

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO  
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL  
MODALIDADE ESTRUTURAS**

**ANÁLISE TRIDIMENSIONAL DE UM SISTEMA DE  
CONTRAVENTAMENTO MISTO APLICADO EM EDIFÍCIOS  
ALTOS**

**por**

**FÁBIO ANDRÉ FRUTUOSO LOPES**

Orientador: Prof. Romilde Almeida de Oliveira

Co-orientador: Prof. Antônio Oscar Cavalcanti da Fonte

**ANÁLISE TRIDIMENSIONAL DE UM SISTEMA DE  
CONTRAVENTAMENTO MISTO APLICADO EM EDIFÍCIOS ALTOS**

**Fábio André Frutuoso Lopes**

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO DA UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO, COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS À OBTENÇÃO DO GRAU DE “MESTRE EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL”.

Aprovada por:

---

Romilde Almeida de Oliveira, D. Sc.  
(Presidente)

---

Luiz Fernando Loureiro Ribeiro, D. Sc.

---

Antônio Oscar Cavalcanti da Fonte, D. Sc.

---

José Inácio de Souza Leão Ávila, Ph.D.

Recife, PE - Brasil

Abril de 2003

## FICHA CATALOGRÁFICA

Lopes, Fábio André Frutuoso

Análise tridimensional de um sistema de contraventamento misto aplicado em edifícios altos / Fábio André Frutuoso Lopes. – Recife: O autor, 2003.

xvi, 118 folhas: il., fig., tab.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Engenharia Civil, 2003.

Inclui bibliografia e apêndices.

1. Engenharia civil – Análise estrutural. 2. Análise estrutural (Engenharia civil) – Sistema de contraventamento misto (Outrigger). 3. Edifícios altos – Conforto humano.  
I. Título.

624.016

CDU (2.ed.)

UFPE

624.171

CDD (21.ed.)

BC2003-349

## **DEDICATÓRIA**

Dedico este trabalho a minha esposa Carla, ao meu filho André Felipe, aos meus pais, José Lopes e Lúcia, e aos meus irmãos, Ricardo, Gustavo e Rodrigo.

## AGRADECIMENTOS

A Deus, que está presente em todas as minhas ações.

Aos meus pais por todo amor, educação, incentivo e apoio constantes.

A minha esposa Carla, por compreender minha ausência e incentivar este trabalho. E ao meu querido filho, André Felipe, a quem muito amo.

Aos meus irmãos, Ricardo, Gustavo e Rodrigo, pela amizade e companheirismo.

Ao Prof. Romilde Almeida, a quem tenho grande admiração e respeito. Agradeço-te profundamente pela dedicação, empenho e apoio concedidos na elaboração deste trabalho e pela disponibilidade e conhecimentos transmitidos durante todo o convívio.

Ao Prof. Fernando Artur por todo o apoio, incentivo, amizade e conhecimentos transmitidos.

Ao Prof. Antônio Oscar pelas importantes informações concedidas e pela pronta disposição em ajudar.

Aos amigos do mestrado pelo coleguismo, em especial ao Prof. Marcelo Franca pelo apoio e amizade.

A CAPES - Fundação Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior, pelo apoio financeiro recebido.

Aos professores do mestrado pelos conhecimentos transmitidos.

A Construtora ANCAR, e as companhias CSN, COSIPA e AÇOMINAS.

À Universidade Católica de Pernambuco por tomar disponível o Laboratório de Computação durante o desenvolvimento desta pesquisa.

## SUMÁRIO

<b>LISTA DE FIGURAS.....</b>	<b>vii</b>
<b>LISTA DE TABELAS.....</b>	<b>x</b>
<b>LISTA DE SÍMBOLOS.....</b>	<b>xi</b>
<b>RESUMO.....</b>	<b>xv</b>
<b>ABSTRACT.....</b>	<b>xvi</b>
<b>CAPITULO 1 – INTRODUÇÃO</b>	
1.1 Considerações iniciais.....	1
1.2 Edifícios em aço: A experiência brasileira.....	6
1.3 Justificativa da pesquisa.....	9
1.4 Objetivos do trabalho.....	11
1.5 Organização do trabalho.....	12
<b>CAPITULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b>	
2.1 Sistemas estruturais.....	14
2.2 O sistema de contraventamento outrigger.....	17
2.3 Análise plana do sistema de contraventamento “outrigger” .....	20
2.3.1 Análise de compatibilidade para 2 - “outriggers” .....	20
2.3.2 Generalização para vários “outriggers” .....	24
2.3.3 Posicionamento ótimo dos “outriggers” .....	24
2.4 O sistema de “outriggers” compensado.....	30
2.5 Estruturas híbridas.....	31
<b>CAPITULO 3 – CARACTERÍSTICAS ESTRUTURAIS DO MODELO ANALISADO</b>	
3.1 Análise estrutural.....	33
3.2 Procedimento de análise do modelo.....	35
3.3 Análise não linear geométrica.....	36

3.4	Descrição do modelo.....	40
3.5	Modelagem dos elementos que compõem a estrutura.....	42
3.5.1	Lajes.....	42
3.5.2	Vigas.....	44
3.5.3	Pilares.....	50
3.5.3.1	Pilares parede de concreto armado.....	50
3.5.3.2	Pilares metálicos.....	51
3.5.4	Diagonais.....	51
3.6	Propriedades físicas dos materiais empregados.....	53
3.6.1	Aço.....	53
3.6.2	Concreto.....	54
3.7	Ações.....	55
3.7.1	Ações permanentes.....	55
3.7.2	Sobrecargas.....	55
3.7.3	Ação do vento.....	55
3.7.4	Imperfeição geométrica global.....	61
3.8	Combinações de ações.....	63
<b>CAPITULO 4 – ANÁLISE DOS RESULTADOS</b>		
4.1	Estrutura adotada.....	66
4.2	Verificação da eficiência do contraventamento misto.....	80
4.3	Comparação com o modelo plano.....	84
4.4	Verificação do conforto humano.....	88
<b>CAPITULO 5 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....</b>		<b>90</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>		<b>92</b>
<b>APÊNDICE 1 .....</b>		<b>95</b>
<b>APÊNDICE 2.....</b>		<b>113</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1	Edifício Martinelli (a) e Edifício “A Noite” (b).....	1
Figura 1.2	Gradiente da ação do vento sobre terrenos com diferentes rugosidades para valores máximos de 160 km/h.....	3
Figura 1.3	Estimativa do consumo de aço em função da altura.....	4
Figura 1.4	Edifício Palácio do Comércio (a) e Edifício Avenida Central (b).....	7
Figura 1.5	Exemplo de estruturas híbridas: Hotel Caesar Park São Paulo International Airport (a) e Mondial Airport Business (b).....	8
Figura 1.6	Orla de Boa Viagem (elevada concentração de prédios altos).....	9
Figura 2.1	Treliças em andares alternados.....	14
Figura 2.2	Sistemas de contraventamento para edificações estruturadas em aço.....	16
Figura 2.3	Sistema de contraventamento “outrigger”.....	17
Figura 2.4	Representação gráfica da influência do outrigger no topo da estrutura...18	
Figura 2.5	Exemplos de edifícios que utilizam o sistema de contraventamento “outrigger”: Dominion Center (a), First Wisconsin Center (b) e IDS Building Center (c).....	19
Figura 2.6	Estrutura com 2- “outriggers”.....	20
Figura 2.7	Inércia real (a) e equivalente (b) do “outrigger”.....	22
Figura 2.8	Representação gráfica da eficiência do “outrigger” na diminuição do momento fletor na base da parede diafragma.....	23
Figura 2.9	Curvas para obtenção do posicionamento ótimo dos “outriggers”: 1- “outrigger” (a), 2- “outriggers” (b), 3- “outriggers” (c) e 4- “outriggers” (d).....	26
Figura 2.10	Influência do posicionamento de 1- “outrigger” no deslocamento lateral de um edifício estruturado em aço com 50 andares.....	27
Figura 2.11	Influência do posicionamento de 2- “outriggers” no deslocamento lateral de um edifício estruturado em aço com 50 andares.....	27
Figura 2.12	Eficiência dos “outriggers” em função do valor de $\omega$ : redução do deslocamento lateral (a) e redução do momento fletor (b).....	28
Figura 2.13	Sistema de “outrigger” convencional e compensado.....	30
Figura 2.14	Sistema de estabilidade misto, composto por núcleos de concreto e contraventamentos metálicos.....	32
Figura 3.1	Efeitos de 2ª ordem localizados.....	36
Figura 3.2	Pilar sob ações combinadas.....	38



Figura 3.3	Planta de fôrma do pavimento tipo.....	40
Figura 3.4	Vista frontal [Plano XZ] (a); Corte AA do modelo (b) e Vista lateral [Plano YZ] (c).....	41
Figura 3.5	Laje com forma de aço incorporada apoiada sobre uma viga mista.....	42
Figura 3.6	Representação do diafragma rígido.....	43
Figura 3.7	Viga mista.....	44
Figura 3.8	Seção homogênea para cálculo em regime elástico.....	46
Figura 3.9	Trechos rígidos.....	50
Figura 3.10	Sistemas de contraventamento metálico.....	51
Figura 3.11	Pressão dinâmica obtida através do modelo contínuo simplificado e através da pressão dinâmica com velocidade média sobre 3 segundos...	57
Figura 3.12	Excentricidades adotadas nas direções X e Y para simular o carregamento de vento agindo obliquamente a estas direções.....	60
Figura 3.13	Imperfeições geométricas globais.....	62
Figura 4.1	Verificação do deslocamento lateral do edifício na direção X (NBR 8800).....	68
Figura 4.2	Verificação do deslocamento lateral do edifício na direção Y (NBR 8800).....	69
Figura 4.3	Verificação do deslocamento lateral do edifício na direção X (NBR 6118).....	70
Figura 4.4	Verificação do deslocamento lateral do edifício na direção Y (NBR 6118).....	70
Figura 4.5	Relação (2ª ordem / 1ª ordem) entre os deslocamentos globais na direção X.....	71
Figura 4.6	Relação (2ª ordem / 1ª ordem) entre os deslocamentos globais na direção Y.....	71
Figura 4.7	Momento fletor do pilar P10 em torno do eixo global X.....	72
Figura 4.8	Momento fletor do pilar P10 em torno do eixo global Y.....	72
Figura 4.9	Momento fletor do pilar P4 em torno do eixo X.....	73
Figura 4.10	Momento fletor do pilar P17 em torno do eixo Y.....	74
Figura 4.11	Esforço axial do pilar P10 com o vento atuando na direção Y.....	74
Figura 4.12	Esforço axial do pilar P4 com o vento atuando na direção Y.....	75
Figura 4.13	Esforço axial do pilar P17 com o vento atuando na direção X.....	76
Figura 4.14	Esforço axial do pilar P4 decorrente dos casos de carga CP, SC e VY...	76
Figura 4.15	Comparação da relação (2ª ordem / 1ª ordem) dos momentos fletores em torno do eixo global Y com o $\gamma_z$ no pilar P10.....	78

Figura 4.16	Comparação da relação (2ª ordem / 1ª ordem) dos momentos fletores em torno do eixo global X com o $\gamma_z$ no pilar P10.....	78
Figura 4.17	Comparação dos momentos fletores em torno do eixo global X entre as análises globais de 1ª ordem e de 2ª ordem.....	79
Figura 4.18	Comparação entre os deslocamentos na direção do eixo global Y nas estruturas com e sem “outriggers”.....	80
Figura 4.19	Comparação dos momentos fletores em torno do eixo global X nas estruturas com e sem “outriggers”.....	80
Figura 4.20	Comparação dos esforços axiais dos pilares metálicos posicionados na região de sotavento com o vento agindo na direção Y nas estruturas com e sem os cintamentos.....	81
Figura 4.21	Comparação dos deslocamentos laterais na direção global X nas estruturas com e sem cintamentos.....	82
Figura 4.22	Comparação dos deslocamentos laterais na direção global Y nas estruturas com e sem cintamentos.....	82
Figura 4.23	Comparação dos esforços cortantes atuantes no pilar 10 nas estruturas com e sem “outriggers” e cintamentos.....	83
Figura 4.24	Comparação das rotações em torno do eixo global X no pilar 10 nas estruturas com e sem “outriggers” e cintamentos.....	83
Figura 4.25	Comparação dos deslocamentos laterais (direção Y) no topo do edifício obtidos através das análises plana e tridimensional.....	86
Figura 4.26	Comparação dos momentos fletores em torno de X no P10 para os diversos modelos.....	87

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1.1	Sistema de contraventamento das estruturas em aço.....	3
Tabela 1.2	Os dez edifícios mais altos do mundo (até 11/09/2001).....	5
Tabela 2.1	Indicação dos sistemas estruturais segundo VASCONCELLOS FILHO....	13
Tabela 2.2	Principais grupos dos sistemas estruturais de edifícios estruturados em aço.....	15
Tabela 3.1	Valores do módulo de elasticidade longitudinal inicial, longitudinal secante, e transversal.....	54
Tabela 3.2	Parâmetros atribuídos ao modelo para determinação do carregamento do vento.....	54
Tabela 3.3	Força nodal decorrente do carregamento de vento aplicado em cada laje na direção X.....	58
Tabela 3.4	Força nodal decorrente do carregamento de vento aplicado em cada laje na direção Y.....	59
Tabela 3.5	Combinações últimas de carregamento adotadas no modelo.....	63
Tabela 3.6	Valores máximos recomendados pela NBR 8800 para as deformações horizontais decorrentes da ação do vento em edifícios não industriais...	64
Tabela 3.7	Combinações de serviço adotadas através da NBR 6118/2001.....	65
Tabela 4.1	Perfis metálicos adotados nas vigas mistas.....	66
Tabela 4.2	Perfis metálicos adotados nos pilares.....	67
Tabela 4.3	Perfis metálicos adotados nas diagonais.....	67
Tabela 4.4	Resumo do consumo de material utilizado no modelo.....	67
Tabela 4.5	Valores máximos de esforço axial e de momento fletor para os casos de carregamento último nos pilares P10, P4 e P17.....	77
Tabela 4.6	Descrição das estruturas modeladas para comparar com o modelo plano....	84
Tabela 4.7	Comparação dos momentos fletores “absorvidos” pelos “outriggers” e deslocamentos laterais no topo do edifício entre as análises plana e tridimensional.....	85
Tabela 4.8	Esforços de momento fletor na base do pilar parede P10 para os diversos modelos adotados.....	86
Tabela 4.9	Limites de graus de conforto, segundo CHANG [17].....	89
Tabela 4.10	Verificação do conforto para os modos de vibração da estrutura.....	89

## LISTA DE SÍMBOLOS

### Letras gregas

- $\alpha$  Parâmetro adimensional que representa a rigidez axial relativa dos pilares metálicos do contomo em relação ao núcleo
- $\beta$  Parâmetro adimensional que representa a rigidez à flexão relativa dos “outriggers” em relação ao núcleo
- $\Delta_{ef}$  Eficiência do sistema “outrigger” quanto à redução de deslocamento lateral no topo da estrutura
- $\Delta H_i$  Carga horizontal fictícia atuante em cada pavimento
- $\Delta H_o$  Incremento à força horizontal (H)
- $\Delta M_{tot,d}$  Soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem
- $\Delta_o$  Deslocamento lateral decorrente da força horizontal (H); Deslocamento horizontal no topo do edifício
- $\Delta_u$  Deslocamento horizontal final (P-delta)
- $\Delta_c$  Máxima redução de deslocamento lateral proporcionado pelo sistema de “outrigger” no topo da estrutura
- $\gamma$  Fator de flexibilidade
- $\gamma_a$  Peso específico do aço
- $\gamma_c$  Peso específico do concreto
- $\gamma_g$  Coeficiente de ponderação das ações permanentes
- $\gamma_q$  Coeficiente de ponderação das ações variáveis
- $\gamma_z$  Parâmetro de instabilidade e majorador dos esforços de 1ª ordem
- $\nu$  Coeficiente de Poisson
- $\theta$  Rotação dos “outriggers”
- $\theta_{1min}$  Desaprumo mínimo admitido para estruturas de nós móveis
- $\theta_a$  Desaprumo admitido para os elementos verticais
- $\omega$  Frequência natural de vibração; Parâmetro adimensional função de  $\alpha$  e  $\beta$
- $\xi$  Coeficiente de amplificação dinâmica

$\Psi_j$	Fator de combinação
$\zeta$	Razão de amortecimento crítico

### **Letras romanas maiúsculas**

A	Área de aço do perfil
$A_c$	Área da seção transversal dos pilares metálicos do contorno
B	Dimensão horizontal perpendicular à direção do vento
$C_a$	Coefficiente de arrasto
$C_h$	Consumo de aço devido ao carregamento horizontal
$C_t$	Consumo total de aço
$C_v$	Consumo de aço devido ao carregamento vertical
D	Dimensão horizontal paralela à direção do vento
E	Módulo de elasticidade do material
$E_c$	Módulo de elasticidade do concreto
$E_c$	Módulo de elasticidade inicial do concreto
$E_{cs}$	Módulo de elasticidade secante do concreto
$E_s$	Módulo de elasticidade do aço
$F_d$	Forças nodais decorrentes do carregamento de vento
$F_{gik}$	Ações permanentes diretas
$F_{q1k}$	Ação variável principal
$F_{qjk}$	Demais ações variáveis
$f_y$	Tensão de escoamento do aço
G	Módulo de elasticidade transversal
h	Altura da alma do perfil metálico; Altura do pilar exemplo (P-delta)
H	Altura total da parede diafragma; Força horizontal (P-delta)
I	Momento de inércia da parede diafragma
$I_a$	Momento de inércia da seção da viga de aço isolada
$I_c$	Momento de inércia da seção bruta de concreto
$I_{ef}$	Momento de inércia da seção da viga mista com interação parcial
$I_o$	Momento de inércia à flexão dos “outriggers”
$I_t$	Máxima inércia à flexão obtida pelo sistema “outrigger”
$I_{tr}$	Momento de inércia da seção da viga mista homogeneizada

L	Altura da edificação
$L_x$	Dimensão da edificação paralela à direção X
$L_y$	Dimensão da edificação paralela à direção Y
$M_1$	Momento absorvido pelo “outrigger” 1
$M_{1,tot,d}$	Momento de tombamento, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura
$M_2$	Momento absorvido pelo “outrigger” 2
$M_c$	Máxima redução de momento fletor proporcionada pelo sistema de “outriggers” na base da parede diafragma
$M_{ef}$	Eficiência do sistema “outrigger” quanto à redução de momento fletor
$M_f$	Momento final (P-delta)
$M_g$	Momento fletor devido às ações aplicadas antes da resistência do concreto atingir $0,75f_{ck}$
$M_l$	Momento fletor devido às ações aplicadas depois da resistência do concreto atingir $0,75f_{ck}$
$M_o$	Esforço de momento fletor na base do pilar exemplo (P-delta)
$M_x$	Esforço de momento fletor do pilar parede
P	Carga nodal aplicada na extremidade do “outrigger”; Força vertical (P-delta)
$P_m$	Probabilidade de ser excedido pelo menos uma vez em m anos
$Q_1$	Ação variável predominante para o efeito analisado
$Q_j$	Demais ações variáveis
$Q_n$	Somatório das resistências dos conectores de cisalhamento situados entre a seção de momento máximo e a seção adjacente de momento nulo
$S_1$	Fator topográfico
$S_3$	Fator estatístico
$T_1$	Período fundamental da estrutura
V	Carga vertical nominal total aplicado em cada pavimento
$V_o$	Velocidade básica do vento
$V_p$	Velocidade de projeto do vento
$W_a$	Módulo resistente inferior da seção da viga de aço
$W_{ef}$	Módulo resistente da viga mista com interação parcial
$W_{tri}$	Módulo resistente inferior da seção mista

**Letras romanas minúsculas**

$a_j$	Aceleração do deslocamento ( $u_j$ ) no nível $z$ devido à resposta flutuante do vento no modo $j$
$b$	Parâmetro meteorológico; Largura efetiva da laje
$d$	Distância horizontal entre as linhas de centro dos pilares de fachada
$e$	Excentricidade em relação ao eixo vertical geométrico
$f_i$	Frequência própria do sistema
$k$	Rigidez da peça
$l$	Comprimento do “outrigger”
$m$	Massa da peça
$m_r$	Período de recorrência
$n$	Número de prumada de pilares
$p$	Parâmetro meteorológico
$q_d$	Pressão dinâmica do vento
$t_c$	Espessura da laje de concreto
$t_w$	Espessura da alma do perfil metálico
$u_j$	Deslocamento lateral devido à resposta flutuante do vento
$w$	Intensidade do carregamento horizontal uniformemente distribuído
$x_1$	Distância do topo até o “outrigger” 1
$x_2$	Distância do topo até o “outrigger” 2
$y$	Translação na direção e sentido do carregamento nodal (P)
$z_r$	Altura de referência

## RESUMO

LOPES, F. A. F. (2003). **Análise tridimensional de um sistema de contraventamento misto aplicado em edifícios altos**. Recife, 2003, 118p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco (UFPE)

Este trabalho tem por objetivo analisar um sistema de contraventamento misto, composto por treliças passantes, também conhecidas como “outriggers”, unidas rigidamente a pilares parede. A análise tridimensional foi efetuada através do método dos elementos finitos num edifício com 50 pavimentos, com pilares metálicos de aço com alta resistência (AR-345) no contorno da edificação e pilares parede de concreto armado no centro da mesma. Para as lajes foi admitido o comportamento de diafragma rígido, onde a contribuição de sua rigidez à flexão foi considerada pelas vigas mistas, sendo estas vigas e os pilares, modelados por elementos de barra. O pré-dimensionamento dos elementos metálicos foi realizado de acordo com a NBR 8800. Os resultados obtidos pelos estados limites de utilização, considerando os casos de carregamento: peso próprio, sobrecarga, desaprumo e vento, permitiram avaliar a eficiência das treliças passantes através da redução dos deslocamentos laterais e dos momentos fletores, bem como, avaliar os cintamentos localizados nos níveis de posicionamento dos “outriggers”, através da redistribuição dos esforços axiais nos pilares metálicos. Apresenta-se, também, uma comparação dos resultados obtidos por meio das análises tridimensionais com o modelo plano simplificado encontrado na literatura técnica. Conclui-se que o sistema de contraventamento adotado no modelo proposto apresentou-se adequado quanto aos deslocamentos limites e ao conforto humano estabelecidos pela NBR 8800, NBR 6123 e pelo projeto de revisão da NBR 6118/2001, e que os cintamentos modelados, além de proporcionar reduções nos esforços axiais dos pilares metálicos mais solicitados, caracterizam o sistema de contraventamento vertical principal na direção secundária. Para as comparações realizadas entre as análises tridimensionais e o modelo simplificado, verificou-se que os resultados dos esforços de momentos fletores apresentaram diferenças menores do que os deslocamentos laterais da edificação.

Palavras chaves: Contraventamento Misto, Outriggers, Edifícios Altos, Conforto Humano.



**ABSTRACT**

LOPES, F. A. F. (2003). **Three-dimensional analysis of a mixed bracing system used in tall buildings**. Recife, 2003, 118p. Dissertation (Master of Sciences) – Federal University of Pernambuco (UFPE)

The objective of this work is to analyze a mixed bracing system formed by passing trusses (outriggers) rigidly connected to stiff columns. It was performed three-dimensional analyses in a fifty storey building with high strength steel columns made with high resistance steel (AR-345) in periphery and reinforced concrete stiff columns in the core. A diaphragm behavior was admitted for the slabs and their flexural stiffness was taken into account through the composite beams modeled, as well as the columns, with beam elements. The design of the steel members was done in accordance to Brazilian Code NBR 8800. The results obtained in ultimate stages for the loading studied (dead load, live load, drift angle and wind) allowed to observe the efficiency of the passing trusses in the decrease of horizontal displacements and bending moments and made it possible to understand the importance of the belt trusses placed on the levels where the outriggers were located. It is presented, also, a comparison between the results from the 3-d analyses with simplified plane methods available in literature. One can conclude that the bracing system studied showed good behavior regarding the displacements limits and the human comfort demanded by Brazilian Codes. The belt trusses, besides providing decrease in axial forces of high demanded steel columns, characterize the system of main vertical braced in the secondary direction. It was verified in the comparisons performed that bending moments from 3-d analyses showed lesser differences than the horizontal displacements of the building, when compared to those from simplified methods.

**Keywords:** Composite Bracing, Outriggers, Tall Building, Human Comfort

# CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO

---

## 1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

As construções altas sempre acompanharam o homem ao longo da história. No antigo Egito, as pirâmides do Cairo demonstravam o poder dos faraós, as catedrais góticas buscavam alcançar o poder de Deus, e na idade moderna os arranha-céus surgiram como símbolo de riqueza e poder.

Segundo VASCONCELOS [40], o primeiro arranha-céu do mundo foi erguido na cidade de Chicago em estrutura metálica com 10 pavimentos, entre 1883 e 1885, trata-se do “Home Insurance Building”. Ainda hoje, os maiores edifícios do mundo são estruturados totalmente ou parcialmente com estrutura metálica.

Em 1916, de acordo com BORGES [14], terminava a construção do primeiro arranha-céu nacional na cidade de São Paulo, trata-se do edifício Guinle, contendo 8 andares e possuindo estrutura de concreto armado. Logo depois, em 1929, é inaugurado também em São Paulo, o prédio Martinelli com 30 andares, considerado o verdadeiro arranha-céu do Brasil e da América Latina, e por volta de 1930, o edifício “A Noite”, no Rio de Janeiro, com 22 andares.

Durante o período de 1961 a 1964, foi construído o edifício Itália, também na capital paulista, com 45 andares e 151 m de altura, sendo considerado até 1962 o maior edifício estruturado em concreto armado do mundo [40].



(a)



(b)

Figura 1.1 – Edifício Martinelli (a) e Edifício “A Noite” (b)

[Ref. <http://www.sampacentro.com.br/edificiomartinelli/> e <http://www.inpi.gov.br/inpi/conteudo/edificio2.htm/>]

Desta data até os dias atuais, a altura dos edifícios no Brasil não teve grande crescimento, estando hoje a altura média dos edifícios altos construídos nos grandes centros urbanos, próximo dos 150 metros (50 andares). Comparando esta faixa de altura com os edifícios altos existentes nos países desenvolvidos, seu crescimento torna-se ainda mais discreto.

As causas desta diferença, podem ser atribuídas, segundo BORGES [14], à revolução industrial tardia do Brasil diante da Inglaterra e dos Estados Unidos, que é retratada pela produção defasada do aço no início do século XX, decorrente da inexistência de combustível adequado para promover a produção do aço em larga escala. Desta maneira, o material concreto teve a oportunidade de se desenvolver no Brasil com pouca concorrência, já que para produzir uma edificação estruturada em aço no país era necessário importar as peças metálicas.

A tendência atual dos grandes centros urbanos é que os edifícios sejam cada vez mais altos e esbeltos, em decorrência de vários fatores, como: terrenos caros e escassos, infra-estrutura urbana localizada, proximidade dos centros urbanos, capacidade de abrigar um número maior de ambientes em espaço de terrenos cada vez menores, etc. Estes fatores, juntamente com a elevada valorização e facilidade de vendas de imóveis em determinadas áreas, tornam-se incentivos para os construtores utilizarem a área construída máxima permitida pelos órgãos responsáveis, com a finalidade de distribuir o custo do terreno pelo número máximo de pavimentos permitido.

A classificação dos edifícios como alto ou baixo é bastante relativa. As pessoas tendem a classificar os maiores edifícios até então construídos como altos, e assim com o passar do tempo, à medida que edifícios mais altos vão sendo construídos, os menores que até pouco tempo eram chamados de arranha-céus deixam de serem vistos desta maneira. Com isto, a melhor forma, do ponto de vista estrutural, de classificar os edifícios não é através da altura ou número de pavimentos, mas sim, através da predominância dos esforços, ou seja, os edifícios são classificados como altos quando a ação horizontal torna-se fator predominante na escolha e dimensionamento dos elementos estruturais.

Como o efeito da ação do vento eleva-se rapidamente com o aumento da altura, e associando esta elevação ao crescimento da esbeltez dos edifícios altos, estes tendem a apresentar deslocamentos que comprometem o conforto e/ou a estabilidade quando não dimensionados adequadamente. Como a função principal das estruturas é suportar todas as solicitações a que possam estar expostas, garantindo o conforto dos ocupantes, assim

como sua integridade física e forma espacial da edificação, torna-se necessário à escolha correta do arranjo estrutural, de maneira a garantir à estrutura o desenvolvimento do papel a que se destina.

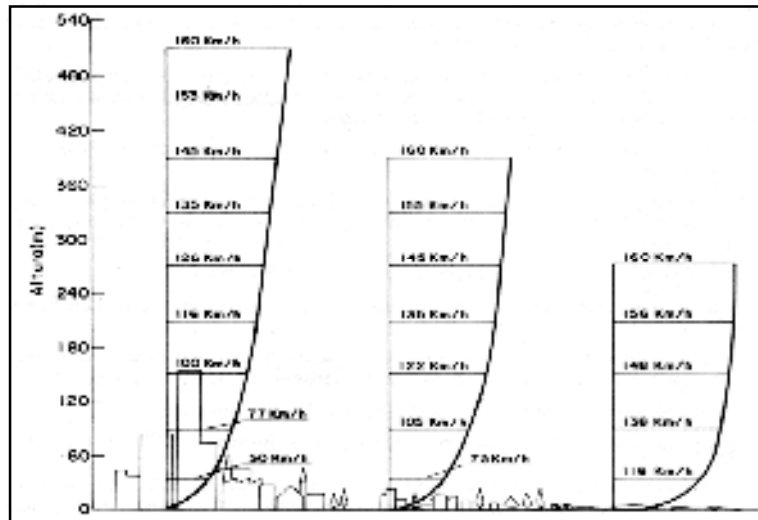


Figura 1.2 – Gradiente da ação do vento sobre terrenos com diferentes rugosidades para valores máximos de 160 km/h [Ref. 1]

Os sistemas estruturais de contraventamento são os grandes responsáveis pela segurança das estruturas de edifícios altos, sendo formados pelos elementos que as compõem ou mesmo por seus arranjos. Baseado nisso, tem-se realizado pesquisas sobre a tipologia das estruturas, cujo objetivo principal é determinar a melhor maneira de concebê-las tecnicamente em função de sua altura. Segue na Tabela 1.1, um resumo comparativo apresentado por MARGARIDO [28], mostrando as diversas soluções dos edifícios estruturados em aço, para empreendimentos residenciais e comerciais.

Tabela 1.1 – Sistema de contraventamento das estruturas em aço

ESTRUTURA EM AÇO	SISTEMA ESTRUTURAL		Nº DE ANDARES
	Edif. Residencial	Edif. Comercial	até 30
	Núcleo	Núcleo	
	Septos e Treliças	Septos e Treliças	de 30 a 45
	Septos com treliças passantes	Septos com Treliças passantes	de 45 a 60
	-	Tubos	de 60 a 90
-	Tubo múltiplo Treliças periféricas	de 90 a 110	

Verifica-se que uma das principais características diferenciais entre os edifícios residenciais e o público de escritórios, é que o primeiro tem espaços bem divididos, permitindo com mais facilidade a utilização dos painéis metálicos, enquanto que no segundo caso, os pavimentos tendem a ser formados por lajes abertas de grandes dimensões, sem divisões permanentes.

A escolha da forma estrutural, depende não apenas da altura da edificação, mas sim, de um conjunto de características peculiares dos edifícios. Os materiais e métodos de construção disponíveis no local, o tratamento dado à fachada do edifício, a intensidade das ações horizontais e o tipo de empreendimento, são fatores que devem ser analisados em conjunto. Mas o fator predominante para a escolha do sistema de contraventamento é a ação horizontal do vento.

Segundo MARGARIDO [28], podemos verificar através da Figura 1.3, o consumo de aço por metro quadrado dos edifícios estruturados em aço, em função da altura da edificação, decorrente das ações horizontais e verticais.

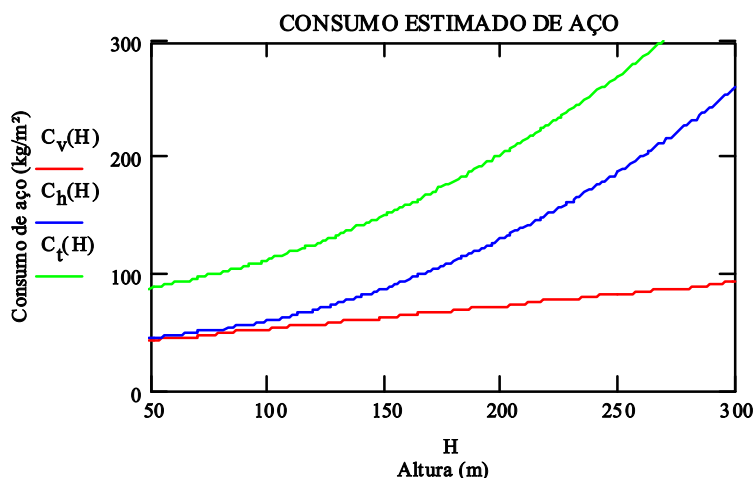


Figura 1.3 - Estimativa do consumo de aço em função da altura

$$C_v = 0.20H + 33.00 \quad (\text{Consumo de aço devido ao carregamento vertical})$$

$$C_h = 0.0029H^2 - 0.16H + 47 \quad (\text{Consumo de aço devido ao carregamento horizontal})$$

$$C_t = C_v + C_h \quad (\text{Consumo total de aço})$$

*Obs.: Os dados foram extraídos de edifícios executados*

Verifica-se assim, que quanto mais alta for a edificação mais importante torna-se a adoção da escolha adequada do sistema de contraventamento para resistir à ação do vento, não só para reduzir o consumo de aço, mas também, para simplificar a fabricação, o transporte e a montagem das estruturas metálicas.

A Tabela 1.2 apresenta os dez edifícios mais altos do mundo até 11 de setembro de 2001.

Tabela 1.2 – Os dez edifícios mais altos do mundo (até 11/09/2001) [ref. 18]

<b>Edifício</b>	<b>Altura (m)</b>	<b>Ano de construção</b>
1° e 2° - As duas torres gêmeas Petronas, Kuala Lumpur (Malásia)	452	1997
3° - Torre Sears, Chicago (EUA)	442	1974
4° - Torre Jin Mão, Shanghai (China)	421	1998
5° - World Trade Center I, New York (EUA)	417	1972
6° - World Trade Center II, New York (EUA)	415	1973
7° - Empire State Building, New York (EUA)	381	1931
8° - Central Plaza, Hong Kong (China)	374	1992
9° - Banco da China, Hong Kong (China)	369	1989
10° - Emirates Towers One, Dubai (UAE)	354	1999

## 1.2 EDIFÍCIOS EM AÇO: A EXPERIÊNCIA BRASILEIRA

O principal fator que retardou o desenvolvimento do aço na construção civil brasileira durante a primeira metade do século XX, foi a demora na criação das siderúrgicas em território nacional. Isto gerou uma grande dificuldade no fornecimento de perfis estruturais, que tinham de ser importados, e fez com que o aço se tornasse inviável tanto técnica como economicamente para a indústria da construção civil durante este período.

De acordo com DIAS [20], as primeiras obras em aço estavam vinculadas à construção das estradas de ferro no Brasil. Eram estações ferroviárias e pontes de aço importadas da Inglaterra ainda no tempo do império. O primeiro edifício construído com aço importado no país foi inaugurado em 18 de maio de 1850, em Recife-PE, trata-se do Teatro de Santa Isabel, cujo projeto foi elaborado pelo famoso engenheiro francês Louis Léger Vauthier [9].

O Brasil iniciou a produção de aço, em 22 de junho de 1946, na usina Presidente Vargas da Companhia Siderúrgica Nacional (CSN), localizada em Volta Redonda, estado do Rio de Janeiro. Até o referido ano, todo aço utilizado no país era importado, tanto que as próprias instalações da CSN foram construídas com estruturas fornecidas por empresas estrangeiras.

Após a instituição do Plano Siderúrgico Nacional, durante o Estado Novo, que resultou na instalação de três usinas de grande porte: a primeira em Volta Redonda, a CSN; a segunda em São Paulo, atual COSIPA, que começou a operar em 1960; e a última em Minas Gerais, atual USIMINAS, que também começou suas operações na década de 60. Apesar de produzir aço suficiente para atender a toda demanda nacional, o país não conseguiu, em decorrência de outros fatores, aumentar significativamente o uso do aço nos edifícios de múltiplos pavimentos, deixando as estruturas metálicas fora da “moderna” arquitetura brasileira [33].

Para ajudar a difundir o uso do aço nas construções, a Companhia Siderúrgica Nacional criou, em 1953, como um de seus departamentos, a Fábrica de Estruturas Metálicas (FEM), dando início à formação de mão de obra qualificada e ao ciclo completo do aço, com a fabricação de várias obras importantes, tais como: Edifício Garagem América, em São Paulo; Edifício Avenida Central, no Rio de Janeiro; Edifício Santa Cruz, em Porto Alegre, entre outras.

Até o final dos anos 50, a FEM fabricou e montou aproximadamente 16.000 toneladas de estruturas metálicas distribuídas em diversos edifícios de andares múltiplos, a maioria calculada por Paulo Fragoso, um dos engenheiros mais importantes dos movimentos de renovação e de inovação que ocorreram no país.

Em 1957, foi construído em São Paulo, o primeiro edifício de múltiplos pavimentos estruturados em aço, trata-se do Edifício Garagem América, considerada a maior garagem coletiva de grandes proporções, com capacidade para quinhentos automóveis. Logo depois, nesta mesma cidade, o Edifício Palácio do Comércio foi erguido com 24 pavimentos e 73m de altura, sendo sua montagem iniciada em 24 de setembro de 1956 e concluída após 93 dias efetivos de trabalho, o que correspondeu à montagem de dois pavimentos a cada oito dias [20].

Outro bom exemplo de edifício alto em estrutura metálica é o Edifício Avenida Central, construído em 1961 no Rio de Janeiro, com trinta e seis pavimentos e 112m de altura.



(a)



(b)

Figura 1.4 – Edifício Palácio do Comércio (a) e Edifício Avenida Central (b) [ref. 20]

Atualmente, as usinas siderúrgicas brasileiras alcançaram elevados índices de produtividade e qualidade, tornando o país tecnologicamente capacitado para atender à demanda nacional. Contudo, a experiência brasileira em construções de edifícios de múltiplos pavimentos, é bem maior nas edificações estruturadas em concreto armado, uma vez que este material estrutural detém a grande maioria das construções existentes hoje no país.

