

UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO - ESCOLA DE MINAS  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL  
PROGRAMA DE PÓS – GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL



**ANÁLISE COMPARATIVA DE SISTEMAS VERTICAIS  
DE ESTABILIZAÇÃO E A INFLUÊNCIA DO EFEITO P-Δ  
NO DIMENSIONAMENTO DE EDIFÍCIOS DE ANDARES  
MÚLTIPLOS EM AÇO**

**AUTOR: ALINE TABARELLI**

**ORIENTADOR:** Prof. Dr. Ernani Carlos de Araújo

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação do Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte integrante dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, área de concentração: Metálica

Ouro Preto, setembro de 2002.

T112a Tabarelli, Aline.  
Análise comparativa de sistemas verticais de estabilização e a influência do efeito P- $\Delta$  no dimensionamento de edifícios de andares múltiplos em aço. -- Ouro Preto : UFOP, 2002.  
xvii, 143p. : il. color.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Ouro Preto.  
Escola de Minas. Departamento de Engenharia Civil.

1. Estrutura metálica. 2. Edifícios de andares múltiplos.  
3. Sistemas verticais de estabilização. 4. Efeito P- $\Delta$ . I. Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Departamento de Engenharia Civil. II. Título.

CDU: 624.014

Catálogo SISBIN/UFOP

ANÁLISE COMPARATIVA DE SISTEMAS VERTICAIS DE  
ESTABILIZAÇÃO E A INFLUÊNCIA DO EFEITO P- $\Delta$  NO  
DIMENSIONAMENTO DE EDIFÍCIOS DE ANDADES MÚLTIPLOS  
EM AÇO

**AUTORA: ALINE TABARELLI**

Esta dissertação foi apresentada em sessão pública e aprovada em 09 de setembro de 2002, pela Banca Examinadora composta pelos seguintes membros:

Prof. Dr. Ernani Carlos de Araújo (Presidente / UFOP)

Prof. Dr. Luiz Fernando Loureiro Ribeiro (UFOP)

Prof. Dr. Carlito Calil Jr. (USP)

Aos meus pais Irineu e Zuleica, esta vitória é de vocês.

“A vida é escuridão,  
exceto quando há impulso,  
e todo impulso é cego,  
exceto quando há saber,  
e todo saber é vão,  
exceto quando há trabalho,  
e todo trabalho é vazio,  
exceto quando há amor”.

(Gibran Khalil Gibran)

## **AGRADECIMENTOS**

Primeiramente, agradeço a Deus por ter me sustentado nesta difícil caminhada, me renovando a cada dia.

Ao meu orientador, Prof. Dr. Ernani C. de Araújo, pela oportunidade, pela amizade, confiança e principalmente por repartir sua experiência viabilizando a conclusão deste trabalho.

Aos professores, Prof. Dr. Claret de Gouveia e Prof. Dr. Luiz Fernando Loureiro, por todo o incentivo, empenho, dedicação e ajuda nas horas difíceis.

Ao Eng. Esp. José Antônio Prestes pela alegria e disponibilidade por ter compartilhado comigo informações técnicas tão preciosas que adquiriu no decorrer de sua vida profissional me proporcionando um conhecimento mais prático me tornando uma melhor engenheira.

As empresas USIMINAS E USIMEC pelos conhecimentos que adquiri ao longo das visitas e pelo estímulo à pesquisa.

Aos meus amigos pela verdadeira amizade e bons momentos.

As minhas amigas Lu, Paulinha e Teca pela oportunidade de ter aprendido muito da vida e um até breve.

Aos meus pais e meus irmãos por todo o amor, impulso e muita paciência que dedicam a todos nós da família durante toda a nossa vida.

Ao meu grande amor, Francisco, pelas noites em claro me segurando para o cansaço não me vencer, pelo ombro, quando o desânimo chegava, pela compreensão e por me amar tanto. TE AMO!

## RESUMO

Os sistemas verticais de estabilização são um dos grandes responsáveis pelo aumento do consumo de aço e do custo total das edificações de andares múltiplos.

Neste trabalho realizou-se um estudo comparativo entre os sistemas de estabilizações verticais em pórticos rígidos com os sistemas em treliças em K e em X, variando-se a altura. Os modelos adotados foram baseados em informações técnicas utilizadas nas práticas de cálculo, obtidas através de um projeto padrão. Para análises dos esforços e do dimensionamento, utilizou-se de dois programas computacionais dos possíveis existentes no mercado. Comparou-se o número de pavimentos com a variação dos deslocamentos horizontais da estrutura, com os esforços solicitantes nos elementos estruturais e com os perfis adotados no dimensionamento dos modelos. Dessa forma, possibilitou-se a análise da eficiência estrutural. Verificou-se que o sistema rígido, comparado com o sistema contraventado, consome mais aço, tornando a estrutura menos econômica e possibilitando maiores esforços solicitantes e maiores deslocamentos horizontais. Para edificações com mais de 24 pavimentos, constatou-se que o sistema rígido torna-se ineficaz pôr apresentar elementos estruturais com seções transversais fora da realidade prática.

Para a análise estrutural, usou-se as análises linear e não linear (efeito  $P-\Delta$ ). Concluiu-se que a não linear é a mais indicada para o dimensionamento, principalmente para os modelos de maiores alturas. Para a análise não linear utilizou-se o método proposto pela Norma Canadense que representa uma simplificação do método da carga fictícia proposto pela norma brasileira. A validade deste método foi verificada através de um programa computacional que usa o método dos elementos finitos.

Mostrou-se as vantagens estruturais da utilização dos sistemas de estabilização da utilização dos sistemas de estabilização indeslocáveis e da necessidade de verificação do efeito  $P-\Delta$  (2ª ordem) para que se tenha dimensionamentos mais racionais.

## **ABSTRACT**

Vertical bracing systems are responsible for a significant part of the total steel employed in multi storey buildings construction. The aim of this work is to make a structural behavior comparative study of “K” and ”X” shaped braces in function of building height. Finite element method is used in structural linear and non linear analyses. Horizontal displacements, bending moments and axial forces are compared to evaluate bracing performance. Conclusions indicate that rigid frames are less economic than braced frames. Horizontal displacements in rigid frames are greater than those calculated in braced frames. The importance of P- $\Delta$  effect to get more rational building design is verified.



## SUMÁRIO

<b>Agradecimentos</b>	<b>VI</b>
<b>Resumo</b>	<b>VII</b>
<b>Abstract</b>	<b>VIII</b>
<b>Lista de Figuras</b>	<b>XII</b>
<b>Lista de Tabelas</b>	<b>XVI</b>
<b>Lista de Anexos</b>	<b>XVII</b>
<b>Capítulo 1. Introdução</b>	<b>01</b>
1.1. Objetivos	02
1.2. Justificativa	04
1.3. Metodologia	05
1.4. Revisão Bibliográfica	06
 <b>Capítulo 2. Conceitos Básicos</b>	 <b>09</b>
2.1. Projeto	09
2.2. Sistemas Estruturais	11
2.3. Eficiência dos Sistemas Estruturais	17
2.4. Ações Estruturais	19
2.5. Métodos de Dimensionamento	22
2.6. Verificação da Segurança	22
2.7. Disposições Construtivas	24
2.8. Ligações	26
2.9. Pórtico Deslocável e Indeslocável	34
2.10. Tipos de Análise	35
 <b>Capítulo 3. Vento</b>	 <b>37</b>
3.1. Comportamento do Vento	39
3.2. Variação da Velocidade do Vento	39
3.3. Natureza Turbulenta do Vento	40

3.4. Determinação da Ação do Vento por Abordagem Probabilística	41
3.5. Fenômeno do Vórtice	41
3.6. Natureza Dinâmica do Vento	42
3.7. Característica do Vento	43
3.8. Influência das Proporções, da Forma e Posição das Edificações	45
<b>Capítulo 4. Efeito P-Δ</b>	<b>48</b>
4.1. Método da Força lateral Equivalente ou Método da Carga fictícia	50
<b>Capítulo 5. Materiais e Métodos</b>	<b>54</b>
5.1. Características Geométricas do Edifício Piemonte	54
5.2. Número de Pavimentos dos Modelos Gerados	56
5.3. Modelos	59
5.4. Levantamento das Ações	60
5.5. Simplificação das Características do Edifício Piemonte	60
5.6. Ações Permanentes	61
5.7. Sobrecarga	62
5.8. Peso Próprio do Reservatório de água	63
5.8.1. Generalidades	63
5.8.2. Cálculo do Consumo	64
5.8.3. Peso Próprio da água para o modelo de 8 pavimentos	64
5.9. Casa de Máquinas	68
5.10. Ação do vento para os vários modelos	69
5.11. Dimensionamento	73
5.11.1. Generalidades	73
5.11.2. Reações das lajes sobre vigas	73
5.11.3. Reações das vigas	75
5.12. Reservatório de água e casa de máquinas	78
5.12.1. Verificação dos 60% das ações do reservatório de água e casa de máquinas	78
5.12.2. Ações do Reservatório e elevador para os vários modelos	82
5.13. Pré-dimensionamento do Modelo Rígido de 8 pavimentos	83

5.13.1. Pré-dimensionamento das Vigas	84
5.13.2. Pré-dimensionamento dos Pilares	87
5.14. Pré-dimensionamento do Modelo em Quadro Rígido de 16 pavimentos	88
5.15. Pré-dimensionamento dos Modelos em Quadro Contraventados	93
5.15.1. Pré-dimensionamento dos Pilares para o modelo Contraventado em delta para 8 pavimentos	93
5.16. Dados de Entrada	96
5.17. Saída de Dados	98
5.18. Análise Estrutural	98
<b>Capítulo 6. Apresentação e Análise dos Resultados</b>	<b>102</b>
6.1. Resultados Comparativos entre os Modelos	108
<b>Capítulo 7. Conclusões</b>	<b>130</b>
7.1. Sugestões para futuros trabalhos	133
<b>Referências Bibliográficas</b>	<b>134</b>
<b>Anexos</b>	

## **LISTA DE FIGURAS**

### **CAPÍTULO II**

Figura 2.1 –Sistemas Estruturais	15
Figura 2.2 –Sistemas em Quadro Rígido	16
Figura 2.3 –Sistemas em Quadro Contraventado	16
Figura 2.4 – Quadro comparativo da eficiência dos Sistemas Estruturais	18
Figura 2.5 – Exemplo de sistema estrutural do piso	25
Figura 2.6 – Classificação das ligações	28
Figura 2.7 – Ligações rígidas entre vigas e pilares em pórticos rígidos	30
Figura 2.8 – Ligações rígidas entre vigas	31
Figura 2.9 – Ligações em pórticos contraventados em delta	31
Figura 2.10 – Ligações flexível entre diagonal e viga	32
Figura 2.11 – Ligação flexível em pórtico contraventado em diagonal	32
Figura 2.12 – Ligação flexível em pórtico contraventado em diagonal	33
Figura 2.13 – Esquema de ligação nos sistemas de contraventamento em “X” e em delta	33
Figura 2.14 – Ligações flexíveis entre pilar e diagonal	34
Figura 2.15 – Ligações flexíveis entre vigas e diagonal	34
Figura 2.16 – Ligações flexíveis entre diagonais	34
Figura 2.17 – Pórtico deslocável e indeslocável	35

### **CAPÍTULO III**

Figura 3.1 – Variação da velocidade do vento com a altura	40
Figura 3.2 – Fluxo do vento	42
Figura 3.3 – Consumo de aço em função da altura	47

## **CAPÍTULO IV**

Figura 4.1 – Pilar sobre ações combinadas	50
Figura 4.2 – Pilar genérico em análise não linear	51

## **CAPÍTULO V**

Figura 5.1 – Posição dos eixos no edifício Piemonte	61
Figura 5.2 – Posicionamento dos elevadores	68
Figura 5.3 – Posicionamento das vigas	74
Figura 5.4 – Posicionamento do reservatório de água	78
Figura 5.5 – V1	79
Figura 5.6 – V2	79
Figura 5.7 – Posicionamento do reservatório de água – Vigas	80
Figura 5.8 – Cargas concentradas para o reservatório de água	80
Figura 5.9 – Cargas do reservatório de água para o modelo de 8 pavimentos	81

## **CAPÍTULO VI**

Figura 6.1 – Número de Pavimentos X Deslocamento (Modelo em Quadro Rígido para análise linear e não linear geométrica)	108
Figura 6.2 – Número de Pavimentos X Deslocamento (Modelo em Quadro Contraventado em Delta para análise linear e não linear geométrica)	109
Figura 6.3 – Número de Pavimentos X Deslocamento (Modelo em Quadro Contraventado em “X” para análise linear e não linear geométrica)	110
Figura 6.4 – Número de Pavimentos X Deslocamento (Modelos em Quadro Rígido; Contraventado em Delta e em “X”)	110

Figura 6.5 – Esforço Normal Máximo X Número de Pavimentos (Modelos em Quadro Rígidos - Pilar Interno)	111
Figura 6.6 – Esforço Cortante Máximo X Número de Pavimentos (Modelos em Quadro Rígidos - Pilar Interno)	112
Figura 6.7 – Momento Fletor Máximo X Número de Pavimentos (Modelos em Quadro Rígidos - Pilar Interno)	113
Figura 6.8 – Esforço Normal Máximo X Número de Pavimentos (Modelos em Quadro Rígidos - Pilar Externo)	114
Figura 6.9 – Esforço Cortante Máximo X Número de Pavimentos (Modelos em Quadro Rígidos - Pilar Externo)	114
Figura 6.10 – Momento Fletor Máximo X Número de Pavimentos (Modelos em Quadro Rígidos - Pilar Externo)	115
Figura 6.11 – Esforço Normal Máximo X Número de Pavimentos (Modelos em Quadro Contraventado em Delta- Pilar Interno)	116
Figura 6.12 – Esforço Cortante Máximo X Número de Pavimentos (Modelos em Quadro Contraventado em Delta- Pilar Interno)	116
Figura 6.13 – Momento Fletor Máximo X Número de Pavimentos (Modelos em Quadro Contraventado em Delta- Pilar Interno)	117
Figura 6.14 – Esforço Normal Máximo X Número de Pavimentos (Modelos em Quadro Contraventado em Delta- Pilar Externo)	118
Figura 6.15 – Esforço Cortante Máximo X Número de Pavimentos (Modelos em Quadro Contraventado em Delta- Pilar Externo)	119
Figura 6.16 – Momento Fletor Máximo X Número de Pavimentos (Modelos em Quadro Contraventado em Delta- Pilar Externo)	119
Figura 6.17 – Esforço Normal Máximo X Número de Pavimentos (Modelos Contraventado em “X”- Pilar Interno)	120
Figura 6.18 – Esforço Cortante Máximo X Número de Pavimentos (Modelos em Quadro Contraventado em “X”- Pilar Interno)	120
Figura 6.19 – Momento Fletor Máximo X Número de Pavimentos (Modelos em Quadro Contraventado em “X”- Pilar Interno)	121
Figura 6.20 – Esforço Normal Máximo X Número de Pavimentos (Modelos em Quadro Contraventado em “X”- Pilar Externo)	122

Figura 6.21 – Esforço Cortante Máximo X Número de Pavimentos (Modelos em Quadro Contraventado em “X”- Pilar Externo)	122
Figura 6.22 – Momento Fletor Máximo X Número de Pavimentos (Modelos em Quadro Contraventado em “X”- Pilar Externo)	123
Figura 6.23 – Momento Fletor Máximo X Número de Pavimentos (Modelos em Quadro Rígido, Contraventado em Delta e em “X”)	124
Figura 6.24 – Consumo de Aço (Modelos em Quadro Rígido, Contraventado em Delta e em “X”)	124
Figura 6.25 – Número de Pavimentos X Deslocamento (Modelos em Quadro Rígidos com Mesma Inércia)	125
Figura 6.26 – Número de Pavimentos X Deslocamento (Modelos em Quadro Rígidos com Mesma Inércia para Análise linear e não linear geométrica)	125
Figura 6.27 – Esforço Normal Máximo X Número de Pavimentos (Modelos em Quadro Rígidos com Mesma Inércia Análise linear e não linear geométrica)	126
Figura 6.28 – Esforço Cortante Máximo X Número de Pavimentos (Modelos em Quadro Rígidos com Mesma Inércia Análise linear e não linear geométrica)	126
Figura 6.29 – Momento Fletor Máximo X Número de Pavimentos (Modelos em Quadro Rígidos com Mesma Inércia Análise linear e não linear geométrica)	127
Figura 6.30 – Número de Pavimentos X Deslocamento (Modelos em Quadro Contraventado em Diagonal e em "X")	128
Figura 6.31 – Esforço Normal X Número de Pavimentos (Modelos em Quadro Contraventado em Diagonal e em "X")	128
Figura 6.32 – Esforço Cortante X Número de Pavimentos (Modelos em Quadro Contraventado em Diagonal e em "X")	129
Figura 6.33 – Momento Fletor X Número de Pavimentos (Modelos em Quadro Contraventado em Diagonal e em "X")	129

## **LISTA DE TABELAS**

### **CAPÍTULO III**

Tabela 3.1 – Coeficiente de arrasto para um prisma de base quadrada, aresta a e altura h	45
---	----

### **CAPÍTULO V**

Tabela 5.1– Variação do coeficiente de arrasto com a altura	58
Tabela 5.2 – Estimativa de consumo diário de água	65
Tabela 5.3 – Taxa de ocupação de acordo com a natureza local	66
Tabela 5.4 – Resumo do peso próprio do reservatório de água	67
Tabela 5.5 – Valor do coeficiente de arrasto em função do número de pavimentos	69
Tabela 5.6 – Cálculo do vento para os vários modelos	70
Tabela 5.7 – Ações nos nós	77
Tabela 5.8 – Ações nas barras	77
Tabela 5.9 – Pré-dimensionamento dos pilares	88
Tabela 5.10 – Pilares	89
Tabela 5.11– Pré-dimensionamento do modelo em quadro rígido para 16 pavimentos	92
Tabela 5.12 – Deslocamento limite segundo a NBR 8800 (1986)	99

### **CAPÍTULO VI**

Tabela 6.1– Estudo Comparativo entre as Combinações 2 e 4 com Vento distribuído e Vento Concentrado no P18 e no nó 27	103
Tabela 6.2 – Comparação entre vento distribuído e vento concentrado para a viga 1	103
Tabela 6.3 – Perfis utilizados no Pórtico 8.1	104
Tabela 6.4 – Perfis utilizados no Pórtico 8.2	104
Tabela 6.5 – Perfis utilizados no Pórtico 8.3	105
Tabela 6.6 – Comparação entre a análise de Segunda ordem pelo ANSYS e pelo método da Carga Lateral Fictícia proposto pela Norma Canadense	107
Tabela 6.7 – Comparativo entre os deslocamentos dos modelos em quadro rígidos	107



de mesma inércia na análise linear e não linear geométrica

## **LISTA DE ANEXOS**

**ANEXO I** – Cálculo da carga fictícia segundo as Normas Brasileira e Canadense

**ANEXO II** – Seções dimensionadas para os vários modelos

**ANEXO III** – Dados de origem dos gráficos dos resultados

**ANEXO IV** – Modelos

**ANEXO V** – Resultados do dimensionamento no DESMET (2.05) para o modelo de 8 pavimentos

# Capítulo 1

## INTRODUÇÃO

A tendência natural do homem é estar sempre em constante mudança ocasionada pela incessante busca da ampliação do conhecimento. Na construção civil, isso não é diferente. A necessidade de melhorias na área despertou o interesse de profissionais e cientistas a se dedicarem a estudos de novas técnicas e ao uso de materiais inovadores.

Na área de construção metálica, a utilização do aço foi gradativa, à medida que novas tecnologias iam sendo incorporadas pela sociedade. Em meados do século XIX, o aço era produzido em pequena escala e de alto custo pela falta de um processo industrial de fabricação (MAGALHÃES, 1984). Seu grande impulso foi obtido com o aparecimento dos processos Siemens Martin (1865), Bressmer (1870) e Thomas (1888) que permitiu a obtenção do aço em escala industrial. A construção metálica foi beneficiada, também, pelo grande desenvolvimento da solda elétrica, pela criação dos parafusos de alta-resistência e pela melhoria das propriedades químicas e mecânicas dos aços, a partir da 2ª guerra mundial (QUEIROZ, 1986). E, sendo assim, as construções metálicas em aço começaram a destacar-se.

O aço, além de promover uma grande resistência mecânica e ser um material homogêneo e praticamente isotrópico, apresenta inúmeras vantagens quando de sua utilização, dentre as quais, alta eficiência construtiva, flexibilidade, qualidade e segurança da obra, alívio das fundações, redução da área do canteiro de obras, do tempo de construção e aumento do espaço útil, facilidade nas instalações hidráulica e elétrica e economia nos custos finais (BELLEI, 1998). Devido a essas vantagens construtivas, ele se enquadra como um material moderno e de fundamental importância para que o mercado da construção civil consiga prosperar frente ao mundo sem fronteiras em que se está inserido.

Atualmente, vive-se a era da globalização. Essa aceleração capitalista traz como consequência um mundo mais unificado e homogêneo. As constantes trocas de informação e tecnologia potencializadas pela revolução da informática estimularam novas formas de produção. Exige-se maior eficiência e rapidez, menores índices de desperdício, baixos custos de produção, reciclagem para combater a escassez de materiais, segurança e preservação da natureza (HOLLANDA, 2000 e HOLLANDA & SILVA, 2000).

Promovem-se, em nossos dias, investimentos em pesquisa e novas tecnologias com o objetivo de aumentar o conhecimento sobre as técnicas da construção civil em aço, já que as empresas, que atuam neste ramo, sentiram-se obrigadas a aumentar a qualidade de seus produtos para conquistar novos mercados ou para proteger os que já possuíam da crescente competição interna e internacional (HOLLANDA, 2000).

Assim, os sistemas construtivos e estruturais em aço têm grande importância na produção industrial racional e automatizada. É cada vez maior a utilização do aço na indústria da construção civil, que deixou de ser um sistema construtivo artesanal para se tornar uma linha de montagem. Assim, verifica-se o amplo valor que estudos sobre sistemas construtivos em aço têm nos dias de hoje, revelando, desse modo, a atualidade e a importância de se estudar o tema.

## **1.1. Objetivos**

A construção metálica no Brasil possui grande potencial, já que o país é rico em minério de ferro e possui grandes grupos siderúrgicos. Mas, apesar desse potencial, o aço como elemento construtivo, é ainda novo no país, se comparado com países mais desenvolvidos.

O setor possui obras significativas que mostram o estágio de desenvolvimento da indústria de construção em aço em praticamente todas as regiões do país, como, por exemplo, os aeroportos de Belém, de Natal e de Fortaleza, os shoppings Praia de Belas em Porto Alegre (RS), Frei Caneca em São Paulo (SP), Vale em Ipatinga (MG). Esses projetos de grande

porte têm ajudado a difundir no país a qualidade, a rapidez de construção, a funcionalidade e a beleza das estruturas metálicas.

Embora existam essas vantagens, o Brasil é altamente conservador e faltam informações entre os construtores e técnicos sobre o uso do aço, sendo necessário maior divulgação dessa tecnologia. O Brasil possui um alto déficit habitacional e o aço, como elemento construtivo, oferece boas soluções para resolver este problema. Um exemplo disso é o edifício USITETO construído em Belo Horizonte pela empresa Usiminas que representa uma solução para moradias populares.

Objetivando ser, para construtores e técnicos em edifícios de andares múltiplos, uma fonte de informações simples e objetiva, que leve à compreensão do comportamento da estrutura em função das ações que nela atuam, do sistema vertical de estabilização empregado e do método de análise utilizado para o cálculo, procurou-se, através deste estudo, comparar sistemas verticais de estabilização em edifícios de andares múltiplos, utilizadas na prática.

Como a engenharia está em constante busca de melhorias nos processos de cálculo, e de novas concepções estruturais com soluções construtivas mais econômicas e racionais, esforça-se por encontrar a melhor solução na metodologia utilizada nos cálculos de engenharia, entre modelos teóricos previamente definidos.

Aliado à análise do melhor sistema vertical de estabilização para o projeto, segundo a variação da altura, procurou-se estudar o efeito de segunda ordem, em especial o efeito  $P-\Delta$ , que adquire grande significado à medida que aumenta a esbeltez da edificação. Este efeito depende da ordem de grandeza dos deslocamentos iniciais e da intensidade das forças verticais. Como, para edifícios de andares múltiplos, não foram encontrados grandes registros sobre esse assunto e, devido a sua importância, desenvolveu-se uma análise para os modelos previamente definidos, para quantificar o efeito  $P-\Delta$  em função da altura da edificação.

## 1.2. Justificativa

A melhor solução deve atender, simultaneamente, às condições de segurança e economia. Naturalmente, o projeto de menor custo é o mais atraente e é o que melhor compete com outros materiais e com as novas tecnologias construtivas, desde que alie as condições supra citadas de eficiência e segurança.

Diversos fatores influenciam o custo final da estrutura de aço. Dentre esses, salientam-se a seleção do sistema estrutural; o projeto dos elementos estruturais individuais; o projeto e o detalhamento das ligações; o processo de fabricação e o sistema de montagem; as especificações para fabricação e montagem e os sistemas de proteção a fogo e à corrosão (BELLEI, 1998).

Dentro da seleção do sistema estrutural adequado NETO (1987) afirma que a eficiência desse sistema está correlacionada ao consumo de aço e que o consumo de aço extra é referente à parcela do peso total da estrutura necessária ao enrijecimento do edifício, quando sujeitas a ações laterais, ou seja, do sistema vertical de estabilização.

Revisando a literatura pertinente ao assunto, verificou-se a necessidade de um estudo mais profundo sobre os sistemas verticais de estabilização. Sabe-se que a eficiência deles está correlacionada com a variação da altura das edificações: quanto mais alta as construções, maiores serão os efeitos das ações laterais (vento e abalos sísmicos) que atuam na estrutura.

Com a tendência atual de utilização de materiais mais leves, principalmente nos fechamentos laterais e paredes divisórias, houve uma diminuição da ação gravitacional que promovia uma diminuição nos efeitos das ações laterais. Logo, esses sistemas adquiriram fundamental importância na escolha da melhor solução, promovendo uma redução no consumo de aço e, conseqüentemente, no custo.

### 1.3. Metodologia

Diante da variabilidade de modelos estruturais, optou-se, inicialmente, por restringir o estudo a um modelo real de edificação projetada e já executada. Tal escolha deve-se ao fato de proporcionar a possibilidade deste trabalho tornar-se uma fonte de consulta para técnicos e profissionais, sem fugir, de forma muito expressiva, das condições de cálculo encontrados na prática.

Este trabalho não representa um estudo de caso isolado e sim, uma comparação de sistemas e, para isso, fez-se necessário ignorar particularidades do projeto e simplificar o cálculo para que os resultados obtidos fossem coerentes.

O projeto padrão foi baseado no artigo Edifício Piemonte de Prestes (2000) e consta de uma edificação de 8 pavimentos com dimensões de 62,83m de comprimento, 15m de largura e 3,3m de altura de pé-direito. Como a estabilização transversal é a mais crítica devido às características geométricas do projeto, optou-se, somente, pela análise do sistema nesta direção.

Usando as informações contidas no artigo, com as simplificações necessárias para simular as condições de cálculo utilizadas na prática de engenharia, iniciou-se o estudo pela análise deste projeto padrão.

Adotou-se modelos estruturais de sistemas verticais de estabilização (SVE) conforme os mais usados na prática de engenharia e, de acordo com as referências consultadas, partindo-se de um modelo padronizado, variou-se as alturas, ou seja, o número de pavimentos e o tipo de sistema de contraventamento. Optou-se pelos sistemas em quadro rígido e em quadros contraventado em K e em X. Estes, de acordo com TARANATH (1988), são sistemas eficientes para edifícios até cerca de 50 pavimentos. Como, no Brasil, os edifícios de andares múltiplos não são considerados muito altos, se comparados com o restante do mundo, esses sistemas são os mais utilizados na prática, juntamente com o sistema de núcleo em concreto.

A análise dos esforços e o dimensionamento da estrutura foram obtidos com auxílio dos softwares GT STRUDL (25) e ANSYS (5.6). Escolhidos pela facilidade de manuseio e pelo livre acesso, já que a instituição os tinha adquirido e porque são programas usados por grandes empresas do ramo de estruturas metálicas.

Fez-se dois tipos de análises estruturais: a linear e a não linear. A linear, geralmente, é a mais utilizada e suas características já estão contempladas pelos programas computacionais disponíveis no mercado. A análise não linear, considerando apenas a análise não linear geométrica (efeito P- $\Delta$ ) foi feita utilizando-se o Método Simplificado da Norma Canadense (CISC, 1994), na qual, ao contrário da Norma Brasileira NBR 8800 (1986), necessita apenas de uma iteração entre as etapas de cálculo para convergir à solução final. A eficiência do método da CISC foi verificada por comparação com os resultados da análise não linear geométrica dos modelos usando-se o programa ANSYS (5.6).

Comparou-se os vários modelos propostos, relacionando-se o número de pavimentos com os deslocamentos horizontais e os esforços solicitantes. Por último, verificou-se o consumo de aço para os três tipos de contraventamentos estudados.

## **1.4. Revisão Bibliográfica**

O comportamento estrutural sempre foi largamente estudado. É necessário o conhecimento mais profundo das estruturas para garantir sua segurança a fim de prevenir a impossibilidade do seu uso ou o colapso da estrutura. Estratégias durante o projeto para garantir a segurança da construção foi estudado por JASELSKIS *et al* (1996) e THORBURN (1997), onde THORBURN (1997) afirma que com o treinamento dos profissionais e desenvolvimentos de pesquisas tem se obtido estruturas cada vez mais seguras. Deste modo, existem trabalhos publicados sobre o comportamento estrutural de edifícios complexos, como é o caso do “Office Tower DS7” em Toronto (BERGMANN E CAMPHELL, 1991), do “Century Tower” em Tóquio (FITZPATRICK, 1992), “Central Plaza” de Hong Kong (AYRES E MACARTHUR, 1993), do “Republic Plaza” de Singapura (BROWNJOHN *et al*, 1998), do HSBC em Londres (ALDWINKLE, 2000) e do

“Birmingham Residential Tower” no Reino Unido ( GEORGE E LA FAYETTE, 2001). Atualmente tem ocorrido mudança nos conceitos estruturais com aplicações avançadas para os projetos de os edifícios inteligentes (SANTSFIED, 1998).

Na análise dos critérios de segurança, verifica-se que estes estão intimamente ligados à estabilidade estrutural (DAVIS, 1990; HARVERY, 1991; MACLEOD E ZALKA, 1996; HJELLESLAND E BJORHOVDE, 1996; KING, 2001), e que assumem caracter de exigência no dimensionamento. A estabilidade do edifício, qualquer que seja seu tipo, em relação às ações solicitantes é essencial para garantir a vida útil e a segurança exigida (HAVERY, 1991). Existem vários trabalhos publicados nesta área, principalmente, com relação às ações dinâmicas, como terremotos (AGUIRRE, 1997; BOOTH, 1998) e ventos (LYTHEAND e SURRY, 1992; ANKIREDDI E YANG, 1996) e consequentemente do comportamento dinâmico da construção (KO *et al*, 1989; ELLIS e JI, 1996; BROWJOHN *et al*, 1998; BROWJOHN E ANG, 1998) frente a estas ações. ANKIREDDI E YANG (1996) citam um método para a resposta dos edifícios altos quando sujeitos a ação do vento, enfocando a rigidez da estrutura para esta resposta.

As ações dinâmicas são fundamentais na análise da estabilidade da estrutura, mas as ações estáticas também são analisadas (CHOI, 1989; RAGGETT, 2000) dentro do enfoque dos avanços dos conceitos de dimensionamento estrutural para o aperfeiçoamento dos métodos.

O comportamento estrutural sujeito a ações estáticas foi estudado por NETHERCOT (2000) que analisou a resposta de pórticos metálicos enfocando o comportamento e o papel das ligações. Cita os vários tipos de análises estruturais vinculados aos tipos de ligações em que a estrutura deve ser projetada. As ligações possuem um papel importantíssimo no comportamento da estrutura em aço (MORRIS E PACKER, 1987; OWENS E MOORE, 1992; NADJAI e KIRBY, 1998). MOORE *et al* (1993) realizaram um extenso estudo através de experimentações com edifícios em estrutura metálica em escala real. Neste estudo também é enfocada a influência das ligações viga-coluna no comportamento estrutural, ou seja, na estabilização do prédio.



Para edifícios de andares múltiplos, existem vários trabalhos sobre o comportamento estrutural em áreas sísmica sujeitas a terremotos, como o trabalho de TAKANASKI (1994) que analisou experimentalmente este comportamento em um modelo de três pavimentos. REDWOOD *et al* (1991) analisou as respostas sísmicas em pórticos contraventados em “X” e GEORGESCU *et al* (1992) estudou o comportamento de pórticos contraventados em Delta, com ensaios em laboratório inclusive comparando experimentalmente os diagramas P- $\Delta$  com os obtidos nos os modelos em escala real. A análise não linear geométrica (efeito P- $\Delta$ ) também foi estudado por GAIOTTI E SMITH (1989), CHAN E ZHOU (1998) e por CHEN E WANG (1999), MOFID E KROSAVI, (2000) fornecendo métodos para esta análise e quantificando a importância da mesma.

O comportamento dos edifícios não contraventado em aço foi estudado por SIVAKUMARAN, (1991), FAHMY e ROBISON (1996) e KIM E CHEN (1996) enquanto o comportamento contraventado em “X” ou em delta foram estudados por BAKTASH E MARSH (1987), FILIATRAULT e CHERRY (1989), REDWOOD E CHANNAGIRI (1991), KIM E CHEN (1996), SABELLI E HOHBACH (1999) e ZALKA (1999). BURSI E GERSTLE (1994) analisaram as ligações flexíveis nos pórticos contraventados através de uma simulação da ligação pelo método dos elementos finitos. XU E LIU (2002) analisaram a estabilidade de estruturas semi-contraventadas analisando o efeito do comportamento das ligações semi-rígidas. A análise do comportamento estrutural dos vários modelos possibilita o desenvolvimento das pesquisas para a verificação da eficiência dos sistemas estruturais, procurando facilitar a compreensão de seus comportamentos.

Ainda dentro dos comportamentos dos sistemas existem vários trabalhos publicados com relação à otimização estrutural, procurando trabalhar com o melhor sistema e, conseqüentemente, promovendo estruturas mais econômicas. Dentre estes podemos citar AL-SALLOUM E SIDDIQI (1993), CHAN *et al* (1995), TZAN E PANTELIDES (1996), SOEGIARSO E ADELI (1987), KIM *et al* (1998), MIJAR *et al* (1998), SARMA E ADELI (2000) e LING *et al* (2000). Os processos de otimização estrutural são apontados como solução para vários problemas encontrados na fase de projeto, de cálculo e na avaliação da racionalização da estrutura.

## **Capítulo 2**

### **CONCEITOS BÁSICOS**

A fim de facilitar a compreensão do texto, abordam-se, inicialmente, alguns conceitos básicos; facilita-se, desse modo, o entendimento do comportamento da estrutura, tendo em vista as variáveis que nela atuam.

Os conceitos apresentados neste capítulo estão baseados, principalmente, nas obras de IYENGAR (1993), LE GOOD (1993), WATSON (1993) e no MANUAL BRASILEIRO PARA CÁLCULO DE ESTRUTURAS METÁLICAS (1989).

#### **2.1. Projeto**

O projeto deve possuir três atributos: garantia de segurança e estabilidade do prédio; apresentação de forma elegante e com custo racional; e, tempo de construção reduzido. Ao analisá-lo, alguns critérios devem ser considerados, entre eles, seu objetivo, a análise das suas necessidades e dos possíveis sistemas estruturais para que se possa definir a melhor solução (LE GOOD, 1993).

Deve-se atentar, também, para a durabilidade do projeto juntamente com a confiabilidade que a construção metálica deve fornecer a fim de competir com alguns materiais conservadores. Os sistemas são projetados e construídos de forma a poderem ser mantidos em condições de utilização satisfatória durante o prazo de sua vida útil. Eles são considerados confiáveis quando existe uma garantia razoável de sua permanência em condições normais (FUSCO, 1977). Além de um projeto bem executado, as estruturas metálicas, como todos os outros materiais, exige manutenção dos seus elementos em determinados períodos.

Assim, é preciso, primeiramente, estabelecer a finalidade de cada sistema estrutural com relação à edificação, às resistências mecânicas e aos tipos de materiais que serão

empregados, à configuração da estrutura, às ações a serem adotadas e às especificações (MANUAL BRASILEIRO PARA CÁLCULO DE ESTRUTURAS METÁLICAS, 1989). As especificações se referem a materiais e métodos de execução.

A fim de se atingir essas qualificações, ao projetar uma edificação, deve-se proceder a uma análise pré-concebida, onde se conheça a interdependência entre os projetos. Dessa forma, com a adoção desse procedimento preliminar, evita-se que escolhas erradas interfiram em outras etapas da obra, como, por exemplo, no processo de fabricação e montagem.

Para compor o arranjo estrutural, admite-se que a estrutura seja composta por um número de elementos estruturais, os quais podem englobar uma ou mais peças. É necessário conhecer o comportamento de cada elemento estrutural a ser calculado. Esse está ligado as suas dimensões e aos seus esforços solicitantes.

Com relação à geometria, considerando-se as três dimensões (comprimento, largura e espessura), surgem tipos de peças estruturais: Blocos, Folhas e Barras. Para efeitos práticos, dois comprimentos principais podem ser considerados de mesma ordem de grandeza quando estiverem até a relação 1:10 (FUSCO, 1977).

Os blocos são peças estruturais onde os três comprimentos principais são da mesma ordem de grandeza. As folhas possuem uma dimensão com um valor muito inferior ao das outras duas dimensões. Elas são classificadas em cascas, quando sua superfície é curva e em placas ou chapas quando a superfície média é plana. Exemplos de placas são as lajes e paredes estruturais. Exemplos de cascas são as cascas de cobertura. As barras possuem a ordem de grandeza de um dos comprimentos principais muito maior do que a dos outros dois. Como exemplo temos os pilares.

Segundo DIAS (1998), as peças estruturais são classificadas, conforme a aplicação do carregamento, como: placas ou lajes; chapas ou paredes estruturais; vigas e pilares. Nas lajes, o carregamento é perpendicular ao plano das suas maiores dimensões e, nas paredes,

o carregamento é paralelo. Já as vigas sofrem carregamento transversal ao seu eixo e os pilares carregamento axial.

Um conjunto de lajes, paredes estruturais, vigas e pilares que necessitam resistir às combinações de carregamentos durante toda a vida útil da construção, é chamado sistema estrutural.

A seguir, algumas considerações são feitas sobre os sistemas estruturais.

## **2. 2. Sistemas Estruturais**

A escolha do sistema estrutural é determinada pelo que WATSON (1993) denomina de três R do projeto: rigidez, robustez e rapidez. Dessa forma, o sistema deve ser suficientemente rígido para sustentar as cargas ou ações aplicadas; robusto para prevenir o colapso progressivo da estrutura; e, nos dias atuais, rápido e econômico.

A forma da construção, ou seja, o projeto arquitetônico, é fundamental na escolha do sistema estrutural adotado. Os requisitos para a escolha desse sistema estrutural estão relacionados com a resistência e as dimensões dos elementos que resistirão às ações aplicadas. As ações geram esforços que podem ser de tração, de compressão, de flexão, de cisalhamento e de torção. Esses esforços determinam as dimensões e forma dos elementos a serem calculados e devem ser verificados dentro dos limites especificados pelas normas.

A escolha dos sistemas estruturais está essencialmente aliada à habilidade do projetista. Depende da sagacidade do mesmo em conjugar inúmeras variantes como a existência e o conhecimento de processos rotineiros de cálculo. Dependem, também, da disponibilidade de tempo, materiais, mão de obra e equipamentos de produção.

Para a escolha desses sistemas de estrutura, o projetista deve privilegiar aquele que possua um ótimo desempenho. O desempenho está relacionado, especialmente, com a dimensão, forma ou uso da estrutura. Outro aspecto sobre o desempenho é a estética da construção.

Em algumas construções, como nos prédios públicos ou em monumentos, esse critério é essencial (BEEDLE ET AL, 1964).

Deve-se ter uma visão global dos sistemas estruturais, os quais podem ser aplicados em estruturas de coberturas e de múltiplos andares, nas quais a concepção depende quase que exclusivamente do tipo de projeto a que se destina: um edifício de apartamentos, um edifício industrial, uma torre de transmissão ou um silo (MANUAL BRASILEIRO PARA CÁLCULO DE ESTRUTURAS METÁLICAS, 1989).

Como o trabalho em questão está direcionado para edifícios de andares múltiplos enfocam-se os pórticos de múltiplos andares. Esses pórticos são compostos por uma série de placas planas ou lajes, que constituem os andares. Essas placas planas ou lajes são apoiadas sobre um sistema de vigas e pilares de formas variadas, de acordo com o projeto arquitetônico.

Para o cálculo destes elementos faz-se uma análise estrutural que pode ser: bidimensional (plana), ou tridimensional (com auxílio de softwares computacionais).

Considerando-se a construção num aspecto bidimensional, simplifica-se a estrutura decompondo-a em partes, de modo que cada uma delas possa ser considerada isoladamente, representando um comportamento mais real da estrutura (FUSCO, 1977).

Nestas situações de cálculo separamos a estrutura real tridimensional da edificação em conjuntos de modelos estruturais planos, cuja combinação, represente esse comportamento. Essa concepção da estrutura é baseada principalmente no projeto arquitetônico; no custo do projeto, respeitando critérios de economia; na facilidade de fabricação, montagem e manutenção. Em termos de economia estrutural, deve-se preferir modelos cujos espaçamentos entre pilares, vãos das vigas principais e secundárias, altura de pé direito e disposição de outros elementos estruturais possibilitem a otimização da estrutura (FUSCO, 1977).

O caminho das ações até as fundações gera tipos de estruturas distintas. Modelos de vãos múltiplos, com ou sem balanço lateral; modelos com núcleo central, com ou sem balanço lateral; e, modelos com colunas externas onde há vão livre entre elas (FONSECA, 1984).

Um sistema estrutural pode ser considerado uma unidade completa junto ao solo, sendo que, além de garantir a resistência a combinações de carregamentos deve determinar o equilíbrio dessa. Dentre os sistemas estruturais, o sistema de estabilização espacial ou sistema de contraventamento da edificação é o sistema que assegura essa estabilidade.

Logo os elementos básicos de uma estrutura de múltiplos andares são: lajes de piso, vigas, pilares e contraventamentos.

Os SVE ou sistemas de contraventamento garantem a rigidez da estrutura quanto à solicitação de ações horizontais ou excentricidade vertical ocorrida nos elementos construtivos. Tanto para edifícios de cobertura quanto para edifícios de múltiplos andares esta rigidez é obtida através de, no mínimo, três planos verticais não paralelos entre si para o controle dos deslocamentos.

O contraventamento horizontal, geralmente é composto de laje de piso desde que a mesma tenha um comportamento de um diafragma horizontal. Os contraventamentos verticais podem ser obtidos através de vários modelos estruturais, por exemplo: em quadros rígidos ou contraventados, com paredes de cisalhamento, com núcleo de concreto, com treliças alternadas e com sistemas tubulares (Figuras 2.1 a 2.3).

Os quadros podem ser compostos de barras rotuladas ou engastados, ligadas a uma estrutura rígida (Figura 2.2) ou a uma contraventada (Figura 2.3). Os quadros ligados por uma estrutura rígida formam os pórticos rígidos em seus planos, os ligados a uma estrutura contraventada formam os pórticos contraventados. No caso das estruturas em quadro rígido, há transferência de esforços normais, cisalhantes, momentos fletores e momentos de torção, dependendo da geometria da estrutura. Com isso, suas ligações rígidas representam

um problema nas etapas de fabricação e de montagem, já que exigem grande eficiência na construção.

O sistema de quadro contraventado possui ligações birrotuladas, com arranjos especiais treliçados entre as vigas principais e os pilares, a fim de promover a estabilidade da estrutura. Em edifícios mais elevados, para melhorar a eficiência desse sistema, adiciona-se treliças horizontais com ligações rígidas no contraventamento vertical e ligações simples com os pilares externos. Desse modo, quando o contraventamento vertical tende a fletir, a treliça horizontal resiste, transmitindo, assim, cargas axiais aos pilares externos.

Os sistemas em quadro rígido, por sua vez, são econômicos em edificações até 30 pavimentos, mas à medida que aumentamos a altura da edificação o sistema torna-se muito flexível. O sistema contraventado é a solução mais adequada para edificações até 40 pavimentos (TARANATH, 1988).

Em se tratando de estruturas com núcleo ou paredes de cisalhamento, o caminho a ser percorrido pelas cargas ou ações é o mesmo que se verifica em sistemas em quadro. Todavia, saliente-se que nesse, os esforços horizontais transmitidos pela laje de piso são resistidos por um núcleo cisalhante extremamente rígido. Esse núcleo pode ser interno, externo, centrado ou excêntrico. Isso dependerá da disposição do projeto, porque geralmente estão localizados nas caixas de escadas e elevadores. Os sistemas com paredes de cisalhamento são sistemas onde a rigidez lateral é garantida através de paredes extremamente rígidas que cortam o edifício em um plano, de um lado a outro.

O núcleo ou parede de cisalhamento durante a construção possuem o inconveniente de possuir uma incompatibilidade na velocidade de montagem da estrutura metálica, já que enquanto a construção em aço possui uma montagem rápida, o núcleo ou a parede, geralmente em concreto, possuem uma montagem lenta.

As estruturas com pisos suspensos constam, basicamente, do núcleo central - geralmente em concreto - e dos pisos. Essas estruturas são apoiadas internamente no núcleo e,

externamente, em tirantes. Os tirantes são fixados nas vigas em console e no topo do núcleo. Verifica-se que a principal vantagem desse sistema reside em deixar o piso térreo livre de pilares. Nesse sistema, o número de pavimentos fica limitado à deformação dos tirantes em relação às cargas acidentais. Geralmente, esses sistemas são usados até 12 pavimentos. As formas de planta mais usuais são a quadrada e a retangular, podendo ainda ser em cruz ou em duplo trapézio, zelando-se, sempre, pela simetria da forma a fim de proporcionar uma melhor distribuição de esforços no núcleo.

A medida que aumenta a altura da edificação, os SVE discutidos anteriormente não proporcionam a rigidez necessária à estabilidade e o controle dos deslocamentos horizontais. Surge, então, o sistema de treliça alternada (inter-pavimento) e o sistema tubular.

