



**MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO**  
**UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO**  
**ESCOLA DE MINAS – DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM CONSTRUÇÃO METÁLICA**  
**MESTRADO PROFISSIONAL EM CONSTRUÇÃO METÁLICA**



**CONTRIBUIÇÕES DE LAJES DE PISO NA RIGIDEZ E ESTABILIDADE**  
**HORIZONTAL DE EDIFÍCIOS DE ANDARES MÚLTIPLOS ESTRUTURADOS EM**  
**AÇO**

**OURO PRETO – MG**  
**2018**

**ANDRÉ HERCULANO DA SILVA**

**CONTRIBUIÇÕES DE LAJES DE PISO NA RIGIDEZ E ESTABILIDADE  
HORIZONTAL DE EDIFÍCIOS DE ANDARES MÚLTIPLOS ESTRUTURADOS EM  
AÇO**

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

Orientador: Prof. Dr. Ernani Carlos de Araújo

Coorientador: Prof. Dr. Geraldo Donizetti de Paula

**OURO PRETO – MG  
2018**

S586c

Silva, André Herculano.

Contribuições de lajes de piso na rigidez e estabilidade horizontal de edifícios de andares múltiplos estruturados em aço [manuscrito] / André Herculano Silva. - 2018.

142f.: il.: color; graf.; tabs; mapas.

Orientador: Prof. Dr. Ernani Carlos Araújo.

Coorientador: Prof. Dr. Geraldo Donizetti Paula.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Departamento de Engenharia Civil. Mestrado Profissional em Construção Metálica.

Área de Concentração: Construção Metálica.

1. Edifícios Altos. 2. Rigidez. 3. Estabilidade horizontal. 4. Estruturas de aço. 5. Lajes de piso. I. Araújo, Ernani Carlos . II. Paula, Geraldo Donizetti . III. Universidade Federal de Ouro Preto. IV. Título.

CDU: 624.014

Catálogo: [www.sisbin.ufop.br](http://www.sisbin.ufop.br)



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO  
Universidade Federal de Ouro Preto  
Escola de Minas – Departamento de Engenharia Civil  
Programa de Pós-Graduação em Construção Metálica  
Mestrado Profissional em Construção Metálica – MECOM



ESCOLA DE MINAS

**CONTRIBUIÇÕES DE LAJES DE PISO NA RIGIDEZ E  
ESTABILIDADE HORIZONTAL DE EDIFÍCIOS DE ANDARES  
MÚLTIPLOS ESTRUTURADOS EM AÇO**

**AUTOR: ANDRÉ HERCULANO DA SILVA**

Esta dissertação foi apresentada em sessão pública e aprovada em 28 de setembro de 2018, pela Comissão Examinadora composta pelos seguintes membros:

Prof. Ernani Carlos de Araújo, D. Sc. – UFOP (Presidente)

Prof. Geraldo Donizetti de Paula, D. Sc. – UFOP

Prof. Rovadavia Aline de Jesus Ribas, D. Sc. – UFOP

Prof. Orlando Ferreira Gomes, D. Sc. – UFG

## RESUMO

O presente trabalho tem como principal premissa a análise estrutural para verificações das contribuições das lajes de concreto armado atuando como diafragma rígido para promover os aumentos da rigidez frente aos deslocamentos horizontais e estabilidade horizontal de edifícios de andares múltiplos, estruturados em aço. Desta forma, são realizadas análises estruturais por meio de modelagens tridimensionais de um edifício modelo, variando a altura total e a tipologia de contraventamento, submetendo-o aos carregamentos verticais e horizontais pertinentes, além da comparação das análises linear e não linear, afim da obtenção comparativa dos principais resultados importantes e inerentes à concepção estrutural. Para atingir esses objetivos, utilizou-se o programa de cálculo SAP2000, para as modelagens estruturais, sendo que os resultados finais permitirem concluir a importância das lajes de concreto armado para promover a estabilidade global do edifício, bem como evidenciar que as mesmas proporcionam maior rigidez aos pórticos verticais de estabilização destes modelos, além de serem elementos arquitetônicos fundamentais, garantindo menores deslocamentos horizontais quando sujeitos às ações horizontais solicitantes devidas ao vento. E ainda, reservando-se a garantia da preservação dos principais aspectos de desempenho estrutural, como a segurança, a economia, o controle de vibração, durabilidade e a manutenção do projeto arquitetônico precursor da estrutura.