No entanto, estamos vivendo atualmente uma expansão de uso de novas tecnologias de construção, que almejam a qualidade total nos empreendimentos, em



busca da otimização construtiva referente ao binômio Dispendio x Qualidade. Desta forma, o aço ganha mercado em decorrência de suas características industriais que lhe conferem qualidade e rapidez.

Outro sistema estrutural que vem se difundindo bastante no Brasil é a estrutura híbrida, que é definida como um sistema que mistura soluções, utilizando mais de um material estrutural, cujo objetivo principal é o de aproveitar as melhores características que cada material utilizado pode proporcionar. Dentre os materiais utilizados para compor a estrutura híbrida, destacam-se os sistemas mistos aço-concreto, que se caracterizam pela ação conjunta do aço com o concreto, resultando em economia de material e bom desempenho estrutural.

A Figura 1.5 mostra dois exemplos de edifícios com estruturas híbridas construídos no Brasil. O primeiro (Figura 1.5a), o Hotel Caesar Park São Paulo International Airport, construído em 2001 em Guarulhos – SP com 13 pavimentos; e o segundo (Figura 1.5b), o Mondial Airport Business, composto por duas torres, sendo a maior com 24 pavimentos, construído também em Guarulhos – SP no ano de 2002. Ambos possuem núcleo de concreto como sistema de estabilidade lateral [21].



(a)



(b)

Figura 1.5 – Exemplo de estruturas híbridas: Hotel Caesar Park São Paulo International Airport (a) e Mondial Airport Business (b) [ref. 21]

### 1.3 JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

A principal fonte de motivação desta pesquisa, decorre da necessidade de novas formas estruturais para acompanhar a escalada de edifícios altos na cidade do Recife-PE. Hoje, os edifícios altos construídos na cidade, possuem, na sua grande maioria, estruturas de concreto armado e sistemas de contraventamento aporticado para resistir às ações do vento.

Esta permanência do sistema estrutural para edifícios altos e esbeltos pode ocasionar patologias estruturais decorrentes de translações laterais provocada pela ação do vento, podendo gerar: problema nos elevadores; mau funcionamento das esquadrias de fachada; fissuras nas alvenarias; desconforto nos usuários decorrente de vibrações induzidas pela parcela de força aleatória do vento, entre outros.



Figura 1.6 – Orla de Boa Viagem (elevada concentração de prédios altos)

[Ref. <http://elogica.br.inter.net/fesson/bviagem.htm>]

O sistema de contraventamento adotado, na maioria destas edificações, enquadra-se nos pórticos planos ou espaciais. Segundo OSÓRIO [29], este sistema torna-se tecnicamente inadequado à medida que os edifícios vão “ganhando” altura, pois os elementos das sub-estruturas de contraventamento necessitam de dimensões muito grandes para resistirem aos esforços resultantes da ação do vento e para fornecer à estrutura uma rigidez lateral adequada.

Segundo VASCONCELLOS FILHO [39], a limitação indicada para este tipo de contraventamento em edificações estruturadas em concreto armado, está na faixa de 20 andares. Contudo, é possível construir prédios com mais de 20 pavimentos, mas a

experiência tem mostrado que estas estruturas resultam menos econômica do que outras projetadas incluindo paredes estruturais, e que além do problema econômico, existe o problema da rigidez lateral que, a partir de um determinado ponto, inviabiliza totalmente a estrutura aporticada por exigir um número grande de pilares internos para promover a rigidez do sistema estrutural.

Assim como as edificações em concreto armado, as estruturadas em aço com o sistema de contraventamento vertical em quadros rígidos, que são caracterizadas por pilares e vigas de pisos ligados rigidamente, tem emprego indicado apenas em edifícios de pequena altura (até 20 a 30 andares), pois é bastante deformável e onera os pilares e as conexões das vigas principais pela introdução de momentos fletores elevados nos nós [26].

Associando a pequena rigidez lateral do sistema aporticado, para a faixa de altura entre 40 e 60 pavimentos, com a elevada esbeltez (da ordem de 1/7 a 1/10) dos edifícios aqui construídos, torna-se necessário a pesquisa por sistemas de contraventamento que sejam mais eficientes.

Outra característica que motiva aqueles que se envolvem na construção de edifícios altos, é saber que nem só da necessidade o homem constrói estes edifícios, mas sim, existe um fator psicológico que excita a imaginação, a emoção, e a memória das pessoas, ou seja, as pessoas sentem a necessidade de se apresentar ao mundo dentro de um contexto tecnológico, exibindo poder, autonomia e liderança, através dos arranha-céus.

## 1.4 OBJETIVOS DO TRABALHO

O objetivo desta dissertação é estudar, através do método dos elementos finitos, o comportamento de um edifício com estrutura híbrida contendo 50 pavimentos e contraventamento vertical misto, ou seja, possuindo paredes estruturais em concreto armado, ligadas rigidamente a um conjunto com treliças passantes metálicas, também conhecidas como “outriggers”.

Foram modelados pilares metálicos de aço com alta resistência na periferia da edificação, bem como vigas mistas de aço, sendo admitida a hipótese de diafragma rígido para os pisos do modelo.

Foram realizadas análises tridimensionais de 1ª ordem e de 2ª ordem utilizando o processo P-delta, com uso do software SAP2000, e comparadas com as recomendações do projeto de revisão da NBR 6118/2001. As cargas e combinações foram extraídas das NBR 6120, NBR 8800, NBR 6123 e do projeto de revisão da NBR 6118/2001.

Com a finalidade de quantificar as reduções, proporcionadas pelo contraventamento vertical misto, de deslocamento lateral no topo da estrutura e de momentos fletores na base dos pilares parede, foram efetuadas duas modelagens: a primeira considerando o trabalho conjunto dos dois materiais (pilares-parede e “outriggers”) e a segunda sem considerar os “outriggers”.

Outra característica analisada foi a eficiência dos cintamentos colocados na periferia da edificação ao nível dos “outriggers”, através da redução dos esforços axiais dos pilares que apóiam as treliças passantes, e também, por meio da rigidez lateral proporcionada por estes elementos. Os parâmetros investigados foram: deslocamentos laterais, momentos fletores, reações de apoio e esforços axiais.

Com os resultados obtidos da análise tridimensional, fez-se uma comparação com a análise plana proposta por SMITH & COULL [35], através dos deslocamentos laterais do topo da edificação e dos momentos fletores “absorvidos” pelas treliças passantes.

Por último, se tentou avaliar através de análise numérica, o conforto humano proporcionado pela estrutura diante da ação dinâmica do vento, através das recomendações da NBR 6123.

## 1.5 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

No capítulo 2 é apresentado uma revisão bibliográfica dos sistemas estruturais aplicados as estruturas de concreto armado, metálicas e híbridas. Ainda neste capítulo, é apresentada uma formulação para promover a análise plana do sistema de contraventamento “outrigger”.

No terceiro capítulo, são enunciadas as características estruturais do modelo analisado, apresentando a descrição do modelo, as propriedades dos materiais, os casos e combinações de carregamento e a modelagem de cada elemento que compõem a estrutura.

No quarto capítulo, é feita, inicialmente, uma descrição dos perfis metálicos empregados na estrutura. Para os resultados obtidos desta estrutura, são efetuadas comparações com os valores limites de deslocamentos estipulados pelas normas NBR 8800 e NBR 6118/2001 em estudo. São feitas comparações entre duas estruturas tridimensionais para verificar a eficiência dos “outriggers” quanto às reduções dos esforços de momento fletor e dos deslocamentos laterais. Faz-se ainda, uma comparação dos resultados obtidos utilizando o método dos elementos finitos, através da análise tridimensional, com os obtidos pela análise plana encontrada na literatura técnica, e por último, é verificado o conforto humano proporcionado pela estrutura diante da ação dinâmica do vento, através de análise numérica.

O quinto capítulo apresenta as conclusões finais extraídas das análises efetuadas nas estruturas modeladas, assim como sugestões para trabalhos futuros que abordem este mesmo tema.

Ao final deste trabalho são apresentados: no Apêndice 1 , um programa para o cálculo de viga mista composta por perfil metálico I (VS) e laje com fôrma de aço incorporada; no Apêndice 2, os resultados da análise plana efetuada.

## CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

---

### 2.1 SISTEMAS ESTRUTURAIS

Os sistemas estruturais são mecanismos que têm como objetivo principal, transmitir com segurança as cargas verticais e horizontais para o solo. O carregamento vertical que solicita a estrutura é geralmente proveniente da ação gravitacional, ou seja, do peso próprio da estrutura e de todos os elementos que compõem a edificação, bem como das cargas de serviço.

A ação horizontal é oriunda das ações da natureza, vento e sismo, sendo a ação sísmica no Brasil praticamente inexistente. Assim, nos edifícios altos aqui considerados, a ação do vento é preponderante, tendo em vista a elevada esbelteza desses edifícios. Desta maneira, as recomendações citadas para a adoção dos sistemas estruturais são limitadas essencialmente pela intensidade da ação do vento.

VASCONCELLOS FILHO [39], faz uma indicação prática dos sistemas estruturais dos edifícios usuais em concreto armado, com vãos, pés-direitos e dimensões usuais, levando-se em consideração a rigidez lateral e o fator econômico.

Tabela 2.1 – Indicação dos sistemas estruturais segundo VASCONCELLOS FILHO [39]

Sistemas estruturais	Nº de andares
Pórtico	até 20
Pórtico com paredes estruturais	até 50
Tubo aporticado	até 50
Tubo dentro de tubo	até 60
Tubo aporticado multicelular	até 80

A Tabela 2.1 apresentada acima é, naturalmente, apenas um indicativo do que se faz na prática nos edifícios usuais. É possível, por exemplo, encontrar edifícios estruturados em concreto armado com mais de vinte andares utilizando apenas pórticos planos sem paredes estruturais. Contudo, a experiência mostra que estas estruturas resultam menos econômicas do que outras projetadas incluindo paredes estruturais [39].

Além da intensidade da ação do vento, que aumenta significativamente com a elevação do edifício, outro fator bastante importante na limitação dos contraventamentos verticais, é a esbeltez da edificação, pois quanto menores forem as suas dimensões em projeção horizontal, também serão menores os “braços” para resistirem aos momentos de tombamento proveniente da ação do vento.

O enrijecimento nos planos verticais dos edifícios altos é, do ponto de vista da segurança, primordial para a estabilidade, preponderando sua importância sobre o dimensionamento das peças isoladas. A estabilidade nos sistemas estruturais pode ser obtida, dentre outras formas, através de quadros rígidos ou contraventados, ou através de uma combinação destes.

Para resistir às ações verticais, os sistemas aporticados e de núcleo resistente, apresentam um desempenho altamente satisfatório, sendo inclusive auxiliados pela continuidade das vigas, que ajudam a concentrar as reações verticais junto ao núcleo da edificação.

No entanto, para as ações provenientes do vento, que dão origem a momentos de tombamento e de torção, as maiores reações surgem nos apoios mais afastados do eixo geométrico ou elástico do sistema, contrariando o princípio embutido nos sistemas anteriores, que é o de concentrar massa e conseqüentemente rigidez próximo do centro da edificação.

Uma maneira de promover a distribuição de massa e de rigidez num sistema é criar treliças nos pórticos para resistirem às ações tanto horizontais como verticais, ou seja, enrijecer os pórticos ou núcleos. No entanto, na distribuição destas treliças deve-se ter o cuidado de não prejudicar ou mesmo inviabilizar a circulação e a ocupação dos pisos.

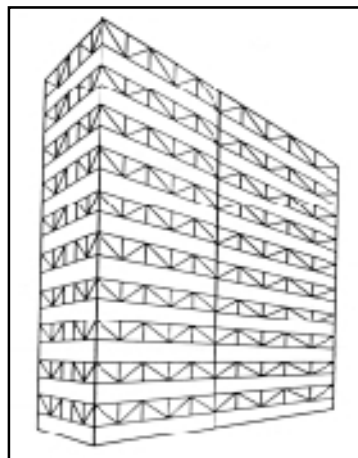


Figura 2.1 – Treliças em andares alternados [ref. 33]

Segundo SALES [33], a criação de treliças em andares alternados (Fig. 2.1), concilia os dois objetivos, com ganhos e perdas generalizadas, pois enquanto um andar fica completamente livre, o outro possuirá obstáculos no plano de cada pórtico, e sob o ponto de vista estrutural os andares treliçados serão indeslocáveis, e os não treliçados, por serem deslocáveis, ficam na dependência da rigidez solitária das colunas para garantir sua estabilidade. Contudo, este sistema de treliçamento foi pouco empregado nas estruturas metálicas, e mesmo assim para construções com poucos andares.

Nas construções mais altas, podem ser criadas treliças verticais contínuas, dispostas nos vãos que já possuem obstáculos naturais à circulação, como as paredes das caixas de escadas e de elevadores, sendo também bastante eficiente a colocação de treliças contínuas horizontais unidas aos painéis verticais, no número mínimo necessário para adequar a flexibilidade da construção ao padrão desejado. A este sistema, conhecido por “outriggers” ou treliças passantes, é atribuído a execução de diversos edifícios com grande relação altura/largura. [33]

Os sistemas de contraventamento descritos são limitados pela sua capacidade de manter os deslocamentos laterais do edifício dentro dos limites exigidos pelas normas, bem como de limitar a aceleração destes movimentos. Assim sendo, RIBEIRO [32], sugere o sistema de “outrigger”, que se baseia na elevada rigidez dos painéis treliçados juntamente com a colaboração das colunas externas que recebem os esforços transmitidos pelos “outriggers”, como alternativa para edificações altas estruturadas em aço.

Na Figura 2.2, BLANC et al [11] apresentam graficamente os principais sistemas de contraventamento de edifícios estruturados em aço, dividindo-os em quatro principais tipos, descritos em função do número de andares (altura).

Tabela 2.2 – Principais grupos dos sistemas estruturais de edifícios estruturados em aço

<b>Grupo</b>	<b>Descrição</b>
Tipo I	Pórticos
Tipo II	Sistema interativo
Tipo III	Sistema parcialmente tubular
Tipo IV	Sistema tubular



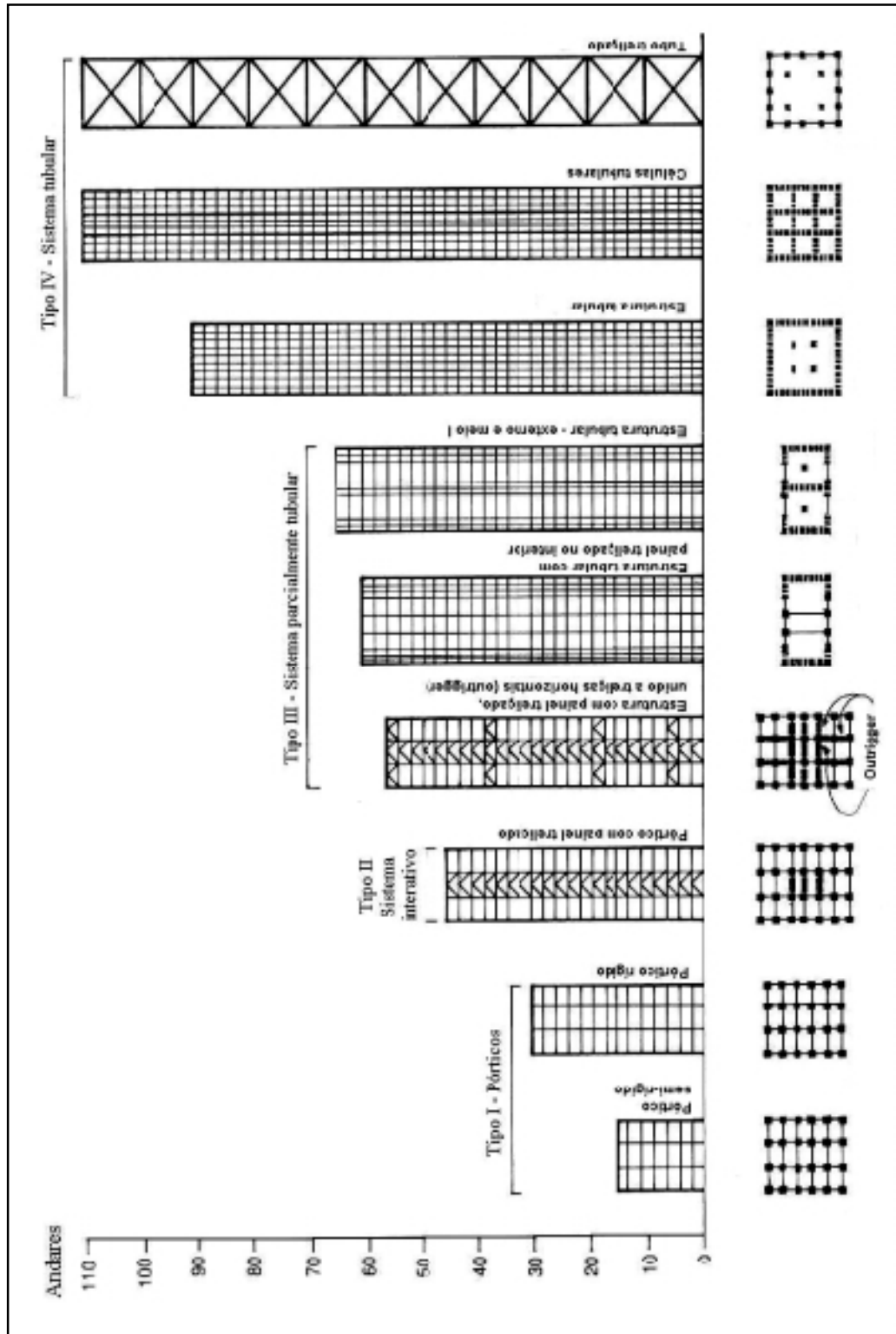


Figura 2.2 – Sistemas de contraventamento para edificações estruturadas em aço [ref. 11]

## 2.2 O SISTEMA DE CONTRAVENTAMENTO “OUTRIGGER”

O sistema estrutural “outrigger”, também chamado nesta dissertação por treliças passantes, é formado por vigas extremamente rígidas que tem como finalidade principal unir os painéis treçados ou pilares parede às colunas de fachada. A localização mais provável dos pilares parede é no meio das treliças passantes, podendo também se localizar nas extremidades destas treliças.

Quando o carregamento horizontal atua em um edifício alto, as ligações rígidas do pilar com a treliça passante diminuem a rotação do pilar através das ligações com as colunas de fachada, gerando com isto, menores deslocamentos laterais do edifício e também menores momentos fletores na base dos pilares parede. O resultado desta diminuição de deslocamento e de momento fletor na estrutura é a geração de tensões de tração nas colunas situadas na região de barlavento e acréscimo de tensões de compressão nas colunas a sotavento.

Para diminuir as tensões, principalmente de compressão, nos pilares ligados às treliças passantes, é usual a colocação de um cintamento no nível dessas treliças, cuja finalidade é de distribuir para todos os pilares de fachada uma parcela do esforço provocado pela rotação do centro.

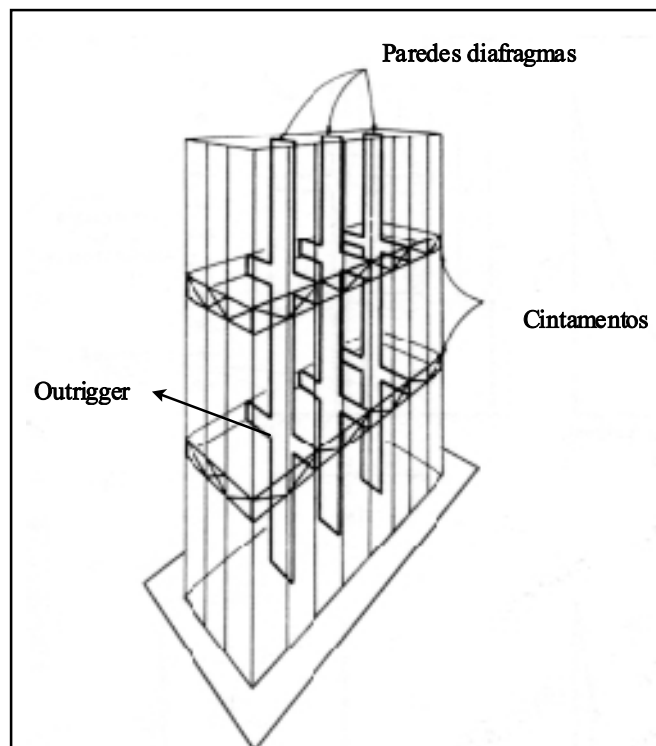


Figura 2.3 – Sistema de contraventamento “outrigger” [ref. 36]

A influência destas treliças passantes na edificação depende de suas posições, rigidezes e quantidades. A estrutura que possui este sistema de contraventamento, consegue obter considerável aumento de rigidez lateral e resistência ao momento. Contudo, este ganho de resistência diminui para cada “outrigger” adicionado, sendo 4 ou 5 níveis o limite econômico, podendo este sistema de contraventamento ser utilizado para edifícios de 40 a 70 andares. Este sistema é muito eficiente no aumento da rigidez das estruturas flexíveis, no entanto, ele não funciona dando acréscimo de resistência ao esforço cortante, principalmente quando é carregado pelo centro [35].

O edifício pode ser enrijecido com um único nível de “outrigger” posicionado no topo da estrutura, este sistema é também conhecido como “*top-hat*”.

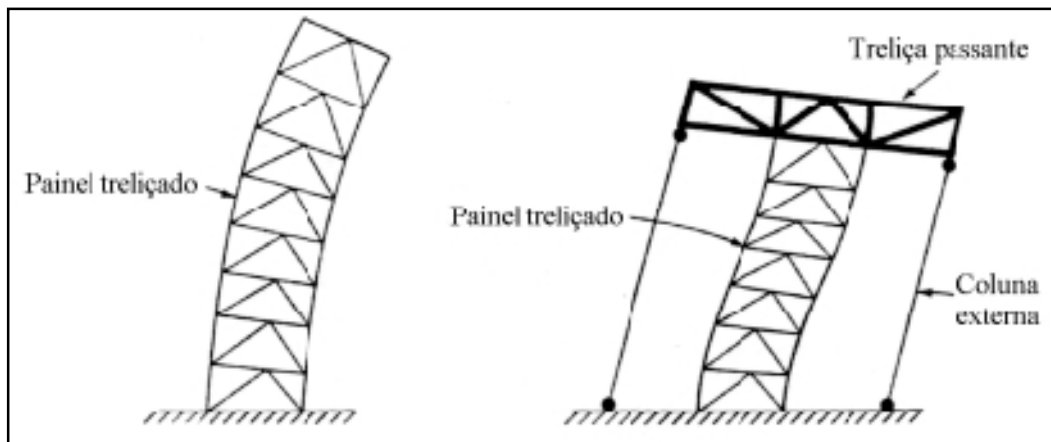


Figura 2.4 – Representação gráfica da influência do outrigger no topo da estrutura [ref. 38]

Segundo TARANATH [38], o sistema “*top-hat*” além de proporcionar uma eficiente diminuição dos deslocamentos no topo, permite diminuir as movimentações diferenciais das colunas, causadas pela variação de temperatura, limitando assim, as movimentações diferenciais entre o núcleo e as colunas externas.

Contudo, SMITH & COULL [35] afirmam que o sistema “*top-hat*” é ineficiente no que se refere à parcela de redução do momento fletor do painel treliçado na base da edificação, que é da ordem de  $1/6$  do carregamento, pois se verifica que se este mesmo nível de “outrigger” for posicionado na metade da altura do edifício, esta redução pode chegar a  $2/3$  do carregamento.

A quantidade e a localização das treliças horizontais já foram bastante estudadas e os resultados convergem para a colocação de apenas duas treliças, sendo a primeira quase no topo da edificação e a outra próxima da metade da altura [33].

Alguns edifícios têm sido construídos utilizando o sistema de contraventamento “outrigger”, destacando-se: o “DOMINION CENTER” construído em 1971, com 30 andares, em Toronto (Canadá); o “FIRST WISCONSIN CENTER”, construído em 1973 em Milwaukee (Estados Unidos), com 42 pavimentos; e o “IDS BUILDING CENTER”, construído em 1971 em Minneapolis (Estados Unidos), com 57 pavimentos [32].

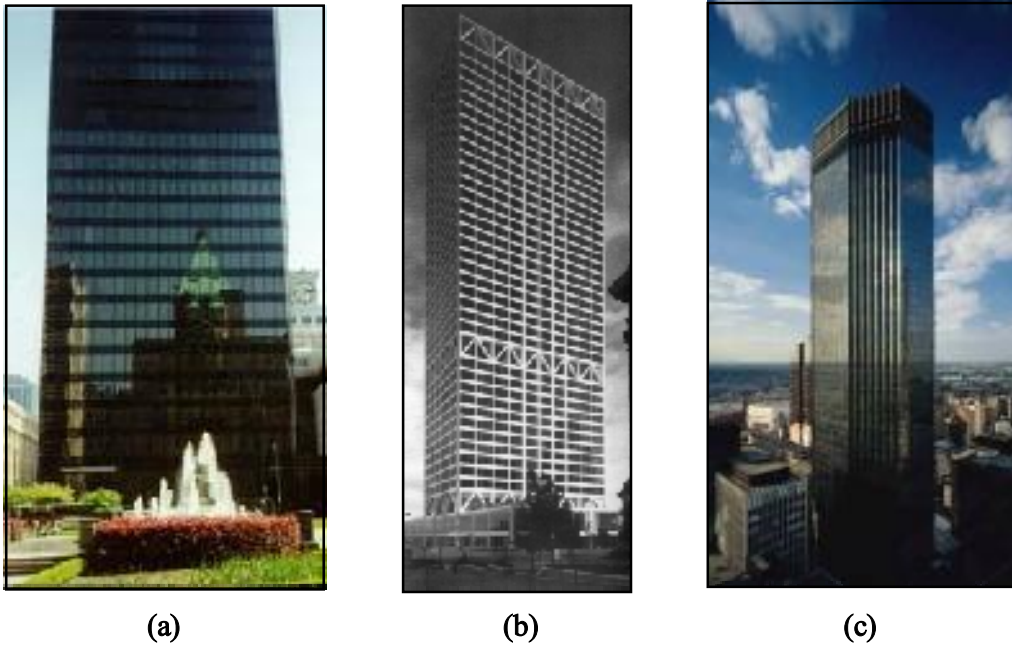


Figura 2.5 – Exemplos de edifícios que utilizam o sistema de contraventamento “outrigger”: Dominion Center (a), First Wisconsin Center (b) e IDS Building Center (c)

[Ref. [http://www.aviewoncities.com/building/  
http://moment.mit.edu/imageLibrary/contents/tall\\_bldgs.html](http://www.aviewoncities.com/building/http://moment.mit.edu/imageLibrary/contents/tall_bldgs.html)  
<http://www.ids-center.com/pages/architecture.html>]

## 2.3 ANÁLISE PLANA DO SISTEMA DE CONTRAVENTAMENTO “OUTRIGGER”

Vários pesquisadores desenvolveram formulações matemáticas para verificar o comportamento do sistema de contraventamento “outrigger”, cujo objetivo principal era determinar a quantidade necessária e o desempenho estrutural dos mesmos.

SMITH & COULL [35], realizaram um método de análise baseada nas seguintes hipóteses simplificadoras:

- A estrutura é linearmente elástica;
- A ação lateral é uniformemente distribuída;
- Somente as forças axiais são induzidas nas colunas;
- Os “outriggers” são ligados rigidamente às paredes diafragmas e estas ligadas rigidamente à fundação;
- As propriedades das seções das paredes diafragmas, “outriggers” e colunas externas são constantes em todo o seu comprimento.

### 2.3.1 Análise de compatibilidade para 2 - “outriggers”

O modelo de análise plana desenvolvido por SMITH & COULL [35], para uma estrutura com 2-“outriggers”, é mostrado na Figura 2.6, sendo a mesma, submetida a um carregamento lateral uniformemente distribuído. O diagrama de momentos fletores da parede diafragma é semelhante ao diagrama de momentos de uma viga em balanço com parcelas de redução nos níveis de posicionamento dos “outriggers”.

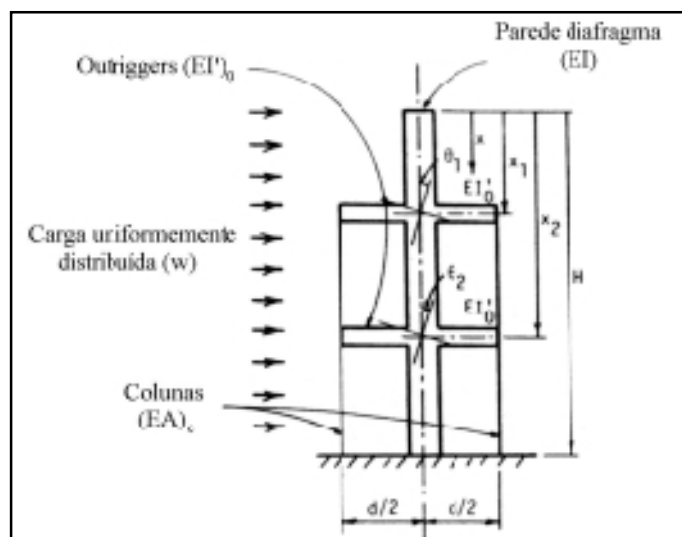


Figura 2.6 – Estrutura com 2 - “outriggers” [ref. 36]

Utilizando o método momento-área, as rotações das paredes diafragmas nos níveis 1 e 2 são, respectivamente:

$$\Theta_1 = \frac{1}{EI} \cdot \int_{x_1}^{x_2} \left( \frac{w \cdot x^2}{2} - M_1 \right) dx + \frac{1}{EI} \cdot \int_{x_2}^H \left( \frac{w \cdot x^2}{2} - M_1 - M_2 \right) dx \quad (2.1)$$

$$\Theta_2 = \frac{1}{EI} \cdot \int_{x_2}^H \left( \frac{w \cdot x^2}{2} - M_1 - M_2 \right) dx \quad (2.2)$$

sendo  $EI$  e  $H$ , a rigidez à flexão e a altura total da parede diafragma, respectivamente,  $w$  a intensidade do carregamento horizontal,  $x_1$  e  $x_2$ , as alturas desde o topo até o centro dos “outriggers”, e  $M_1$  e  $M_2$ , os momentos “absorvidos” pelas ligações dos “outriggers” com a parede diafragma.

As expressões para as rotações da parede diafragma serão agora desenvolvidas. Cada rotação consiste de duas componentes: uma permitida pela deformação axial diferencial das colunas e a outra pela flexão dos “outriggers”. Desta forma, as rotações das treliças passantes nos níveis 1 e 2 serão, respectivamente:

$$\Theta_1 = \frac{2 \cdot M_1 \cdot (H - x_1)}{d^2 \cdot (EA)_c} + \frac{2 \cdot M_2 \cdot (H - x_2)}{d^2 \cdot (EA)_c} + \frac{M_1 \cdot d}{12 \cdot (EI)_o} \quad (2.3)$$

$$\Theta_2 = \frac{2 \cdot (M_1 + M_2) \cdot (H - x_2)}{d^2 \cdot (EA)_c} + \frac{M_2 \cdot d}{12 \cdot (EI)_o} \quad (2.4)$$

onde  $(EA)_c$  é a rigidez axial das colunas externas e  $d/2$  é a distância horizontal desde o centróide da parede diafragma até o ponto de ligação do outrigger com a coluna externa,  $(EI)_o$  é a rigidez à flexão dos “outriggers”, considerando o mesmo unido rigidamente no centróide do pilar-parede ou painel treliçado, podendo esta rigidez à flexão ser corrigida através da equação 2.5.

$$(EI)_o = \left( 1 + \frac{a}{b} \right)^3 \cdot (EI)'_o \quad (2.5)$$

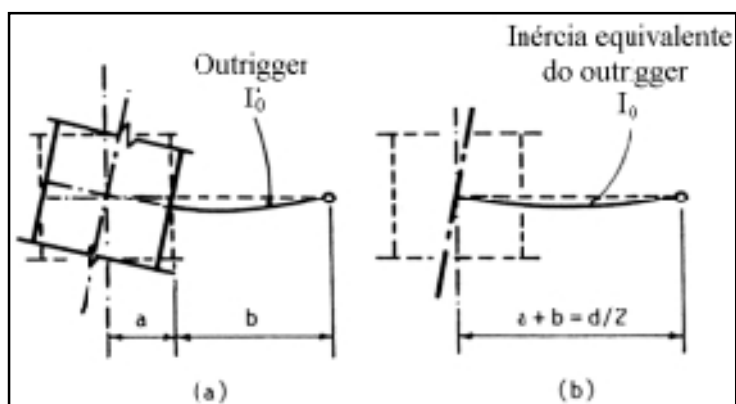


Figura 2.7 – Inércia real (a) e equivalente (b) do “outrigger” [ref. 36]

Igualando as equações de rotação obtidas pelos dois métodos, tem-se:

$$\frac{2M_1(H-x_1)}{d^2 \cdot (EA)_c} + \frac{2M_2(H-x_2)}{d^2 \cdot (EA)_c} + \frac{M_1 d}{12(EI)_o} = \frac{1}{EI} \left[ \int_{x_1}^{x_2} \left( \frac{wx^2}{2} - M_1 \right) dx + \int_{x_2}^H \left( \frac{wx^2}{2} - M_1 - M_2 \right) dx \right] \quad (2.6)$$

$$\frac{2(M_1 + M_2) \cdot (H-x_2)}{d^2 \cdot (EA)_c} + \frac{M_2 d}{12(EI)_o} = \frac{1}{EI} \int_{x_2}^H \left( \frac{wx^2}{2} - M_1 - M_2 \right) dx \quad (2.7)$$

Reescrevendo as equações (2.6) e (2.7):

$$M_1 \cdot [S_1 + S \cdot (H-x_1)] + M_2 \cdot S \cdot (H-x_2) = \frac{w}{6 \cdot EI} \cdot (H^3 - x_1^3) \quad (2.8)$$

$$M_1 \cdot S \cdot (H-x_2) + M_2 \cdot [S_1 + S \cdot (H-x_2)] = \frac{w}{6 \cdot EI} \cdot (H^3 - x_2^3) \quad (2.9)$$

onde:

$$S = \frac{1}{EI} + \frac{2}{d^2 \cdot (EA)_c} \quad (2.10)$$

$$S_1 = \frac{d}{12 \cdot (EI)_o} \quad (2.11)$$

A resolução simultânea das equações (2.8) e (2.9) dá origem às expressões dos momentos, resultantes da resistência à rotação proporcionada pelas treliças passantes.

$$M_1 = \frac{w}{6EI} \left[ \frac{S_1(H^3 - x_1^3) + S_2(H - x_2)(x_2^3 - x_1^3)}{S_1^2 + S_1 \cdot S_2(2H - x_1 - x_2) + S_2^2(H - x_2)(x_2 - x_1)} \right] \quad (2.12)$$

$$M_2 = \frac{w}{6EI} \left[ \frac{S_1(H^3 - x_2^3) + S_2 \left[ (H - x_1)(H^3 - x_2^3) - (H - x_2)(H^3 - x_1^3) \right]}{S_1^2 + S_1 \cdot S_2(2H - x_1 - x_2) + S_2^2(H - x_2)(x_2 - x_1)} \right] \quad (2.13)$$

Com a obtenção dos valores dos momentos  $M_1$  e  $M_2$ , é possível determinar o momento fletor em qualquer altura da parede diafragma através da equação (2.14), onde  $M_1$  somente é válido para  $x > x_1$  e  $M_2$  para  $x > x_2$ .

$$M_x = \frac{wx^2}{2} - M_1 - M_2 \quad (2.14)$$

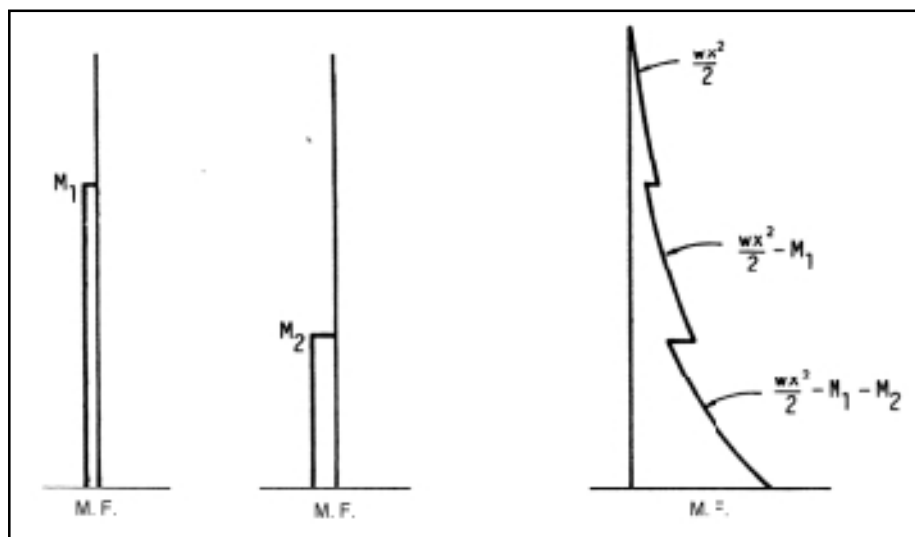


Figura 2.8 – Representação gráfica da eficiência do “outrigger” na diminuição do momento fletor na base da parede diafragma [ref. 36]

O deslocamento horizontal pode ser determinado através do método momento-área, utilizando a equação (2.14). O primeiro termo da equação (2.15) representa o deslocamento lateral no topo da estrutura quando a mesma não possui nenhuma ligação



com os “outriggers”, e a segunda parte representa a redução do deslocamento obtido pela introdução dos “outriggers”.

$$\Delta_0 = \frac{wH^4}{8 \cdot E \cdot I} - \frac{1}{2 \cdot E \cdot I} \left[ M_1 \left( H^2 - x_1^2 \right) + M_2 \left( H^2 - x_2^2 \right) \right] \quad (2.15)$$

### 2.3.2 Generalização para vários “outriggers”

Com a finalidade de criar expressões generalizadas para  $n$  - “outriggers”, SMITH & COULL [35], utilizando as mesmas hipóteses, desenvolveram as seguintes expressões gerais para as equações (2.12), (2.13), (2.14) e (2.15).

$$\begin{pmatrix} M_1 \\ M_2 \\ \vdots \\ M_i \\ \vdots \\ M_n \end{pmatrix} = \frac{w}{8 \cdot E \cdot I} \begin{bmatrix} s_1 + s(H - x_1) & s(H - x_2) & \dots & s(H - x_i) & \dots & s(H - x_n) \\ s(H - x_2) & s_1 + s(H - x_2) & \dots & s(H - x_i) & \dots & s(H - x_n) \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \ddots & \vdots \\ s(H - x_i) & s(H - x_i) & \dots & s_1 + s(H - x_i) & \dots & s(H - x_n) \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \ddots & \vdots \\ s(H - x_n) & s(H - x_n) & \dots & s(H - x_n) & \dots & s_1 + s(H - x_n) \end{bmatrix}^{-1} \begin{pmatrix} H^3 - x_1^3 \\ H^3 - x_2^3 \\ \vdots \\ H^3 - x_i^3 \\ \vdots \\ H^3 - x_n^3 \end{pmatrix} \quad (2.16)$$

$$M_x = \frac{w \cdot x^2}{2} - \sum_{i=1}^n M_i \quad (2.17)$$

$$\Delta_0 = \frac{wH^4}{8 \cdot E \cdot I} - \frac{1}{2 \cdot E \cdot I} \sum_{i=1}^n M_i \left( H^2 - x_i^2 \right) \quad (2.18)$$

### 2.3.3 Posicionamento ótimo dos “outriggers”

Um dos principais parâmetros a serem determinados para este sistema de contraventamento é a definição do posicionamento dos “outriggers” para obtenção da melhor performance, ou seja, proporcionar redução máxima do momento fletor na base da parede diafragma e do deslocamento no topo do edifício.