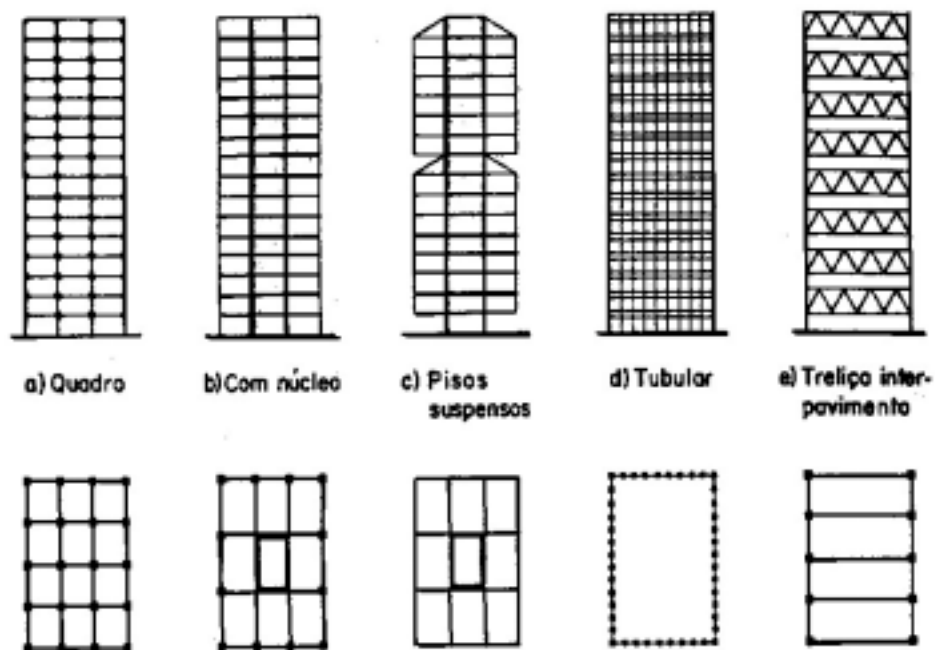


Figura 2.1 - Sistemas Estruturais

(Reproduzido de MANUAL BRASILEIRO PARA CÁLCULO DE ESTRUTURAS METÁLICAS, 1989)



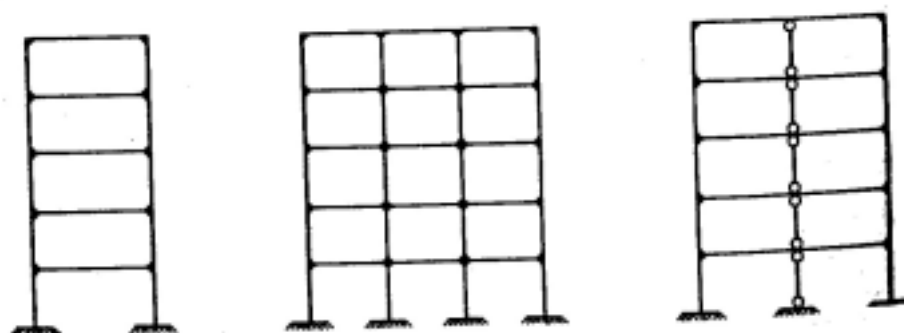


Figura 2.2 - Sistemas em Quadro Rígido  
(Reproduzido de MANUAL BRASILEIRO PARA CÁLCULO DE ESTRUTURAS METÁLICAS, 1989)

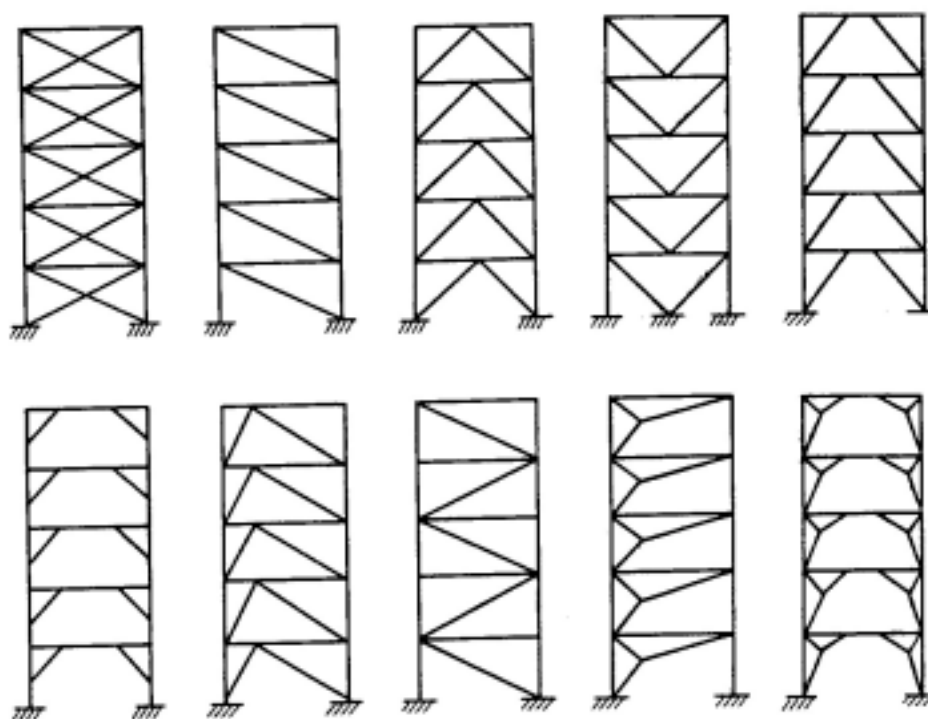


Figura 2.3 - Sistemas em Quadro Contraventado  
(Reproduzido de TARANATH, 1988)

No sistema de treliça alternada o enrijecimento transversal é auferido através de treliças que possuem altura igual ao pé direito total do pavimento. Alternando-se os pavimentos, um com treliça e outro não, consegue-se que os pisos se apóiem, alternadamente, na corda superior e na corda inferior da treliça. Esse sistema também apresenta boa flexibilidade no arranjo arquitetônico, já que os pilares se encontram na periferia, permitindo que todo o pavimento fique com vão livre.

Em contrapartida, o sistema tubular considera que as estruturas das fachadas funcionam como se equivalassem às paredes de um tubo ôco em balanço, engastado no terreno. As paredes do tubo são constituídas por pilares com pequeno espaçamento entre si em toda periferia, ligadas a vigas de piso de grande altura. Desse modo, os esforços horizontais são resistidos pelos pilares externos. Caso sejam adicionada diagonais nas laterais, obtém-se o efeito treliça, conhecido como Tubo treliçado.

Dos tipos de tubo treliçado destacam-se: o Tubo Vierendeel ou ôco e o Tubo Celular. O Vierendeel é composto da malha de pilares externos e de vigas ligadas rigidamente. O Tubo Celular, por sua vez, possui o tubo externo enrijecido por diafragmas internos nas duas direções, que, ao variar a altura do núcleo, forma células (FONSECA, 1984).

Esses sistemas estruturais citados acima são eficientes para diferentes alturas de edifícios de andares múltiplos (EAM). Esta eficiência estrutural foi estudada por vários autores.

### **2.3. Eficiência dos Sistemas Estruturais**

IYENGAR (1993) mostra um quadro comparativo entre os diversos sistemas estruturais (Figura 2.1), definindo uma sucessão de sistemas com particulares limitações de altura para cada um deles.

Segundo ele os sistemas para EAM surgiram após os anos sessenta, e foi uma adaptação a um padrão evolutivo lógico. Cada sistema que surgia levava a criação de um novo mais eficiente, sendo o sistema anterior um elo de ligação deste processo.

A eficiência global e a viabilidade econômica dos sistemas de contraventamento são controladas pelos vãos e dimensões dos perfis. Com o aumento das dimensões e do número dos pavimentos, tornaram-se necessários elementos mais resistentes, para controlar os deslocamentos devido ao vento. Com isso, pode-se afirmar que o processo de otimização da estrutura se apóia, principalmente, na seleção apropriada do sistema mais do que da relação vão e dimensões dos elementos.

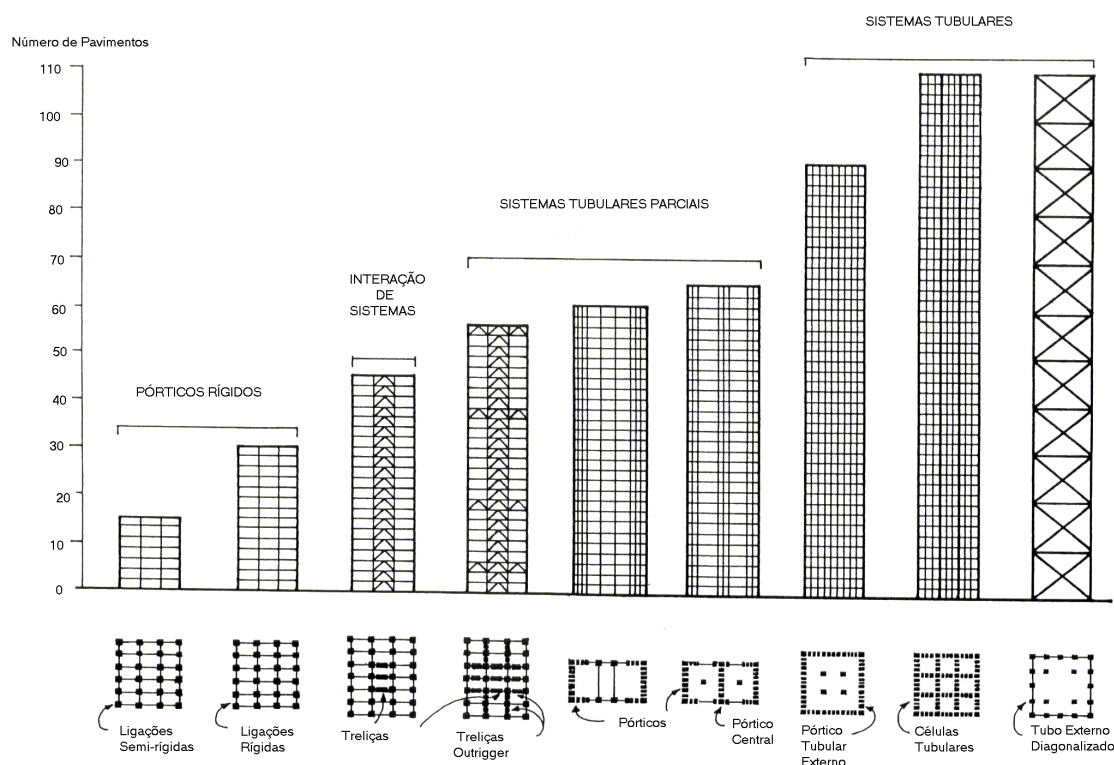


Figura 2.4 - Quadro Comparativo da Eficiência dos Sistemas Estruturais  
(Reproduzido de IYENGAR, 1993)

Este quadro comparativo de IYENGAR (1993) foi introduzido para definir a melhor sequência de sistemas com relação à eficiência econômica do sistema estrutural escolhido e é definido em função da altura da estrutura. Porém, podem ocorrer variações dentro de uma escala geral devido à composição específica de cada sistema.

Neste quadro podem-se verificar algumas características gerais da evolução dos sistemas.

No contexto atual, o sistema estrutural em quadro rígido dos edifícios pode ser eficiente em edifícios até 20 pavimentos. Já sistemas que utilizam em conjunto, quadros rígidos e treliças, podem ser eficientes para edifícios até, aproximadamente, 40 pavimentos. Sabe-se que os edifícios construídos, no Brasil, raramente ultrapassam o número de 30 pavimentos, logo, os primeiros sistemas apresentados na Figura 2.4 são os mais usuais.

## **2.4. Ações Estruturais**

A escolha das cargas ou ações que atuam nas estruturas é uma das exigências mais importantes nos critérios de cálculo adotados no projeto. O termo ação designa qualquer influência ou conjunto de influências capazes de produzir estados de tensão na estrutura. Assim, as forças são ditas ações diretas e as deformações ações indiretas (FUSCO,1977).

A estrutura da edificação deve sempre ser projetada tendo-se em vista a pior probabilidade de combinação das ações aplicadas sobre ela suscetíveis de ocorrer provavelmente ao longo de toda a sua vida útil.

Essa estrutura, por sua vez, pode estar sujeita às seguintes solicitações: ações predominantemente verticais - as quais representam o peso próprio da estrutura – as sobrecargas, as cargas de utilização, as cargas concentradas (garagens e casa de máquinas) e as ações predominantemente horizontais. As ações horizontais são as ações devido ao vento e aos abalos sísmicos. Neste trabalho foram desconsiderados os abalos sísmicos porque não ocorrem no Brasil.

Há que se considerar que o peso próprio é uma ação gravitacional permanente que está associada com os materiais construtivos utilizados na obra. Ela é calculada através da densidade dos materiais, as quais são encontradas em tabelas, como as da norma NBR 6120 (1980). O peso próprio permanente representa os pesos das vigas, pilares, escadas, pisos, forros, paredes divisórias permanentes, revestimentos das fachadas, tanques e reservatórios,

sistemas mecânicos e outros elementos estruturais, de acabamento, ou instalações fixas (FONSECA, 1984).

Quando se seleciona o carregamento à que a estrutura está sendo submetida, é necessário avaliar o peso próprio da estrutura metálica. Esse valor depende de vários fatores como as disposições arquitetônicas, o número e os tipos de revestimentos da estrutura. É necessário que o projetista tenha experiência para estimar este valor, baseado em cálculos anteriores. Existem alguns métodos para estimar estas ações como o citado por CHOI (1989) para edifícios de escritório.

SÁLES (1995) cita, como regra geral, que para edifícios de até 20 pavimentos, o peso da estrutura se encontra entre  $0,6\text{kN/m}^2$ ; para edifícios de 20 a 50 pavimentos, entre  $0,8$  a  $1,2\text{kN/m}^2$ ; e para edifícios entre 50 a 100 andares fica próximo de  $2\text{kN/m}^2$ . Esses valores empíricos devem ser corrigidos após o término do cálculo da estrutura.

A sobrecarga é uma ação que varia de acordo com a função a que se destina a construção. Ela é fornecida como um valor uniformemente distribuído, ou concentrado, e representa a principal influência em projetos de cobertura e pisos, afetando os projetos da estrutura e fundações. O valor da sobrecarga segue a Norma Brasileira NBR 6120 (1980). Ela tem um valor imprevisível em função da época e da localização da estrutura. Deve-se tomar cuidado com as possíveis mudanças na ocupação da edificação a qual pode aumentar a sobrecarga inicial utilizada no cálculo.

A ação devido ao vento possui natureza dinâmica e é influenciada pelo relevo e a rugosidade do terreno, por construções adjacentes, pela forma, pela esbeltez e pelo número de aberturas nas paredes dos edifícios (BLESSMANN, 1990). As paredes e coberturas da edificação poderão estar estão sujeitas à sucção ou a sobrepressão, dependendo da direção do vento e dos outros parâmetros já citados anteriormente. A Norma Brasileira que regulamenta as forças devidas ao vento em edificações é a NBR 6123 (1990). No capítulo 3 aborda-se esse assunto com maior profundidade.

Além das ações citadas anteriormente, nos edifícios outros tipos de ações podem estar envolvidos. Cargas decorrentes da utilização, como por exemplo, cargas de equipamentos, de elevadores e de aparelhos de ar condicionado, as quais devem ser levadas em conta no cálculo do edifício.

Existem, ainda, ações geradas pelo deslocamento da estrutura, entre elas, os recalques diferenciais e as ações de temperatura. Essas ações, geralmente, não são incluídas no cálculo. O efeito das variações de temperatura pode ocorrer, por exemplo, em situações em que parte da estrutura fica exposta ao sol e outra parte não; parte da estrutura ser climatizada e outra parte não; ou ainda, com parte dos pilares embutidos no prédio e outra parte exposta ao sol. Esses efeitos são acumulativos, e devem ser considerados no cálculo de edifícios com 30 ou mais pavimentos e naqueles edifícios onde o grau de exposição ao sol possa introduzir tensões que afetam o dimensionamento (FONSECA, 1984).

Outras ações podem ser consideradas prevendo-se a montagem do edifício ou durante a fabricação de seus componentes. Essas variam dependendo do processo construtivo, do sistema de estocagem dos materiais e do manuseio das peças. Elas podem causar esforços concentrados bem maiores que as ações acidentais já incluídas no cálculo. Deste modo, as ações extras devem ser previstas no cálculo.

Existem, ainda, ações devido à neve ou gelo. No Brasil não são consideradas por serem fenômenos raros.

Como a edificação está sujeita a diversas combinações de ações e que podem ocorrer simultaneamente, torna-se necessário prever as combinações possíveis. Em se tratando de estruturas grandes e complicadas, programas computacionais são utilizados a fim de gerar todas as possíveis combinações. Dessas combinações, a estrutura será dimensionada para a situação mais crítica. As Normas Brasileiras NBR 8800 (1986) e a NBR 8681 (1984) definem algumas combinações consideradas no dimensionamento.

## **2.5. Métodos de Dimensionamento**

Para estruturas em aço existem três tipos de dimensionamento.

O primeiro é o Método das Tensões Admissíveis, onde as ações, especificadas de forma determinística, são analisadas elasticamente, existindo segurança se as tensões atuantes forem iguais ou inferiores a tensões admissíveis especificadas.

O segundo é o Método do Fator de Carga que determina limites para a segurança da estrutura. Essa segurança é avaliada pelas condições de colapso, ou seja, uma relação entre a carga de colapso e a carga de serviço.

O terceiro é o Método dos Estados Limites, que é utilizado pela Norma Brasileira NBR 8800 (1986). Neste, define-se Estados Limites fora dos quais qualquer elemento da estrutura não poderá ser utilizado. Os Estados Limites estão relacionados ao colapso da estrutura, ou seja, à segurança. O dimensionamento por este método envolve:

1. A identificação de todos os modos de colapso ou maneiras pelas quais a estrutura poderia deixar de preencher os requisitos para os quais foi projetada;
2. A determinação de níveis de segurança aceitáveis contra a ocorrência de cada estado limite;
3. A consideração pelo calculista dos estados limites significativos para a estrutura.

Deste modo, a norma fornece coeficientes que devem ser aplicados às ações (ou solicitações) e às resistências, para verificação dos estados limites.

## **2.6. Verificação da Segurança**

A estrutura deve ter sua segurança verificada contra diferentes Estados Limites. Essa segurança deve ser verificada na fase de cálculo. Os Estados limites são classificados como: Estados Limites Últimos e Estados Limites de Utilização. O primeiro é correspondente ao

valor máximo de capacidade de suporte da estrutura e o segundo corresponde aos critérios de utilização normal ou de durabilidade.

As principais causas que podem levar uma estrutura a um Estado Limite Último são:

- A perda de estabilidade (de parte ou de toda a estrutura);
- A ruptura de seções críticas da estrutura;
- A transformação da estrutura em um mecanismo;
- A instabilidade por deformação;
- A deterioração por fadiga ou deformações (plásticas/elásticas).

Concluí-se que um Estado Limite Último ocorre quando a estrutura esgota a sua capacidade de suporte, deixando de apresentar as suas características exigidas para a sua utilização.

As principais causas que podem levar uma estrutura a um Estado Limite de Utilização são:

- Deformações excessivas para uma utilização normal da estrutura;
- Corrosão;
- Deslocamentos excessivos sem levar a perda de equilíbrio;
- Vibrações excessivas.

Concluí-se que um Estado Limite de Utilização ocorre quando a estrutura fica comprometida, com redução de sua durabilidade ou de sua utilização.

Como exemplo de estados limites que afetam edifícios temos:

- Flecha ou rotação excessiva que afetam o uso funcional ou a drenagem de um edifício, podendo levar a danos nos componentes não estruturais e nos elementos de ligação;
- Danos locais excessivos (fissuração, rachaduras, escoamento localizado ou deslizamento) que afetam a aparência, a utilização ou a durabilidade da estrutura;



- Vibração excessiva que afeta o conforto dos ocupantes ou a operação da estrutura do edifício.

## **2.7. Disposições Construtivas**

A maioria dos EAM são projetados levando-se em conta todas as ações atuantes na estrutura, onde destaca-se a força devido ao vento. Essa força atua nos sistemas de fechamento externo e transmitem esforços aos pisos, que funcionam como diafragmas horizontais.

A ação lateral devido ao vento é transferida para os SVE e destes é descarregado ao solo. Os SVE são geralmente treliças ou pórticos. Essa seqüência de transferência de ações é a que, freqüentemente, governa os EAM. Para entender a ação da transferência das ações, é necessário compreender a disposição dos elementos construtivos.

A estrutura do edifício em aço é composta por lajes de pisos ou de forro, vigas de pisos e vigas de cobertura, pilares principais e secundários, elementos para ligação entre as peças estruturais e, às vezes, tirantes e placas de apoio para os pilares. Os sistemas estruturais são compostos por pilares e vigas ligados entre si por ligações.

A Figura 2.5 apresenta uma composição de vigas, pilares e lajes, onde as linhas representam as vigas e os círculos os pilares. Sobre as vigas apóia-se a estrutura do piso composta por lajes. Essas lajes podem ser de concreto armado, pré-moldadas ou mistas. A princípio a laje de piso deve garantir a resistência, rigidez e fornecer o contraventamento horizontal através de um diafragma rígido. Deve-se tomar o cuidado com as lajes compostas por estruturas leves, como o caso das mistas, onde pode ser necessário projetar uma treliça horizontal para formar os diafragmas horizontais.

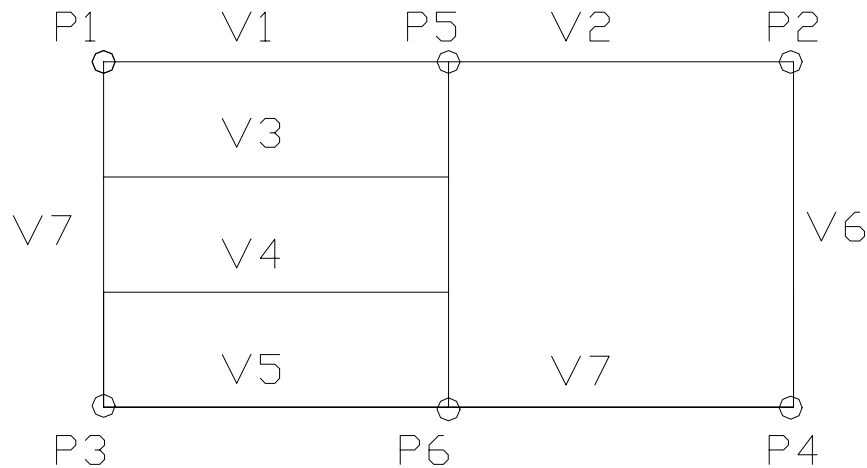


Figura 2.5: Exemplo de sistema estrutural de piso.

Tipos de Lajes:

**Laje de concreto armado:** é a mais utilizada em edifícios residenciais. As lajes podem ser armadas em uma direção ou em duas direções, em função desta relação. As lajes entre as vigas  $V_1$  e  $V_3$  na Figura 2.5, por exemplo, são armadas em uma direção e a laje entre as vigas  $V_2$  e  $V_6$  estão orientadas em duas direções.

**Laje Pré-moldada:** são lajes compostas por vigotas e peças em cerâmica. As peças em cerâmica que se apóiam sobre as vigotas e essas sobre as vigas metálicas. Esse sistema é vantajoso, pois promove rapidez na construção e permite vencer vãos razoáveis espaçando bem as vigas metálicas.

**Laje mista:** São os sistemas de pisos mais usados em edifícios metálicos atualmente (por exemplo, sistema steel deck). Também promovem rapidez na construção e permitem vencer vãos relativamente grandes, variando a espessura da chapa metálica. Ela é formada inferiormente por uma forma-laje metálica, que resiste ao esforço de tração, e superiormente por uma camada de concreto, que resiste ao esforço de compressão. São

estruturas leves e que pesam, em grandes vãos, cerca de  $1.6\text{kN/m}^2$ . A forma-laje promove uma construção seca e funciona como armadura positiva da laje (DIAS, 1998). Neste sistema também há células para disposição de dutos de instalação de serviços.

**Laje metálica:** São os sistemas de pisos mais usados em mezaninos de galpões metálicos e em plataformas. São pisos constituídos de chapa metálica, como as chapas Xadrez e os pisos GM3.

As lajes podem estar apoiadas diretamente sobre vigas (mais usuais) ou sobre pilares (conhecidas como laje cogumelo)

As vigas podem ser principais ou secundárias. As vigas para subdivisão dos painéis de lajes, conhecidas como secundárias  $V_3$  e  $V_4$ , promovem o travamento e resistem aos esforços das lajes, apoiando-se nas vigas principais. As vigas principais conduzem a carga de piso aos pilares e recebem as reações das outras vigas. As principais constituem as demais vigas mostradas no esquema da Figura 2.5.

A viga metálica pode ser revestida por uma camada de concreto que promove, também, uma proteção contra incêndio. Há também as vigas mistas, onde a laje está conectada à viga metálica através de conectores e passam a funcionar como um elemento estrutural solidário.

Os pilares dos edifícios metálicos, em geral, são constituídos por perfis **I**. Os pilares principais são aquelas que participam dos sistemas aporticado que fornece a rigidez lateral da estrutura, ou seja, do sistema de contraventamento.

## 2.8. Ligações

A estrutura é a parte resistente de uma construção, máquina, objeto ou peça isolada. As imposições do meio exterior à liberdade de deslocamento de pontos de uma estrutura são denominadas ligações externas. O sistema que realiza uma ligação externa é chamado de apoio (AMARAL, 1977).

As ligações condicionam o funcionamento estrutural das peças de modo que o projeto estrutural e, conseqüentemente, os esforços gerados em toda a estrutura sejam funções das ligações adotadas.

Na engenharia os apoios mais utilizados são apoios de primeiro gênero, segundo gênero e terceiro gênero, na prática são chamados de apoio simples, apoio duplo e engaste.

O primeiro restringe os esforços verticais em apenas uma direção gerando reações no eixo Y da estrutura. O segundo restringe os esforços verticais e horizontais gerando reações nos eixos X e Y e o último restringe nas três direções X, Y e Z, gerando sobre a estrutura reações em X, Y e momento em torno do eixo Z. Essas reações representam os esforços internos gerados sobre a estrutura em decorrência do carregamento aplicado no plano.

Na fase de projeto das estruturas em aço define-se, quanto à rigidez, as ligações em: rígidas, semi-rígidas ou flexíveis. Desse modo, na ligação rígida a rotação é totalmente impedida, na semi-rígida é parcialmente impedida e na flexível, ela é permitida. Sabe-se que, em estruturas metálicas, não existe muita exatidão com respeito a essa classificação (ANDRADE, 1998). Por exemplo, um vínculo que restringe os esforços verticais, libera uma parcela de momento, mesmo que pequena. Porém, via análise experimental, pode-se determinar o grau de rigidez de cada tipo de ligação, ou seja, o ângulo de rotação entre as paredes conectadas, e agrupá-las em ligações mais rígidas e ligações menos rígidas. A Figura 2.6 apresenta a relação entre os momentos ( $M/M_p$ , momento aplicado/momento plástico) e a rotação ( $\phi$ ) quanto a esta classificação.

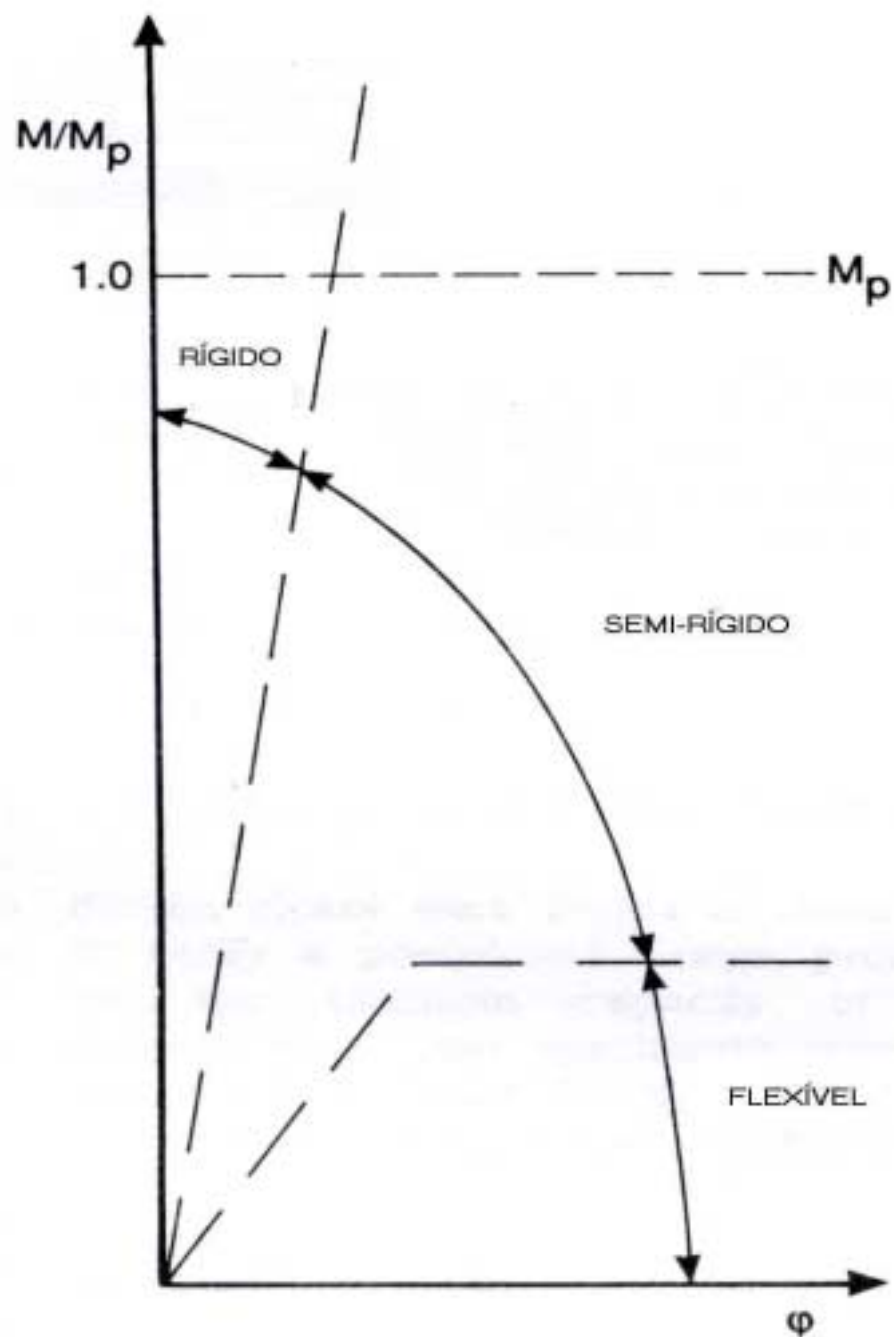


Figura 2.6 – Classificação das ligações

(reproduzido de BRITISH LIBRARY CATALOGUING IN PUBLICATION DATA, 1993)

O processo do projeto estrutural é baseado nos diagramas de esforços. Através desses diagramas pode-se avaliar o comportamento estrutural que está intimamente ligado aos detalhes de conexão. Para não ocorrer nenhuma variação nas ligações usadas no cálculo, na fase de montagem, faz-se necessário um detalhamento, para evitar problemas futuros durante toda a vida útil da construção. A verificação do detalhamento da ligação da estrutura promove uma revisão dos tamanhos dos elementos. A padronização dos elementos e a simplificação do detalhamento produzirão economia e redução de falhas de fabricação e montagem.

As Figuras 2.7 a 2.16 apresentam exemplos de ligações, dentro dos vários existentes na prática. Será apresentado exemplo de ligações rígidas e flexíveis, não apresentando as ligações semi-rígidas por não serem aplicadas no desenvolvimento do trabalho. As Figuras 2.7 e 2.8 mostram exemplos de ligações rígidas no SEV em quadro rígido entre vigas e pilares e a Figura 2.6 entre vigas. Dentro dos vários tipos de ligações rígidas, elas podem ser executadas soldadas (Detalhe a) ou parafusadas (Detalhe b).

As Figuras 2.9 e 2.10 apresentam exemplos de ligações flexíveis no SVE em contraventamento em delta. Detalhes destas figuras são mostrados nas Figuras 2.14 e 2.15 que apresentam ligações comumente presentes nas referências pertinentes ao assunto. Na Figura 2.14 apresenta três tipos desta ligação flexível utilizada na prática.

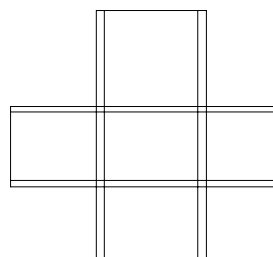
As figuras 2.11 e 2.12 apresentam exemplo da ligação flexível no SVE em contraventamento em X. As figuras 2.14 e 2.16 também reforçam este exemplo de ligações. A Figura 2.16 apresenta o esquema de ligação utilizado entre as diagonais, utilizando uma diagonal contínua ou não com a utilização de uma chapa de ligação.



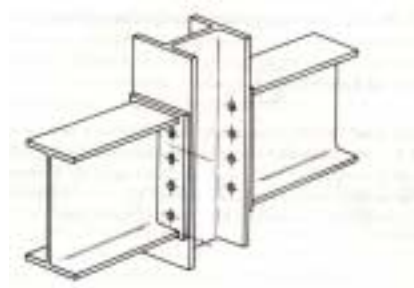
Figura 2.7 - Ligações Rígidas entre vigas e pilares em pórticos Rígidos



Detalhe da ligação soldada



a) Ligação soldada



b) Ligação parafusada  
(Reproduzido de KATO, 1988)





Figura 2.8 - Ligações Rígidas entre Vigas

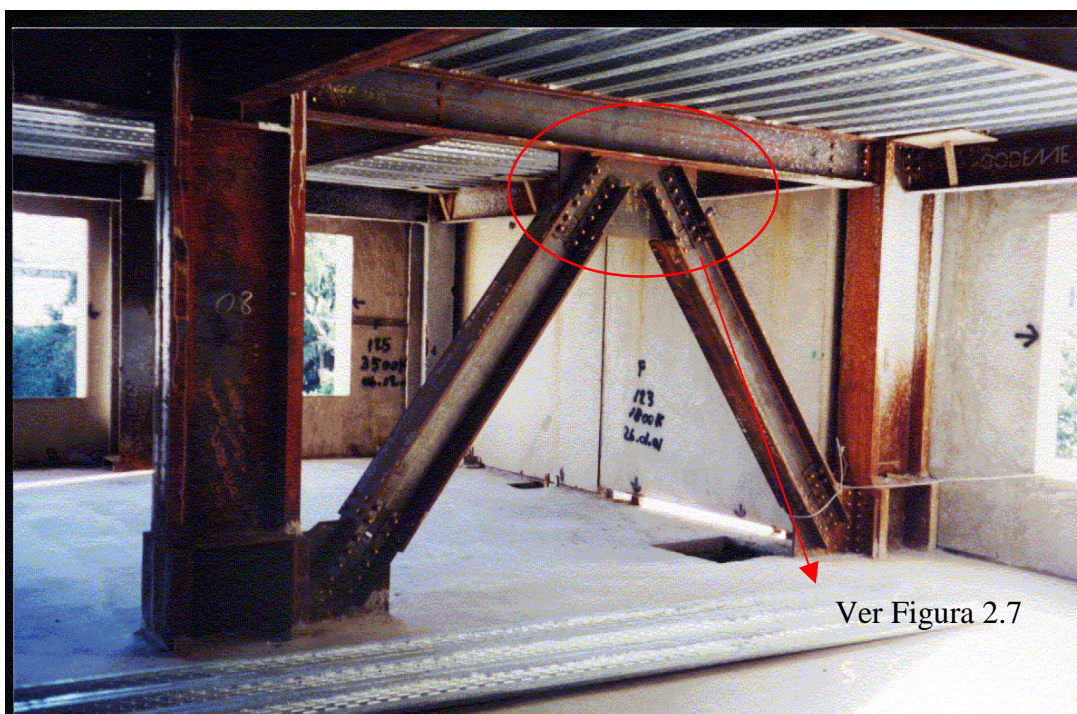


Figura 2.9 - Ligações em pórticos contraventados em delta





Figura 2.10 - Ligações Flexíveis entre diagonal e Viga.



Figura 2.11 - Ligação Flexível em Pórtico Contraventado em Diagonal





Figura 2.12 - Ligação Flexível em Pórtico Contraventado em Diagonal

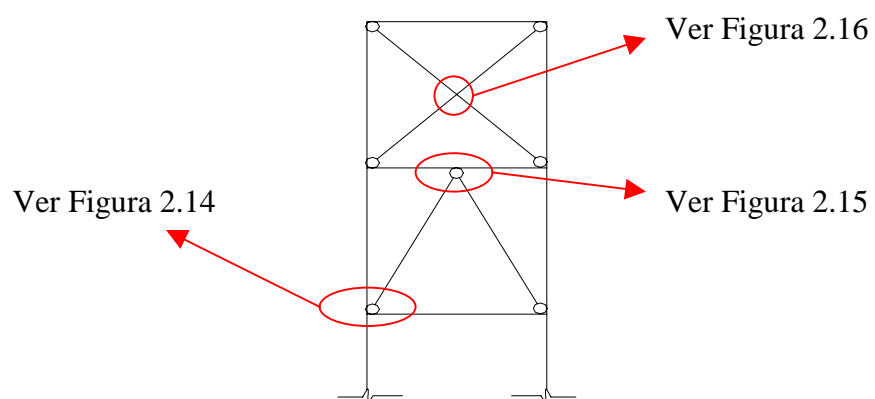


Figura 2.13 – Esquema de ligações nos sistemas de contraventamento em “X” e em Delta.

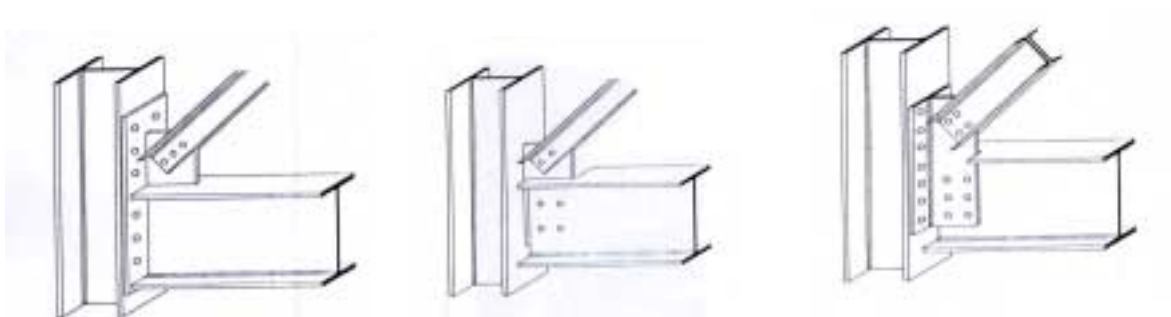


Figura 2.14 – Ligações Flexíveis entre pilar e diagonal (Reproduzido de HART, 1978)

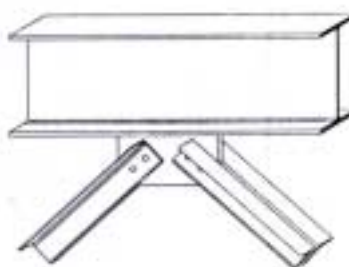


Figura 2.15 – Ligações Flexíveis entre vigas e diagonal (Reproduzido de HART, 1978)

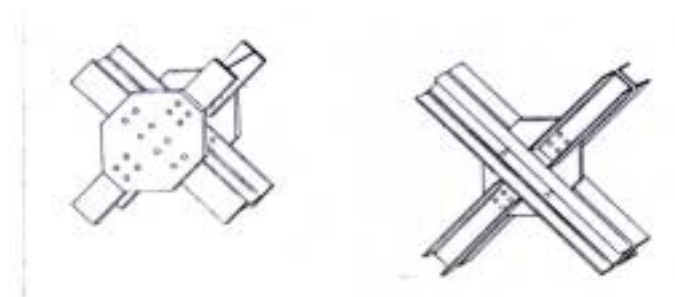


Figura 2.16 – Ligações Flexíveis entre diagonais (Reproduzido de HART, 1978)

## 2.9. Pórtico Deslocável e Indeslocável

É possível isolar subconjuntos de pórticos espaciais ou planos e analisá-los como estruturas independentes, ligadas umas as outras, por vínculos ou apoios.

Nos pórticos planos, onde o carregamento pertence ao mesmo plano, sabe-se que a rigidez das barras à deformação axial é muito maior do que a rigidez das barras à deformação por flexão (DIAS, 1998). Pode-se definir o tipo de pórtico em função da variação de seus deslocamentos.

O pórtico indeslocável (figura 2.17 a), onde está enquadrado o quadro com ligações rotuladas ou sistema treliçado, é aquele em que o deslocamento de todos os seus nós depende da deformação axial de barras.

O pórtico deslocável (Figura 2.17 b) é aquele cujo deslocamento (de um ou mais de seus nós) depende da deformação por flexão das suas barras.

Os deslocamentos no pórtico indeslocável são menores que os dos pórticos deslocáveis.

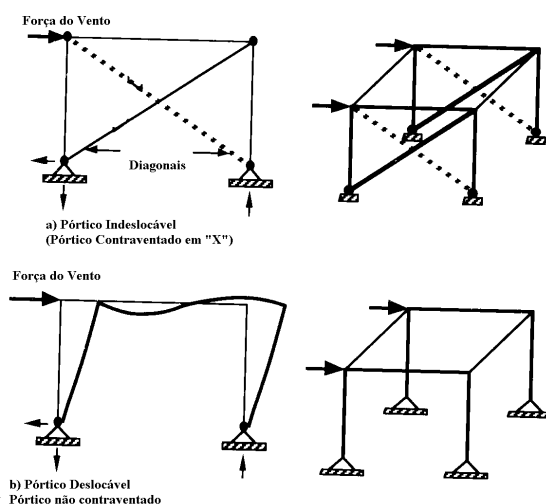


Figura 2.17 - Pórtico Deslocável e Indeslocável (SMITH, 1991).

## 2.10. Tipos de Análise

A análise estrutural tem por finalidade estudar uma ação ou uma combinação de ações com respostas da estrutura. Essas respostas podem ser esforços solicitantes, reações de apoio ou deslocamentos.

As análises podem ser estáticas ou dinâmicas, de primeira ordem ou de segunda ordem, elástica ou plástica. Nas análises estática e elástica fazem-se hipóteses simplificadoras.

A análise estática estuda as condições de repouso ou de equilíbrio dos corpos, sob ação de forças. A análise dinâmica estuda os corpos em movimento, sob o aspecto causa-efeito (AMARAL, 1977). Nos cálculos da análise não se levam em consideração as leis das variações das ações no tempo. Já na segunda, onde se leva em conta às leis de variação das ações com o tempo, necessita-se utilizar uma lei de variação da ação com o tempo (QUEIROZ, 1986).

Já as análises de primeira (comportamento linear) e segunda ordem (comportamento não linear geométrica) leva-se em conta a variação da geometria da estrutura. A de primeira ordem é aplicável aos casos em que os deslocamentos são pequenos para os efeitos de variação da geometria, e a de Segunda ordem, que considera a variação da geometria nas situações em que a variação da mesma não é desprezível.

Por último as análises elástica ou plástica, levam em consideração o comportamento do material. A análise elástica considera um comportamento elástico do sistema, ou seja, a relação entre a ação e a deformação é linear, independente do histórico das ações e com pequenas deformações. Já para a análise plástica o material não possui este comportamento e as estruturas são construídas de forma que as seções mais solicitadas possam se plastificar totalmente e a partir daí funcionar como rótulas plásticas (BRESLER *et al*, 1980).

## Capítulo 3

### VENTO

Este capítulo foi elaborado baseado em informações contidas nos trabalhos de TARANATH, (1988), BLESSMAN (1990) e PITTA (1990).

Vento é um fenômeno atmosférico que ocorre em decorrência de uma diferença de condições de pressão e temperatura. Devido ao movimento das massas de ar, ele tende a provocar pressões dinâmicas nas estruturas.

No Brasil, não existem furacões ou tornados, que representam fluxos de ar extremamente complexos. A Norma Brasileira considera a velocidade máxima dos ventos que ocorrem no Brasil, inferiores aqueles da Argentina ou Estados Unidos.

A força dinâmica do vento aumenta drasticamente com o aumento da altura nos edifícios. Enquanto a velocidade do vento aumenta com a altura do edifício, a pressão do vento cresce numa razão quadrática à velocidade. Assim, os efeitos destas forças, em edifícios, tornam-se importantes para o projeto, e, à medida que a altura do edifício aumenta torna-se necessário estruturas mais rígidas para resistirem a estes esforços.

A determinação das pressões do vento em edifícios de andares múltiplos deve se basear nos seguintes fatores:

- Gradiente de velocidade do vento em relação a altura do edifício;
- Rugosidade do terreno;
- Frequência com que ocorrem ventos com diferentes velocidades;
- Velocidade máxima provável que pode ser atingida durante a vida útil da estrutura;
- Localização do edifício;
- Influência do edifício em relação a edifícios vizinhos.

TARANATH (1988) afirma que, em edifícios altos, existem escassas evidências de danos estruturais provocados pelo vento, exceto em casos de tornados e furacões. Essa realidade está mudando, porque os edifícios modernos não possuem a característica de componentes estruturais maciços dos pesados edifícios antigos. Os modernos edifícios usam elementos estruturais leves, com paredes finas e materiais de alta resistência estrutural em relação às ações gravitacionais; nesse perfil de edifício a estrutura oscila com a ação do vento (NETO, 1987).

A oscilação da estrutura pode provocar desconforto nos ocupantes dos últimos pavimentos, gerando vertigens e perda do equilíbrio. Logo, além de limitar o deslocamento lateral para evitar problemas estruturais, deve-se limitá-lo para diminuir o desconforto humano.

Como a estabilidade da estrutura não pode ser garantida somente pelo peso estrutural das construções, hoje, a despeito de toda sofisticação matemática e computacional, o vento tem exigido uma análise quantitativa mais precisa.

Portanto, este assunto, torna-se cada vez mais atual. A cada inovação estrutural e tecnológica de construção, os modernos edifícios tornam-se mais susceptíveis a ação do vento e com isso, maiores são os desafios para os projetistas.

A ação do vento nos edifícios deve ser analisada observando-se os seguintes efeitos:

- Requisitos de força e estabilidade do sistema estrutural;
- Fadiga dos componentes da estrutura e modificações causadas por forças do vento;
- Deslocamento lateral excessivo que provoca fissuras nos elementos estruturais e revestimentos externos, levando ao desalinhamento e possíveis deformações permanentes;
- Frequência e amplitude das oscilações que podem causar desconforto aos ocupantes;
- Risco aos pedestres, como a queda de janelas de um determinado pavimento;
- Distúrbios acústicos;
- Problemas de ressonância que podem provocar o colapso de toda a estrutura.

A determinação das forças do vento é baseada em ações estáticas calculadas a partir da observação das velocidades máximas do vento. Leva-se em conta a variação da altura acima do terreno e os coeficientes aerodinâmicos. Esses coeficientes são obtidos por meio de ensaios realizados com modelos em túneis aerodinâmicos (túnel do vento) e ações dinâmicas que consideram as flutuações aleatórias da velocidade, denominadas de rajadas ou de turbulências (SÁLES, 1995).

A Norma Brasileira NBR 6123 (1990) utiliza a média das velocidades máximas para definir as solicitações estáticas e as propriedades dinâmicas das rajadas a serem consideradas nos dimensionamentos.

### **3.1 Comportamento do Vento**

O vento é um fenômeno de grande complexidade devido às suas variadas situações de fluxo. Os problemas aumentam com a interação do mesmo com as estruturas. Assim, para efeitos práticos, adotam-se as seguintes considerações:

1. A velocidade do vento varia com a altura;
2. O vento tem natureza turbulenta;
3. Faz-se aproximações probabilísticas;
4. Aparece o fenômeno do Vórtice;
5. O vento provoca efeitos dinâmicos nas estruturas (TARANATH, 1988).

### **3.2. Variação da Velocidade do Vento**

Devido à viscosidade do ar, a velocidade do vento junto ao solo, tende a ser igual a zero. A partir deste nível de referência a sua velocidade aumenta gradativamente até atingir um valor limite para uma determinada altura. Neste caso, tem-se uma “*velocidade gradiente*” para uma “*altura gradiente*”.