**Palavras-chave:** Edifícios Altos, Rigidez, Estabilidade horizontal, Estruturas de aço, Lajes de piso.

## ABSTRACT

The present work has as main premise the structural analysis to verify the contribution of the slabs of reinforced concrete acting like rigid diaphragm to promote the increases in rigidity against horizontal displacements and the horizontal stability of multi-storey buildings structured in steel. In this way, structural analyzes will be carried out through three-dimensional modeling of a model building, varying the total height and the type of bracing, subjecting it to the relevant vertical and horizontal loads, in addition to comparing the linear and non-linear analyzes, in order to obtain comparative important results inherent in structural design. To achieve these objectives, the SAP2000 calculation program was used for structural modeling, and the final results allowed the conclusion of the importance of the reinforced concrete slabs to promote the overall stability of the building, as well as to show that the same provide greater rigidity to the vertical stabilization frames of these models, as well as being fundamental architectural elements, thus ensuring less horizontal displacements when subjected to horizontal actions requiring due to the wind. Also, preserving the main aspects of structural performance, such as safety, economy, vibration control, durability and the maintenance of the forerunner's architectural design.

Keywords: High-rise buildings, Stiffness, Horizontal stability, Steel structures, Floor slabs.

## AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, “*pois tudo posso naquele que me fortalece*”.

Agradeço à minha Mãe Valquíria, que está no céu olhando por mim, a meu Pai-herói, Ricardo, motivo de toda minha motivação, a minha eterna irmã Marina, pelo companheirismo, e a minha amada futura esposa, Jéssica, pelo amor e carinho, motivo de inspiração.

À toda minha família e amigos, sem vocês nada importa.

À meu grande amigo William, pelo apoio e motivação.

À empresa Projeto Hexágono Engenharia, e ao Senhor José Augusto, pela amizade, oportunidade e formação profissional.

Agradeço imensamente ao meu amigo, e orientador, Professor Ernani, pela paciência e benevolência.

Ao professor Geraldo Donizetti e à professora Róvia pelo apoio e dedicação à Escola de Minas e ao Mecom.

À poderosa Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, por estar sempre me fazendo um ser melhor, outrora em minha graduação, e agora, em minha pós-graduação.

*“Além do limite do vale profundo, durante o instante que vou contemplar. ”*

*(Zé Ramalho)*

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1: Mapa dos Prédios mais altos do Mundo .....	19
Figura 1.2: Concentração de arranha-céus no mundo .....	20
Figura 2.1: (a) Xangai Tower, Shanghai World Financial Center; (b) New One World Trade Center .....	26
Figura 2.2: Burj Khalifa Bin Zayid .....	27
Figura 2.3: Cronologia tipológica dos materiais empregados nos 100 edifícios mais altos por década .....	29
Figura 2.4: Tipologia estrutural proposta por Fazlur Khan (1972) .....	30
Figura 2.5: Estrutura com pórticos rígidos .....	32
Figura 2.6: Parede de cisalhamento em um vão e em uma linha de colunas.....	33
Figura 2.7: (a), (b) Sistema com núcleo interno, (c) Sistema com núcleo interno mais <i>Outriggers</i> .....	34
Figura 2.8: Sistema de pisos suspensos .....	34
Figura 2.9: Sistemas contraventados. (a) Contraventamento em X; (b), (c) Contraventamento em V .....	35
Figura 2.10: Sears Tower, Chicago, EUA .....	37
Figura 2.11: Sistemas estruturais do tipo exterior .....	38
Figura 2.12: Classificação estrutural de edifícios de múltiplos andares.....	39
Figura 2.13: Sistemas Estruturais do Tipo Híbrida .....	39
Figura 2.14: <i>Shanghai World Financial Center</i> , Xangai, China.....	40
Figura 2.15: (a) Bank of China Tower, Hong Kong; (b) The Buble Tower, Dubai – Emirados Árabes.....	41
Figura 2.16: Conselho de Edifícios Altos e Habitat Urbano .....	42
Figura 2.17: Evolução dos Sistemas Estruturais .....	43
Figura 2.18: Evolução dos sistemas estruturais: Contraventamento exterior.....	44