A determinação da redução máxima do deslocamento horizontal no topo do edifício ocorrerá quando  $d\Delta/dx = 0$ . O procedimento ilustrado abaixo considera uma estrutura com 2- “outriggers”, então realizando as derivadas parciais da equação (2.15) em função de  $x_1$  e  $x_2$ , obtém-se:

$$\left(H^2 - x_1^2\right) \frac{d}{dx_1} M_1 + \left(H^2 - x_2^2\right) \frac{d}{dx_1} M_2 - 2x_1 \cdot M_1 = 0 \quad (2.19)$$

$$\left(H^2 - x_1^2\right) \frac{d}{dx_2} M_1 + \left(H^2 - x_2^2\right) \frac{d}{dx_2} M_2 - 2x_2 \cdot M_2 = 0 \quad (2.20)$$

No qual  $dM_1/dx_1$ ,  $dM_2/dx_1$ ,  $dM_1/dx_2$  e  $dM_2/dx_2$  são as derivadas das equações (2.12) e (2.13) em função de  $x_1$  e  $x_2$ . A solução das equações (2.19) e (2.20) é, obviamente, complexa, sendo portanto necessário a resolução deste sistema através de métodos computacionais.

SMITH & COULL [35], reescreveram as equações (2.19) e (2.20) em termos dos parâmetros adimensionais  $\alpha$  e  $\beta$ , que representam as rigidezes relativas das colunas externas e dos “outriggers”, respectivamente, em relação à parede diafragma.

$$\alpha = \frac{E \cdot I}{(E \cdot A)_c \cdot \left(\frac{d^2}{2}\right)} \quad (2.21)$$

$$\beta = \frac{E \cdot I}{(E \cdot I)_o} \cdot \frac{d}{H} \quad (2.22)$$

Através da combinação de  $\alpha$  e  $\beta$ , é possível definir o parâmetro  $\omega$ , também adimensional, cuja finalidade é determinar o posicionamento ótimo dos “outriggers” por meio das curvas mostradas na Figura 2.9. A descrição do processo de obtenção das curvas para uma estrutura com 2- “outriggers” é o mesmo para 1, 3 e 4- “outriggers”.

$$\omega = \frac{\beta}{12 \cdot (1 + \alpha)} \quad (2.23)$$

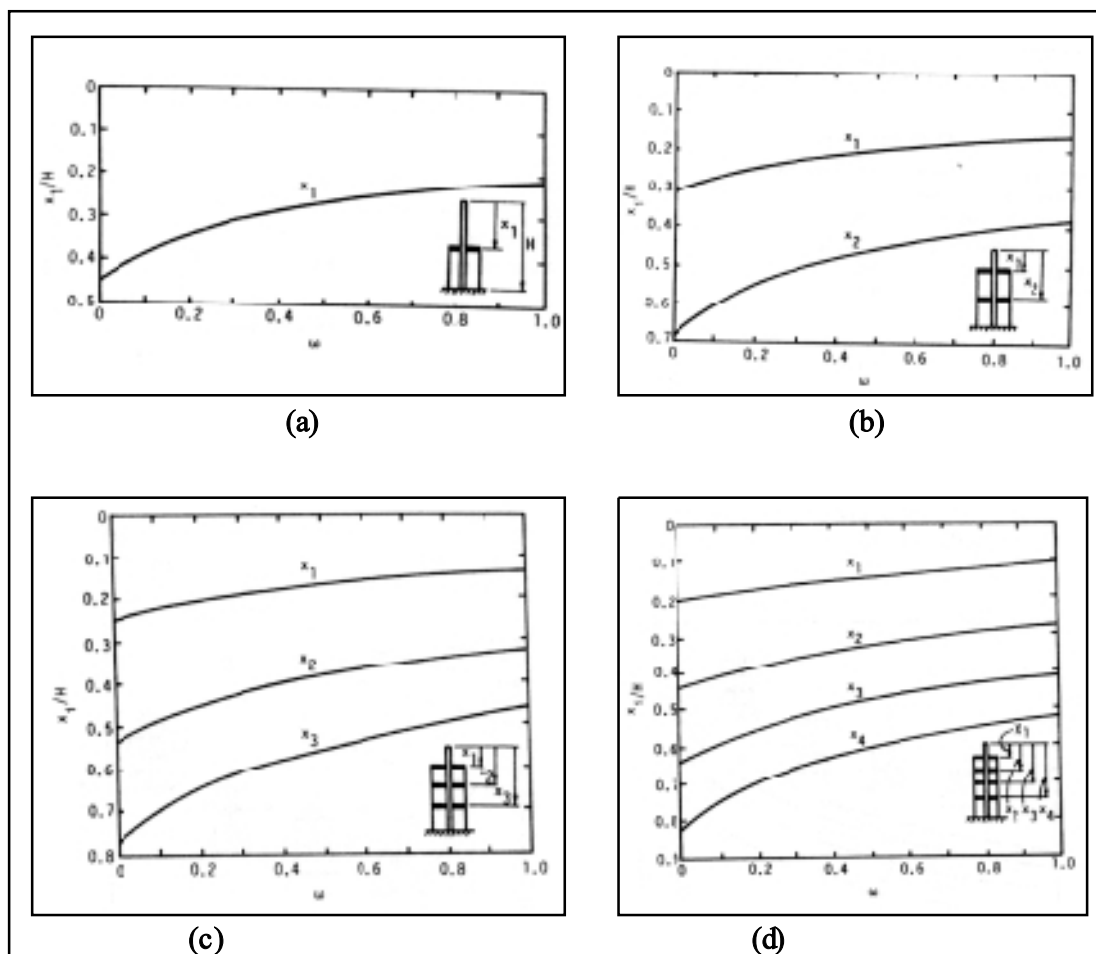


Figura 2.9 – Curvas para obtenção do posicionamento ótimo dos “outriggers”:  
 1- “outrigger” (a), 2- “outriggers” (b), 3- “outriggers” (c) e 4- “outriggers” (d) [ref. 36]

As curvas apresentadas na Figura 2.9, como já foi mencionado anteriormente, tentam interpretar de forma aproximada a localização dos “outriggers” para que os mesmos produzam o menor movimento lateral. Assim, as análises planas realizadas por SMITH & COULL [35] afirmam que numa estrutura que possua 1- “outrigger”, o mesmo deve ser posicionado a  $\frac{1}{2}$  da altura, já numa estrutura com 2- “outriggers” os seus posicionamentos ótimos devem estar a  $\frac{1}{3}$  e  $\frac{2}{3}$  da altura e para 3- “outriggers” a localização provável é  $\frac{1}{4}$ ,  $\frac{1}{2}$  e  $\frac{3}{4}$  da altura, ou seja, para que uma estrutura com  $n$ - “outriggers” tenha um melhor desempenho, eles devem estar situados em  $\frac{1}{n+1}$ ,  $\frac{2}{n+1}$ , e  $\frac{n}{n+1}$  da altura da edificação.

ENGEL [22] apresenta no seu livro a influência do posicionamento dos enrijecedores de pavimentos (“outriggers”), tomando como exemplo, um edifício de 50 andares com um único painel treliçado, e mostra que aplicando a este edifício um

“outrigger”, sua máxima eficiência se dará quando o mesmo estiver posicionado próximo ao 30º pavimento. Com a introdução de um segundo “outrigger” no 8º pavimento, a rigidez estrutural será consideravelmente aumentada, e sua máxima eficiência será dada também quando o segundo “outrigger” estiver posicionado próximo ao 30º pavimento.

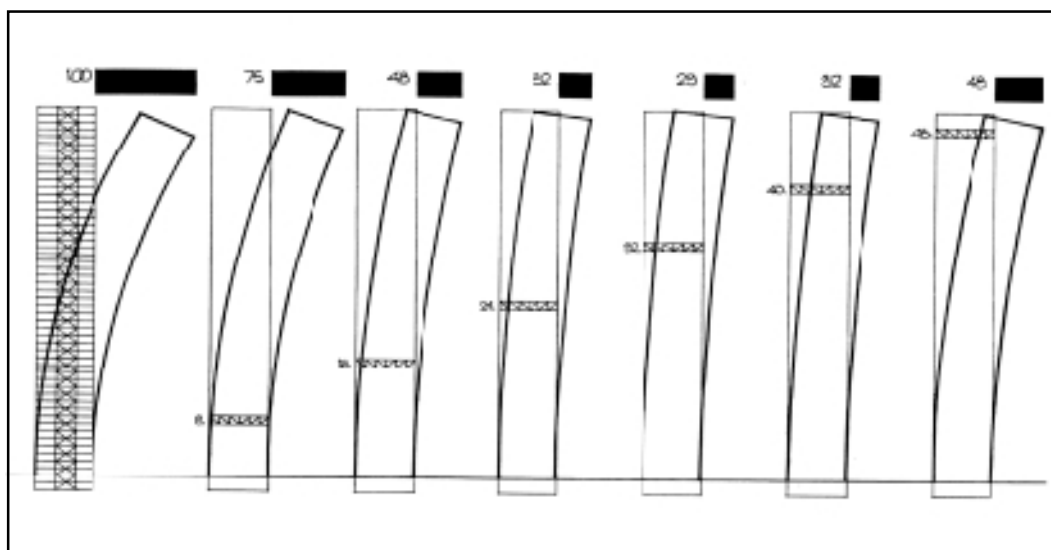


Figura 2.10 – Influência do posicionamento de 1- “outrigger” no deslocamento lateral de um edifício estruturado em aço com 50 andares [ref. 22]

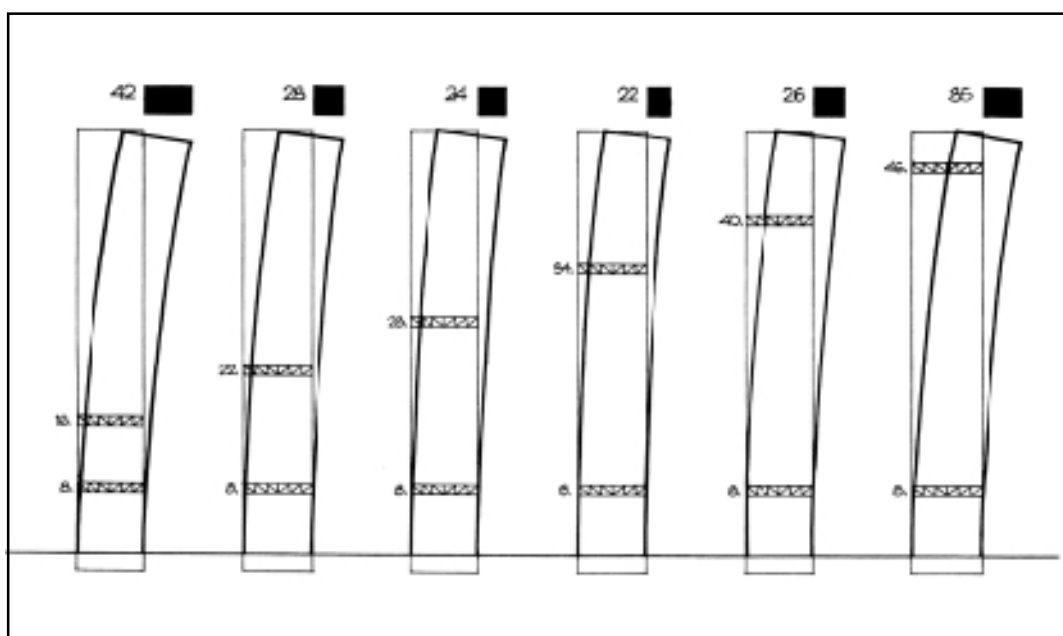


Figura 2.11 – Influência do posicionamento de 2- “outriggers” no deslocamento lateral de um edifício estruturado em aço com 50 andares [ref. 22]

Costuma-se verificar a eficiência do sistema de “outrigger”, através da redução máxima do momento fletor na base do sistema de contraventamento vertical, bem como, através da máxima redução do deslocamento lateral no topo do edifício, quando as colunas externas e o núcleo atuam de forma completamente solidária para resistir ao carregamento lateral. A máxima rigidez à flexão obtida pelo sistema “outrigger” seria determinada pela equação (2.24), e as respectivas eficiências em relação ao momento fletor na base do pilar e ao deslocamento lateral, seriam determinados pelas equações (2.26) e (2.28) [37].

$$(E \cdot I)_t = E \cdot I + \frac{(E \cdot A)_c \cdot d^2}{2} \quad (2.24)$$

$$M_c = \left[ \frac{\frac{(E \cdot A)_c \cdot d^2}{2}}{(E \cdot I)_t} \right] \cdot \frac{w \cdot H^2}{2} \quad (2.25)$$

$$M_{ef} = \frac{\sum_{i=1}^n M_i}{M_c} \quad (2.26)$$

$$\Delta_c = \left[ \frac{\frac{(E \cdot A)_c \cdot d^2}{2}}{(E \cdot I)_t} \right] \frac{w \cdot H^4}{8 \cdot E \cdot I} \quad (2.27)$$

$$\Delta_{ef} = \frac{\frac{1}{2 \cdot E \cdot I} \cdot \sum_{i=1}^n M_i (H^2 - x_i^2)}{\Delta_c} \quad (2.28)$$

sendo:

$M_c$  - Máxima redução do momento fletor proporcionado pelo sistema “outrigger” na base da parede diafragma;

$\Delta_c$  - Máxima redução do deslocamento lateral proporcionado pelo sistema “outrigger” no topo da estrutura.

SMITH & COULL [35] afirmam que, através das análises planas realizadas com as hipóteses simplificadoras, a máxima eficiência na redução do deslocamento lateral para uma estrutura com um nível de “outrigger” é da ordem de 87,5% e a correspondente eficiência para o seu momento fletor é de 58,3%. Para 2, 3 e 4 “outriggers”, as respectivas eficiências são 95,5%, 97,8% e 98,5% para o deslocamento lateral e 70,3%, 77,1% e 81,3% para o momento fletor. Torna-se evidente, que para estruturas com mais de quatro “outriggers” é pequeno o ganho de rigidez.

O melhor posicionamento dos “outriggers” para reduzir o deslocamento lateral pode não ser igual para reduzir o momento na base da parede diafragma. Desta forma, cada projeto é que irá determinar qual o parâmetro crítico para dimensionar a estrutura de forma mais econômica e eficiente.

Através da Figura 2.12, é possível determinar a eficiência do sistema quanto às reduções de deslocamento lateral no topo da estrutura e momento fletor na base da parede diafragma, em função do parâmetro adimensional  $\omega$ .

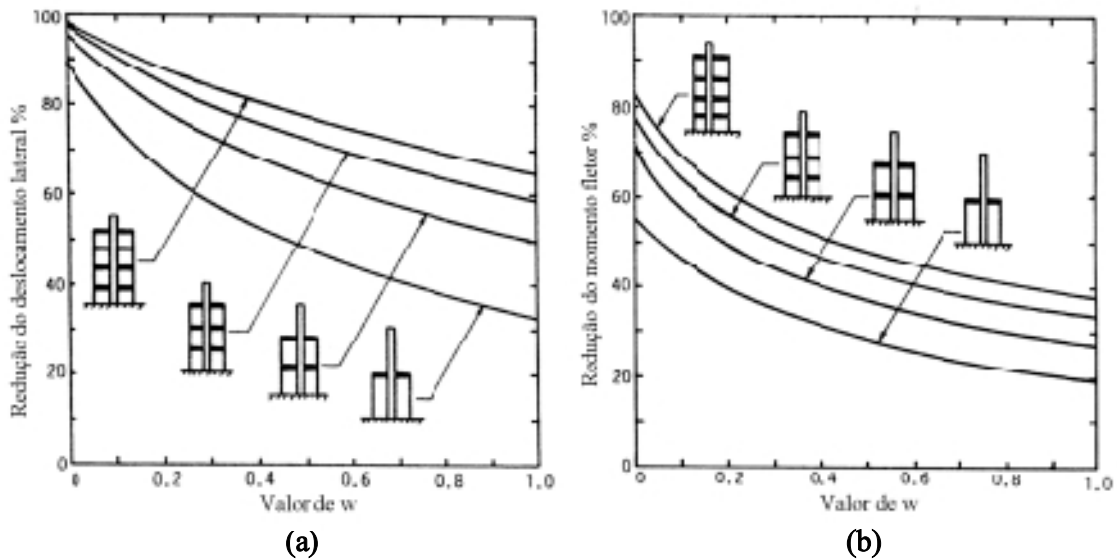


Figura 2.12 – Eficiência dos “outriggers” em função do valor de  $\omega$ : redução do deslocamento lateral (a) e redução do momento fletor (b) [ref. 36]

## 2.4 O SISTEMA DE “OUTRIGGERS” COMPENSADO

SMITH et al [36] constatou através de análises tridimensionais, realizadas nos edifícios altos contraventados com treliças passantes, que devido a interação entre os elementos estruturais, os “outriggers” podem se localizar fora do núcleo sem perder eficiência no acréscimo de rigidez à flexão.

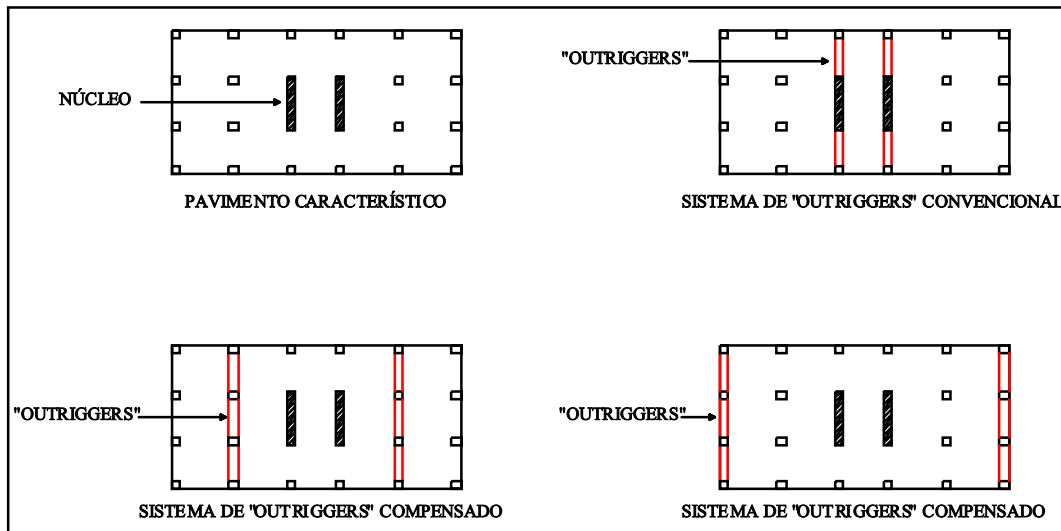


Figura 2.13 – Sistema de “outriggers” convencional e compensado

A grande vantagem do sistema de “outriggers” compensado é a possibilidade dele acompanhar os projetos arquitetônicos mais complexos, com pavimentos totalmente desobstruídos.

Este sistema torna-se possível por meio da interação entre os elementos estruturais. Os “outriggers” ao invés de resistirem à rotação das paredes diafragmas por meio da união direta com os pilares externos, darão resistência à rotação através da transmissão de esforços entre os “outriggers” e as paredes diafragmas, por meio das lajes.

Portanto, a diferença principal entre o sistema de “outriggers” convencional e o compensado, é que neste último as lajes situadas entre as treliças passantes possuem também a função estrutural de transmissão dos esforços entre os “outriggers” e as paredes diafragma, sendo necessário verificar e dimensionar adequadamente estes pavimentos para resistirem aos esforços de transmissão.

## 2.5 ESTRUTURAS HÍBRIDAS

Uma estrutura é considerada híbrida quando utiliza mais de um material para obter a solução estrutural. De forma ampla, todo edifício estruturado em aço é considerado uma estrutura híbrida, devido à presença da laje de concreto nos pavimentos. Porém, num conceito mais restrito, denominam-se estruturas híbridas somente aquelas em que o sistema principal é composto por uma mistura de elementos de materiais diferentes, neste caso, elementos de aço ou mistos, associados a elementos de concreto armado ou protendido.

Segundo QUEIROZ et al [30], são muitas as variações das estruturas híbridas utilizadas nas construções de edifícios, podendo-se destacar as coberturas e os pisos construídos com vigas de aço apoiadas em pilares de concreto armado, e os edifícios com estrutura de aço e/ou mistas, estabilizados por núcleo ou paredes diafragmas de concreto armado. Uma variação destes últimos é o caso em que o sistema de estabilidade é composto por paredes diafragmas de concreto armado ligadas rigidamente entre si por vigas de aço, atuando em conjunto com os pórticos ou contraventamentos construídos com elementos de aço ou mistos.

No Brasil, o emprego dos pilares de concreto armado nas estruturas metálicas é habitual. O baixo custo direto destes pilares executados “in loco”, aliado à grande rigidez nas duas direções e ao excelente desempenho em situação de incêndio, faz com que esta solução seja muito popular na construção de galpões industriais com grande espaçamento entre os pilares internos ou com cargas de incêndio elevadas. A menor velocidade de construção destas estruturas de concreto deve ser compensada pela simultaneidade da execução dos pilares de concreto juntamente com a fabricação das peças metálicas [30].

Nas estruturas híbridas, as ligações entre os elementos de aço, mistos e de concreto constituem um dos principais aspectos do projeto e de execução, devendo levar em conta no cálculo dessas ligações a tendência de continuidade entre as vigas e os pilares, somada às excentricidades inevitáveis presentes nas ligações.

Paredes diafragmas e núcleos em concreto armado podem ser convenientemente usados na região de escadas e elevadores como sistema de estabilidade horizontal. O campo de aplicação econômica de sistemas híbridos com núcleo de rigidez está na faixa de 20 a 40 pavimentos, podendo atingir 60 pavimentos com a utilização de concreto de alto desempenho [30].



De acordo com QUEIROZ et al [30], o núcleo rígido pode, em algumas situações, ser a única solução viável, como no caso de edifícios de média altura, em torno de 15 a 25 pavimentos, onde a relação entre a altura e a menor dimensão em planta da edificação for superior a 7.

Nos sistemas estruturais onde as cargas horizontais são resistidas totalmente pelo núcleo, o restante da estrutura pode ser executado com ligações simples a cisalhamento, simplificando desta maneira, o cálculo, o detalhamento e a execução da estrutura. Pode no entanto haver um sistema de estabilidade misto, onde o concreto e o aço são dimensionados para resistir ao carregamento lateral. Nestes sistemas de contraventamento, o retardamento dado pela construção do núcleo de concreto à construção em aço, deve ser compensado pela execução simultânea do núcleo de concreto juntamente com a fabricação da estrutura metálica [30].



Figura 2.14 – Sistema de estabilidade misto, composto por núcleos de concreto e contraventamentos metálicos [21].

## CAPÍTULO 3 – CARACTERÍSTICAS ESTRUTURAIS DO MODELO ANALISADO

---

### 3.1 ANÁLISE ESTRUTURAL

A análise estrutural tem por finalidade transformar uma ação ou combinação de ações em respostas da estrutura, tais como esforços solicitantes, reações de apoio, deslocamentos, acelerações, etc.

Foram consideradas no modelo apenas ações estáticas, pois não foram levados em conta as leis de variação das ações com o tempo, sendo adotados valores pré-estabelecidos, correspondente a períodos de recorrência adequados.

O parâmetro de instabilidade foi verificado através das análises não lineares geométricas, por meio das análises de 2ª ordem, que levam em conta a verificação da estabilidade da estrutura na condição deformada. Foi admitido o comportamento elástico linear dos materiais para as combinações em serviço devido as pequenas deformações ocorridas por estes carregamentos.

De acordo com o Projeto de Revisão da NBR 6118/2001, a análise pode ser admitida linear nas estruturas de concreto quando as solicitações que produzem tensão de compressão não superarem 50% de  $f_{ck}$ . Nessas análises as características geométricas podem ser determinadas pelas seções brutas de concreto dos elementos estruturais e com o módulo de elasticidade secante  $E_{cs}$ .

A NBR 6123 contém procedimentos para análise da ação estática do vento em edifícios e para alguns casos de análise dinâmica. QUEIROZ [31] cita uma recomendação dada pela CECM [16] para definir se a edificação necessita de uma análise dinâmica do vento, através da classificação da edificação em rígida ou flexível. Contudo, como as estruturas metálicas têm amortecimento muito pequeno, e por serem bastante sensíveis às ações que variam rapidamente com o tempo, estas estruturas necessitam quase sempre de análise dinâmica.

$$\text{A estrutura é considerada rígida se: } \frac{L}{D} \leq 1.7 \left( \frac{D}{B} \right)^{0.42} \quad (3.1)$$

sendo B e D as dimensões horizontais perpendicular e paralela à direção do vento, respectivamente, e L a altura da edificação.

A análise estática só seria razoável se a primeira frequência de vibração da estrutura fosse superior a 10 vezes a frequência de excitação (velocidade angular da massa desbalanceada ou frequência de aplicação da força alternativa) [31].

O critério de classificação, adotado pela NBR 8800, para determinar se uma estrutura é rígida ou flexível é também baseado na sua esbeltez, ou seja, se a altura da estrutura do edifício não ultrapassar cinco vezes a menor dimensão horizontal estrutural nem 50m, esta pode, na maioria dos casos, ser considerada rígida, podendo-se supor que o vento é uma ação estática. Nos demais casos e nos casos de dúvida, a estrutura deverá ser considerada flexível, devendo ser adotado os efeitos dinâmicos do vento.

Segundo a NBR 8800, no que diz respeito à estabilidade e aos efeitos de segunda ordem, ela permite que seja ignorado o efeito P-delta para estruturas de até dois andares, sendo então obrigatório à consideração de tais efeitos nos demais casos. Contudo, a referida norma não impõe limitação entre as respostas de primeira e de segunda ordem.

Nas estruturas de concreto, de acordo com a NBR 6118/2001 em estudo, os efeitos de 2ª ordem podem ser desprezados, levando-se em conta o comportamento não-linear dos materiais, sempre que não representarem acréscimo superior a 10% nas reações e nas solicitações relevantes da estrutura.

A norma em estudo de projetos de estruturas de concreto, permite a verificação de dispensa de consideração dos esforços globais de 2ª ordem, através dos processos  $\alpha$  e  $\gamma_z$ .

O parâmetro  $\alpha$  serve apenas como indicativo, ou seja, classifica a estrutura como de nós fixos ou móveis. O parâmetro  $\gamma_z$  além de servir como classificador das estruturas, pode também ser utilizado como coeficiente de majoração dos esforços globais finais com relação aos de 1ª ordem, desde que seu valor seja inferior a 1,3.

### 3.2 PROCEDIMENTO DE ANÁLISE DO MODELO

A análise dos sistemas estruturais pode ser feita através de dois processos distintos de cálculo: técnica do meio contínuo e processo discreto de análise. Neste trabalho, serão levados em consideração apenas os aspectos relativos ao segundo processo de cálculo.

O método dos elementos finitos, que se enquadra num dos processos discretos de análise, é uma ferramenta que tem sido utilizada na resolução de diversos problemas estruturais, devido à sua grande versatilidade. O método consiste na discretização da estrutura em um certo número de elementos conectados por nós. Na grande maioria dos problemas analisados, o número de incógnitas é bastante elevado, conduzindo a inviabilidade de sua solução apenas por meio de procedimentos computacionais. Este método apresenta, entre outras vantagens, a possibilidade de se considerar carregamentos e condições de contorno com grande complexidade.

A formulação do método dos elementos finitos consiste basicamente em:

- Idealização da estrutura em uma reunião de elementos discretos;
- Seleção da função de deslocamento;
- Cálculo da matriz de rigidez de cada elemento a partir das suas propriedades geométricas e elásticas;
- Cálculo da matriz de rigidez global a partir das matrizes de rigidez dos elementos individuais;
- Modificação da matriz de rigidez com a aplicação das condições de contorno;
- Solução das equações de equilíbrio resultantes para a obtenção dos deslocamentos nodais;
- Cálculo das tensões.

Os processos discretos são mais gerais, por permitir a análise da estrutura com as mais diversas conformações geométricas e elásticas. No entanto, o número de variáveis e parâmetros envolvidos é muito grande, dificultando, por parte do usuário, a percepção do comportamento da estrutura. Desta maneira, torna-se necessário o uso de pré e pós-processadores, com interface gráfica, de modo a tornar mais fáceis a entrada de dados e a interpretação dos resultados.

### 3.3 ANÁLISE NÃO LINEAR GEOMÉTRICA

Nas análises de estruturas de edifícios altos, o efeito de segunda ordem torna-se significativo devido à elevada esbelteza destes edifícios, bem como, da considerável ação do vento. De acordo com o AISC-LRFD, todas as estruturas devem ser analisadas em teoria de segunda ordem, que acrescentam aos efeitos de primeira ordem, aqueles produzidos pelas ações verticais na presença dos deslocamentos provocados pelas ações horizontais. Este é o efeito denominado de P-delta ( $P-\Delta$ ).

O projeto de revisão da NBR 6118/2001 considera que a análise não linear geométrica deve ser adotada, levando-se em consideração a não-linearidade física do material, quando sua consideração conduzir a uma situação de instabilidade da estrutura ou quando a parcela de segunda ordem das reações ou dos esforços ultrapassem 10% da parcela de primeira ordem em algum elemento.

A NBR 6118/2001 em estudo, permite para a análise dos esforços globais de 2ª ordem a consideração aproximada da não-linearidade física do material, tomando-se como rigidez das peças os seguintes valores:

$$\text{Lajes:} \quad (EI)_{\text{sec}} = 0,3E_c I_c \quad (3.2)$$

$$\text{Vigas:} \quad (EI)_{\text{sec}} = 0,4E_c I_c \quad (3.3)$$

$$\text{Pilares:} \quad (EI)_{\text{sec}} = 0,8E_c I_c \quad (3.4)$$

sendo  $E_c$ , em princípio, o módulo de elasticidade inicial do concreto e  $I_c$  o momento de inércia da seção bruta de concreto.

A norma para projeto de estruturas de concreto em estudo, considera os efeitos de 2ª ordem globais, locais e localizados. Neste trabalho somente serão levados em consideração os efeitos de segunda ordem globais, que são os esforços decorrentes dos deslocamentos horizontais da estrutura, quando submetida às ações das cargas verticais e horizontais.

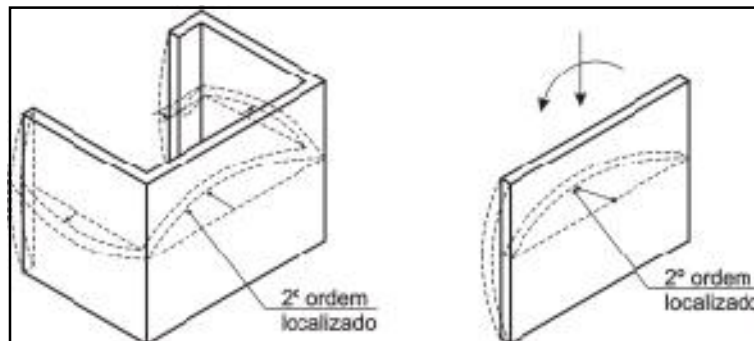


Figura 3.1 – Efeitos de 2ª ordem localizados [8]

O P-delta é o principal efeito da não-linearidade geométrica nas estruturas usuais de edifícios. A análise não-linear geométrica é mais completa quando, além do efeito P-delta, considera-se o efeito da força normal na rigidez transversal das barras, onde a barra submetida à força normal de compressão se torna mais flexível, e se essa força for de tração, há um enrijecimento da barra [29].

FONTE [25] apresenta quatro métodos aproximados para análise não-linear geométrica de pórticos deslocáveis que desprezam o efeito da influência da força normal na rigidez transversal das barras. São eles: método P-delta modificado iterativo, método P-delta iterativo, método amplificador de andar e método de tombamento. Sendo os dois primeiros mais utilizados.

No método P-delta modificado iterativo, as deformações efetivas dos pilares são levadas em conta de forma aproximada através do fator de flexibilidade  $\gamma$ . Para o fator de flexibilidade  $\gamma = 1$ , os efeitos das efetivas deformações das colunas são negligenciados e o método P-delta modificado iterativo recai no método P-delta iterativo, também chamado método da carga lateral equivalente, recomendado pela NBR 8800.

No anexo L da NBR 8800, existe a recomendação para os cálculos dos esforços solicitantes e deslocamentos adicionais aplicados à estrutura deformada, também chamado de método da força lateral equivalente. Segundo a NBR 8800, quando, na determinação das solicitações for empregado um programa que faz a análise em segunda ordem, este tópico já estará embutido nos resultados finais e a estrutura para efeito de norma passa a ser identificada como indeslocável.

O método da força lateral equivalente, pode ser facilmente compreendido a partir das condições de equilíbrio da estrutura na configuração deslocada. Seja o pilar representado na Figura 3.2, submetido a uma força vertical P e uma horizontal H que causa um deslocamento horizontal  $\Delta_0$ . Na posição inicial, o momento na base é anotado por:

$$M_0 = H \cdot h \quad (3.5)$$

Na posição deslocada este momento será:

$$M_0 = H \cdot h + P \cdot \Delta_0 \quad (3.6)$$

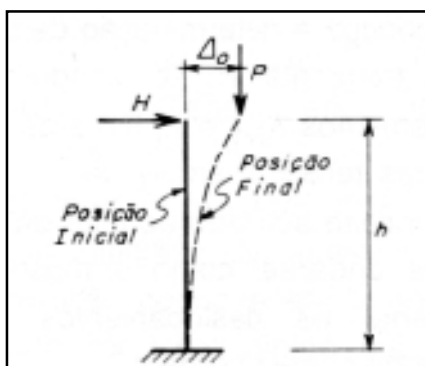


Figura 3.2 – Pilar sob ações combinadas [33]

O incremento de momento, dado pela parcela  $P\Delta_0$  acarretará um incremento no valor do deslocamento  $\Delta_0$  e o pilar atingirá o equilíbrio em uma posição, onde o momento final será expresso em função do deslocamento também final  $\Delta_u$ , ou seja:

$$M_F = H \cdot h + P \cdot \Delta_u \quad (3.7)$$

Utiliza-se o sistema de incrementos sucessivos de solicitações como critério de convergência, ou seja, o processo continua até que o incremento de deslocamento, obtido em uma determinada iteração, seja bastante pequeno quando comparado com o incremento obtido na iteração anterior. Portanto, o valor inicial  $P\Delta_0$  é assumido como equivalente a um binário fictício determinado como:

$$\Delta H_0 \cdot h = P \cdot \Delta_0 \quad (3.8)$$

sendo  $\Delta H_0$  denominado de força fictícia. Somando  $\Delta H_0$  ao valor inicial  $H$ , encontra-se  $H_1$  que permite calcular o novo  $\Delta_1$  que conduz à determinação de um novo incremento  $\Delta H_1$  para ser somado à ação horizontal  $H$ , prosseguindo-se assim, até que a diferença entre os incrementos seja muito pequena.

Neste trabalho foi utilizado para análise não-linear geométrica o P-delta pertencente ao programa SAP2000 versão 7.42 [19]. Este programa utiliza o método dos elementos finitos e tem, como opção ao usuário, a consideração do efeito P-delta.

O programa SAP2000 [19] possui as seguintes características para a consideração do efeito P-delta:

- Os modos de deformação transversais de um elemento de barra são assumidos linear no cortante e cúbico na flexão entre as zonas rígidas;
- Todas deflexões, deformações e rotações são assumidas pequenas;
- O efeito P-delta é analisado somente em elementos de barra;
- Os efeitos de uma força axial sobre a rigidez lateral e a deformação do cortante são considerados;
- A força axial é assumida constante ao longo do comprimento do elemento e igual à média dos esforços normais nas extremidades.

O SAP2000 [19] modifica as equações de equilíbrio para incluir o efeito P-delta devido a um único conjunto de forças axiais que agem nos elementos de barra. As equações modificadas são usadas para as análises subseqüentes aplicadas a estrutura.

O fornecimento das forças axiais que entram na formulação do efeito P-delta pode vir de duas fontes:

- O usuário pode especificar as forças axiais diretamente através dos elementos de barra;
- As forças axiais são computadas através de uma análise iterativa, devendo o usuário, especificar a combinação de cargas estáticas aplicadas.

O P-delta do programa SAP2000 [19] somente usa as forças axiais citadas acima para modificar as equações de equilíbrio, não incluindo estas forças nos resultados das forças axiais informados para os vários casos de análise.

O critério de convergência utilizado no P-delta do programa SAP2000 [19] foi de 1% para a tolerância relativa dos deslocamentos e forças, sendo a quantidade máxima de iterações admitidas igual a 10. As forças axiais computadas na formulação do efeito P-delta, foram fornecidas através da combinação de cargas estáticas aplicadas.



### 3.4 DESCRIÇÃO DO MODELO

O modelo utilizado foi definido de acordo com a literatura técnica existente e sua arquitetura determinada a partir dos projetos de edifícios altos comerciais, sendo caracterizado por um núcleo central composto de três pilares parede de concreto armado, e pilares metálicos de alta resistência em todo o contorno do edifício.

A edificação teve seus componentes estruturais duplamente simétricos em planta para simplificar a entrada de dados e principalmente sua saída e interpretação. As caixas de escadas e de elevadores não foram modeladas, podendo se admitir portanto, a sua localização fora do pavimento, e a contribuição da estrutura de sustentação das mesmas desprezíveis.