O aspecto e o tamanho da curva depende mais do tipo e predominância de movimentos de rajadas e turbulências do vento do que da velocidade.

Essa característica importante da variação da velocidade do vento com a altura é um aspecto razoavelmente bem compreendido e isto explica porque as normas sobre vento disponíveis consideram o aumento das pressões com o aumento da altura (Figura 3.1) (TARANATH, 1988).

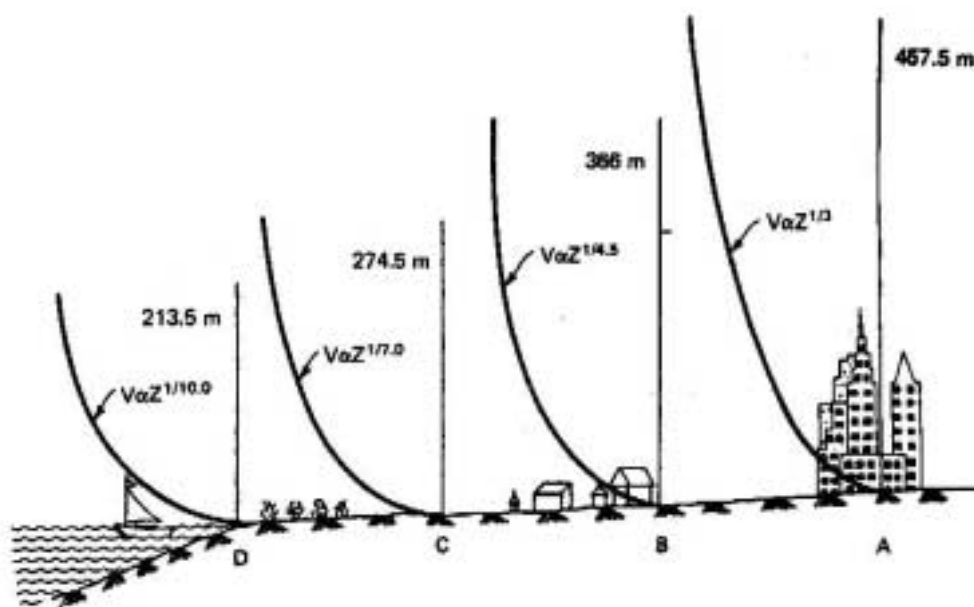


Figura 3.1 – Variação da velocidade do vento com a altura.

(Reproduzido de TARANATH, 1988)

### 3.3. Natureza Turbulenta do Vento

Devido à natureza turbulenta do vento, torna-se difícil fazer uma análise matemática precisa do mesmo. A velocidade do vento, medida com um anemômetro típico, mostra claramente a natureza instável deste. Isso ocorre devido a sua baixa viscosidade e condições de velocidade, onde suas partículas de ar se movimentam em todas as direções.

Desvios da média da velocidade do vento, dependendo se há agitação ou calmaria produz as conhecidas rajadas do vento ou turbulência. O fluxo de ar próximo à superfície da terra muda de velocidade e direção devido aos obstáculos que se intrometem. A turbulência assim gerada influencia o fluxo de vento não somente na região da vizinhança, mas até em um raio de até 100 vezes a altura da edificação. Essas tempestades de vento têm uma distribuição ao acaso numa grande gama de frequências e amplitudes, no tempo e espaço.

### **3.4. Determinação da Ação do Vento por Abordagem Probabilística**

A ação do vento é considerada como função da duração do intervalo da ocorrência (período de retorno). O estudo do comportamento do vento durante muitos anos, permite deduzir que ele apresenta uma característica de recorrência ao longo do tempo.

Por exemplo, em um período recorrente de 50 anos que corresponde a um vento de 67mph (30m/seg) em Dallas, Texas, há uma probabilidade de ocorrência de  $1/50 = 0.02 = 2\%$ . Assim, a chance de que o vento exceda esse valor é de 2% num determinado ano.

### **3.5. Fenômeno do Vórtice**

Em geral, o vento passando por um corpo pode ser considerado como referenciado em três direções perpendiculares entre si, dando origem a forças e momentos nas três direções. Na engenharia aeroespacial, uma terminologia é adotada para descrever essas grandezas. Embora as seis componentes sejam significativas no aspecto aeroespacial, na engenharia civil, a força e o momento que correspondente ao eixo vertical têm pequena importância. O fluxo de vento pode ser considerado como sendo bi-dimensional, como mostrado na Figura 3.2.

*Vento longitudinal ou simplesmente vento* é o termo usado para se referir às forças de arrasto. *Vento transversal* é usado para se referir ao vento lateral .

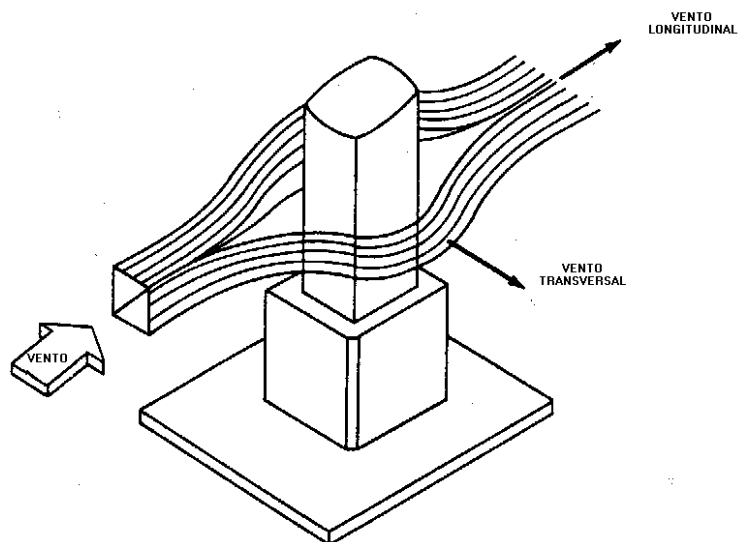


Figura 3.2 - Fluxo de Vento (Reproduzido de TARANATH, 1988)

É confuso, para o engenheiro iniciante, entender que os edifícios altos estão sujeitos à estimulações do vento, não somente numa direção paralela, mas também numa direção perpendicular à ele.

Existem três razões para que um edifício tenha respostas diferentes nas direções perpendiculares à direção preferencial do vento. Essas são:

1. Deslocamento bi-axial induzido na estrutura devido tanto à assimetria geométrica quanto das ações aplicadas do vento;
2. A turbulência do vento;
3. A pressão negativa que surge nas bordas do edifício;

### 3.6. Natureza Dinâmica do Vento

Quando na sua trajetória o vento atinge um corpo sólido, uma parte da sua energia é transferida para o corpo. A medida da energia transferida é denominada *fator de resposta da rajada*. Como mencionado anteriormente, a turbulência do vento é afetada pela rugosidade do terreno e altura acima do solo. Logo, o fator de resposta de rajada depende

destes fatores. Uma estrutura alta, esbelta e flexível pode ter uma resposta dinâmica significativa em relação ao vento. Essa amplificação dinâmica da resposta pode depender de como a frequência das rajadas correlaciona-se com a frequência natural da estrutura e também do tamanho da rajada.

A média da velocidade do fluxo do vento pode ser considerado com natureza estática, mas a ação do vento com suas rajadas e turbulências geram vários efeitos muito diferentes de que se as ações fossem aplicadas gradualmente. A ação do vento necessita ser estudada com natureza dinâmica. A intensidade da ação do vento depende de quão rápido ela varia com o tempo e, também, da resposta da estrutura. Este estudo é analisado nos túneis do vento.

### **3.7. Características do Vento**

Conforme já citado, o vento deve ser analisado estática e dinamicamente. A velocidade básica, que a Norma Brasileira NBR 6123 (1990) chama de  $V_0$ , representa a variação da média das velocidades máximas em uma dada região. Esses valores são estimados e baseados em medidas de velocidade feitas em estações meteorológicas, com um nível de probabilidade de ocorrência em torno de 63% para edificações correntes. Os valores estimados estão apresentados, em m/s, no gráfico das isopletras de velocidade básica do vento. Este gráfico é definido como a velocidade de rajada durante 3 segundos, excedida em média, no período de 50 anos, a cada 10m acima do terreno, em um local aberto e plano.

A velocidade característica do vento,  $V_k$ , corresponde à velocidade básica corrigida por três coeficientes,  $S_1$ ,  $S_2$  e  $S_3$  que representam, respectivamente, as variações do relevo, as obstruções em torno da construção e o nível de segurança requerido para as edificações, em função da sua finalidade. Ela depende da altura em relação ao terreno e das condições topográficas locais.

O vento é um fluido e a pressão total exercida por esse fluido na estrutura representa a diferença entre as pressões estáticas entre dois pontos que, de acordo com a Equação de Bernoulli, tem-se:

$$P_e - P_i = \frac{1}{2} \rho v_0^2 \quad (3.1)$$

Onde,

$P_e - P_i$  = diferença de pressão;

$\rho$  = massa específica do fluido, neste caso, o ar (razão entre o peso específico e a gravidade);

Para condições normais de pressão e temperatura temos o peso específico do ar como 0,012253 kN/m<sup>3</sup> e a aceleração da gravidade no nível do mar como 9,80665m/s<sup>2</sup>. Logo, obtemos:

$$P_e - P_i = q = 0,613v^2 \quad (3.2)$$

Embora o vento possua natureza dinâmica, podemos considerá-lo como atuando estaticamente quando a componente dinâmica de flutuação é maior ou igual a 100 vezes o período de vibração da estrutura. Aplicando coeficientes na pressão dinâmica, encontramos a força atuante num elemento ou em toda a estrutura. Com o coeficiente de pressão, obtêm-se a força atuante sobre parte da edificação. Com o coeficiente de forma ou força, conhece-se a força sobre um elemento plano da edificação como um todo.

No caso de edifícios de andares múltiplos, devemos conhecer a direção crítica do vento, os coeficientes  $S_1$ ,  $S_2$  e  $S_3$  e sua região de atuação em relação à estrutura. Essa direção crítica é aquela que produz maiores solicitações nos painéis de contraventamento. Para a grande maioria dos edifícios, a direção crítica do vento coincide com um dos eixos principais da estrutura e, portanto, o estudo começa pela determinação do coeficiente de arrasto.

A norma NBR 6123 (1990) fornece um gráfico para determinação do coeficiente de arrasto, em função das dimensões da edificação.

### 3.8. Influência das Proporções, da Forma e Posição das Edificações

O coeficiente de arrasto é muito influenciado pela dimensão da edificação. Temos a influência do alteamento (E) que representa a relação de altura/largura, sendo a largura definida como a dimensão horizontal perpendicular à incidência do vento. O alargamento (A) é a relação entre largura e altura e a profundidade (Pr), sendo a relação profundidade a de menor dimensão. Assim, BLESSMANN (1990) classifica as edificações como alteadas quando  $E > 1$  ou  $A < 1$  e alargadas quando  $E < 1$  ou  $A > 1$ .

BLESSMANN (1990) ainda cita um exemplo para o alteamento e a profundidade para um prisma de base quadrada, aresta a e altura h com vento perpendicular a fachada e para a profundidade a menor fachada (Tabela 3.1). Nesta Tabela verificamos que a influência do alargamento na edificação é bem menor se comparado com a profundidade.

Tabela 3.1 - Coeficiente de arrasto para um prisma de base quadrada, aresta a e altura h.

E	0.5	3	5	10
$C_a$	0,94	1,50	1,55	1,64
Pr	1,0	2,5	5,0	10
$C_a$	1,64	1,30	0,98	1,0

Surge, em edificações expostas ao vento, principalmente nas esbeltas e flexíveis, um comportamento intrinsecamente dinâmico. Deste modo, nem sempre a velocidade máxima prevista para o vento é a mais desfavorável e sim, efeitos de instabilidade surgidos, devido à proximidade de construções ou devido a forma destas. Torna-se, então, necessário estudar sua estabilidade, por via matemática ou experimental, em uma gama bastante extensa de velocidades do vento.

A resposta dinâmica da edificação à excitação do vento depende, não somente de sua forma externa, mas dos materiais empregados, do amortecimento e da rigidez natural da estrutura.

A edificação responde com vibrações na estrutura. A primeira resposta citada na bibliografia é a vibração surgida da frequência de desprendimento de um par de vórtices que coincide com a frequência natural da estrutura. Essa resposta é chamada “Desprendimento Cadenciado de Vórtices”. Logo, deduz-se que um vento calmo pode ser mais perigoso que rajadas fortes.

Já a resposta chamada “Efeitos de Golpe” representa a excitação de uma estrutura pela turbulência existente na zona de separação entre a esteira e o fluxo adjacente. Esteira é a existência de turbilhões de tamanhos diferentes e velocidades variáveis que surgem no ponto de separação do sotavento. Quando o vento incide na edificação este lado é chamado de barlavento e o lado oposto de Sotavento.

A resposta chamada de “Drapejamento” surge como uma combinação de esforços de flexão e de torção. Aparecem em edificações esbeltas, ou em pontes, quando essas apresentam dois ou mais graus de liberdade.

A resposta chamada de “Efeito Galope” é provocada em estruturas esbeltas, leves e flexíveis, pela variação da amplitude do vento. Surgem movimentos na direção transversal ao vento.

Em muitos ensaios em túneis de vento percebe-se que a proximidade de construções provoca alterações de pressão. O “Efeito Venturi” representa um desses efeitos e é provocado pelo afunilamento do vento ou por uma esteira formada por variações do fluxo do vento devido a uma edificação a sotavento desta.

Os túneis de vento representam túneis para ensaios em laboratórios que produzem uma simulação das características dos ventos naturais, deste modo, todas estas respostas citadas acima são encontradas nestes ensaios. O túnel é construído com uma relação comprimento/altura da câmara limitada, com um material de piso com rugosidade adequada

possuindo emissores de jatos de ar, mesas giratórias para fixação dos modelos e medidores de velocidade (BLACKMORE, 1977).

SHUELLER (1977) mostra o crescimento acentuado do peso do aço necessário para resistir às cargas laterais. Com respeito às cargas de origem gravitacionais, o peso da estrutura cresce quase que linearmente com o número de andares. Contudo, para a resistência às cargas laterais, este peso cresce muito mais rapidamente. A curva tracejada na Figura 3.3 mostra a variação do peso da estrutura no caso da utilização de um sistema de contraventamento adequado.

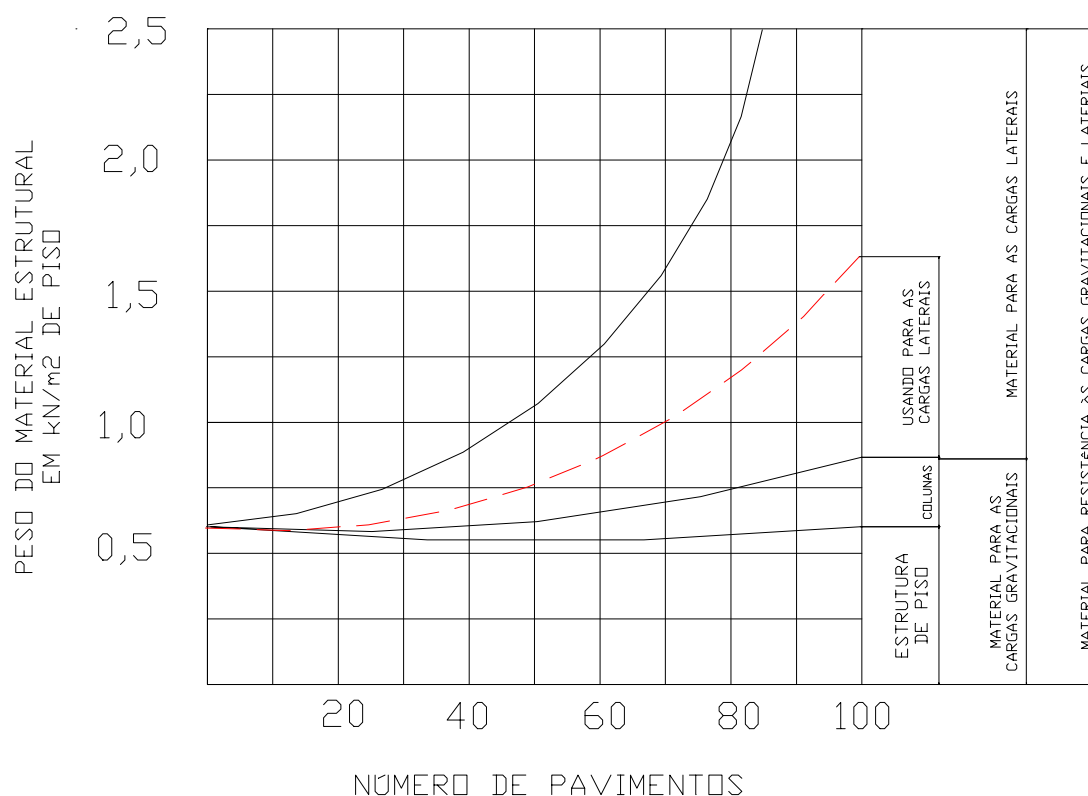


Figura 3.3 - Consumo do Aço em função da Altura  
(Reproduzido de SHUELLER, 1977)



## Capítulo 4

### EFEITO P-DELTA

Nas solicitações da estrutura a serem analisadas, deve-se levar em consideração algumas características que, nem sempre, são contempladas pelos programas computacionais mais usados no mercado (SÁLES, 1995)

Desalinhamento dos perfis na sua fase de fabricação; pequenas excentricidades nas ligações e nas barras onde há flecha devida à flexão; ou um deslocamento de montagem têm seus efeitos ampliados com a introdução de uma força de compressão.

Esses efeitos provocados pela força de compressão tendem a deformar a estrutura provocando um aumento de deslocamento ou de momentos. Assim, faz-se necessário uma análise de segunda ordem, que considera a estrutura deformada.

Algumas normas já computam estes tipos de efeitos de segunda ordem em suas formulações. A Norma Brasileira NBR 8800 (1986) permite a determinação das solicitações em teoria de primeira ordem, introduzindo alguns termos nas equações de interação e corrigindo o comprimento de flambagem das barras que consideram estes efeitos de Segunda ordem.

O efeito de segunda ordem, provocado por imperfeições iniciais e excentricidades na aplicação das forças, é conhecido como efeito P- $\delta$ . Ele ocorre em elementos isolados ou em pórticos (TARANATH, 1988).

Dentro dos efeitos de segunda ordem, deve-se analisar a estrutura deformada que acrescenta maiores esforços aos efeitos de primeira ordem. Esses esforços são provocados pelas ações verticais na presença dos deslocamentos originados pelas ações horizontais. Este é o denominado efeito P- $\Delta$  (TARANATH, 1988).

A Norma Brasileira NBR 8800 (1986) deixa a critério do projetista fazer ou não essa verificação e regulamenta o anexo L para isso. Pode ocorrer, tanto em pórticos deslocáveis quanto em pórticos indeslocáveis, mas, este efeito é mais pronunciado nos pórticos deslocáveis.

O cálculo da estrutura, em análise de segunda ordem, consiste na interação de forças verticais (peso próprio e sobrecarga) com forças horizontais (vento). Isso tende ao acréscimo dos momentos na extremidade das barras. Comparando a análise de primeira ordem com a análise de segunda ordem observa-se que, na análise de segunda ordem, há introdução de momentos que produzem deslocamentos e solicitações maiores do que os obtidos na análise de primeira ordem.

A NBR 8800 (1986) avalia esse efeito por meio do método conhecido como Método da Força Lateral Equivalente (anexo L). Este método é apenas um entre os diversos métodos existentes e é facilmente compreendido a partir das condições de equilíbrio da estrutura deformada.

Para análise do deslocamento da estrutura deformada basta apenas comparar os resultados do deslocamento da estrutura em análise de primeira ordem com os resultados da análise de segunda ordem para a combinação mais crítica.

Para determinação de solicitações, é necessário adotar os coeficientes de majoração plenos, de acordo com a norma NBR 8681 (1984). Nas estruturas com comportamento linear, o coeficiente de majoração tanto pode ser aplicado nas ações, como nas solicitações, transformando-as em ações ou em solicitações de cálculo. Entretanto, nas estruturas com comportamento não linear, deve ser aplicado uma parte do coeficiente pleno nas ações e a parte restante, nas solicitações, a fim de obter as solicitações de cálculo.

### 4.1. Método da Força Lateral Equivalente ou Método da Carga Fictícia

Consiste na análise do equilíbrio de uma barra isolada de um pórtico, na posição deformada, sujeita aos efeitos de uma carga  $P$ .

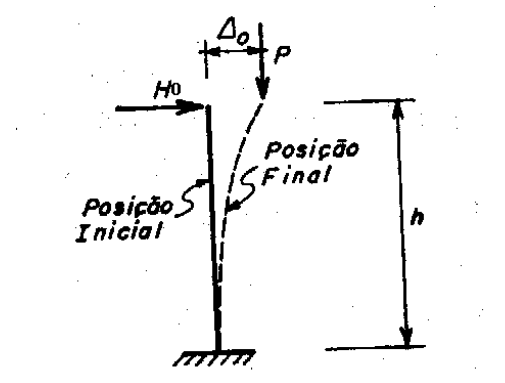


Figura 4.1 - Pilar sobre ações Combinadas  
(Reproduzido de SÁLES, 1995)

Na posição inicial o momento na base é:  $M_0 = H_0 h$ , onde  $H_0$  é a força horizontal na posição inicial e  $h$  é a altura do pilar.

Na posição deslocada este mesmo momento será:  $M_0 = H_0 h + P \Delta_0$ .

Ou,

$$M_0 = h \left[ \frac{P \Delta_0}{h} + H_0 \right] \quad (4.1)$$

Onde  $P \Delta_0$  é o incremento do momento devido ao deslocamento do pilar,

$P \Delta_0 / h$  é a força fictícia.

A expressão (4.1) pode ser entendida como o momento na base devido a uma força horizontal  $\left[ \frac{P\Delta_0}{h} + H_0 \right]$  aplicada na extremidade do pilar. Assim, a parcela  $\frac{P\Delta_0}{h}$  corresponderia ao acréscimo da carga horizontal (carga horizontal fictícia) capaz de provocar o deslocamento  $\Delta_0$ .

Este cálculo pode ser expandido para edifícios de andares múltiplos, onde sabe-se que o pilar dos pavimentos representa esta barra isolada.

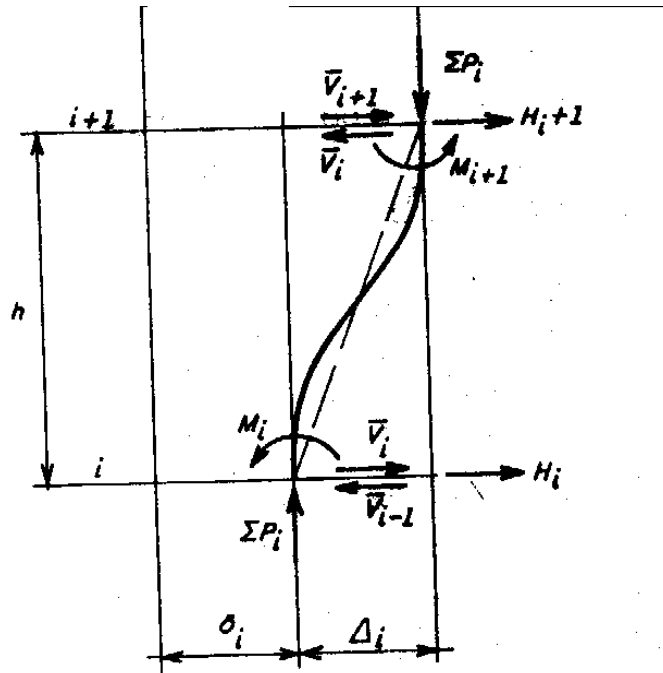


Figura 4.2 - Pilar Genérico em Análise Não linear  
(Reproduzido de SÁLES, 1995)

A parcela de força fictícia acrescentada ao momento inicial é decorrente da força de compressão  $P_i$  transformando uma carga vertical em uma carga horizontal.

$$\bar{V}_i = \frac{\Sigma P}{h} (\Delta_{i+1} - \Delta_i) \quad (4.2)$$

Sendo assim, a força fictícia ao nível dos andares será:  $\Delta H_i = \bar{V}_{i+1} - \bar{V}_i$ .

Onde,  $V_{i+1}$  = força fictícia no andar superior

$V_i$  = força fictícia no andar.

Em termos práticos, o cálculo da estrutura em análise não linear geométrica consta de um processo de iteração entre as etapas, proposto pelas normas, que convergirá em valores de deslocamentos ou momentos iguais ou muito próximos.

A NBR 8800 (1986) apresenta no anexo L, passos para esta iteração:

1. Determinar os deslocamentos nos vários níveis em análise de primeira ordem;
2. Determinar a soma das cargas nos níveis dos andares;
3. Calcular as forças cortantes fictícias no nível dos andares;
4. Determinar a diferença entre as forças fictícias em cada nível;
5. Somar estes valores aos valores das cargas horizontais iniciais e repetir o processo;

A análise terminará quando o processo iterativo indicar uma diferença insignificante entre os deslocamentos ou momentos em duas etapas consecutivas.

Para a maioria das estruturas não se costuma ser necessários mais de cinco iterações durante o cálculo. Caso isto ocorra, a estrutura está menos rígida do que o necessário. Logo, deve-se aumentar a rigidez da estrutura e repetir o processo.

A norma Canadense CISC (1994) apresenta um método para análise do efeito P- $\Delta$ , o qual consiste de uma simplificação do método brasileiro, sendo necessário, apenas, uma iteração no processo descrito acima.

Neste método canadense a carga fictícia é dada por:

$$V_i = \frac{1}{\frac{1}{\frac{\sum P_i (\Delta_{i+1} - \Delta_i)}{h_i}} - \frac{1}{\sum V_i}} \quad (4.3)$$

Onde,

$\Sigma P_i$  é o somatório das forças verticais no andar,

$\Sigma V_i$  é o somatório das forças horizontais no andar,

$\Delta$  é o deslocamento de primeira ordem dos pavimentos,

$i$  é o pavimento em que se está trabalhando,

$h_i$  é a altura do pavimento  $i$ .

A metodologia de cálculo deste método é semelhante ao do método da NBR 8800 (1986). Calculam-se inicialmente os deslocamentos dos pavimentos em análise linear e determina-se a soma das cargas de peso próprio, sobrecarga e vento total dos pavimentos. A seguir, soma-se as ações gravitacionais (peso próprio e sobrecarga) e calcula-se o valor da carga fictícia através da equação (4.3). Sabe-se que por este método é necessário apenas uma interação. Por fim, desacula a carga fictícia, soma à ação do vento e insere nos novos cálculos a nova ação do vento simulando-o em análise não linear geométrica.

Durante o dimensionamento dos elementos por este método, deve-se atentar ao problema da estrutura estar excessivamente flexível, onde pelo método da Norma Brasileira ele é verificado quando, necessita-se mais de cinco interações durante o processo. Caso isto ocorra à rigidez do sistema está muito baixa. Calcula-se a rigidez invertendo o valor do deslocamento da estrutura, quando aplicado uma carga unitária no topo do edifício.

## Capítulo 5

### MATERIAIS E MÉTODOS

#### 5.1 Características Geométricas do Edifício Piemonte

Para a escolha do modelo estrutural procurou-se uma construção real, já que este trabalho não é um estudo de caso, mas, uma comparação entre sistemas construtivos. Os modelos adotados para os SVE foram baseados na proposta do Edifício Piemonte. O projeto arquitetônico foi mantido alterando-se a altura da edificação para proceder-se-á à análise do comportamento da estrutura em função dessa variável.

Iniciou-se o trabalho pela escolha do número de pavimentos a serem gerados nos modelos. Esta escolha está baseada no coeficiente de arrasto e na relação das ações laterais. A seguir, concentrou-se o estudo nas ações atuantes na estrutura e em programas computacionais pelos quais os modelos seriam gerados.

Conforme citado no trabalho de PRESTES (2000), o edifício Piemonte, sede administrativa da FIAT, está localizado em Belo Horizonte, na Rua Senador Milton Campos no Bairro Vila da Serra.

O edifício é composto de dois blocos distintos, superpostos, um em estrutura metálica e o outro, que abriga garagens e o centro de processamentos de dados (CPD), em concreto armado. A região em que o edifício foi construído é um dos pontos mais altos de Belo Horizonte, sendo que a obra está edificada em um terreno muito acidentado. No edifício existe um subsolo com 6,6m de pé-direito construído todo em concreto armado, e destinado a um auditório. A estrutura metálica inicia-se no nível acima deste auditório, sendo metade apoiada no solo e metade na estrutura de concreto.

O prédio de escritórios possui 62,83m de comprimento e 15m de largura, medidas estas de eixo a eixo dos perfis metálicos, sendo a área aproximada de cada pavimento de 1000m<sup>2</sup>. O módulo típico do prédio é retangular, medindo 5m por 7,5m, exceto na região do poço do elevador e nos anexos situados na extremidade do prédio. As vigas biapoiadas do pavimento tipo possuem vãos de 7,5m e a laje foi moldada in loco, já que o sistema não era apropriado para a alternativa em laje metálica. As lajes metálicas, armadas em uma só direção, vencem vãos de no máximo 4,8m. Logo, para este caso, aonde o vão da laje é de 5m a laje mista não pôde ser usada. A modulação possibilitou uma grande padronização nos perfis metálicos promovendo, com isto, economia na fabricação e na montagem.

O pé-direito da obra é de 3,3m, possibilitando a instalação de dutos de ar condicionado entre o forro e as vigas metálicas, sem a necessidade de aberturas nas vigas para a sua passagem. O sistema de vedação foi executado externamente à estrutura metálica sem a necessidade de interferência com a mesma.

A estrutura metálica do edifício apresenta sete lajes de pavimento-tipo e uma laje de cobertura, além de duas lajes menores, para suporte da casa de máquinas dos elevadores e para suporte do reservatório de d'água. O sistema de piso é constituído de vigas biapoiadas e lajes. As lajes são as responsáveis pela transmissão das ações para os pilares secundários. Essas lajes, por serem maciças em concreto armado, funcionam, também, como diafragma horizontal rígido, sendo responsáveis pela transferência das ações horizontais para o sistema de estabilidade da estrutura. No caso do edifício Piemonte, esse sistema possui a laje de pavimento tipo com espessura de 12cm e a laje de cobertura com espessura de 10cm.

A estrutura vertical, como a maioria dos EAM, é formada por pórticos de estabilização da estrutura. A estrutura é, composta por pilares e vigas principais e por pilares secundários. O SVE é o que promove o equilíbrio lateral do edifício, transferindo as ações verticais e horizontais até as fundações; já os pilares secundários, não possuem estabilização lateral própria sendo submetidas apenas a cargas axiais de compressão, e após, transferindo essas



cargas para as fundações. Como o SVE é o responsável pela estabilidade da estrutura como um todo, inclusive estabilidade dos pilares secundários, é necessário considerar a análise de segunda ordem na obtenção dos esforços que atuam na mesma.

A estabilidade vertical transversal do edifício foi garantida por meio de quatro pórticos rígidos e a longitudinal, por meio de um pórtico contraventado em delta na região dos elevadores. A estabilização através de pórticos rígidos foi necessária para que não houvesse interferência com a circulação horizontal do prédio.

Os pilares dos pórticos rígidos foram dimensionados à flexão composta, pois possui ligações rígidas; os pilares do contraventamento, dimensionadas à tração e/ou à compressão, já que suas ligações são consideradas flexíveis.

## **5.2. Número de Pavimentos dos Modelos Gerados**

Na escolha do número de pavimentos para os modelos gerados, procurou-se adotar modelos representativos para a análise comparativa.

Como mostra SHUELLER (1977) na Figura 3.3, a variação do peso da estrutura de um edifício em aço cresce significativamente em relação ao carregamento gravitacional, devido à ação do carregamento lateral. Assim, a quantidade de aço necessária para resistir às ações laterais aumenta, com o aumento do número de pavimentos da edificação. Para edifícios altos e construídos com material leve, sem caráter estrutural, o sistema de contraventamento tem representado o diferencial nos cálculos, onde uma escolha adequada de contraventamento determina maior economia e maior racionalidade.

Logo, baseado na conclusão de que o vento representa o foco dos estudos para a análise da estabilidade de EAM, iniciou-se o estudo pelo cálculo da ação do vento.

Como na Região Sul de nosso país, o efeito do vento é mais crítico, transferiu-se a realidade eólica do sul para o edifício Piemonte. Assim, considerou-se:

$$V_0 = 45 \text{ m/s};$$

$$S_1 = S_3 = 1,0;$$

$$S_2 = \text{varia em função da altura da edificação } S_2 = b F_r \left( \frac{Z}{10} \right)^p, \text{ onde}$$

Z = altura medida na superfície do terreno no ponto considerado

Fr = fator de rajada;

b e p = parâmetros meteorológicos tabelados pela norma NBR 6123 (1990);

Para o edifício em questão e para as características de vento da região sul tem-se:

- Comprimento do edifício = 62,83m;
- Largura do edifício = 15m;
- b = 0,84;
- p = 0,135;
- Fr = 0,95;
- Z = a altura total da edificação, onde,  $Z = H = [(3,3 + 0,12) \times \text{número de pavimentos}]$ , onde, 3,3m é o pé-direito e 0,12m a espessura da laje de concreto (para este cálculo foi desconsiderada a altura necessária para o reservatório de água).

Verificou-se o alteamento  $E = \text{Altura/Largura}$ , que representa um acréscimo nas características do vento, para uma variação significativa no coeficiente de arrasto.

Para o cálculo de  $S_2$ , o coeficiente em função da rugosidade do terreno aplicado a velocidade básica do vento, adotou-se a categoria III e a classe C. A categoria III está relacionada a terrenos com obstáculos de pequena elevação e classe C, a edificações onde a maior dimensão horizontal ou vertical excede 50m.

Com bases nos resultados do coeficiente de arrasto apresentados na Tabela 5.1, selecionou-se modelos com 8, 16, 24, 36 e 48 pavimentos. Para esses modelos o coeficiente de arrasto  $C_a$  apresenta valores distintos, onde ocorre uma variação de 0,1 no coeficiente, no intervalo de 8 a 20 e de 0,05, nos outros intervalos (20 a 30, 30 a 40). Esta variação representa um

Tabela 5.1 – Variação do Coeficiente de Arrasto com a altura

Número de Pavimentos	H	E=H/L	H/l <sub>1</sub>	L <sub>1</sub> /l <sub>2</sub>	Ca	S <sub>2</sub>
<b>8</b>	<b>27,36</b>	<b>0,435</b>	<b>0,428</b>	<b>4,257</b>	<b>1,25</b>	<b>0,992</b>
9	30,78	0,489	0,482	4,257	1,25	1,005
10	34,2	0,544	0,535	4,257	1,26	1,018
11	37,62	0,598	0,589	4,257	1,27	1,029
12	41,04	0,653	0,643	4,257	1,28	1,039
13	44,46	0,707	0,696	4,257	1,29	1,049
14	47,88	0,762	0,749	4,257	1,30	1,058
15	51,3	0,816	0,803	4,257	1,32	1,066
<b>16</b>	<b>54,72</b>	<b>0,871</b>	<b>0,857</b>	<b>4,257</b>	<b>1,33</b>	<b>1,074</b>
17	58,14	0,925	0,910	4,257	1,33	1,082
18	61,56	0,979	0,964	4,257	1,34	1,089
19	64,98	1,034	1,017	4,257	1,35	1,095
20	68,4	1,088	1,071	4,257	1,35	1,102
21	71,82	1,143	1,124	4,257	1,35	1,108
22	75,24	1,197	1,178	4,257	1,35	1,114
23	78,66	1,252	1,232	4,257	1,36	1,120
<b>24</b>	<b>82,08</b>	<b>1,306</b>	<b>1,285</b>	<b>4,257</b>	<b>1,38</b>	<b>1,125</b>
25	85,5	1,361	1,339	4,257	1,38	1,131
26	88,92	1,415	1,392	4,257	1,38	1,136
27	92,34	1,469	1,446	4,257	1,38	1,141
28	95,76	1,524	1,499	4,257	1,39	1,146
29	99,18	1,578	1,553	4,257	1,39	1,151
30	102,6	1,633	1,606	4,257	1,40	1,155
31	106,02	1,687	1,660	4,257	1,40	1,159
32	109,44	1,742	1,714	4,257	1,40	1,163
33	112,86	1,796	1,767	4,257	1,40	1,167
34	116,28	1,851	1,821	4,257	1,41	1,172
35	119,7	1,905	1,874	4,257	1,41	1,175
<b>36</b>	<b>123,12</b>	<b>1,959</b>	<b>1,923</b>	<b>4,257</b>	<b>1,42</b>	<b>1,179</b>
37	126,54	2,014	1,981	4,257	1,42	1,183
38	129,96	2,068	2,035	4,257	1,43	1,187
39	133,38	2,123	2,089	4,257	1,43	1,190
40	136,8	2,177	2,142	4,257	1,43	1,194
41	140,22	2,232	2,196	4,257	1,43	1,197
42	143,64	2,286	2,249	4,257	1,43	1,200
43	147,06	2,341	2,302	4,257	1,44	1,203
44	150,48	2,395	2,356	4,257	1,44	1,207
45	153,9	2,449	2,409	4,257	1,45	1,210
46	157,32	2,504	2,463	4,257	1,45	1,213
47	160,74	2,558	2,517	4,257	1,46	1,216
<b>48</b>	<b>164,16</b>	<b>2,613</b>	<b>2,571</b>	<b>4,257</b>	<b>1,48</b>	<b>1,219</b>
49	167,58	2,667	2,624	4,257	1,48	1,223
50	171	2,721	2,677	4,257	1,48	1,225

aumento de 6,5 % no primeiro intervalo e, em torno de 3,25% nos outros intervalos. Desde modo, variando o Ca nestas porcentagens, encontram-se os números de pavimentos escolhidos para as análises.

Gerando modelos em quadros rígidos e contraventados deve-se observar que, segundo TARANATH (1988) o sistema rígido é um sistema econômico até 20 pavimentos, e o treliçado, até 30 pavimentos. Entretanto, neste trabalho também serão gerados sistemas em quadros rígidos para 36 e 48 pavimentos e contraventados para 36 pavimentos. Comparando-se, quando possível, os sistemas.

### **5.3. Modelos**

Após a escolha do número de pavimentos a serem gerados, partiu-se para a escolha do modelo estrutural adotado. Como o trabalho tem por objetivo comparar modelos em quadros rígidos com modelos em quadros contraventados, escolheu-se para o rígido um modelo com pilares contínuos e vigas bi-rotuladas e para o contraventado dois modelos de contraventamento: o sistema em delta e o sistema em “X”, considerando os pilares contínuos.

Para os sistemas contraventados procurou-se adotar modelos onde o ângulo formado entre as barras inclinadas com as horizontais ou verticais estivesse entre  $30^\circ < \alpha < 60^\circ$  ( $\alpha$  é o ângulo formado entre as vigas ou os pilares), para evitar problemas de montagem e fabricação como recomendado pelas bibliografias sobre o assunto. O sistema em "X" analisado possui uma geometria, particular, onde as diagonais não se cruzam no mesmo pavimento, entre os pilares, como é o sistema usual, logo, dentro das bibliografias este sistema seria considerado um sistema em diagonal. Para praticidade referir-se-á ao sistema como sistema em quadro contraventado em "X".

Os modelos em quadros rígidos foram considerados com ligações totalmente rígidas, desconsiderando o pequeno momento que é liberado entre a coluna e a viga. Já os modelos em quadros contraventados foram considerados com ligações rotuladas, com pilares contínuos. No modelo contraventado em delta, a viga foi gerada contínua no encontro com a diagonal.

Os modelos são apresentados no Anexo IV.

## **5.4. Levantamento das Ações**

Um prédio de múltiplos andares possui uma concepção particular para a escolha das ações. Além, das ações estruturais (peso próprio, sobrecarga, ações de cobertura, ações de vento, ações dinâmicas e sísmicas), devemos atentar para o novo conceito de ações. Esse novo conceito engloba, além de estruturas para vedação em painéis leves, longos vãos, espaços amplos com o uso de um grande número de janelas que promovem integração com o meio externo e um conjunto eficiente de sistemas de comunicação integrados à estrutura (RAGGETT, 2000). Deste modo, deve-se atentar para a necessidade de um aumento na altura das vigas para permitir uma interação da estrutura metálica, com os serviços, ou seja, por exemplo: dutos de ar condicionado, cabos de energia elétrica, cabos de telefone e rede lógica, tubos de instalação hidráulicas e sanitárias. A interação dos serviços com a estrutura é um fator importante na escolha de um sistema de piso estrutural econômico.

## **5.5. Simplificações das Características do Edifício Piemonte**

Durante a elaboração do trabalho, verificou-se a necessidade de alterar algumas características do edifício Piemonte, para uma aproximação dos cálculos usados na prática pelos calculistas. Procurou-se, assim, adotar algumas características que possibilitassem uma análise comparativa dos modelos e uma simplificação nos cálculos, levando-os a situações mais desfavoráveis. Primeiramente, adotou-se espessura para as lajes de piso e cobertura de 10cm e 8cm, respectivamente, espessuras mais usuais.

A modulação padrão do edifício Piemonte é de 5,0m x 7,50m e uma região - que o artigo de PRESTES (2000) se refere por anexos - com 2,83m de largura ao longo de todo o comprimento do prédio. Neste trabalho, a área anexa foi desprezada nos cálculos, considerando-se 900m<sup>2</sup> (15m x 60m) a área total do prédio. Ao longo do comprimento total deste existem quatro pórticos transversais que promovem a rigidez lateral do prédio com relação ao vento na direção perpendicular à maior dimensão do mesmo. Esses pórticos

ficam localizados nos eixos 1, 5, 9 e 13 apresentados na Figura 5.1 a seguir. Logo, tem-se uma área de influência de cada pórtico de  $300\text{m}^2$   $[(60\text{m}/3) \times 15\text{m}]$ . Adotou-se uma estrutura simétrica para que os efeitos de torção na edificação pudessem ser desconsiderados.

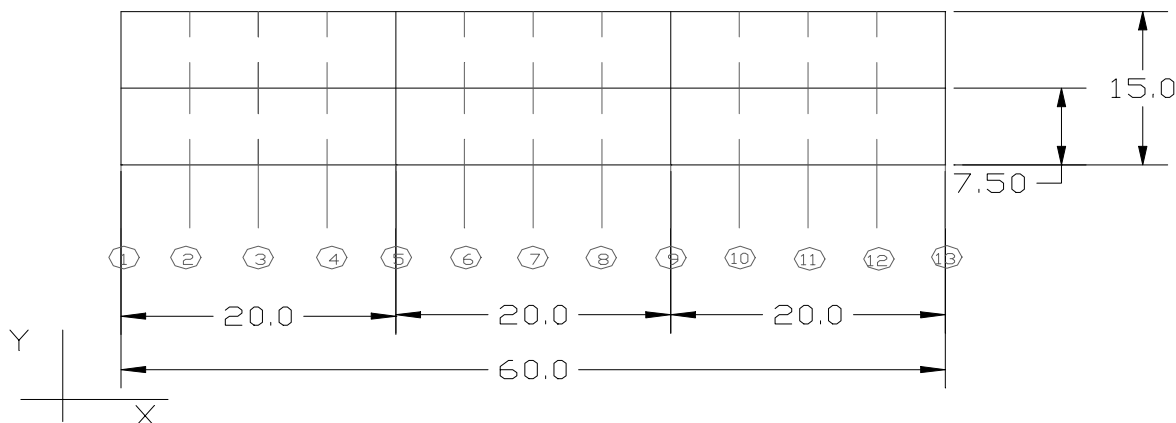


Figura 5.1 - Posição dos eixos no edifício Piemonte. Unidades em m.

## 5.6. Ações Permanentes

O peso próprio da estrutura é função do material dos elementos estruturais e não estruturais existentes na construção. Com base na a norma NBR 6120 (1980), obtém-se as ações atuantes na estrutura. As ações não citadas na norma são encontradas em catálogos e publicações especializadas.

Deste modo, obtém-se os seguintes valores das ações adotadas para a geração das combinações de cálculo e para dimensionamento da estrutura.

Para o **pavimento tipo** foram adotadas as seguintes ações:

<b>Peso Próprio da laje maciça: (0,10m x 25kN/m³)</b>	<b>2,5kN/m²;</b>
<b>Revestimento + Instalações:</b>	<b>1,0kN/m²;</b>
Sendo, revestimento de gesso para o forro: (0,015 x 12,5) = 0,1875kN/m²;	
Argamassa: (0,03m x 21kN/m³)	0,63kN/m²;
<b>Estrutura (valor estimado):</b>	<b>0,3kN/m²;</b>

**Forma (antes da cura do concreto):** **0,5kN/m<sup>2</sup>;**

**Alvenaria (bloco sical): (0,13 x 6)** **0,78kN/m<sup>2</sup>;**

Sendo, as densidades de 8,0kN/m<sup>3</sup> (bloco estrutural) e 6,0kN/m<sup>3</sup>; (bloco de vedação) e espessuras de 0,13cm e 0,15cm para as paredes internas e externas, respectivamente.

**Total :** **5,08kN/m<sup>2</sup>;**

Para a **cobertura** foram adotadas as seguintes ações:

**Peso Próprio da laje maciça: (0,08m x 25 kN/m<sup>3</sup>)** **2,0kN/m<sup>2</sup>;**

**Revestimento + Cobertura + Instalações:** **1,0kN/m<sup>2</sup>;**

**Estrutura (valor estimado):** **0,3kN/m<sup>2</sup>;**

**Forma (antes da cura do concreto):** **0,5kN/m<sup>2</sup>;**

**Total:** **3,8kN/m<sup>2</sup>;**

## **5.7. Sobrecarga**

Os valores adotados para a sobrecarga segundo a norma brasileira NBR 6120 (1980) foram considerados para um edifício de escritórios. Considerando um acréscimo de 1,0kN/m<sup>2</sup> para estimar a sobrecarga no pavimento devido as divisórias internas que na fase de projeto ainda não estavam definidos. Este valor relativamente alto possibilita das divisórias serem em alvenaria.

Muitos calculistas adotam um acréscimo no valor da sobrecarga em decorrência de alterações em função de equipamentos e materiais estocados sobre a laje durante a etapa da construção.

Para o **pavimento tipo** foram adotadas as seguintes ações:

**Sobrecarga de norma:** **3,0kN/m<sup>2</sup>;**

**Sobrecarga durante da construção:** **1,0kN/m<sup>2</sup>;**

Para a cobertura foram adotadas as seguintes ações:

**Sobrecarga de norma:** **0,5kN/m<sup>2</sup>;**

**Sobrecarga durante da construção:** **1,0kN/m<sup>2</sup>;**

## **5.8. Peso Próprio do Reservatório de Água**

### **5.8.1. Generalidades**

Primeiramente, deve-se dimensionar a caixa d'água para conhecimento do volume d'água necessário para o abastecimento da edificação. A seguir, conhecendo-se o volume de água necessário, pode-se prever a carga de peso próprio do reservatório.

Adotou-se o sistema indireto de alimentação, composto de dois reservatórios. O reservatório superior, conforme a norma NBR 5626 (1982), deve possuir um volume de 2/5 do volume total de água a ser estocado para o consumo; e o reservatório inferior deve conter 3/5 do volume total de água.

Admite-se que o abastecimento da rede seja contínuo e que a vazão que abastece o reservatório seja suficiente para atender ao consumo diário no período de 24 horas, embora, evidentemente, o consumo nos aparelhos varie bastante ao longo deste tempo.

