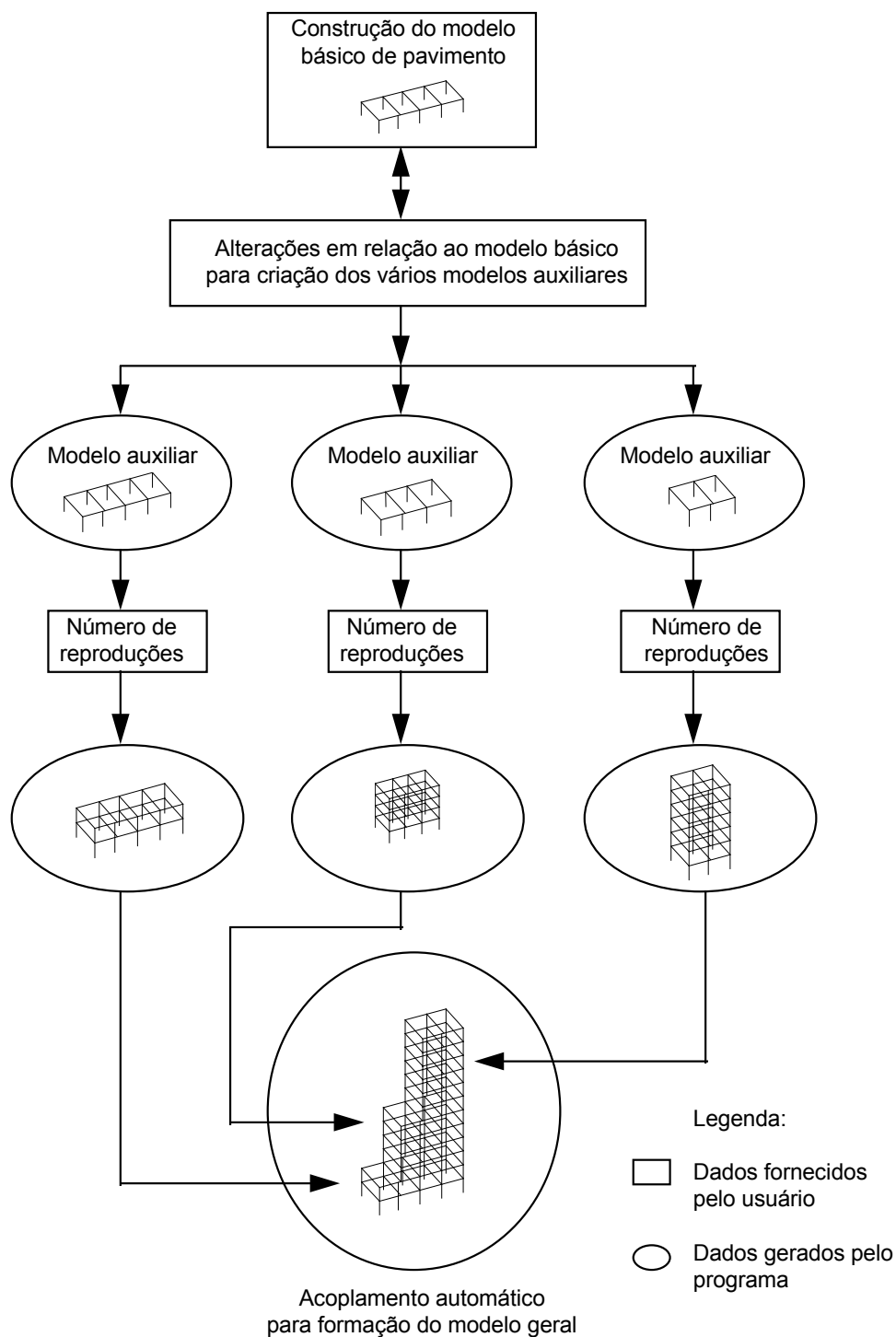


Figura 4.1 - Esquema representativo do processo de geração proposto

A principal diferença entre o gerador de dados desenvolvido neste trabalho em relação ao GEV, consiste na possibilidade de se fazer alterações no modelo de pavimento básico, a ponto de construírem-se vários modelos de

pavimentos auxiliares. Estes, por sua vez, servirão de base para reprodução. Ou seja, a partir de um modelo básico de pavimento (Armazenado em um arquivo de nome *XYL., onde "*" simboliza o nome do projeto) é possível construir vários modelos auxiliares de pavimento, fundamentando-se em informações de modificações impostas pelo usuário e armazenadas em um arquivo de geração (*XY.GEV). Com estes modelos auxiliares é gerado o pórtico tridimensional, pela utilização de cada modelo auxiliar o número de vezes que se fizer necessário.

São várias as modificações que podem ser feitas no modelo básico de pavimento para formação de um dos modelos auxiliares que constituem o modelo geral, vide figura 4.2b. Nos próximos itens são apresentados os principais recursos de modificação e geração implementados no gerador de dados GEN.

Vale salientar que o processamento das estruturas geradas foi realizado em um sistema de elementos finitos desenvolvido por RAMALHO (1990) e aperfeiçoado por CORRÊA (1991). Entretanto, com pequenas modificações nos arquivos gerados, esse programa pré-processador poderá ser utilizado com quaisquer outros sistemas computacionais, inclusive os comerciais como SAP90 (1988), SUPERSAP (1987), ANSYS (1990), etc.

4.2 - EXTINÇÃO DE BARRAS

É possível extinguir, em determinados níveis, barras de pilares e ou de vigas que não estão presentes na estrutura. Para executar tal tarefa é necessário apenas que as mesmas sejam indicadas no arquivo de geração. São exemplos comuns os pilares e vigas que nascem ou morrem a partir de um determinado nível, conforme é observado na figura 4.2a.

As barras extintas são retiradas da estrutura através de um procedimento que altera a conectividade das mesmas, vinculando-as a dois nós auxiliares que não participam da estrutura. Esta técnica mostrou-se bastante simples e eficiente.

As restrições dos nós aos quais as barras extintas eram vinculadas são, quando necessárias, automaticamente atualizadas, como no caso da modelagem de pilares que possuem "pé-direito duplo", figura 4.2b, modelo 1.

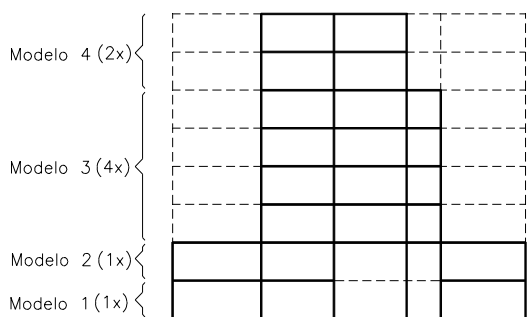


Figura 4.2a - Reprodução de modelos básicos para formação do modelo geral

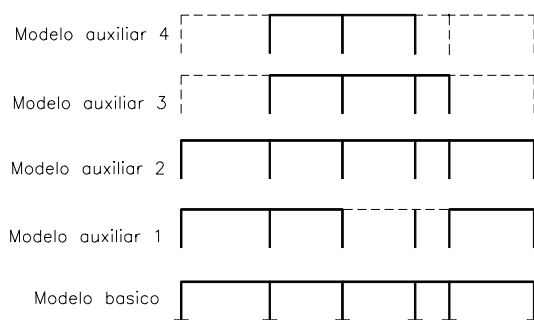


Figura 4.2b - Modelos auxiliares obtidos do modelo básico de pavimento

4.3 - "PÉ-DIREITO DUPLO"

É fundamental para um bom gerador de estruturas de edifícios, a possibilidade de modelagem de "pé-direito duplo" (triplo, etc.), pois em alguns casos a não consideração desse fato pode acarretar erros bastante significativos. Isso é ilustrado na figura 4.3, que mostra o deslocamento de uma estrutura sujeita a carregamento lateral, onde destaca-se a fundação de um pilar em um nível superior as demais. Observa-se que para um deslocamento horizontal d do primeiro pavimento ocorrem, em geral, esforços muito superiores no pilar do lado direito, quando comparados aos pilares do centro e da esquerda.



Figura 4.3 - Deslocamento em uma estrutura com "pé-direito duplo" e fundação elevada

Para simular esta situação, são retiradas em um determinado modelo auxiliar, as vigas do modelo básico que interceptam o referido pilar, figura 4.2b, modelo 1. Assim, o nó intermediário do pilar com "pé-direito duplo" passa a ter deslocamentos livres em todas as direções, a menos que permaneça conectado ao diafragma que representa o pavimento.

4.4 - VARIAÇÃO DE "OFFSETS"

Considere-se uma ligação viga-pilar, componente de uma estrutura de contraventamento aporticada, na qual o nó que representa essa ligação tem dimensões finitas, o que é comum em estruturas de edifícios em concreto armado. Esses nós costumam ter dimensões não desprezíveis comparadas aos vãos e aos pés-direito, sendo recomendável a consideração dessas dimensões no modelo.

Uma maneira simples e eficiente de modelagem dessas ligações é a seguinte: impõe-se um único ponto para determinar geometricamente o nó, e a ligação desse ponto aos elementos estruturais deformáveis é feita com auxílio de trechos rígidos denominados "offsets".

Segundo BORTOLIN (1991), a definição dos trechos rígidos, "offsets", pelo usuário, é um simples problema geométrico. Conhecidos os nós que discretizam a estrutura, os "offsets" são determinados pelas dimensões das ligações entre os pontos que definem esses nós e os trechos deformáveis das peças correspondentes.

Esses valores de "offset" têm sinal positivo quando coincidem com o sentido dos eixos coordenados correspondentes. A figura 4.4a representa uma barra - viga V01 - cuja incidência nodal é definida pelos pontos i e j , nos pilares P01 e P02 respectivamente. Com a utilização de "offsets", a extensão deformável da barra, passa a ser definida pelos pontos i' e j' , figura 4.4b.