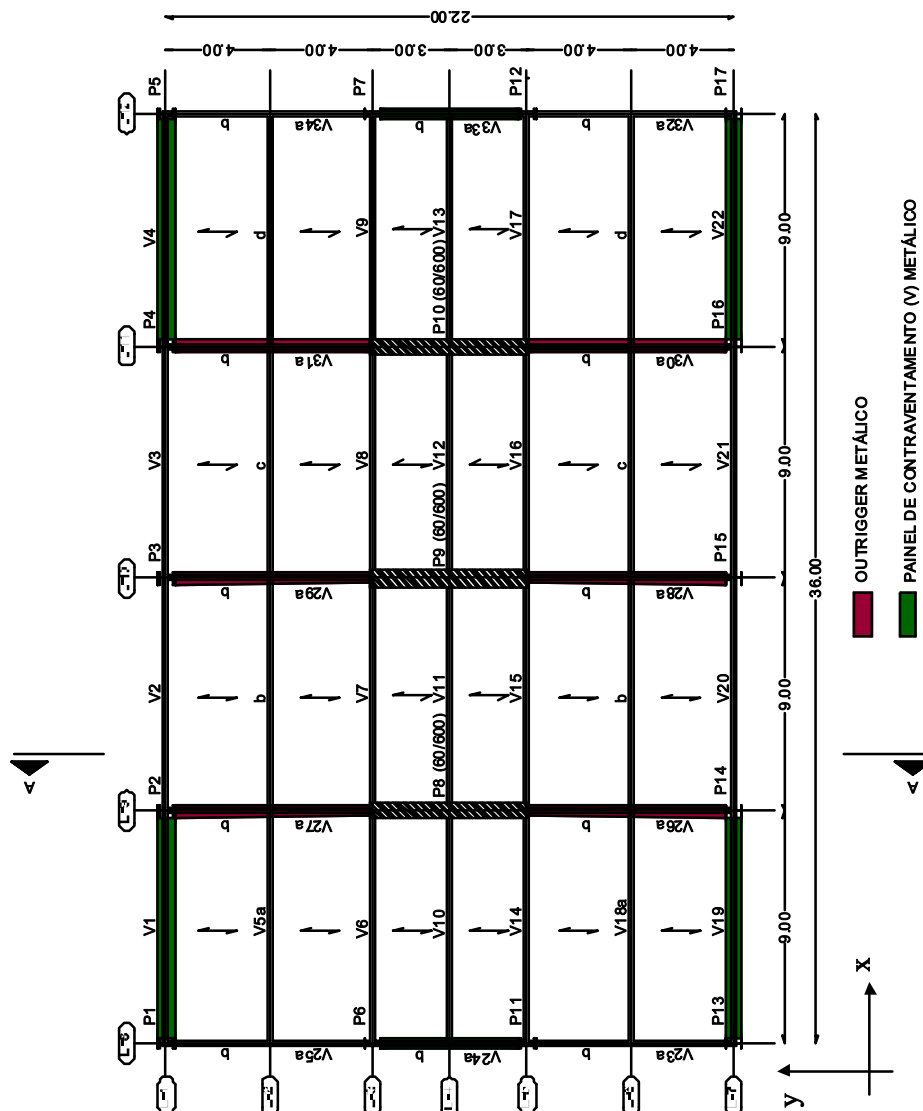


Figura 3.3 – Planta de fôrma do pavimento tipo

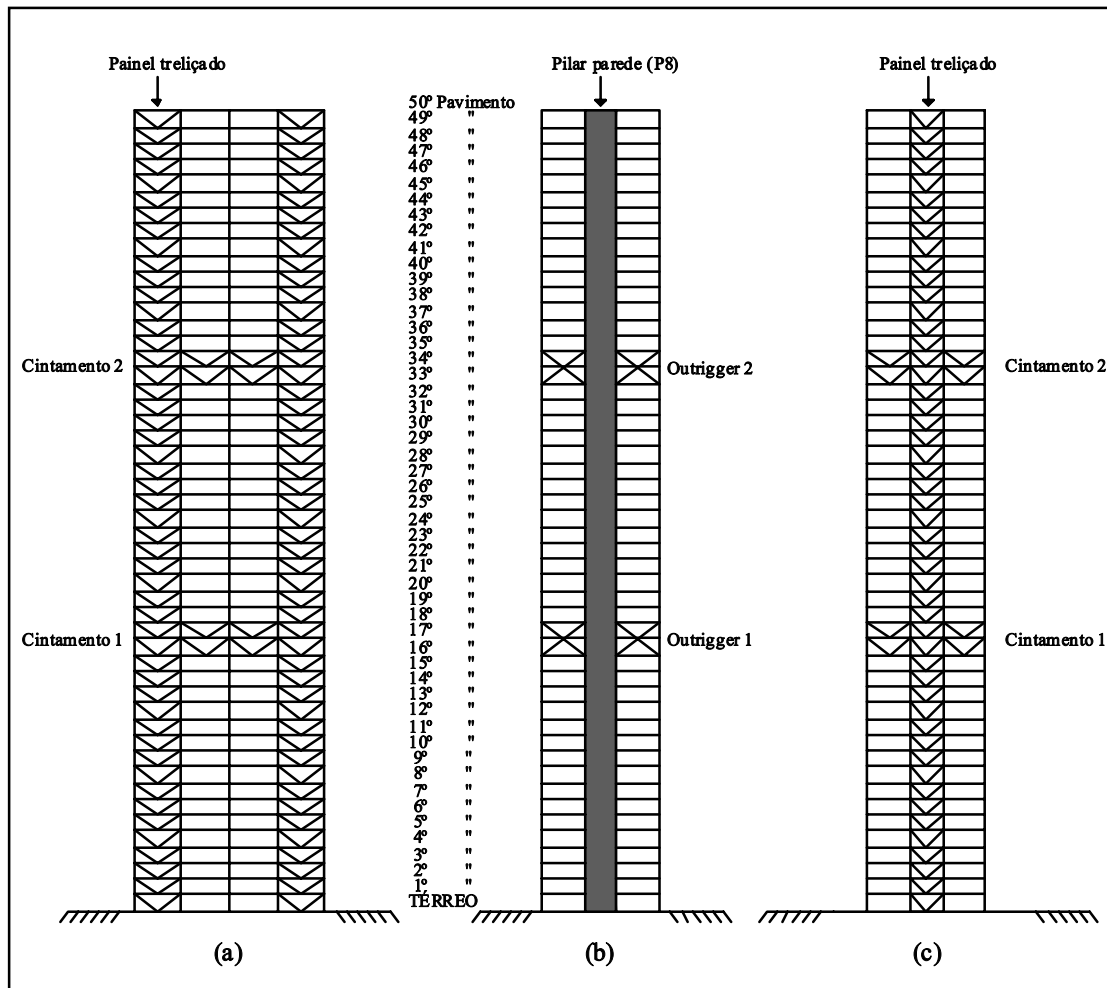


Figura 3.4 – Vista frontal [Plano XZ] (a); Corte AA do modelo (b) e Vista lateral [Plano YZ] (c)

A localização dos 2 - “outriggers” apresentada na Figura 3.4, foi definida a partir das indicações propostas por SMITH & COULL [35], sendo suas alturas próximas a  $1/3$  e  $2/3$  da altura da edificação, onde para cada nível de posicionamento foram colocados três “outriggers” unidos rigidamente aos pilares parede P8, P9 e P10. Os pilares parede foram ligados aos pilares metálicos através dos “outriggers”, por meio de ligações perfeitamente articuladas.

As diagonais dos “outriggers” foram posicionadas entre dois pavimentos com o intuito de não comprometer a comunicação destes andares.

### 3.5 MODELAGEM DOS ELEMENTOS QUE COMPÕEM A ESTRUTURA

Os elementos que fazem parte do sistema estrutural adotado são os horizontais (vigas e lajes), verticais (pilares metálicos e pilares parede de concreto) e diagonais (elementos diagonais que compõem os painéis treliçados e as treliças passantes), sendo considerado os efeitos de 2ª ordem para todos os elementos que compõem a estrutura principal.

Os componentes estruturais secundários, como por exemplo, as alvenarias e os painéis de fechamento, que contribuem no acréscimo de rigidez e estabilidade diante das ações horizontais, foram desconsiderados neste trabalho para simplificar a análise estrutural.

#### 3.5.1 Lajes

As lajes foram admitidas mistas, como as lajes com fôrma de aço incorporada, para possibilitar o cálculo das cargas transmitidas às vigas de apoio de maneira mais simples, e também pelo fato deste sistema construtivo ser bastante utilizado nas construções metálicas pela velocidade construtiva compatível.

As lajes não foram modeladas neste trabalho através de elementos de placa, admitiu-se a consideração do plano das mesmas funcionando como diafragma rígido, e a parcela referente à adição de momento resistente à flexão foi calculada pela NBR 8800 e levada em consideração pelas vigas mistas.

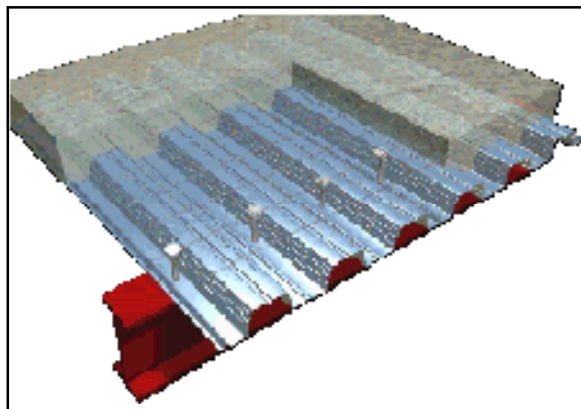


Figura 3.5 – Laje com fôrma de aço incorporada apoiada sobre uma viga mista [15]

A NBR 14323 denomina comportamento misto aço-concreto aquele que passa a ocorrer após a fôrma de aço e o concreto terem sido combinados para formar um único elemento estrutural. A fôrma de aço deve ser capaz de transmitir o cisalhamento longitudinal na interface aço-concreto por meio de:

- ligação mecânica por mossas;
- ligação por atrito devido ao confinamento do concreto nas fôrmas de aço com cantos reentrantes.

Os diafragmas horizontais podem ser classificados de acordo com sua tendência de se deformar sob carregamento. As lajes de concreto maciças são usualmente consideradas como diafragmas rígidos. Já as lajes com fôrma de aço incorporada devem ser convenientemente travadas na mesa superior das vigas, ou através de um sistema de contraventamento horizontal composto por barras diagonais, ou uma mistura dos dois, para que de fato tenha um comportamento de diafragma rígido.

Entretanto, como a rigidez do plano da laje é um termo relativo, sua definição como sistema rígido ou flexível só pode ser definida quando comparada com a rigidez proporcionada pelo sistema de contraventamento. Em geral, no projeto de edifícios, é prática comum considerar o sistema de laje como diafragma rígido, a menos que a razão entre as dimensões em planta seja maior que três, ou seja, no caso de edifícios com planta alongada, ou quando há uma estreita faixa ligando dois planos de lajes adjacentes [23].

Quando se considera a laje com o comportamento de diafragma rígido, faz-se uma simplificação no modelo, admitindo-se que haja uma compatibilidade de deslocamentos no plano da laje, com ausência de deformações axiais neste plano.

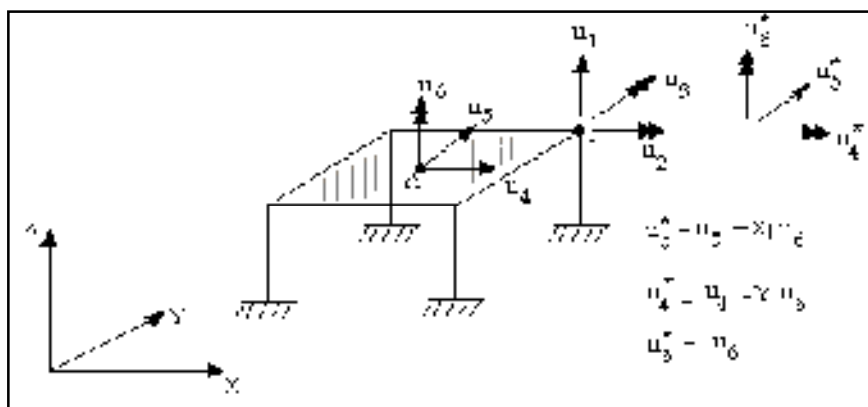


Figura 3.6 – Representação do diafragma rígido [24]

Logo, o número de graus de liberdade na análise numérica apresenta uma grande redução, pois se dispensa a discretização da laje e associa-se três graus de liberdade (duas translações no plano do diafragma e uma rotação normal a este plano) de todos os nós do pavimento aos graus de liberdade de um único nó, chamado de nó mestre.

As ações horizontais que atuam num edifício, são distribuídas aos vários elementos resistentes através do diafragma rígido, proporcionando às lajes um sistema de contraventamento horizontal.

Ao considerar a laje como diafragma rígido, a distribuição das forças horizontais entre os elementos verticais resistentes se dá proporcionalmente as suas rigidezes relativas, ou seja, sob uma ação simétrica, este diafragma fará com que todos os elementos verticais tenham o mesmo deslocamento. Com isso, um elemento resistente vertical com uma alta rigidez relativa resistirá a uma porção maior de força horizontal do que um elemento com menor rigidez.

### 3.5.2 Vigas

As vigas foram admitidas mistas, ou seja, trabalhando em conjunto com a mesa de concreto, com interação parcial em torno de 80% e sem escoramento durante a construção, sendo todas dimensionadas com os perfis soldados (VS) de acordo com a NBR 8800 para os estados limites últimos e de utilização. As vigas foram modeladas através de elementos de barra, também conhecidos como elementos de pórtico, com seis graus de liberdade em cada nó, e adotando-se nas extremidades das mesmas ligações perfeitamente articuladas.

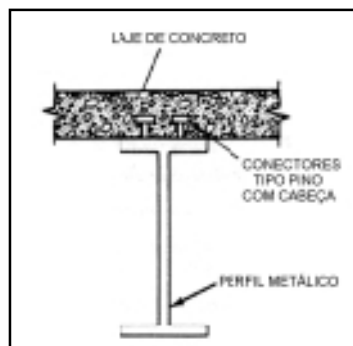


Figura 3.7 – Viga mista [34]

Constituídas por um perfil de aço, suportando uma laje de concreto na mesa superior e a ela ligada por meio de conectores, as vigas mistas aço-concreto têm sido consideradas o sistema estrutural mais eficiente para suportar as cargas gravitacionais de pisos de edifícios, devido à facilidade de construção e à redução de peso da viga de aço. Reduções de peso da ordem de 20% a 40% podem ser atingidas em sistemas bem dimensionados, tirando-se partido dos dois materiais básicos componentes, o aço e o concreto.

As vigas foram classificadas neste trabalho como secundárias e principais, sendo as primeiras destinadas apenas a suportar as lajes, e as principais destinadas a receber as cargas das vigas secundárias e transmiti-las para os pilares, podendo estas vigas, também fazer parte do enrijecimento vertical do edifício.

Embora se costume dizer que uma situação estrutural será mais rígida ou mais econômica quanto mais alto for o seu grau de estaticidade, no caso das vigas metálicas de um piso, quando concebidas como mistas, a solução biapoiada (isostática), costuma conduzir a uma situação mais interessante do que uma situação biengastada [33].

A explicação para este fato reside no comportamento da mesa inferior. Na situação biapoiada, a mesa inferior é continuamente tracionada, enquanto a mesa superior é continuamente comprimida, porém travada lateralmente pela laje do piso, o que lhe garante a estabilidade lateral. Nas vigas hiperestáticas, devido à inversão do momento fletor, a mesa inferior que não estiver contida lateralmente poderá perder sua estabilidade lateral devido à compressão nessa região.

Os espaçamentos dos vigamentos principal e secundário, foram definidos através da recomendação de SALES [33], onde os vãos econômicos para as vigas principais variam de 9 a 12 metros e para as vigas secundárias de 6 a 9 metros. Contudo, os vãos das vigas principais foram limitados, neste trabalho, pela concepção do modelo e pela capacidade das lajes mistas adotadas, de suportar as cargas de construção sem escoramento. Foi então empregado para o modelo proposto, vãos de 9 e 8 metros para as vigas secundárias e principais, respectivamente. Encontra-se no (APÊNDICE 1) o roteiro de cálculo desenvolvido para dimensionar as vigas mistas deste trabalho.

O cálculo de vigas mistas envolve a avaliação de seu desempenho considerando-se vários estados limites:

- a resistência última da seção mista;
- a resistência última da seção de aço, durante a construção, caso o sistema seja não escorado e;

- a avaliação da flecha máxima do piso, seu comportamento à vibração e o estado de fissuração sob cargas de serviço.

Existem duas razões principais para as vigas mistas de piso serem calculadas utilizando a interação parcial, são elas:

- a redução da resistência devido à interação parcial, mesmo no método simplificado, é menor que a redução no número de conectores, isto é, uma redução de 50% no número de conectores, por exemplo, reduz a resistência em apenas 20%;
- no sistema de construção não-escorado, a seção de aço selecionada para resistir as cargas durante o processo de construção, ou seja, antes da resistência do concreto atingir  $0,75f_{ck}$ , normalmente não necessita de interação completa para resistir ao carregamento como sistema misto, exceto se as cargas aplicadas após a cura forem bastante elevadas.

As propriedades da seção mista, utilizadas na determinação das tensões e deformações em regime elástico, são obtidas com a seção homogeneizada, desprezando-se a área de concreto tracionada. Transforma-se a seção de concreto da laje em seção equivalente de aço, dividindo sua área pela relação:

$$\alpha = \frac{E_{aço}}{E_{concreto}} = \frac{E_s}{E_c} \quad (3.9)$$

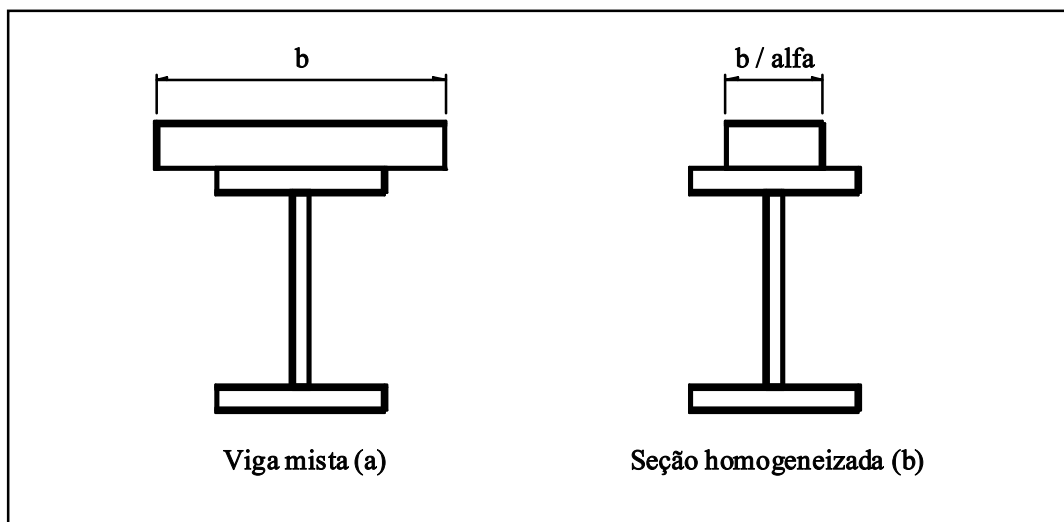


Figura 3.8 – Seção homogênea para cálculo em regime elástico

Para possibilitar o cálculo dos deslocamentos e solicitações nos elementos de barra, levando-se em consideração as propriedades das vigas mistas, o momento de inércia da seção mista deve ser obtido através da homogeneização teórica da seção. No caso de interação parcial a NBR 8800 impõe o uso da seguinte formulação para o cálculo do momento de inércia da viga mista:

$$I_{ef} = I_a + \sqrt{\frac{Q_n}{V_h}} \cdot (I_{tr} - I_a) \quad (3.10)$$

onde:

$I_a$  – Momento de inércia da seção da viga de aço isolada;

$I_{tr}$  – Momento de inércia da seção da viga mista homogeneizada;

$Q_n = (\sum q_n)$  Somatório das resistências nominais individuais ( $q_n$ ) dos conectores de cisalhamento situados entre a seção de momento máximo e a seção adjacente de momento nulo;

$V_h = (A \cdot f_y)$  ou  $0,85f_{ck}bt_c$  – tomando-se o menor valor.

Para o dimensionamento das vigas mistas devem ser aplicados dois carregamentos:

- O primeiro, que solicita apenas a viga metálica, enquanto o concreto não atinge 75% da resistência do  $f_{ck}$ ;
- O segundo, que solicita a viga mista, quando a resistência do concreto exceder 75% da resistência do  $f_{ck}$ .

Uma outra recomendação da NBR 8800 se refere à verificação das fibras inferiores da viga metálica para evitar tensões acima do limite de escoamento através da seguinte expressão:

$$\sigma_t = \frac{M_g}{W_a} + \frac{M_l}{W_{ef}} \leq 0,9 \cdot f_y \quad (3.11)$$

onde:

$M_g$  e  $M_l$  – Momentos fletores devidos às ações aplicadas, respectivamente, antes e depois da resistência do concreto atingir  $0,75f_{ck}$ ;

$W_a$  – Módulo resistente inferior da seção da viga de aço;

$W_{ef}$  – Módulo de resistência efetivo da viga mista.



sendo:

$$W_{ef} = W_a + \sqrt{\frac{Q_n}{V_h}} \cdot (W_{tr_i} - W_a) \quad (3.12)$$

onde:  $W_{tr_i}$  – Módulo resistente inferior da seção mista.

As ações consideradas para calcular os momentos fletores antes e depois do concreto atingir  $0,75f_{ck}$ , serão ações de cálculo se:

$$3,5 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \leq \frac{h}{t_w} \leq 5,6 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.13)$$

senão, serão ações nominais se:

$$\frac{h}{t_w} \leq 3,5 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.14)$$

A redução no volume ou no peso dos materiais utilizados nos pisos, como as espessuras das lajes e dos revestimentos, pode ocasionar vibrações que causam desconforto aos usuários. Assim como as vibrações introduzidas pela ação do vento, estas são funções de forças externas, da flexibilidade e do amortecimento da estrutura do piso.

A frequência natural de vibração ( $\omega$ ) é função da relação entre a rigidez e a massa da peça, de acordo com a expressão abaixo:

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (3.15)$$

onde:

$k$  – Rigidez da peça;

$m$  – Massa da viga.

De acordo com a NBR 8800, a frequência própria pode ser estimada considerando-se ação mista de interação total, mesmo para construções não mistas. Para sistemas simplesmente apoiados com vigas numa só direção, a frequência  $f_1$  é dada em Hz, por:

$$f_1 = 1,57 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_{tr}}{m \cdot L^4}} \quad (3.16)$$

Nos sistemas com vigas numa só direção, apoiada em vigas de aço transversais, a frequência  $f$  é dada aproximadamente por:

$$\frac{1}{f^2} = \frac{1}{f_1^2} + \frac{1}{f_2^2} \quad (3.17)$$

onde:

$f_2$  – Frequência própria do sistema, calculada como anteriormente, considerando que a laje se apóia somente nas vigas transversais.

As vibrações dos pisos podem ser induzidas por várias fontes, bem diferentes das vibrações laterais dos edifícios que, comumente tem como causa o vento e muito raramente, aqui no país, pequenos abalos sísmicos. Nos pisos, as vibrações podem ser induzidas por máquinas com massa desbalanceada, veículos e na maioria das vezes pelos usuários da edificação.

As atividades humanas, como dança, esporte, ginástica rítmica ou aeróbica, podem induzir frequências das mais diversas, desde 1 até cerca de 10 Hertz. O caminhar normal das pessoas podem induzir frequências de até 5 Hertz. Estas vibrações não podem ser evitadas, no entanto, elas devem ser absorvidas pelos pisos [33].

VERÍSSIMO et al [41] cita uma recomendação do AISC-1997 [3] com relação aos critérios de vibrações aceitáveis em sistemas de pisos sujeitos a atividades rítmicas como dança, aeróbica e educação física. Para ginásios, pistas de dança, academias, etc., as frequências mínimas recomendadas são:

- piso de concreto maciço: 7Hz;
- piso misto aço-concreto: 9Hz;
- pisos sobre estruturas de madeira: 11Hz.

Para o vigamento misto considerado no modelo, foi admitido que os mesmos são capazes de absorver as vibrações de serviço.

### 3.5.3 Pilares

Foram utilizados no modelo em estudo, dois tipos de pilares com relação ao material estrutural, são eles: pilares parede em concreto armado e pilares metálicos. Os pilares metálicos foram posicionados no contorno da edificação e tiveram como função principal a transmissão das cargas recebidas à fundação, além de contribuir diretamente no funcionamento do sistema de contraventamento vertical adotado.

Os pilares parede de concreto armado foram situados no centro do edifício, sendo sua função estrutural principal de contraventamento vertical, que em conjunto com as treliças passantes metálicas, fazem funcionar o contraventamento vertical misto.

A localização destes pilares no centro faz o material concreto ser bem aproveitado, devido ao fato do mesmo suportar grandes esforços de compressão, possuir elevada inércia e bom desempenho a cargas de incêndio.

Nos nós dos pilares que se comunicam com a fundação, foram restringidos todos os movimentos de translação e de rotação, para simular uma fundação perfeita (sem ocorrência de recalques).

#### 3.5.3.1 Pilares parede de concreto armado

Estes pilares também foram representados por elementos de barra, uma vez que o projeto de revisão da NBR 6118:2001 permite que estas estruturas sejam representadas por elementos lineares, desde que se considere a deformação por cisalhamento e que os efeitos de 2ª ordem sejam convenientemente avaliados.

Os trechos rígidos foram considerados tanto para as vigas principais dos pavimentos que se comunicam com os pilares parede, quanto para as treliças passantes que se unem rigidamente a estes pilares. O comprimento dos trechos rígidos foi determinado seguindo as recomendações da NBR 6118:2001 em estudo.

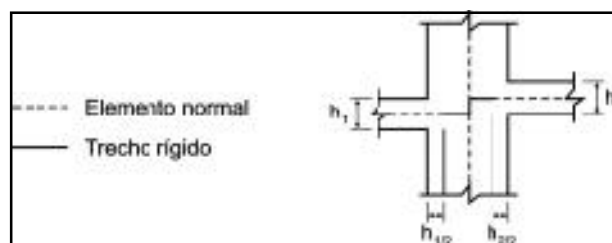


Figura 3.9 - Trechos rígidos [8]

### 3.5.3.1 Pilares metálicos

Nos pilares metálicos foram utilizados os perfis soldados (CS), sendo os mesmos dimensionados inicialmente pelo AISC-LRFD através do SAP2000 [19] e verificados posteriormente pela NBR 8800 para os estados limites últimos, sendo sua modelagem também realizada por elementos de barra, com seis graus de liberdade por nó. O comprimento de flambagem destes pilares foi adotado igual à distância entre os pisos, onde o fator K foi tomado igual a 1,0.

A NBR 8800, permite a consideração do parâmetro de flambagem  $K=1,0$  nas estruturas cuja estabilidade lateral é garantida por um dos sistemas adequados de contraventamentos, como por exemplo: treliças, paredes estruturais, estrutura adjacente com estabilidade lateral suficiente, lajes de pisos e de coberturas fixadas horizontalmente por paredes ou por sistemas de contraventamentos paralelos ao plano da estrutura.

### 3.5.4 Diagonais

As barras diagonais são responsáveis pela maioria das concepções adotadas nos sistemas de contraventamento vertical das estruturas metálicas. Diversos sistemas são utilizados para fornecer rigidez lateral à edificação, necessária ao combate das ações horizontais. Como exemplo, podemos citar os contraventamentos em “X”, “V”, “V invertido” e em diagonais, conforme apresentados na Figura 3.10.

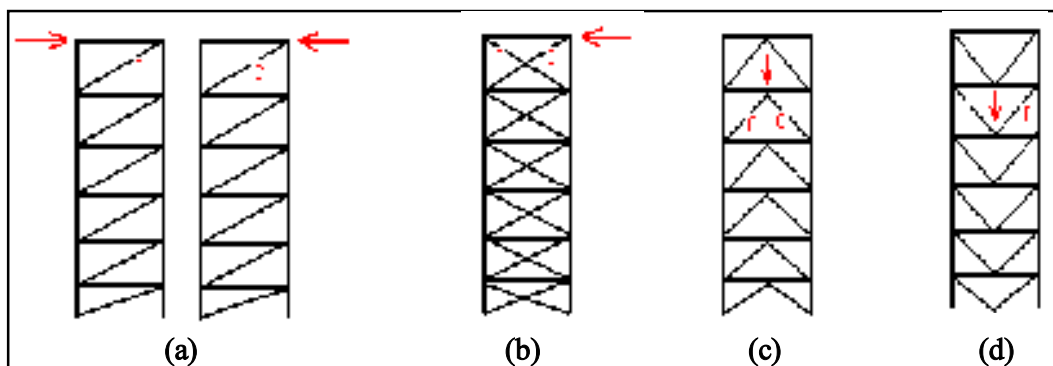


Figura 3.10 – Sistemas de contraventamento metálico

Deseja-se nas estruturas metálicas, que seus elementos trabalhem preferencialmente à tração, no caso de trabalharem à compressão, tenta-se minimizar o efeito de flambagem diminuindo seus comprimentos.

O contraventamento em diagonal, possui o inconveniente de apresentar todas as suas diagonais ora tracionadas, ora comprimidas, dependendo da direção que o vento atua (Figura 3.10.a). Esta alternância de sollicitação faz com que todas as suas barras sejam dimensionadas para a situação mais crítica, que é a referente aos esforços de compressão, aumentando desta maneira o consumo de aço.

Outra consideração sobre a forma de disposição em diagonal, diz respeito à angulação formada entre estas barras e as horizontais, pois, para que os nós destas diagonais sejam executados com facilidade, é recomendado um ângulo mínimo de 30° [28].

O contraventamento em “X”, apesar de possuir diagonais com alternância de sollicitação, apresenta uma certa vantagem em relação ao arranjo em diagonal. Esta vantagem ocorre em virtude desse contraventamento sempre possuir uma de suas diagonais submetidas à tração, contribuindo, inclusive, na diminuição do comprimento de flambagem das barras diagonais comprimidas (Figura 3.10.b).

O arranjo em “V invertido” (Figura 3.10.c), possui como maior desvantagem, o fato de suas diagonais estarem sollicitadas sempre à compressão, provocadas pelas reações das vigas de piso, que somados aos esforços de compressão oriundos da ação lateral, geram grandes sollicitações indesejadas de compressão.

As diagonais utilizadas nos painéis treliçados e cintamentos foram posicionadas nas fachadas, com ligações perfeitamente articuladas e compostas por perfis (CVS), sendo seu arranjo estrutural em forma de “V”. A escolha por este arranjo se deve à prévia tensão de tração provocada pela reação das vigas de piso, resultando em um alívio nos esforços de compressão gerados pelas ações laterais.

As barras que compõem as treliças passantes foram constituídas por perfis (CS), tendo a forma estrutural das diagonais em “X” e suas ligações perfeitamente rígidas nos pilares parede e articuladas nos pilares metálicos. Todas as treliças passantes, diagonais dos cintamentos e dos painéis de contraventamento, foram dimensionadas inicialmente pelo AISC-LRFD através do SAP2000 [19], e posteriormente verificadas pela NBR 8800.

### 3.6 PROPRIEDADES FÍSICAS DOS MATERIAIS EMPREGADOS

#### 3.6.1 Aço

Para os pilares e vigas metálicas, foram utilizados os seguintes valores:

- Módulo de elasticidade longitudinal:  $E_{aço} = 205000 \text{ MPa}$ ;
- Tensão de escoamento:
  - $f_y = 345 \text{ MPa}$ , para os pilares
  - $f_y = 250 \text{ MPa}$ , para as vigas e diagonais
- Coeficiente de Poisson:  $\nu_a = 0,3$ ;
- Peso específico:  $\gamma_a = 77 \text{ kN/m}^3$ ;
- Módulo de elasticidade transversal:  $G_a = 78846 \text{ MPa}$ .

O módulo de elasticidade transversal é calculado internamente pelo programa SAP2000 [19] através da seguinte formulação:

$$G = E/2(1+\nu) \quad (3.18)$$

onde:

- E - Módulo de elasticidade longitudinal;
- $\nu$  - Coeficiente de Poisson.

As propriedades físicas das fôrmas de aço incorporadas que constituem as lajes mistas, foram obtidas através do catálogo de um fabricante [15]. Contudo, a única adoção diferente dos valores determinados acima, corresponde à tensão de escoamento do material empregado nestas fôrmas.

*Especificação da laje com fôrma de aço incorporada: STEEL DECK MF-75*

- Espessura da laje:  $e_{laje} = 150 \text{ mm}$  (75mm de camada de concreto);
- Espessura da chapa metálica da fôrma:  $e_{chapa} = 1,25 \text{ mm}$ ;
- Peso próprio:  $2,79 \text{ kN/m}^2$ ;
- Momento de inércia da fôrma de aço:  $19,05 \times 10^6 \text{ mm}^4$ ;
- Tensão de escoamento do aço da fôrma:  $f_y = 280 \text{ MPa}$ ;
- Carga sobreposta máxima para vãos de 4,00m:  $4,19 \text{ kN/m}^2$ .

### 3.6.2 Concreto

Foram considerados concretos com  $f_{ck}$  de 50 MPa e de 25 MPa, nos pilares parede e no recobrimento das lajes, respectivamente. Os valores apresentados abaixo, foram extraídos do projeto de revisão da NBR 6118/2001 e aplicados aos elementos de concreto.

- Coeficiente de Poisson:  $\nu_c = 0,2$ ;
- Peso específico:  $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ .

O módulo de elasticidade secante a ser utilizado nas análises elásticas de projeto, especialmente para a determinação de esforços solicitantes e verificação de estados limites de serviço, foi calculado de acordo com a NBR 6118/2001 em estudo.

$$E_c = 5600 (f_{ck})^{1/2} \quad (3.19)$$

$$E_{cs} = 0,85 E_c \quad (3.20)$$

onde:

$E_c$  - Módulo de elasticidade inicial do concreto em MPa;

$E_{cs}$  - Módulo de elasticidade secante do concreto em MPa.

Tabela 3.1 – Valores dos módulos de elasticidade longitudinal inicial, longitudinal secante, e transversal

Concreto ( $f_{ck}$ )	$E_c$ (MPa)	$E_{cs}$ (MPa)	$G_c$ (MPa)
50 MPa	39598	33658	14024
25 MPa	28000	23800	9917

## **3.7 AÇÕES**

### **3.7.1 Ações Permanentes**

O peso próprio da estrutura é calculado internamente pelo programa SAP2000 [19], utilizando o peso específico, as dimensões das peças fornecidas e a caracterização do vetor gravidade. O peso das fachadas foi considerada como se toda a edificação fosse fechada lateralmente de alvenaria com espessura de 0,15m, altura de 2,70m e peso específico de  $\gamma_{alv} = 13 \text{ kN/m}^3$ .

Para as divisórias internas, foi considerada a recomendação da NBR 6120, que admite uma carga mínima uniformemente distribuída de 1,00 kN/m<sup>2</sup> para o cálculo dos pisos quando a posição das divisórias não estiver definida no projeto. O peso próprio das lajes foi extraído da tabela do fabricante [15], sendo seu valor igual a 2,79 kN/m<sup>2</sup>, e o peso próprio do revestimento do piso tomado igual a 1,00 kN/m<sup>2</sup>.

### **3.7.2 Sobrecargas**

Para estimar o carregamento uniformemente distribuído de sobrecarga, foi adotado para todos os pavimentos o valor mínimo estipulado pela NBR 6120, que é de 2,00 kN/m<sup>2</sup> para escritórios.

No cálculo das vigas mistas sem escoramento, foi considerado como sobrecarga de construção o mesmo valor determinado pela NBR 14323 para dimensionar as lajes mistas com fôrma de aço incorporado sem escoramento, ou seja, um carregamento uniformemente distribuído de 1,00 kN/m<sup>2</sup>.

### **3.7.3 Ação do Vento**

O carregamento de vento foi estabelecido através da NBR 6123, aplicado nas duas direções ortogonais aos planos das fachadas, e também nos dois sentidos. Foram considerados os efeitos dinâmicos no carregamento de vento, através da aplicação do método contínuo simplificado, que é caracterizado pela correção da velocidade básica



do vento, ou seja, a velocidade média é obtida para um tempo de 10 minutos, ao invés de 3 segundos, considerando a amplitude máxima da resposta flutuante.

De acordo com a NBR 6123, em edificações com período fundamental  $T_1$  igual ou inferior a 1s, a influência da resposta flutuante é pequena, sendo seus efeitos já considerados na determinação do intervalo de tempo adotado para o fator  $S_2$ . Contudo, em edificações com período fundamental superior a 1 segundo, em particular aquelas fracamente amortecidas, podem apresentar importante resposta flutuante na direção do vento médio.

A Tabela 3.2 mostra os valores adotados para tornar possível a obtenção das forças decorrentes da ação do vento por meio da NBR 6123.

Tabela 3.2 – Parâmetros atribuídos ao modelo para determinação do carregamento do vento

Parâmetro	Descrição
$V_o = 30 \text{ m/s}$	Velocidade básica do vento, Recife – PE
$S_1 = 1,00$	Fator topográfico
$S_3 = 1,00$	Fator estatístico
Categoria II – Classe C	Fator definido pela rugosidade do terreno, dimensões e altura sobre o terreno.
$b = 1,00$	Parâmetros meteorológicos
$p = 0,10$	
$z_r = 10,00 \text{ m}$	Altura de referência (Z é o eixo global referente à altura)
$\gamma = 1,20$	Parâmetro de ajuste obtido na tabela 19 da NBR 6123.
$T_1 = 3,15\text{s}$	Período fundamental da estrutura, obtido por meio da tabela 19 da NBR 6123
$\xi_x = 1,040$	Coefficiente de amplificação dinâmica, para o vento atuando na direção X
$\xi_y = 0,945$	Coefficiente de amplificação dinâmica, para vento atuando na direção Y
$\zeta = 0,01$	Razão de amortecimento crítico
$Ca_x = 1,20$	Coefficiente de arrasto para o vento de baixa turbulência atuando na direção X
$Ca_y = 1,45$	Coefficiente de arrasto para o vento de baixa turbulência atuando na direção Y

A velocidade de projeto e a pressão dinâmica são obtidas pelas seguintes equações:

$$V_p = 0.69 \cdot V_o \cdot S_1 \cdot S_3 \quad (3.21)$$

$$q_o = 0.613 \cdot V_p^2 \quad (q_o \text{ em N/m}^2, V_p \text{ em m/s}) \quad (3.22)$$

A variação da pressão dinâmica com a altura é expressa pela equação:

$$q_d(z) = q_o \cdot b^2 \left[ \left( \frac{z}{z_r} \right)^{2 \cdot p} + \left( \frac{h}{z_r} \right)^p \cdot \left( \frac{z}{h} \right)^r \cdot \frac{(1 + 2 \cdot \gamma)}{(1 + \gamma + p)} \cdot \xi \right] \quad (3.23)$$

O primeiro termo dentro dos colchetes corresponde à resposta média, e o segundo representa a amplitude máxima da resposta flutuante.