A experiência tem mostrado que problemas como: interrupções no abastecimento de água, por rompimento em adutoras e distribuidoras, reparos, ampliações na rede, ou defeitos nas elevatórias, por falta de fornecimento de energia ou necessidade de manutenção, são comuns e, por precaução, deve-se calcular um volume extra de água suficiente para dois dias.



Nos reservatórios, além do volume de água necessário para um bom abastecimento, deve ser previsto um volume de reserva preventivo contra incêndio. Este valor, geralmente, fica em torno de 20% a mais do volume total, mas é normalizado pela prefeitura de cada cidade.

Para fins de dimensionamento dos reservatórios podem-se utilizar as Tabelas 5.2 e 5.3. A primeira fornece uma estimativa para cálculo de consumo diário de água conforme a natureza do serviço a que se destina. E, a segunda fornece a taxa de ocupação de acordo com a natureza do local (MACINTYRE, 1987).

### 5.8.2. Cálculo do Consumo (Cd)

Através da Tabela 5.3 escolhe-se a taxa de ocupação que, multiplicada pela área total do prédio, fornece o volume de água necessário para abastecer o edifício. Este valor, multiplicado pelo consumo de cada pessoa, em um dia, conforme a Tabela 5.2, multiplicado por 2 dias resulta no volume total de água. Considerando-se o peso próprio e sabendo-se que a água tem densidade de  $10\text{kN/m}^3$ , obtém-se, assim, a carga de água do reservatório por  $\text{m}^2$ :  **$CP = \gamma \times \text{Volume do reservatório} / \text{área do reservatório}$** .

### 5.8.3. Peso Próprio da Água para o Modelo de oito Pavimentos

#### Consumo de Água

O cálculo real para o consumo do edifício Piemonte está correlacionado com sua área real de  $942,45\text{m}^2$  ( $15\text{m} \times 62,83\text{m}$ ). Para simplificar os cálculos e correlacionarmos os dados simplificaremos o comprimento de  $62,83\text{m}$  para  $60\text{m}$ , deste modo temos uma área quadrada de  $900\text{m}^2$ , nos quais relacionaremos os volumes calculados para os vários modelos para uma mesma área de  $900\text{m}^2$ .

Área total:  $15 \times 60 = 900\text{m}^2$

$$1 \text{ pessoa} - 7\text{m}^2 - \frac{900}{7} = 129 \text{ pessoas} \times 8 \text{ andares} = 1032 \text{ pessoas}$$

1 pessoa - 50l/dia -  $1032 \text{ pessoas} \times 50 \text{ l} / \text{dia} \times 2 \text{ dias} = 103200$

Volume de água total = 104m<sup>3</sup>

Tabela 5.2 - Estimativa de consumo diário de água

(Reproduzido de MACINTYRE, 1987)

Tipo do prédio	Unidade	Consumo l/dia
<b>1. Serviço doméstico</b>		
Apartamentos	<i>per capita</i>	200
Apartamentos de luxo	por dormitório	300 a 400
	por qto. de empregada	200
Residência de luxo	<i>per capita</i>	300 a 400
Residência de médio valor	<i>per capita</i>	150
Residências populares	<i>per capita</i>	120 a 150
Alojamentos provisórios de obra	<i>per capita</i>	80
Apartamento de zelador	<i>per capita</i>	600 a 1.000
<b>2. Serviço público</b>		
Edifícios de escritórios	por ocupante efetivo	50 a 80
Escolas, internatos	<i>per capita</i>	150
Escolas, externatos	por aluno	50
Escolas, semi-internato	por aluno	100
Hospitais e Casas de Saúde	por leito	250
Hotéis com coz. e lavanderia	por hóspede	250 a 350
Hotéis sem coz. e lavanderia	por hóspede	120
Lavanderias	por kg de roupa seca	30
Quartéis	por soldado	150
Cavalariças	por cavalo	100
Restaurantes	por refeição	25
Mercados	por m <sup>2</sup> de área	5
Garagens e postos de serviços para automóveis	por automóvel	100
Rega de jardins	por caminhão	150
Cinemas, teatros	por m <sup>2</sup> de área	1,5
Igrejas	por lugar	2
Ambulatórios	por lugar	2
Creches	<i>per capita</i>	25
	<i>per capita</i>	50
<b>3. Serviço industrial</b>		
Fábricas (uso pessoal)	por operário	70 a 80
Fábrica com restaurante	por operário	100
Usinas de leite	por litro de leite	5
Matadouros	por animal abatido	300
	(de grande porte)	
Matadouros	Idem de pequeno porte	150

Piscinas (domiciliares) — lâmina de água de 2 cm, por dia

Tabela 5.3 - Taxa de ocupação de acordo com a natureza local  
(Reproduzido de MACINTYRE, 1987)

Prédio de apartamentos	Duas pessoas por dormitório e 200 a 250 l/pessoa/dia
Prédio de escritórios de	
— uma só entidade locadora	Uma pessoa por 7 m <sup>2</sup> de área
— mais de uma entidade locadora	Uma pessoa por 5 m <sup>2</sup> de área
— Segundo o Código de Obras do R.J.	6 litros por m <sup>2</sup> de área útil
Restaurantes	Uma pessoa por 1,50 m <sup>2</sup> de área
Teatros e cinemas	Uma cadeira para cada 0,70 m <sup>2</sup> de área
Lojas (pavimento térreo)	Uma pessoa por 2,5 m <sup>2</sup> de área
Lojas (pavimentos superiores)	Uma pessoa por 5,0 m <sup>2</sup> de área
Supermercados	Uma pessoa por 2,5 m <sup>2</sup> de área
Shopping center	Uma pessoa por 5,0 m <sup>2</sup> de área
Salões de hotéis	Uma pessoa por 5,5 m <sup>2</sup> de área
Museus	Uma pessoa por 5,5 m <sup>2</sup> de área

Conforme a norma NBR 5626 (1982), tem-se:

$$\text{Volume do reservatório superior: } \left(\frac{3}{5}\right) 104 \times 1,20 = 75m^3$$

$$\text{Volume do reservatório inferior: } \left(\frac{3}{5}\right) 104 \times 1,20 = 50m^3$$

Onde o fator de multiplicação de 1,20 representa a reserva de incêndio. Considerando o reservatório de água no centro da edificação com área de 10m x 7,50m = 75,00m<sup>2</sup>, tem-se:

$$CP_{\text{água}} = \frac{10 \times 75}{75} = 10kN / m^2$$

Este valor é a carga devido ao peso próprio da água no reservatório. Falta a ser acrescentado a este valor, o cálculo do peso próprio do reservatório em concreto armado.

Para calcularmos o volume do reservatório, deve-se saber a altura deste. Assim, desse modo temos:

$$\frac{\text{Volume}}{\text{área}} = \frac{75m^3}{75m^2} = 1,00m. \text{ Adotaremos um reservatório com 1,00m de altura.}$$

O cálculo do volume de concreto do reservatório, se adotado uma espessura de laje de 0,15cm, é:  $10 \times 7,5 \times 0,15 \times 2 + 1,00 \times 10 \times 0,15 \times 2 + 1,00 \times 7,5 \times 0,15 \times 2 = 27,8m^3$ .

Segundo a NBR 6120 (1986) a densidade do concreto armado é 25kN/m<sup>3</sup>, tem-se:

$$\text{CPconcreto do reservatório} = \frac{28 \times 25}{75,5} = 9,3kN / m^2$$

Assim, pode-se verificar que o valor encontrado para o peso próprio da água é muito próximo do valor encontrado para o peso próprio da estrutura do reservatório. Conclui-se assim que, para um pré-dimensionamento, basta calcular a carga devido ao peso da água e multiplicar por dois.

Logo o somatório dos pesos da água e do concreto dá aproximadamente 20kN/m<sup>2</sup>.

O mesmo método foi utilizado no cálculo do peso próprio do reservatório dos modelos de 16, 24, 36 e 48 pavimentos.

A Tabela 5.4 apresenta um resumo destes resultados.

Tabela 5.4 Resumo do Peso Próprio do Reservatório de Água

MODELOS	16 Pavimentos	24 Pavimentos	36 Pavimentos	48 Pavimentos
Volume Total (m <sup>3</sup> )	207	322	465	620
Volume Res. Superior (m <sup>3</sup> )	149	231	335	446
Volume Res. Inferior (m <sup>3</sup> )	100	155	224	298
CP água (kN/m <sup>2</sup> )	19,8	30	44,6	59
CP água + CP concreto (kN/m <sup>2</sup> )	40	60	88	118

## 5.9. Casa de Máquinas

O cálculo da carga da casa de máquinas sobre as vigas de cobertura foi dimensionado baseado em publicações de elevadores convencionais. Neste trabalho, a publicação dos Elevadores Sür foi usada como fonte de consulta para o cálculo dessas ações.

De acordo com o modelo e número de passageiros, cada elevador apresenta reações  $R1$  e  $R2$  na projeção da caixa de corrida, reações no sentido do movimento do elevador, ou seja, reações verticais e dimensões para a caixa do elevador.

A reação devida à sobrecarga nas casas de máquinas, para um modelo com capacidade para 12 passageiros e com uma velocidade mínima de 105m/min, é de  $R1=52,50\text{kN}$  e  $R2=41,50\text{kN}$ . A área da caixa do elevador de acordo com a tabela para os valores  $X$  e  $Y$  é  $1800\text{mm} \times 1800\text{mm}$ , e os valores para  $S=2,0\text{m}$  e  $T=1,20\text{m}$  para formar a casa de máquinas para um modelo com dois elevadores conforme a Figura 5.2 abaixo. No Anexo B da NBR8800 (1986) sobre ações recomenda acrescentar a carga dos elevadores em 100%, para considerar o impacto. Logo, o valor para a sobrecarga decorrente do elevador de  **$2 \times (R1 + R2) = 188\text{kN}$** . A área da casa de máquinas, portanto, é  $20\text{m}^2$ . Logo a carga por  $\text{m}^2$  na região da caixa do elevador é de  $10\text{kN}$ . Na norma NBR 8800 (1986) recomenda adotar  $3,0\text{kN/m}^2$  no restante da área do elevador.

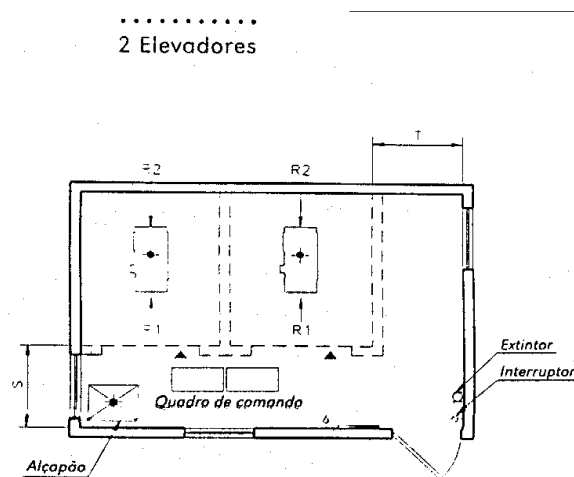


Figura 5.2 - Posicionamento de Elevadores  
(Reproduzido do Manual Sür)

Mesmo sabendo que, à medida que se aumenta o número de pavimentos de um EAM, torna-se necessário aumentar a capacidade do elevador, será mantido o mesmo modelo para as várias configurações de pavimentos. Esta simplificação não prejudica os cálculos, já que esse valor representa uma ação de gravidade que contrabalançaria com o vento. Assim, considera-se uma situação mais crítica à medida se que aumenta a altura da construção.

### 5.10. Ação do Vento para os Vários Modelos

Com base no capítulo referente à ação do vento, calcula-se a ação do vento de andar em andar. Faz-se o cálculo considerando a ação do vento, como com patamares uniformemente distribuídos na lateral do pórtico dividindo o modelo em números iguais de pavimentos, considerando a ação do vento atuando diretamente nos pilares. A maioria dos autores adota, para o cálculo do vento, uma carga concentrada nos nós, já que considera a ação que age na lateral das paredes, sendo absorvida pela laje e a laje redistribuindo-a para os pilares.

Outra maneira de calcular a ação de vento é determinando-se a carga total que atua sobre a lateral do edifício. Os pórticos de estabilização resistirão a essa carga total. Sabe-se que cada pórtico resiste ao vento de modo diferentemente em função de sua rigidez. Como o sistema é hiperestático o pórtico mais rígido absorve uma carga maior. A carga de vento distribuída nos pórticos centrais será maior, por que são os mais rígidos e a carga de vento distribuída nos pórticos externos será menor. Novos valores de  $C_a$  para a dimensão de 15m x 60m de acordo com a Tabela 5.5 a seguir:

Tabela 5.5- Valor do Coeficiente de Arrasto em função do número de pavimentos

Número de Pavimentos	Altura Total	$l_1/l_2$	$h/l_1$	$C_a$
8	26,4	4	0,44	1,25
16	52,8	4	0,88	1,33
24	79,2	4	1,32	1,38
36	118,8	4	1,98	1,42
48	158,4	4	2,64	1,48

A Tabela 5.6 apresenta os valores de vento adotados para o cálculo do dimensionamento dos modelos. Onde,

**V<sub>k</sub>** é a velocidade característica do vento fornecida por:

$$V_k = V_0 \times S_1 \times S_2 \times S_3 \quad (5.1)$$

onde,

$$V_0 = 40 \text{ m/s}$$

$$S_1 = S_3 = 1,0 \quad S_2 = b F_r \left( \frac{Z}{10} \right)^p ;$$

**P<sub>v</sub>** é a pressão dinâmica do vento obtida por  $0,613 \times V_k^2$  ;

**Vento no pórtico** é o vento que atua no pórtico obtida por  $P_v \times C_{ax20}$ ;

**Vento total** é o vento que atua em todo o pavimento obtido por  $P_v \times C_{ax60 \times 3,3}$ .

Tabela 5.6 - Cálculo do vento para os vários modelos

Pórtico 8 pavimentos					
Z(m)	S2	V <sub>k</sub> (m/s)	P <sub>v</sub> (N/m <sup>2</sup> )	Vento no pórtico (kN.m)	Vento total(kN)
6,6	0,842	33,691	695,81	17,395	172,212
13,2	0,912	36,487	816,07	20,402	201,976
19,8	0,956	38,228	895,83	22,395	221,728
26,4	0,988	39,514	957,11	23,927	236,885
Pórtico 16 pavimentos					
Z(m)	S2	V <sub>k</sub> (m/s)	P <sub>v</sub> (N/m <sup>2</sup> )	Vento no pórtico(kN.m)	Vento total(kN)
6,6	0,842	33,691	695,81	18,508	183,234
13,2	0,912	36,487	816,07	21,707	214,903
19,8	0,956	38,228	895,83	23,829	235,908
26,4	0,988	39,514	957,11	25,459	252,046
33	1,013	40,541	1007,5	26,799	265,319
39,6	1,035	41,400	1050,7	27,947	276,682
46,2	1,053	42,141	1088,6	28,956	286,667
52,8	1,069	42,793	1122,5	29,859	295,608
59,4	1,084	43,376	1153,4	30,679	303,725
66	1,098	43,905	1181,6	31,432	311,175
72,6	1,109	44,389	1207,8	32,128	318,072
79,2	1,121	44,835	1232,3	32,778	324,502

<b>Pórtico 24 pavimentos</b>					
<b>Z(m)</b>	<b>S2</b>	<b>Vk(m/s)</b>	<b>Pv(N/m²)</b>	<b>Vento no pórtico(kN.m)</b>	<b>Vento total(kN)</b>
6,6	0,842	33,691	695,81	19,204	190,122
13,2	0,912	36,487	816,07	22,523	222,982
19,8	0,956	38,228	895,83	24,725	244,777
26,4	0,988	39,514	957,11	26,416	261,521
33	1,013	40,541	1007,5	27,807	275,293
39,6	1,035	41,4	1050,7	28,998	287,083
46,2	1,053	42,141	1088,6	30,045	297,444
52,8	1,069	42,793	1122,5	30,982	306,722
59,4	1,084	43,376	1153,4	31,833	315,143
66	1,098	43,905	1181,6	32,613	322,874
72,6	1,109	44,389	1207,8	33,336	330,029
79,2	1,121	44,835	1232,3	34,010	336,702
<b>Pórtico 36 pavimentos</b>					
<b>Z(m)</b>	<b>S2</b>	<b>Vk(m/s)</b>	<b>Pv(N/m²)</b>	<b>Vento no pórtico(kN.m)</b>	<b>Vento total(kN)</b>
6,6	0,842	33,691	695,81	19,7609	195,633
13,2	0,912	36,487	816,07	23,176	229,44
19,8	0,956	38,228	895,83	25,441	251,872
26,4	0,988	39,514	957,11	27,182	269,101
33	1,013	40,541	1007,5	28,613	283,273
39,6	1,035	41,4	1050,7	29,839	295,404
46,2	1,053	42,141	1088,6	30,916	306,0656
52,8	1,069	42,793	1122,5	31,879	315,611
59,4	1,084	43,376	1153,4	32,755	324,278
66	1,098	43,905	1181,6	33,559	332,232
72,6	1,109	44,389	1207,8	34,302	339,596
79,2	1,121	44,835	1232,3	34,996	346,460
85,8	1,131	45,25	1255,2	35,646	352,897
92,4	1,141	45,637	1276,7	36,259	358,964
99	1,150	46,001	1297,1	36,839	364,706
105,6	1,158	46,343	1316,5	37,389	370,160
112,2	1,167	46,668	1335	37,915	375,358
118,8	1,174	46,975	1352,7	38,417	380,325



<b>Pórtico 48 pavimentos</b>					
<b>Z(m)</b>	<b>S2</b>	<b>Vk(m/s)</b>	<b>Pv(N/m²)</b>	<b>Vento no pórtico(kN.m)</b>	<b>Vento total(kN)</b>
6,6	0,842	33,691	695,81	20,596	203,899
13,2	0,912	36,487	816,07	24,155	239,140
19,8	0,956	38,228	895,83	26,516	262,515
26,4	0,988	39,514	957,11	28,330	280,472
33	1,013	40,541	1007,5	29,822	295,242
39,6	1,035	41,4	1050,7	31,099	307,886
46,2	1,053	42,141	1088,6	32,222	318,998
52,8	1,069	42,793	1122,5	33,227	328,947
59,4	1,084	43,376	1153,4	34,139	337,980
66	1,098	43,905	1181,6	34,976	346,270
72,6	1,109	44,389	1207,8	35,752	353,945
79,2	1,121	44,835	1232,3	36,475	361,099
85,8	1,131	45,25	1255,2	37,152	367,809
92,4	1,141	45,637	1276,7	37,791	374,132
99	1,150	46,001	1297,1	38,396	380,116
105,6	1,158	46,343	1316,5	38,969	385,801
112,2	1,167	46,668	1335	39,516	391,218
118,8	1,174	46,975	1352,7	40,039	396,395
125,4	1,182	47,268	1369,6	40,540	401,355
132	1,188	47,548	1385,9	41,022	406,118
138,6	1,195	47,816	1401,5	41,485	410,701
145,2	1,202	48,072	1416,6	41,931	415,119
151,8	1,208	48,318	1431,2	42,362	419,385
158,4	1,2139	48,555	1445,2	42,779	423,510

Para o cálculo do vento no pórtico e vento total, em contrapartida com a recomendação da norma NBR 6123 (1990) que recomenda dividir em intervalos de 5 em 5m, optou-se por dividir em 2 pavimentos totalizando 6,6m.

## **5.11. Dimensionamento**

### **5.11.1. Generalidades**

Após o estabelecimento das hipóteses das ações de cálculo, para gerar um modelo estrutural necessita-se o conhecimento do caminho das ações e programas computacionais de cálculo para promover as várias combinações. O dimensionamento dos perfis, ou seja, a escolha do perfil mais adequado deve ser baseada na resistência e na limitação do deslocamento, ou seja, sua geometria e rigidez devem resistir aos esforços solicitantes e seu deslocamento deve ficar abaixo dos valores limitados pelas normas.

Como o trabalho tem o objetivo de estudar apenas os sistemas de contraventamento verticais, o dimensionamento das vigas primárias e secundárias e pilares secundários que estão fora daqueles sistemas, não serão abordados.

Primeiramente é preciso calcular as ações atuantes no pórtico central, ou seja, as reações das lajes sobre as vigas, e a parcela da carga do reservatório d'água e do elevador. Em seguida, faz-se um pré-dimensionamento dos perfis para proceder à análise estrutural. Usou-se o programa computacional GT STRUDL (25) que exige os seguintes dados de entrada: geometria da estrutura e dos elementos estruturais, as ações atuantes (com sua respectiva direção), as condições de contorno e o material dos elementos com suas constantes. Como resultado de processamento, este programa fornece os esforços de tração e compressão, os esforços cisalhantes e o momento fletor nos elementos (nós) gerados pelo modelo.

### **5.11.2. Reações das Lajes sobre Vigas**

Por outro lado, devem-se iniciar os cálculos das reações das lajes sobre as vigas. Com base nas tabelas de Marcus, calculam-se os coeficientes necessários aos cálculos das reações das lajes sobre as vigas, calculadas em função do menor vão.

A Figura 5.3 mostra o posicionamento das vigas onde, na laje hachurada da figura temos uma relação entre suas dimensões de 0,66 ( $a/b = 5/7,5$ ). Logo, as lajes estão armadas em duas direções.

Deste modo, para o cálculo das reações de piso e de cobertura, tem-se:

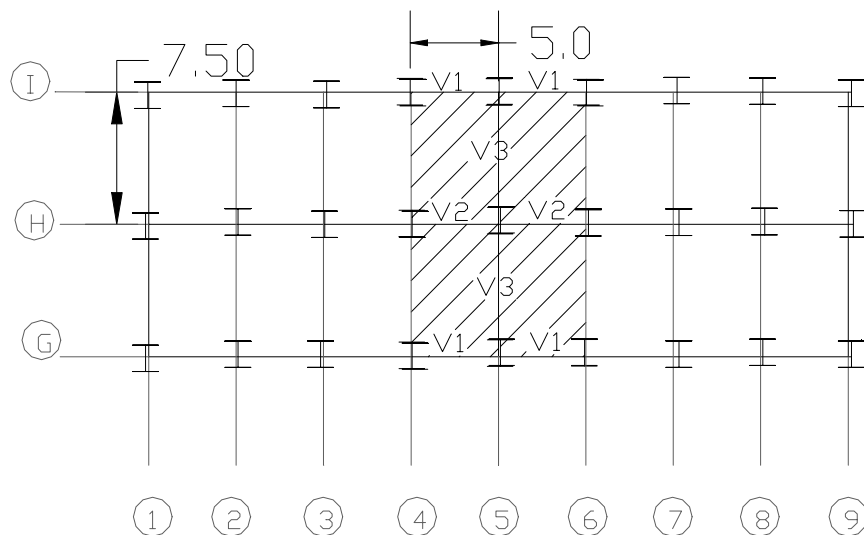


Figura 5.3 - Posicionamento das Vigas

#### Para laje de piso

Reação borda maior engastada = 0,38

CP =  $0,38 \times 5,08 \times 5,0 = 9,652 \text{ kN/m}$     SC =  $0,38 \times 4,0 \times 5,0 = 7,6 \text{ kN/m}$

Reação borda menor livre = 0,10

CP =  $0,10 \times 5,08 \times 5,0 = 5,54 \text{ kN/m}$     SC =  $0,10 \times 4,0 \times 5,0 = 2,0 \text{ kN/m}$

Reação borda menor engastada = 0,26

CP =  $0,26 \times 5,08 \times 5,0 = 6,604 \text{ kN/m}$     SC =  $0,26 \times 4,0 \times 5,0 = 5,20 \text{ kN/m}$

#### Para laje de cobertura

Reação borda maior engastada = 0,38

CP =  $0,38 \times 3,8 \times 5,0 = 7,22 \text{ kN/m}$     SC =  $0,38 \times 1,50 \times 5,0 = 2,85 \text{ kN/m}$

Reação borda menor livre = 0,10

CP =  $0,10 \times 3,8 \times 5,0 = 5,54 \text{ kN/m}$     SC =  $0,10 \times 1,50 \times 5,0 = 0,75 \text{ kN/m}$

Reação borda menor engastada = 0,26

CP =  $0,26 \times 3,8 \times 5,0 = 4,94 \text{ kN/m}$     SC =  $0,26 \times 1,50 \times 5,0 = 1,95 \text{ kN/m}$

### 5.11.3. Reações das Vigas

#### Para laje de piso (pavimento tipo)

##### Para V1 tem-se:

Carga permanente atuante sobre a viga:

$$\text{Reações das lajes} + \text{Parede Externa} = 2,54 + 3,816 = 6,356 \text{ kN/m};$$

Considerando uma viga bi-apoiada:

$$\text{Reação da viga: } Q_{xl}/2 = 15,89 \text{ kN}$$

Sobrecarga atuante sobre a viga:

$$\text{Reações das lajes} = 2,0 \text{ kN/m};$$

Considerando uma viga bi-apoiada:

$$\text{Reação da viga: } Q_{xl}/2 = 5,0 \text{ kN}$$

##### Para V2 tem-se:

Carga permanente atuante sobre a viga:

$$\text{Reações das lajes} = 6,604 + 6,604 = 13,21 \text{ kN/m};$$

Considerando uma viga bi-apoiada:

$$\text{Reação da viga: } Q_{xl}/2 = 33,025 \text{ kN}$$

Sobrecarga atuante sobre a viga:

$$\text{Reações das lajes} = 5,20 + 5,20 = 10,40 \text{ kN/m};$$

Considerando uma viga bi-apoiada:

$$\text{Reação da viga: } Q_{xl}/2 = 26 \text{ kN}$$

##### Para V3 tem-se:

Carga permanente atuante sobre a viga:

$$\text{Reações das lajes} = 9,652 + 9,652 = 19,304 \text{ kN/m};$$

Considerando uma viga bi-apoiada:

$$\text{Reação da viga: } Q_{xl}/2 = 72,39 \text{ kN}$$

Sobrecarga atuante sobre a viga:

$$\text{Reações das lajes} = 7,6 + 7,60 = 15,20 \text{ kN/m};$$

Considerando uma viga bi-apoiada:

Reação da viga:  $Q_{xl}/2 = 57\text{kN}$

### **Para laje de cobertura**

#### **Para V1 tem-se:**

Carga permanente atuante sobre a viga:

Reações das lajes =  $1,90\text{kN/m}$ ;

Considerando uma viga bi-apoiada:

Reação da viga:  $Q_{xl}/2 = 4,75\text{kN}$

Sobrecarga atuante sobre a viga:

Reações das lajes =  $0,75\text{kN/m}$ ;

Considerando uma viga bi-apoiada:

Reação da viga:  $Q_{xl}/2 = 1,875\text{kN}$  - (Não foi considerado peitoril ao redor de toda obra)

#### **Para V2 tem-se:**

Carga permanente atuante sobre a viga:

Reações das lajes =  $4,94 + 4,94 = 9,88\text{kN/m}$ ;

Considerando uma viga bi-apoiada:

Reação da viga:  $Q_{xl}/2 = 24,70\text{kN}$

Sobrecarga atuante sobre a viga:

Reações das lajes =  $1,95 + 1,95 = 3,90\text{kN/m}$  ;

Considerando uma viga bi-apoiada:

Reação da viga:  $Q_{xl}/2 = 9,75\text{kN}$

#### **Para V3 tem-se:**

Carga permanente atuante sobre a viga:

Reações das lajes =  $7,22 + 7,22 = 14,44\text{kN/m}$ ;

Considerando uma viga bi-apoiada:

Reação da viga:  $Q_{xl}/2 = 54,15\text{kN}$

Sobrecarga atuante sobre a viga:

Reações das lajes =  $2,85 + 2,85 = 5,70\text{kN/m}$ ;

Considerando uma viga bi-apoiada:

Reação da viga:  $Q_{xl}/2 = 21,375\text{kN}$

**Logo as cargas atuantes no pórtico transversal eixo 5 e 13 decorrentes das reações da laje e viga são:**

**Tabela 5.7 - Ações nos nós (kN)**

	<b>Carga Permanente</b>	<b>Sobrecarga</b>
<b>Nós eixo I / G - piso</b>	<b><math>2 \times 15,89 = 31,78</math></b>	<b><math>2 \times 5,0 = 10</math></b>
<b>Nós eixo H - piso</b>	<b><math>2 \times 33,025 = 66,05</math></b>	<b><math>2 \times 26 = 52</math></b>
<b>Nós eixo I/G - cobertura</b>	<b><math>2 \times 4,75 = 9,5</math></b>	<b><math>2 \times 1,875 = 3,75</math></b>
<b>Nós eixo H - cobertura</b>	<b><math>2 \times 24,70 = 49,4</math></b>	<b><math>2 \times 9,375</math></b>

**Tabela 5.8 - Ações nas barras (kN/m)**

	<b>Carga Permanente</b>	<b>Sobrecarga</b>
<b>Piso</b>	<b>19,304</b>	<b>15,20</b>
<b>Cobertura</b>	<b>14,44</b>	<b>5,70</b>

## 5.12. Reservatórios de Água e Casa de Máquinas

O reservatório de água e a casa de máquinas estão, geralmente, posicionadas acima da laje de cobertura devido à necessidade de pressão para um bom funcionamento do sistema hidráulico. As suas ações são resistidas por um conjunto de elementos formados por vigas e pilares, podendo fazer parte do sistema de estabilização ou não. Admitiu-se, para distribuir simetricamente as ações, que elas estão posicionadas no centro dos eixos 5 e 9, já que se procura manter a estrutura simétrica para evitar esforços adicionais.

Optou-se em considerar que os dois pórticos centrais resistem a 60% da carga total do reservatório de água e da casa de máquinas e os 40% de cargas restantes é resistido pela estrutura secundária. Para simular as ações decorrentes do reservatório de água e da casa de máquinas no pórtico inseriu-se ações concentradas nos nós da cobertura.

### 5.12.1. Verificação dos 60% das Ações do Reservatório de Água e Casa de Máquinas

Considerando o modelo de 8 pavimentos, faz-se necessário explicar que a verificação da simplificação das ações que o pórtico central recebe é de cerca de 60% da ação decorrente do reservatório de água e da casa de máquinas.

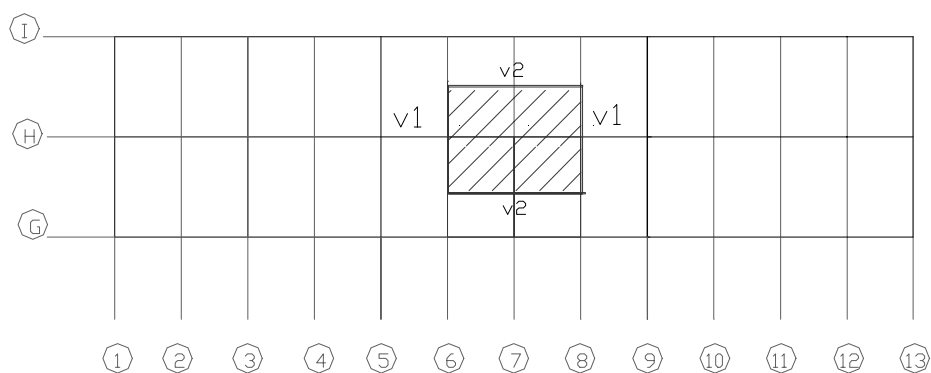


Figura 5.4 - Posicionamento do reservatório de água

Carga atuante na laje: casa de máquinas + reservatório = 20 + 10 = 30kN.

Laje tipo 1 pela Tabela de Marcus com  $a/b = 0,75$

$$Q_a = 0,30 \times 30 \times 7,5 = 67,5 \text{ kN/m}$$

$$Q_b = 0,26 \times 30 \times 7,5 = 58,5 \text{ kN/m}$$

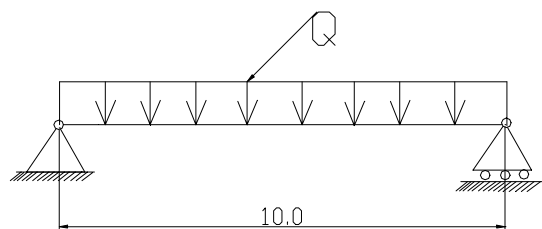


Figura 5.5 -V1

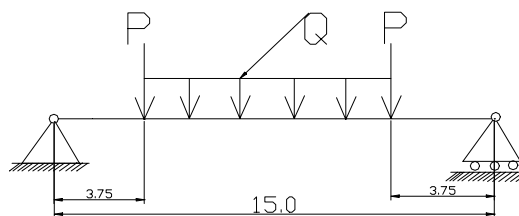


Figura 5.6 -V2

Onde, para V1 tem-se:

$$Q = 67,5 \text{ kN} \quad \text{Reação nos apoios} : 337,5 \text{ kN}$$

Para V2 tem-se:

$$Q = 58,5 \text{ kN} \quad P = 337,5 \text{ kN}$$

Para simplificar os cálculos adotando-se uma carga uniformemente distribuída com valor de 74,25kN/m. Logo, tem-se:

$$\text{Reação dos apoios externos } R_a = 3qL/8 = 208,9 \text{ kN} \sim 210 \text{ kN}$$

$$\text{Reação dos apoios internos } R_b = 5qL/4 = 696,1 \text{ kN} \sim 700 \text{ kN}$$



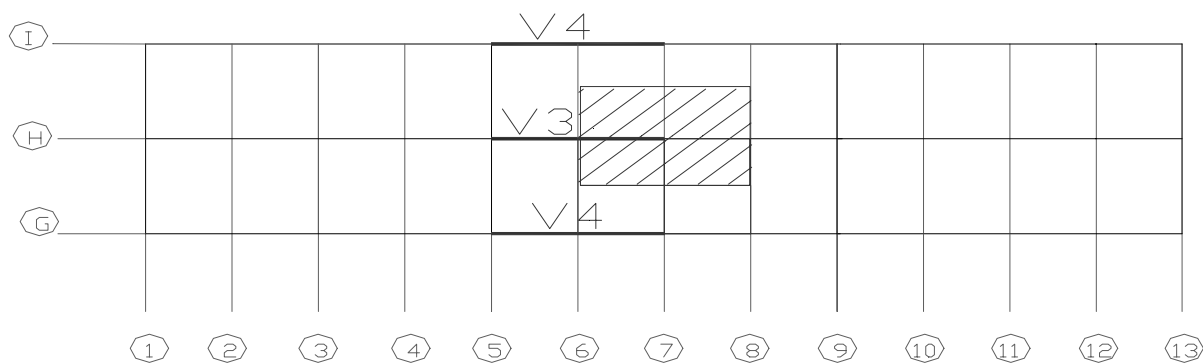


Figura 5.7 - Posição do Reservatório de água - Vigas

V3 recebe a reação de 700kN possuindo uma reação de 350kN.

V4 recebe a reação de 210 possuindo uma reação de 105kN.

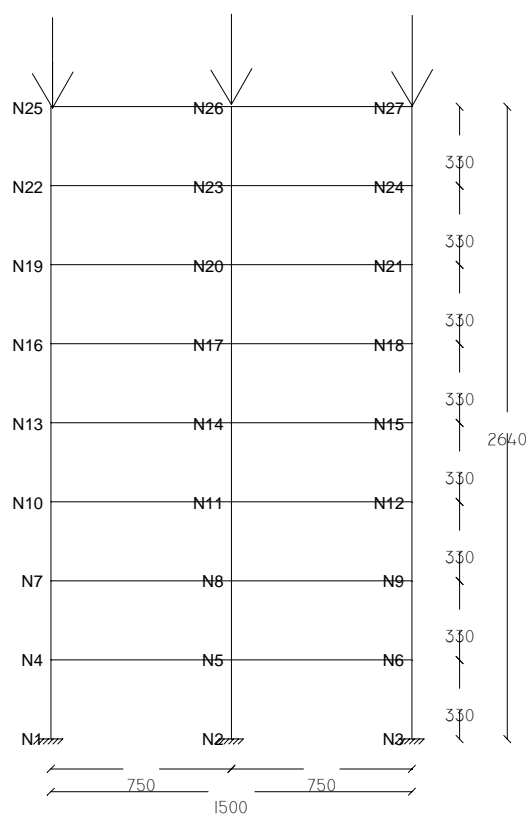


Figura 5.8 - Cargas concentradas para o reservatório de água

Tem-se para N25 e N27 = 105kN

N26 = 350kN

A carga total referente ao reservatório e casa de máquinas para o modelo de 8 pavimentos, pelo o cálculo do peso x área é:

$$20\text{kN/m}^2 \times 75\text{m}^2 + 10\text{kN/m}^2 \times 20\text{m}^2 + 3\text{kN/m}^2 \times 55\text{m}^2 = 1865\text{kN}.$$

Considerando as simplificações, o somatório das cargas de  $N25 + N27 + N26 = 560\text{kN}$ , já existem dois pórticos intermediários, representa aproximadamente 60% do total de  $1865\text{kN}/2$ ; sendo que os outros 40% são absorvidos pela estrutura secundária.

Para facilitar os cálculos adota-se para o nó central 50% da carga total e para os nós das extremidades 25% da carga total. Desse modo, o pórtico fica simétrico e com distribuições de cargas mais próximas da realidade.

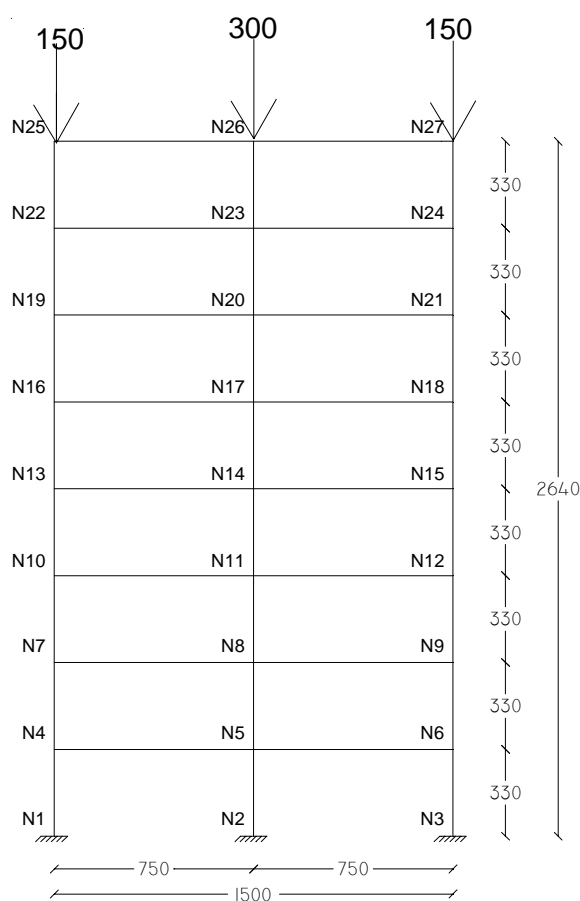


Figura 5.9 - Carga do reservatório de água para o modelo de 8 pavimentos.

Este procedimento foi adotado para os modelos de 16 pavimentos, 24 pavimentos, 36 pavimentos e 48 pavimentos. A seguir, um pequeno resumo das ações do reservatório e elevador para os demais modelos.

### **5.12.2. Ações do Reservatório e Elevador para os vários modelos**

A carga total referente ao reservatório de água e casa de máquinas para o modelo de **16 pavimentos** é:

$$\text{Peso x área : } 40\text{kN/m}^2 \times 75\text{m}^2 + 10\text{kN/m}^2 \times 20\text{m}^2 + 3\text{kN/m}^2 \times 55\text{m}^2 = 3365\text{kN}$$

$$\text{Valor aplicado ao pórtico} = 3365\text{kN}/2 \times 0,6 = 1010\text{kN}$$

$$\text{Nós Externos: } 1010\text{kN} \times 0,25 = 250\text{kN}$$

$$\text{Nó Central: } 1010\text{kN} \times 0,5 = 500\text{kN}$$

A carga total referente ao reservatório de água e casa de máquinas para o modelo de **24 pavimentos**, pelo do cálculo peso x área é:

$$60\text{kN/m}^2 \times 75\text{m}^2 + 10\text{kN/m}^2 \times 20\text{m}^2 + 3\text{kN/m}^2 \times 55\text{m}^2 = 4865\text{kN}$$

$$\text{Valor aplicado ao pórtico} = 4865\text{kN}/2 \times 0,6 = 1460\text{kN}$$

$$\text{Nós Externos: } 1460\text{kN} \times 0,25 = 365\text{kN}$$

$$\text{Nó Central: } 1460\text{kN} \times 0,5 = 730\text{kN}$$

A carga total referente ao reservatório de água e casa de máquinas para o modelo de **36 pavimentos** é:

$$\text{Peso x área é: } 88\text{kN/m}^2 \times 75\text{m}^2 + 10\text{kN/m}^2 \times 20\text{m}^2 + 3\text{kN/m}^2 \times 55\text{m}^2 = 6965\text{kN}$$

$$\text{Valor aplicado ao pórtico} = 6965\text{kN}/2 \times 0,6 = 2090\text{kN}$$

$$\text{Nós Externos: } 2090\text{kN} \times 0,25 = 525\text{kN}$$

$$\text{Nó Central: } 2090\text{kN} \times 0,5 = 1050\text{kN}$$

A carga total referente ao reservatório de água e casa de máquinas para o modelo de **48 pavimentos** é:

Peso x área é:  $118\text{kN/m}^2 \times 75\text{m}^2 + 10\text{kN/m}^2 \times 20\text{m}^2 + 3\text{kN/m}^2 \times 55\text{m}^2 = 9215\text{kN}$

Valor aplicado ao pórtico =  $9215\text{kN}/2 \times 0,6 = 2770\text{kN}$

Nós Externos:  $2770\text{kN} \times 0,25 = 695\text{kN}$

Nó Central:  $2770\text{kN} \times 0,5 = 1390\text{kN}$

### **5.13. Pré-Dimensionamento do Modelo em Quadro Rígido de 8 Pavimentos**

Para lançar o cálculo da estrutura em um programa computacional é necessário que o programa pré-dimensione os elementos estruturais ou que o calculista faça uma escolha prévia dos perfis. Assim, verifica-se que os esforços e deslocamentos estão dentro nos limites previstos nas normas. Logo, para a escolha prévia dos perfis, é necessário que se faça um pré-dimensionamento. Essa escolha está correlacionada com a experiência do calculista. Alguns calculistas optam pela escolha de perfis com a mesma altura e largura alterando apenas as espessuras e facilitando a montagem.

Para o pré-dimensionamento das vigas e pilares deve-se considerar os coeficientes de majoração das ações segundo a norma NBR 8800 (1986) para cargas de grande variabilidade. Segundo a norma, as cargas de pequena variabilidade são cargas onde há controle rigoroso de peso; como exemplo, têm-se os pesos próprios de elementos pré-fabricados.

Assim, tem-se os seguintes coeficientes:

$\gamma_{gcp} = 1,4$  ( normais)  $\gamma_{gcp} = 1,3$  ( durante a construção)

$\gamma_{qsc} = 1,5$  ( decorrentes do uso)  $\gamma_{gcp} = 1,3$  ( durante a construção)

- Laje de Piso:

$$\text{Carga permanente: } 4,58\text{kN/m}^2 \times 1,40 + 0,5\text{kN/m}^2 \times 1,3 = 7,062\text{kN/m}^2$$

$$\text{Sobrecarga: } 3,0\text{kN/m}^2 \times 1,5 + 1,0\text{kN/m}^2 \times 1,30 = 5,80\text{kN/m}^2$$

- Laje de cobertura:

$$\text{Carga Permanente: } 3,30\text{kN/m}^2 \times 1,40 + 0,5\text{kN/m}^2 \times 1,3 = 5,27\text{kN/m}^2$$

$$\text{Sobrecarga: } 0,5\text{kN/m}^2 \times 1,5 + 1,0\text{kN/m}^2 \times 1,30 = 2,05\text{kN/m}^2$$

#### **Para laje de piso**

$$\text{Reação borda maior engastada} = 0,38$$

$$\text{CP} = 0,38 \times 7,062 \times 5,0 = 13,4178\text{kN} \quad \text{SC} = 0,38 \times 5,8 \times 5,0 = 11,02\text{kN}$$

$$\text{Reação borda menor livre} = 0,10$$

$$\text{CP} = 0,10 \times 7,062 \times 5,0 = 3,531\text{kN} \quad \text{SC} = 0,10 \times 5,8 \times 5,0 = 2,90\text{kN}$$

$$\text{Reação borda menor engastada} = 0,26$$

$$\text{CP} = 0,26 \times 7,062 \times 5,0 = 9,1806\text{kN} \quad \text{SC} = 0,26 \times 5,8 \times 5,0 = 7,54\text{kN}$$

#### **Para laje de cobertura**

$$\text{Reação borda maior engastada} = 0,38$$

$$\text{CP} = 0,38 \times 5,27 \times 5,0 = 10,013\text{kN} \quad \text{SC} = 0,38 \times 2,05 \times 5,0 = 3,895\text{kN}$$

$$\text{Reação borda menor livre} = 0,10$$

$$\text{CP} = 0,10 \times 5,27 \times 5,0 = 2,635\text{kN} \quad \text{SC} = 0,10 \times 2,05 \times 5,0 = 1,025\text{kN}$$

$$\text{Reação borda menor engastada} = 0,26$$

$$\text{CP} = 0,26 \times 5,27 \times 5,0 = 6,851\text{kN} \quad \text{SC} = 0,26 \times 2,05 \times 5,0 = 2,665\text{kN}$$

### **5.13.1. Pré-Dimensionamento das Vigas**

#### **Para laje de piso**

##### **Para V1 tem-se:**

$$\text{Carga permanente: } 3,531 + 1,4 \times 3,816 = 8,8734\text{kN/m};$$

$$\text{Reação da viga: } Q \times l / 2 = 22,1835\text{kN}$$

$$\text{Mmáx} = q l^2 / 8 = 27,73 \text{ kN.m}$$

Sobrecarga: 2,9kN/m;

Reação da viga:  $Q_{xl}/2 = 7,25\text{kN}$

$M_{\text{máx}} = ql^2/8 = 9,06 \text{ kN.m}$

**Para V2 tem-se:**

Carga permanente:  $9,1806 \times 2 = 18,3612\text{kN/m}$ ;

Reação da viga:  $Q_{xl}/2 = 45,903\text{kN}$

$M_{\text{máx}} = ql^2/8 = 57,38 \text{ kN.m}$

Sobrecarga:  $2 \times 7,54 = 15,08\text{kN/m}$ ;

Reação da viga:  $Q_{xl}/2 = 37,7\text{kN}$

$M_{\text{máx}} = ql^2/8 = 47,125 \text{ kN.m}$

**Para V3 tem-se:**

Carga permanente:  $13,418 \times 2 = 26,836\text{kN/m}$ ;

Reação da viga:  $Q_{xl}/2 = 100,635\text{kN}$

$M_{\text{máx}} = ql^2/8 = 188,69 \text{ kN.m}$

Sobrecarga:  $11,02 \times 2 = 22,04\text{kN/m}$ ;

Reação da viga:  $Q_{xl}/2 = 82,651\text{kN}$

$M_{\text{máx}} = ql^2/8 = 154,97 \text{ kN.m}$

$M_{\text{máx total}} = 188,69 + 154,97 = 343,66\text{kN.m}$

Onde, segundo a norma NBR 8800 (1986) tem-se para o estados limites à resistência no dimensionamento da viga:  $M_n = M_{pl} = f_y Z$ .