Figura 2.19: Evolução dos sistemas estruturais: Contraventamento interior .....	45
Figura 2.20: Velocidade do vento em função da altura.....	48
Figura 2.21: Perfil da velocidade do vento segundo a topografia do terreno.....	48
Figura 2.22: Modos de vibração da estrutura causados pelos efeitos do vento nos edifícios ..	49
Figura 2.23: Formação de vórtices no fluxo por trás de um objeto tipo farol.....	51
Figura 2.24: Fluxo do vento e distribuição de pressões em um modelo de edifício, obtidas mediante análise CFD.....	53
Figura 2.25: Amortecedor Taipei 101;(a) Localização; (b) Vistas gerais .....	54
Figura 2.26: Soluções geométricas para redução dos efeitos do vento de arranha-céus. (a) Centro Comercial da China, (b) Taipei 101, (c) Torre Dubai .....	55
Figura 2.27: Deslocamento do centro de rigidez produto da falha de um elemento estrutural (em vermelho) em plantas com capacidade resistente e rigidez axial similar .....	56
Figura 2.28: Estrutura cúbica tridimensional .....	58
Figura 2.29: Estrutura cúbica tridimensional com contraventamento simples.....	58
Figura 2.30: Estrutura cúbica tridimensional contraventada.....	59
Figura 2.31: Momentos fletores e forças cortantes devido ao efeito $P-\Delta$ .....	61
Figura 2.32: Tipos de análises estrutural .....	63
Figura 2.33: Análise de 2ª Ordem .....	63
Figura 2.34: Estado de tensões, (a) Estado plano, (b) Estado tridimensional .....	65
Figura 2.35: Teoria das lajes Finas: kirchhoff.....	68
Figura 3.1: Discretização dos elementos de laje tipo casca.....	72
Figura 3.2: Ideia básica do efeito P-delta .....	76
Figura 3.3: Equivalência das cargas do efeito P-Delta.....	77
Figura 3.4: Modelo para análise .....	79
Figura 3.5: Sistema contraventado com diagonais em X: Deslocamento: $U_X = 0,3\text{mm}$ .....	81
Figura 3.6: Sistema rígido: Deslocamento $U_X = 1,10\text{mm}$ , aumento do deslocamento em 367% comparado ao sistema contraventado .....	81