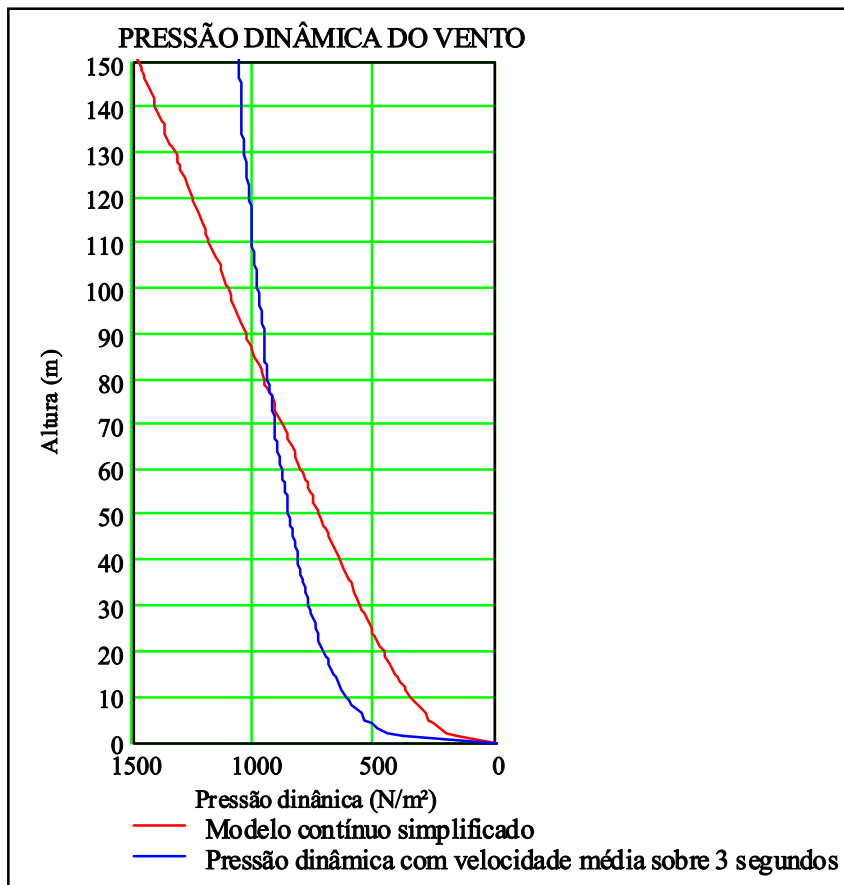


Figura 3.11 – Pressão dinâmica obtida através do modelo contínuo simplificado e através da pressão dinâmica com velocidade média sobre 3 segundos

Tomando por base a distribuição da pressão dinâmica apresentada na Figura 3.11, a ação do vento foi considerada através de cargas nodais aplicadas nos nós mestres em cada andar, sendo as linhas de ação das forças concentradas do vento, aplicadas sem nenhuma excentricidade em relação ao eixo vertical geométrico. Os valores das cargas concentradas em cada pavimento foram obtidos por meio das equações (3.24) e (3.25), onde o índice  $i$  corresponde ao número do pavimento e o pé esquerdo é igual a 3,00m.

$$F_{xd_i} = C_{ax} \cdot L_y \cdot \int_{\text{Pé\_esquerdo} - i \cdot 0.5 \cdot \text{Pé\_esquerdo}}^{\text{Pé\_esquerdo} + i \cdot 0.5 \cdot \text{Pé\_esquerdo}} q_d(z) dz \quad (3.24)$$

Tabela 3.3 – Força nodal decorrente do carregamento de vento aplicado em cada laje na direção X

Laje	Força +X.(kN)	Laje	Força +X (kN)
1	14.80	26	59.96
2	18.80	27	61.40
3	21.74	28	62.82
4	24.23	29	64.25
5	26.45	30	65.67
6	28.50	31	67.09
7	30.42	32	68.51
8	32.26	33	69.92
9	34.02	34	71.33
10	35.73	35	72.75
11	37.40	36	74.16
12	39.03	37	75.57
13	40.62	38	76.97
14	42.19	39	78.38
15	43.74	40	79.79
16	45.28	41	81.20
17	46.79	42	82.60
18	48.29	43	84.01
19	49.78	44	85.42
20	51.26	45	86.83
21	52.73	46	88.23
22	54.19	47	89.64
23	55.64	48	91.05
24	57.09	49	92.46
25	58.53	50	93.86

$$F_{yd_i} = C_{ay} \cdot L_x \cdot \int_{-Pé\_esquerdo \cdot i - 0.5 \cdot Pé\_esquerdo}^{Pé\_esquerdo \cdot i + 0.5 \cdot Pé\_esquerdo} q_d(z) dz \quad (3.25)$$

Tabela 3.4 – Força nodal decorrente do carregamento de vento aplicado em cada laje na direção Y

Laje	Força +Y.(kN)	Laje	Força +Y (kN)
1	29.18	26	114.69
2	36.99	27	117.35
3	42.70	28	119.99
4	47.50	29	122.62
5	51.77	30	125.25
6	55.68	31	127.87
7	59.36	32	130.49
8	62.84	33	133.10
9	66.19	34	135.71
10	69.42	35	138.31
11	72.57	36	140.91
12	75.63	37	143.50
13	78.64	38	146.10
14	81.59	39	148.69
15	84.49	40	151.27
16	87.36	41	153.86
17	90.19	42	156.45
18	92.99	43	159.03
19	95.77	44	161.62
20	98.52	45	164.20
21	101.26	46	166.78
22	103.97	47	169.36
23	106.67	48	171.94
24	109.36	49	174.53
25	112.03	50	177.11

A NBR 6123 considera que os projetos das edificações paralelepípedicas devem levar em conta as excentricidades causadas pelo vento agindo obliquamente ou por efeito de vizinhança. Para o modelo em estudo, foram considerados os valores das excentricidades para edificações sem efeito de vizinhança.

Os esforços de torção aí oriundos foram calculados considerando as forças do vento agindo, respectivamente, com as seguintes excentricidades em relação ao eixo vertical geométrico:

$$e_a = 0,075a \quad (3.26)$$

$$e_b = 0,075b \quad (3.27)$$

sendo  $e_a$  medido na direção do lado maior,  $a$ , e  $e_b$  medido na direção do lado menor,  $b$ .

Para simular estas excentricidades, continuam válidos todos os carregamentos de vento apresentados nas Tabelas 3.3 e 3.4. Contudo, o cálculo dos momentos, que também são aplicados quando não existem excentricidades, devido ao posicionamento do nó mestre em cada pavimento, terão seus braços de alavanca ajustados para simular as excentricidades apresentadas na Figura 3.12.

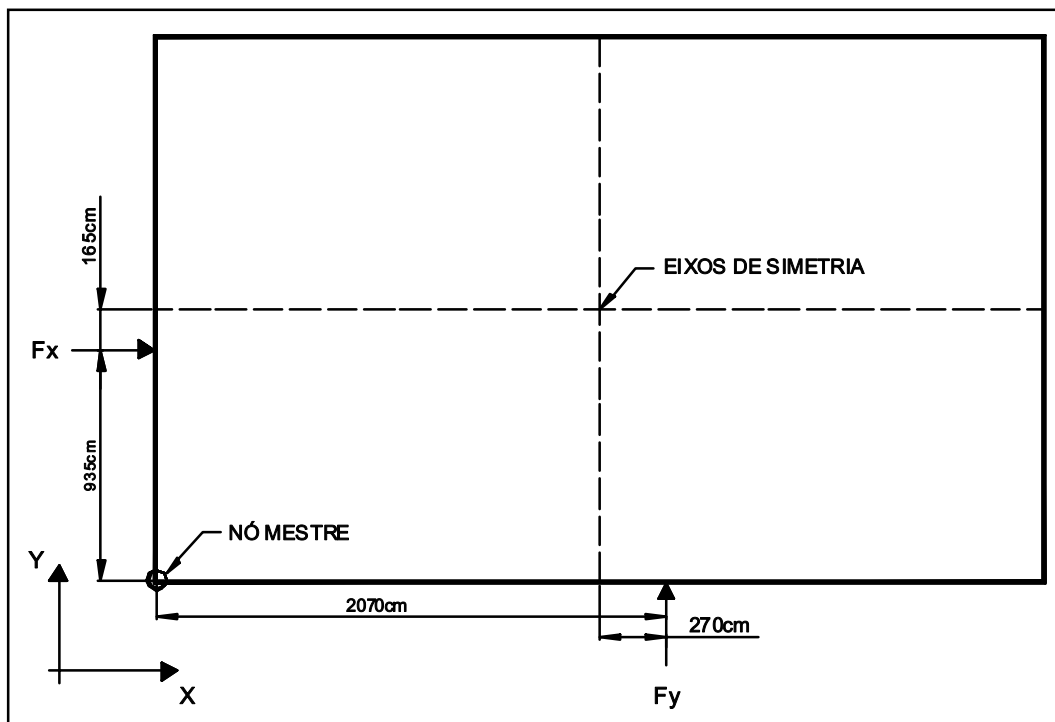


Figura 3.12 – Excentricidades adotadas nas direções X e Y para simular o carregamento de vento agindo obliquamente a estas direções

### 3.7.4 Imperfeição Geométrica Global

De uma forma geral as construções de edifícios possuem imperfeições geométricas, sendo as edificações estruturadas em concreto armado, mais susceptíveis a ocorrência de desaprumo do que as estruturadas em aço.

Muitas dessas imperfeições podem ser cobertas apenas pelos coeficientes de ponderação, mas as imperfeições dos eixos das peças, não. Elas devem ser explicitamente consideradas, porque tem efeitos significativos sobre a estabilidade da construção. Nas estruturas de concreto esses efeitos decorrem não só das solicitações diretamente atuantes, mas também da fluência e da sensibilidade a imperfeições das estruturas.

A NBR 8800, apesar de admitir a ocorrência de variação dimensional global das estruturas de aço acabadas, não considera o caso de carregamento devido ao desaprumo, pois se admite que tais variações são consideradas dentro dos limites aceitáveis quando não ultrapassarem os efeitos cumulativos das tolerâncias de laminação, fabricação e montagem.

De acordo com a NBR 6118/2001 em estudo, a ação do desaprumo deve ser verificada nos estados limites últimos das estruturas reticuladas, e o desaprumo mínimo ( $\vartheta_{1min}$ ) não deve necessariamente ser superposto ao carregamento de vento, sendo permitida a consideração apenas da ação mais desfavorável, entre o vento e o desaprumo. Contudo, é sabido que como o desaprumo é uma ação permanente, poderão ocorrer situações em que a estrutura esteja submetida às ações simultâneas de vento e desaprumo.

A imperfeição geométrica adotada no modelo foi determinada pela NBR 6118/2001, sendo a mesma substituída por um conjunto de cargas externas auto equilibradas equivalentes. De acordo com a NBR 6118/2001 em estudo, na análise global das estruturas reticuladas, sejam elas contraventadas ou não, deve ser considerado um desaprumo dos elementos verticais através das seguintes formulações:

$$\vartheta_1 = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{L}} \quad (3.28)$$

$$\vartheta_a = \vartheta_1 \cdot \sqrt{\frac{1 + \frac{1}{n}}{2}} \quad (3.29)$$

onde:

$\theta_{1\min} = 1/400$  para estruturas de nós fixos;

$\theta_{1\min} = 1/300$  para estruturas de nós móveis e imperfeições locais;

$\theta_{1\max} \approx 1/200$ ;

$n$  = número de prumada de pilares e;

$L$  = altura da edificação, em metros.

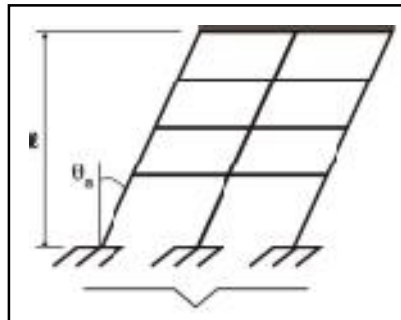


Figura 3.13 – Imperfeições geométricas globais

As cargas nodais horizontais ( $\Delta H_i$ ), aplicadas em cada andar para simular as imperfeições geométricas, foram obtidas através das equações (3.30) e (3.31).

$$\Delta H_i = \sum_{j=1}^n V_{ij} \cdot \theta_a \quad (3.30)$$

$$\Delta H_0 = \sum_{i=1}^m \Delta H_i \quad (3.31)$$

onde:

$V_{ij}$  = carga vertical aplicada pelo andar  $i$  ao pilar  $j$  ou pela fundação ( $i = 0$ )

Desta forma, foram considerados os seguintes valores para a estrutura analisada:

$\theta_{1\min} = 1/300$  (Desaprumo mínimo admitido para estruturas de nós móveis)

$\theta_a = 1/412$  (Desaprumo admitido para os elementos verticais)

$V = 7333,26$  kN (Carga vertical nominal total aplicada em cada andar)

$\Delta H_i = 17,80$  kN (Carga horizontal fictícia atuante em cada pavimento)

### 3.8 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

As combinações de ações para os estados limites últimos, foram baseadas na NBR 8800, tendo em vista que o maior parte dos elementos estruturais é constituído por peças metálicas, sendo então, considerada a equação (3.32) para obtenção das combinações normais últimas apresentadas na Tabela 3.5, onde as duas primeiras combinações (C1 e C2), apresentadas nesta tabela, foram utilizadas para calcular as vigas mistas dos pavimentos.

$$\sum_i (\gamma_g \cdot G_i) + \gamma_{q1} \cdot Q_1 + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \cdot \psi_j \cdot Q_j) \quad (3.32)$$

onde:

- Q<sub>1</sub> – Ação variável predominante para o efeito analisado;
- Q<sub>j</sub> – Demais ações variáveis;
- γ<sub>g</sub> – Coeficiente de ponderação das ações permanentes;
- γ<sub>q</sub> – Coeficiente de ponderação das ações variáveis;
- ψ<sub>j</sub> – Fatores de combinação (ψ = 0,65 para sobrecarga e ψ = 0.60 para vento e desaprumo).

Tabela 3.5 – Combinações últimas de carregamento adotadas no modelo

<b>COMBINAÇÕES ÚLTIMAS DE CARREGAMENTO</b>
C1 = 1,2CP + 1,3SC (Durante a construção)
C2 = 1,3CP + 1,5SC
C3 = 1,3CP + 1,5SC + 0,84VX
C4 = 1,3CP + 0,975SC + 1,4VX
C5 = 1,3CP + 1,5SC + 0,84VY
C6 = 1,3CP + 0,975SC + 1,4VY
C7 = 1,3CP + 1,5SC + 0,84OX
C8 = 1,3CP + 0,975SC + 1,4OX
C9 = 1,3CP + 1,5SC + 0,84OY
C10 = 1,3CP + 0,975SC + 1,4OY
C11 = 1,3CP + 1,5SC + 0,84DX
C12 = 1,3CP + 0,975SC + 1,4DX
C13 = 1,3CP + 1,5SC + 0,84DY
C14 = 1,3CP + 0,975SC + 1,4DY



Sendo: **CP** – carga permanente; **SC** – sobrecarga; **VX** – carga de vento na direção X; **VY** – carga de vento na direção Y; **OX** – carga de vento na direção X com excentricidade; **OY** – carga de vento na direção Y com excentricidade; **DX** – desaprumo em relação à direção X; **DY** – desaprumo em relação à direção Y.

Mesmo sabendo que a ação do desaprumo é permanente, esta será tratada para efeito de norma como uma ação variável, semelhante ao carregamento de vento, sem haver superposição do vento com o desaprumo.

Para o estado limite de utilização, a NBR 8800 apresenta na tabela 26 do seu anexo C, valores limites recomendados para as deformações. A norma não fixa valores para os deslocamentos devidos ao peso próprio, ficando subentendido que os mesmos devem ser corrigidos pelas deformações (flechas) impostas durante a fabricação. Parece então ficar evidente que a norma fixa limites apenas para as ações variáveis.

Tabela 3.6 – Valores máximos recomendados pela NBR 8800 para as deformações horizontais decorrentes da ação do vento em edifícios não industriais

<b>Deformações horizontais limite (Outros edifícios) – NBR 8800 – Tabela 26</b>	
Deslocamento horizontal do edifício, relativo à base, devido a todos os efeitos	1/400
Deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos, devido à força horizontal total no andar entre os dois pisos considerados, quando fachadas e divisórias (ou suas ligações com a estrutura) não absorverem as deformações da estrutura	1/500
Deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos, devido à força horizontal total no andar entre os dois pisos considerados, quando fachadas e divisórias (ou suas ligações com a estrutura) absorverem as deformações da estrutura	1/400

A NBR 6118/2001 fornece a equação (3.33) para as combinações frequentes de serviço e admite como limite de deslocamento lateral de edifícios, provocado pela ação do vento, o valor  $H/2500$  ou  $H_i/1250$  entre pavimentos, sendo  $H$  a altura total do edifício e  $H_i$  o desnível entre dois pavimentos vizinhos.

$$F_{d.ser} = \sum_i F_{gik} + \psi_1 \cdot F_{q1k} + \sum_j \psi_{2j} \cdot F_{qjk} \quad (3.33)$$

onde:  $F_{gik}$  – Representa as ações permanentes diretas;

$F_{q1k}$  – Ação variável principal;

$F_{qjk}$  – Demais ações variáveis;

$\psi_1 = 0,2$  para o vento;

$\psi_2 = 0,4$  para sobrecarga em escritórios.

Tabela 3.7 – Combinações de serviço adotadas através da NBR 6118/2001

<b>COMBINAÇÕES DE UTILIZAÇÃO</b>
CS1 = CP + 0,2VX + 0,4SC
CS2 = CP + 0,2VY + 0,4SC
CS3 = CP + 0,2OX + 0,4SC
CS4 = CP + 0,2OY + 0,4SC
CS5 = CP + 0,2DX + 0,4SC
CS6 = CP + 0,2DY + 0,4SC

As combinações CS5 e CS6 que envolvem o caso de carregamento desaparecimento, foram adicionadas apenas para comparar com as demais combinações de serviço, isto porque o desaparecimento é considerado pela NBR 6118/2001 apenas nos estados limites últimos.

## CAPÍTULO 4 – ANÁLISE DOS RESULTADOS

### 4.1 ESTRUTURA ADOTADA

A estrutura apresentada para promover as comparações e verificações do modelo, foi dimensionada para os estados limites últimos e de utilização, seguindo as recomendações do projeto de revisão da NBR 6118/2001 e NBR 8800, para os elementos estruturais de concreto armado e metálicos, respectivamente. As vigas tiveram seus momentos de inércia à flexão, majorados para simular o comportamento das vigas mistas (Fator de correção M33).

Os pilares metálicos foram caracterizados por níveis de 10 pavimentos, sendo portanto, adotados cinco perfis da mesma série (CS 650) para cada pilar. Para os estados limites últimos, os pilares de concreto armado tiveram suas rigidezes à flexão minorada ( $0,8 E_{cs}I$ ) para simular os efeitos da não linearidade física.

As Tabelas 4.1, 4.2 e 4.3 apresentam, respectivamente, os perfis soldados utilizados nos elementos estruturais vigas, pilares e diagonais. O comprimento informado nestas tabelas é igual à distância entre as ligações para as vigas e diagonais, e igual à distância entre pavimentos para os pilares.

Tabela 4.1 – Perfis metálicos adotados nas vigas mistas

Vigas	Perfil (VS)	Comp. (m)	Consumo por pav. (ton)	Fator de correção M33
V1, V2, V3, V4, V19, V20, V21, V22	500x61	9,00	4,392	2,26
V5, V18	500x61	9,00	4,392	2,95
V6, V7, V8, V9, V14, V15, V16, V17	450x51	9,00	3,672	3,27
V10, V11, V12, V13	450x51	9,00	1,836	3,27
V23, V25, V32, V34	500x61	8,00	1,952	2,19
V26, V27, V28, V29, V30, V31	600x95	8,00	5,560 – 14,736*	2,42
V24, V33	400x49	8,00	0,784	2,33
<b>Consumo total (vigas)➤</b>			<b>1120,10 ton</b>	

\*O consumo de 14,736 ton ocorre nos níveis dos “outriggers”, com fator de correção(M33) igual a 1.

Tabela 4.2 – Perfis metálicos adotados nos pilares

Pilares	Perfis (CS)	Comp. (m)	Consumo total do perfil (ton)
1° ao 10° pavimento	650x525	3,00m	220,5
11° ao 20° pavimento	650x496	3,00m	208,32
21° ao 30° pavimento	650x484	3,00m	203,28
31° ao 40° pavimento	650x468	3,00m	196,56
41° ao 50° pavimento	650x437	3,00m	183,54
<b>Consumo total (pilares) →</b>		<b>1012,20 ton</b>	

Tabela 4.3 – Perfis metálicos adotados nas diagonais

Diagonais	Perfis	Comp. (m)	Consumo total do perfil (ton)
Painel de contraventamento em X	CVS 350x87	5,41	173,20
Painel de contraventamento em Y	CVS 350x87	4,24	67,87
Outriggers (Ligações rígidas)	CS 600x456	5,00	109,44
Cintamentos X	CVS 700x217	5,41	75,13
Cintamento Y	CVS 700x217	4,24 - 5,00**	49,47
<b>Consumo total (diagonais) →</b>		<b>475,11 ton</b>	

\*\* As peças que compõem o cintamento Y possuem comprimentos de 4,24m e 5,00m

A Tabela 4.4 apresenta um resumo do consumo de material utilizado na estrutura, adicionando ao consumo dos materiais já apresentados nas Tabelas 4.1, 4.2 e 4.3, o concreto necessário para compor as lajes mistas.

Tabela 4.4 – Resumo do consumo de material utilizado no modelo

Material	Consumo (ton)
Concreto (pilares parede)	1620 m <sup>3</sup>
Concreto (lajes mistas)	4455 m <sup>3</sup>
Aço (estrutura metálica)	2607,41 ton

A estrutura adotada apresentou-se relativamente econômica, quando comparado com a estimativa de consumo de aço apresentada por MARGARIDO [28] para estruturas metálicas. Seguindo sua recomendação o consumo total de aço ficaria em torno de  $150 \text{ kg/m}^2$ , enquanto que o consumo encontrado no modelo foi de  $66 \text{ kg/m}^2$ .

Contudo, estes valores não devem ser comparados diretamente, uma vez que a estrutura possui sistema de contraventamento misto, e o grande responsável pela redução no consumo de aço para resistir as ações horizontais e verticais foram os pilares parede de concreto armado, apesar dos “outriggers” terem função primordial no sistema.

A discretização da estrutura deu origem a 3173 nós e 5862 elementos de barra. Para cada um dos pilares do modelo, foi utilizado um elemento para cada tramo do pilar. Desta mesma forma, cada diagonal foi discretizada por um único elemento de barra, e as vigas dos pavimentos tiveram seus comprimentos de barra variando de 3,00m a 4,50m.

As Figuras 4.1 e 4.2 correspondem, respectivamente, aos deslocamentos da estrutura na direção X e na Y, ocorridos no pilar metálico (P17), para os casos de carregamento sem combinação, uma vez que a NBR 8800 afirma que para as verificações dos deslocamentos laterais da edificação deve ser considerada apenas a ação do vento. No entanto, para possibilitar a comparação dos deslocamentos laterais decorrentes do desaprumo e da ação do vento com e sem a consideração da excentricidade, foram ilustrados nestas figuras os deslocamentos decorrentes dos casos de carregamento VX, OX e DX na Figura 4.1, e VY, OY e DY na Figura 4.2.

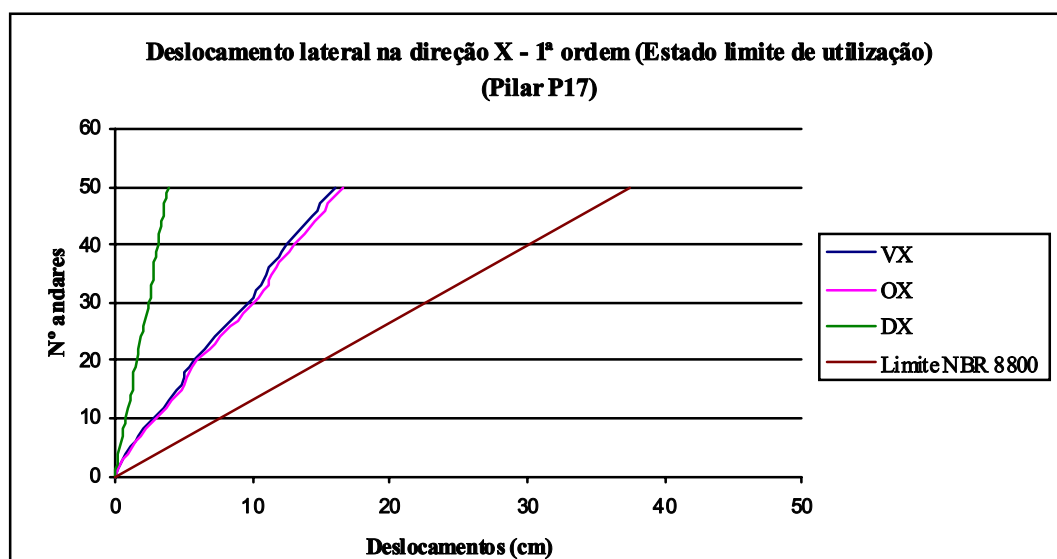


Figura 4.1 – Verificação do deslocamento lateral do edifício na direção X (NBR 8800)

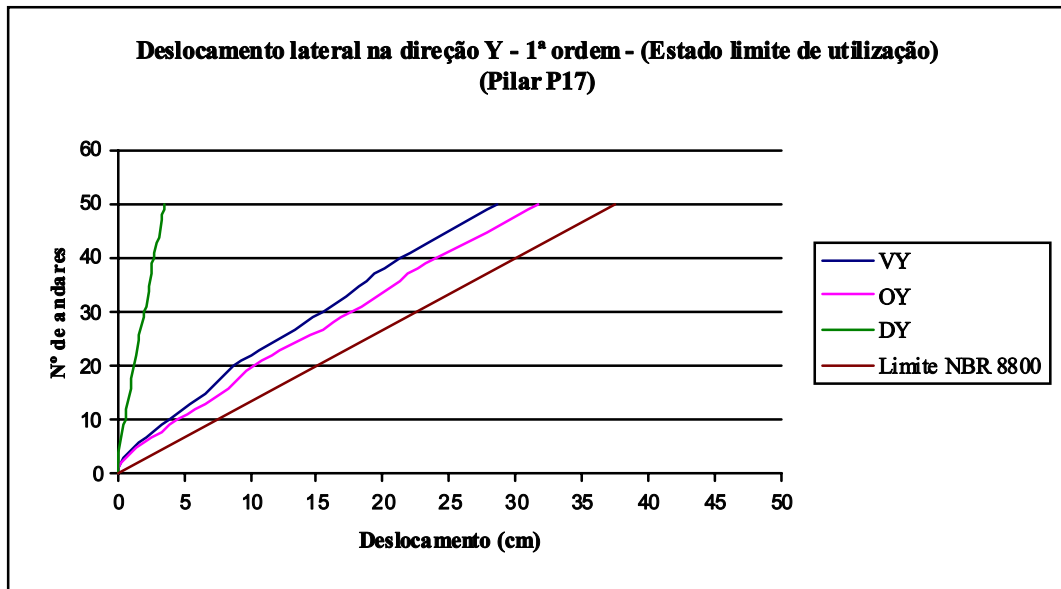


Figura 4.2 – Verificação do deslocamento lateral do edifício na direção Y (NBR 8800)

De acordo com os gráficos das Figuras 4.1 e 4.2, observa-se que os deslocamentos decorrentes da ação do desaprumo são insignificantes quando comparado com os deslocamentos provenientes da ação do vento, e que a ação do vento com excentricidade apresenta um maior desvio na direção Y, quando comparado com o vento agindo sem excentricidade. Isto se torna evidente devido ao fato da excentricidade ser proporcional ao comprimento da fachada perpendicular a ação do vento. Desta forma, para o vento com excentricidade na direção Y, existirá um maior momento de torção na edificação, e conseqüentemente uma maior translação nos pilares mais afastados do centro de torção do edifício.

Para a verificação dos limites de deslocamento lateral, apresentado pelo projeto de revisão da NBR 6118/2001, as Figuras 4.3 e 4.4 mostram os deslocamentos originados pelas combinações de utilização, considerando as rigidezes das seções brutas dos elementos estruturais para as análises de 1º ordem.

Verifica-se que a NBR 6118/2001 é mais rigorosa do que a NBR 8800, e que a edificação se apresentou dentro dos limites impostos por ambas às normas brasileiras de estruturas de concreto e de aço, considerando todas as combinações de carregamentos admitidas, ficando o deslocamento máximo no topo do edifício igual a 28,55cm.

Tomando VY como referência, o deslocamento ocorrido com o caso de carregamento OY, apresentou um deslocamento lateral 11% maior, enquanto que para o caso de carregamento DY, seu valor foi de apenas 13% daquele ocasionado por VY.

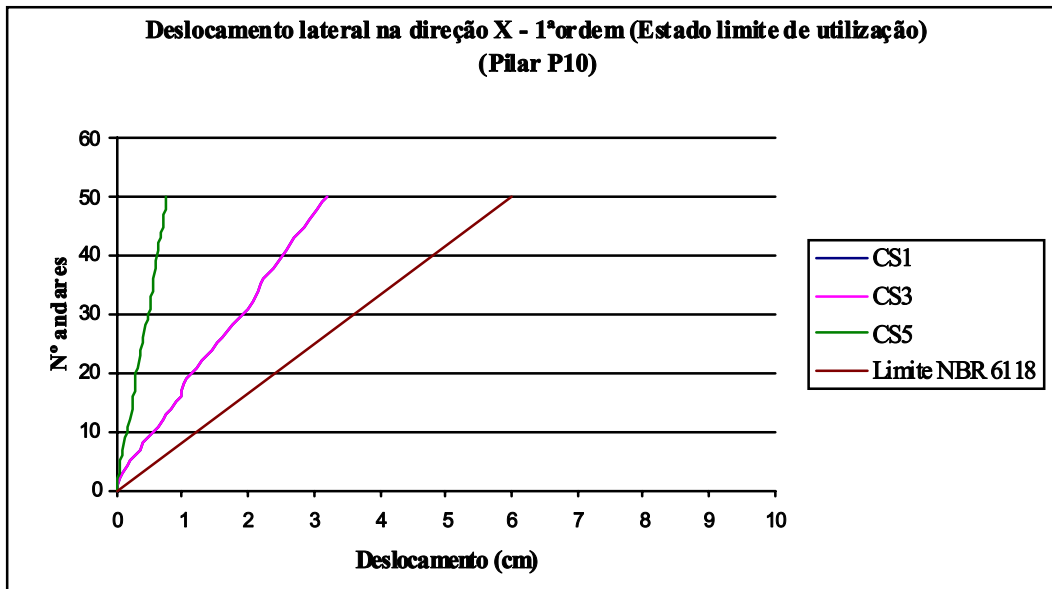


Figura 4.3 – Verificação do deslocamento lateral do edifício na direção X (NBR 6118)

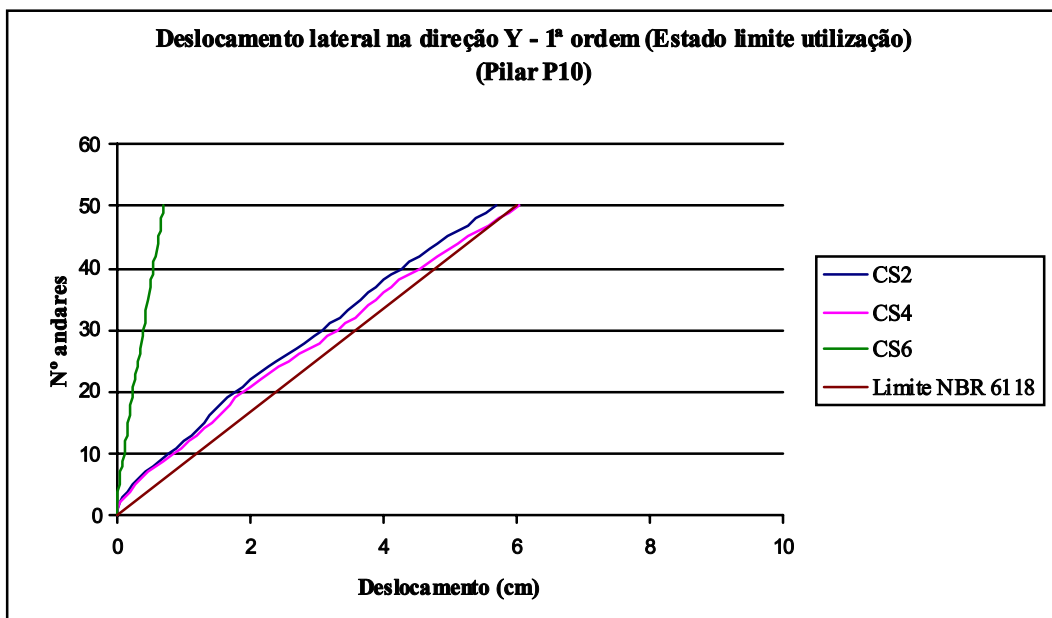


Figura 4.4 – Verificação do deslocamento lateral do edifício na direção Y (NBR 6118)

De acordo com as curvas apresentadas na Figura 4.4, observa-se a importância da consideração do carregamento de vento com excentricidade, utilizado para simular o vento agindo obliquamente em relação ao plano da fachada, pois sua não consideração poderá vir a posicionar a estrutura numa condição aceitável, do ponto de vista da verificação do deslocamento lateral, sem a mesma possuir tal aceitação diante das ações do vento com excentricidade.

As relações entre os deslocamentos encontrados através das análises globais de 2ª ordem e de 1ª ordem apresentaram valores próximos entre os diversos casos de carga lateral, sendo o valor médio encontrado para a direção X igual a 1,13 (Fig. 4.5), e para a direção Y igual a 1,11 (Fig. 4.6). Desta forma, a estrutura seria classificada como deslocável pela NBR 6118 por ter ultrapassado o limite de majoração que é de 10%.

Contudo, esta majoração (2ª ordem/1ª ordem) obtida pelos deslocamentos laterais não é válida para ser comparado com o parâmetro de instabilidade  $\gamma_z$ , tendo em vista que as análises utilizadas para obter tais deslocamentos não minoraram as rigidezes à flexão dos pilares parede de concreto armado, sendo portanto necessário obter estas relações para os estados limites últimos.

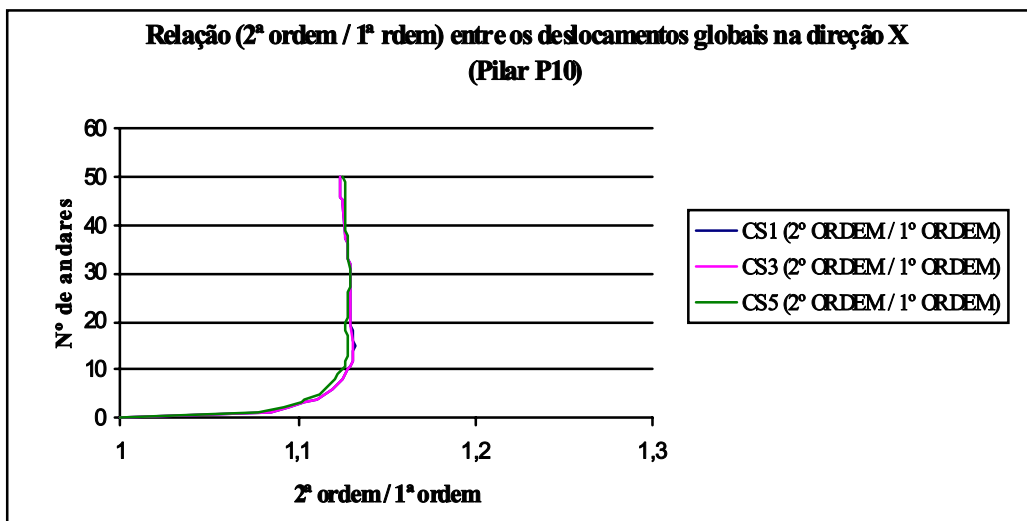


Figura 4.5 – Relação (2ª ordem / 1ª ordem) entre os deslocamentos globais na direção X

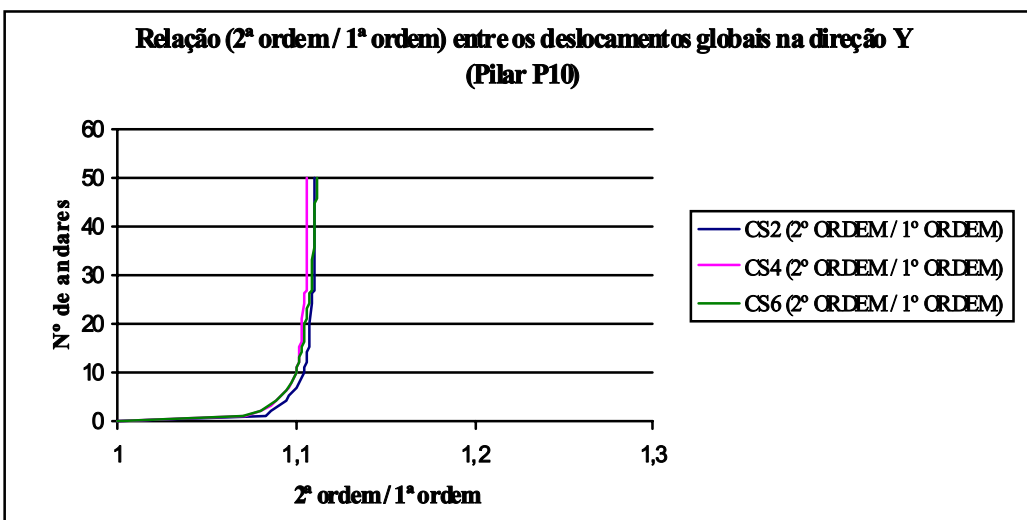


Figura 4.6 – Relação (2ª ordem / 1ª ordem) entre os deslocamentos globais na direção Y



Para os esforços de momento fletor em torno dos eixos globais X e Y, os “outriggers” influenciam todos os pilares da estrutura, devido à localização, no nível de posicionamento destas treliças passantes, dos cintamentos nas direções X e Y, funcionando praticamente como “outriggers” de menores rigidezes do que aqueles unidos aos pilares parede.