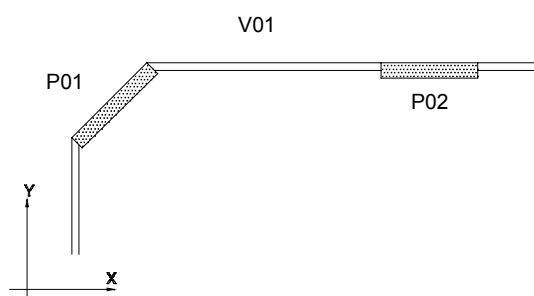


Figura 4.4a - Esquema da estrutura em planta modelagem

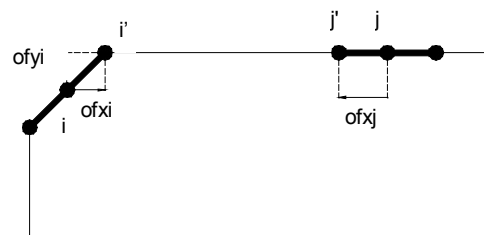


Figura 4.4b - Emprego dos "offsets" na modelagem

Observam-se na figura 4.4b, que os "offsets" na extremidade do nó inicial da barra são positivos, pois estão no mesmo sentido dos eixos coordenados. Já o "offset" na extremidade do nó final é negativo pois tem sentido contrário ao eixo coordenado X. "Offsets" em Z, apesar de não serem tão comuns como nos outros eixos, são perfeitamente possíveis de serem empregados.

Muitos dos geradores de pórticos tridimensionais, utilizados para análise dos efeitos das ações do vento, dispõem deste recurso, como é o caso do GEV. O que se propõe de novidade neste trabalho, em relação ao assunto, é a possibilidade de variação destes "offsets" ao longo da altura do edifício, de acordo com os modelos auxiliares de pavimento empregados. Isto é muito útil, por exemplo, na ocorrência de redução de seções transversais de pilares, como mostra a figura 4.5.

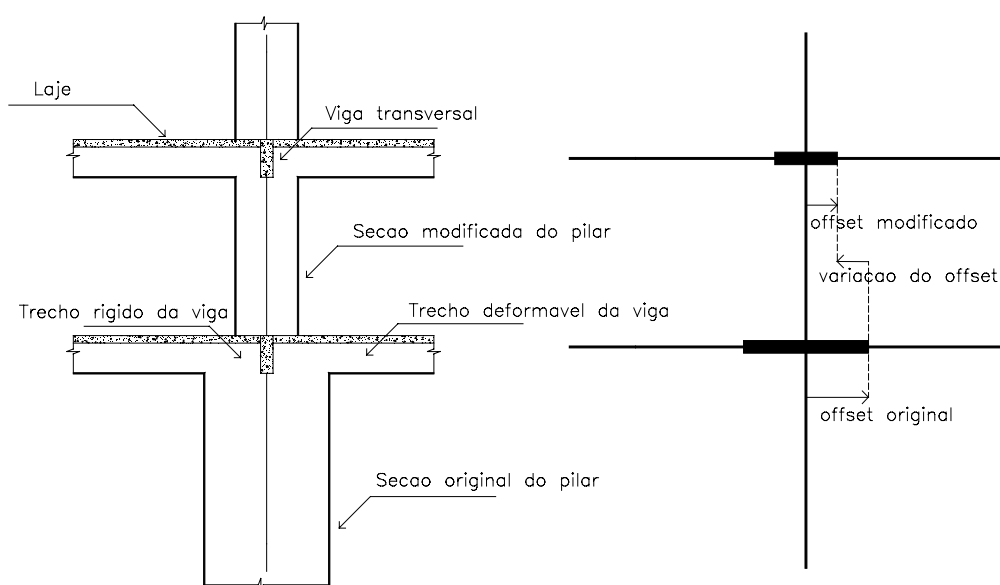


Figura 4.5 - Esquema de redução de pilares através da variação de "offsets"

A variação de "offsets" é feita através do arquivo de geração, bastando fornecer apenas o comprimento do trecho que foi modificado, na direção da própria modificação e no sentido do centro para a extremidade em que esta ocorreu. Assim, na redução de seção de pilares, a alteração do comprimento é negativa. Para pilares inclinados em relação aos eixos coordenados X e Y há uma decomposição automática dos "offsets" alterados, em ambas as direções.

4.5 - NÚCLEO DE RIGIDEZ

A possibilidade de modelagem do núcleo estrutural a partir da simples informação do grupo de pilares que compõem tal estrutura constitui o recurso mais interessante do gerador GEN. Como já definido anteriormente, a modelagem do núcleo é baseada no modelo de YAGUI, e todas as barras e nós necessários para constituição deste modelo serão automaticamente gerados.

Os pilares-parede a serem agrupados para a formação do núcleo, são fornecidos de maneira seqüencial. De acordo com essa seqüência determinam-se os pontos de interseção, que constituem os vértices do núcleo. As barras rígidas horizontais do modelo do núcleo, são definidas de cada nó no centro de um pilar-parede até cada um dos vértices adjacentes, sendo que as extremidades junto a esses vértices devem ser rotuladas.

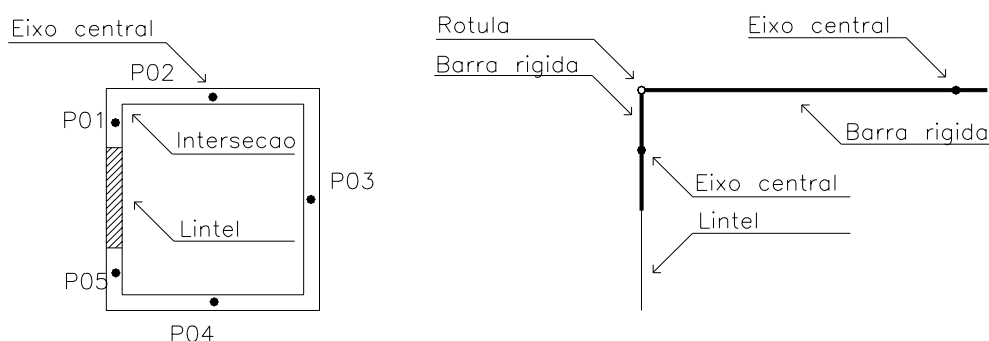


Figura 4.6 - Esquema de modelagem do núcleo de rigidez - Determinação das rótulas e barras rígidas

Na figura 4.6, observa-se o esquema de geração de um núcleo de rigidez. Uma seqüência admitida neste modelo poderia ser P01, P02, P03, P04, P05. Então o primeiro vértice seria definido pela interseção dos pilares P01 e P02.

Neste ponto é gerado um nó, e a partir deste nó até o eixo do pilar P01 é gerado a primeira barra rígida. Na seqüência a segunda barra rígida é gerada, do nó interseção ao centro do pilar P02. O segundo vértice será gerado na interseção dos pilares P02 e P03, e assim sucessivamente até o quarto vértice, que corresponde à interseção dos pilares P04 e P05. As definições feitas em um pavimento são repetidas para os demais.

4.6 - VARIAÇÃO DAS SEÇÕES TRANSVERSAIS DAS PEÇAS

Para cada um dos modelos auxiliares de pavimento existem arquivos que guardam, entre outras informações, as propriedades geométricas das vigas (arquivo P*) e dos pilares (arquivo *.P) que os constituem. Uma vez que as seções transversais das peças são identificadas pelo gerador, é automaticamente efetuado o cálculo das inércias em relação aos eixos coordenados locais e a posterior associação das barras no modelo geral com as suas respectivas seções. Assim, as peças poderão apresentar seções diferentes para cada modelo auxiliar, bastando apenas que essas sejam corretamente informadas nos arquivos mencionados.

A inércia à torção da seção homogênea é calculada de acordo com SILVA JR. (1962), que utiliza a seguinte relação:

$$I_t = \left\{ \frac{1}{3} - 0,21 \cdot \left(\frac{h}{b} \right) + \frac{7}{400} \cdot \left(\frac{h}{b} \right)^5 \right\} \cdot b \cdot h^3$$

onde : h - altura da seção transversal
b - base da seção transversal

Como na maioria das estruturas de contraventamento, os momentos torçores não são necessários ao equilíbrio estático da estrutura, podendo desse modo serem dispensados na análise, de acordo com o CEB (1990), adotou-se para a inércia à torção das barras calculada pelo gerador um valor de 1% de I_t .

4.7 - EFEITO "VIGA-VIGA"

Para modelagem do efeito "viga-viga" é necessário apenas que o modelo básico de pavimento já considere essas ligações, pois o seu esquema estrutural serve de base para todos os outros modelos auxiliares.

Quando se pretende considerar este efeito apenas em alguns pavimentos, pode-se adotar o seguinte procedimento: incorporam-se todas as vigas primárias e secundárias no modelo básico e nos pavimentos em que uma determinada viga secundária não deva ser considerada, utiliza-se o recurso de eliminação durante a geração do modelo geral.

4.8 - IMPOSIÇÃO E LIBERAÇÃO DE VÍNCULOS

Outros recursos do GEN são: a possibilidade de qualquer peça vertical fazer parte da fundação em qualquer um dos modelos auxiliares, e a possibilidade de rotular qualquer extremidade das peças que constituem o modelo, bastando para isso apenas fornecer esta informação no arquivo de geração, semelhantemente ao caso de extinção de barras.

No manual de utilização do GEN, encontram-se os padrões de todos os arquivos necessários para a geração automática de estruturas de contraventamento, bem como a descrição detalhada da utilização desses recursos de modelagem.

4.9 - EXEMPLO PRÁTICO - EDIFÍCIO TOKIO CENTER

Com o intuito de comprovar a eficiência do gerador de dados desenvolvido, foi modelada a estrutura do edifício Tokio Center, localizado na cidade de Goiânia, Goiás. Trata-se de um edifício constituído por doze pavimentos, sendo um subterrâneo, conforme figura 4.7.