Onde,

$M_n$  = Resistência nominal ao momento fletor;

$M_{pl}$  = Momento de Plastificação;

$f_y$  = tensão de escoamento do aço;

$Z$  = módulo de resistência plástico;

Logo,  $Z = 343,66/0,25 = 1374,64\text{cm}^3 \rightarrow \text{VS } 500 \times 250 \times 16 \times 6.3$

### **Para laje de cobertura**

#### **Para V1 tem-se:**

Carga permanente: 2,635kN/m;

Reação da viga:  $Q_{xl}/2 = 6,5875\text{kN}$

$M_{\text{máx}} = ql^2/8 = 8,24 \text{ kN.m}$

Sobrecarga: 1,025kN/m;

Reação da viga:  $Q_{xl}/2 = 2,5625\text{kN}$

$M_{\text{máx}} = ql^2/8 = 25,75\text{kN.m}$

#### **Para V2 tem-se:**

Carga permanente:  $6,851 \times 2 = 13,702\text{kN/m}$ ;

Reação da viga:  $Q_{xl}/2 = 34,255\text{kN}$

$M_{\text{máx}} = ql^2/8 = 42,82\text{kN.m}$

Sobrecarga:  $2,665 \times 2 = 5,33\text{kN/m}$ ;

Reação da viga:  $Q_{xl}/2 = 13,325\text{kN}$

$M_{\text{máx}} = ql^2/8 = 16,66\text{kN.m}$

#### **Para V3 tem-se:**

Carga permanente:  $10,013 \times 2 = 20,026\text{kN/m}$ ;

Reação da viga:  $Q_{xl}/2 = 75,10\text{kN}$

$M_{\text{máx}} = ql^2/8 = 140,81\text{kN.m}$

Sobrecarga:  $3,895 \times 2 = 7,79\text{kN/m}$ ;

Reação da viga:  $Q_{xl}/2 = 29,2125\text{kN}$

$M_{\text{máx}} = ql^2/8 = 54,77\text{kN.m}$

$M_{\text{máx total}} = 140,81 + 54,77 = 195,58\text{kN.m}$

$Z = 195,58/0,25 = 782,32\text{cm}^3 \rightarrow \text{VS } 500 \times 250 \times 12,5 \times 6,3$

### 5.13.2. Pré-Dimensionamento dos Pilares

Para o dimensionamento dos pilares procura-se escolher o mesmo perfil que contemple o número máximo de pavimentos atendendo um comprimento admissível para o transporte. Para perfis metálicos de até 12m não há necessidade de prever acompanhamentos de batedores nas estradas ou carreta extensiva. Por isso, procurou-se adotar a mesma seção de perfil para este comprimento do pilar.

Para o modelo de 8 pavimentos adotou-se o seguinte método, dividiu-se em seções onde, para o modelo 8 pavimentos em quadro rígido tem-se: até o terceiro pavimento seção “C”; do quarto ao sexto: seção “B”; e, nos dois últimos pavimentos seção “A”. A seqüência de cálculo faz-se de cima para baixo, já que os pilares inferiores são os mais solicitados. Chamou-se de “P1” os pilares externos e de “P2” o pilar interno do pórtico. Além das ações de cobertura deve-se inserir a ação que simula a influência do reservatório de água e da casa de máquinas.

As vigas V1, V2 e V3 citadas no cálculo, são mostradas na Figura 5.3.

Onde, para P1 tem-se:

$$\text{seção A : } [2x(\text{Reação V1cobertura}) + (\text{Reação V3cobertura})] + [2x(\text{Reação V1pisso}) + \text{Reação V3pisso}] + [\text{Creserv.}] : 122,6165 + 242,352 + 150 = 514,9685\text{kN}$$

$$\text{Seção B: } [\text{Carga superior}] + [2x(\text{Reação V1pisso}) + (\text{Reação V3pisso})] \times 3 : 514,9685 + 242,353 \times 3 = 1241,06\text{kN}$$

$$\text{Seção C: } [\text{Carga superior}] + [2x(\text{Reação V1pisso}) + (\text{Reação V3pisso})] \times 3 : 1241,804 + 242,353 \times 3 = 1968,118\text{kN}$$

Para P2, tem-se:

$$\text{seção A : } [2x(\text{Reação V2cobertura}) + 2x(\text{Reação V3cobertura})] + [2x(\text{Reação V2pisso}) + 2x(\text{Reação V3pisso})] + [\text{Creserv.}] : 303,785 + 533,776 + 300 = 1137,561\text{kN}$$



Seção B: [Carga superior] + [2 x (Reação V2pisso) + 2x(Reação V3pisso)]x3:

$$: 1137,56 + 533,7576 \times 3 = 2738,84 \text{ kN}$$

Seção C: [Carga superior] + [2x(Reação V1pisso)+ 2x(Reação V3pisso)]x3

$$: 2738,84 + 533,7576 \times 3 = 4240,1128 \text{ kN}$$

Para efeito de pré-dimensionamento dos pilares a tensão axial resistente de cálculo com o fenômeno da flambagem pode ser determinada a partir de um valor médio adotado de “ $\rho$ ”, isto é:  $\sigma_d = 0,9 \times \rho \times f_y$

Onde,  $\rho = 0,7$  (considerado um valor médio)

$f_y$  = limite de escoamento do aço (25kN/cm<sup>2</sup>)

$$\sigma_d = 15,75 \text{ kN/cm}^2 \quad (5.2)$$

Tabela 5.9 - Pré-dimensionamento dos pilares

		Nd	A=Nd/15,75	PERFIL (CVS)
$\Sigma$	SEÇÃO A	514,9685	32,6964127	400x300x12.5x8.0
	SEÇÃO B	1241,06	78,79746032	400x300x16.0x9,5
	SEÇÃO C	1968,118	124,959873	400x300x25.0x12,5
$\Sigma$	SEÇÃO A	1137,561	72,22609524	400x300x12.5x9x.5
	SEÇÃO B	2738,84	173,8946032	400x300x22.4X12.5
	SEÇÃO C	4240,1128	269,2135111	400x300x25.0X16.0

#### 5.14. Pré-Dimensionamento para o Modelo em Quadro Rígido de 16 Pavimentos

Seguindo o mesmo critério de cálculo usado para o modelo de 8 pavimentos, calculou-se as seções do modelo em quadro rígido de 16 pavimentos.

O pórtico do modelo em quadro rígido de 16 pavimentos, com altura total de 52,8m, também foi dividido em seções com 9,9m cada uma. Desta divisão surgem as seções A, B, C, D, E e F.

Para o pré-dimensionamento das vigas, como o cálculo para cobertura e piso é o mesmo, a carga e a seção deveriam ser as mesmas. Como o esforço de vento é maior à medida que se aumenta a altura, as dimensões dessas vigas não serão as mesmas. Para modelos em quadros rígidos, o aumento da rigidez da viga promove um aumento significativo na rigidez total do edifício. Parte-se das mesmas seções do modelo anterior, obtidas no dimensionamento e, por um processo iterativo, encontra-se a seção da viga necessária para resistir aos esforços solicitantes.

Logo, para as seções A e B adotou-se para as vigas seção VS 600x300x12.5x8.0 e para as demais seções VS 600x300x16.0x8.0.

Tabela 5.10 - PILARES

		Nd	$A=Nd/15,75$	PERFIL (CVS)
P1	SEÇÃO A	614,9685	39,0456	400x300x12.5x8
	SEÇÃO B	1099,6725	69,8205	400x300x16.0x9.5
	SEÇÃO C	1826,7285	115,9828	400x300x25.0x12.5
	SEÇÃO D	2553,7845	162,1450	500x350x25.0x19.0
	SEÇÃO E	3280,8405	208,3073	500x350x31.5x25.0
	SEÇÃO F	4007,8965	254,4696	500x350x37.5x22.4
P2	SEÇÃO A	1337,561	84,9245	400x300x12.5x9.5
	SEÇÃO B	2405,113	152,7056	400x300x22.4x12.5
	SEÇÃO C	4006,441	254,3772	400x300x25.0x16.0
	SEÇÃO D	5607,769	356,0488	500x350x31.5x25.0
	SEÇÃO E	7209,097	457,7204	500x350x37.5x22.4
	SEÇÃO F	8810,425	559,3921	500x350x44.5x22.4

Ao gerar o modelo no programa GT STRUDL (25) verificou-se que os perfis selecionados estavam com uma resistência muito inferior à necessária, já que o deslocamento horizontal obtido possui um valor bem diferente do limite normatizado pela NBR 8800 (1986).

Então, verificou-se a necessidade de um procedimento de pré-dimensionamento mais realista, pois para modelos mais altos tanto as vigas, como os pilares, o cálculo é feito considerando aqueles elementos como viga-coluna, uma vez que, são solicitados por esforços normais e momentos fletores.

Este procedimento de pré-dimensionamento para viga-coluna adota a transformação dos momentos fletores resultantes atuantes no pilar a um valor de carga axial equivalente. Isto é feito quando os valores dos momentos fletores têm grandezas secundárias frente aos esforços axiais.

A carga axial equivalente é calculada pela Equação (5.3) (ARAÚJO,1993):

$$P_{ueq} = Pd + \frac{Ag}{Z_x} Mdx \quad (5.3)$$

Onde,

$P_{ueq}$  = carga axial de cálculo equivalente;

$Pd$  = carga normal de cálculo do pilar;

$Ag$  e  $Z_x$  = área e módulo elástico da seção;

$Mdx$  = momento de cálculo do pilar em relação ao eixo x;

Como para perfil I, tem-se:  $Ag = 2Af$  e  $Z_x = 2Af (d/2)$

$$\text{Obtém-se: } P_{ueq} = Pd + \frac{2Mdx}{d} \quad (5.4)$$

Quando o momento de flexão é o efeito predominante, pode-se estimar o “momento de flexão equivalente”. Para uma flexão uniaxial, considerando a estrutura como sendo indeslocável.

Então, multiplicando-se a equação (5.4) por  $\phi_b M_{ux}$  chega-se a :

$$M_{ueq} = \frac{P_d d}{2} + M_{dx} \quad (5.5)$$

Onde  $Z_x = M_{ueq} / f_y$

O Procedimento de pré-dimensionamento usando-se as equações da “carga axial equivalente” (5.3) ou “momento fletor equivalente” (5.5) exige que se conheça previamente os momentos fletores gerados nos pilares e vigas do sistema de estabilização. Assim, é necessário que se faça um cálculo inicial para estimativas dos perfis como se faz no modelo de 8 pavimentos. Nesse cálculo, verifica-se a combinação mais crítica, e então, pré-dimensiona-se o modelo, novamente, usando-se as equações (5.3) e (5.5).

O pré-dimensionamento do modelo em quadro rígido para 16 pavimentos é mostrado na Tabela 5.11.

VIGAS SEÇÃO A, B e C  $Z_x = 6332 \rightarrow$  VS 700x320X25.0X8.0

SEÇÃO D  $Z_x = 4837 \rightarrow$  VS 700x320X16.0X8.0

SEÇÃO E e F  $Z_x = 814 \rightarrow$  VS 600x300x16.0x8.0

Tabela 5.11 – Pré-dimensionamento modelo em quadro rígido 16 pavimentos

		Mueq	Zx	PERFIL (CVS)
P1	SEÇÃO A	3341,195	13364,78	650x450x44.5x22.4
	SEÇÃO B	2223,36	10784,00	600x400x31.5x22.4
	SEÇÃO C	1706	6821,5	600x400x25.0x16.0
	SEÇÃO D	1200,8	4803	600x400x16.0x12.5
	SEÇÃO E	716	2861	500x350x16.0x12.5
	SEÇÃO F	716	2861	500x350x16.0x12.5
P2	SEÇÃO A	3621	14480	650x450x50.0x25.0
	SEÇÃO B	2696	10783	600x400x37.5x25.0
	SEÇÃO C	2139	8554	600x400x31.5x19.0
	SEÇÃO D	1485	5938	600x400x19.0x16.0
	SEÇÃO E	915	3659	500x350x19.0x12.5
	SEÇÃO F	915	3659	500x350x19.0x12.5

O pré-dimensionamento dos pilares feito sem a consideração dos mesmos trabalharem com viga-coluna leva-se a resultados não compatíveis com as situações reais. Usando-se os procedimentos das equações (5.3) e (5.5) chega-se a valores mais satisfatórios. Por exemplo, para o primeiro pré-dimensionamento encontrou-se dimensões de perfis que possibilitaram uma rigidez do SVE cujo deslocamento horizontal calculado foi igual a 0,24cm. Já para no segundo, encontrou-se o valor de 0,16cm. A norma brasileira limita este deslocamento em 0,13cm. Logo, verifica-se que o segundo valor calculado está mais próximo do real do que o primeiro.

Este procedimento de pré-dimensionamento foi adotado para os demais modelos em quadro rígidos, ou seja, para os edifícios de 24 pavimentos, 36 pavimentos e 48 pavimentos.

## **5.15. Pré-dimensionamento dos Modelos em Quadro Contraventados**

Nos modelos em quadro contraventados, a união entre as barras foi adotada rotulada, exceto nos pilares que foram considerados contínuos.

O pré-dimensionamento dos pilares foi adotado segundo o caminho das ações. A carga (ação) linearmente distribuída sobre a viga será transferida às colunas em função do ângulo formado entre a diagonal e a viga. As cargas nos pilares são acumuladas com as cargas superiores acrescentando a parcela de carga da diagonal transferida da viga.

No pré-dimensionamento das vigas, no cálculo inicial, foram adotadas as vigas do modelo em quadro contraventado anterior.

Este procedimento foi adotado para todos os modelos em quadro contraventados.

### **5.15.1. Pré-dimensionamento dos Pilares - Modelo em Quadro Contraventado em Delta para 8 Pavimentos**

O ângulo  $\alpha$  formado entre a diagonal e as vigas dos modelos em quadro contraventados (Anexo IV) é de  $41,35^\circ$  ( $\alpha = \arctan \frac{3,3}{3,75} = 41,35^\circ$ ). Verifica-se que este ângulo está dentro dos limites recomendados, que é  $30^\circ < \alpha < 60^\circ$ . E conseqüentemente, o ângulo formado entre a diagonal e o pilar é de  $48,65^\circ$  ( $\alpha = 90^\circ - 41,35^\circ = 48,65^\circ$ ). Como o ângulo é o mesmo nos dois sentidos a carga são distribuídos igualmente para os dois pilares.

Conforme já explicado anteriormente tem-se que para a carga de peso próprio 19,304kN/m no piso, 14,44kN/m na cobertura e para a sobrecarga 15,20kN/m no piso e a 5,70kN/m na cobertura.

Logo, tem-se:

Para peso próprio:

Carga nas diagonais na cobertura:  $14,44 \times 7,5\text{m} = (108,3\text{kN} / 2) \times \cos. 48,65^\circ = 35,8\text{kN}$

Carga nas diagonais no pavimento tipo:  $19,304 \times 7,5\text{m} = (144,78 / 2) \times \cos. 48,65^\circ = 47,9\text{kN}$

Para a sobrecarga:

Carga nas diagonais na cobertura:  $5,70 \times 7,5\text{m} = (42,75 / 2) \times \cos. 48,65^\circ = 14,12\text{kN}$

Carga nas diagonais no pavimento tipo:  $15,2 \times 7,5\text{m} = (114 / 2)\text{kN} \times \cos. 48,65^\circ = 37,72\text{kN}$

Fazendo as combinações de carga separadamente e aplicando, no final, os coeficientes de majoração das cargas tem-se:

### **Para a Seção A**

Peso próprio do pilar externo =  $150 + 9,5 + 2 \times 31,78 + 47,9 + 35,8 = 306,76\text{kN}$

Sobrecarga do pilar externo =  $3,75 + 2 \times 10 + 14,12 + 37,72 = 75,60\text{kN}$

Combinação =  $1,4 \times 306,76 + 1,5 \times 75,60 = 542,87\text{kN}$

Onde  $A_x = F/\sigma_d$  e de acordo com (5.2) tem-se:

$$A_x = 542,87\text{kN} / 15,75 \Leftrightarrow A_x = 35,5\text{cm}^2$$

Peso próprio do pilar interno =  $300 + 49,5 + 2 \times 66,05 + 2 \times 47,9 + 2 \times 35,8 = 649\text{kN}$

Sobrecarga do pilar interno =  $19,5 + 2 \times 52 + 2 \times 14,12 + 2 \times 37,72 = 209,18\text{kN}$

Combinação =  $1,4 \times 649 + 1,5 \times 209,18 = 1222,37\text{kN}$

Onde  $A_x = F/\sigma_d$  e de acordo com (5.2) tem-se:

$$A_x = 1222,37\text{kN} / 15,75 \Leftrightarrow A_x = 77,61\text{cm}^2$$

### **Para a Seção B**

Peso próprio do pilar externo =  $306,76 + 3 \times 31,78 + 3 \times 47,9 = 545,8 \text{ kN}$

Sobrecarga do pilar externo =  $75,60 + 3 \times 10 + 3 \times 37,72 = 218,76 \text{ kN}$

Combinação =  $1,4 \times 545,8 + 1,5 \times 218,76 = 1092,26 \text{ kN}$

Onde  $A_x = F/\sigma_d$  e de acordo com (5.2) tem-se:

$$A_x = 1092,26 \text{ kN} / 15,75 \Leftrightarrow A_x = 69,35 \text{ cm}^2$$

Peso próprio do pilar interno =  $649 + 3 \times 66,05 + 3 \times 2 \times 47,9 = 1134,55 \text{ kN}$

Sobrecarga do pilar interno =  $209,18 + 3 \times 52 + 3 \times 2 \times 37,72 = 591,50 \text{ kN}$

Combinação =  $1,4 \times 1134,55 + 1,5 \times 591,5 = 2475,62 \text{ kN}$

Onde  $A_x = F/\sigma_d$  e de acordo com (5.2) tem-se:

$$A_x = 2475,62 \text{ kN} / 15,75 \Leftrightarrow A_x = 157,18 \text{ cm}^2$$

### **Para a seção C**

Peso próprio do pilar externo =  $545,8 + 3 \times 31,78 + 3 \times 47,9 = 784,84 \text{ kN}$

Sobrecarga do pilar externo =  $218,76 + 3 \times 10 + 3 \times 37,72 = 361,92 \text{ kN}$

Combinação =  $1,4 \times 784,84 + 1,5 \times 361,92 = 1642 \text{ kN}$

Onde  $A_x = F/\sigma_d$  e de acordo com (5.2) tem-se:

$$A_x = 1642 \text{ kN} / 15,75 \Leftrightarrow A_x = 104,23 \text{ cm}^2$$

Peso próprio do pilar interno =  $1134,55 + 3 \times 66,05 + 3 \times 2 \times 47,9 = 1620,1 \text{ kN}$

Sobrecarga do pilar interno =  $591,50 + 3 \times 52 + 3 \times 2 \times 37,72 = 973,82 \text{ kN}$

Combinação =  $1,4 \times 1620,1 + 1,5 \times 973,82 = 3728,87 \text{ kN}$

Onde  $A_x = F/\sigma_d$  e de acordo com (5.2) tem-se:

$$A_x = 3728,87 \text{ kN} / 15,75 \Leftrightarrow A_x = 236,75 \text{ cm}.$$



## 5.16. Dados de Entrada

Após o pré-dimensionamento das seções passa-se para a entrada de dados nos programas computacionais escolhidos, no presente caso usou-se o GT STRUDL (25), para o dimensionamento.

Na maioria dos programas computacionais, a entrada de dados consta de:

1. Configuração das unidades;
2. Geração de pontos e definições de linhas;
3. Geração do pórtico no plano ou no espaço do modelo estrutural adotado;
4. Entrada de dados das propriedades geométricas dos elementos e das características mecânicas do material adotado;
5. Informações das condições de contorno do modelo;
6. Entrada independente dos dados das ações;
7. Entrada de dados das combinações de ações;

Para os dados do item 4, deve-se estar atento para o tipo de coordenadas em que o programa computacional está trabalhando. Isto é, coordenadas globais ou locais. Por exemplo, para o perfil I, que possui maior inércia em relação ao eixo X, as propriedades dos elementos serão em relação a esse eixo, ou seja,  $A_x$  e  $I_x$ . Mas, como o GT STRUDL (25) trabalha com coordenadas do tipo global para as propriedades dos elementos, e o eixo X do elemento em coordenada local representa o eixo Z em coordenada global, então, será informados  $A_x$  e  $I_z$ . Sabendo o tipo de coordenadas em que o programa está trabalhando pode-se interpretar as respostas do programa, ou seja, os eixos para os quais estão referenciados os esforços.

A partir do item 7, deve-se definir previamente as combinações das ações à que o modelo estará submetido. De acordo com a NBR 8800 (1986) escolheram-se as seguintes combinações:

Combinação 1- peso próprio (PP) + sobrecarga(SC) :

$$1,4 \times \mathbf{PP} + 1,5 \times \mathbf{SC}$$

Combinação 2 - peso próprio (PP) + vento a esquerda (VE):

$$1,4 \times \mathbf{PP} + 1,4 \times \mathbf{VE}$$

Combinação 3 - peso próprio (PP) + vento a direita (VD) :

$$1,4 \times \mathbf{PP} + 1,4 \times \mathbf{VD}$$

Combinação 4- peso próprio + vento a esquerda(como ação predominante) + sobrecarga:

$$1,4 \times \mathbf{PP} + 1,4 \times \mathbf{VE} + 1,5 \times 0,65 \times \mathbf{SC}$$

Combinação 5- peso próprio + vento a direita(como ação predominante) + sobrecarga:

$$1,4 \times \mathbf{PP} + 1,4 \times \mathbf{VD} + 1,5 \times 0,65 \times \mathbf{SC}$$

Combinação 6 - peso próprio + sobrecarga (como ação predominante) + vento a esquerda

$$1,4 \times \mathbf{PP} + 1,5 \times \mathbf{SC} + 1,4 \times 0,60 \times \mathbf{VE}$$

Combinação 7 - peso próprio + sobrecarga (como ação predominante) + vento a direita

$$1,4 \times \mathbf{PP} + 1,5 \times \mathbf{SC} + 1,4 \times 0,60 \times \mathbf{VD}$$

Combinação 8 - peso próprio + sobrecarga + vento a esquerda sem majorar

$$1,0 \times \mathbf{PP} + 1,0 \times \mathbf{SC} + 1,0 \times \mathbf{VE}$$

Combinação 9 - peso próprio + sobrecarga + vento a direita sem majorar

$$1,0 \times \mathbf{PP} + 1,0 \times \mathbf{SC} + 1,0 \times \mathbf{VD}$$

As combinações de 1 a 7 são usadas para o dimensionamento do perfil quando são solicitados aos esforços normais, cortantes e momentos fletores, já que se tratam dos “Estados Limites Últimos”, ou, seja, os estados correspondentes à ruína de toda ou em parte da estrutura, por ruptura, deformações plásticas excessivas ou por instabilidade.

As combinações 8 e 9 são para a verificação do deslocamento do modelo estrutural, já que a norma recomenda usar os valores para as ações nominais. Esta análise é a que constitui o “Estado Limite de Utilização”, devendo ser verificado conforme as regulamentações da NBR 8800 (1986).

### **5.17. Saída de Dados**

Os programas computacionais atuais possuem excelente interface homem-máquina. Gera-se rapidamente o modelo com as condições de contorno e geometria pré-definidos. Informam-se as propriedades dos perfis e as grandezas mecânicas do material utilizado. Como resposta, obtêm-se um banco de dados de saída que informa os “dados de entrada”. Além disso, têm-se as reações de apoios, os deslocamentos, rotações dos nós e os esforços em cada elemento.

Fazem-se as combinações das ações e obtém-se a situação mais crítica. Finalmente, o projetista pode fazer a verificação e concluir o dimensionamento mais adequado.

### **5.18. Análise Estrutural**

Atualmente, a maioria dos programas computacionais disponíveis no mercado possibilita calcular o modelo pelas análises linear e não linear.

Na seqüência de cálculo, calcula-se, inicialmente, a estrutura para a análise linear, dimensionando a estrutura quanto aos esforços, ou seja, verificando a ocorrência de Estados Limites, segundo a NBR 8800 (1986) e verificando os deslocamentos (limitado no anexo C da norma). Para essa análise os pilares e vigas foram dimensionados como viga-coluna, tanto para os modelos em quadro rígidos, como para os em quadro contraventados; e a diagonal foi dimensionada, à tração ou à compressão dependendo do esforço em que a mesma está solicitada.

O processo do dimensionamento, consta de um processo iterativo, com a verificação do deslocamento e dos esforços. Sendo assim, o modelo será dimensionado de modo que o deslocamento dos nós do último pavimento possua um valor inferior ao limite da norma para a combinação 8 e 9 e que os perfis resistam aos esforços solicitados para os pilares e vigas mais críticas.

Para essa verificação de Estados Limites, utilizou-se um programa computacional desenvolvido pela equipe do departamento de Engenharia da Universidade Federal de Viçosa, conhecido como DESMET (2.05).

Na verificação dos esforços feita através do DESMET (2.05), adotou-se para os pilares dos modelos em quadros rígidos, o comprimento de flambagem em relação aos eixos x e y como igual a 2,0, calculado através de GA e GB, segundo a norma NBR 8800 (1986). Calculou-se, isoladamente,  $k_x$  e  $k_y$  para os vários pilares, chegando à conclusão que este valor estaria dentro dos parâmetros de segurança, já que se são valores calculados para a análise linear. Já para as vigas, os valores de  $k_x$  e  $k_y$  adotados foi de 1,5, obtidos através de médias de cálculo de vigas. No modelo em quadro contraventado, tanto para as vigas como para os pilares, adotou-se o valor para  $k_x$  e  $k_y$  igual a 1,0, estando dentro de limites seguros.

De acordo com a Norma Brasileira, a Tabela 5.12 mostra valores máximos recomendados para as deformações, o deslocamento horizontal limite em relação ao vento predominante é de  $h/400$ . Logo, obtém-se para os diversos modelos, os deslocamentos limites.

Tabela 5.12 – Deslocamento limite segundo a NBR 8800 (1986)

NÚMERO DE PAVIMENTOS	DESLOCAMENTO LIMITE (cm)
8	6,6
16	13,2
24	19,8
36	29,7
48	39,6

Para o dimensionamento pela análise não linear geométrica, utilizando o Método Canadense, gera-se uma tabela em que se calcula a carga lateral fictícia para todos os modelos. Primeiramente, calculou-se o para as duas combinações: a combinação 6 e a combinação 4. Comparando-se os resultados do efeito  $P-\Delta$ , verificou-se que este feito é

mais pronunciado para a combinação 4, gerando maiores deslocamentos e conseqüentemente, maiores esforços. Logo, a análise de segunda ordem geométrica foi calculada para esta combinação.

Para o cálculo da carga fictícia, conforme item 4.1, primeiramente necessita-se do valor dos deslocamentos iniciais calculados em análise linear. Logo, o valor dos deslocamentos dos nós para a combinação escolhida representa o valor do deslocamento inicial para as várias iterações da Norma Brasileira, ou para a única interação da Norma Canadense.

A seguir, entrando com os dados nas tabelas, como por exemplo, a Tabela 1 e 2 do Anexo I, calculam-se através de (6.3) o valor da “Carga Fictícia” que somado com a carga (ação) de vento inicial, fornece uma nova carga horizontal. Os modelos foram calculado em análise linear submetido a esta nova carga horizontal.

Assim, simula-se os valores dos deslocamentos e dos esforços em análise não linear geométrica. As cargas de peso próprio, sobrecarga e vento representam a carga total do pavimento, logo, a carga fictícia calculada deve ser transformada na ação que está atuando no pórtico de estabilização calculado através de uma relação através da área de influência do pórtico, utilizado para simplificar os cálculos. A carga é distribuída em função da rigidez dos pórticos.

As Tabelas 1 e 2, do Anexo I, apresentam o cálculo da “Carga Fictícia” pelo Método Canadense e pelo Método Brasileiro para o modelo 8 pavimentos em quadro rígido.

Onde nas colunas da Tabela 1 e 2 tem-se:

$h$  = pé-direito dos pavimentos;

$D$  = deslocamento do andar para a combinação crítica escolhida;

$CP$  = valor da carga permanente total nominal para a primeira coluna e majorada para a segunda coluna;

SC = valor da sobrecarga total nominal para a primeira coluna e majorada para a segunda coluna;

VT = valor do vento nominal total para a primeira coluna e majorado para a segunda coluna;

VT soma = valor do vento total majorado acumulado;

Pi = valor da carga gravitacional total (peso próprio + sobrecarga);

V'i = valor da carga lateral fictícia fornecida pela fórmula abaixo:

$$V'i = V_i = \frac{1}{\frac{\frac{\Sigma P_i (\Delta_{i+1} - \Delta_i)}{h_i}}{\Sigma V_i}} \quad (5.6)$$

H'i = V'i desacumulado

VT + H'i = soma da carga fictícia ao vento total

A última célula da tabela é a concentração do vento no pórtico a ser analisado.

## Capítulo 6

### APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

#### Introdução

Antes de apresentar os resultados comparativos entre os vários modelos, são apresentados alguns resultados obtidos durante o desenvolvimento do trabalho.

1. Durante o dimensionamento dos modelos, comparou-se os deslocamentos e os esforços gerados nos elementos para todas as combinações. Verificou-se que as combinações 4 e 5 forneceram esforços mais críticos para todos os modelos e, ainda, que as combinações 2 e 3 forneceram valores muito próximos dos encontrados nas combinações 4 e 5 (Tabela 6.1). Logo, a parcela da ação da sobrecarga não é representativa para os vários modelos, onde esta ação causa apenas deslocamento vertical e nenhuma variação no deslocamento horizontal.
2. Verificou-se também a diferença entre um modelo gerado com vento com patamares uniformemente distribuídos na lateral do pórtico e outro com vento concentrado nos nós. A Tabela 6.1 mostra a diferença dos esforços e do deslocamento no nó à direita do último pavimento, ou seja, no nó 27, usando dois modelos: um com vento concentrado e outro com vento com patamares uniformemente distribuído agindo sobre o pilar 18 do modelo em quadro rígido de 8 pavimentos (pilar inteiro no primeiro pavimento - ver modelo no Anexo IV). O modelo com a ação do vento concentrado nos nós super dimensiona os perfis já que esforço cortante, nos pilares no modelo concentrado é bem maior que o modelo com patamares. Para as vigas, o mesmo ocorre, mas, além do esforço cortante, o momento fletor também torna-se maior. A tabela 6.2 mostra os resultados para a viga 1 ( a mais solicitada do primeiro pavimento) do modelo do sistema em quadro rígido de oito pavimentos.

3. Os vários modelos foram dimensionados escolhendo perfis que promoveriam modelos mais padronizados, ou seja, leves e com o menor número de variações de seções. Por exemplo, o primeiro modelo em quadro rígido de 8 pavimentos indicado no pré-dimensionamento, teve como resultado um deslocamento de 8,9cm. Para o modelo final, os modelos poderiam ser adotados entre três modelos de seções distintas: o pórtico 8.1 (Tabela 6.3), o pórtico 8.2 (tabela 6.4) e o pórtico 8.3 (Tabela 6.5). O primeiro forneceu um deslocamento de 6,61cm, o segundo um deslocamento de 6,67cm e o terceiro um deslocamento de 6,5cm. Adotou-se o pórtico 8.1, como resultado final do modelo em quadro rígido de oito pavimentos, por ser o mais leve e o mais padronizado.

Tabela 6.1: Estudo comparativo entre as combinações 2 e 4 com vento distribuído e vento concentrado no P18 e no nó 27.

	Combinação 2				Combinação 4			
	Desloc (m)	Axial (kN)	Cortante (kN)	Momento (kN.m)	Desloc (m)	Axial (kN)	Cortante (kN)	Momento (kN.m)
Vento Distr	0,1581	2662	380	820	0,1580	3865	380	820
Vento Conc	0,1797	2664	401	866	0,1796	3867	401	866

Tabela 6.2 : Comparação entre vento distribuído e vento concentrado para a viga 1.

	Combinação 2			Combinação 4		
	Axial (kN)	Cortante (kN)	Momento (kN.m)	Axial (kN)	Cortante (kN)	Momento (kN.m)
Vento Distr	21,14	256,92	684,16	12,26	315	755,09
Vento Conc	19,48	266,08	717,40	10,6	324,16	789,13



Tabela 6.3 - Perfis utilizados no Pórtico 8.1

		Nome	Perfil	Área (cm²)	Ix (cm4)
Barras (CVS)	17;20;23;19;22;25	400x 152	400x300x25.0x12.5	193,8	57279
	18;21;24	400x162	400x300x25.0x16.0	206	58529
	26;29;32;28;31;34	400x103	400x300x16.0x9.5	131	39355
	27;30;33	400x140	400x300x22.4x12.5	178,8	52813
	35;38;37;40	400x82	400x300x12.5x8.0	105	31680
	36;39	400x87	400x300x12.5x9.5	110,6	32339
	<b>1 a 12</b>	600x111	600x300x16.0x8.0	141,4	94091
	<b>13 a 16</b>	600x95	600x300x12.5x8.0	121	77401

Tabela 6.4 - Perfis utilizados no Pórtico 8.2

		Nome	Perfil	Área (cm²)	Ix (cm4)
Barras (CVS)	17;20;23;19;22;25	400x 152	400x300x25x12.5	193,8	57279
	18;21;24	400x162	400x300x25.0x16.0	206	58529
	26;29;32;28;31;34	400x103	400x300x16.0x9.5	131	39355
	27;30;33	400x140	400x300x22.4x12.5	178,8	52813
	35;38;37;40	400x82	400x300x12.5x8.0	105	31680
	36;39	400x87	400x300x12.5x9.5	110,6	32339
	<b>1 a 8</b>	600x111	600x300x16.0x8.0	141,4	94091
	<b>9 a 16</b>	600x95	600x300x12.5x8.0	121	77401

Tabela 6.5 - Perfis utilizados no pórtico 8.3

		Nome	Perfil	Área (cm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )
Barras (CVS)	17;20;23;19;22;25	400x 152	400x300x25.0x12.5	193,8	57279
	18;21;24	400x162	400x300x25.0x16.0	206	58529
	26;29;32;28;31;34	400x103	400x300x16.0x9.5	131	39355
	27;30;33	400x140	400x300x22.4x12.5	178,8	52813
	35;38;37;40	400x82	400x300x12.5x8.0	105	31680
	36;39	400x87	400x300x12.5x9.5	110,6	32339
	<b>1 a 2</b>	600x 140	600x300x22.4x8.0	178,8	124012
	<b>3 a 8</b>	600x111	600x300x16.0x8.0	141,4	94091
	<b>9 a 16</b>	600x95	600x300x12.5x8.0	121	77401

4. Para os modelos em quadro rígidos, o que governa o dimensionamento é o valor limite do deslocamento, regulamentado pela norma. Nas várias simulações, os perfis adotados foram suficientes para resistir aos esforços solicitantes, no entanto, os deslocamentos ainda ficaram fora dos limites. Isso aconteceu porque à medida que se aumentou a altura, houve necessidade de aumentar a rigidez das vigas para obter um modelo mais rígido.
5. Para os modelos em quadro contraventados, o que governa o dimensionamento é a resistência do perfil aos esforços, já que o deslocamento desses modelos é bem menor do que os deslocamentos para os modelos em quadro rígidos. Comprovou-se esta afirmativa através dos resultados de cálculos para os modelos propostos. Em modelos contraventados de grandes alturas, é necessário aumentar a rigidez das diagonais para se atingir o deslocamento limite.
6. No modelo em quadro rígido, com o aumento da altura, para que os limites de deslocamento fiquem dentro daqueles fornecidos pelas normas exigem-se tipos de

perfis não usuais e inviáveis de serem usados na prática. Por exemplo, para o modelo em quadro rígido de 48 pavimentos, foi necessário vigas superiores a 2,0 m de altura, para que o modelo atingisse o deslocamento de 39,6 cm limitado pela norma (Tabela 5.12). Deste modo, este modelo foi retirado dos gráficos comparativos dos resultados.

7. Comparando-se o modelo em quadro contraventado em delta com o modelo em “X” verificou-se que os esforços das vigas do modelo em delta são inferiores aos do modelo em “X”. Isto ocorre porque no modelo delta, a viga possui um terceiro apoio, reduzindo o momento fletor e consequentemente, o peso da estrutura.
8. Gerou-se dois modelos com quatro pavimentos com as mesmas condições de ações, um com uma diagonal e outro com duas diagonais trabalhando em conjunto. O primeiro representa o modelo em “X” com as diagonais trabalhando à tração, montadas distantes uma das outras, sistema algumas vezes utilizado na prática, e o segundo, o modelo em “X” com as diagonais trabalhando à tração e à compressão, montadas parafusadas umas nas outras. O deslocamento do primeiro foi de 18cm enquanto que o deslocamento do segundo foi de 7,3cm, utilizando os mesmos perfis para os dois modelos.
9. Para a verificação da veracidade dos dados obtidos para a análise do efeito P- $\Delta$  pela Norma Canadense gerou-se um modelo em quadro rígido de oito pavimentos dimensionado em análise não linear geométrica através do programa computacional ANSYS (5.6). Os valores encontrados através do ANSYS (5.6), para as combinações 6 e 8, ou seja, ações fatoradas e ações nominais, foram comparados com os valores encontrados através da Norma Canadense (Tabela 6.6).
10. No efeito P- $\Delta$  o cálculo da carga fictícia pela Norma Canadense é feito com apenas uma iteração, enquanto que pela Norma Brasileira tem que seguir vários passos até conseguir a convergência dos resultados. Esta verificação foi gerada a partir de duas tabelas onde na primeira, Tabela 1 (Anexo I), calculou-se a carga fictícia pela Norma Canadense, ou seja, através da equação (4.3). Os deslocamentos obtidos no GT STRUDL (25) através de análise linear com esta nova carga lateral foram usados na

Tabela 2 (Anexo I). A tabela 2 calcula a carga fictícia através da Norma Brasileira, ou seja, pela fórmula  $V'i = \frac{\Sigma P}{h}(\Delta_{i+1} - \Delta_i)$ . Os resultados obtidos para a carga fictícia através da Norma Brasileira são semelhantes aos resultados da carga fictícia obtidos através da Norma Canadense.

Tabela 6.6: Comparação entre a análise de segunda ordem pelo ANSYS e pelo Método da Carga Lateral Fictícia proposto pela Norma Canadense.

	GT STRUDL + Norma Canadense Deslocamento (cm)	ANSYS Deslocamento (cm)
Cargas fatoradas (comb.6)	6,4	6,2
Cargas Nominais	7,5	7,2

11. Além do dimensionamento dos vários modelos em análise linear e não linear geométrica procurou-se também, comparar modelos em quadro rígidos com rigidez muito próxima. A mesma rigidez do modelo em quadro rígido de 8 pavimentos foi usada para os modelos de 16, 24 e 36 pavimentos, dividindo os outros modelos de modo proporcional ao modelo de 8 pavimentos e adotando-se os mesmos perfis, para vigas e pilares. No trabalho estes modelos serão referidos como modelos em quadro rígidos de mesma inércia. A Tabela 6.7 compara os vários modelos quanto aos deslocamentos medidos em metros, para análise linear e não linear geométrica para a combinação 4. Verifica-se que a rigidez dos modelos em quadro rígidos de mesma inércia de 24 e 36 pavimentos estão aquém da realidade e fornecem grandes valores de deslocamentos para a estrutura.

Tabela 6.7 - Comparativo entre os deslocamentos dos modelos em quadro rígidos de mesma inércia, na análise linear e não linear geométrica.

Pavimentos	8	16	24	36
Análise linear	0,092	0,542	1,735	6,151
Análise não linear geométrica	0,10533	0,566	4,813	36,709

## 6.1. Resultados Comparativos entre os Modelos

Nas figuras 6.1 a 6.33 são apresentados alguns resultados comparativos entre os vários modelos gerados.

Na figura 6.1 apresenta-se o gráfico do número de pavimentos x deslocamento para os modelos em quadro rígidos em análise linear e não linear geométrica. Estes são os resultados dos deslocamentos do nó à direita do último pavimento, ou seja, nó N27 para o modelo de 8 pavimentos; do nó N51 para o modelo de 16 pavimentos; do nó N75 para o modelo de 24 pavimentos e do nó N111 para o modelo de 36 pavimentos para a combinação 4. A figura apresenta a relação existente entre essas duas análises, enfocando que a medida que se aumenta a altura, a diferença nos resultados do deslocamento para a análise linear e não linear geométrica começa a tornar-se expressiva. Por exemplo, o deslocamento do nó N111 em análise linear foi de 0,41m, enquanto que em análise não linear geométrica foi de 0,45m. Esta diferença em torno de 10 % indica a importância dessa verificação para grandes alturas quando se considerava o modelo em quadro rígido.

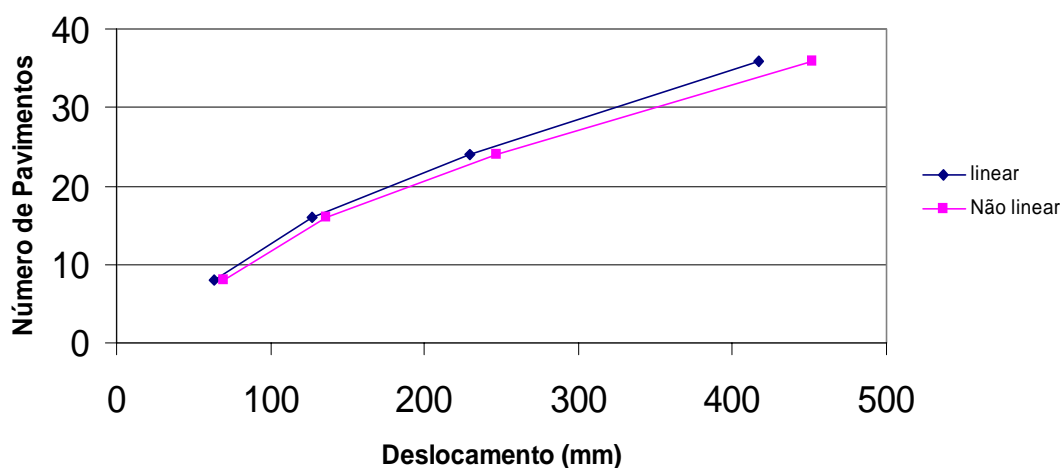


Figura 6.1 – Número de Pavimentos X Deslocamento  
(Modelo em Quadro Rígido para análise linear e não linear geométrica)

Na figura 6.2 apresenta-se o gráfico do número de pavimentos x deslocamento para os modelos em quadro contraventados em delta em análise linear e não linear geométrica. Estes são os resultados dos deslocamentos do nó à direita do último pavimento do nó N43 para o modelo de 8 pavimentos; do nó N83 para o modelo de 16 pavimentos, ou seja, do nó N123 para o modelo de 24 pavimentos e do nó N183 para o modelo de 36 pavimentos para a combinação 4. A figura mostra a diferença existente entre os deslocamentos, que estão menores que o modelo em quadro rígido. Novamente mostra-se a diferença existente entre os resultados do deslocamento para a análise linear e não linear geométrica a medida em que se aumenta a altura. A diferença entre os deslocamentos do nó N183 para o modelo em delta de 36 pavimentos foi de 8,5%.

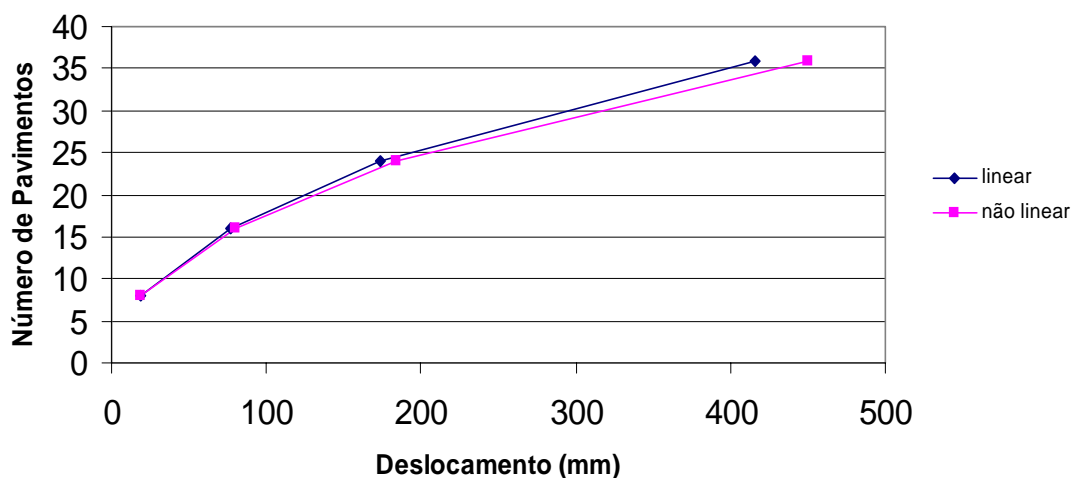


Figura 6.2 – Número de Pavimentos X Deslocamento

(Modelo em Quadro Contraventado em Delta para análise linear e não linear geométrica)

Na figura 6.3 apresenta-se o gráfico do número de pavimentos x deslocamento para os modelos em quadro contraventados em “X” em análise linear e não linear geométrica. Estes são os resultados dos deslocamentos do nó à direita do último pavimento, ou seja, do nó N43 para o modelo de 8 pavimentos; do nó N83 para o modelo de 16 pavimentos; do nó N123 para o modelo de 24 pavimentos e do nó N183 para o modelo de 36 pavimentos para a combinação 4. A diferença entre os deslocamento para a análise linear e não linear do nó N183 para o modelo em “X” de 36 pavimentos foi de 9% .

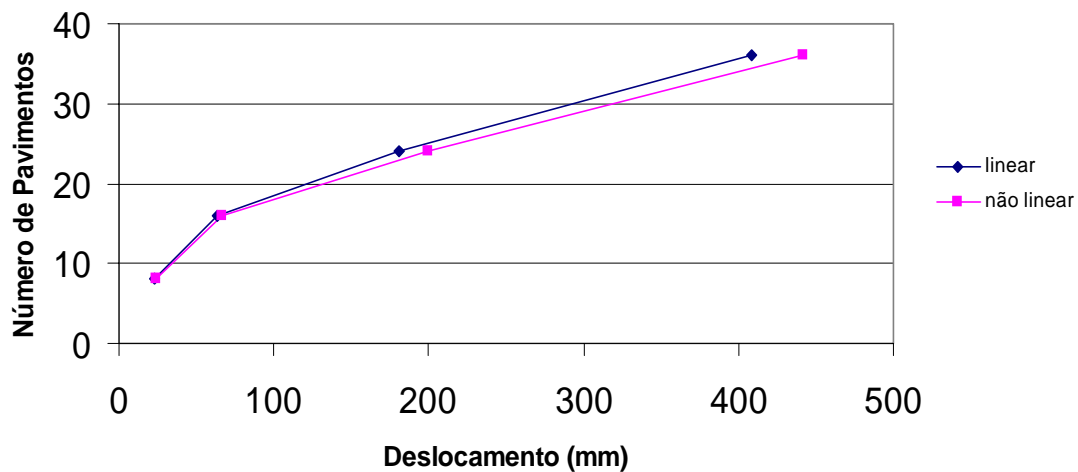


Figura 6.3 – Número de Pavimentos x Deslocamento

(Modelo em Quadro Contraventado em "X" para análise linear e não linear geométrica)

Os resultados dos deslocamentos em análise linear foram comparados para todos os três modelos (Figura 6.4). Para o modelo em quadro rígido de 8 pavimentos o deslocamento do nó N27 para a combinação 8 foi de aproximadamente de 5cm, já o deslocamento do nó N43 do modelo em quadro contraventado ficou em torno de 2cm. Valor este muito inferior ao limitado pela norma.