A Figura 4.7 apresenta a influência dos “outriggers” nos esforços de momento fletor do pilar parede (P10) para os casos de carregamento C6, C10 e C14.

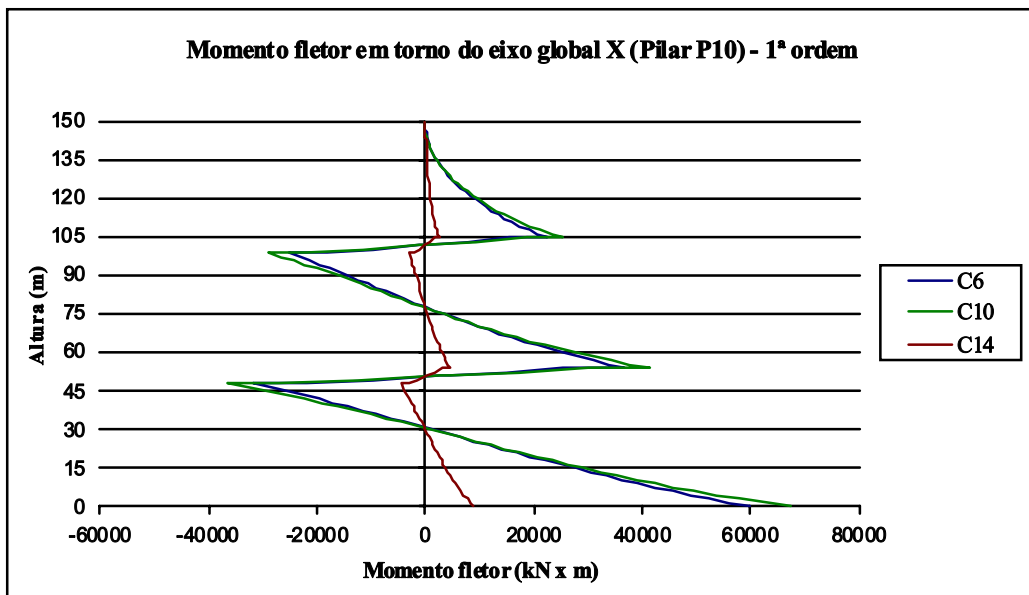


Figura 4.7 – Momento fletor do pilar P10 em torno do eixo global X

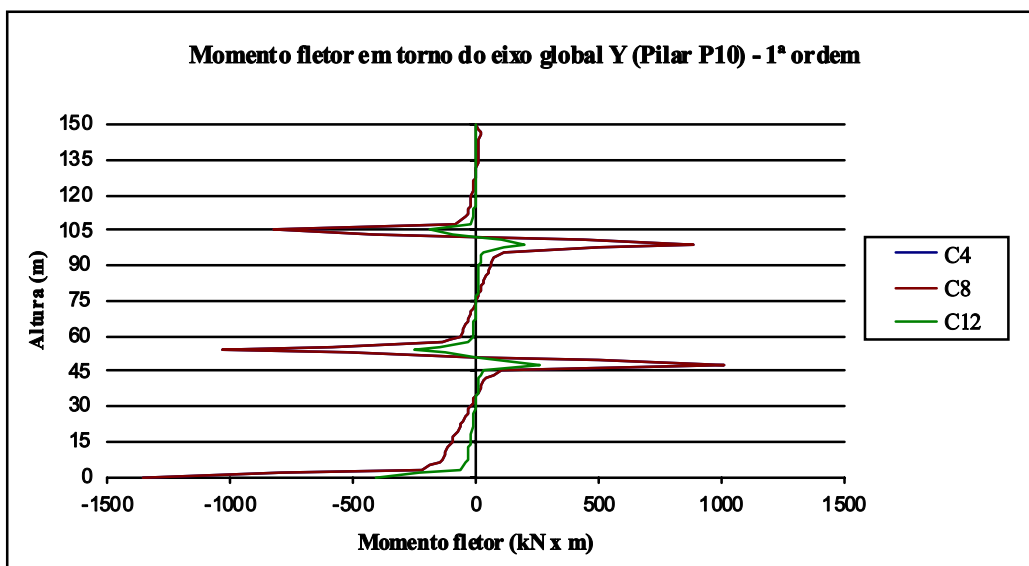


Figura 4.8 – Momento fletor do pilar P10 em torno do eixo global Y

A Figura 4.8 apresenta a influência da transferência de esforços entre o cintamento na direção X e sua ligação com os “outriggers”, tendo em vista que os pilares parede de concreto armado não possuem nenhum contraventamento na direção X, a não ser sua ligação com os cintamentos nesta direção. Contudo, esta rigidez proporcionada pela ligação “outriggers” – cintamento irá também depender da rigidez a torção dos “outriggers”.

O pequeno esforço decorrente da ação do desaprumo quando comparado com a ação do vento continua evidente nas Figuras 4.7 e 4.8. Tomando como referência à combinação última de carregamento C6, que tem como ação variável principal o vento sem excentricidade, a combinação C10, cuja ação do vento com excentricidade corresponde à ação principal, apresentou esforços de momento fletor em torno do eixo X 13% maior, enquanto que a combinação C14 apresentou apenas 14% do momento ocorrido com a combinação C6.

Os pilares metálicos P4 e P17 tiveram seus esforços de momento fletor influenciados, respectivamente, pelos “outriggers” e pelos cintamentos, como mostram as Figuras 4.9 e 4.10. Os esforços decorrentes da ação do vento na direção X com excentricidade apresentaram pequena diferença daqueles obtidos sem excentricidades, ficando a diferença máxima na base do pilar próximo de 4%.

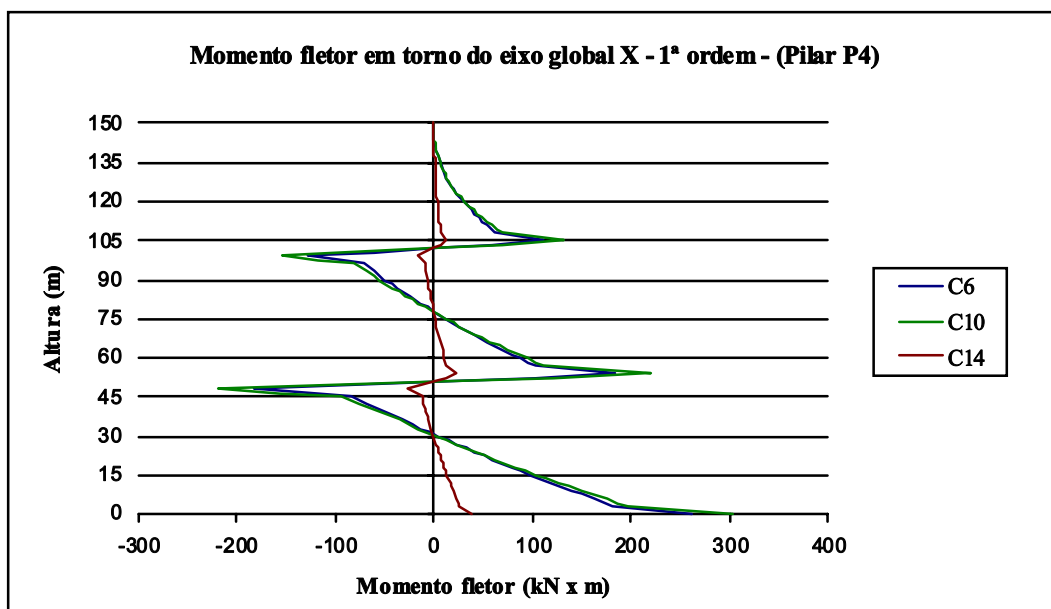


Figura 4.9 – Momento fletor do pilar P4 em torno do eixo X

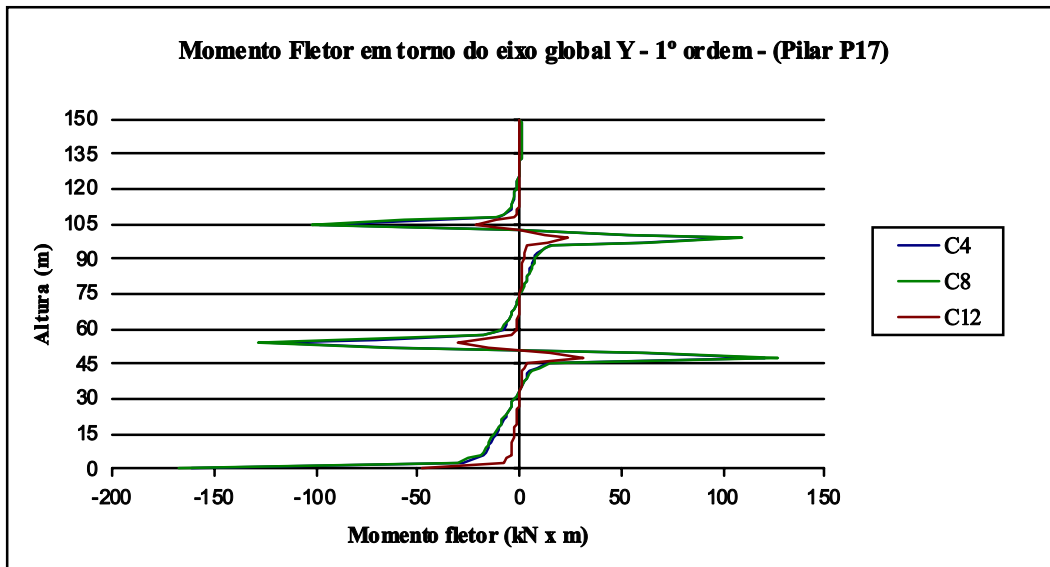


Figura 4.10 – Momento fletor do pilar P17 em torno do eixo Y

Analisando os esforços axiais ocorridos no pilar 10, através da Figura 4.11, conclui-se que devido à elevada rigidez dos pilares parede de concreto armado quando comparados com as rigidezes axiais do conjunto de pilares metálicos, os pilares parede apresentam menores deslocamentos axiais, e portanto, “absorvem” parte dos esforços axiais dos pilares metálicos através dos “outriggers”, por meio das ligações rígidas das treliças passantes com os pilares parede de concreto armado.

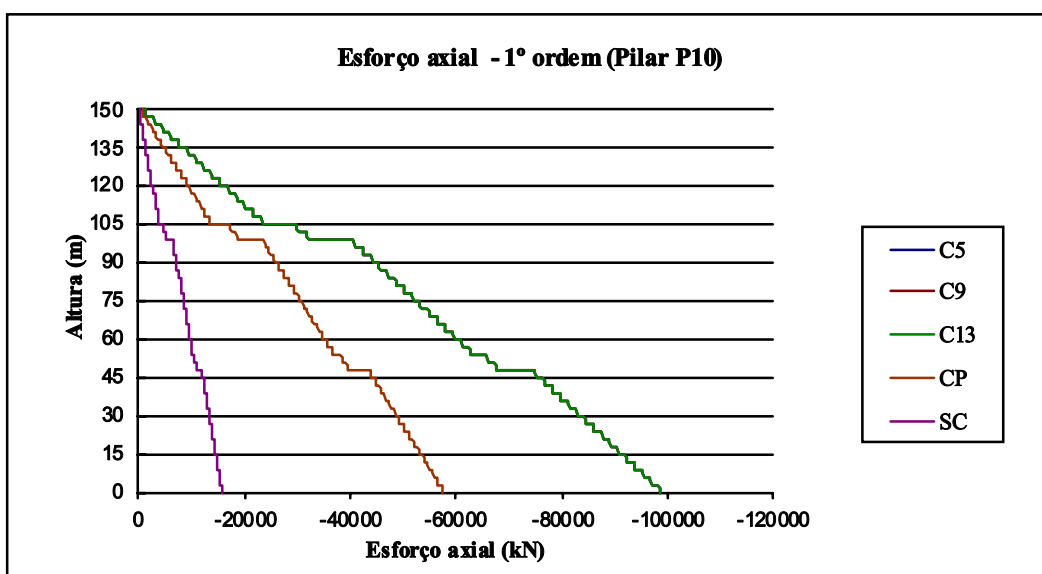


Figura 4.11 – Esforço axial do pilar P10 com o vento atuando na direção Y

Para o vento atuando como ação variável secundária, verifica-se que a parcela de compressão conferida ao pilar 10 é muito pequena, quando comparado com os valores obtidos por meio das cargas gravitacionais. Para o vento atuando na direção Y, esta parcela é nula, uma vez que o posicionamento dos pilares parede coincide com o eixo neutro de flexão do edifício.

Para um mesmo carregamento, o acréscimo de esforço axial encontrado no pilar parede P10, pode ser facilmente justificado pela redução obtida deste esforço no pilar metálico P4, como mostra a Figura 4.12.

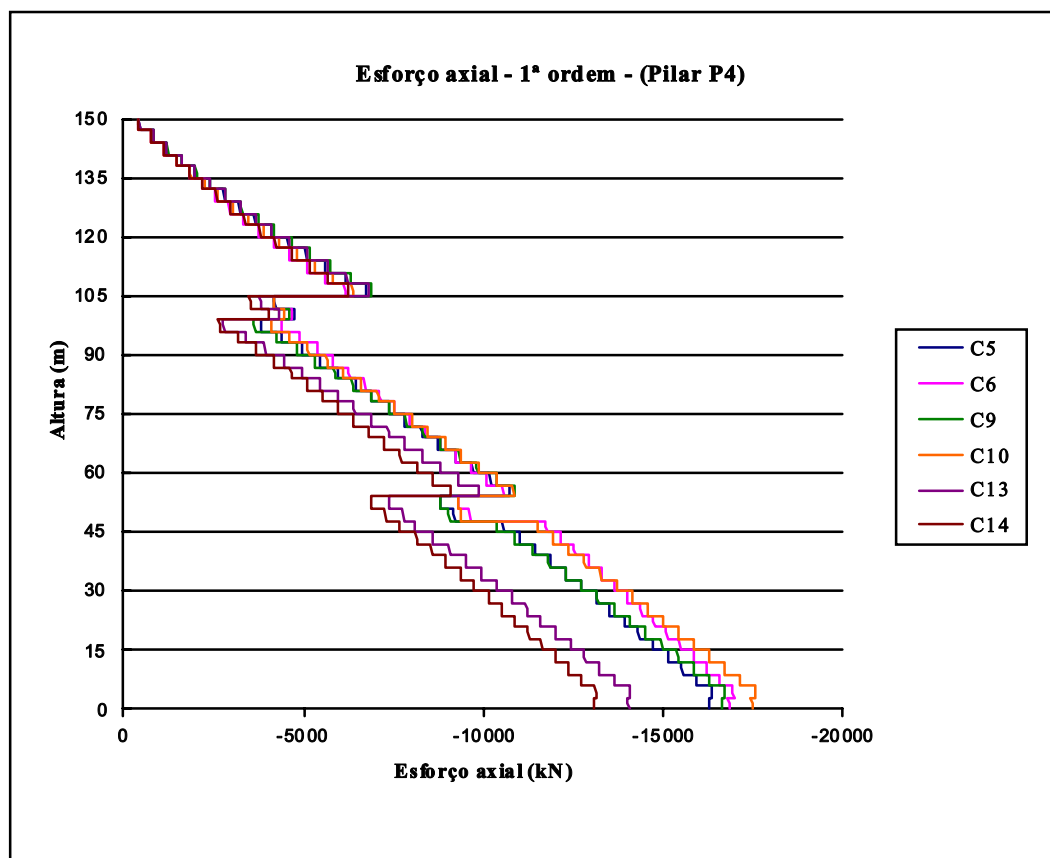


Figura 4.12 – Esforço axial do pilar P4 com o vento atuando na direção Y

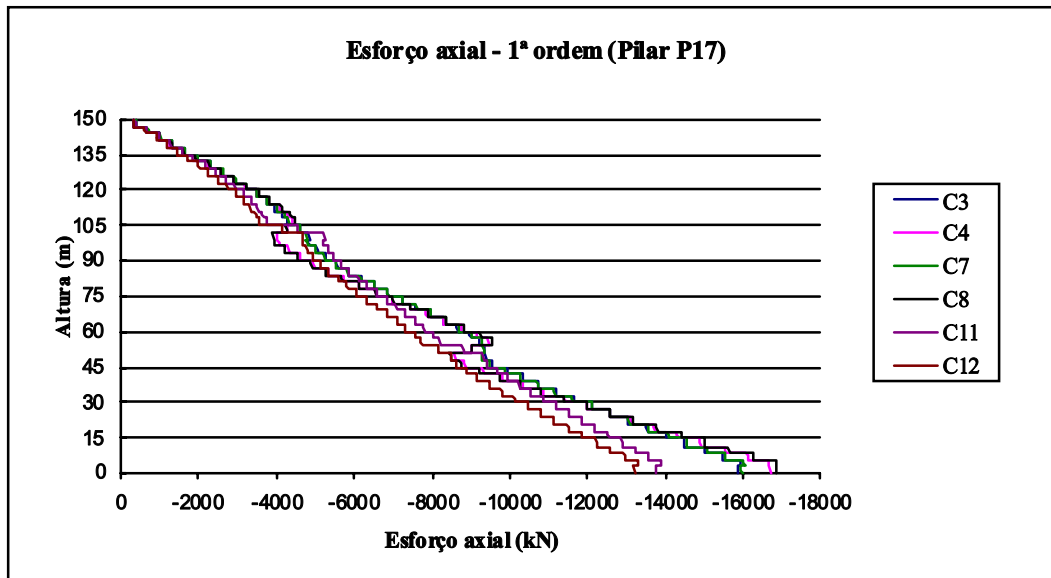


Figura 4.13 – Esforço axial do pilar P17 com o vento atuando na direção X

Esta mesma redução de esforços axiais nos pilares metálicos pode também ser observada com o vento agindo na direção X, porém com menor intensidade. Neste caso, a redução é proporcionada pelos cintamentos, que transmitem parte do esforço axial aos pilares parede de concreto armado. A parcela transferida é maior do que a compressão adicionada pela ação do vento. Esta redução pode ser mais facilmente entendida através da Figura 4.14.

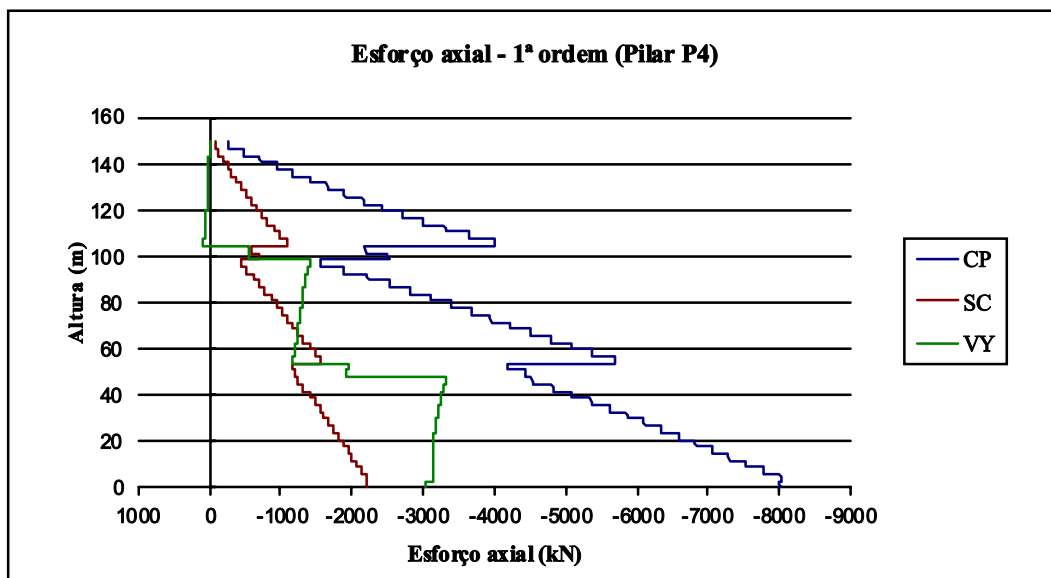


Figura 4.14 – Esforço axial do pilar P4 decorrente dos casos de carga CP, SC e VY

A Tabela 4.5 apresenta os máximos esforços axiais e de momento fletor, gerados pelas combinações últimas de carregamento, no pilar parede P10 e nos pilares metálicos P4 e P17.

Tabela 4.5 – Valores máximos de esforço axial e de momento fletor para os casos de carregamento último nos pilares P10, P4 e P17

Pilares	Esforços – 1ª ordem	
	Axial (kN)	Momento fletor (kNm)
P10	98409,66	67420,60 (em torno de X)
P4	17459,51	301,70 (em torno de X)
P17	16861,26	161,76 (em torno de Y)

As Figuras 4.15 e 4.16, apresentam comparações entre os acréscimos de esforços de momento fletor ocorrido no pilar P10, decorrente das análises globais de 2ª ordem em relação às de 1ª ordem, com o parâmetro de instabilidade  $\gamma_z$  calculado por meio da equação (4.1), e adotado pela NBR 6118/2001 como processo aproximado de majoração dos esforços de 1ª ordem.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (4.1)$$

Onde:

$M_{1,tot,d}$  – É o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;

$\Delta M_{tot,d}$  – É a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem.

Os valores do  $\gamma_z$  para o modelo final ficaram iguais a 1,16 e 1,17 nas direções X e Y, respectivamente, sendo adotado para o cálculo destes valores o caso de carregamento último C4 para a direção X e C6 para a direção Y. Para obter uma solução aproximada dos esforços globais de 2ª ordem, a NBR 6118/2001 considera a majoração adicional dos esforços horizontais da combinação de carregamento por  $0,95\gamma_z$  isto somente se  $\gamma_z \leq 1,30$ .

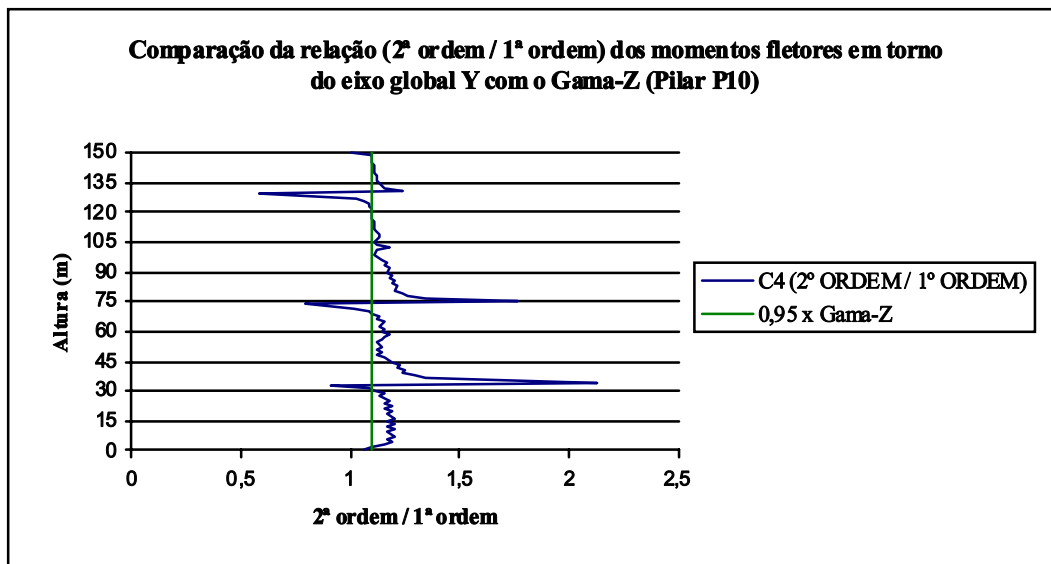


Figura 4.15 – Comparação da relação (2ª ordem / 1ª ordem) dos momentos fletores em torno do eixo global Y com o  $\gamma_z$  no pilar P10

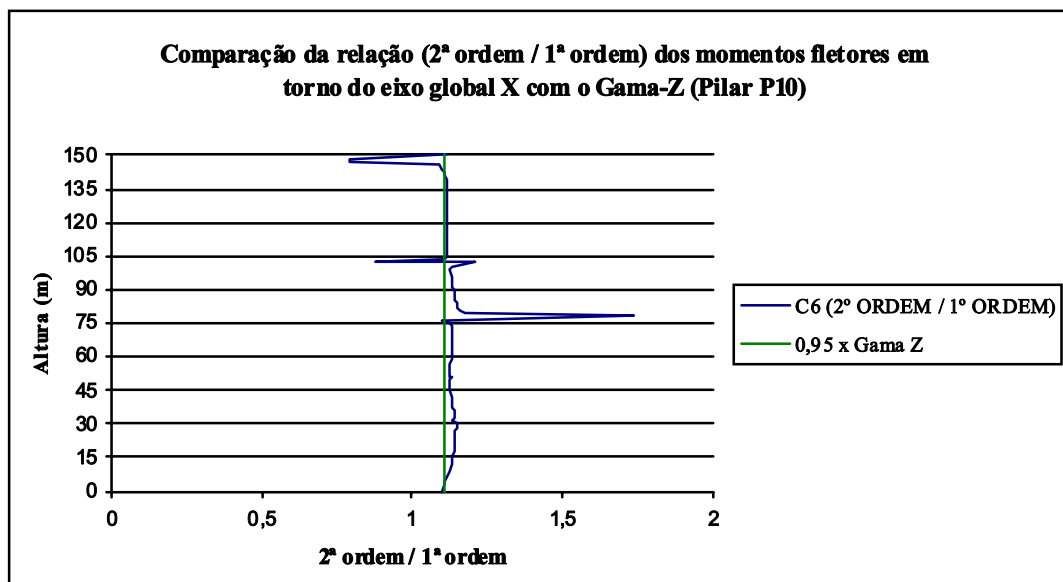


Figura 4.16 – Comparação da relação (2ª ordem / 1ª ordem) dos momentos fletores em torno do eixo global X com o  $\gamma_z$  no pilar P10

Realizando a comparação entre a relação (2ª ordem / 1ª ordem) e o  $\gamma_z$ , conclui-se que os dois processos apresentaram valores bastante próximos, sendo os valores comparados para o momento em torno de X mais aproximados.

Os picos existentes nas curvas da relação (2ª ordem / 1ª ordem) são gerados por momentos de 1ª ordem próximos a zero, sendo assim, a desconsideração destes valores não iria minorar os esforços globais de 2ª ordem, uma vez que seus valores estão muito próximos a zero.

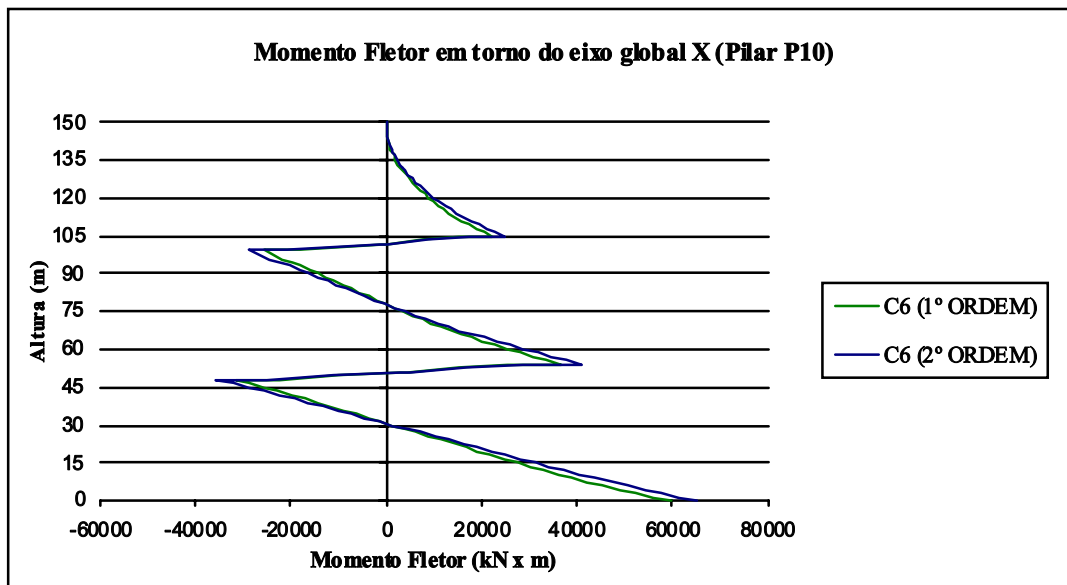


Figura 4.17 – Comparação dos momentos fletores em torno do eixo global X entre as análises globais de 1ª ordem e de 2ª ordem



## 4.2 VERIFICAÇÃO DA EFICIÊNCIA DO CONTRAVENTAMENTO MISTO

A verificação da eficiência do sistema de contraventamento misto, foi realizada através do caso de carregamento (VY) no estado limite de utilização, considerando a área bruta dos materiais.

Para verificar a eficiência dos “outriggers”, foram modeladas duas estruturas tridimensionais: a primeira, com a presença das treliças passantes, que corresponde ao modelo apresentado anteriormente; e a segunda, sem estas treliças.

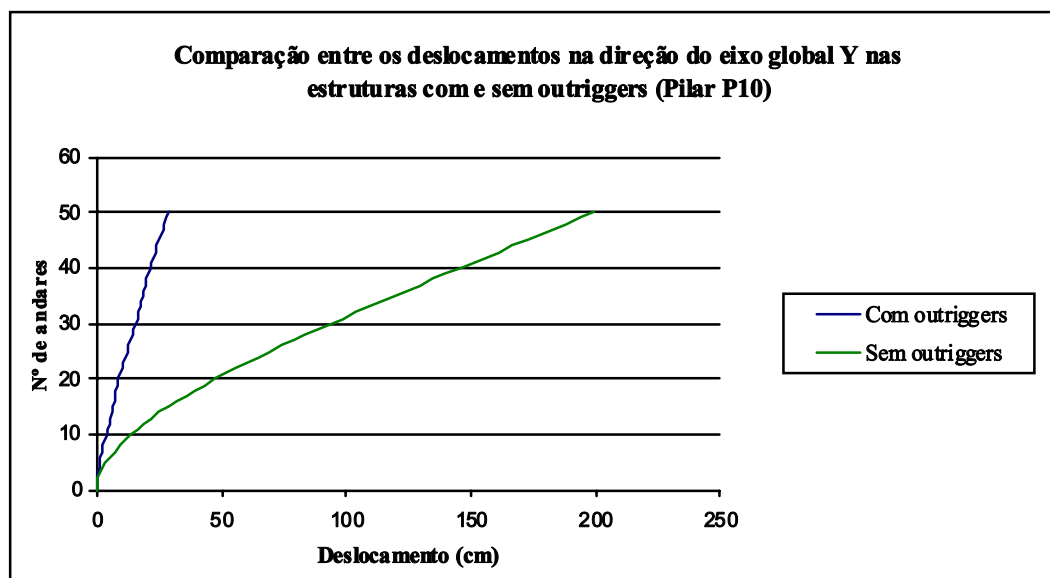


Figura 4.18 – Comparação entre os deslocamentos na direção do eixo global Y nas estruturas com e sem “outriggers”

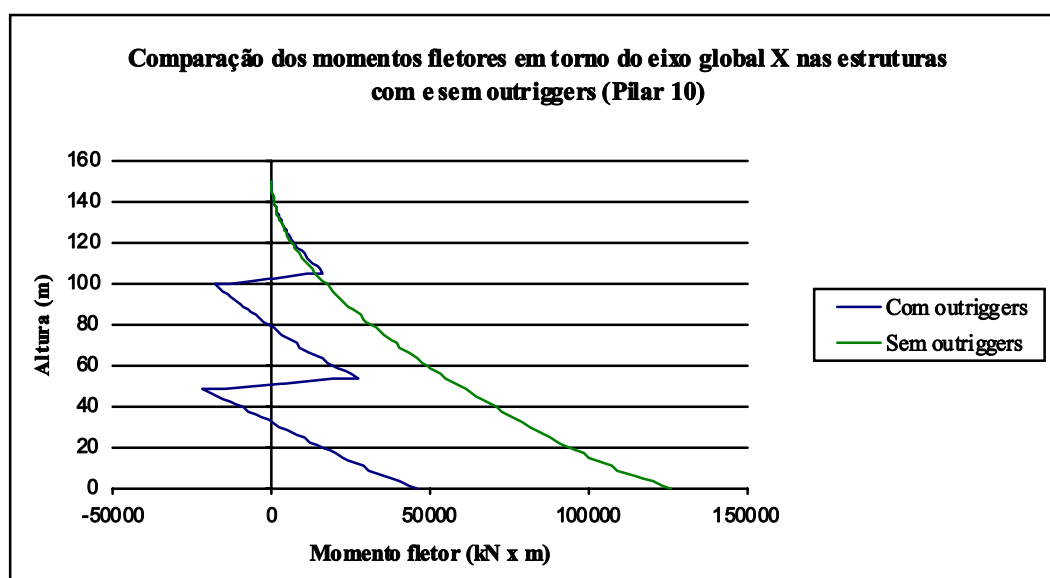


Figura 4.19 – Comparação dos momentos fletores em torno do eixo global X nas estruturas com e sem “outriggers”

Os acréscimos dos deslocamentos no topo da estrutura e dos momentos fletores na base dos pilares parede encontrados no modelo sem “outriggers”, para o caso de carregamento VY, corresponderam a 5,97 e 1,75 vezes, respectivamente, os valores obtidos na estrutura com as treliças passantes.

A verificação da eficiência dos cintamentos, foi realizada com os casos de carregamento VX e VY, por meio dos deslocamentos laterais do edifício nas direções X e Y, bem como, através da redistribuição dos esforços axiais nos pilares metálicos posicionados na região de sotavento, com o vento atuando na direção Y.

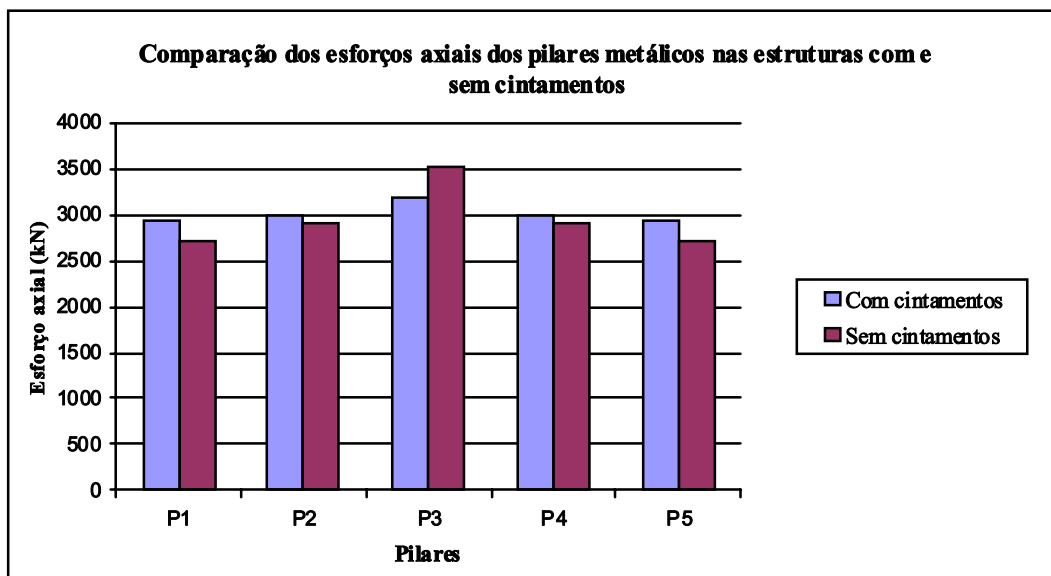


Figura 4.20 – Comparação dos esforços axiais dos pilares metálicos posicionados na região de sotavento com o vento agindo na direção Y nas estruturas com e sem os cintamentos

A máxima redução de esforço axial no modelo, proporcionada pelo cintamento, foi de 10%. Os deslocamentos laterais nas duas direções X e Y, revelaram valores interessantes, pois o deslocamento na direção X na estrutura sem o cintamento resultou 3,38 vezes aquele obtido com o cintamento, dando aos cintamentos nesta direção uma dupla função, pois além de reduzir os esforços axiais dos pilares metálicos, os mesmos caracterizam o contraventamento principal da estrutura na direção X.

Na direção Y, o acréscimo ocasionado pela retirada dos cintamentos resultou em apenas 6,7%, o que já era previsto, tendo em vista que nesta direção os “outriggers” concebem o contraventamento vertical principal.