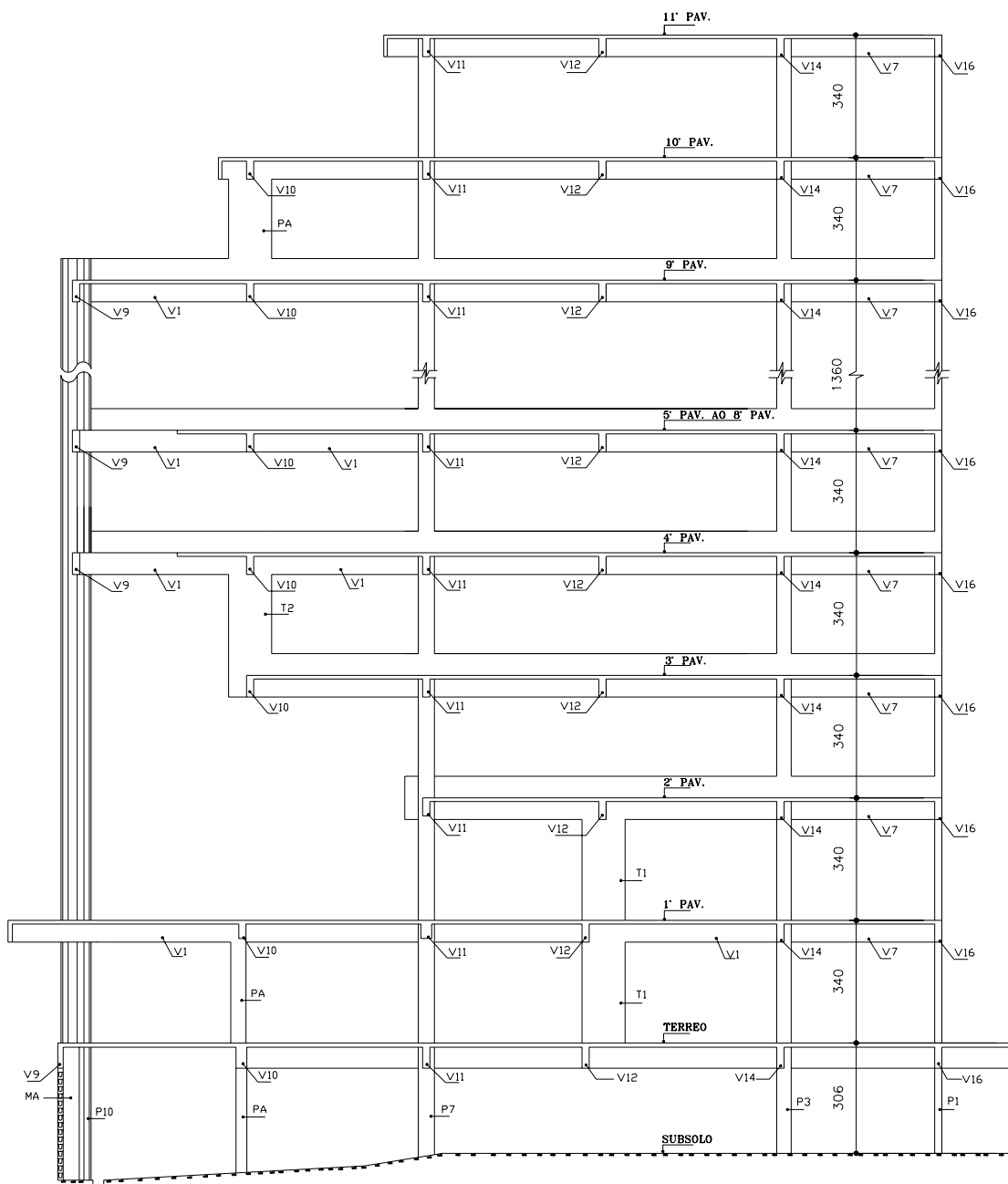


Figura 4.7 - Corte esquemático de edifício Tokio Center (cm)

O arquivo do pavimento básico, que é constituído da discretização de um pavimento tipo, acrescido de peças presentes em outros pavimentos, é neste caso formado basicamente pela discretização do quinto pavimento mais os pilares PA, PB e PC, que correspondem, em pavimentos inferiores, aos tirantes T2, T3 e T1, respectivamente, conforme figura 4.8. Esse arquivo básico recebe o nome TCXYL, que é a sigla TC adotada para o projeto acrescida da terminação XYL.

são feitas através dos arquivos de pilares (TC1.P à TC9.P) e de vigas (PTC1 à PTC9).

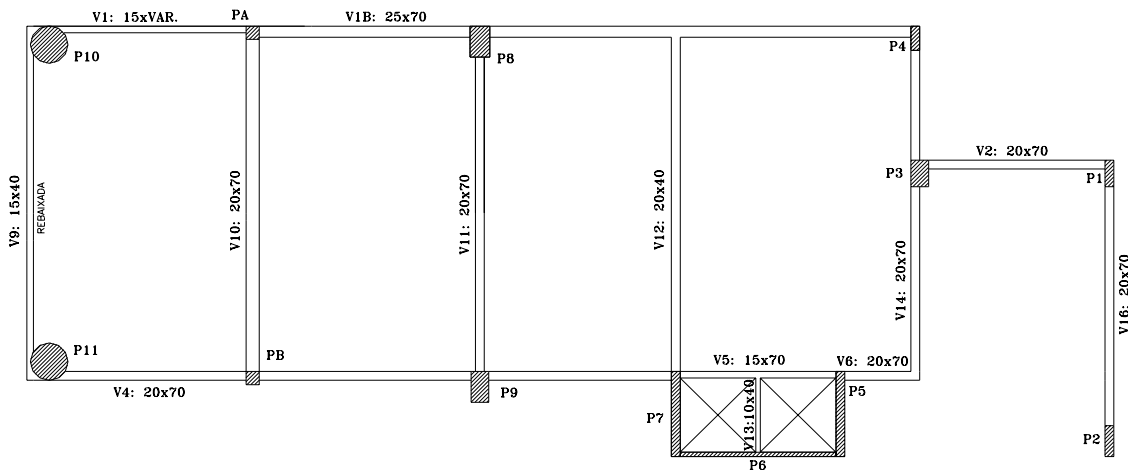


Figura 4.10 - Pavimento térreo do edifício Tokio Center

Já para a formação do modelo do segundo pavimento, mostrado na figura 4.11, foram eliminadas as vigas V9, V10, parte das vigas V1 e V4, e os pilares PA e PB. O tirante T1, que corresponde no modelo básico ao pilar PC, inicia-se no primeiro pavimento e morre no presente pavimento, vide figura 4.7.

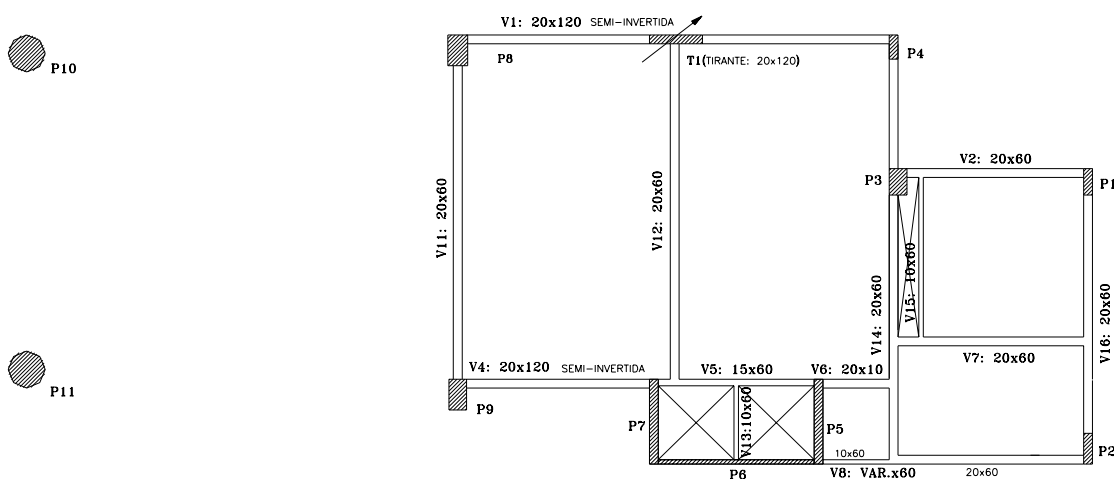


Figura 4.11 - Segundo pavimento do edifício Tokio Center

Esse processo de eliminação de barra, também é feito para os outros sete modelos auxiliares que constituem o modelo geral do edifício Tokio Center. O núcleo de rigidez, entretanto, uma vez criado se repete para todos os modelos. No

caso, para modelagem do núcleo de rigidez, é necessário fornecer apenas a seqüência dos pilares-parede que o constituem: P5, P6 e P7, conforme figura 4.12. As barras rígidas usadas para modelagem do núcleo, segundo o processo de YAGUI, são automaticamente geradas, bem como as rótulas em seus vértices, conforme figura 4.13 onde os barras do núcleo são destacadas em azul.

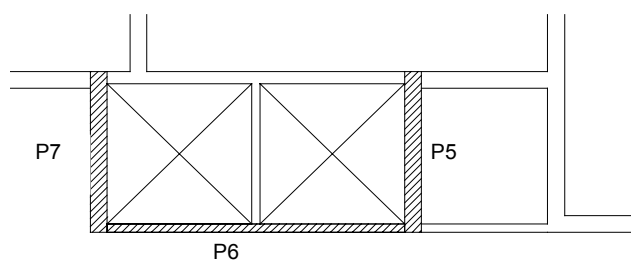


Figura 4.12 - Núcleo de rigidez do edifício Tokio Center

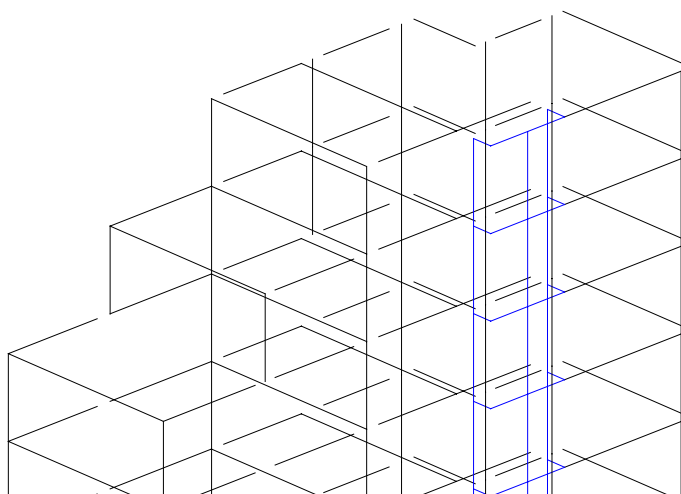


Figura 4.13 - Detalhe do núcleo de rigidez em perspectiva

O resultado da geração, é um arquivo constituído do modelo geral do edifício Tokio Center, discretizado em elementos de barras, conforme figura 4.14, com suas características elásticas e de carregamento. Esse arquivo recebe o nome de TCXY e será usado para processamento da estrutura. Um arquivo contendo o relatório da geração também é produzido com nome TCXY.REV, e contém os dados relativos ao vento, como velocidade básica, coeficientes topográficos e

estatísticos; as cargas horizontais devidas ao vento nas direções X e Y em cada um dos níveis da edificação; e a numeração dos nós e dos elementos de barras, provenientes da discretização da estrutura.