Figura 3.7: Planta Forma Pavimento-Tipo (Medidas em cm) .....	83
Figura 3.8: Detalhe Laje Nervurada ATEX 180 (Medidas em cm) .....	84
Figura 3.9: Planta de localização das quatro treliças verticais de contraventamento.....	94
Figura 3.10: Tipologia geométrica estrutural do sistema contraventado: Posição geométrica do centro de rigidez e do centro de gravidade. (a) Sistema com três treliças. (b) Sistema com quatro treliças.....	95
Figura 3.11: Planta pilares do modelo tipo: Perfil CS .....	96
Figura 3.12: Planta localização dos pórticos rígidos: região nuclear .....	98
Figura 3.13: Tipologia geométrica estrutural do sistema rígido: Posição geométrica do centro de rigidez e do centro de gravidade. (a) Sistema com três treliças. (b) Sistema com quatro treliças.....	98
Figura 3.14: Modelo tridimensional com treliças verticais para altura de 3,0m .....	99
Figura 3.15: Modelo tridimensional com treliças verticais para altura de 135,0m .....	100
Figura 3.16: Cargas de vento na direção X: Combinação 1 (Cargas em kN).....	101
Figura 3.17: Cargas de vento na direção Y: Combinação 1 (Cargas em kN).....	101
Figura 4.1: Deslocabilidade de topo do sistema contraventado da análise linear: Com e sem lajes atuando como diafragma rígido – Análise linear .....	102
Figura 4.2: Deslocabilidades do edifício com sistema contraventado de treliças verticais na altura de 135,0m. (a) Análise linear com lajes atuando como diafragmas rígidos; (b) Análise linear sem lajes atuando como diafragmas rígidos.....	103
Figura 4.3: Sobreposição das deslocabilidades de topo do Sistema Contraventado para análise linear: Com e sem lajes atuando como diafragma rígido – Análise linear .....	104
Figura 4.4: Deslocabilidade de topo do sistema rígido para análise linear: Com e sem lajes atuando como diafragma rígido – Análise linear.....	105
Figura 4.5: Deslocabilidades do edifício com Sistema Rígido na altura de 135,0m. (a) Análise linear com lajes atuando como diafragmas rígidos; (b) Análise linear sem lajes atuando como diafragmas rígidos .....	106
Figura 4.6: Sobreposição das deslocabilidades de topo do Sistema Rígido: Com e sem lajes atuando como diafragma rígido – Análise linear.....	107

Figura 4.7: Comparação das deslocabilidades da Análise Não-Linear do Sistema Contraventado - Análise Não Linear.....	109
Figura 4.8: Comparação das deslocabilidades da Análise Não-Linear do Sistema Rígido....	110
Figura 4.9: Sistema contraventado com 9m de altura .....	111
Figura 4.10: Sistema rígido com 9m de altura.....	113
Figura 4.11: Representação horizontal das lajes atuando no contraventamento horizontal. (a) Modelo tridimensional. (b) Modelo em planta (16 barras) .....	115
Figura 4.12: Sistema Belt-Truss (Cintas Horizontais). (a) Modelo Tridimensional; (b) Elevação X-Z; (c) Deslocabilidade de topo para combinação 1, considerando lajes atuando como diafragmas rígidos .....	116
Figura 4.13: (a) Deslocabilidade de topo para Análise Não-Linear, considerando lajes atuando como diafragmas rígidos; (b) Deslocabilidade de topo para Análise Não-Linear, sem considerar as lajes atuando como diafragmas rígidos .....	118
Figura 4.14: Sistema Outriggers-Trusses. (a) Modelo Tridimensional; (b) Elevação X-Z; (c) Deslocabilidade de topo para combinação 1, considerando lajes atuando como diafragma rígidos .....	119
Figura 4.15: (a) Deslocabilidade de topo para Análise Não-Linear, considerando lajes atuando como diafragmas rígidos; (b) Deslocabilidade de topo para Análise Não-Linear, sem considerar as lajes atuando como diafragmas rígidos .....	120
Figura 4.16: Diferença nos momentos de flexão. (a) Sistema contraventado apenas com treliças verticais. (b) Sistema de pórticos com outrigger-truss .....	121
Figura A 1: Sistema Contraventado com treliças verticais considerando as lajes atuando como diafragmas rígidos, plano x-y, altura 135m.....	135
Figura A 2: Sistema Contraventado com treliças verticais sem considerar as lajes atuando como diafragmas rígidos, plano x-y, altura 135m.....	136
Figura A 3: Sistema Rígido considerando as lajes atuando como diafragmas rígidos, plano x-y, altura 135m.....	137