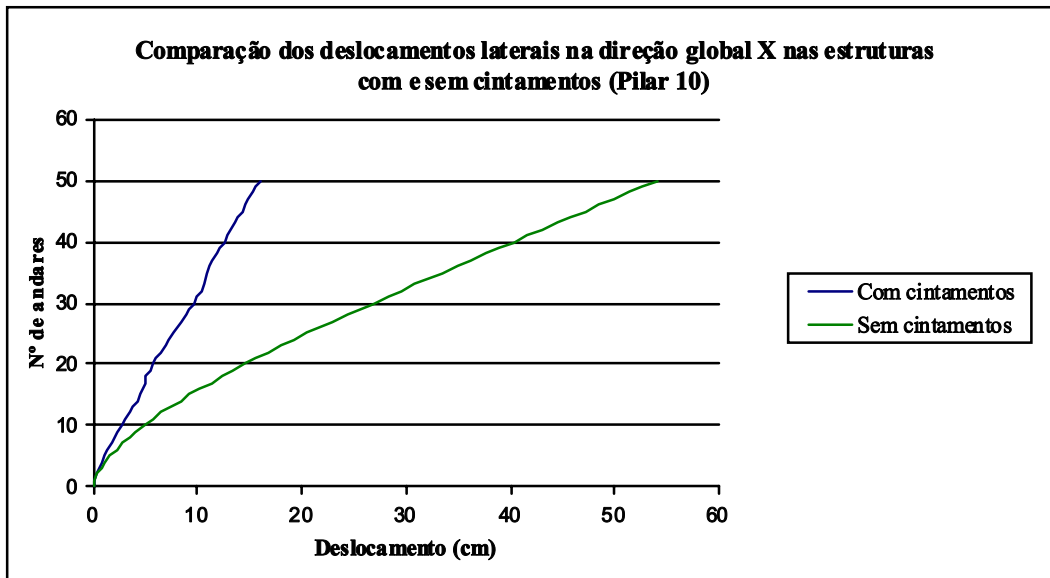


Figura 4.21 – Comparação dos deslocamentos laterais na direção global X nas estruturas com e sem cintamentos

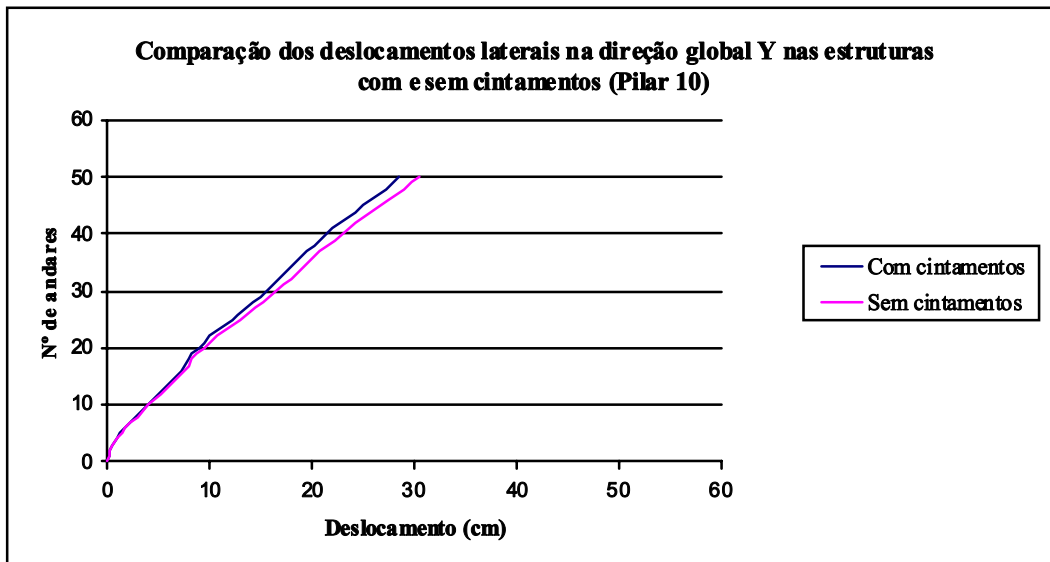


Figura 4.22 – Comparação dos deslocamentos laterais na direção global Y nas estruturas com e sem cintamentos

Para verificar as alterações proporcionadas pelos “outriggers” e cintamentos nos esforços cortantes e rotações em torno de X, foram modeladas duas estruturas, com as mesmas características do modelo apresentado anteriormente, que diferiram entre si apenas quanto à presença dos “outriggers” e cintamentos.

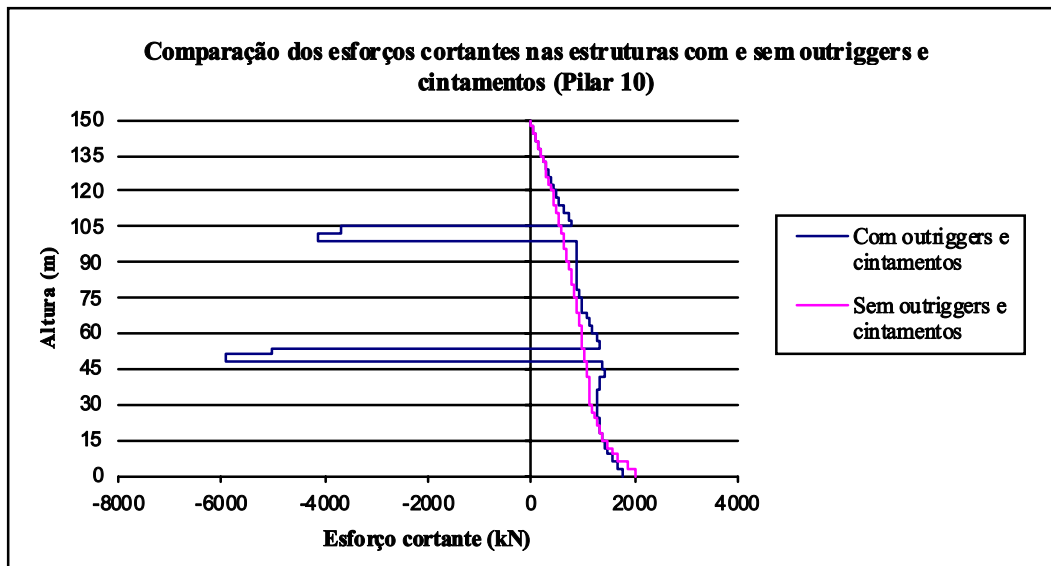


Figura 4.23 – Comparação dos esforços cortantes atuantes no pilar 10 nas estruturas com e sem “outriggers” e cintamentos

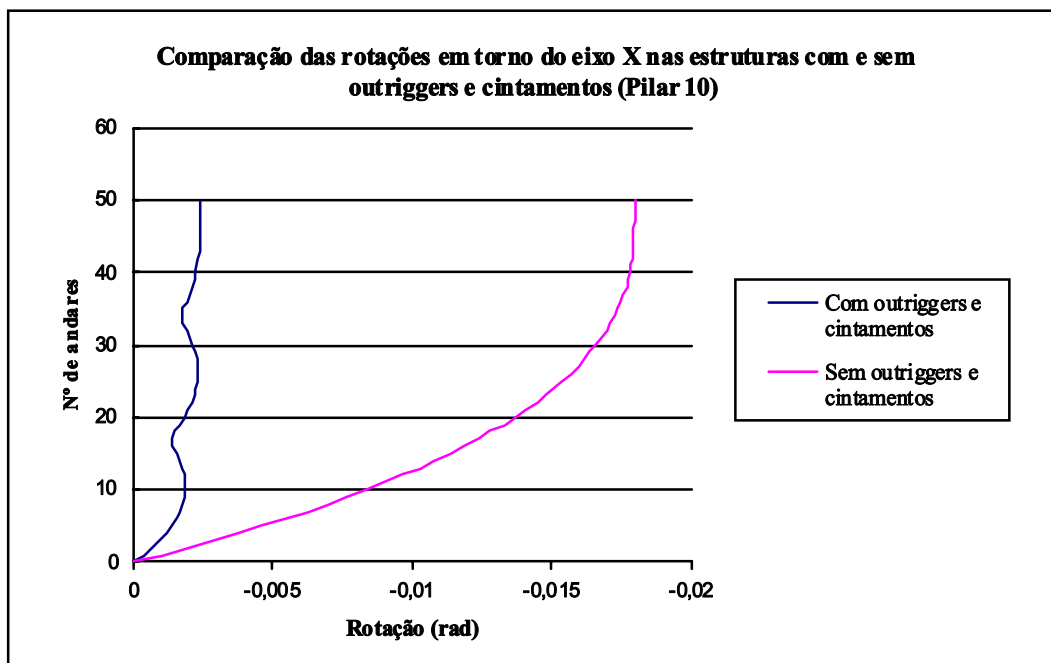


Figura 4.24 – Comparação das rotações em torno do eixo global X no pilar 10 nas estruturas com e sem “outriggers” e cintamentos

Verifica-se através da Figura 4.23 as elevadas forças cortantes ocasionadas pelas ligações rígidas dos “outriggers” com os pilares parede. Constata-se, na Figura 4.24, a eficiência do sistema de contraventamento misto através das reduções das rotações dos pavimentos.

### 4.3 COMPARAÇÃO COM O MODELO PLANO

Para possibilitar uma melhor comparação com o modelo plano definido por SMITH & COULL [35], foram modeladas quatro estruturas tridimensionais com as mesmas características do modelo apresentado anteriormente, diferindo entre si apenas nas descrições apresentadas na Tabela 4.6.

Tabela 4.6 – Descrição das estruturas modeladas para comparar com o modelo plano

Modelo	Descrição
Estrutura 1	Estrutura completa
Estrutura 2	Estrutura sem cintamentos e com os painéis treliçados
Estrutura 3	Estrutura sem cintamentos e sem painéis treliçados na direção Y
Estrutura 4	Estrutura sem cintamentos e sem os painéis treliçados nas direções X e Y

A caracterização da ação do vento no modelo plano, foi idealizada como um carregamento de vento uniformemente distribuído equivalente, ou seja, com o mesmo valor total do obtido através da equação (3.23). A parcela de carga transferida a um pilar parede correspondeu a um terço do carregamento total aplicado no edifício, ou seja, admitiu-se que apenas o contraventamento vertical misto “absorve” a ação lateral do vento.

Para a obtenção da rigidez equivalente dos “outriggers”, foi realizado uma análise plana de uma treliça passante com as mesmas características geométricas das adotadas no modelo tridimensional, sendo os pontos de ligação desta treliça com o pilar parede idealizado como engaste, e aplicado na outra extremidade da mesma, uma carga nodal, para possibilitar o cálculo da rigidez à flexão do “outrigger” através da equação (4.2).

$$I_o = \frac{P \cdot l^3}{3 \cdot E_s \cdot y} \quad (4.2)$$

onde:

- P – Carga nodal aplicada na extremidade do “outrigger”;
- l – Comprimento do “outrigger”;
- y – Translação na direção e sentido do carregamento nodal (P);
- E<sub>s</sub> – Módulo de elasticidade do aço empregado no “outrigger” (E = 205 GPa).

A Tabela 4.7 apresenta os deslocamentos no topo da estrutura e os momentos fletores “absorvidos” pelos “outriggers”, decorrente do carregamento VY, para as duas análises: plana e tridimensional.

Tabela 4.7 – Comparação dos momentos fletores “absorvidos” pelos “outriggers” e dos deslocamentos laterais no topo do edifício entre as análises plana e tridimensional

Análise	Momento fletor em torno de X		Translação na direção Y (cm)
	M <sub>1</sub> (kNm)	M <sub>2</sub> (kNm)	
Plana	32807,99	52225,90	42,10
Tridimensional	34431,62	48761,36	28,55

Adotando como referência os valores obtidos através da análise tridimensional, verifica-se que para os momentos fletores “absorvidos” pelos “outriggers”, a diferença máxima apresentada foi de 7,10% para M<sub>2</sub>, que corresponde ao “outrigger” posicionado a 51m da fundação, e para M<sub>1</sub>, que está a 102m, a diferença foi de 4,70%.

O deslocamento lateral no topo da edificação apresentou uma diferença de 47% quando comparado com o deslocamento encontrado por meio da análise tridimensional. Esta diferença encontrada é decorrente de alguns fatores, tais como:

- O carregamento aplicado na análise plana é maior do que o transferido ao pilar parede na análise tridimensional;
- O método simplificado não leva em consideração a rigidez lateral dos outros elementos que compõem o modelo tridimensional.

Para quantificar a influência dos cintamentos e painéis treliçados no deslocamento do topo da estrutura, foram analisadas as quatro estruturas descritas na Tabela 4.6 e comparados os resultados como mostra a Figura 4.25.

Verificou-se que entre os cintamentos e os painéis treliçados nas direções X e Y, os painéis treliçados na direção X contribuíram com a maior parcela de rigidez lateral. A justificativa decorre do fato destes painéis possuírem maior número e dimensão do que aqueles posicionados na direção Y, conferindo a estrutura uma maior rigidez nas fachadas de barlavento e sotavento, que são os elementos que contribuem diretamente com o sistema de contraventamento vertical misto do edifício.

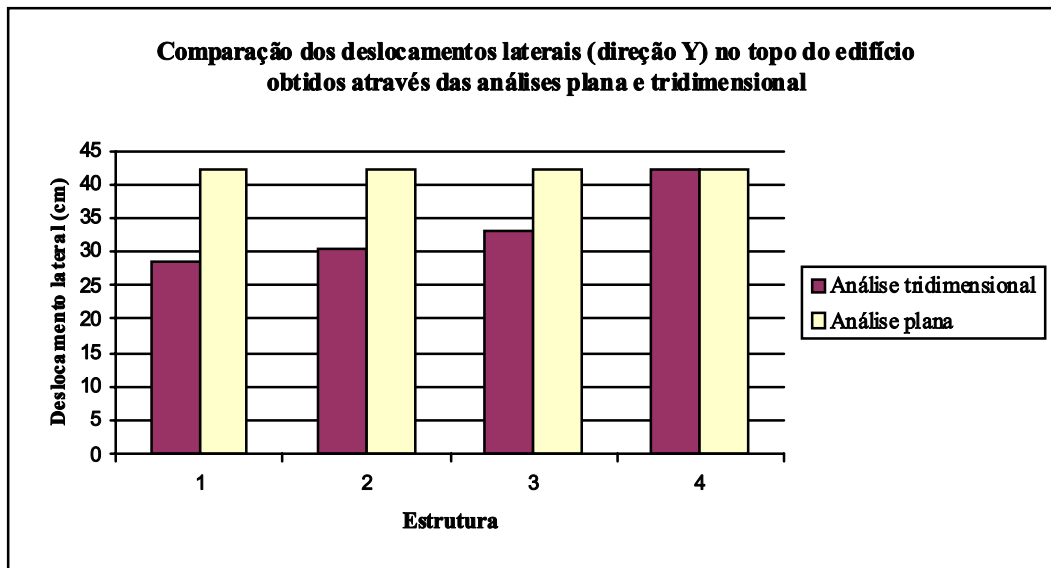


Figura 4.25 – Comparação dos deslocamentos laterais (direção Y) no topo do edifício obtidos através das análises plana e tridimensional

Os acréscimos de deslocamento lateral, obtidos pelas estruturas 2, 3 e 4, quando comparados com a estrutura completa, foram de 6,70%, 15,70% e 47,20%, respectivamente. Para os momentos fletores atuantes na base do pilar P10 das quatro estruturas modeladas, seus valores encontram-se na Tabela 4.8, assim como a diferença encontrada em relação à análise plana.

Tabela 4.8 – Esforços de momento fletor na base do pilar parede P10 para os diversos modelos adotados

Modelo	Momento Fletor na base do pilar parede P10 (kNm)
Estrutura 1	45932,50 (-11,76%)
Estrutura 2	47312,58 (-9,11%)
Estrutura 3	54376,60 (+4,46%)
Estrutura 4	58321,97 (+12,04%)
Análise Plana	52054,96

A comparação entre a estrutura 3, a estrutura 4 e a análise plana, apresentou momentos fletores maiores para as análises tridimensionais, a justificativa para estes

esforços maiores, é decorrente da posição do centróide do carregamento obtido através da equação (3.23), pois apesar das resultantes dos carregamentos terem o mesmo valor, a distância da fundação até o ponto de aplicação da resultante, é maior no carregamento adotado pela NBR 6123.

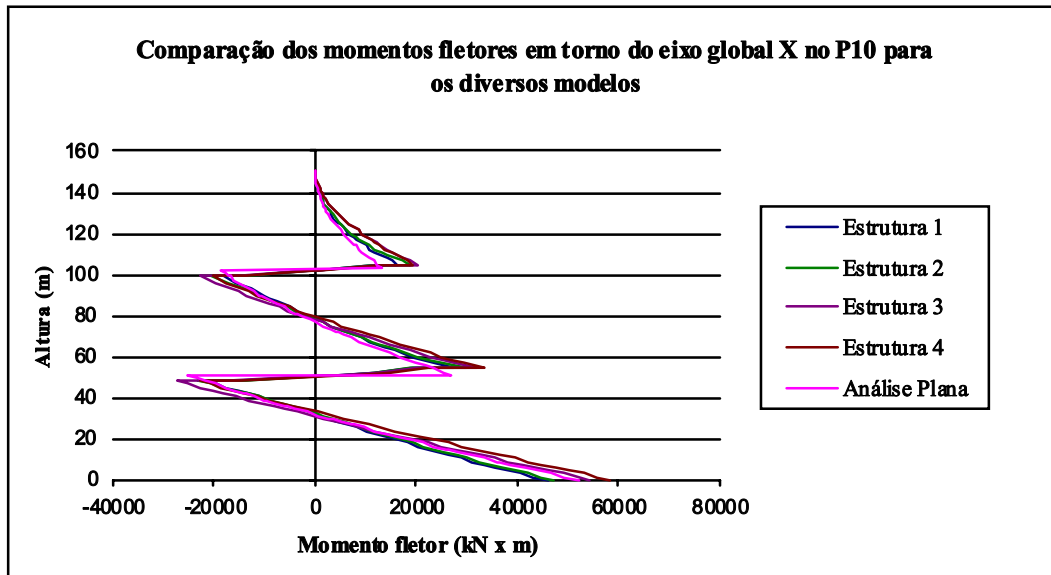


Figura 4.26 – Comparação dos momentos fletores em torno de X no P10 para os diversos modelos

Conclui-se que os resultados encontrados através da análise plana se apresentaram adequados para estimar a viabilidade do sistema de contraventamento misto, pois apesar das diferenças encontradas, o modelo simplificado apresentou valores próximos e a favor da segurança.

Verifica-se que para os momentos fletores a diferença é menor, do que aquelas encontradas nos deslocamentos laterais no topo da estrutura. Sendo assim, a verificação dos deslocamentos por meio dos resultados obtidos através da análise plana, poderá conduzir a inviabilidade do sistema de contraventamento.

Através das equações (2.26) e (2.28), é possível determinar a eficiência para a análise plana do sistema “outrigger” quanto às reduções de momento fletor na base do pilar parede e quanto às reduções dos deslocamentos no topo da estrutura. Os valores obtidos para as respectivas eficiências foram de 67,24% para o momento fletor na base e de 93,19% para o deslocamento no topo da estrutura.



#### 4.4 VERIFICAÇÃO DO CONFORTO HUMANO

A verificação do conforto humano foi efetuada através da NBR 6123, onde por meio da equação (4.3), obtém-se a aceleração para o deslocamento  $u_j$  no nível  $z$  devido à resposta flutuante do vento no modo  $j$ .

$$a_j = 4 \cdot \pi^2 \cdot f_j^2 \cdot u_j \quad (4.3)$$

Como indicação geral, a amplitude máxima não deve exceder  $0,1 \text{ m/s}^2$ . A verificação do conforto humano deve ser efetuada para velocidade do vento com maior probabilidade de ocorrência que a velocidade de projeto estrutural, a ser definida pelo projetista. Considera-se admissível que a velocidade de projeto seja excedida, em média uma vez a cada dez anos.

As modificações atribuídas na equação da ação do vento considerado no projeto estrutural, correspondem ao fator estatístico e a formulação da ação do vento, que serão obtidos pelas equações (4.4) e (4.5).

$P_m = 90\%$  (Probabilidade de ser excedido pelo menos uma vez em  $m$  anos)

$m_r = 10$  anos (Período de recorrência)

$$S_3 = 0.54 \left( -\frac{\ln(1 - P_m)}{m_r} \right)^{-0.157} \quad (4.4)$$

$$q(z) = q_0 \cdot b^2 \cdot \left[ \left( \frac{h}{z_r} \right)^p \left( \frac{z}{h} \right)^\gamma \cdot \frac{1 + 2 \cdot \gamma}{1 + \gamma + p} \cdot \xi_y \right] \quad (4.5)$$

Para a obtenção das frequências naturais do modelo, foi realizada uma análise dinâmica da estrutura completa através do método dos elementos finitos. A massa dos elementos estruturais foi calculada internamente pelo programa através da densidade dos materiais e das áreas das seções transversais e comprimentos das peças estruturais, sendo realizada internamente a transferência das massas destes elementos para seus nós.

A massa das lajes, revestimentos e alvenarias foram calculadas por pavimento e aplicadas no centro de gravidade de cada pilar parede através da área de influência.

A perceptibilidade é função da amplitude e da frequência de oscilação, sendo proporcional à aceleração do movimento da edificação. Segundo BLESSMANN [12], nem sempre enrijecer a estrutura para diminuir a amplitude resolve o problema, pois a estrutura mais rígida terá uma frequência maior, e pode no final continuar com a mesma sensação de mal-estar ou enjôo.

CHANG [17] distingue cinco zonas de conforto, como mostra a Tabela 4.9, que vão desde o não perceptível até o intolerável.

Tabela 4.9 – Limites de graus de conforto, segundo CHANG [17]

<b>Aceleração (g x 1000)</b>	<b>Grau de conforto</b>
abaixo de 5	não perceptível
entre 5 e 15	início da percepção
entre 15 e 50	incômodo
entre 50 e 150	muito incômodo
acima 150	intolerável

A Tabela 4.10 apresenta a verificação do conforto humano para os dois modos de vibração da estrutura, que correspondem, respectivamente, às translações nas direções X e Y, sendo o deslocamento apresentado nesta tabela, originado pela amplitude máxima da parcela aleatória do vento.

Tabela 4.10 – Verificação do conforto para os modos de vibração da estrutura

<b>Modo de vibração</b>	<b>Período (s)</b>	<b>Deslocamento (m)</b>	<b>Aceleração (m/s<sup>2</sup>)</b>	<b>Grau de conforto</b>
1	5,86	0,03194	0,037	Não perceptível
2	5,56	0,05451	0,070	Início da percepção

Verifica-se assim, que a estrutura apresenta um grau de conforto aceitável diante das análises numéricas.

## CAPÍTULO 5 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES

---

É importante lembrar que, os elementos metálicos apresentados nesta dissertação, apesar de pré-dimensionados de acordo com a NBR 8800, não são definitivos para um projeto com estas mesmas características, mesmo porque, não foram considerados os fenômenos de retração e de fluência do concreto, nem o comportamento desta estrutura diante de um incêndio. Portanto, para projetos desta natureza, deve-se considerar melhor o nível de segurança estrutural.

Ao longo de todo o capítulo 4, foram realizados alguns comentários referentes aos diversos resultados obtidos, para cada uma das estruturas, frente as diversas modelagens adotadas. Com base nestes comentários foram tiradas algumas conclusões do presente trabalho, são elas:

- \* O sistema de contraventamento misto adotado no modelo, apresentou-se eficiente na mobilização da rigidez axial dos pilares metálicos posicionados no contorno da edificação, reduzindo consideravelmente os deslocamentos laterais no topo da edificação e os esforços de momento fletor na base dos pilares parede;
- \* A adoção de dois “outriggers” na estrutura, a tornou aceitável diante das limitações de deslocamento lateral do topo em relação à base impostas pelas normas NBR 8800 e pelo projeto de revisão da NBR 6118/2001;
- \* Os cintamentos posicionados nos níveis dos “outriggers”, além de possibilitar reduções dos máximos esforços axiais dos pilares metálicos decorrentes das ações laterais, constituíram o contraventamento vertical principal na direção secundária, exercendo a função de treliças passantes;
- \* O carregamento devido ao desaprumo ocasionou esforços e deslocamentos inferiores aos devidos aos carregamentos de vento. São pequenas as diferenças encontradas nos deslocamentos laterais e momentos fletores para os casos de carregamento de vento com e sem excentricidades;

- Uma das razões do pequeno consumo de aço dos pilares metálicos, foi motivada pela parcela de força axial transmitida aos pilares parede de concreto armado, devido à maior rigidez axial destes pilares quando comparados com os pilares metálicos do contorno;
- A razão entre os efeitos globais de 2ª e de 1ª ordens apresentou valores médios bastante próximo do parâmetro de instabilidade  $\gamma_z$  proposto pelo projeto de revisão da NBR 6118/2001;
- Para as comparações efetuadas entre os modelos plano e tridimensional, observou-se que os momentos fletores “absorvidos” pelas treliças passantes apresentaram menores diferenças do que o deslocamento lateral do topo da edificação, sendo as diferenças dos deslocamentos do topo da edificação justificadas pela influência das rigidezes dos painéis treliçados e cintamentos, validando portanto o modelo simplificado;
- Verificou-se através de análise numérica, juntamente com o critério de conforto humano adotado pela NBR 6123, que a ação dinâmica do vento não provoca acelerações inaceitáveis.

Entre as sugestões para trabalhos futuros podem ser citados:

- Analisar o contraventamento misto considerando os efeitos da retração e da fluência dos pilares parede de concreto armado, bem como, modelar estes pilares com elementos de cascas, para possibilitar a análise localizada das tensões produzidas pelas ligações dos “outriggers” com os pilares parede, considerando a não-linearidade dos materiais;
- Desenvolver um estudo da estabilidade global da estrutura considerando ligações semi-rígidas ou com comportamento mais próximo da realidade;
- Verificar a eficiência do modelo considerando a interação solo-estrutura;
- Analisar o comportamento das estruturas constituídas por este sistema de contraventamento durante as diversas etapas construtivas.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] AÇOMINAS, “**Edifícios de Andares múltiplos**”. Coletânea Técnica do Uso do Aço, Vol. 1, 1979.
- [2] AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, INC (AISC) (1999). “**Load and Resistance factor Design (LRFD) Specification for Steel Buildings**”. Chicago, IL.
- [3] AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, INC (AISC) (1997). “**Floor Vibrations Due Human Activity, Steel Design Guide Series n.11**”. Chicago, IL.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1980), NBR 6120 – “**Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**”. Rio de Janeiro, ABNT.
- [5] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1986), NBR 8800 – “**Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios**”. Rio de Janeiro, ABNT.
- [6] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1988), NBR 6123 - “**Forças devidas ao vento em edificações**”. Rio de Janeiro, ABNT.
- [7] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1999), NBR 14323 – “**Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio**”. Rio de Janeiro, ABNT.
- [8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2001), NBR 6118 – “**Projeto de estruturas de concreto – Texto conclusivo do projeto de revisão da NBR 6118**” Rio de Janeiro, ABNT.
- [9] BELLEI, I. H. “**Edifícios Industriais em Aço**”. 3ª ed., São Paulo, PINI, 2000.
- [10] BERTOLINO JÚNIOR, R.; OLIVEIRA JÚNIOR, A.; RODRIGUES, R. O. “**Análise do Sistema de Contraventamentos em Edifícios de Andares Múltiplos**”, I Congresso Internacional da Construção Metálica (I CICOM), São Paulo, 2001.
- [11] BLANC, A.; MCEVOY, M.; PLANK, R. “**Architecture and construction in steel**”. 1ª ed., New York, London: The Steel Construction Institute, 1993.
- [12] BLESSMANN, J. “**Efeitos do vento em edificações**”. 1ª ed., Porto Alegre, Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1978.
- [13] BLESSMANN, J. “**Introdução ao estudo da ação dinâmica do vento**”. 1ª ed., Porto Alegre, Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1998.

- [14] BORGES, E. F. **“São Paulo e a Origem dos Arranha-Céus”**. São Paulo, RG Editores, 1999.
- [15] Catalogo de produtos da MetForm, 2001.
- [16] CECM, **“Recommendations pour le Calcul des Effects du Vent sur les Constructions”**, No. 1, 1989.
- [17] CHANG, F. **“Wind and movement in tall building”**. Civil engineering, ASCE, p.70-72, August, 1967.
- [18] CIOCCHI, L. **“Edifícios altos: as soluções (e problemas) das grandes estruturas”** Revista técnica, ano 11, n.71, São Paulo, 2003.
- [19] COMPUTERS AND STRUCTURES, INC. **“SAP2000 – Interated Finite Element Analysis and Design of Strutures”**, NonLinear version 7.42, 2001.
- [20] DIAS, L. A. M. **“Edificações de Aço no Brasil”**. 2ª ed., São Paulo, Zigurate Editora, 1999.
- [21] DIAS, L. A. M. **“Aço e arquitetura: estudo de edificações no Brasil”**. 1ª ed., São Paulo, Zigurate Editora, 2001.
- [22] ENGEL, H. **“Sistemas estruturais”**. 2ª ed., Barcelona, Editorial Gustavo Gili, 2002.
- [23] FERNANDES, R. M. **“Análise plana e tridimensional de um edifício sob ação do vento”** XXIX Jornadas Sudamericanas de Ingenieria Estructural, Punta Del Este, 2000.
- [24] FONTE, O. A. C. **“Notas de aula da disciplina Edifícios Altos”**, Departamento de Engenharia Civil, UFPE, Recife, 2001.
- [25] FONTE, A. O. C. **“Curso de atualização em cálculo estrutural”** Departamento de Engenharia Civil, UFPE, Recife, 1997.
- [26] FRUCHTENGARTEN, J.; SILVA, V. P. **“Estabilidade de Edifícios de Aço / Sistemas de Contraventamentos”**. II Congresso Internacional da Construção Metálica (II CICOM), Apostila do curso, São Paulo, 2002.
- [27] KARNAM, M.; MENDIS, P. A. **“The Influence of Outrigger Location on Displacements and Accelerations of Tall Buildings”** Council on Tall Buildings, INTERNATIONAL CONFERENCE ON TALL BUILDINGS, Proceedings of 59<sup>th</sup> Regional Conference held in Rio de Janeiro, Pennsylvania, 1994.
- [28] MARGARIDO, A. F. **“Arranjos Estruturais dos Edifícios em Aço”**. Seminário Edifícios de Estruturas Metálicas, EPUSP / ABCEM, 1986.

- [29] OSÓRIO, G. P. “**Estudo de estruturas tubulares segundo projeto de revisão da norma NBR6118:2000**”. Recife, Departamento de Engenharia Civil da UFPE, 226p., 2000. (Dissertação de Mestrado)
- [30] QUEIROZ, G.; PIMENTA, R. J.; MATA, L. A. C. “**Elementos das estruturas mistas aço – concreto**”. 1º ed., Belo Horizonte, O lutador, 2001.
- [31] QUEIROZ, G. “**Elementos das Estruturas de Aço**”. 1ª ed., Belo Horizonte, 1993.
- [32] RIBEIRO, L. F. L. “**Utilização de outriggers em edifícios altos**”. Rio de Janeiro, Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE, 134p., 1990. (Dissertação de Mestrado)
- [33] SALES, J. J. “**Estudo do projeto e da construção de edifícios de andares múltiplos com estruturas de aço**”. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos - USP, 257p., 1995. (Tese de Doutorado)
- [34] SALMON C. G.; JOHNSON J. E. “**Steel Structures: design and behavior: emphasizing load and resistance factor design**”. 3ª ed., HarperCollinsPublishers, 1990.
- [35] STAFFORD SMITH, B.; COULL, A. “**Tall Building Structures: analysis and design**”. 1ª ed., JOHN WILEY & SONS, INC., 1991.
- [36] STAFFORD SMITH, B.; CRUVELLIER M.; NOLLET, M. J.; MAHYARI, A. T. “**Offset Outrigger Concept for Tall Building Structures**”. Tall Building Structures – A world view, CTBUH, Proceedings of 67<sup>th</sup> Regional Conference, Chicago, 1996.
- [37] STAFFORD SMITH, B.; SALIM, I. “**Parameter Study of Outrigger-Braced Tall Building Structures**”. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 107, No. ST10, October, 1981.
- [38] TARANATH, B. S. “**Structural analysis and design of tall buildings**”. 1ª ed., New York, McGraw-Hill, 1988.
- [39] VASCONCELLOS FILHO, A. “**Edifícios de andares múltiplos**”. Belo Horizonte, UFMG, 148p., 1981. (Concurso para professor titular)
- [40] VASCONCELOS, A. C. “**O Concreto no Brasil**”. vol. 1, São Paulo, PINI, 1992.
- [41] VERÍSSIMO, G. S.; RIBEIRO, J. C. L.; PAES, J. L. R. “**Software para cálculo de vigas mistas**”, Artigo, Revista Metálica, ano 12, nº 56, São Paulo, 2002.

## **APÊNDICE 1**



**PROGRAMA PARA O CÁLCULO DE VIGA MISTA COMPOSTA POR  
PERFIL METÁLICO I (VS) E LAJE COM FORMA DE AÇO INCORPORADA**

A presença da laje de concreto em contato com a mesa superior da viga metálica, impede que esta possa sofrer flambagem local ou mesmo flambagem lateral com torção. Pode-se assumir então que a mesa superior de vigas mistas simplesmente apoiadas é classe 1, independente da relação  $b_f / t_f$ . Como a mesa inferior está tracionada, caso a alma também seja compacta de acordo com a NBR 8800 / 1986, o perfil é todo compacto, podendo-se calcular a resistência da seção transversal considerando a distribuição plástica das tensões como mostra a figura abaixo:

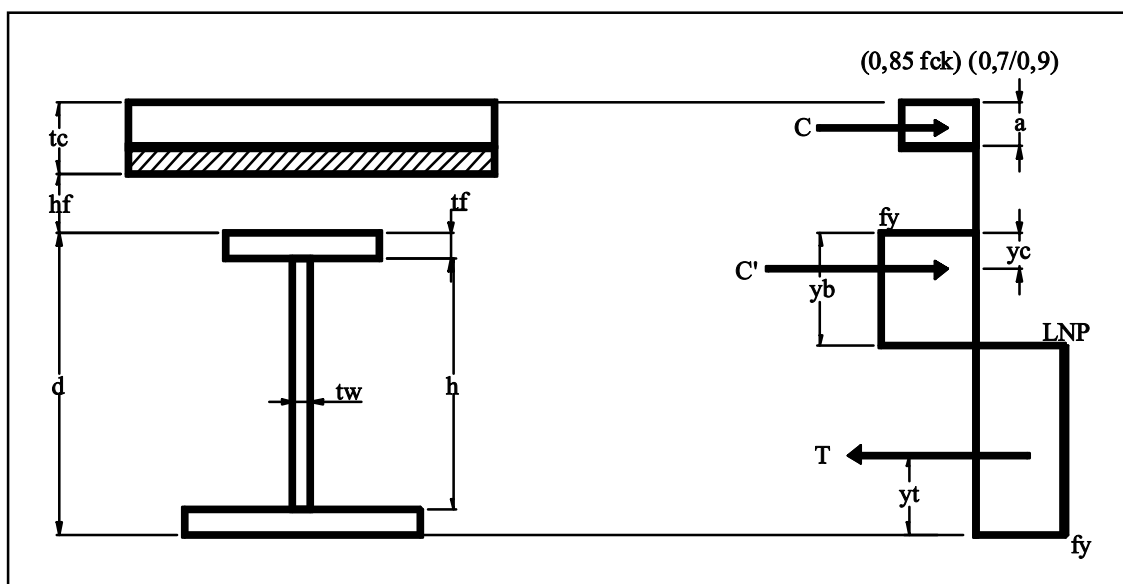


Diagrama de tensões em vigas mistas sob momento positivo (vigas com conectores de cisalhamento, tendo  $h/t_w \leq 3,5(E/f_y)^{1/2}$  – Interação parcial)

**Observações consideradas na formulação do programa:**

- 1 - Considera-se que a laje mista impede a flambagem lateral com torção;
- 2 - As vigas mistas consideradas no programa são: biapoiadas, submetidas a momento fletor positivo e não escoradas durante a construção;
- 3 - Admite-se a interação parcial, ou seja, a resistência das vigas é limitada pela capacidade dos conectores de cisalhamento em resistir as forças de cisalhamento atuantes;
- 4 - O carregamento concentrado admitido neste programa considera sua aplicação no meio do vão, e o carregamento distribuído é uniforme.