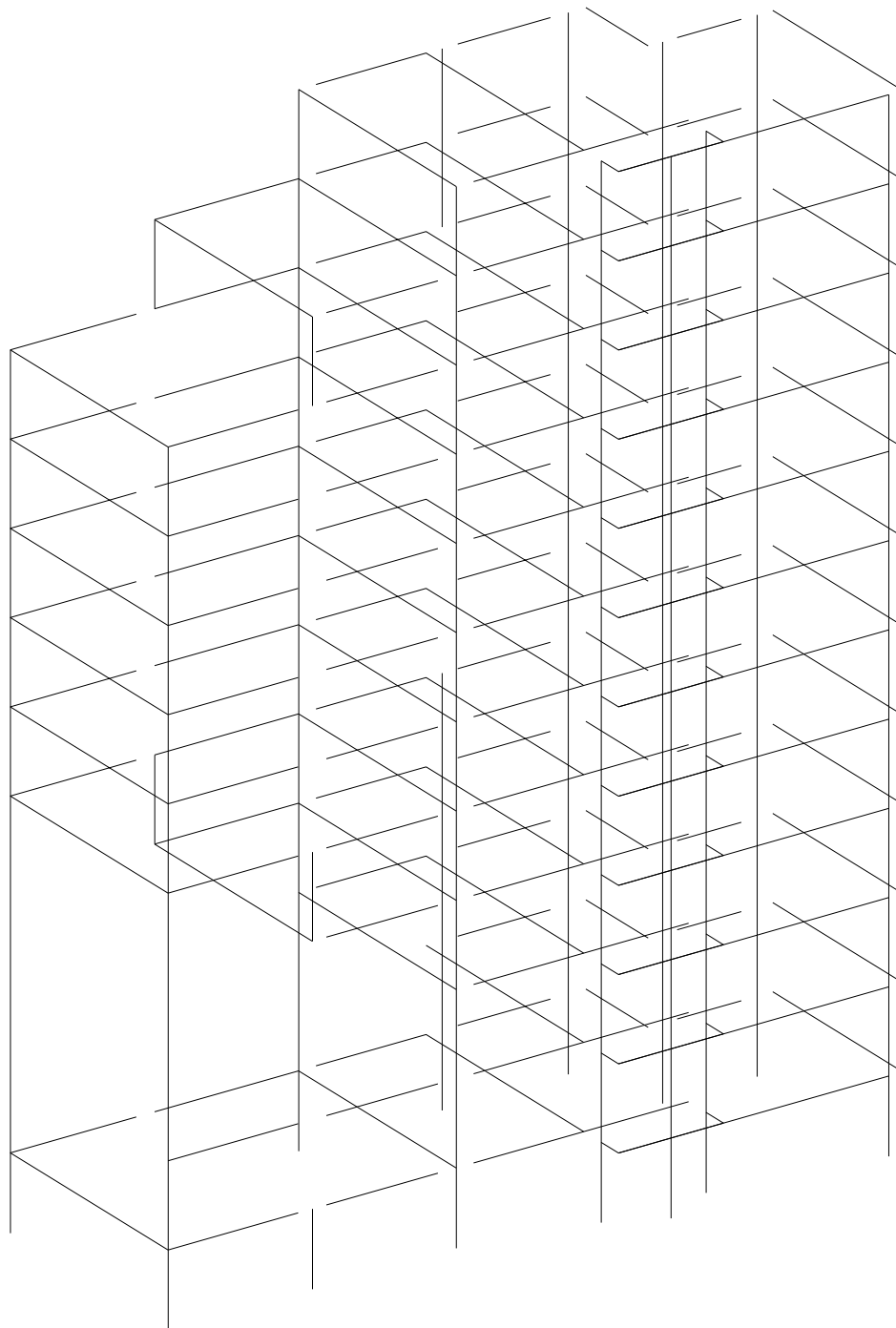


Figura 4.14 - Discretização do edifício Tokio Center em perspectiva

5 - PÓS-PROCESSADOR GRÁFICO

5.1 - INTRODUÇÃO

Para a análise da grande massa de informações resultante do processamento das estruturas de contraventamento necessita-se, na maioria dos casos, utilizar pós-processadores gráficos. A análise através de listagens de resultados não é interessante pois demanda muito tempo e está sujeita a erros de interpretação.

A grande maioria dos pós-processadores gráficos são módulos componentes de alguns sistemas comerciais de análise estrutural. Sendo assim, esses pós-processadores são exclusivos dos sistemas que fazem parte, não permitindo a análise de resultados de uma estrutura que tenha sido gerada ou processada em outro "software". São exemplos desses pós-processadores o SAPLOT do sistema SAP90 (1988) e o CPLOT do sistema SUPERSAP (1987).

O pós-processador desenvolvido neste trabalho consiste de um programa computacional que permite a produção de arquivos padrão DXF a partir de arquivos de resultados, podendo ser utilizado em conjunto com vários programas de análise estrutural. Os arquivos produzidos possibilitarão a visualização da estrutura gerada e dos resultados obtidos da análise, como os diagramas de todos os esforços internos e as deformadas, no "software" AutoCAD da AUTODESK. Este módulo é codificado em linguagem de programação FORTRAN, com o compilador POWERSTATION 1.0 da MICROSOFT.

As vantagens decorrentes da utilização do AutoCAD para visualização dos resultados obtidos da análise são notáveis. O primeiro fator

preponderante se deve à disponibilidade nesse "software" de todos os recursos gráficos necessários à visualização.

A segunda vantagem reside no fato de se poder utilizar todos os periféricos cujos "drives" já estão disponíveis no AutoCAD. No caso de desenvolvimento de um outro programa gráfico de visualização, este teria que ser configurado para os periféricos utilizados pelo usuário, ou seja, o programa sempre necessitaria de ajustes de acordo com as opções de periféricos do usuário.

E por fim, devido ao fato do AutoCAD ser um "software" bastante difundido e amplamente utilizado por profissionais da engenharia em todo mundo, proporciona-se uma maior "portabilidade" dos arquivos gerados pelo pós-processador.

A extensão da utilização do pós-processador à vários "softwares" de análise estrutural poderá ser efetuada com a construção de conversores de arquivo. Esses conversores são rotinas que permitem a transformação de um arquivo qualquer de resultados em um arquivo padrão, definido e adotado como arquivo de dados para o pós-processador. Essas rotinas poderão constituir programas de conversão ou ainda serem acopladas aos programas de análise estrutural, proporcionando a produção prévia de um arquivo de saída nos padrões de formatação do arquivo de dados do pós processador.

5.2 - CRIAÇÃO DO ARQUIVO PADRÃO DXF

O AutoCAD, devido a grande quantidade de recursos que dispõe, pode por si só ser usado como um completo editor de desenhos, ou seja, nele o desenho pode ser criado, modificado e plotado. Em algumas aplicações, entretanto, outros programas necessitam trabalhar em desenhos criados pelo AutoCAD ou ainda produzir desenhos que possam ser visualizados, modificados ou plotados com auxílio do AutoCAD.

Na engenharia de estruturas, por exemplo, pode-se desenvolver um aplicativo para o AutoCAD que permita o cálculo automático dos quantitativos de

aço de um determinado projeto em concreto armado. Esse aplicativo pode ser compilado e executado dentro do próprio AutoCAD.

Por outro lado, pode-se criar programas que produzam arquivos gráficos para visualização através de AutoCAD. Para essa interface é necessário que o arquivo gráfico produzido obedeça certos parâmetros definidos, como podem ser vistos em AUTODESK (1989). Esses arquivos de interface entre o AutoCAD e outros programas recebem a extensão DXF (Drawing Interchange File) e são arquivos do tipo ASCII, isto é, arquivos que podem ser produzidos e modificados em qualquer editor de texto.

O pós-processador desenvolvido¹, denominado PLOT, pode ser usado para todos os tipos de estruturas reticuladas, desde uma simples viga até pavimentos em laje nervurada. Ele tem como funções básicas a leitura de arquivos contendo a geometria, os esforços internos e os deslocamentos de uma determinada estrutura, e a produção de um arquivo padrão DXF, de modo que os mesmos possam ser visualizados através do AutoCAD.

Os arquivos de esforços internos (*.SO) e deslocamentos (*.DO) são provenientes do processamento da estrutura pelo sistema LASER [RAMALHO (1990) e CORRÊA (1991)]. A geometria por sua vez é obtida diretamente do arquivo principal de saída do gerador GEN, conforme figura 5.1.

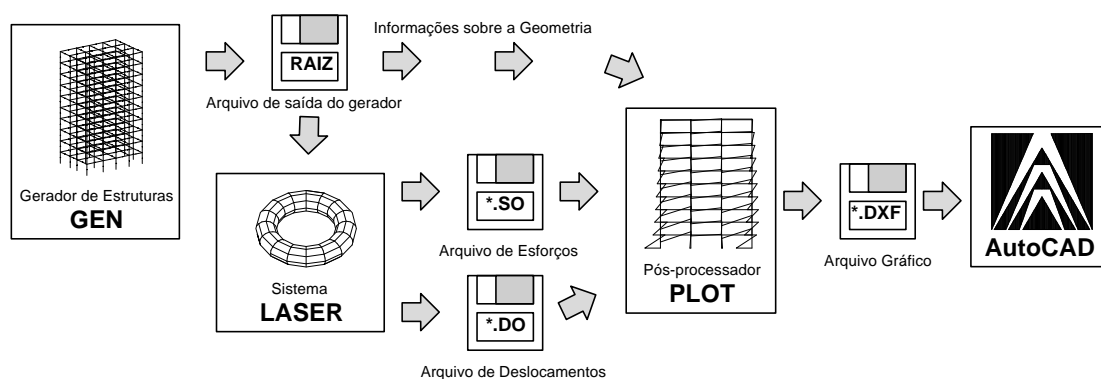


Figura 5.1 - Esquema do fluxo de informações entre o gerador GEN e o AutoCAD

A partir da leitura desses arquivos há um tratamento das informações e o arquivo DXF é criado, de acordo com os parâmetros exigidos pelo

¹ O Pós-processador foi desenvolvido em parceria com BARBIRATO, C. B. C. (1997) - **Contribuições à análise de pavimentos em laje nervurada.**

AutoCAD, conforme já comentado. Esse arquivo contém “layers” distintas para cada uma das peças que compõem a estrutura de contraventamento e para cada esforço interno.