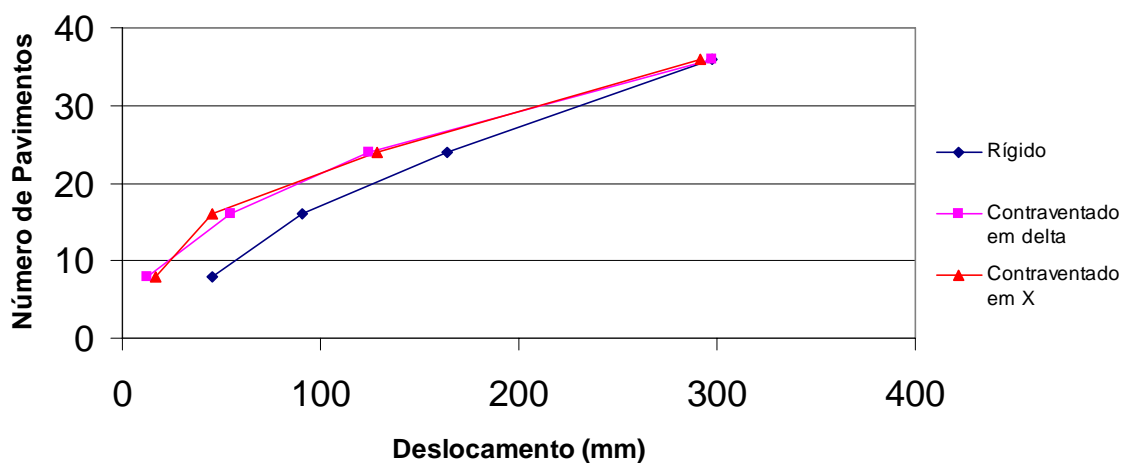


Figura 6.4 – Número de Pavimentos X Deslocamento

(Modelo em Quadro Rígido; Contraventado em Delta; Contraventado em "X")

A medida em que se aumenta à altura dos modelos esta diferença torna-se ínfima já que os mesmos foram dimensionados em função das limitações de resistência e deslocamento da estrutura segundo a NBR 8800 (1986). Assim, o deslocamento dos nós superiores dos modelos, ou seja, do nó N111 para o modelo em quadro rígido de 36 pavimentos e dos nós N183 dos modelos em quadro contraventados foram de 29,7cm, valor este limite máximo permitido pela norma (Tabela 5.12).

Nas figuras de 6.5 a 6.23 apresentam-se as diferenças dos esforços (esforço normal, esforço cortante e momento fletor) nas estruturas em análise linear e não linear geométrica nos vários modelos propostos. Para facilitar as análises os eixos foram invertidos, indicando no eixo X, o número de pavimentos e no Eixo Y, os esforços.

Na figura 6.5 apresentam-se os resultados do esforço cortante máximo no pilar interno do primeiro pavimento, ou seja, pilar P18 para o modelo em quadro rígido de 8 pavimentos, no pilar P34 para o modelo em quadro rígido de 16 pavimentos, no pilar P50 para o modelo em quadro rígido de 24 pavimentos e no pilar P74 para o modelo em quadro rígido de 36 pavimentos. Como o momento fletor representa o esforço determinante nos cálculos, já que os elementos foram dimensionados como viga-coluna e sendo este esforço é bem superior ao esforço normal, somente analisar-se-à as figuras 6.7, 6.10, 6.13, 6.16, 6.19 e 6.22.

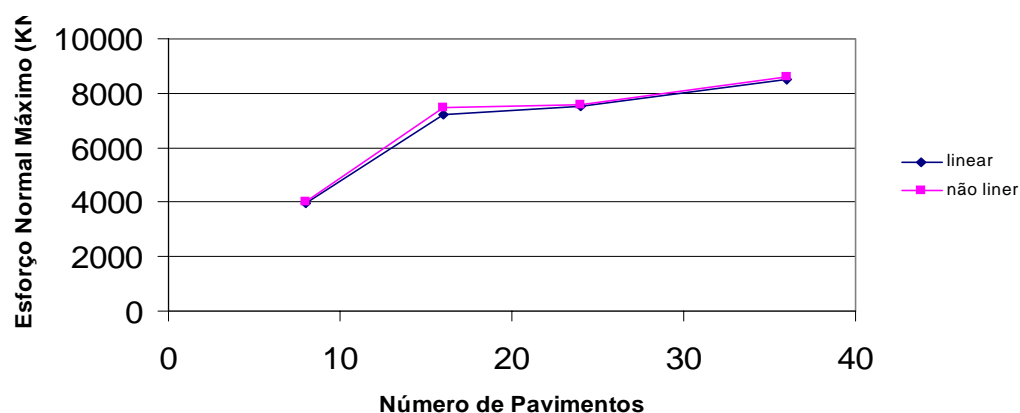


Figura 6.5 – Esforço Normal Máximo X Número de Pavimentos  
(Modelos em Quadro Rígidos - Pilar Interno)



Na figura 6.6 apresentam-se os resultados do esforço cortante máximo no pilar interno do primeiro pavimento, ou seja, pilar P18 para o modelo em quadro rígido de 8 pavimentos, no pilar P34 para o modelo em quadro rígido de 16 pavimentos, no pilar P50 para o modelo em quadro rígido de 24 pavimentos e no pilar P74 para o modelo em quadro rígido de 36 pavimentos.

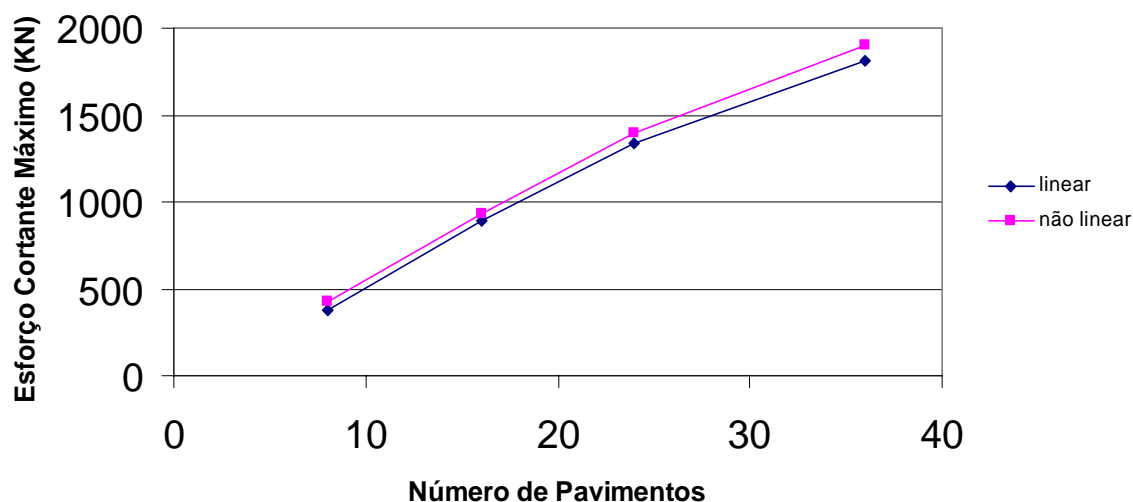


Figura 6.6 – Esforço Cortante Máximo X Número de Pavimentos  
(Modelos em Quadro Rígidos - Pilar Interno)

Na figura 6.7 apresentam-se os resultados do momento fletor máximo no pilar interno do primeiro pavimento, ou seja, no pilar P18 para o modelo em quadro rígido de 8 pavimentos, no pilar P34 para o modelo em quadro rígido de 16 pavimentos, no pilar P50 para o modelo em quadro rígido de 24 pavimentos e no pilar P74 para o modelo em quadro rígido de 36 pavimentos. O momento fletor no pilar P18 para a análise linear foi de 998kN.m, enquanto que para a análise não linear geométrica foi de 1101kN.m. Ocorrendo um aumento em torno de 10%. Verifica-se que os esforços nas barras aumentam significativamente na análise não linear geométrica, ou seja, um modelo dimensionado em análise linear, provavelmente, não resistirá se calculado em análise não linear.

Este aumento continua a ser significativo à medida que se aumenta a altura, mas a ordem de grandeza dos esforços é diferente. Por exemplo, o momento fletor no pilar P74 (modelo em quadro rígido de 36 pavimentos) para a análise linear foi de 8164kN.m, enquanto que para a análise não linear geométrica foi de 8512kN.m. Ou seja, houve em torno de 5% nos esforços. Este aumento é inferior ao do modelo rígido de 8 pavimentos devido a maior rigidez deste modelo. Mas, o aumento de 5% em um momento de 8000 kN.m é muito expressivo.

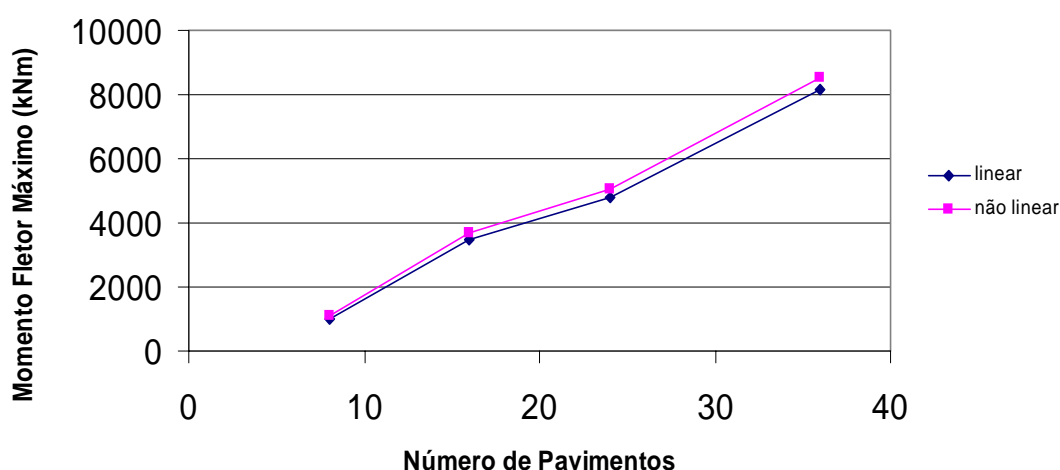


Figura 6.7 - Momento Fletor Máximo X Número de Pavimentos  
(Modelos em Quadro Rígidos - Pilar Interno)

Na figura 6.8 apresentam-se os resultados do esforço normal máximo no pilar externo do primeiro pavimento mais solicitado, ou seja, no pilar P19 para o modelo em quadro rígido de 8 pavimentos, no pilar P35 para o modelo em quadro rígido de 16 pavimentos, no pilar P51 para o modelo em quadro rígido de 24 pavimentos e no pilar P75 para o modelo em quadro rígido de 36 pavimentos.

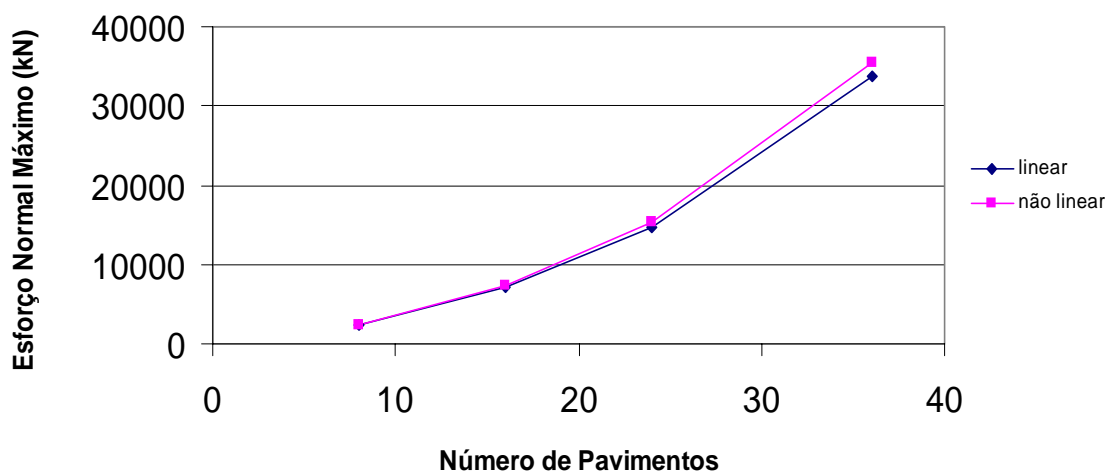


Figura 6.8 – Esforço Normal Máximo X Número de Pavimentos  
(Modelos em Quadro Rígidos - Pilar Externo)

Na figura 6.9 apresentam-se os resultados do esforço cortante máximo no pilar externo no primeiro pavimento mais solicitado, ou seja, no pilar P19 para o modelo em quadro rígido de 8 pavimentos, no pilar P35 para o modelo em quadro rígido de 16 pavimentos, no pilar P51 para o modelo em quadro rígido de 24 pavimentos e no pilar P75 para o modelo em quadro rígido de 36 pavimentos.

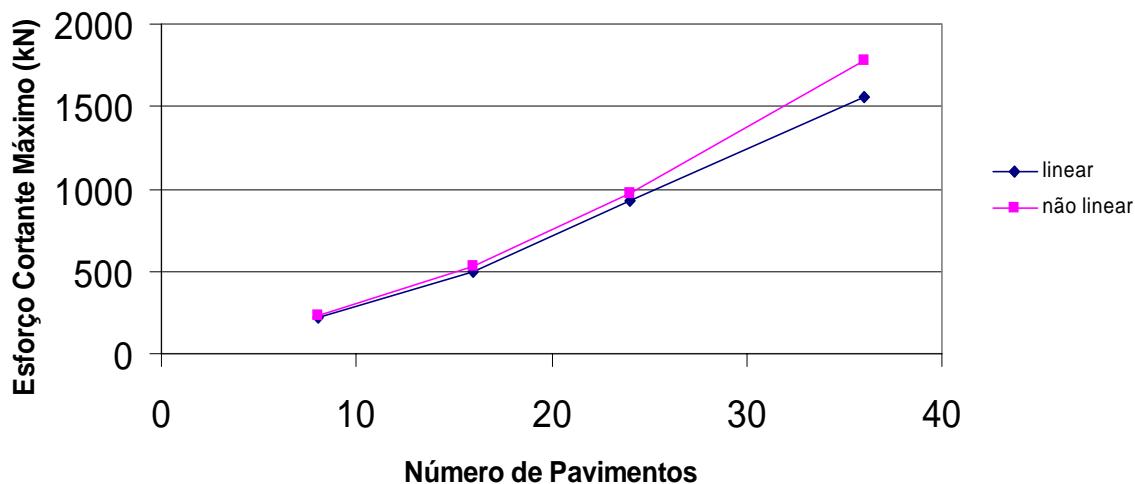


Figura 6.9 – Esforço Cortante Máximo X Número de Pavimentos  
(Modelos em Quadro Rígidos - Pilar Externo)

Na figura 6.10 apresentam-se os resultados do momento fletor máximo no pilar externo do primeiro pavimento mais solicitado, ou seja, no pilar P19 para o modelo em quadro rígido de 8 pavimentos, no pilar P35 para o modelo em quadro rígido de 16 pavimentos, no pilar P51 para o modelo em quadro rígido de 24 pavimentos e no pilar P75 para o modelo em quadro rígido de 36 pavimentos. Novamente houve um aumento significativo nos resultados do momento fletor na análise linear para os resultados do momento fletor na análise não linear geométrica. Por exemplo, o momento fletor no pilar P19 para a análise linear foi de 508kN.m, enquanto que para a análise não linear geométrica foi de 557kN.m. Ocorrendo um aumento em torno de 9%. E o momento fletor no pilar P74 para a análise linear foi de 11191kN.m, enquanto que para a análise não linear geométrica foi de 11698kN.m. Ou seja, continua com o aumento em torno de 5% nos esforços, mas com um momento de 11000kN.m. Quanto maior é o momento fletor, menor é a margem de resistência do perfil adotado.

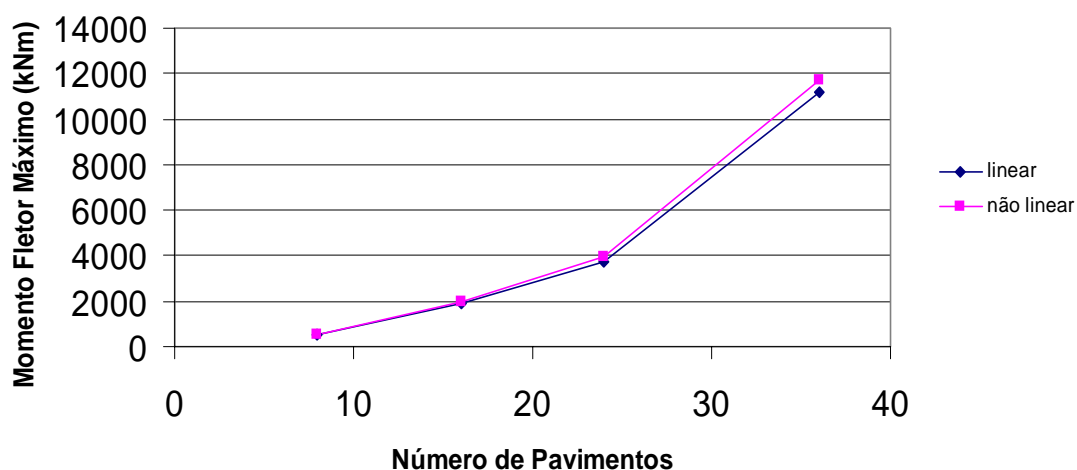


Figura 6.10 – Momento Fletor Máximo X Número de Pavimentos  
(Modelos em Quadro Rígidos - Pilar Externo)

Na figura 6.11 apresentam-se os resultados do esforço normal máximo nos pilares internos do primeiro pavimento, P2, para o modelo em quadro contraventado em Delta de 8, 16, 24 e 36 pavimentos.

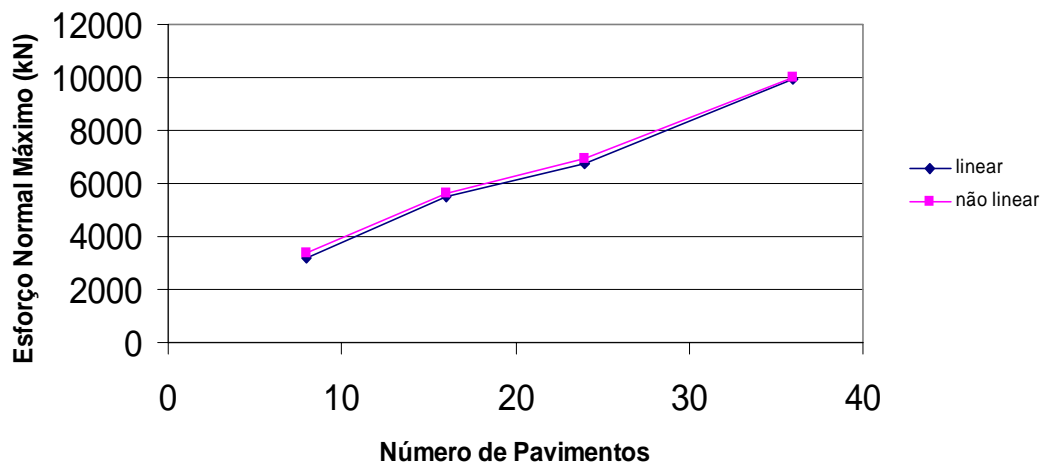


Figura 6.11 - Esforço Normal Máximo X Número de Pavimentos  
(Modelos em Quadro Contraventado em Delta - Pilar Interno)

Na figura 6.12 apresentam-se os resultados do esforço cortante máximo nos pilares internos do primeiro pavimento, P2, para o modelo em quadro contraventado em Delta de 8, 16, 24 e 36 pavimentos.

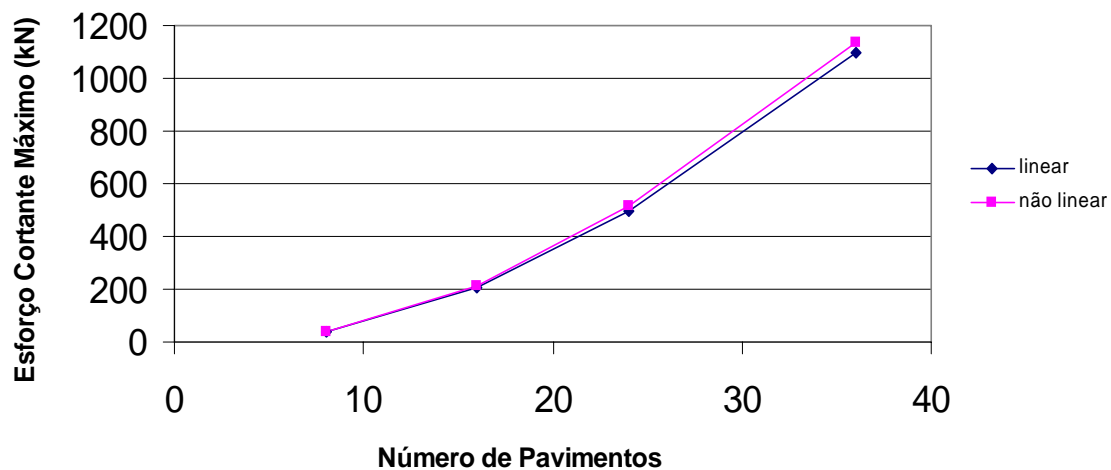


Figura 6.12 - Esforço Cortante Máximo X Número de Pavimentos  
(Modelos em Quadro Contraventado em Delta - Pilar Interno)

Na figura 6.13 apresentam-se os resultados do momento fletor máximo nos pilares internos do primeiro pavimento, P2, para o modelo em quadro contraventado em Delta de 8, 16, 24 e 36 pavimentos. O momento fletor para os modelos em quadro contraventados possuem valores muito inferiores aos momentos dos modelos em quadro rígidos.

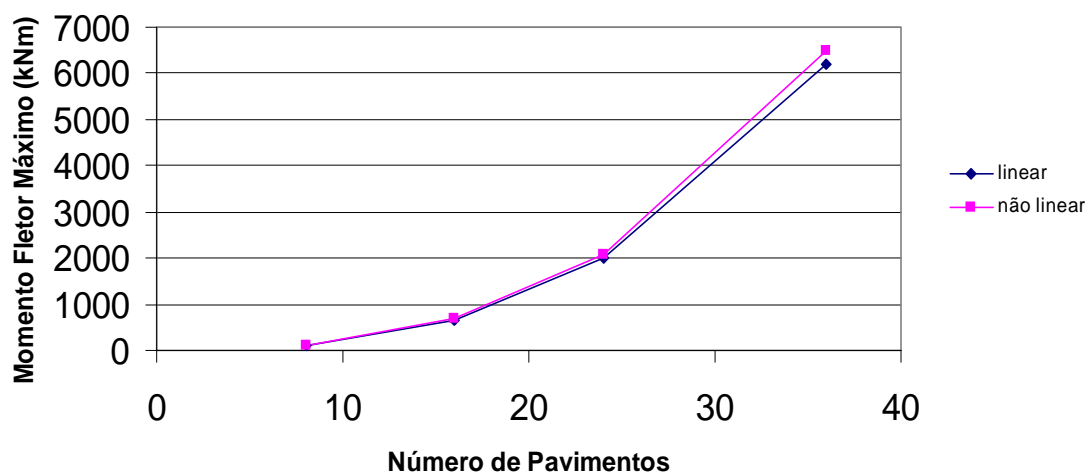


Figura 6.13 - Momento Fletor Máximo X Número de Pavimentos  
(Modelos em Quadro Contraventado em Delta - Pilar Interno)

O momento fletor, para a análise linear, no pilar interno do primeiro pavimento, P18, (modelo em quadro rígido de 8 pavimentos) foi de 998kN.m, enquanto que no pilar interno do primeiro pavimento, P2, (modelo em quadro contraventado em Delta de 8 pavimentos) foi de 102kN.m. Para a análise não linear geométrica o momento fletor no pilar interno P18 foi de 1101kN.m e o momento fletor no pilar interno P2 foi de 105kN.m. Deste modo, verifica-se a redução do momento fletor dos modelos em quadro rígidos para os modelos em quadro contraventados em delta. Esta redução é cerca de 10 vezes menor.

Na figura 6.14 apresentam-se os resultados do esforço normal máximo nos pilares externos do primeiro pavimento, P3, para o modelo em quadro contraventado em Delta de 8, 16, 24 e 36 pavimentos.

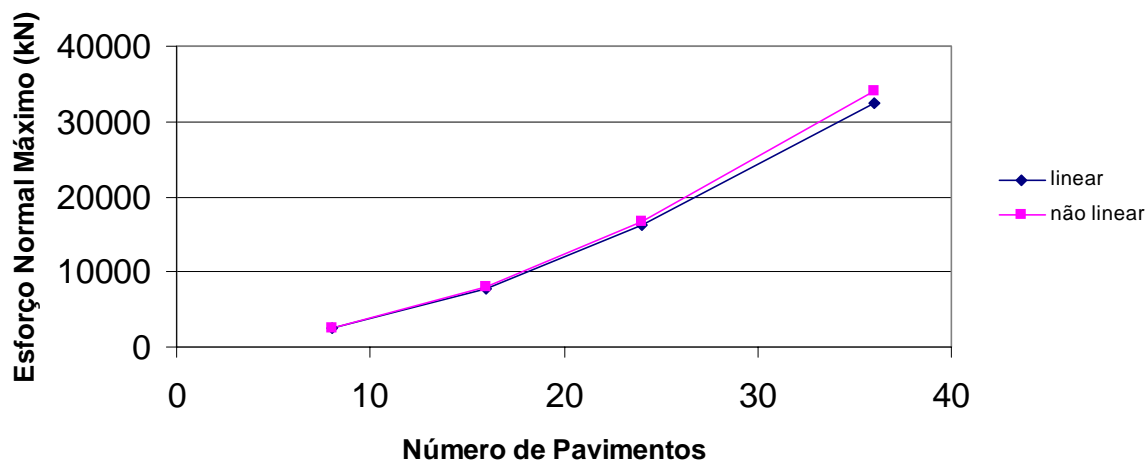


Figura 6.14 - Esforço Normal Máximo X Número de Pavimentos  
(Modelos em Quadro Contraventado em Delta - Pilar Externo)

Na figura 6.15 apresentam-se os resultados do esforço cortante máximo nos pilares externo do primeiro pavimento, P3, para o modelo em quadro contraventado em Delta de 8, 16, 24 e 36 pavimentos.

Na figura 6.16 apresentam-se os resultados do momento fletor máximo nos pilares externo do primeiro pavimento, P3, para o modelo em quadro contraventado em Delta de 8, 16, 24 e 36 pavimentos. Os mesmos resultados encontrados para o pilar interno foram verificados nos pilares externos, ou seja, houve uma grande redução nos esforços se comparados com os modelos em quadro rígidos. O momento fletor, para a análise linear, no pilar externo do primeiro pavimento, P19, (modelo em quadro rígido de 8 pavimentos) foi de 508kN.m, enquanto que no pilar externo do primeiro pavimento, P3, (modelo em quadro contraventado em Delta de 8 pavimentos) foi de 112kN.m. Para a análise não linear geométrica o momento fletor no pilar externo P19 foi de 556kN.m e o momento fletor no pilar externo P3 foi de 115kN.m.

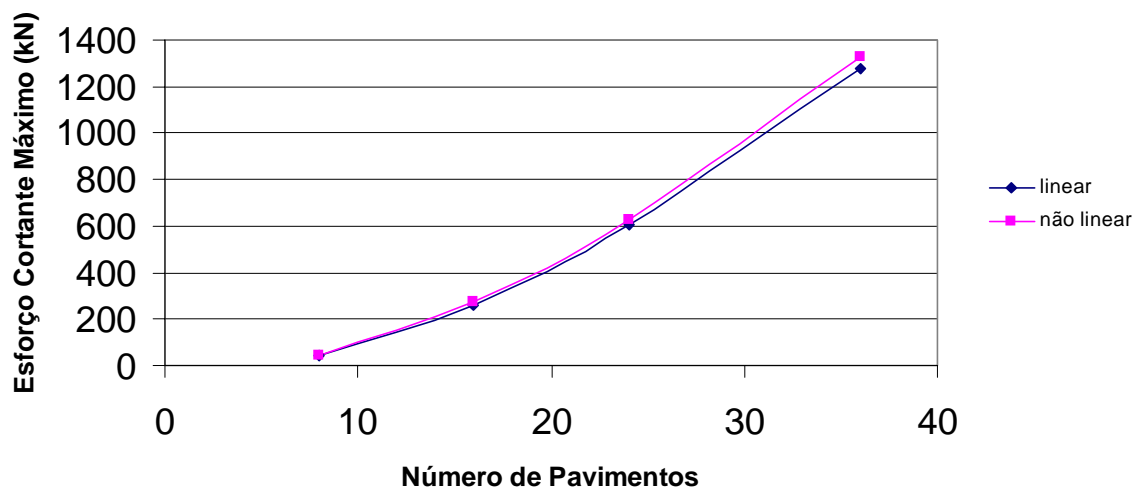


Figura 6.15 - Esforço Cortante Máximo X Número de Pavimentos  
(Modelos em Quadro Contraventado em Delta - Pilar Externo)

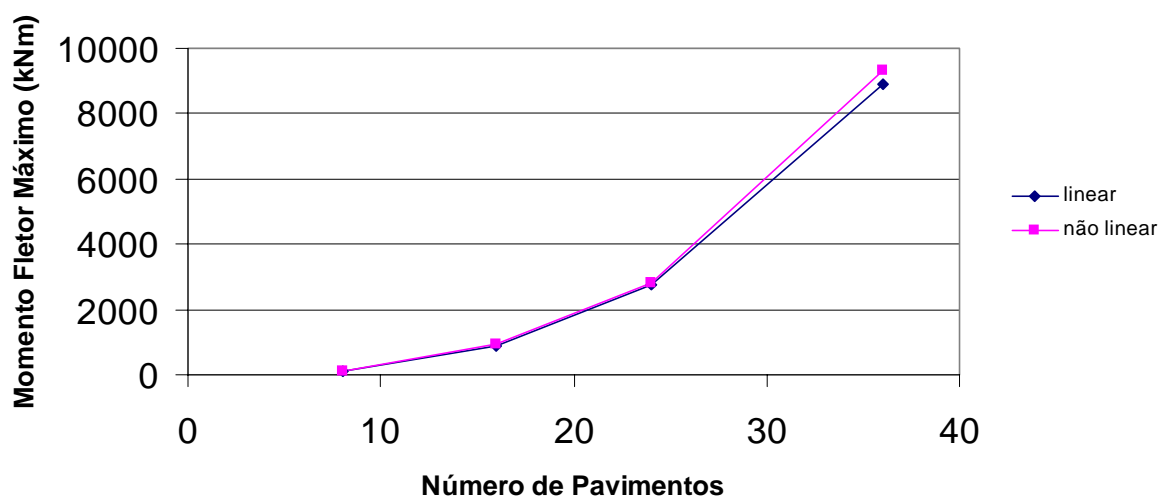


Figura 6.16 - Momento Fletor Máximo X Número de Pavimentos  
(Modelos em Quadro Contraventado em Delta - Pilar Externo)

Na figura 6.17 apresentam-se os resultados do esforço normal máximo nos pilares interno do primeiro pavimento, P2, para o modelo em quadro contraventado em “X” de 8, 16, 24 e 36 pavimentos.



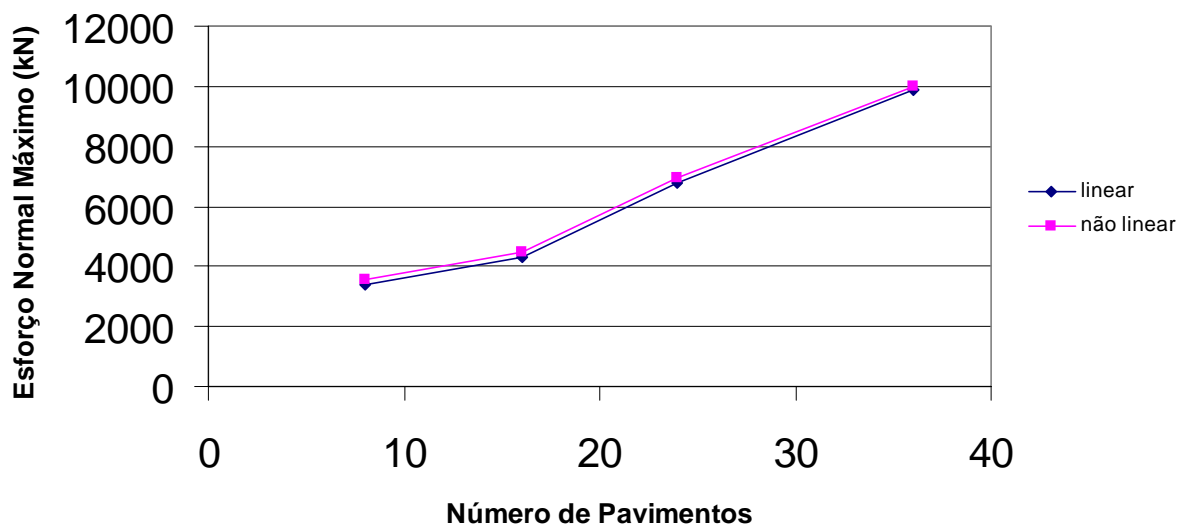


Figura 6.17 - Esforço Normal Máximo X Número de Pavimentos  
(Modelos em Quadro Contraventado em "X - Pilar Interno)

Na figura 6.18 apresentam-se os resultados do esforço cortante máximo nos pilares interno do primeiro pavimento, P2, para o modelo em quadro contraventado em “X” de 8, 16, 24 e 36 pavimentos.

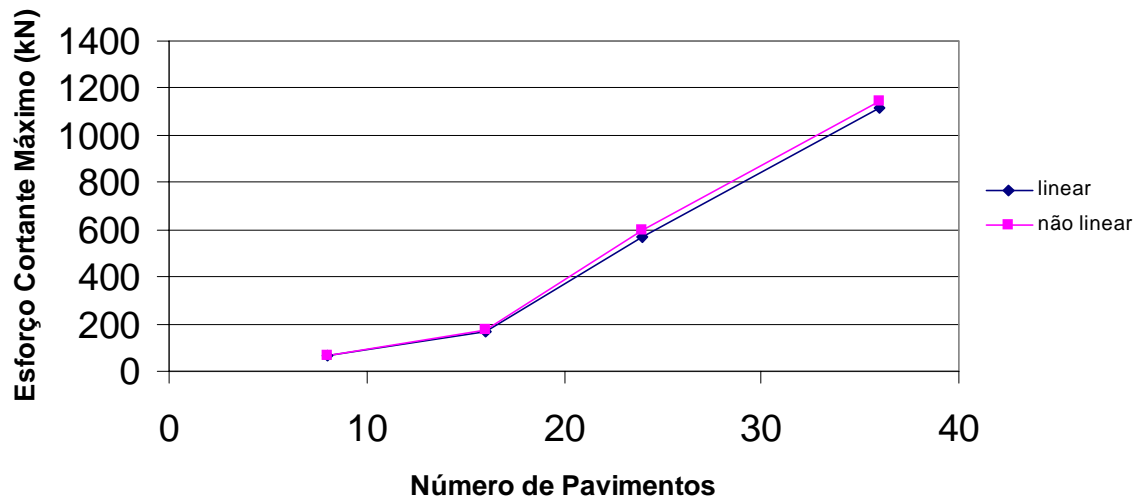


Figura 6.18 - Esforço Cortante Máximo X Número de Pavimentos  
(Modelos em Quadro Contraventado em "X - Pilar Interno)

Na figura 6.19 apresentam-se os resultados do momento fletor máximo nos pilares interno do primeiro pavimento, P2, para o modelo em quadro contraventado em “X” de 8, 16, 24 e 36 pavimentos. Comparando os resultados dos momentos fletores encontrados para o modelo em quadro contraventado em Delta aos encontrados para o modelo em quadro contraventados em “X” obtém-se: o momento fletor, para a análise linear, P2, do modelo em quadro contraventado em Delta de 8 pavimentos foi de 102kN.m, enquanto que o momento fletor, para a análise linear, no pilar interno P2 do modelo em quadro contraventado em “X” de 8 pavimentos foi de 195kN.m. Para a análise não linear geométrica o momento fletor no pilar interno P2 do modelo em quadro contraventado em Delta de 8 pavimentos foi de 105kN.m, enquanto que o momento fletor no pilar interno P2 do modelo em quadro contraventado em “X” 8 pavimentos foi de 204kN.m. Deste modo, verifica-se que os momentos fletores dos modelos em quadro contraventados em Delta são os menores se comparados com os modelos em quadro rígidos ou contraventados em “X” (Figura 6.23).

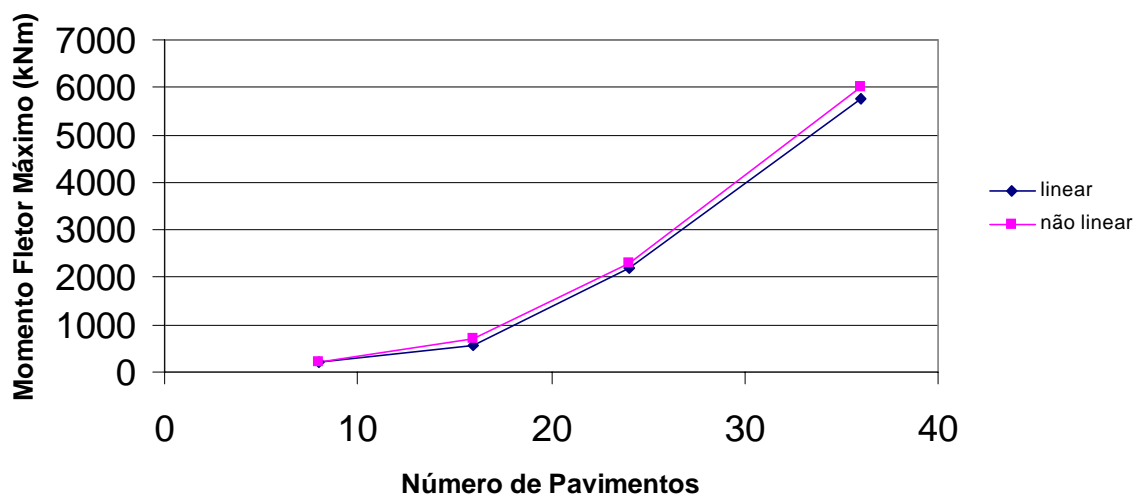


Figura 6.19 - Momento Fletor Máximo X Número de Pavimentos  
(Modelos em Quadro Contraventado em "X - Pilar Interno)

Nas figuras 6.20, 6.21, 6.22 apresentam-se os esforços gerados no pilar externo no primeiro pavimento mais solicitado, P3, para os modelos em quadro contraventados em “X” de 8, 16, 24 e 36 pavimentos. Para o pilar externo o mesmo comportamento é verificado.

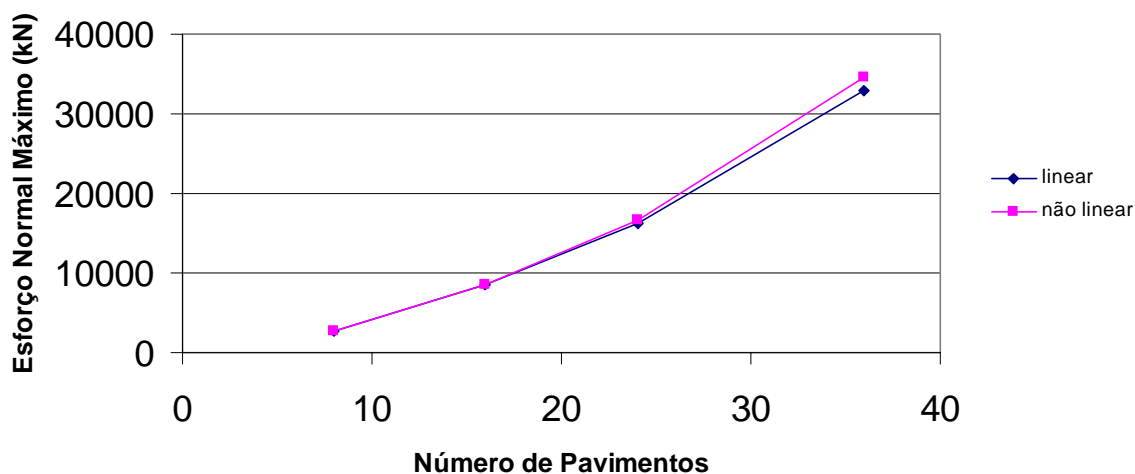


Figura 6.20 - Esforço Normal Máximo X Número de Pavimentos  
(Modelos em Quadro Contraventado em "X - Pilar Externo)

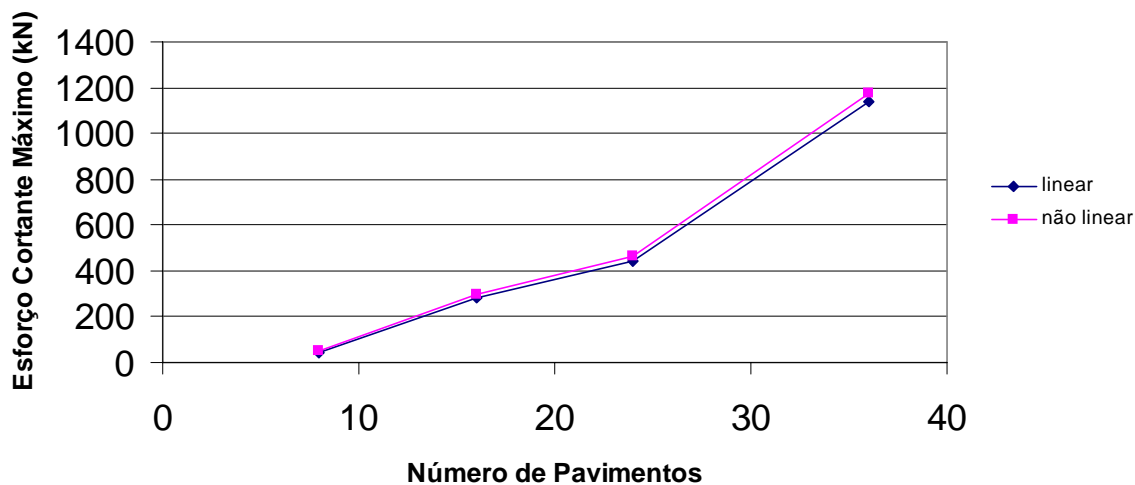


Figura 6.21 - Esforço Cortante Máximo X Número de Pavimentos  
(Modelos em Quadro Contraventado em "X - Pilar Externo)

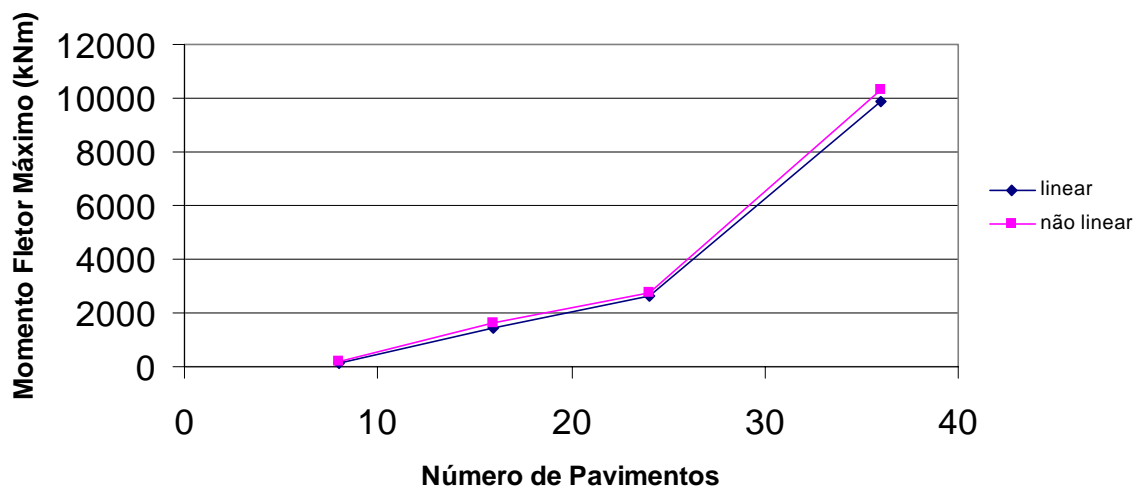


Figura 6.22 - Momento Fletor Máximo X Número de Pavimentos  
(Modelos em Quadro Contraventado em "X - Pilar Externo)

Compararam-se os momentos fletores máximos para o modelo em quadro contraventado em “X” para o pilar interno P2 e para o pilar externo P3 verifica-se uma redução de 7% nos pilares externos, ou seja, os menos solicitados, já que a carga do reservatório e casa de máquinas fica mais concentrada nestes pilares.

Na figura 6.23 apresentam-se comparações do momento fletor máximo entre os vários modelos para os pilares externos considerando a análise linear. Esta figura ratifica a análise que os esforços dos sistemas contraventados são inferiores aos dos sistemas rígidos.

Com base nesses modelos propostos para o pórtico de estabilização mais crítico do edifício Piemonte, procurou-se comparar com algumas simplificações, o consumo de aço entre os modelos em quadro rígido e contraventado em delta e "X". O cálculo do consumo de aço considera apenas o pórtico de estabilização estudado. Não se considerou a estrutura como um todo. A figura 6.24 apresenta esta relação onde, verifica-se que os modelos em quadro rígidos consomem muito mais aço que os modelos em quadro contraventados, tornando-se antieconômicos para determinadas alturas.

As Figuras 6.25, 6.26, 6.27, 6.28 e 6.29 apresentam os resultados da comparação entre os modelos com a mesma inércia (inércia próxima). Estas figuras enfocam o aumento dos esforços na análise não linear geométrica, e sua grande importância no dimensionamento. Apresentam, também, a grande rigidez necessária para resistir as ações a medida em que se aumenta a altura da edificação. Isto é verificado, também, na Figura 6.25, em que são apresentados o aumento do deslocamento para os vários modelos com mesma inércia. Onde para o modelo de 36 pavimentos foi de 6m para a combinação 4 já que a rigidez do modelo é muito inferior a necessária no dimensionamento real.