$q_{1p} := 11.16 \cdot 10^3 \frac{\text{N}}{\text{m}}$	(Carga permanente nominal aplicada antes do concreto atingir 75% do fck)
$q_{1s} := 4.00 \cdot 10^3 \frac{\text{N}}{\text{m}}$	(Sobrecarga nominal de construção aplicada antes do concreto atingir 75% do fck )
$q_{2p} := 19.16 \cdot 10^3 \frac{\text{N}}{\text{m}}$	(Carga permanente nominal aplicada depois do concreto atingir 75% do fck)
$q_{2s} := 8.00 \cdot 10^3 \frac{\text{N}}{\text{m}}$	(Sobrecarga nominal aplicada depois do concreto atingir 75% do fck)
$P_{1p} := 37.66 \cdot 10^3 \text{N}$	(Peso próprio nominal concentrado aplicado no meio do vão antes do concreto atingir 75% do fck)
$P_{1s} := 13.50 \cdot 10^3 \text{N}$	(Sobrecarga nominal de construção concentrada aplicada no meio do vão antes do concreto atingir 75% do fck)
$P_{2p} := 96.25 \cdot 10^3 \text{N}$	(Peso próprio nominal concentrado aplicado no meio do vão depois do concreto atingir 75% do fck)
$P_{2s} := 27.00 \cdot 10^3 \text{N}$	(Sobrecarga nominal concentrada aplicada no meio do vão depois do concreto atingir 75% do fck)
$f_{ck} := 25 \cdot 10^6 \text{Pa}$	(Resistência característica do concreto à compressão)
$f_y = 250 \cdot 10^6 \text{Pa}$	(Limite de escoamento do aço à tração)
$f_u = 400 \cdot 10^6 \text{Pa}$	(Limite de resistência do aço à tração)
$l := 9.00 \text{m}$	(Vão da viga biapoiada)
$DC = 8.00 \text{m}$	(Distância entre centros)
$t_{fs} = 9.5 \text{mm}$	(Espessura da mesa superior)
$t_{fi} = 9.5 \text{mm}$	(Espessura da mesa inferior)
$b_{fs} := 250 \text{mm}$	(Largura da mesa superior da seção de aço)
$b_{fi} = 250 \text{mm}$	(Largura da mesa inferior da seção de aço)

$\phi_b := 0.90$	(Coeficiente de segurança para a flexão)
$\phi_v := 0.90$	(Coeficiente de resistência à força cortante)
$E_s := 20500010^6 \cdot \text{Pa}$	(Módulo de elasticidade do aço)
$E_c := 2380010^6 \cdot \text{Pa}$	(Módulo de elasticidade do concreto)
$h_f = 75\text{mm}$	(Altura das nervuras da fôrma de aço)
$h_c := 75\text{mm}$	(Espessura da camada de concreto acima do flange superior da fôrma de aço)
Carregamento := "Distribuído"	(Carregamento "Concentrado" ou "Distribuído")

#### Determinação dos esforços de momento fletor

$$M_{da} := \begin{cases} \frac{(1.2 \cdot q_{1p} + 1.3 \cdot q_{1s}) \cdot l^2}{8} & \text{if Carregamento} = \text{"Distribuído"} \\ \frac{(1.2 \cdot P_{1p} + 1.3 \cdot P_{1s}) \cdot l}{4} & \text{if Carregamento} = \text{"Concentrado"} \end{cases}$$

$M_{da} = 18824.410^3 \cdot \text{N}\cdot\text{cm}$  (Momento fletor de cálculo decorrente das cargas aplicadas antes do concreto atingir 75% do fck)

$$M_{dd} = \begin{cases} \frac{(1.3 \cdot q_{2p} + 1.5 \cdot q_{2s}) \cdot l^2}{8} & \text{if Carregamento} = \text{"Distribuído"} \\ \frac{(1.3 \cdot P_{2p} + 1.5 \cdot P_{2s}) \cdot l}{4} & \text{if Carregamento} = \text{"Concentrado"} \end{cases}$$

$M_{dd} = 37369.3510^3 \cdot \text{N}\cdot\text{cm}$  (Momento fletor de cálculo decorrente das cargas aplicadas depois do concreto atingir 75% do fck)

### Fluxograma para o dimensionamento de vigas mistas

#### Pré-dimensionamento:

Z - Módulo resistente plástico da seção, relativo ao eixo de flexão.

$$Z := \frac{M_{da}}{\phi_b \cdot f_y} \quad Z = 836.64 \text{cm}^3$$

$$W = \frac{Z}{1.12} \quad W = 747 \text{cm}^3 \quad (\text{Módulo resistente elástico necessário})$$

Adotar: VS 500 x 61

$$A_s = 77.8 \text{cm}^2 \quad (\text{Área da seção transversal do perfil metálico})$$

$$I_x = 34416 \text{cm}^4 \quad (\text{Momento de inércia em relação ao eixo x-x})$$

$$W_x := 1377 \text{cm}^3 \quad (\text{Módulo resistente elástico da seção em relação ao eixo x-x})$$

$$r_x = 21 \text{cm} \quad (\text{Raio de giração em relação ao eixo x})$$

$$h := 481 \text{mm} \quad (\text{Altura da alma do perfil})$$

$$t_w = 6.3 \text{mm} \quad (\text{Espessura da alma do perfil})$$

$$Z_x = 1529 \text{cm}^3 \quad (\text{Módulo resistente plástico do perfil})$$

$$d := 500 \text{mm} \quad (\text{Altura do perfil metálico})$$

#### 1 - Verificação da flambagem local da alma - FLA

$$\lambda_a = \frac{h}{t_w} \quad \lambda_a = 76.35$$

$$\lambda_{pa} = 3.5 \sqrt{\frac{E_s}{f_y}} \quad \lambda_{pa} = 100.22$$

$$\lambda_{ra} := 5.6 \sqrt{\frac{E_s}{f_y}} \quad \lambda_{ra} = 160.36$$

#### 1º Verificação

$$\text{Teste}_1 := \begin{cases} \text{"A viga é compacta quanto à alma"} & \text{if } \lambda_a \leq \lambda_{pa} \\ \text{"A viga é semcompacta quanto à alma"} & \text{if } \lambda_{pa} < \lambda_a \leq \lambda_{ra} \\ \text{"A viga é esbelta quanto à alma"} & \text{if } \lambda_a > \lambda_{ra} \end{cases}$$

$$\text{Teste}_1 = \text{"A viga é compacta quanto à alma"}$$

Verificação para o estado limite de FLM, caso a viga seja esbelta quanto à alma

$$A_f := b_{fs} \cdot t_{fs} \quad (\text{Área da mesa comprimida do perfil metálico})$$

$$A_w := h \cdot t_w \quad (\text{Área da alma do perfil metálico})$$

$$\lambda_m := \frac{b_{fs}}{t_{fs}}$$

$$\lambda_m = 13.16$$

$$\lambda_{pmt} := 0.38 \sqrt{\frac{E_s}{f_y}}$$

$$\lambda_{pmt} = 10.88$$

$$\lambda_{rmt} := 0.87 \sqrt{\frac{E_s}{f_y}}$$

$$\lambda_{rmt} = 24.91$$

$$C_{pg} = 0.38 E_s$$

$$C_{pg} = 7790010^6 \text{ Pa}$$

$$f_{cr} := \begin{cases} f_y & \text{if } \lambda_m \leq \lambda_{pmt} \\ f_y \left[ 1 - 0.5 \left( \frac{\lambda_m - \lambda_{pmt}}{\lambda_{rmt} - \lambda_{pmt}} \right) \right] & \text{if } \lambda_{pmt} < \lambda_m \leq \lambda_{rmt} \\ \frac{C_{pg}}{\lambda_m^2} & \text{if } \lambda_m > \lambda_{rmt} \end{cases}$$

$$f_{cr} = 229.7210^6 \text{ Pa}$$

$$k_{pg} := \begin{cases} \left[ 1 - 0.0005 \frac{A_w}{A_f} \left( \frac{h}{t_w} - 5.6 \sqrt{\frac{E_s}{f_{cr}}} \right) \right] & \text{if } \left[ 1 - 0.0005 \frac{A_w}{A_f} \left( \frac{h}{t_w} - 5.6 \sqrt{\frac{E_s}{f_{cr}}} \right) \right] \geq 1.00 \\ 1.00 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$k_{pg} = 1$$

$$M_m = \begin{pmatrix} W_x k_{pg} f_y \\ W_x k_{pg} f_{cr} \end{pmatrix} \quad M_m = \begin{pmatrix} 34425 \\ 31632.58 \end{pmatrix} 10^3 \text{ N}\cdot\text{cm}$$

$$M_{na} = \begin{cases} (Z_x f_y) & \text{if Teste}_1 = \text{"A viga é compacta quanto à alma"} \\ \left[ (Z_x f_y) - [(Z_x f_y) - W_x f_y] \left( \frac{\lambda_a - \lambda_{pa}}{\lambda_{ra} - \lambda_{pa}} \right) \right] & \text{if Teste}_1 = \text{"A viga é semcompacta quanto à alma"} \\ \min(M_m) & \text{if Teste}_1 = \text{"A viga é esbelta quanto à alma"} \end{cases}$$

$$M_{na} = 3822510^3 \cdot \text{N}\cdot\text{cm}$$

## 2 - Verificação da flambagem local da mesa - FLM

$$f_r = 115 \cdot 10^6 \text{ Pa} \quad (\text{Tensão residual})$$

$$W_c := W_x \quad (\text{Módulo resistente elástico da seção, relativo ao eixo de flexão})$$

$$\lambda_m := \frac{b_{fs}}{2 t_{fs}} \quad \lambda_m = 13.16$$

$$\lambda_{rm} := 0.62 \sqrt{\frac{E_s}{(f_y - f_r)}} \quad \lambda_{rm} = 24.16$$

$$\lambda_{pm} := 0.38 \sqrt{\frac{E_s}{f_y}} \quad \lambda_{pm} = 10.88$$

### 2º Verificação

$$\text{Teste}_{12} = \begin{cases} \text{"A viga é compacta quanto à mesa"} & \text{if } \lambda_m < \lambda_{pm} \\ \text{"A viga é semcompacta quanto à mesa"} & \text{if } \lambda_{pm} \leq \lambda_m \leq \lambda_{rm} \\ \text{"A viga é esbelta quanto à mesa"} & \text{if } \lambda_m > \lambda_{rm} \end{cases}$$

$$\text{Teste}_{12} = \text{"A viga é semcompacta quanto à mesa"}$$

$$M_{nm} = \begin{cases} (Z_x \cdot f_y) & \text{if Teste}_{12} = \text{"A viga é compacta quanto à mesa"} \\ (Z_x \cdot f_y) - [(Z_x \cdot f_y) - (f_y - f_r) \cdot W_c] \cdot \left( \frac{\lambda_m - \lambda_{pm}}{\lambda_{rm} - \lambda_{pm}} \right) & \text{if Teste}_{12} = \text{"A viga é semcompacta quanto à mesa"} \\ \left( \frac{0.38 E_s}{\lambda_m^2} \cdot W_c \right) & \text{if Teste}_{12} = \text{"A viga é esbelta quanto à mesa"} \end{cases}$$

$$M_{nm} = 34858.9210^3 \cdot \text{N} \cdot \text{cm}$$

## 3 - Verificação da flecha durante a construção

$$\delta_1 := \begin{cases} \left( \frac{5}{384} \frac{q_{1s} \cdot l^4}{E_s \cdot I_x} \right) & \text{if Carregamento} = \text{"Distribuído"} \\ \left( \frac{1}{48} \frac{P_{1s} \cdot l^3}{E_s \cdot I_x} \right) & \text{if Carregamento} = \text{"Concentrado"} \end{cases}$$

$$\delta_1 = 0.48 \text{ cm} \quad (\text{Deslocamento vertical máximo decorrente da sobrecarga})$$

$$\delta_{\text{adm}} = \frac{1}{360} \cdot l \quad \delta_{\text{adm}} = 2.5 \text{ cm}$$

### 3º Verificação

$$\text{Teste}_{13} = \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \delta_1 \leq \delta_{\text{adm}} \\ \text{"Adotar outro perfil com maior momento de inércia à flexão"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Teste}_{13} = \text{"OK"}$$

### 4 - Verificação da viga de aço ao cisalhamento

$$k := 5.34 \quad (\text{Valor admitido caso não haja enrijecedores transversais})$$

$$\lambda_{\text{pv}} = 1.08 \sqrt{k \cdot \frac{E_s}{f_y}} \quad \lambda_{\text{pv}} = 71.47$$

$$\lambda_{\text{rv}} = 1.40 \sqrt{k \cdot \frac{E_s}{f_y}} \quad \lambda_{\text{rv}} = 92.64$$

$$A_w := h \cdot t_w \quad (\text{Área da alma considerada em perfis I, H e U soldados})$$

### 4º Verificação

$$\text{Teste}_{14} = \begin{cases} \text{"A viga é compacta quanto à resistencia ao cisalhamento"} & \text{if } \lambda_a \leq \lambda_{\text{pv}} \\ \text{"A viga é semcompacta quanto à resistencia ao cisalhamento"} & \text{if } \lambda_{\text{pv}} < \lambda_a \leq \lambda_{\text{rv}} \\ \text{"A viga é esbelta quanto à resistencia a o cisalhamento"} & \text{if } \lambda_a > \lambda_{\text{rv}} \end{cases}$$

$$\text{Teste}_{14} = \text{"A viga é semcompacta quanto à resistencia ao cisalhamento"}$$

$$V_n := \begin{cases} 0.6 \cdot A_w \cdot f_y & \text{if Teste}_{14} = \text{"A viga é compacta quanto à resistencia ao cisalhamento"} \\ \frac{\lambda_{\text{pv}}}{\lambda_a} \cdot 0.6 \cdot A_w \cdot f_y & \text{if Teste}_{14} = \text{"A viga é semcompacta quanto à resistencia ao cisalhamento"} \\ 1.28 \left( \frac{\lambda_{\text{pv}}}{\lambda_a} \right)^2 \cdot 0.6 \cdot A_w \cdot f_y & \text{if Teste}_{14} = \text{"A viga é esbelta quanto à resistencia ao cisalhamento"} \end{cases}$$

$$\phi_v \cdot V_n = 382.9310^3 \cdot \text{N}$$

**Determinação da resistência ao momento fletor da viga de aço**

$$M = \begin{pmatrix} M_{na} \\ M_{nm} \end{pmatrix} \quad M_n = \min(M)$$

$$\phi_b \cdot M_n = 31373.0310^3 \cdot \text{N} \cdot \text{cm}$$

**Determinação da força cortante atuante antes do concreto atingir 75% do fck**

$$V_{da} := \begin{cases} \frac{(1.3q_{1p} + 1.5q_{1s}) \cdot l}{2} & \text{if Carregamento} = \text{"Distribuído"} \\ 0.5 \cdot (1.3 \cdot P_{1p} + 1.5 \cdot P_{1s}) & \text{if Carregamento} = \text{"Concentrado"} \end{cases}$$

$$V_{da} = 92.2910^3 \text{N}$$

**Verificação da viga de aço para as cargas antes do concreto alcançar 75% do fck****1º Verificação**

$$\text{Teste\_F1}_1 := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } M_{da} \leq \phi_b \cdot M_n \\ \text{"Adicionar um perfil com maior momento resistente à flexão"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Teste\_F1}_1 = \text{"OK"}$$

**2º Verificação**

$$\text{Teste\_F1}_2 := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } V_{da} \leq \phi_v \cdot V_n \\ \text{"Adicionar um perfil com maior capacidade resistente ao cisalhamento"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Teste\_F1}_2 = \text{"OK"}$$

**Verificação da viga para as cargas depois do concreto alcançar 75% do fck****Determinação da largura efetiva**

Viga := "Intermediária" (Indique a posição da viga em planta: "Intermediária" ou de "Bordo")

$$b_I := \begin{bmatrix} 0.25l \\ 16 \cdot (h_f + h_c) + t_{fs} \\ DC \end{bmatrix} \quad b_B = \begin{bmatrix} t_{fs} + 12 \cdot l \cdot l \\ t_{fs} + 6 \cdot (h_f + h_c) \\ 0.5 \cdot DC \end{bmatrix}$$



$$b = \begin{cases} \min\{b_I\} & \text{if Viga} = \text{"Intermediária"} \\ \min\{b_B\} & \text{if Viga} = \text{"Bordo"} \end{cases}$$

$$b = 225\text{cm} \quad (\text{Largura efetiva da laje de concreto})$$

## 1 - Verificação da possível distribuição plástica da seção

### 1º Verificação

$$\text{Teste}_{21} = \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \frac{h}{t_w} \leq 3.5 \sqrt{\frac{E_s}{f_y}} \\ \text{"Deve-se levar em conta as propriedades elásticas da seção mista"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Teste}_{21} = \text{"OK"}$$

### Determinação das propriedades da viga mista

$$\alpha := \frac{E_s}{E_c} \quad \alpha = 8.61$$

$$b_{eq} := \frac{b}{\alpha} \quad b_{eq} = 26.12\text{cm} \quad (\text{Largura equivalente da laje de aço})$$

$$A_{eq} := b_{eq} \cdot h_c \quad A_{eq} = 195.91\text{cm}^2 \quad (\text{Área da laje de aço equivalente})$$

$$I_{eq} = \frac{b_{eq} \cdot h_c^3}{12} \quad I_{eq} = 918.35\text{cm}^4 \quad (\text{Momento de inércia da laje de aço equivalente em relação ao eixo que passa pelo CG da laje})$$

$$y_{eq} := \frac{h_c}{2} \quad y_{eq} = 3.75\text{cm} \quad (\text{Distância da face superior da laje ao eixo que passa pelo CG da laje de aço equivalente})$$

$$y_s := h_f + h_c + \frac{d}{2} \quad y_s = 40\text{cm} \quad (\text{Distância da face superior da laje ao eixo que passa pelo CG do perfil de aço})$$

$$y_{cm} := \frac{y_{eq} \cdot A_{eq} + y_s \cdot A_s}{A_{eq} + A_s} \quad y_{cm} = 14.05\text{cm} \quad (\text{Distância da face superior da laje ao eixo que passa pelo CG da seção mista})$$

$$I_{tr1} := I_x + (y_{cm} - y_s)^2 \cdot A_s \quad I_{tr1} = 86792.12\text{cm}^4$$

$$I_{tr2} := I_{eq} + (y_{eq} - y_{cm})^2 \cdot A_{eq} \quad I_{tr2} = 21717.52\text{cm}^4$$

$$I_{tr} := I_{tr1} + I_{tr2} \quad I_{tr} = 108509.64 \text{ cm}^4 \quad (\text{Momento de inércia da seção mista homogeneizada})$$

$$W_{tri} = \frac{I_{tr}}{(h_c + h_f + d) - y_{cm}} \quad W_{tri} = 2129.88 \text{ cm}^3 \quad (\text{Módulo resistente inferior da seção mista})$$

#### Determinação da resistência e do número de conectores de cisalhamento

$$V := \left( \begin{array}{l} A_s \cdot f_y \\ 0.85 f_{ck} \cdot b \cdot h_c \end{array} \right) \quad V = \left( \begin{array}{l} 1945 \\ 3585.94 \end{array} \right) 10^3 \text{ N} \quad V_h := \min(V) \quad V_h = 194510^3 \text{ N}$$

$$f_{csu} = 415 \cdot 10^6 \text{ Pa} \quad (\text{Limite de resistência à tração do aço do conector de cisalhamento})$$

$$d_{cs} := 19 \text{ mm} \quad (\text{Diâmetro do conector de cisalhamento})$$

$$A_{cs} := \left( \pi \cdot d_{cs}^2 \right) \cdot 0.25$$

$$A_{cs} = 2.87 \text{ cm}^2 \quad (\text{Área da seção transversal do conector de cisalhamento})$$

$$q := \left( \begin{array}{l} 0.5 \cdot A_{cs} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_c} \\ A_{cs} \cdot f_{csu} \end{array} \right) \quad q = \left( \begin{array}{l} 110.51 \\ 118.91 \end{array} \right) 10^3 \text{ N} \quad q_n = \min(q)$$

$$q_n = 110.5110^3 \text{ N} \quad (\text{Resistência nominal do conector})$$

Cálculo do coeficiente de redução (C) da resistência nominal do conector aplicado em sistemas mistos com formas de aço incorporadas:

$$\text{Direção} = \text{"Perpendicular"} \quad (\text{Direção das nervuras das fôrmas da laje em relação à direção da viga})$$

$$b_f := 137 \text{ mm} \quad (\text{Largura média das nervuras das fôrmas metálicas})$$

$$n_{cs} := 2 \quad (\text{Número de conectores de cisalhamento por nervura, máximo igual a 3})$$

$$h_{cs} := 127 \text{ mm} \quad (\text{Comprimento dos pinos após soldagem})$$

$$c_{red} = \left[ \begin{array}{l} 0.6 \cdot \left( \frac{b_f}{h_f} \right) \cdot \left( \frac{h_{cs}}{h_f} - 1.0 \right) \text{ if Direção} = \text{"Paralela"} \\ \frac{0.85}{\sqrt{n_{cs}}} \cdot \left( \frac{b_f}{h_f} \right) \cdot \left( \frac{h_{cs}}{h_f} - 1.0 \right) \text{ if Direção} = \text{"Perpendicular"} \end{array} \right]$$

$$C_{red} := \left| \begin{array}{l} c_{red} \text{ if } c_{red} \leq 1.00 \\ 1.00 \text{ otherwise} \end{array} \right. \quad C_{red} = 0.76$$

**Determinação do número de conectores**

Interação := 80%

(Grau de interação desejado)

$$n := \text{ceil} \left( \text{Interação} \cdot \frac{V_h}{C_{\text{red}} \cdot q_n} \right) \quad n = 19 \quad (\text{Número de conectores de cisalhamento para cada lado da seção de momento fletor máximo})$$

**Localização e espaçamento dos conectores de cisalhamento**

$$e_{\text{max}} = \left[ \frac{8 \cdot (h_f + h_c)}{800 \text{mm}} \right] \quad e_{\text{max}} = \begin{pmatrix} 120 \\ 80 \end{pmatrix} \text{cm} \quad e_{\text{min}} := 6 \cdot d_{\text{cs}} \quad e_{\text{min}} = 11.46 \text{cm}$$

$$e := \begin{cases} \frac{0.5l}{n} & \text{if } \frac{0.5l}{n} \leq \min(e_{\text{max}}) \wedge \frac{0.5l}{n} \geq e_{\text{min}} \\ \min(e_{\text{max}}) & \text{if } \frac{0.5l}{n} > \min(e_{\text{max}}) \\ e_{\text{min}} & \text{if } \frac{0.5l}{n} < e_{\text{min}} \end{cases}$$

$$e = 23.68 \text{cm} \quad (\text{Espaçamento dos conectores de cisalhamento})$$

$$n_{\text{conectores}} := \text{ceil} \left( \frac{0.5l}{e} \right) \quad n_{\text{conectores}} = 19$$

$$Q_n = n_{\text{conectores}} \cdot (C_{\text{red}} \cdot q_n) \quad Q_n = 1598.2510^3 \text{N}$$

$$I_a = I_x \quad (\text{Momento de inércia da seção da viga de aço})$$

$$W_a = W_x \quad (\text{Módulo resistente inferior da seção da viga de aço})$$

$$I_{\text{ef}} = I_a + \sqrt{\frac{Q_n}{V_h}} \cdot (I_{\text{tr}} - I_a)$$

$$I_{\text{ef}} = 101581.02 \text{cm}^4 \quad (\text{Momento de inércia usado para a interação parcial})$$

$$W_{\text{ef}} := W_a + \sqrt{\frac{Q_n}{V_h}} \cdot (W_{\text{tri}} - W_a)$$

$$W_{\text{ef}} = 2059.48 \text{cm}^3 \quad (\text{Módulo resistente usado para a interação parcial})$$

## 2 - Verificação das posições das linhas neutras

$$C := \frac{0.7}{0.9} \cdot Q_n$$

$$a = \frac{C}{0.66 \cdot f_{ck} \cdot b} \quad (\text{Espessura da laje considerada efetiva para interação parcial})$$

$$A_{c_{ef}} = b \cdot a \quad (\text{Área da laje de concreto efetiva})$$

$$a = 3.35 \text{ cm} \quad (\text{Posição da 1ª linha neutra (Linha neutra na laje de concreto) distância da face superior da laje de concreto até a linha neutra})$$

### 2º Verificação - Posicionamento da 2ª linha neutra

$$C_1 := \frac{1}{2} [(A_s \cdot f_y) - C]$$

$$\text{Teste}_{2_2} := \begin{cases} \text{"LN na mesa superior"} & \text{if } C_1 \leq (b_{fs} \cdot t_{fs}) \cdot f_y \\ \text{"LN na alma"} & \text{if } C_1 > (b_{fs} \cdot t_{fs}) \cdot f_y \end{cases}$$

$$\text{Teste}_{2_2} = \text{"LN na mesa superior"}$$

$$y_n := \begin{cases} \left[ \frac{C_1}{(t_{fs} \cdot b_{fs}) \cdot f_y} \cdot t_{fs} \right] & \text{if Teste}_{2_2} = \text{"LN na mesa superior"} \\ \left[ t_{fs} + \frac{C_1 - (t_{fs} \cdot b_{fs}) \cdot f_y}{(h \cdot t_w) \cdot f_y} \cdot h \right] & \text{if Teste}_{2_2} = \text{"LN na alma"} \end{cases}$$

$$y_n = 0.56 \text{ cm} \quad (\text{Distância da 2ª linha neutra a face superior da viga de aço})$$

## 3 - Verificação da interação parcial

### 3º Verificação

$$K = 0.5 \begin{pmatrix} 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot h_c \\ A_s \cdot f_y \end{pmatrix} \quad K = \begin{pmatrix} 1792.97 \\ 972.5 \end{pmatrix} 10^3 \text{ N}$$

$$\text{Teste}_{2_3} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } Q_n \leq 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot h_c \wedge Q_n \leq A_s \cdot f_y \wedge Q_n \geq \min(K) \\ \text{"Não obedece as condições para interação parcial"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Teste}_{2_3} = \text{"OK"}$$

$$\eta_1 = \frac{Q_n}{V_h} \quad \eta_1 = 82.17\% \quad (\text{Grau de interação obtido})$$

#### 4 - Verificação do Momento Resistente da viga mista

$$y_t := \begin{cases} \frac{(t_{fs} - y_n) \cdot b_{fs} \left[ d - t_{fs} + \frac{(t_{fs} - y_n)}{2} \right] + h \cdot t_w \left( t_{fi} + \frac{h}{2} \right) + \frac{t_{fi}^2 \cdot b_{fi}}{2}}{(t_{fs} - y_n) \cdot b_{fs} + t_w \cdot h + t_{fi} \cdot b_{fi}} & \text{if Teste\_22} = \text{"LN na mesa superior"} \\ \frac{t_{fi} \cdot b_{fi} \left( \frac{t_{fi}}{2} \right) + (d - y_n - t_{fi}) \cdot t_w \cdot \frac{(d - y_n - t_{fi})}{2}}{t_{fi} \cdot b_{fi} + (d - y_n - t_{fi}) \cdot t_w} & \text{if Teste\_22} = \text{"LN na alma"} \end{cases}$$

$$y_t = 19.56 \text{ cm}$$

(Distância do centro de gravidade da parte tracionada da viga de aço até a face inferior desta viga)

$$y_c = \begin{cases} \frac{y_n}{2} & \text{if Teste\_22} = \text{"LN na mesa superior"} \\ \frac{t_{fs} \cdot b_{fs} \left( \frac{t_{fs}}{2} \right) + (y_n - t_{fs}) \cdot t_w \cdot \frac{(y_n - t_{fs})}{2}}{t_{fs} \cdot b_{fs} + (y_n - t_{fs}) \cdot t_w} & \text{if Teste\_22} = \text{"LN na alma"} \end{cases}$$

$$y_c = 0.28 \text{ cm}$$

(Distância do centro de gravidade da parte comprimida da seção da viga de aço até a face superior desta viga)

$$\phi := 0.90$$

$$M_n := C_f (d - y_t - y_c) + C \left( h_c - \frac{a}{2} + h_f + d - y_t \right)$$

$$\phi M_n = 58493.3310^3 \text{ N}\cdot\text{cm}$$

(Momento resistente da viga mista)

#### 4º Verificação

$$\text{Teste\_24} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \phi M_n \geq M_{dd} \\ \text{"A viga mista não resiste ao momento fletor atuante"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Teste\_24} = \text{"OK"}$$

### 5 - Verificação dos limites de tensões na mesa inferior da viga mista

$$Ações := \begin{cases} \text{"cálculo"} & \text{if } 3.5 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{f_y}} \leq \frac{h}{t_w} \leq 5.6 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{f_y}} \\ \text{"nominais"} & \text{if } \frac{h}{t_w} \leq 3.5 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{f_y}} \end{cases}$$

Ações = "nominais"

$$M_g := \begin{cases} \frac{(q_{1p} + q_{1s}) \cdot l^2}{8} & \text{if } Ações = \text{"nominais"} \wedge \text{Carregamento} = \text{"Distribuído"} \\ \frac{(1.3 \cdot q_{1p} + 1.5 \cdot q_{1s}) \cdot l^2}{8} & \text{if } Ações = \text{"cálculo"} \wedge \text{Carregamento} = \text{"Distribuído"} \\ \frac{(P_{1p} + P_{1s}) \cdot l}{4} & \text{if } Ações = \text{"nominais"} \wedge \text{Carregamento} = \text{"Concentrado"} \\ \frac{(1.3 \cdot P_{1p} + 1.5 \cdot P_{1s}) \cdot l}{4} & \text{if } Ações = \text{"cálculo"} \wedge \text{Carregamento} = \text{"Concentrado"} \end{cases}$$

$M_g = 15349.510^3 \cdot \text{N}\cdot\text{cm}$

$$M_1 = \begin{cases} \frac{(q_{2p} - q_{1p} + q_{2s}) \cdot l^2}{8} & \text{if } Ações = \text{"nominais"} \wedge \text{Carregamento} = \text{"Distribuído"} \\ \frac{[1.3 \cdot (q_{2p} - q_{1p}) + 1.5 \cdot q_{2s}] \cdot l^2}{8} & \text{if } Ações = \text{"cálculo"} \wedge \text{Carregamento} = \text{"Distribuído"} \\ \frac{(P_{2p} - P_{1p} + P_{2s}) \cdot l}{4} & \text{if } Ações = \text{"nominais"} \wedge \text{Carregamento} = \text{"Concentrado"} \\ \frac{[1.3 \cdot (P_{2p} - P_{1p}) + 1.5 \cdot P_{2s}] \cdot l}{4} & \text{if } Ações = \text{"cálculo"} \wedge \text{Carregamento} = \text{"Concentrado"} \end{cases}$$

$M_1 = 1620010^3 \cdot \text{N}\cdot\text{cm}$

**5º Verificação**

$$\frac{M_g}{W_a} + \frac{M_1}{W_{ef}} = 190.1310^6 \text{ Pa} \qquad 0.90 \cdot f_y = 22510^6 \text{ Pa}$$

$$\text{Teste}_{25} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \left( \frac{M_g}{W_a} + \frac{M_1}{W_{ef}} \right) \leq 0.90 f_y \\ \text{"Modificar as dimensões da viga mista"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Teste}_{25} = \text{"OK"}$$

**6 - Verificação da força cortante atuante depois do concreto atingir 75% do fck**

$$V_{dd} := \begin{cases} \frac{(1.3q_{2p} + 1.5q_{2s}) \cdot l}{2} & \text{if Carregamento} = \text{"Distribuído"} \\ 0.5 \cdot (1.3 \cdot P_{2p} + 1.5 \cdot P_{2s}) & \text{if Carregamento} = \text{"Concentrado"} \end{cases}$$

$$V_{dd} = 166.0910^3 \text{ N}$$

**6º Verificação**

$$\text{Teste}_{26} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } V_{dd} \leq \phi_v \cdot V_n \\ \text{"Adicionar um perfil com maior capacidade resistente ao cisalhamento"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Teste}_{26} = \text{"OK"}$$

**7 - Verificação da flecha**

$$\delta_2 := \begin{cases} \left( \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{2s} \cdot l^4}{E_s \cdot I_{ef}} \right) & \text{if Carregamento} = \text{"Distribuído"} \\ \left( \frac{1}{48} \cdot \frac{P_{2s} \cdot l^3}{E_s \cdot I_{ef}} \right) & \text{if Carregamento} = \text{"Concentrado"} \end{cases}$$

$$\delta_2 = 0.328 \text{ cm} \qquad \text{(Deslocamento vertical máximo decorrente da sobrecarga)}$$

$$\delta_{adm} = \frac{1}{360} \cdot l \qquad \delta_{adm} = 2.5 \text{ cm}$$

**7º Verificação**

$$\text{Teste}_{27} = \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \delta_2 \leq \delta_{\text{adm}} \\ \text{"Adotar outro perfil com maior momento de inércia à flexão"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Teste<sub>27</sub> = "OK"

**8º Verificação - Tensões de cálculo nas seções críticas**

$$W_{\text{tri}} := \frac{I_{\text{tr}}}{(h_c + h_f + d) - y_{\text{cm}}} \quad W_{\text{tri}} = 2129.88 \text{cm}^3 \quad (\text{Módulo resistente inferior da seção mista})$$

$$W_{\text{trs}} := \frac{I_{\text{tr}}}{y_{\text{cm}}} \quad W_{\text{trs}} = 7721.12 \text{cm}^3 \quad (\text{Módulo resistente superior da seção mista})$$

$$f_{\text{dt}} = \frac{M_{\text{dd}}}{W_{\text{tri}}} \quad f_{\text{dt}} = 175.4510^6 \text{Pa} \quad (\text{Tensão de tração de cálculo na mesa inferior da viga de aço})$$

$$f_{\text{dc}} := \frac{M_{\text{dd}}}{n \cdot W_{\text{trs}}} \quad f_{\text{dc}} = 2.5510^6 \text{Pa} \quad (\text{Tensão de compressão de cálculo no concreto})$$

$$\text{Teste}_{28} = \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } f_{\text{dt}} \leq 0.90f_y \wedge f_{\text{dc}} \leq 0.70f_{\text{ck}} \\ \text{"Modificar a viga mista"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Teste<sub>28</sub> = "OK"



**RESUMO DAS VERIFICAÇÕES****Verificação da viga de aço para as cargas antes do concreto alcançar 75% do fck**

Teste\_1<sub>1</sub> = "A viga é compacta quanto à alma"

Teste\_1<sub>2</sub> = "A viga é semcompacta quanto à mesa"

Teste\_1<sub>3</sub> = "OK"

(Verificação da flecha durante a construção)

Teste\_1<sub>4</sub> = "A viga é semcompacta quanto à resistencia ao cisalhamento"

Teste\_F1<sub>1</sub> = "OK"

(Verificação do momento resistente)

Teste\_F1<sub>2</sub> = "OK"

(Verificação do cisalhamento resistente)

**Verificação da viga para as cargas depois do concreto alcançar 75% do fck**

Teste\_2<sub>1</sub> = "OK"

(Verificação da possível distribuição plástica da seção)

Teste\_2<sub>2</sub> = "LN na mesa superior"

(Posição da 2ª linha neutra)

Teste\_2<sub>3</sub> = "OK"

(Verificação da interação parcial)

Teste\_2<sub>4</sub> = "OK"

(Verificação do momento resistente da viga mista)

Teste\_2<sub>5</sub> = "OK"

(Verificação dos limites de tensões na mesa inferior da viga mista)

Teste\_2<sub>6</sub> = "OK"

(Verificação do cisalhamento resistente)

Teste\_2<sub>7</sub> = "OK"

(Verificação da flecha)

Teste\_2<sub>8</sub> = "OK"

(Verificação das tensões no aço e no concreto)

## **APÊNDICE 2**

**COMPARAÇÃO COM O MODELO DE SMITH****Transformação do carregamento de vento em uniformemente distribuído**

$$F_y := 5483.55410^3 \text{ N} \quad (\text{Carregamento total de vento atuante na direção Y})$$

$$w := \frac{1}{3} \cdot \frac{F_y}{150\text{m}}$$

$$w = 12.18610^3 \frac{\text{N}}{\text{m}} \quad (\text{Carga uniformemente distribuída})$$

$$A_c := 616.3\text{cm}^2 \quad (\text{Área de aço da coluna externa CS650x484})$$

$$E_s := 205000 \cdot 10^6 \text{ Pa} \quad (\text{Módulo de elasticidade do aço})$$

$$E_c := 23800 \cdot 10^6 \text{ Pa} \quad (\text{Módulo de elasticidade do concreto})$$

$$d := 22\text{m} \quad (\text{Comprimento do "outrigger"})$$

**Determinação da inércia do "outrigger"**

$$P := 1000 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$y := 0.00329\text{m}$$

$$l := 11\text{m}$$

$$I_o = \frac{P \cdot l^3}{3 \cdot E_s \cdot y}$$

$$I_o = 65781995.206\text{cm}^4 \quad (\text{Momento de inércia do "outrigger"})$$

$$I = \frac{60\text{cm} \cdot (600\text{cm})^3}{12}$$

$$I = 108000000\text{cm}^4 \quad (\text{Momento de inércia do pilar parede})$$

$$S := \frac{1}{E_c \cdot I} + \frac{2}{d^2 \cdot E_s \cdot A_c}$$

$$S_1 := \frac{d}{12 \cdot E_s \cdot I_o}$$

**Cálculo dos momentos absorvidos pelos "outriggers" - Análise Plana**

$$x_1 = 48\text{m} \quad (\text{Distância do 2º "outrigger" até o topo da edificação})$$

$$x_2 = 99\text{m} \quad (\text{Distancia do 1º "outrigger" até o topo da edificação})$$

$$H := 150\text{m} \quad (\text{Altura da edificação})$$

$$M_1 = \frac{w}{6 \cdot E_c \cdot I} \left[ \frac{S_1 \cdot (H^3 - x_1^3) + S \cdot (H - x_2) \cdot (x_2^3 - x_1^3)}{S_1^2 + S_1 \cdot S \cdot (2 \cdot H - x_1 - x_2) + S^2 \cdot (H - x_2) \cdot (x_2 - x_1)} \right]$$

$$M_2 = \frac{w}{6 \cdot E_c \cdot I} \left[ \frac{S_1 \cdot (H^3 - x_2^3) + S \cdot [(H - x_1) \cdot (H^3 - x_2^3) - (H - x_2) \cdot (H^3 - x_1^3)]}{S_1^2 + S_1 \cdot S \cdot (2 \cdot H - x_1 - x_2) + S^2 \cdot (H - x_2) \cdot (x_2 - x_1)} \right]$$

$$M_1 = 32807.99410^3 \text{ N}\cdot\text{m} \quad (\text{Momento absorvido pelo "outrigger" localizado a 102m de altura})$$

$$M_2 = 52225.910^3 \text{ N}\cdot\text{m} \quad (\text{Momento absorvido pelo "outrigger" localizado a 51m de altura})$$

**Análise tridimensional - SAP2000**

$$m_1 = (16334.65 + 18096.97) \cdot 10^3 \text{ N}\cdot\text{m}$$

$$m_1 = 34431.6210^3 \text{ N}\cdot\text{m} \quad (\text{Momento absorvido pelo "outrigger" localizado a 102m de altura})$$

$$m_2 = (27123.77 + 21637.59) \cdot 10^3 \text{ N}\cdot\text{m}$$

$$m_2 = 48761.3610^3 \text{ N}\cdot\text{m} \quad (\text{Momento absorvido pelo "outrigger" localizado a 51m de altura})$$

**Comparação entre as análises plana e tridimensional**

$$\text{Diferença}_1 := \left| \frac{M_1}{m_1} - 1 \right| \quad \text{Diferença}_1 = 4.716\%$$

$$\text{Diferença}_2 := \left| \frac{M_2}{m_2} - 1 \right| \quad \text{Diferença}_2 = 7.105\%$$

**Deslocamento lateral no topo da estrutura - Análise Plana (Smith)**

$$\Delta_o := \frac{wH^4}{8 \cdot E_c \cdot I} - \frac{1}{2 \cdot E_c \cdot I} \left[ M_1 \cdot (H^2 - x_1^2) + M_2 \cdot (H^2 - x_2^2) \right]$$

$$\Delta_o = 42.103 \text{cm} \quad (\text{Deslocamento no topo da estrutura com "outrigger"})$$

$$\Delta := \frac{wH^4}{8 \cdot E_c \cdot I}$$

$$\Delta = 300.002 \text{cm} \quad (\text{Deslocamento no topo da estrutura sem "outrigger"})$$

$$\frac{\Delta}{\Delta_o} = 7.125 \quad (\text{Razão entre os deslocamentos sem e com "outrigger"})$$

**Determinação da eficiência do "outriggers"**

$$EI_t = E_c \cdot I + \frac{E_s \cdot A_c \cdot d^2}{2} \quad EI_t = 33145043000000^3 \text{N} \cdot \text{cm}^2$$

$$M_c := \left( \frac{\frac{E_s \cdot A_c \cdot d^2}{2}}{EI_t} \right) \cdot \frac{w \cdot H^2}{2}$$

$$M_c = 126457.6020^3 \text{Nm} \quad (\text{Máximo momento fletor possível de ser "absorvido"})$$

$$M_{ef} = \frac{M_1 + M_2}{M_c}$$

$$M_{ef} = 67.243\% \quad (\text{Eficiência quanto a redução do momento fletor na base do pilar parede})$$

$$\Delta_c = \left( \frac{\frac{E_s \cdot A_c \cdot d^2}{2}}{EI_t} \right) \cdot \frac{w \cdot H^4}{8 \cdot E_c \cdot I}$$

$$\Delta_c = 276.737 \text{cm} \quad (\text{Máximo deslocamento possível de ser "absorvido"})$$

$$\Delta_{ef} = \frac{\frac{1}{2 \cdot E_c \cdot I} \left[ M_1 \cdot (H^2 - x_1^2) + M_2 \cdot (H^2 - x_2^2) \right]}{\Delta_c}$$

$$\Delta_{ef} = 93.193\%$$

(Eficiência quanto a redução do deslocamento lateral no topo da estrutura)

$$M(x) = \begin{cases} \frac{w \cdot x^2}{2} & \text{if } 0 \leq x < x_1 \\ \left( \frac{w \cdot x^2}{2} - M_1 \right) & \text{if } x_1 \leq x \leq x_2 \\ \left( \frac{w \cdot x^2}{2} - M_1 - M_2 \right) & \text{if } x \geq x_2 \end{cases}$$