Durante a formação de um arquivo padrão DXF, pode-se optar em congelar (comando “Freeze”) ou descongelar (comando “Thaw”) determinadas “layers”, que equivalem a torná-las inativas ou ativas respectivamente, isto é, as entidades, que são linhas, retângulos, hachuras etc., contidas em determinadas “layers” podem ser visíveis ou não de acordo com a opção do usuário.

No arquivo produzido são automaticamente criadas “layers” com os próprios nomes das peças acrescidas das terminações G, N, T, V2, V3, M2, M3, que correspondem respectivamente à geometria, ao esforço normal, ao momento torçor, ao esforço cortante no plano formado pelos eixos locais 1 e 2, ao esforço cortante no plano formado pelos eixos locais 1 e 3, ao momento fletor em torno do eixo 2 e ao momento fletor em torno do eixo 3, conforme figura 5.2. Para o deslocamento é criada uma única “layer” específica denominada DESL. Para um pilar P12, por exemplo, são criadas as “layers” P12G, P12N, P12T, P12V2, P12V3, P12M2 e P12M3.

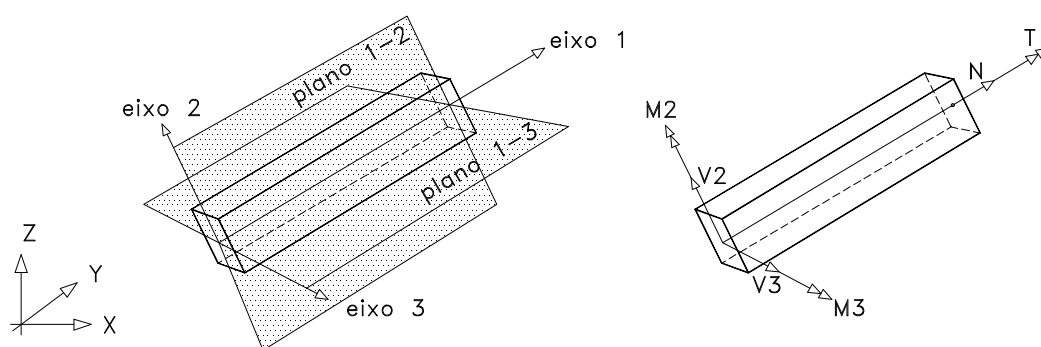


Figura 5.2 - Planos formados pelo sistema de eixos locais e convenção dos esforços

Na produção do arquivo padrão DXF, através da execução do pós-processador PLOT, informa-se inicialmente o nome do projeto a ser analisado e o caso de carregamento relativo ao qual serão desenhados os diagramas e as deformadas. Na seqüência são requisitados os fatores de multiplicação independentes que deverão ser usados para o desenho da geometria, dos esforços internos e dos deslocamentos das peças.

Por se tratar de um modelo tridimensional, os esforços solicitantes atuam em planos diferentes, e por isso o pós-processador oferece três opções para o desenho dos diagramas de esforços. São elas:

- **Plano 1-2** : todos os diagramas são rebatidos no plano definido pelos eixos 1 e 2;

- **Plano 1-3** : todos os diagramas são rebatidos no plano definido pelos eixos 1 e 3;

- **Plano de flexão** : os diagramas dos esforços N, T, M3 e V2 são desenhados no plano formado pelos eixos 1 e 2, e os esforços M2 e V3 são desenhados no plano formado pelos eixos 1 e 3.

O nome do arquivo produzido é o próprio nome do projeto precedido pela letra P e com extensão DXF. Pelo processamento de um projeto de nome MDXY, por exemplo, é criado um arquivo de nome PMDXY.DXF.

5.3 - UTILIZAÇÃO DE RECURSOS DE VISUALIZAÇÃO DO AUTOCAD

Quando o arquivo DXF é carregado, inicialmente apenas as “layers” das peças estruturais estão ativas e a estrutura é visualizada em planta. Para buscar um outro ângulo que possibilite uma melhor visualização da estrutura, em perspectiva ou vista lateral, e que ofereça condições de efetuar com clareza a análise desejada, pode-se dispor, através do menu de barra por exemplo, da seqüência de comandos: “View” - “Set View” - “Viewpoint” - “Axes”, conforme figura 5.3, onde também é mostrado o esquema inicial do desenho da estrutura de contraventamento.

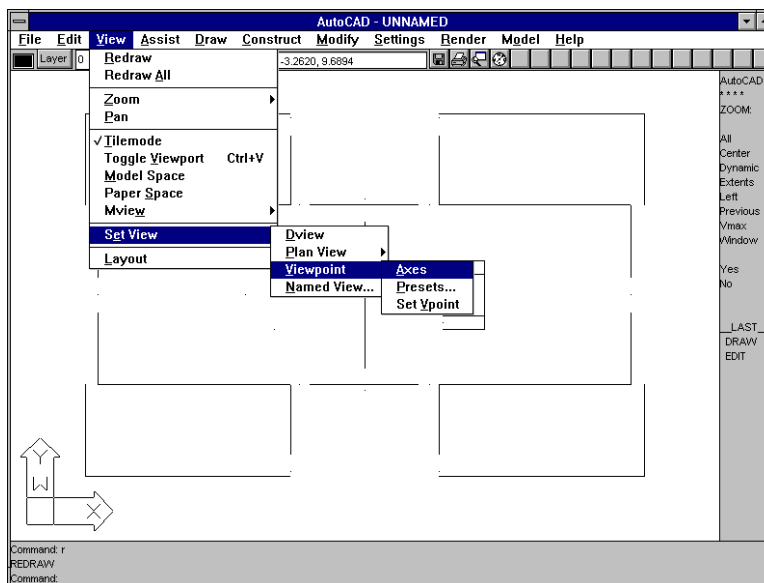


Figura 5.3 - Tela com a posição inicial do desenho e a seqüência de acesso ao subcomando “Axes”

Quando esses comandos são ativados aparece um círculo que indica o quadrante e a relativa posição dos eixos coordenados, onde a estrutura será visualizada, figura 5.4.

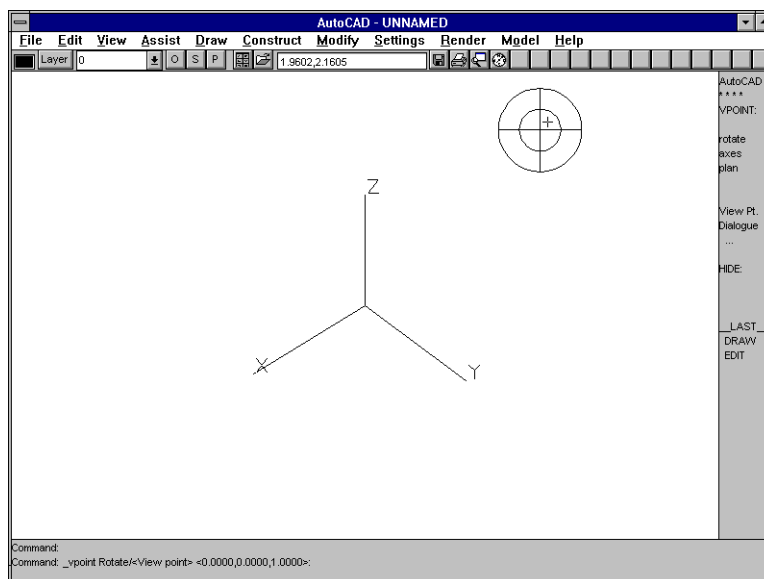


Figura 5.4 - Tela com a representação da disposição dos eixos coordenados para visualização da estrutura

Uma visualização possível é da estrutura em perspectiva, como pode ser observado na figura 5.5. Para visualização dos esforços e deslocamentos, é necessário descongelar, a partir do controle de “layers” (“Layer Control”), acessível

a partir da opção “Settings” do menu de barra, suas relativas “layers”, como mostrado também na figura 5.5.

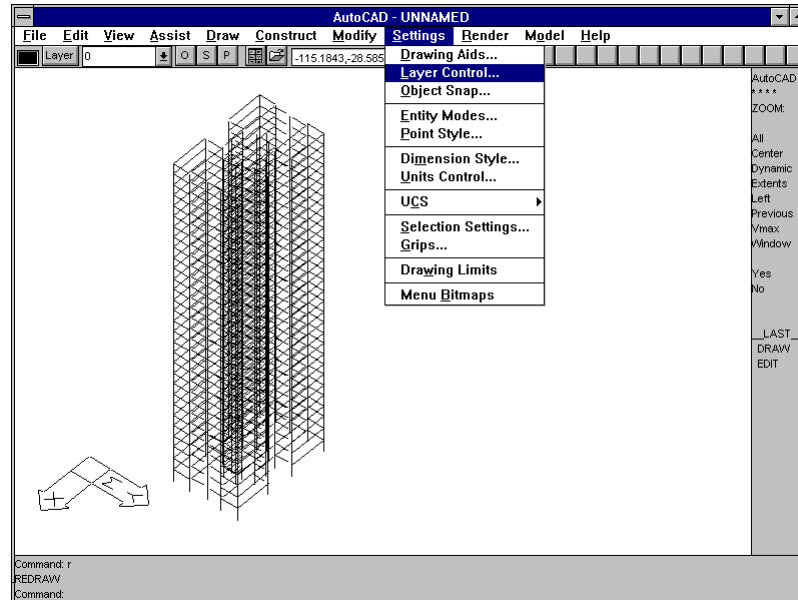


Figura 5.5 - Tela com estrutura em perspectiva e acesso ao controle de “layers”

Através do controle de “layer”, mostrado na figura 5.6, é possível ainda alterar as características das entidades de cada “layer”, como cor, tipo de linha etc..