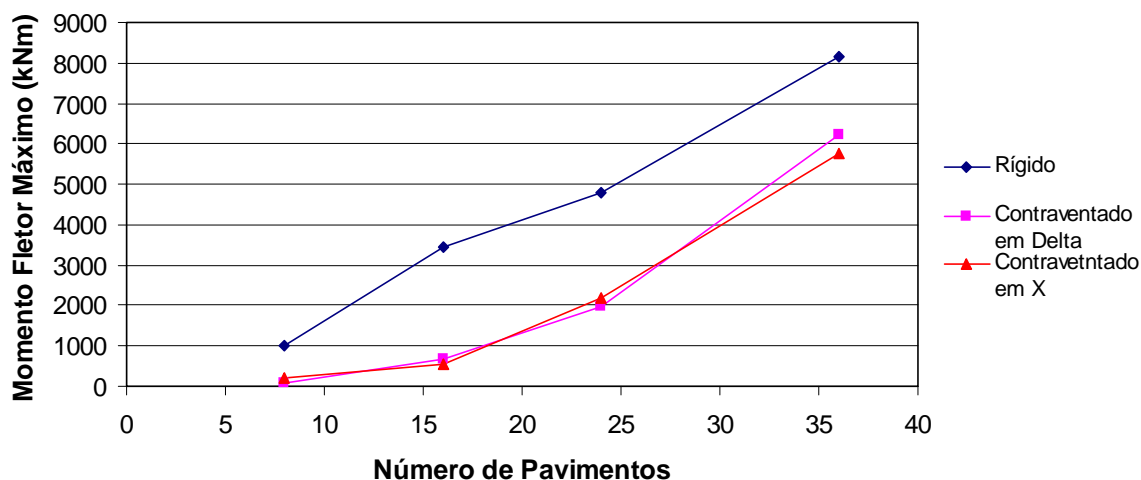


Figura 6.23 – Momento fletor Máximo X Número de Pavimentos  
(Modelos em Quadro Rígido, Contraventado em Delta e em "X")

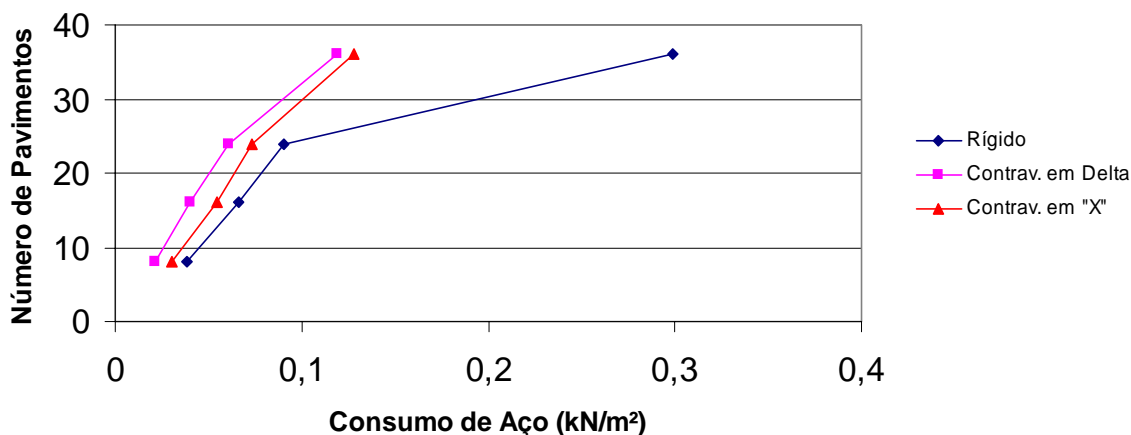


Figura 6.24 - Consumo de Aço dos modelos do pórtico de estabilização.  
(Modelos em Quadro Rígido, Contraventado em Delta e em "X")

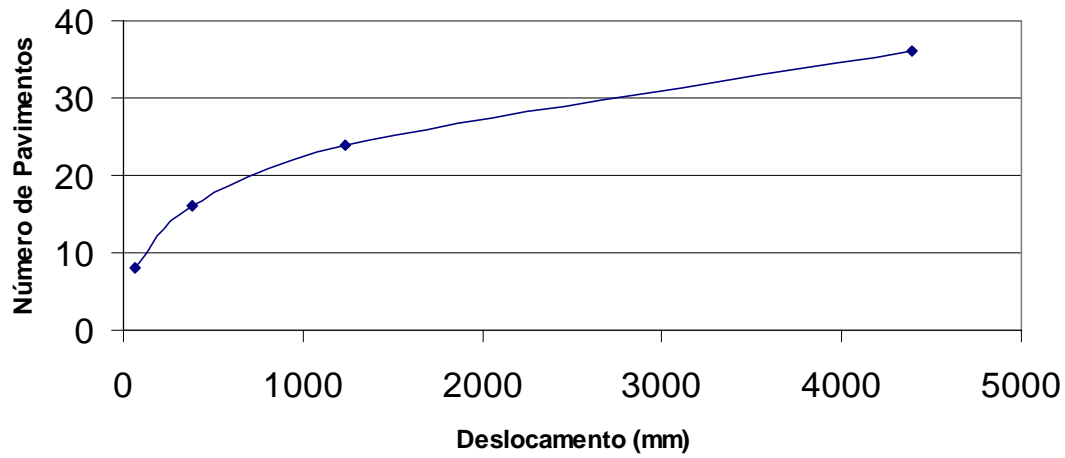


Figura 6.25 – Número de Pavimentos X Deslocamento  
(Modelos em Quadro Rígido com Mesma Inércia)

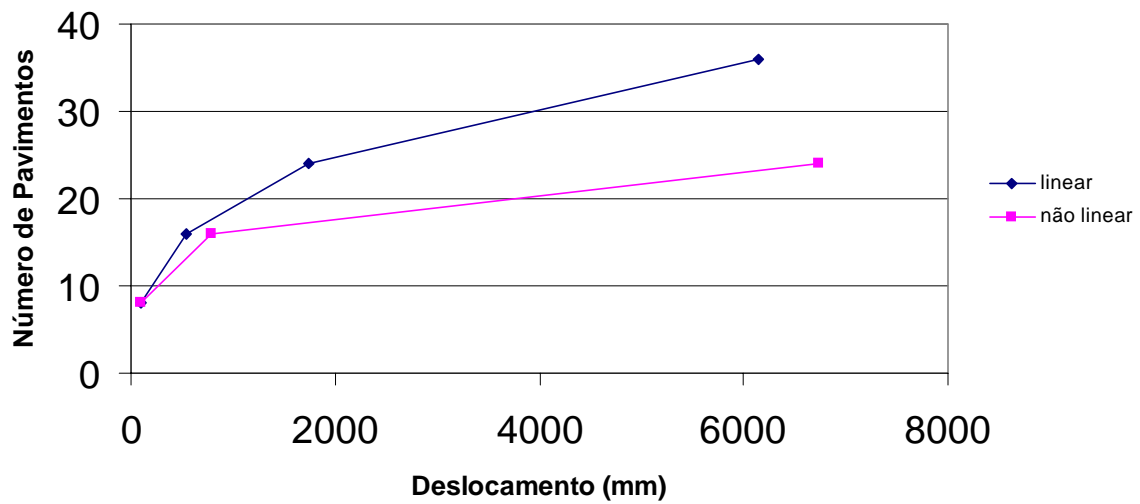


Figura 6.26 – Número de Pavimentos X Deslocamento  
(Modelos em Quadro Rígido com Mesma Inércia - análise linear e não linear geométrica)

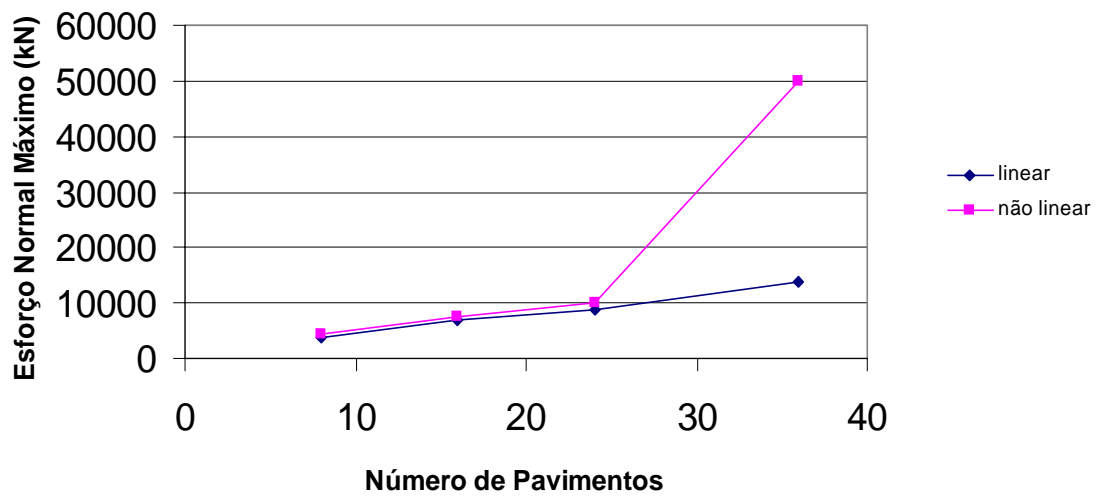


Figura 6.27 – Esforço Normal Máximo X Número de Pavimentos  
(Modelos em Quadro Rígido com Mesma Inércia - análise linear e não linear geométrica)

A figura 6.27, 6.28 e 6.29 apresentam grandes picos de valores. Estes são muito superiores aos mais realistas devido ao fato de se estar trabalhando com modelos com inércias muito menores.

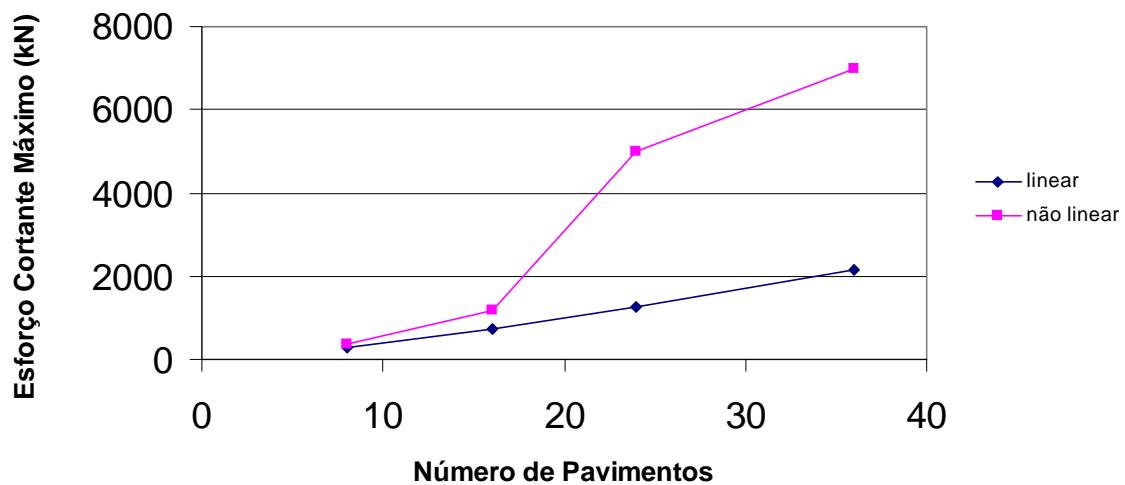


Figura 6.28 – Esforço Cortante Máximo X Número de Pavimentos  
(Modelos em Quadro Rígido com Mesma Inércia - análise linear e não linear geométrica)

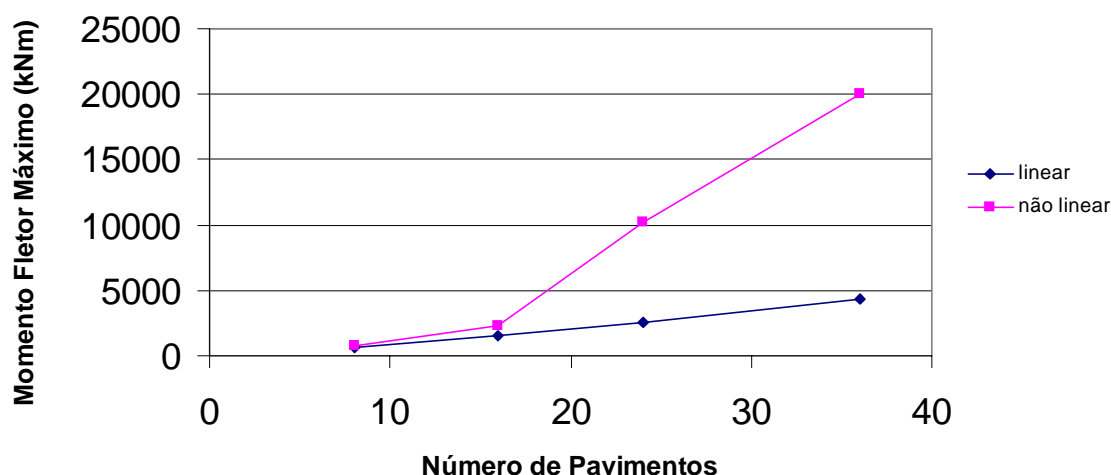


Figura 6.29 – Momento Fletor Máximo X Número de Pavimentos.

(Modelos em Quadro Rígido com Mesma Inércia - análise linear e não linear geométrica)

As figuras 6.30, 6.31, 6.32 e 6.33 apresentam resultados comparativos entre os modelos em quadro contraventados em diagonal e o modelo em quadro contraventado em “X” para 8 pavimentos. O modelo em quadro contraventado em “X” foi gerado com as diagonais trabalhando em solidariamente. Deste modo verifica-se uma redução nos esforços do modelo em “X”, devido à redistribuição dos esforços, já que as diagonais trabalhando juntas, aliviam os esforços nos pilares (Figura 6.31). Apesar de, no sistema em diagonal, as diagonais serem dimensionadas à tração e, conseqüentemente, formarem estruturas mais leves, sua rigidez é menor que as do modelo em “X”, que exige pilares mais pesados para atingir os valores limitados pela norma. Logo, os esforços nos vigas e pilares no modelo em diagonal são maiores que do que os esforço nas vigas e colunas do modelo em “X”.



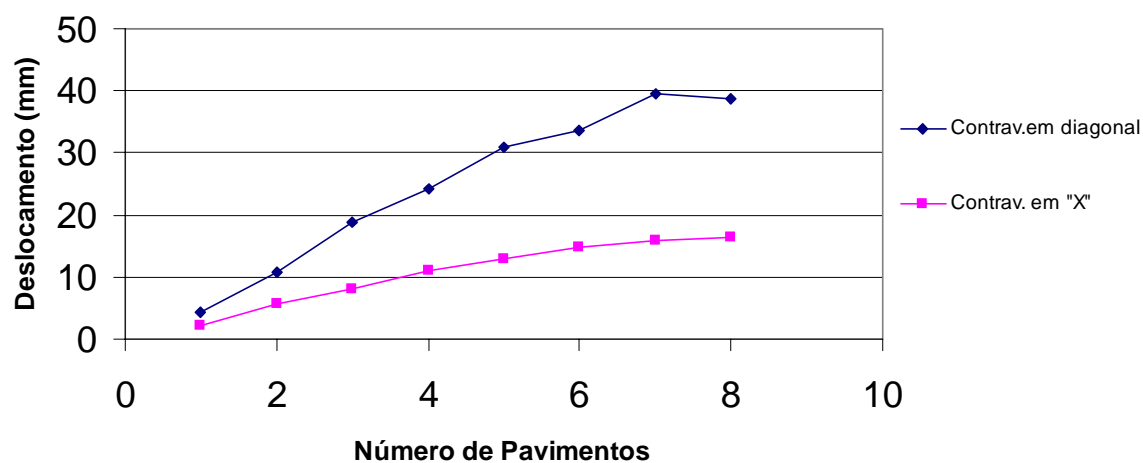


Figura 6.30 – Número de Pavimentos X Deslocamento  
(Modelos em Quadro Contraventado em Diagonal e em "X")

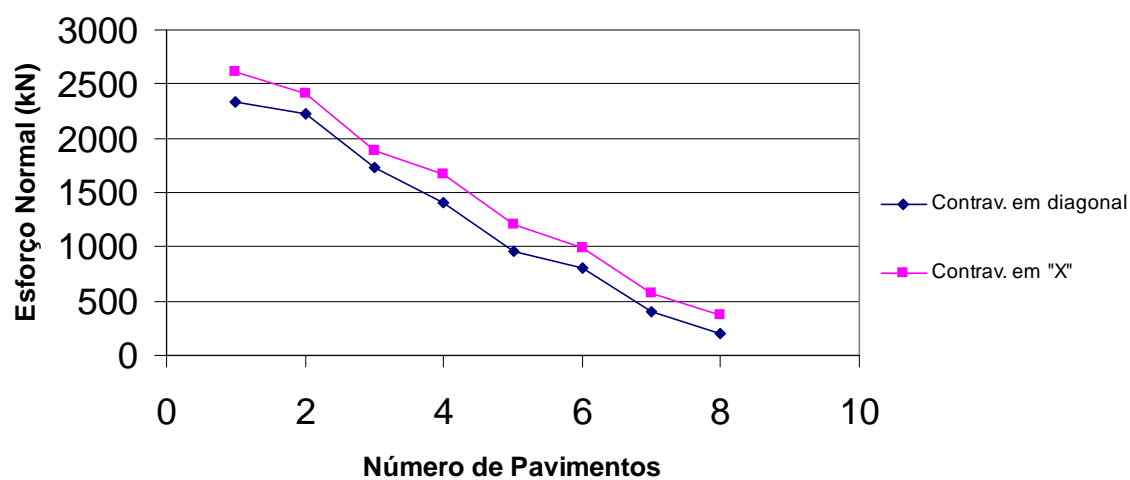


Figura 6.31 – Esforço Normal X Número de Pavimentos  
(Modelos em Quadro Contraventado em Diagonal e em "X")

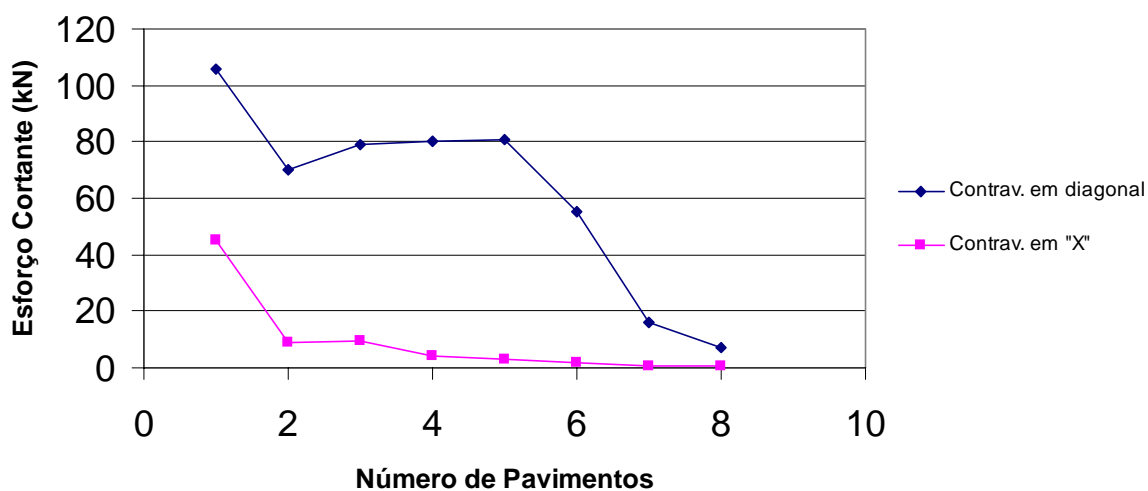


Figura 6.32 – Esforço Cortante X Número de Pavimentos  
(Modelos em Quadro Contraventado em Diagonal e em "X")

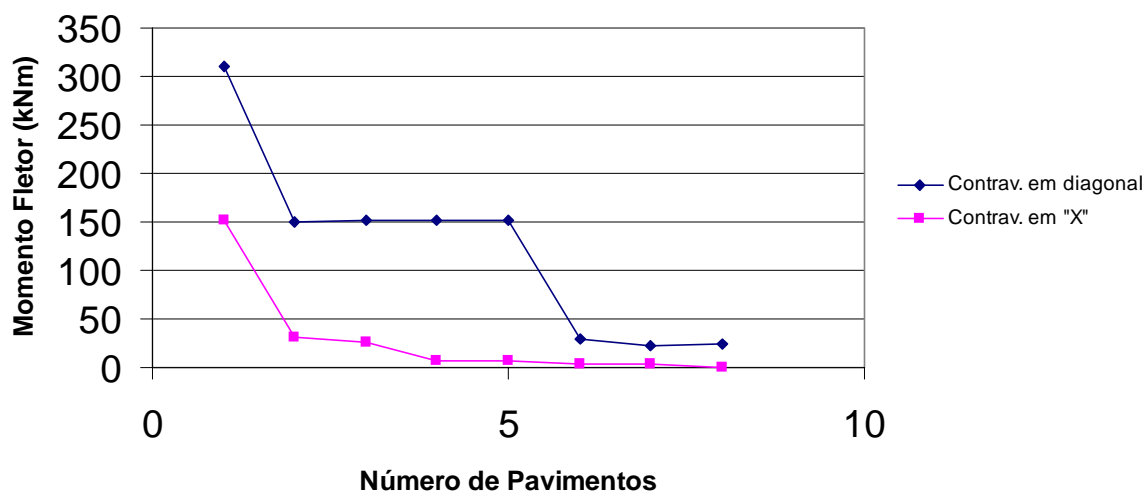


Figura 6.33 - Momento Fletor X Número de Pavimentos.  
(Modelos em Quadro Contraventado em Diagonal e em "X")

Os resultados convergem para a mesma conclusão: a importância da análise não linear geométrica para todos os modelos, sejam eles rígidos, contraventados em Delta, em “X”, ou em diagonal.

## Capítulo 7

### CONCLUSÕES

O trabalho desenvolvido destinou-se a comparar estruturalmente os modelos sistemas verticais de estabilização (SVE) em edifícios de andares múltiplos em aço. Foi desenvolvido, considerando os SVE funcionando de forma independente do conjunto da edificação, isto é, desconsidera-se os efeitos da hiperestaticidade da estrutura. Na realidade, a hiperestaticidade tende a promover uma interação entre os pórticos transversais e longitudinais aumentando a rigidez e conseqüentemente, promovendo uma redução das dimensões dos perfis. Esta simplificação foi adotada, para facilitar os cálculos e, também, porque geralmente na prática, os projetistas utilizam este procedimento para o dimensionamento.

NETO (1987), analisou a hiperestaticidade dos SVE fazendo-se um estudo tridimensional em teoria linear nos vários conjuntos estudados. As ações de vento são absorvidas pelos SVE com quinhões diferentes dependentemente da rigidez de cada sistema de estabilidade. Neste trabalho considerou que as ações do vento eram absorvidas pelos SVE relativamente à área de influência de cada um, para simplificação dos cálculos, já que seriam foram gerados gráficos comparativos entre os sistemas.

A seguir, serão enumeradas algumas conclusões obtidas através da análise dos resultados.

1. No dimensionamento dos edifícios de andares múltiplos, a combinação mais crítica é aquela em que apresenta a ação do vento com carga predominante. Verificou-se (Tabela 6.2) que a combinação mais crítica é aquela em que atuam, simultaneamente, o peso próprio do edifício e o vento predominante.
2. O modelo usualmente difundido entre os calculistas considerando a carga de vento concentrada nos nós, fornece valores para os esforços solicitantes superiores ao modelo

que considera a carga de vento com patamares uniformemente distribuídos. Deste modo o primeiro modelo super dimensiona os perfis adotados se comparado ao primeiro.

3. Nos modelos em quadro rígidos o que determina a escolha dos perfis é o valor limite do deslocamento e nos modelos em quadro contraventado, a resistência aos esforços solicitantes. Para os modelos em quadro contraventado analisados os deslocamentos máximos encontrados nos dimensionamentos ficaram bem abaixo dos limites definidos pela norma brasileira. Existindo folgas nos valores dos deslocamentos determinados. A medida em que se aumenta a altura do modelo esta folga torna-se praticamente nula, onde tanto o valor do deslocamento limite quanto a resistência dos perfis passa a governar o dimensionamento.
4. Os modelos em quadro rígidos exigem uma rigidez maior do que os contraventados para resistir às ações a que está sendo submetido à medida em que aumenta-se a altura. Esta rigidez é obtida, muitas vezes, aumentando-se a rigidez da viga e promovendo ganhos na rigidez de todo o sistema.
5. Para obter-se ganhos de rigidez nos modelos em quadro contraventado com o aumento da altura, basta aumentar a rigidez das diagonais. Assim, mantendo-se os deslocamentos dentro do limite definido pela NBR 8800 (1986).
6. O modelo em quadro rígido deixa de ser eficaz a partir de 24 pavimentos, onde as dimensões dos perfis obtidos no dimensionamento levam-se a valores difíceis de serem usados na prática.
7. Dos modelos propostos para os três SVE, o modelo em quadro contraventamento em delta é o mais leve e consequentemente, o mais econômico em termos de consumo de aço. Isto é justificado pelo fato das vigas possuírem um terceiro apoio reduzindo as solicitações e consequentemente às dimensões daqueles elementos. Este sistema apresenta também a vantagem arquitetônica de liberar espaço nas paredes para a inclusão de aberturas, o que nos sistemas em “X” é um problema.

8. As diagonais do sistema em quadro contraventado em delta são dimensionadas para esforços de tração e de compressão. Estes cálculos levam a diagonais mais rígidas, no entanto, o peso total do modelo é menor.
9. Os modelos rígidos são os que consomem mais aço, sendo, portanto mais caros, não somente pelo material consumido, mas pelo sistema de ligação rígida que é muito onerosa durante a fase de montagem.
10. Na análise não-lineares geométrica, usando-se o método da carga fictícia dispostos pela Norma Brasileira ou pela Norma Canadense, chega-se a erros de cálculos da ordem de 3%. Este valor está acima do valor real calculado pelo programa computacional ANSYS (5.6). O erro cometido é pequeno e pode-se considerar que o método da carga fictícia é confiável.
11. O Método Canadense é semelhante ao Método da Norma Brasileira para a análise do Efeito  $P-\Delta$ . No entanto, o Método da Norma Canadense apresenta a vantagem de facilitar os cálculos, sendo necessário fazer apenas uma iteração para que haja a convergência dos resultados. O método brasileiro devido a necessidade de mais de uma interação ajuda o profissional a verificar se o modelo estudado não possui uma rigidez muito inferior a necessária, já que se exigir mais de 5 ciclos para a convergência a estrutura está excessivamente flexível conforme a norma, conforme a NBR 8800 (1986). Esta verificação não é conseguida no método canadense, logo, o calculista deve calcular a rigidez da estrutura e verificar se não está muito inferior ao necessário.
12. A análise do Efeito  $P-\Delta$ , ou seja, a análise não linear geométrica é muito importante de ser verificada para edifícios de andares múltiplos, já que para um modelo estrutural dimensionado pela análise linear não resistiria aos esforços desenvolvidos na análise não linear geométrica. Isto pode ser verificado nas figuras comparativas dos resultados no capítulo 6. Esta conclusão fica ainda, mais evidente, nos modelos de 16, 24, 36 pavimentos gerados com a mesma (próxima) inércia do modelo de 8 pavimentos.

## **7.1. Sugestões para Futuros Trabalhos**

- Análise de modelos gerados em três dimensões enfocando a importância da rigidez obtida com o conjunto;
- Desenvolvimento de programas computacionais que realizem a análise não linear em modelos tri-dimensionais;
- Estudo da otimização dos SVE;
- Análise do custo de ligações e a relação do mesmo com o processo de montagem;
- Análise da estabilização horizontal;
- Verificação da hipótese de diafragma rígido para vários tipos de lajes, na estabilização horizontal e determinação dos limites onde essa hipótese permanece verdadeira;
- Análise de sistemas de estabilizações verticais hiperestáticos.

## Referências Bibliográficas

AGUIRRE, M. I; Earthquake-resistant structure: structural frame damper system-an approach to design. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers**. [S.1.], vol 123, May, p.165- 172, 1997.

ALDWINKLE, G. HSBC Building, Canary Wharf. **New Steel Construction**, [S.1.], vol. 8, n. 6, p.29-33, 2000.

AL-SALLOUM, Y. A.; SIDDIQI, G. H. Optimum design of frames under alternate loading condition. **Canadian Journal Civil Engineering**, [S.1.], vol. 20, n. 5, p.778-786, 1993.

AMARAL, O. C. **Estruturas Isostáticas**, Belo Horizonte, Imprensa Universitária, Universidade Federal de Minas Gerais, 1977, 263 p.

ANDRADE S. A. L. Normalização em Estruturas de Aço: O estágio atual e necessidade futuras. Seminário - Os edifícios de estruturas metálicas, **Anais**, São Paulo, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1986, p. 80-89.

ANKIREDDI, S.; YANG, H. T. Y. Simple ATMD Control methodology for tall buildings subject to wind loads. **Journal of Structural Engineering**. [S.1.], vol 122, n.1, p.83-91, 1996.

ANSYS, **User's Manual for Revisions**: Volume 3: Elements. Swanson Analysis Systems Inc., Houston P.A.,1994.

ARAÚJO, E. C. **Elementos de Aço Flexo-Comprimidos**.1993. 569p. Dissertação (Mestrado), São Carlos, Escola de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1993.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5626**: Instalações Prediais de Água Fria, Rio de Janeiro, 1982

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações, Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações, Rio de Janeiro, 1990.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: Ações e Segurança nas Estruturas, Dez ,1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800**: Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios, Rio de Janeiro, 1986.

AYRES, P. G.; MACARTHUR, J. M. The structural engineering design of Central Plaza, Hong Kong. **Journal of Structural Engineering**. [S.l.], vol 71, n. 11, p.185-191, 1993.

BAKTASH, P.; MARSH, C. Damped moment-resistant braced frames: a comparative study. **Canadian Journal Civil Engineering**, [S.l.], vol. 14, n. 3, p.342-346, 1987.

BEEDLE ET AL, **Structural Steel Design**, New York, The Rold Press Company, 1964, 829 p.

BELLEI, I. H. **Edifícios Industriais em Aço**: Projeto e cálculo, Pini, 2.ed., São Paulo, 1998, 489 p.

BERGMANN, R.; CAMPBELL, R. H. Office tower DS7 at Canary Wharf. **Journal of Structural Engineering**. [S.l.], vol 69, n. 7, p.137-144, 1991.

BLACKMORE, P. A., The Role of Wind Tunnel Testing in the Desing of Building Structures, **Proceedings of the Institutions of Civil Engineers**, [S.l.], vol.122, p. 253-265, 1997.



BLESSMANN, J., **Aerodinâmica das Construções**. Porto Alegre, Sagra, 1990, 263 p.

BOOTH E. D. Earthquake engineering in the 1990s: achievements, concerns and future directions. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers**. [S.1.], vol 128, p.154-166, 1998.

BRESLER, B.; LIN, T.Y.; SCALZI, J. B., J., **Diseño de Estructuras de Acero**, Ed. Limusa S.A. , Mexico, 1980. 926p.

BRITISH LIBRARY CATALOGUING IN PUBLICATION DATA, **Joint in simple construction**. vol.1, Design Methods, BCSA, 2ª edição, London, 1993, 140p.

BROWNJOHN, J. M. W.; PAN, T-C.; CHEONG, H-K. Dynamic response of Republic Plaza, Singapore. **The Structural Engineer**. [S.1.], vol 76, p.221-226, 1998.

BROWNJOHN, M. W.; ANG C-K. Full-scale dynamic response of high-rise building to lateral loading. **Journal of Performance of Constructed Facilities**. [S.1.], vol 12, n.1, p.33-40, 1998.

BURSI, O. S.; GERSTLE, K. H. Analysis of flexibly connected braced steel frames. **Journal of Contruction and Steel Research**. [S.1.], vol 30, p.61-83, 1994.

CANADIAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. CISC. **CAN/CSA S16.1**. Hand book of steel Construction ,1994.

CHAN, C-M.; CRIERSON, D. E.; SHERBOURNE, A. N. Automatic optional design of tall steel building frameworks. **Journal of Structural Engineering**. [S.1.], vol 121, n. 5, p.838-847, 1995.

CHAN, S-L.; ZHOU, A-H. On the development of a robust element for second-order 'non-linear integrated design and analysis (NIDA)'. **Journal of Construction Steel Research**. [S.1.], vol 47 p.169-190, 1998.

CHEN, S.-J. B.; WANG. W.-C. Moment amplification factor for P- $\delta$  effect of steel beam-column. **Journal of Structural Engineering**. [S.1.], vol 125, n. 2, p.219-223, 1999.

CHOI, W. C. C. Live load model for office buildings. **The Structural Engineer**, [S.1.], vol. 67, n. 24, p.421-425, 1989.

DAVIES, J. M.. Inplane stability in portal frames. **The Structural Engineer**. [S.1.], vol 68, n.8, p.141-147, 1990.

DESMET, **Dimensionamento de Elementos Estruturais Metálicos**. Versão 2.05. VERÍSSIMO, G.S.I & PAES, J. L. R., Universidade Federal de Viçosa MG, 1998.

DIAS, L. A. M., **Estruturas de Aço: Conceitos, Técnicas e Linguagem**, Zigurate Editora, 2ª Ed., São Paulo, 1998, 159p.

ELEVADORES SÜR- **Catálogos de Produtos**. [S.1.: s.n.].

ELLIS, B. R.; JI, T. Dynamic testing and numerical modelling of the Cardington Steel Framed Building from construction to completion. **The Structural Engineer**. [S.1.], vol 74, n.11, p.186-192, 1996.

FAHMY, E. H.; ROBINSON H., Analyses and test to determine the effective widths of composite beams in unbraced multistorey frames. **Canadian Journal of Civil Engineering**, [S.1.], vol. 13, p.66-76, 1986.

FILIATRAULT, A.; CHERRY, S. Efficient numerical modelling for the design of friction damped braced steel plane frames. **Canadian Journal Civil Engineering**, [S.1.], vol. 16, n. 3, p.211-218, 1989.

FIZPATRICK, A. J. Structural design of Century Tower, Tokyo. **Journal of Structural Engineering**, [S.1.], vol 70, n.18, p.313-317, 1992.

FONSECA, E. A., Edifícios Elevados Estruturados em Aço, Simpósio Norte Nordeste sobre a utilização do aço na Construção civil, **Anais**, Centro de Ciências Tecnológicas. Fortaleza, Universidade de Fortaleza, 1984, p.xx.

FUSCO, P. B., **Estruturas de Concreto**: Fundamentos do Projeto Estrutural, São Paulo, Mc Graw Hill do Brasil, 1977, 293p.

GAIOTTI, R.; SMITH, B. S. P-Delta analysis of building structures. **Journal of Structural Engineering**, [S.1.], vol 115, n. 4, p.755-770, 1989.

GEORGESCU, D.; TOMA, C.; GOSA, O. Post-critical behaviour of "K" braced frames. **Journal of Construction Steel Research**, [S.1.], vol 21, p.115-133, 1992.

GEORGIS, N.; LA FAYETTE, G. Birmingham Residential Tower. **New Steel Construction**, [S.1.], vol 9, n. 6, p.32-33, 2001.

GT STRUDL, **Release Guide Version 9901 NT (25)**, vol. 1 & 2. Computer-Aided Structural Engineering Center, School of Civil & Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, Atlanta, Georgia, 1999.

HART, F.; HENN, W.; SONTAG, H., Editor para a edição em Inglês G. BERNARD GODFREY, **Multi-Storey Buildings in Steel**, London, Granada Publishing, 1978, 360p. 1978.

HARVEY, W. J. Stability, strength, elasticity and thrustlines in masonry structures.. [S.1.], **The Structural Engineer.** vol 69, n.9, p.131-184, 1991.

HELLESLAND, J.; BJORHOVDE, R. Improved frame stability analysis with effective lengths. **Journal of Structural Engineering.** [S.1.], vol 122, n. 11, p.1275-1283, 1996.

HOLLANDA, M., Aço rouba a cena. **Metalurgia & Materiais**, São Paulo, v.56, N°498, p.167 – 177, 2000.

HOLLANDA, M., SILVA, M. J., Entre o Céu e a Terra, **Metalurgia & Materiais**, São Paulo, v. 56, N°501, p. 452 – 462, 2000.

IYENGAR, H. BASIC THEORY OF FRAMING. Colaborador: HARRISS, D. In: BLANC, A.; McEVOY, M.; PLANK, R. (Ed.). **Architecture and Construction in Steel.** 1. ed. London: E & FN Spon, 1993. cap. 15, p. 215-233.

JASELSKIS, E.; ANDERSON, S. D.; RUSSELL, J. Strategies for achieving excellence in construction safety performance. **Journal of Construction Engineering and Management.** [S.1.], vol 122, n.1, p.61-70, 1996.

KATO, B. Design rules for connections in Japan. In: CHEN, W. F. (Ed). **Steel Beam-to-Column Building Connections**, New York, Elsevier Applied Science, 1988, p. 357-413.

KIM, C. K. *et al.* Stiffness-based optimal design of tall steel frameworks subject to lateral loading. **Structural Optimization.** [S.1.], vol 15, p.180-186, 1998.

KIM, S.-E.; CHEN, W.-F. Practical advanced analysis for unbraced steel frame design. **Journal of Structural Engineering,** [S.1.], vol. 122, n. 11, p.1259-1265, 1996.

KIM, S.-E.; CHEN, W.-F. Practical advanced analysis for braced steel frame design. **Journal of Structural Engineering.** [S.1.], vol 122, n.11, p.1266-1274, 1996.

KING, C. In plane stability of portal frames. **New Steel Construction**. [S.1.], vol 9, n. 4, p.17-19, 2001.

KO, J. M.; LAU, S. L., WONG, C. W. Finite element modelling of the dynamic characteristics of tall buildings., **The Structural Engineer**, [S.1.], vol. 67, n. 24, p.426-437 1989.

LE GOOD, J. BASIC THEORY OF FRAMING. In: BLANC, A.; McEVOY, M.; PLANK, R. (Ed.). **Architecture and Construction in Steel**. 1. ed. London: E & FN Spon, 1993. cap. 11, p. 131-154.

LING, Q. Q.; XIE, Y. M.; STEVEN, G. P. Optimal topology design of bracing systems for multistory steel frames. **Journal of Structural Engineering**. [S.1.], vol 126, n. 7, p.823-829, 2000.

LYTHE, G. R.; SURRY, D. Wind-induced torsional loads on buildings. **Canadian Journal Civil Engineering**, [S.1.], vol. 19, n. 4, p.711-723, 1992.

MACINTYRE, A. J., **Instalações hidráulicas**. Rio de Janeiro, Guanabara , 2<sup>a</sup> ed, 1987, 798p.

MACLEOD, I; ZALKA, K. A. The global critical load ratio approach to stability of building structures. **The Structural Engineer** , [S.1], vol. 74, n. 15, p.249-, 254, 1996.

MAGALHÃES, D. G. O Aço Importante Elemento Construtivo, 3º Simpósio sobre o Uso do Aço na Construção, 1984, **Anais**, Escola de Minas, Ouro Preto, 135-158.

MANUAL BRASILEIRO PARA CÁLCULO DE ESTRUTURAS METÁLICAS. Ministério do Desenvolvimento da Indústria e Comércio, Secretaria Especial de Desenvolvimento Industrial, Brasília, 2<sup>a</sup> Ed, Vol I, 1989, 413p.

MIJAR, A. R. *et al.* Continuum topology optimization for concept design of frame bracing systems. **Journal of Structural Engineering**. [S.1.], vol 124, n. 5, p.541-550, 1998.

MOORE, D. B.; NETHERCOT, D. A.; KIRBY, P. A. Testing steel frames at full scale. **The Structural Engineer**. [S.1.], vol 71, n. 23, p.418-435, 1993.

MORRIS, G. A.; PACKER, J. A. Beam-to-column connections in steel frames. **Canadian Journal of Civil Engineering**. [S.1.], vol 14, n.1, p.68-76, 1987.

NADJAI, A.; KIRBY, P. Collapse of infilled steel frames with semi-rigid connections. **Proceedings of the Institutions of Civil Engineers**, [S.1.], vol.128, p. 103-111, 1998.

NETHERCOT, D. A. Frame structures: global performance, static and stability behavior general report. **Journal of Construction Steel Research**. [S.1.], vol 55, p.109-124, 2000.

NETO, R. C. M., **Contribuição à classificação dos sistemas de contraventamento e métodos de análise em edifícios de andares múltiplos em aço**, 1987, 128p. Dissertação (Mestrado), COPPE/Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1987.

OWENS, G. W.; MOORE, D. B. Steelwork connections. **The Structural Engineer**. [S.1.], vol 70, n.3 p.37-55, 1992.

PITTA, J. A. A., **Ações devidas ao vento em edifícios de andares múltiplos**. Edifícios com cobertura tipo shed e do tipo duas águas com lanternim, São Carlos, Universidade de São Paulo, 1990, 151 p.

PRESTES, J. A. S., Edifício Piemonte. **Revista Escola de Minas**, vol 53 , Nº 13 , p.175-180, 2000.

QUEIROZ, G. **Elementos das Estruturas de Aço**, Imprensa Universitária, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 1986, 455p.

RAGGETT, T., Changing Spaces. **New Steel Construction**, [S.1.], vol 8: p. 21-23, 2000.

REDWOOD, R. G. *et al.* Seismic response of concentrically braced steel frames. **Canadian Journal Civil Engineering**, [S.1.], vol. 18, n. 6, p.1062-1077, 1991.

REDWOOD, R. G.; CHANNAGIRI, V. S. Earthquake resistant design of concentrically braced steel frames. **Canadian Journal Civil Engineering**, [S.1.], vol. 18, n. 5, p.839-850, 1991.

SABELLI, R.; HOHBACH, D. Design of cross-braced frames for predictable buckling behavior. **Journal of Structural Engineering**. [S.1.], vol 125, n. 2, p.163-168, 1999.

SÁLES, J. J. , **Estudo do Projeto e da construção de edifícios de andares múltiplos com estruturas de aço**. 1995. 257 p. Dissertação ( Doutorado), São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos , Universidade de São Paulo, 1995.

SARMA, K. C.; ADELI, H. Fuzzy discrete multicriteria cost optimization of steel structures. **Journal of Structural Engineering**. [S.1.], vol 126, n.11, p.1339-1347, 2000.

SARMA, K. C.; ADELI, H. Fuzzy genetic algorithm for optimization of steel structures. **Journal of Structural Engineering**. [S.1.], vol 126, n.5, p.596-604, 2000.

SHUELLER, W. **High-rise building structures**. In: Wiley, A. Interscience publication, 1977.

SIVAKUMARAN, K. S. Lateral load response of unbraced steel building frames. **Canadian Journal Civil Engineering**, [S.1.], vol. 17, n. 6, p.976- 986, 1990.

SMITH, J.C., **Structural Steel Design LRFD approach**, John Wiley & Sons, Inc., North Carolina State University, 1991, 570p.

SOEGIARSO, R.; ADELI, H. Optimum load and resistance factor design of steel space-frame structures. **Journal of Structural Engineering**. [S.1.], vol 123, n. 2, p.184-192, 1997.

STANSFIELD, K. Intelligent Buildings: The way forward. **The Structural Engineer**. [S.1.], vol 76, n.21 p.415-418, 1998.

TAKANASHI, K. Experimental Behavior of Multi-Storey steel frames. **Journal of Construction and Steel Research**. [S.1.], vol 29, p.175-189, 1994.

TARANATH, B. S., **Structural Analysis and Design of Tall Buildings**, New York, Mac Graw –Hill, 1988, 739 p.

THORBURN, S. The challenge of structural engineering: safety, with economy and harmony. **The Structural Engineer**. [S.1.], vol 75, n. 20, p.349-354, 1997.

TZAN, S-R.; PANTELIDES, C. P. Annealing strategy for optimal structural design. **Journal of Structural Engineering**. [S.1.], vol 122, n. 7, p.815-827, 1996.

WATSON, B. BASIC THEORY OF FRAMING. In: BLANC, A.; McEVOY, M.; PLANK, R. (Ed.). **Architecture and Construction in Steel**. 1. ed. London: E & FN Spon, 1993. cap. 14, p. 197-214.

XU L.; LIU, Y. Story stability of semi-braced steel frames. **Journal of Constructional Steel Research**. [S.1.], vol 58, p.467-491, 2002.

ZALKA, K. A. Full-height buckling of frameworks with cross-bracing. **Proceedings of the Institutions of Civil Engineers**, [S.1.], vol.134, p. 181-191, 1999.