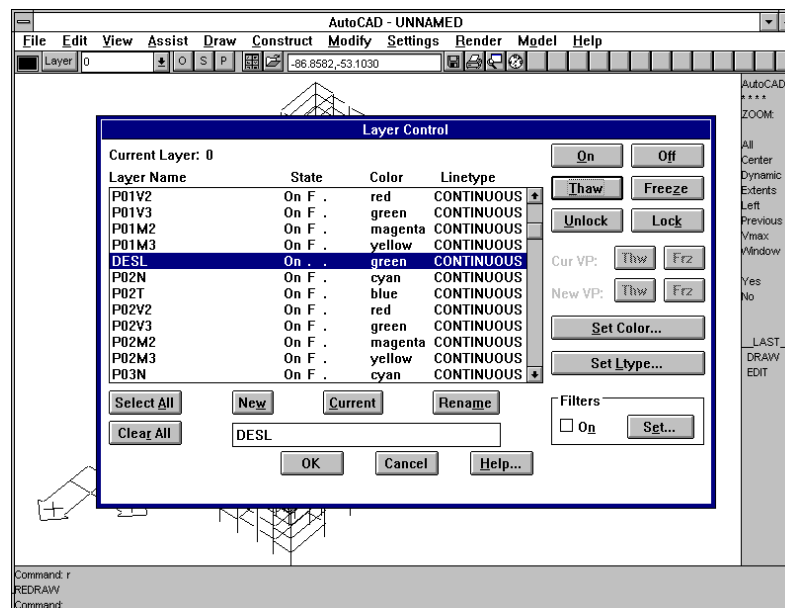


Figura 5.6 - Tela com controle de “layers”

Para tornar ativa uma “layer”, basta seleccioná-la e descongelá-la. Esse processo é feito para todas as “layers” que o usuário deseja visualizar.

A visualização do deslocamento da estrutura se faz de maneira global, a “layer” DESL é descongelada e o resultado pode ser analisado com todos os recursos de visualização do AutoCAD, conforme figura 5.7.

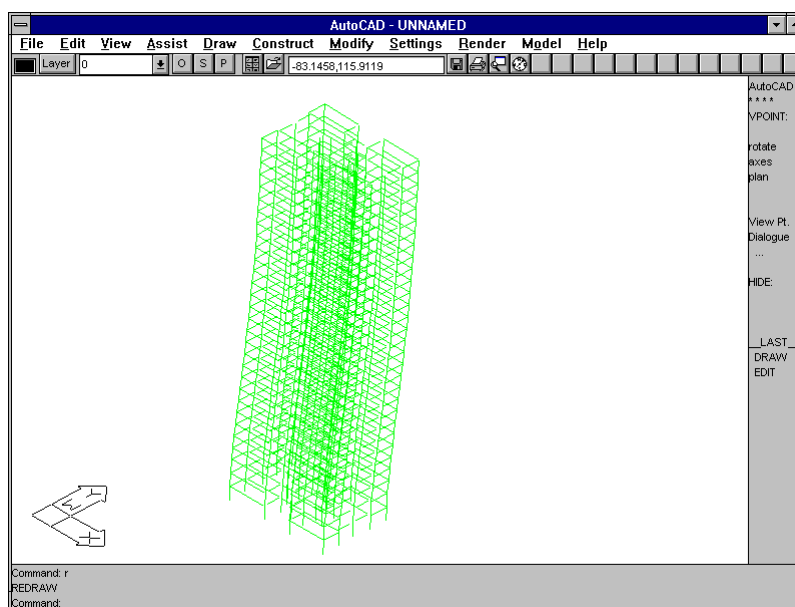


Figura 5.7 - Tela com o deslocamento da estrutura em perspectiva

Já para visualização dos esforços, é praticamente impossível que essa possa ser feita para toda a estrutura simultaneamente, conforme figura 5.8. Então, normalmente são selecionadas as “layers” da geometria e do esforço desejado para um número limitado de peças, conforme figura 5.9. Por exemplo, para visualização do momento fletor em torno do eixo 3 nas peças que compõem um pórtico formado pelos pilares P1, P2, P3 e vigas V8A e V8B, é necessário selecionar as “layers” P1G, P2G, P3G, V8AG, V8BG, P1M3, P2M3, P3M3, V8AM3 e V8BM3.

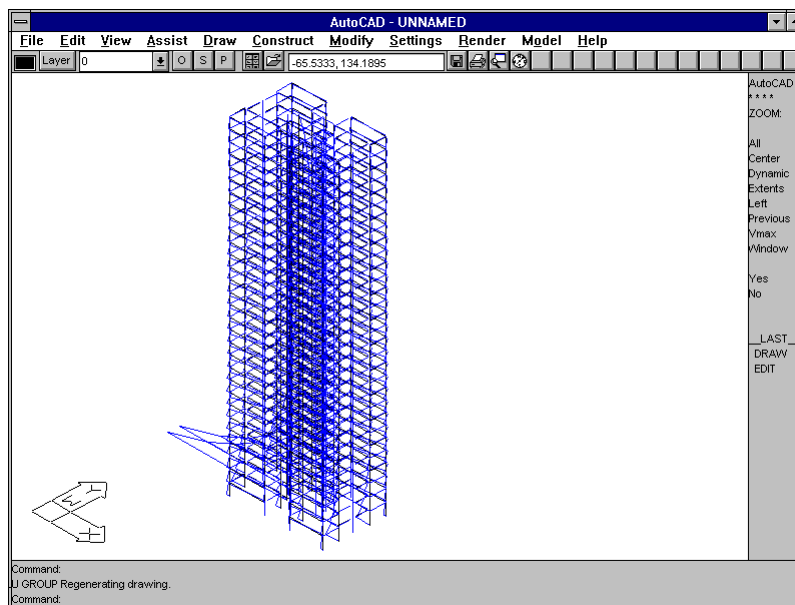


Figura 5.8 - Tela com a estreitura em perspectiva e todos os momentos fletores segundo o eixo 3

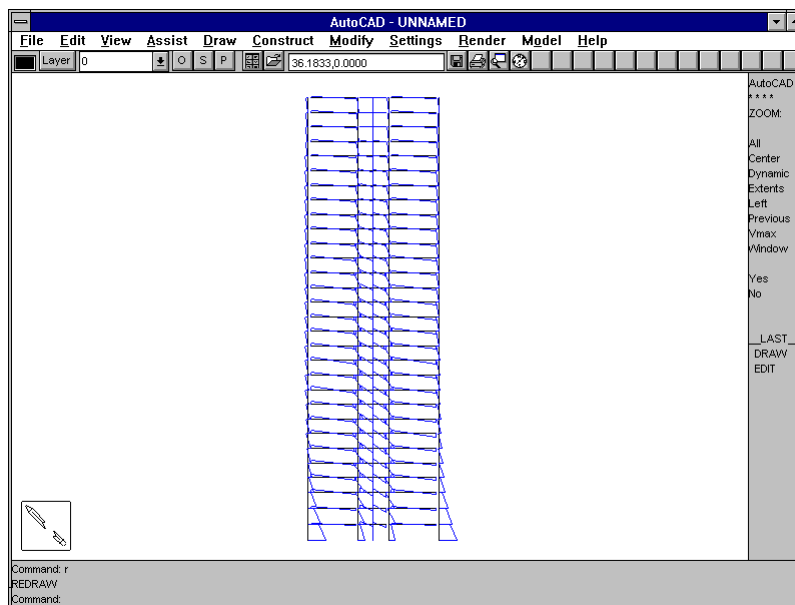


Figura 5.9 - Tela com esforços e geometria selecionados

Em alguns casos esse procedimento ainda não é suficiente para permitir a análise dos esforços, necessitando para isso uma maior aproximação dos pontos a serem analisados, o que pode ser feito com uso do recurso “Zoom”, disponível na opção “View” do menu de barra. O recurso “Zoom” serve para aproximar um região selecionada com o subcomando “Window”, figura 5.10 e 5.11,

para voltar a visualização anterior com o subcomando “Previous”, e ainda para se ter uma visão geral da estrutura com o subcomando “All”.

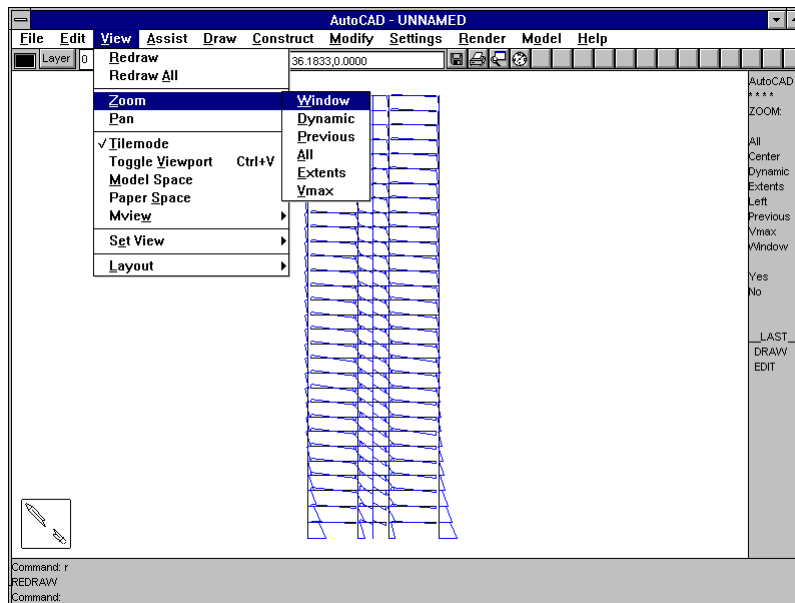


Figura 5.10 - Tela com o acesso ao comando “Zoom” e subcomando “Window”

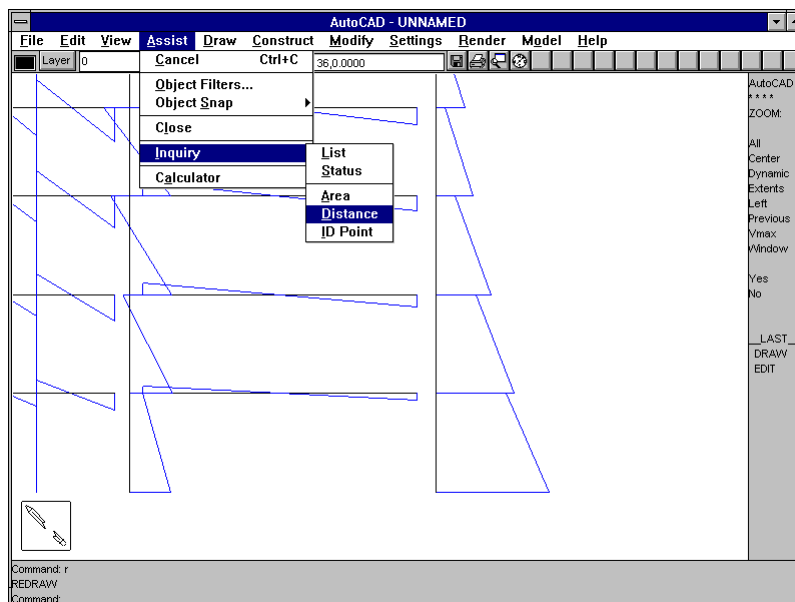


Figura 5.11 - Tela com aproximação de determinada região selecionada e acesso ao subcomando “Distance”

Para medir os esforços internos e deslocamentos a partir do AutoCAD necessita-se apenas que seja utilizado o comando “Distance” a partir da

opção “Assist” / “Inquiry” no menu principal, figura 5.11. Quando esse recurso está disponível basta que sejam selecionados, com auxílio dos comandos de precisão, os pontos que definem o esforço ou deslocamento a ser calculado, e o resultado é apresentado na área inferior da tela. Se a estrutura foi desenhada com fator de multiplicação unitário, o valor fornecido corresponde ao resultado desejado, caso contrário, o valor fornecido terá que ser dividido pelo fator de multiplicação determinado na produção do arquivo DXF.

Cada esforço solicitante possui uma “layer” com cor diferente das demais com o objetivo de facilitar a análise. A “layer” da geometria apresenta a cor branca. As do deslocamento e do esforço cortante no plano 1-3 apresentam cor verde. A do esforço cortante no plano 1-2 apresenta cor vermelha. As dos momentos fletores segundos os eixo 2 e 3 apresentam cores rosa e amarela respectivamente. A “layer” do momento torçor apresenta cor azul e a do esforço normal azul claro.

O acesso aos comandos de visualização, além do menu de barras, conhecido por “Pull-Down”, pode ser feita através do menu lateral e diretamente pela área de diálogo localizada na extremidade inferior da tela.

6 - CONCLUSÕES

Para a modelagem de núcleos de rigidez em concreto armado, o processo proposto por YAGUI mostrou-se bastante simples e eficiente. Essa simplicidade se verifica pela sua própria concepção, já que necessita-se apenas de elementos barra para as modelagens. Isso faz com que o procedimento possa ser utilizado com praticamente qualquer programa de análise estrutural. Além disso, essa simplicidade é acompanhada de uma boa qualidade dos resultados obtidos.

Esse processo, por ser capaz de simular a transmissão de forças verticais ao longo das ligações dos pilares-parede componentes dos núcleos, apresenta resultados muito coerentes tanto na flexão quanto na torção. Para ambas as solicitações, o arranjo tridimensional equivalente tem um comportamento um pouco mais flexível se comparado à teoria de VLASOV, todavia, não apresentando diferenças superiores a 7% nos casos estudados. Desse modo, pode-se concluir que o processo proposto por YAGUI pode ser usado com segurança e eficiência para análise de núcleos estruturais, onde a solicitação mais comum é a flexo-torção.

Já o processo simplificado apresentado exibe bons resultados apenas na flexão simples. Na torção, as tensões normais adicionais provenientes do empenamento não são consideradas, e os resultados obtidos divergem consideravelmente dos obtidos por procedimentos mais elaborados. Além disso, apresenta os seguintes inconvenientes: a necessidade do cálculo do centro de cisalhamento, o que pode ser bastante trabalhoso para alguns tipos de seções transversais; e a impossibilidade de se modelar as vigas que se conectam ao

núcleo. Por essas razões, pode-se considerar que esse processo não é indicado para análise de núcleos estruturais.

Através da comparação entre o processo de YAGUI e o processo prático, onde a principal diferença é a existência das forças verticais nas interseções dos pilares-parede é evidente a influência benéfica da utilização de núcleos estruturais. É clara a redução das translações dos pavimentos e a maior absorção de carga pelos pilares-parede do núcleo, acompanhada da redução dos esforços internos nos demais componentes da estrutura de contraventamento.

Pelo processo prático, não existem esforços normais nos pilares-parede que compõem o núcleo estrutural, se esses não estiverem interligados por vigas ao restante do sistema de contraventamento. Isso se deve ao fato das lajes, simuladas como diafragmas, serem perfeitamente flexíveis na direção normal ao seu plano. Em alguns casos as discrepâncias provocadas por essa situação são relativamente grandes.

Quanto à modelagem das vigas secundárias nas estruturas de contraventamento, observam-se fundamentalmente dois tipos de ocorrências onde tal consideração é importante. São elas: as ligações entre vigas nas proximidades de pilares e a formação de pórticos sem continuidade direta das vigas.

A consideração, ou não, das ligações entre os pórticos que efetivamente combatem à ação do vento em uma determinada direção e os pórticos perpendiculares aos mesmos, geralmente não apresenta grandes variações no comportamento da estrutura no tocante aos deslocamentos. Porém os acréscimos de esforços que ocorrem em muitos casos, devido a transmissão de esforços nas ligações, devem ser analisados e eventualmente considerados.

Os efeitos da consideração das vigas secundárias tornam-se mais acentuados quanto maiores as rigidezes dos elementos envolvidos, e menor o número de elementos do sistema de contraventamento completo.

Em função dos recursos de “hardware” e “software” que se dispõe atualmente pode-se recomendar, como procedimento mais adequado, que se

considere na estrutura de contraventamento todas as vigas secundárias presentes. Exceto aquelas que, à priori, se tenha certeza que não estão trabalhando.

Em relação ao valor da inércia à torção a ser utilizado nessas estruturas, para o caso das torções de compatibilidade, acredita-se que duas possibilidades devam ser ressaltadas:

1) quando se pretende eliminar os momentos torçores, por julgar que tal procedimento não provoca discrepâncias significativas no comportamento da estrutura, pode-se adotar uma redução a 1% de I_t ;

2) quando presume-se que os momentos torçores são importantes para a redução dos deslocamentos da estrutura pode-se adotar valores em torno de 10% de I_t .

A utilização do processo de geração proposto, durante a confecção dos modelos estudados no trabalho, fez realçar muitas de suas vantagens. A maior delas é que as alterações relativas entre pavimentos são feitas automaticamente a partir de informações fornecidas no próprio arquivo de geração. Isso proporciona maior segurança e confiabilidade na construção do modelo geral de uma determinada estrutura de contraventamento. No processo de repetição de um único modelo básico de pavimento as modificações, como variação da seção de determinadas peças, são feitas diretamente no arquivo final, conduzindo à uma maior probabilidade de ocorrência de erros. Além disso, uma vez que, por razões quaisquer, o modelo necessite ser reprocessado todas as modificações feitas são perdidas.

A modelagem automática de núcleos estruturais a partir da informação da seqüência dos pilares-parede que os formam, com base no processo de YAGUI, é segura e simples. Sendo a determinação dos vértices do núcleo, a geração das barras rígidas e nós rotulados, etc., feitas automaticamente pelo programa, reduz-se a quantidade de tempo dispensada à modelagem e praticamente elimina-se a necessidade de conferência, em função das consistências automáticas.

No que se refere aos recursos de modelagem utilizados para fazer alterações em relação ao modelo básico, observa-se que eles são fundamentais para que o gerador possa abranger a maioria dos casos de estruturas correntes de contraventamento. Desde o recurso de eliminação de barras até o recurso de liberação de vínculos nas extremidades das mesmas. Esse último é essencial, por exemplo, na modelagem dos lintéis do núcleo que não apresentam condições adequadas ao engastamento.

O pós-processador desenvolvido mostrou-se uma ferramenta de grande utilidade no auxílio à análise dos resultados obtidos do processamento das estruturas de contraventamento. A flexibilidade do programa em relação à escolha do plano de desenho, dos fatores de multiplicação utilizados, da seleção de "layers", entre outros, proporciona um campo de aplicação mais amplo e maior comodidade para o usuário.

As vantagens decorrentes da utilização do AutoCAD para visualização dos resultados obtidos da análise, são realmente decisivas. São elas: a disponibilidade nesse "software" de todos os recursos gráficos necessários à visualização; a possibilidade de utilização de todos os periféricos cujos "drives" já estão disponíveis no AutoCAD; e a "portabilidade" dos arquivos gerados pelo pós-processador em função da grande difusão do AutoCAD em todo meio técnico da engenharia.

BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR

CHEUNG, Y. K.; SWADDIWUDHIPONG, S. (1978). Analysis of frame shear wall structures using finite strip elements. *Proc. Instn. Civ. Engrs.*, v. 2, n. 65, p.517-535, September.

GOLDBERG, J.E. (1967). *Analysis of multi-storey buildings considering shear wall and floor deformations: tall buildings*. London, Pergamon Press.

KWAN, A.K.H. (1991). Analysis of coupled wall/frame structures by frame method with shear deformation allowed. *Proc. Instn. Civ. Engrs.*, v. 2, n. 91 p. 273-297, June.

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E (1978). *Construções de concreto : princípios básicos sobre a armação de estruturas de concreto armado*. Rio de Janeiro, Interciência. v.3.

MacLEOD, I.A. (1969). New rectangular finite element for shear wall analysis. *Journal of the Structural Division*, p. 399-409, March.