# ANEXO I

Cálculo da Carga Fictícia segundo as  
Normas Brasileiras e Canadense

**TABELA 2 - Cálculo da carga fictícia pela Norma Brasileira**

			CP	SC	VT									
FATORES DE COMBINAÇÃO			1,4	1	1,4									
						COMBINAÇÕES								
Andar	h (mm)	desl(mm)	CP(KN)	SC(KN)	VT(KN)	CP	SC	VT	VT soma	Pi soma	V'i (KN)	H'i (KN)	VT + H'i	/(9,9*1,4)
8	3300	105,53	5285	1350	236,885	7399	1350	331,6391	331,63914	8749	9,358779	9,35878	340,99792	24,603024
7	3300	102	4572	3600	236,885	6400,8	3600	331,6391	663,27828	18749,8	41,64728	32,2885	363,92764	26,257406
6	3300	94,67	4572	3600	221,718	6400,8	3600	310,4058	973,68404	28750,6	85,55482	43,9075	354,31329	25,56373
5	3300	84,85	4572	3600	221,718	6400,8	3600	310,4058	1284,0898	38751,4	157,3542	71,7994	382,20511	27,576127
4	3300	71,45	4572	3600	201,97	6400,8	3600	282,758	1566,8478	48752,2	254,2501	96,8959	379,65394	27,392059
3	3300	54,24	4572	3600	201,97	6400,8	3600	282,758	1849,6058	58753	338,0968	83,8467	366,6047	26,450556
2	3300	35,25	4572	3600	172,212	6400,8	3600	241,0968	2090,7026	68753,8	433,3573	95,2605	336,35728	24,268202
1	3300	14,45	4572	3600	172,21	6400,8	3600	241,094	2331,7966	78754,6	344,8497	-88,5076	152,5864	11,00912

# ANEXO II

Seções Dimensionadas para os Vários Modelos

MODELO RÍGIDO 8 PAVIMENTOS (MESMA INERCIA)					
VIGAS (VS)		PERFIL	AX (cm²)	IX (cm4)	PESO (kgf/m)
V1 A V14	600X111	600x300x16,0x8,0	141,4	94091	111
V15,V16	600X95	600x300x12,5x8,0	121	77401	95
COLUMNAS (CVS)		PERFIL	AX (cm²)	IX (cm4)	PESO (kgf/m)
P17,P19,P20,P22,P23,P25	400X152	400x300x25,0x12,5	193,8	57279	152,1
P18,P21,P24	400X162	400x300x25,0x16,0	206	58529	161,7
P26,P28,P29,P31,P31,P32,P34	400X103	400x300x216,0x9,5	131	393555	102,8
P27,P30,P33	400X140	400x300x12,5x8,0	178,8	52813	140,4
P35,P37,P38,P40	400X82	400x300x12,5x8,0	105	31679,69	82,4
P36,P39	400X/87	400x300x12,5x9,5	110,63	32338,87	86,8

MODELO RÍGIDO 16 PAVIMENTOS					
VIGAS (VS)		PERFIL	AX (cm²)	IX (cm4)	PESO (kgf/m)
V1 A V22	600X111	600x300x16,0x8,0	141,4	94091	111
V23 A V32	600X95	600x300x12,5x8,0	121	77401	95
COLUMNAS (CVS)		PERFIL	AX (cm²)	IX (cm4)	PESO (kgf/m)
P33,P35,P36,P38,P39,P41,P42, P44,P45,P47,P48,P50	400X152	400x300x25,0x12,5	193,8	57279	152,1
P34,P37,P40,P43,P46,P49	400X162	400x300x25,0x16,0	206	58529	161,7
P51,P53,P54,P56,P57,P59P60,P 62,P63,P66,P68	400X103	400x300x216,0x9,5	131	393555	102,8
P52,P55,P58,P61,P64,P67	400X140	400x300x12,5x8,0	178,8	52813	140,4
P69,P71,P72,P74,P75,P77, P78,P80	400X82	400x300x12,5x8,0	105	31679,69	82,4
P70,P73,P76,P79	400X/87	400x300x12,5x9,5	110,63	32338,87	86,8

	MODELO RÍGIDO 24 PAVIMENTOS				
VIGAS (VS)		PERFIL	AX (cm²)	IX (cm4)	PESO (kgf/m)
V1 A V30	600X111	600x300x16,0x8,0	141,4	94091	111
V31 A 48	600X95	600x300x12,5x8,0	121	77401	95
COLUMNAS (CVS)		PERFIL	AX (cm²)	IX (cm4)	PESO (kgf/m)
P49,P51,P52,P54,P55,P57, P58,P60,P61,P63,P64,P66,P67, P69P70,P72	400X152	400x300x25,0x12,5	193,8	57279	152,1
P50,P53,P56,P59,PP62,P65, P68,P71	400X162	400x300x25,0x16,0	206	58529	161,7
P73,P75,P76,P78,P79,P81,P82, P84,P85,P87,P88,P90,P91, P93,P94,P96	400X103	400x300x216,0x9,5	131	393555	102,8
P74,P77,P80,P83,P86,P89,P92, P95	400X140	400x300x12,5x8,0	178,8	52813	140,4
P97,P99,P100,P102,P103,P105, P106,P108,P109,P111,P112, P114,P115,P117,P118,P120	400X82	400x300x12,5x8,0	105	31679,69	82,4
P98,P101,P104,P107,P113, P116,P119	400X/87	400x300x12,5x9,5	110,63	32338,87	86,8

	MODELO RIGIDO 36 PAVIMENTOS				
VIGAS (VS)		PERFIL	AX (cm²)	IX (cm4)	PESO (kgf/m)
V1 A V46	600X111	600x300x16,0x8,0	141,4	94091	111
V47 A V72	600X95	600x300x12,5x8,0	121	77401	95
COLUMNAS (CVS)		PERFIL	AX (cm²)	IX (cm4)	PESO (kgf/m)
P73,P75,P76,P78,P79,P81, P82,P84,P85,P87,P88,P90,P91, P93,P94,P96,P97,P99,P100, P102,P103,P105,P106,P108	400X152	400x300x25,0x12,5	193,8	57279	152,1
P74,P77,P80,P83,P86,P92,P95, P98,P101,P104,P107	400X162	400x300x25,0x16,0	206	58529	161,7
P109,P111,P112,P114,P115,P11 7,P118,P120,P121, P123,P124,P126,P127,P129, P130,P132,P133,P135,P136, P138,P139,P141,P142,P144	400X103	400x300x216,0x9,5	131	393555	102,8
P110,P113,P116,P119,P122, P125,P128,P131,P134,P137, P140,P143	400X140	400x300x12,5x8,0	178,8	52813	140,4
P145,P147,P148,P150,P151, P153,P154,P156,P157,P159, P160,P162,P163,P165,P166, P168,P169,P171,P172,P174, P175,P177,P178,P180	400X82	400x300x12,5x8,0	105	31679,69	82,4
P146,P149,P152,P155,P158, P161,P164,P167,P170,P173, P176,P179	400X/87	400x300x12,5x9,5	110,63	32338,87	86,8

## ANEXO III

Dados de Origem dos Gráficos dos Resultados

MODELOS		DESLOCAMENTO (m)		ESFORÇOS MÁXIMOS COLUNA INTERNA				ESFORÇOS MÁXIMOS COLUNA EXTERNA			
		COMBINAÇÃO 8	COMBINAÇÃO 4	COLUNA INTERNA	ESF. NORMAL MÁXIMO (kN)	ESF. CORTANTE MÁXIMO (kN)	MOM. FLETOR MÁXIMO (kN.m)	COLUNA EXTERNA	ESF. NORMAL MÁXIMO (kN)	ESF. CORTANTE MÁXIMO (kN)	MOM. FLETOR MÁXIMO (kN.m)
rígidos	8 pav. rígido análise linear	0,0453667	0,063535	P18	3958,3073	377,71	998,2052	P19	2415,1206	215,6536	508,0387
	8 pav. rígido análise não linear	*	0,0693025	P18	3958,6133	415,2809	1101,088	P19	2471,52	233,8163	556,6614
	16 pav. rígido análise linear	0,0902477	0,1269321	P34	7208,8745	890,7544	3459,9006	P35	7102,1357	501,086	1867,43
	16 pav. rígido análise não linear	*	0,136592	P34	7209,4453	940,8275	3685,4966	P35	7340,6059	529,3529	1991,3483
	24 pav. rígido análise linear	0,1639124	0,229505	P50	7549,7207	1335,9619	4811,94726	P51	14732,366	925,159	3759,1557
	24 pav. rígido análise não linear	*	0,247272	P50	7550,3311	1400,363	5077,6479	P51	15358,487	970,8833	3974,6325
	36 pav. rígido análise linear	0,2977705	0,4168961	P74	8521,7627	1816,33	8164,429	P75	33827,418	1776,482	11191,5566
	36 pav. rígido análise não linear	*	0,4518088	P74	8521,7627	1876,4208	8512,05	P75	35405,746	1836,2012	11697,344
Contraventadas em Delta	8 contr. Delta análise linear	0,013026	0,0182832	P2	8521,4101	36,7598	102,2489	P3	2585,2673	42,36398	112,4812
	8 contr. Delta análise não linear	*	0,0187498	P2	3170,79	38,1122	105,47799	P3	2598,8911	43,44337	115,4779
	16 contr. Delta análise linear	0,0548868	0,0769188	P2	3170,6235	205,0644	672,91229	P3	7823,437	261,0998	901,5767
	16 contr. Delta análise não linear	*	0,0802774	P2	5492,6772	214,8527	705,612366	P3	7962,6206	271,6908	940,5359
	24 contr. Delta análise linear	0,1240599	0,173765	P2	5494,0425	496,2964	1993,6774	P3	16155,644	605,207	2764,773
	24 contr. Delta análise não linear	*	0,1836698	P2	6730,6416	517,1587	2084,2468	P3	16617,231	629,2671	2887,099
	36 contr. Delta análise linear	0,2971288	0,416032	P2	6732,75	1094,6803	6211,166	P3	32570,586	1280,1857	8899,6123
	36 contr. Delta análise não linear	*	0,4498482	P2	9931,0547	1135,4427	6497,2871	P3	34149,031	1328,5998	9323,9472



MODELOS		DESLOCAMENTO (m)		ESFORÇOS MÁXIMOS COLUNA INTERNA				ESFORÇOS MÁXIMOS COLUNA EXTERNA			
		COMBINAÇÃO 8	COMBINAÇÃO 4	COLUNA INTERNA	ESF. NORMAL MÁXIMO (kN)	ESF. CORTANTE MÁXIMO (kN)	MOM. FLETOR MÁXIMO (kN.m)	COLUNA EXTERNA	ESF. NORMAL MÁXIMO (kN)	ESF. CORTANTE MÁXIMO (kN)	MOM. FLETOR MÁXIMO (kN.m)
Contraventados em 'X'	8 contr. 'X' análise linear	0,0165219	0,0231697	P2	9932,422	64,7979	195,605	P3	2620,3381	45,0969	151,8663
	8 contr. 'X' análise não linear	*	0,0239236	P2	3405,8982	67,5618	203,9157	P3	2638,088	47,2466	158,5028
	16 contr. 'X' análise linear	0,0454077	0,0636723	P2	3406,0647	165,78099	559,9967	P3	8481,666	281,3236	1423,4653
	16 contr. 'X' análise não linear	*	0,0659458	P2	4313,851	171,7557	580,8203	P3	8593,31	291,4183	1475,3879
	24 contr. 'X' análise linear	0,1289881	0,1806691	P2	4314,2636	571,0752	2185,08	P3	16223,64	445,8476	262,366
	24 contr. 'X' análise não linear	*	0,1914338	P2	6801,4283	996,5228	2290,0239	P3	16705,897	465,6773	2750,3063
	36 contr. 'X' análise linear	0,2919086	0,4087406	P2	9861,7285	1113,2421	5764,6152	P3	33003,246	1137,4854	9857,7382
	36 contr. 'X' análise não linear	*	0,4418389	P2	9860,3164	1146,824	6004,4375	P3	34530,715	1176,8473	10310,2353

\* A norma Brasileira Recomenda para análise não linear (Método da Carga Fictícia ) gerar a partir das combinações de carga.

ANÁLISE LINEAR	MODELOS MESMA INÉRCIA	DESLOCAMENTO (m) COMBINAÇÃO 8	DESLOCAMENTO (m) COMBINAÇÃO 4	COLUNA INTERNA	ESFORÇO NORMAL MÁXIMO (kN)	ESFORÇO CORTANTE MÁXIMO (kN)	MOMENTO FLETOR MÁXIMO (kN.m)	COLUNA EXTERNA	ESFORÇO NORMAL MÁXIMO (kN)	ESFORÇO CORTANTE MÁXIMO (kN)	MOMENTO FLETOR MÁXIMO (kN.m)
	8	0,0656907	0,0919944	P18	3822,325	300,777	594,5712	P19	2506,1579	253,9024	536,39099
	16	0,3872609	0,5422092	P34	6949,1523	747,1781	1493,5207	P35	7440,8183	577,2381	1289,4208
	24	1,239573	1,7354581	P50	8758,6767	1273,8839	2563,0937	P51	14487,2353	951,6454	2178,47045
	36	4,393837	6,1514	P74	13866,6494	2152,64721	4366,4023	P75	32399,5195	1591,168	3697,1057

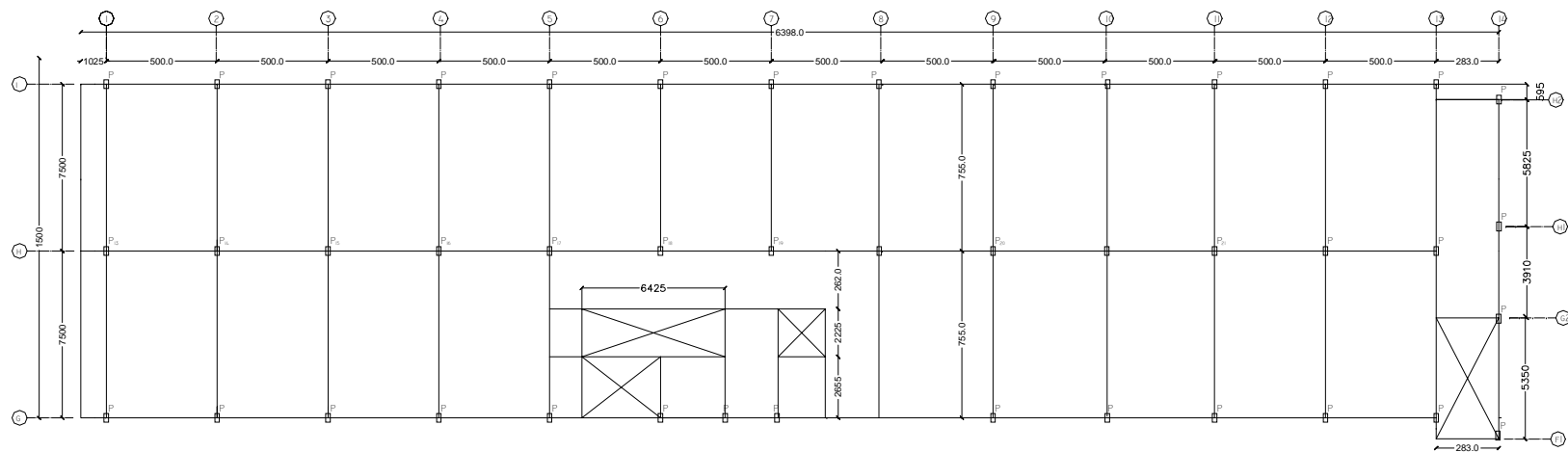
ANÁLISE NÃO LINEAR	MODELOS MESMA INÉRCIA	DESLOCAMENTO (m ) COMBINAÇÃO 8	DESLOCAMENTO (m) COMBINAÇÃO 4	COLUNA INTERNA	ESFORÇO NORMAL MÁXIMO (kN)	ESFORÇO CORTANTE MÁXIMO (kN)	MOMENTO FLETOR MÁXIMO (kN.m)	COLUNA EXTERNA	ESFORÇO NORMAL MÁXIMO (kN)	ESFORÇO CORTANTE MÁXIMO (kN)	MOMENTO FLETOR MÁXIMO (kN.m)
	8	*	0,105334	P18	382,9239	355,4955	702,9951	P19	2597,4667	293,1981	626,5723
	16	*	0,7930037	P34	6957,58398	1161,1503	2334,42944	P35	9020,53125	870,39733	2334,42944
	24	*	6,7388	P50	8841,3076	4975,09326	10209,917	P51	40442,8046	3555,7483	8566,2549
	36	*	-51,3937	P74	183719,09	46653,45	108064,187	P75	171161,109	152275,531	101420,07

MODELOS	PAVIMENTOS	DESLOCAMENTO (m) COMBINAÇÃO 8	COLUNA INTERNA	ESFORÇO NORMAL MÁXIMO (kN)	ESFORÇO CORTANTE MÁXIMO (kN)	MOMENTO FLETOR MÁXIMO (kN.m)
DIAGONAL 8 PAVIMENTOS	1	0,0060445	P3	2540,3376	105,5964	309,795
	2	0,0148459	P5	232,4409	450,0081	109,8538
	3	0,0262421	P8	1824,5623	79,1577	151,3668
	4	0,036592	P12	1610,669	80,1711	151,37
	5	0,0426256	P15	1154,778	80,5206	152,52
	6	0,0467309	P18	940,8843	55,2149	29,689
	7	0,0546594	P21	566,6858	16,1784	21,9846
	8	0,0538422	P24	352,792	71,8177	23,69986
X' 8 PAVIMENTOS	1	0,002835	P3	2620,3381	45,0969	151,866
	2	0,005612	P5	2406,44	8,748894	25,8248
	3	0,0081985	P8	1884,1225	9,67163	25,8248
	4	0,010911	P12	1670,2288	4,06577	7,322554
	5	0,0128026	P15	1206,312	2,99965	7,3255
	6	0,0147448	P18	992,418	1,62676	2,5732
	7	0,159226	P21	579,0788	0,6032	2,79499
	8	0,0165219	P24	365,1852	0,24374	0,80436

a Recomenda para análise não linear (Método da Carga Fictícia ) gerar a partir das combinações de carga.

# ANEXO IV

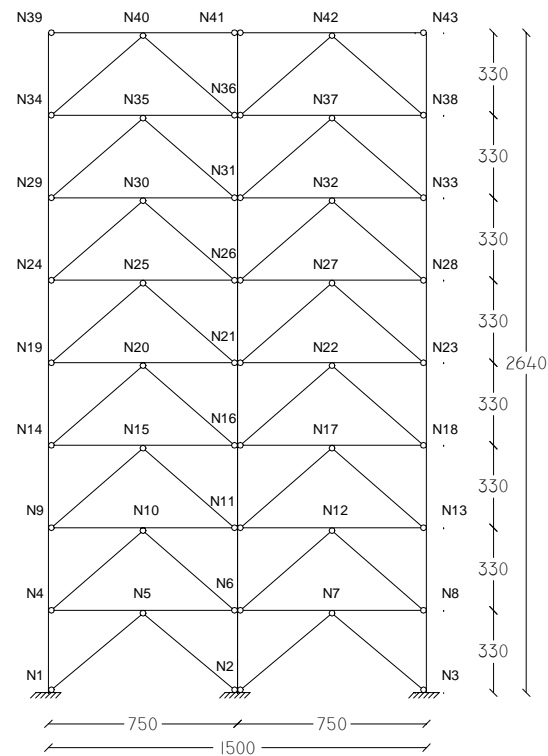
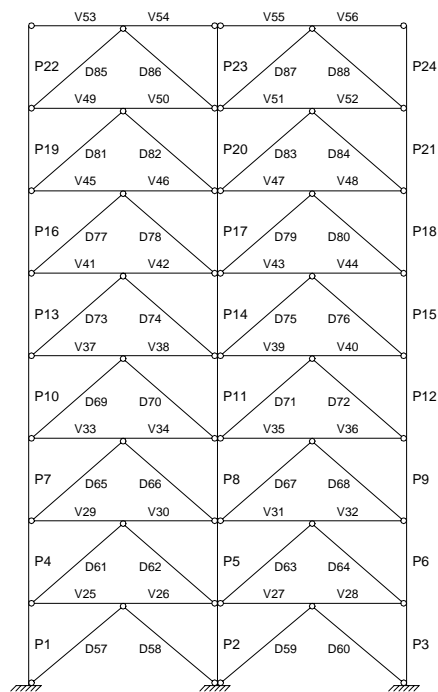
## Modelos



PAVIMENTO TIPO



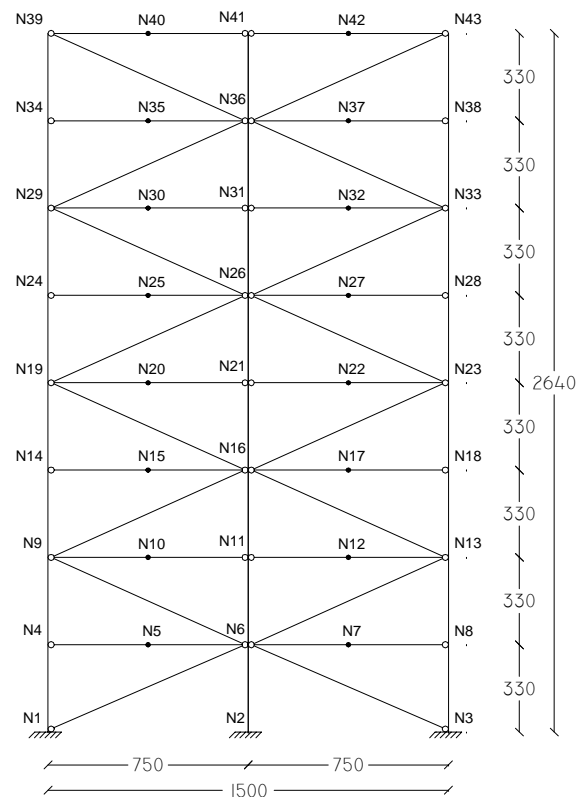
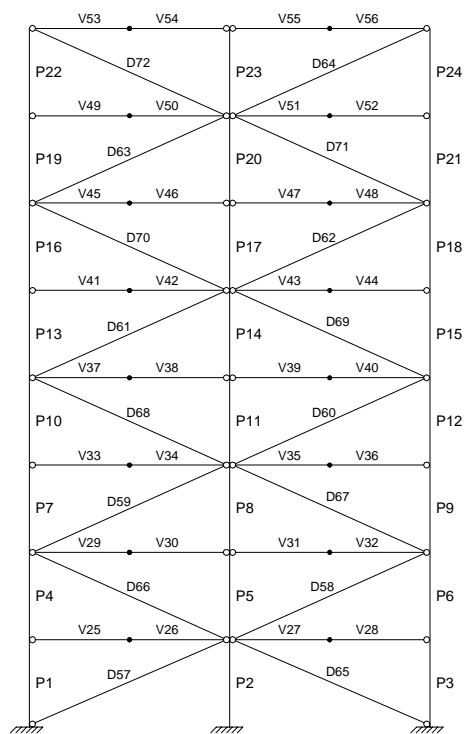
## Pórtico 8 pavimentos rígido



## Pórtico 8 pavimentos contraventado em delta

Legenda:

- Ⓟ - Pilares
- Ⓥ - Vigas
- Ⓣ - Diagonal
- Ⓝ - Nós

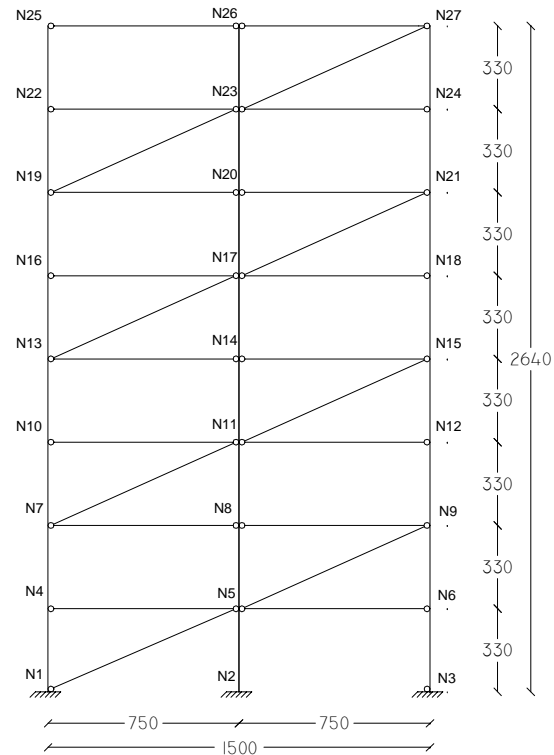
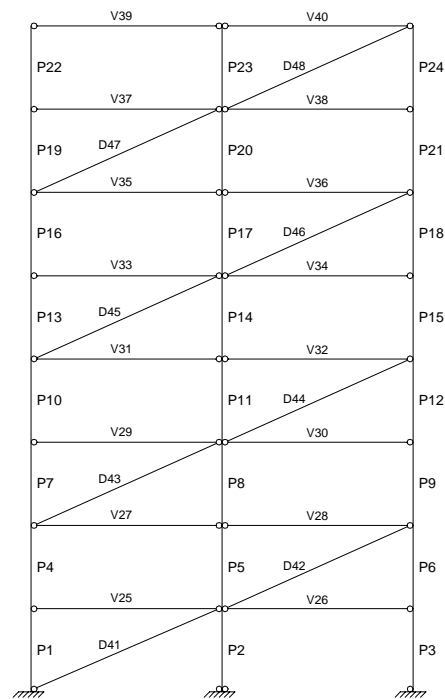


## Pórtico 8 pavimentos contraventado em " X "

Legenda:

- Ⓟ - Pilares
- Ⓥ - Vigas
- Ⓣ - Diagonal

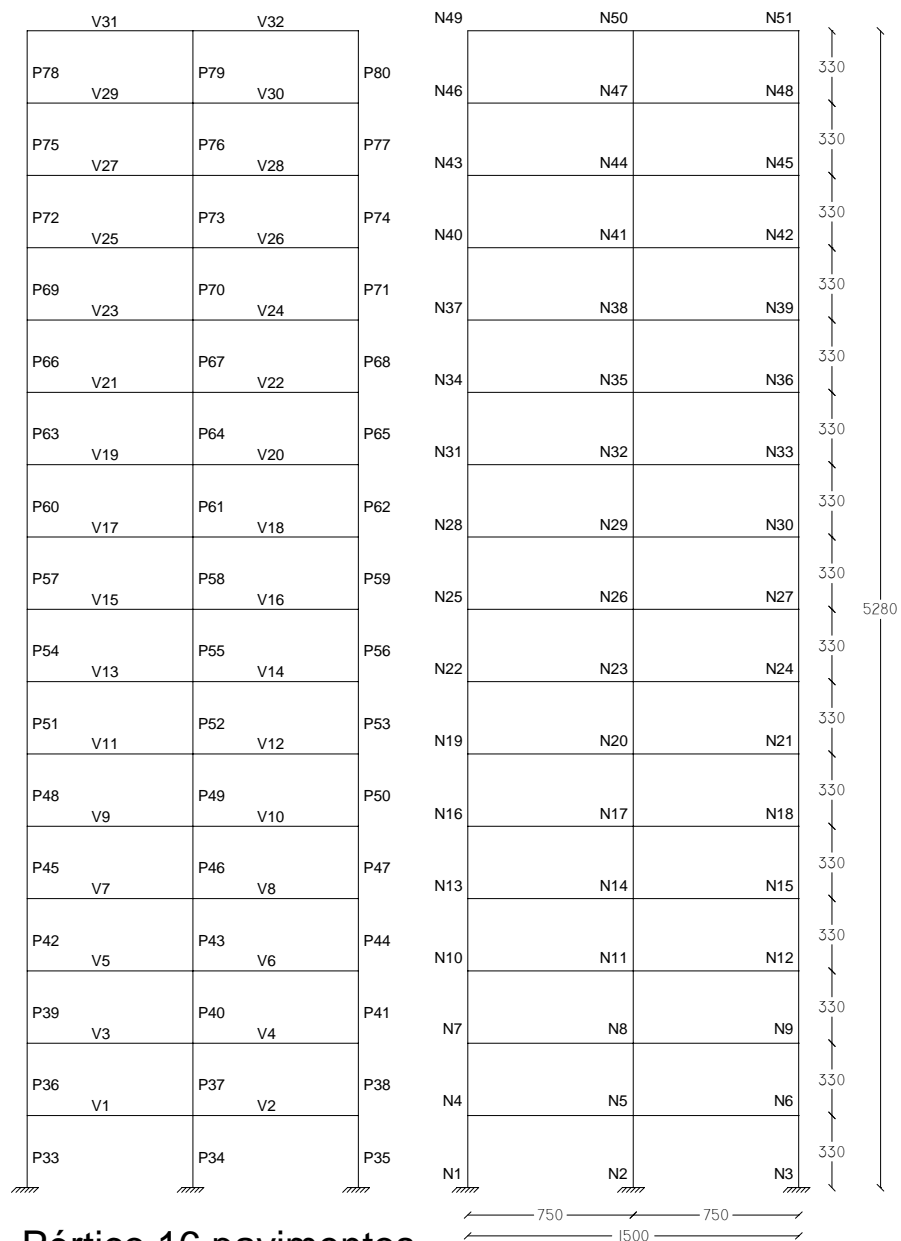




## Pórtico 8 pavimentos contraventado em diagonal

Legenda:

- Ⓟ - Pilares
- Ⓥ - Vigas
- Ⓣ - Diagonal
- Ⓝ - Nós



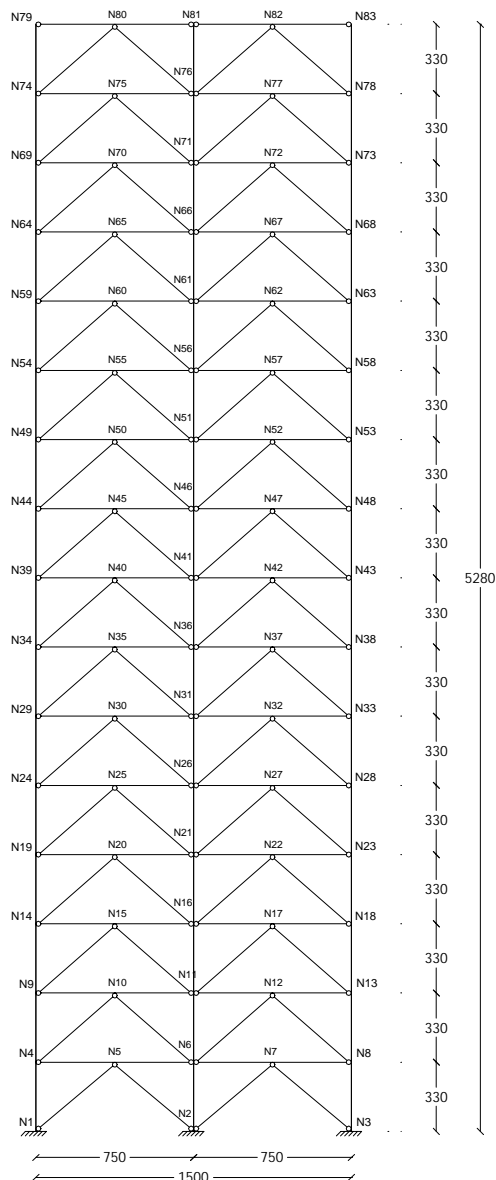
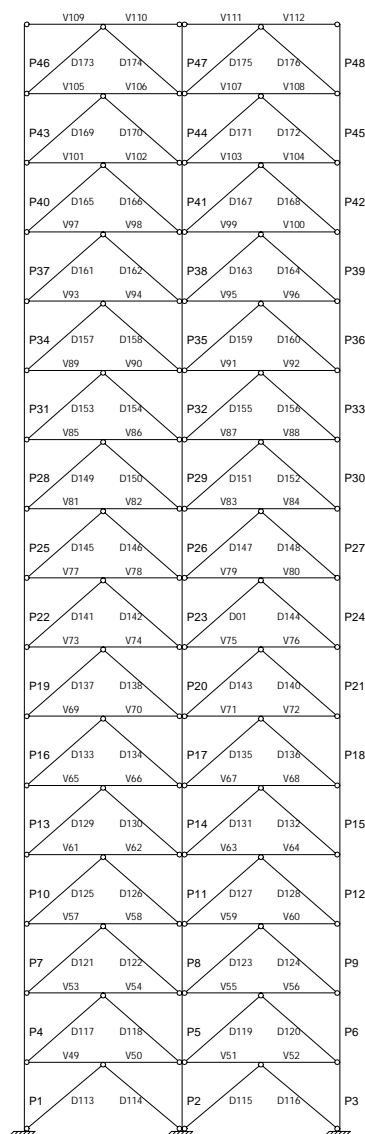
## Pórtico 16 pavimentos rígido

Legenda:

Ⓟ - Pilares

Ⓥ - Vigas

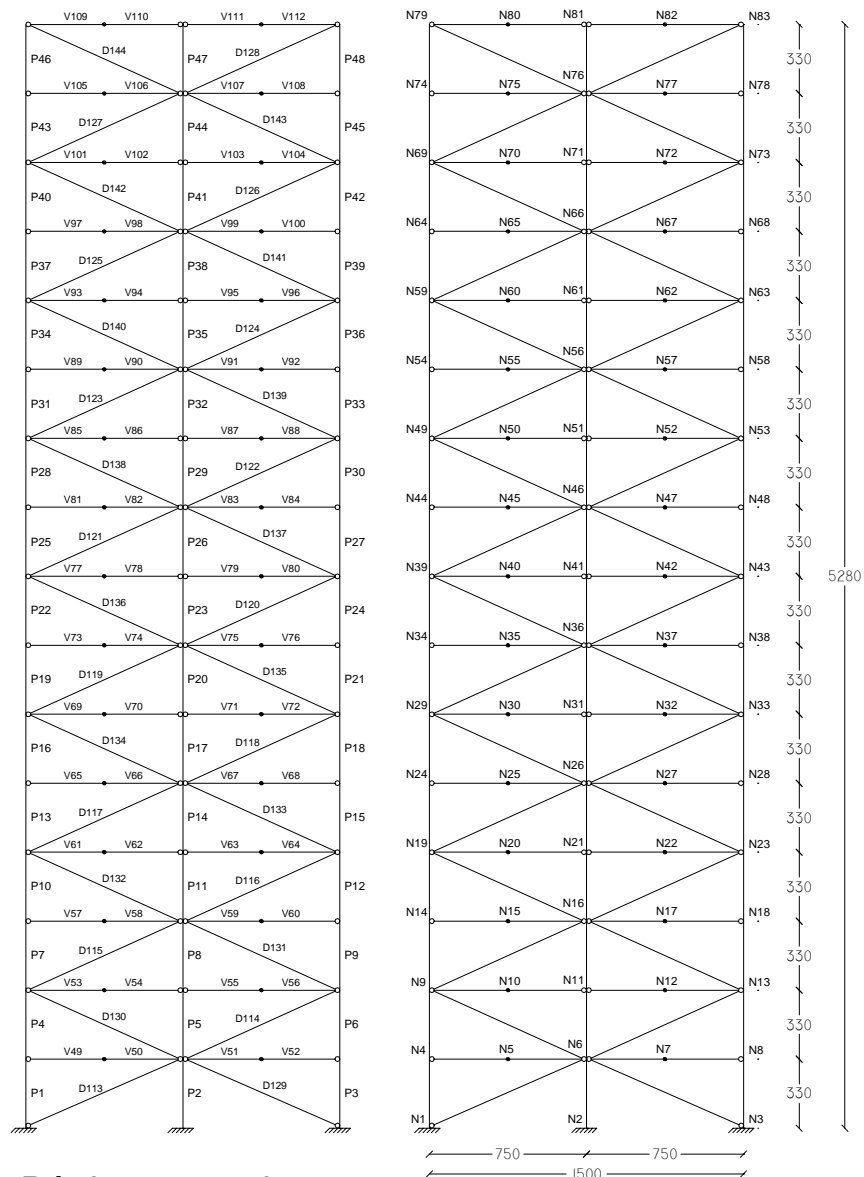
Ⓝ - Nós



## Pórtico 16 pavimentos contraventado em delta

Legenda:

- Ⓟ - Pilares
- Ⓥ - Vigas
- ⓓ - Diagonal
- Ⓝ - Nós

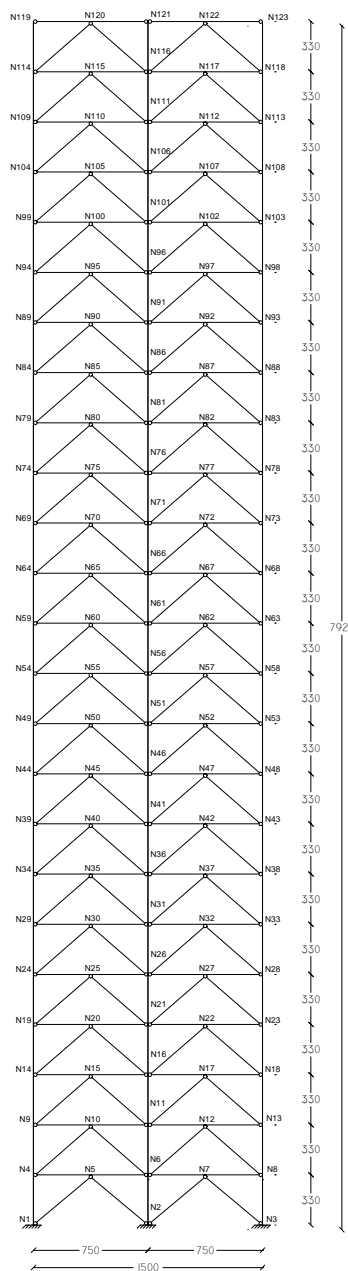
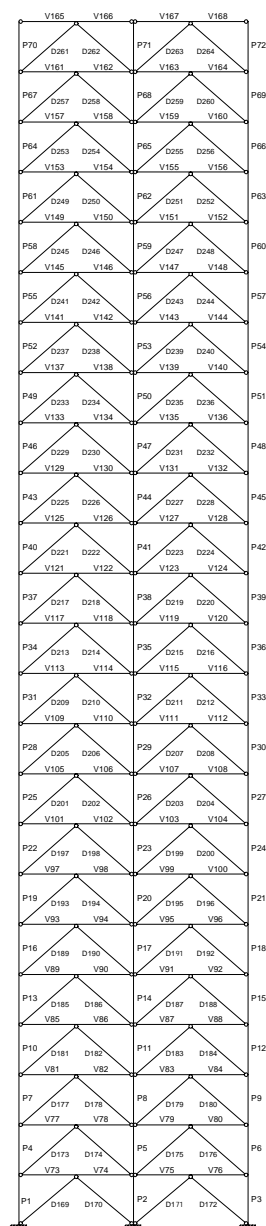


## Pórtico 16 pavimentos contraventado em " X "

Legenda:

- Ⓟ - Pilares
- Ⓥ - Vigas
- Ⓣ - Diagonal
- Ⓝ - Nós

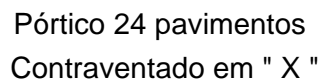




## Pórtico 24 pavimentos contraventado em delta

Legenda:

- Ⓟ - Pilares
- Ⓥ - Vigas
- Ⓣ - Diagonal
- Ⓝ - Nós

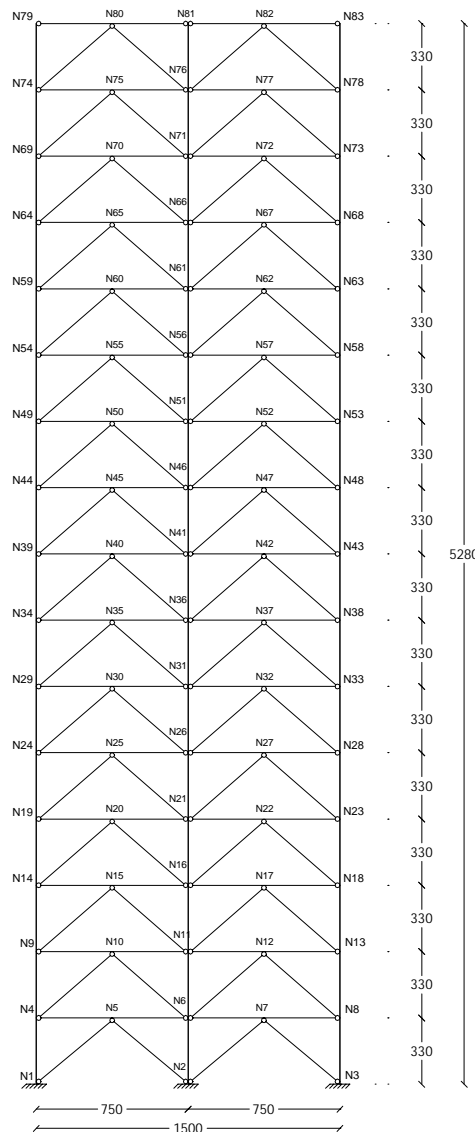
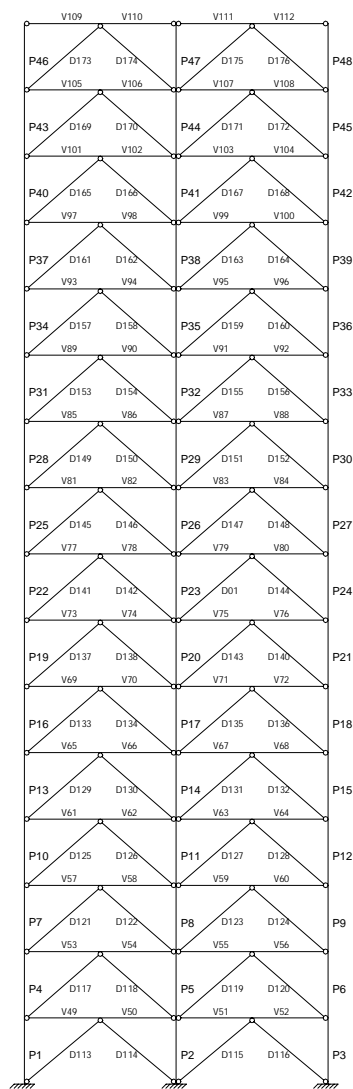


Legenda:

- (P) - Pilares
- (V) - Vigas
- (D) - Diagonal
- (N) - Nós



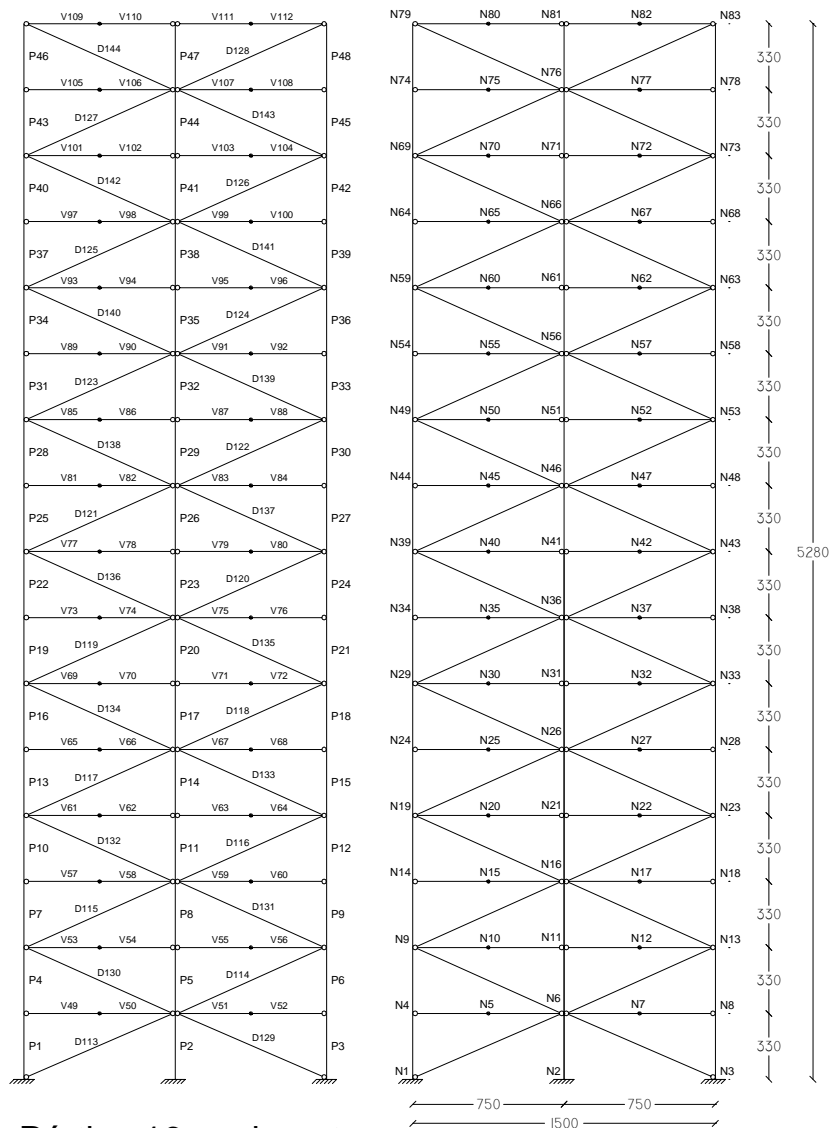




## Pórtico 16 pavimentos contraventado em delta

Legenda:

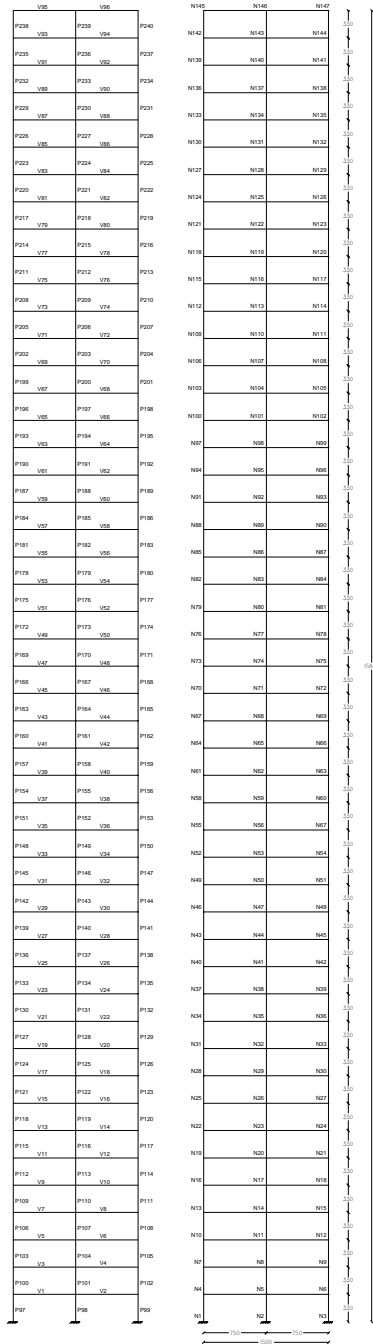
- (P) - Pilares
- (V) - Vigas
- (D) - Diagonal
- (N) - Nós



## Pórtico 16 pavimentos contraventado em " X "

Legenda:

- Ⓟ - Pilares
- Ⓥ - Vigas
- ⓓ - Diagonal
- Ⓝ - Nós



## Pórtico 48 pavimentos rígido

Legenda:  
⊙ - Pilares  
⊗ - Vigas  
⊕ - Nós

# ANEXO V

Resultados do Dimensionamento no  
DESMET (2.05) para o Modelo de 8 Pavimentos

## Modelo Contraventado 'X' 8 pavimento

### Comentários

Emitido em 07/03/02 [15:47:20]

Responsável:

Barra	Perfil	Ag (cm <sup>2</sup> )	Nd (kN)	Mdx (kN.m)	Mdy (kN.m)	VR	VE
P2	CVS 500x180	229,6	3405,90	19560,50	0,00	0,85	0,97
P3	CVS 500x150	190,8	2620,34	15186,63	0,00	0,79	0,90
P10	CVS 300x80	101,4	1080,74	3643,00	0,00	0,60	0,74
P11	CVS 400x103	131,0	2169,79	558,27	0,00	0,75	0,91
P12	CVS 300x80	101,4	1670,23	732,00	0,00	0,76	0,96
P19	CVS 250x47	60,5	559,24	3536,60	0,00	0,69	0,98
P20	CVS 250x56	71,8	954,60	161,51	0,00	0,60	0,95
P21	CVS 250x47	60,5	579,08	279,50	0,00	0,45	0,72
V49	VS 500x86	109,5	123,03	30087,00	0,00	0,90	0,99

Barra	Perfil	Nd (kN)	Ag (cm <sup>2</sup> )	rx (cm)	ry (cm)	Lflx (cm)	Lfly (cm)	Lflz (cm)	Rd (kN)	Nd/Rd
D67C	VS 300x33	402,5	42,29	12,9	4,3	-	438	-	451,4	0,89

## 8 Pavimentos rígido

### Comentários

Emitido em 11/03/02 [15:16:01]

Responsável:

Barra	Perfil	Ag (cm2)	Nd (kN)	Mdx (kN.m)	Mdy (kN.m)	VR	VE
V5	VS 600x125	159,0	85,20	63110,69	0,00	0,94	0,98
V15	VS 600x95	121,0	98,12	27568,49	0,00	0,64	0,70
P18	CVS 550x357	455,5	3958,31	99820,52	0,00	0,83	0,92
P19	CVS 500x204	260,5	2415,12	50803,87	0,00	0,85	0,96
P27	CVS 550x184	233,9	2551,47	41941,88	0,00	0,85	0,95
P28	CVS 500x123	156,5	1429,89	31204,40	0,00	0,85	0,95
P36	CVS 400x87	110,6	1167,30	12452,41	0,00	0,79	0,94
P37	CVS 400x82	105,0	568,77	17181,24	0,00	0,71	0,79

## Modelo contraventado em Delta 8 pavimentos

### Comentários

Emitido em 05/03/02 [15:59:53]

Responsável:

Barra	Perfil	Ag (cm <sup>2</sup> )	Nd (kN)	Mdx (kN.m)	Mdy (kN.m)	VR	VE
P1	CVS 450x141	179,9	1448,97	9892,93	0,00	0,50	0,59
P2	CVS 450x168	214,0	3170,79	10224,89	0,00	0,78	0,93
P3	CVS 450x141	179,9	2585,27	11224,89	0,00	0,80	0,96
P10	CVS 300x80	101,4	1108,85	2685,49	0,00	0,58	0,72
P11	CVS 300x94	119,9	1929,57	233,63	0,00	0,72	0,92
P12	CVS 300x80	101,4	1487,80	173,79	0,00	0,66	0,84
P19	CVS 250x47	60,5	490,45	3847,08	0,00	0,67	0,92
P20	CVS 250x56	71,8	849,37	92,51	0,00	0,53	0,85
P21	CVS 250x47	60,5	510,11	151,58	0,00	0,39	0,63
V28	VS 300x46	58,2	252,07	7755,08	0,00	0,73	0,88
V36	VS 300x46	58,2	273,28	7307,14	0,00	0,72	0,87
V48	VS 300x46	58,2	320,15	7199,53	0,00	0,75	0,93

Barra	Perfil	Nd (kN)	Ag (cm <sup>2</sup> )	rx (cm)	ry (cm)	Lflx (cm)	Lfly (cm)	Lflz (cm)	Rd (kN)	Nd/Rd
D64	VS 200x23	402,2	29,54	8,6	3,1	-	250	-	407,5	0,99
D72	VS 200x23	364,2	29,54	8,6	3,1	-	250	-	407,5	0,89
D84	VS 200x23	292,1	29,54	8,6	3,1	-	250	-	407,5	0,72