RIOS, B.M.C. (1991). *Análise tridimensional e envoltória de esforços em edifícios altos sujeitos a ações verticais e laterais*. São Carlos. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

SMITH, S.; GIRGIS, A. (1984). Simple analogous frames for shear wall analysis. *Journal of the Structural Division*, p. 2655-2666, November.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1994). *Manual of concrete design* - v.3: Use of concrete in buildings; design, specifications and related topics. Detroit, Michigan.
- ALBIGÉS, M; GOULET, J. (1960). Contreventement des batiments. *Annales Inst. Tech. Bât. Trav.*, n. 149, p. 473-500, Mai.
- ANSYS - 386 / ED (1990). Revision 4.4 - *Reference manual*. Swanson Analysis.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1978). *NB 1 - Projeto e execução de obras de concreto armado*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1980). *NBR 6123 - Forças devidas ao vento em edificações*. Rio de Janeiro.
- AUTODESK (1989). *AutoCAD Release 10: reference manual*. AutoDESK Inc.
- BARBOSA, J.A. (1977). *Edifícios com paredes de seção aberta contraventados por lintéis, sob carga lateral*. São Carlos. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- BATTISTELLE, R.A.G. (1991). *Cálculo dos deslocamentos laterais de painéis planos considerando as deformações axiais dos pilares e o efeito de segunda ordem*. São Carlos. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

- BECK, H. (1962). Contribution of the analysis of coupled shear walls. *ACI Journal*, p. 1055-1069, August.
- BORTOLIN, A.A. (1991). **Sobre a racionalização e a automação do cálculo de edifícios de concreto armado**. São Carlos. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- BREBBIA, C.A. (1988). **Boundary elements: an introductory course**. Computational Mechanics Publications.
- CARVALHO, F.A.C. (1980). **Instabilidade de edifícios com paredes de seção aberta contraventados por lintéis**. São Carlos. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON (1991). CEB-FIP model code 1990: final draft. *Bulletin D'Information*, n. 203-204, July.
- CHEN, C.J. ; LIU, W. ; CHERN, S.M. (1990). Torsional analysis of shear core structures with opening. *Computers & Structures*, v. 41, n. 1, p. 99-104.
- COOK, R.D. ; MALKUS, D.S. ; PLESHA, M.E. (1989). **Concepts and Applications of finite element analysis**. Madison, University of Winconsin.
- CORRÊA, M.R.S.; RAMALHO, M.A. (1987). Sistema LASER de análise estrutural. In: SIMPÓSIO NACIONAL DE TECNOLOGIA DE CONSTRUÇÃO: SOFTWARE PARA PROJETO DE EDIFÍCIOS, 5., São Paulo. *Anais*. São Paulo.
- CORRÊA, M.R.S. (1991). **Aperfeiçoamento de modelos usualmente empregados no projeto de sistemas estruturais de edifícios**. São Carlos. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- COSTA, J.L. (1982). **Núcleos estruturais sobre fundações flexíveis**. São Carlos. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

COULL, A.; CHANTAKSINOPAS (1974). Desing curves for coupled shear walls on flexible bases. **Proc. Instn. Civ. Engrs.**, v. 2, p. 595-618, December.

FRANCO, M. (1966). **Alguns problemas relativos à ação do vento de edifícios de grande altura**. São Paulo. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

FUSCO, P.B. (1986). **Estruturas de concreto: solicitações normais**. Rio de Janeiro, Guanabara Dois.

GERE, J.M.; WEAVER, W. (1981). **Análise de estruturas reticuladas**. Rio de Janeiro, Guanabara Dois.

HA, K.H.; DESBOIS, M. (1989). Finite elements for tall building analysis. **Computers & Structures**, v. 33, n. 1, p. 249-255.

HEIDEBRECHT, A.C.; SMITH, B.S. (1973). Aproximate analysis of open-section shear walls subject to torsional loading. **Journal of the Structural Division**, v.99, n. ST12, p. 2355-2373, December.

HEIDEBRECHT, A.C.; SWIFT, R.D. (1971). Analysis of asymmetrical coupled shear walls. **Journal of the Structural Division**, p. 1407-1422, May.

KWAN, A.K.H.; CHEUNG, Y.K. (1993). Analysis of coupled shear/core walls using a beam-type finite element. **Engng. Strut.**, v. 16, n. 2, p. 111-118.

LAIER, J.E. (1978). **Análise de vibrações livres de edifícios pela técnica do meio contínuo**. São Carlos. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

LEONHARDT, F. ; MÖNNIG, E (1979). **Construções de concreto : verificação da capacidade de utilização**. Rio de Janeiro, Interciência. v. 4.

- LIAW, T.C.; LUK, W.K. (1980). Torsion of core walls of nonuniform section. **Journal of the Structures Division**, p. 1921-1931, September.
- MacGREGOR, J.G. (1992). **Reinforced concrete : mechanics and design**. New Jersey, Prentice Hall.
- MacLEOD, I.A.; HOSNY, H.M. (1977). Frame analysis of shear wall cores. **Journal of Structures Division**, p. 2037-2047, October.
- MANCINI, E. (1972). **Associação contínua tridimensional de pórticos e paredes com engastamentos elásticos**. São Carlos. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- MANCINI, E. (1973). **Análise contínua de estruturas de edifícios elevados sujeitas à ação do vento**. São Carlos. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- MANCINI, E.; BATTISTELLE, R.A.G. (1989). Associação plana de pórtico e parede. In: CONGRESSO IBERO-LATINO-AMERICANO SOBRE MÉTODOS COMPUTACIONAIS APLICADOS À ENGENHARIA, 10., Porto, Portugal. **Anais**. p. 415-430.
- MANCINI, E.; BATTISTELLE, R.A.G. (1990). Influência das deformações axiais dos pilares e efeito de segunda ordem em pórticos planos. In: CONGRESSO IBERO-LATINO-AMERICANO SOBRE MÉTODOS COMPUTACIONAIS APLICADOS À ENGENHARIA, 11., Rio de Janeiro. **Anais**.
- MANCINI, E.; BATTISTELLE, R.A.G. (1991). Cálculo dos deslocamentos laterais de painel parede associado à pórtico plano considerando as deformações axiais dos pilares e o efeito de segunda ordem. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 25., Porto Alegre. **Anais**. p. 165-173.
- MANCINI, E.; BATTISTELLE, R.A.G. (1995). Estudo da associação de pilares-parede por lintéis. In: JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, 27., Tucuman. **Memória**. p. 467-478.

- MANCINI, E. (1995). ***Aplicação da técnica do meio contínuo à problemas relativos a estruturas de edifícios altos***. São Carlos. Tese (Livre-docência) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- MICROSOFT (1992). ***FORTRAN PowerStation : user's guide***. Professional development system, version 1.0.
- MOREIRA, D.F. (1977). ***Análise matricial de estruturas***. São Paulo, EDUSP.
- MORI, D.D. (1992). ***Os núcleos estruturais e a não-linearidade geométrica na análise de estruturas tridimensionais de edifícios altos***. São Carlos. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- OLIVEIRA, D.S. (1982). ***Aplicação do método de Rayleigh-Ritz na integração numérica das equações da técnica do meio contínuo***. São Carlos. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- PROENÇA, S.P.B. (1986). ***Diferenças finitas na integração das equações da técnica do meio contínuo***. São Carlos. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- RAMALHO, M.A. (1983). ***Integração das equações da técnica do meio contínuo por polinômios de interpolação***. São Carlos. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- RAMALHO, M.A. (1990). ***Sistema para análise de estruturas considerando interação com o meio elástico***. São Carlos. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- ROBERTS, M.; ACHOUR, B. (1990). Torsion and bending of braced thin-walled open sections. ***Journal of Structural Engineering***, v. 116, n. 1, p. 1-12, January.

ROSMAN, R. (1964). Approximate analysis of shear walls subject to lateral loads. **ACI Journal**, p. 717-733, June.

RUTENBERG, A.V.; TSO, W.K. (1975). Torsional analysis of perforated core structure. **Journal of the Structural Division**, p. 539-550, March.

SAP90 (1988). **User's manual**. Berkeley. Computer & Structures Inc.

SAVASSI, W. (1975). Aplicação do método dos elementos finitos aos edifícios altos. In : JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 17., Caracas. **Anais**.

SILVA JR., J.F. (1962). **Resistência dos materiais**. Rio de Janeiro, Editora Ao Livro Técnico, p. 84-87.

STAMATO, M.C. (1971). **Associação contínua de painéis de contraventamento**, São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

SUPERSAP (1987). **User's manual**. Algor Interactives Systems Inc.

SÜSSEKIND, J.C. (1991). **Curso de concreto : concreto armado**. São Paulo, Globo. v. 2, p.1-58.

SWADDIWUDHPOING, S. ; LIM, Y.B. ; LEE, S.L. (1988). An efficient finit strip analysis of frame-shear wall tall buildings. **Computers & Structures**, v. 29, n. 6, p. 1111-1118.

TARANTH, B.S. (1968). **Torsional behaviour of open section shear wall structures**. Southampton, England, University of Southampton.

TARANATH, B.S. (1975). Analysis of interconnected open section shear wall strutures. **Journal of the Structural Division**, p. 2367-2384, November.

TSO, W.K.; CHAN, P.C.K. (1972). Flexible foundation effect on coupled shear walls. **ACI Journal**, p. 678-683, November.

TSO, W.K.; BISWAS, J.K. (1973). General analysis of nonplanar coupled shear walls. *Journal of Structural Division*, p. 365-380, March.

VLASOV, V.Z. (1961). *Thin walled elastic beams*. Jerusalem. Israel Program for Scientific Translations.

YAGUI, T. (1978). *Análise de estruturas de edifícios constituídas de núcleo de concreto armado e pilares ou pendurais de aço: carregamento crítico de instabilidade geral*. Limeira. Tese (Livre-docência). Universidade Estadual de Campinas.

ZIENKIEWCZ, O.C.; PAREKH, C.J.; TEPLY, B. (1971). Three-dimensional analysis of buildings composed of floor and wall panels. *Proc. Instn. Civ. Engrs.*, v. 2, p.316-332, July.