Figura A 4: Sistema Rígido sem considerar as lajes atuando como diafragmas rígidos, plano x-y, altura 135m.....	138
Figura A 5: Sistema <i>Belt-truss</i> considerando as lajes atuando como diafragmas rígidos, plano x-y, altura 135m.....	139
Figura A 6: Sistema <i>Belt-truss</i> sem considerar as lajes atuando como diafragmas rígidos, plano x-y, altura 135m.....	140
Figura A 7: Sistema <i>Outrigger-truss</i> considerando as lajes atuando como diafragmas rígidos, plano x-y, altura 135m.....	141
Figura A 8: Sistema <i>Outrigger-truss</i> sem considerar as lajes atuando como diafragmas rígidos, plano x-y, altura 135m.....	142

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1: Redução de Cargas .....	86
Tabela 3.2: Cargas horizontais de vento aplicadas nos pilares do edifício tipo. Direções X e Y (Cargas segundo a fórmula clássica de Bernoulli) .....	90
Tabela 3.3: Cargas horizontais de vento aplicadas nos pilares do edifício tipo. Direções X e Y - Cargas segundo a norma NBR 6123 (ABNT, 2013).....	90
Tabela 3.4: Cargas horizontais de vento aplicadas nos pilares do edifício tipo. Direções X e Y - Cargas segundo a norma NBR 6123 (ABNT, 2013).....	91
Tabela 3.5: Cargas horizontais de vento aplicadas nos pilares do edifício tipo. Direções X e Y - Cargas segundo a norma NBR 6123 (ABNT, 2013).....	92
Tabela 3.6: Tipologia dos pilares utilizados em todos os modelos do estudo de caso.....	95
Tabela 3.7: Tipologia de contraventamento utilizados nos modelos contraventados. ....	97
Tabela 4.1: Comparação da deslocabilidade do Sistema Contraventado: .....	102
Tabela 4.2: Comparação da deslocabilidade de topo do Sistema Rígido:.....	105
Tabela 4.3: Grau de sensibilidade dos deslocamentos da estrutura com Sistema Contraventado .....	109
Tabela 4.4: Grau de sensibilidade dos deslocamentos da estrutura com Sistema Rígido .....	110
Tabela 4.5: Grau de sensibilidade dos deslocamentos da estrutura com Sistema Belt-Truss	117
Tabela 4.6: Grau de sensibilidade dos deslocamentos da estrutura com Sistema <i>Outrigger-Truss</i> .....	121
Tabela 4.7: Comparação da altura de eficiência dos Sistemas Contraventado e Rígido considerando, com e sem, as lajes atuando como diafragma rígidos, para a Análise Linear .	122
Tabela 4.8: Comparação das deslocabilidades: Com e sem a contribuição das lajes – Análise Linear.....	123
Tabela A 1: Deslocabilidade horizontal para o Sistema Contraventado .....	131
Tabela A 2: Deslocabilidade horizontal para o Sistema Rígido .....	133

## LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

EAM: Edifícios de Andares Múltiplos

MEF: Método dos Elementos Finitos

CFD: Dinâmica Computacional de Fluidos

ELS: Estado Limite de Serviço

ELU: Estado Limite Último

C.R.: Centro de rigidez

C.G.: Centro de gravidade

PP: Peso próprio (kN/m e kN/m<sup>2</sup>)

SC: Sobrecarga de projeto (kN/m<sup>2</sup>)

$Vx^{\pm}$ : Carga de vento na direção x (kN)

$Vy^{\pm}$ : Carga de vento na direção y (kN)

A: Área da parte da estrutura considerada para aplicação da força de vento horizontal (m<sup>2</sup>)

$F(t)$ : Força horizontal de vento (kN)

$C_a$ : Coeficiente de arrasto e  $\rho$  é a densidade do ar

$V_z$ : Velocidade do vento numa altura Z acima da superfície (m/s)

$u^*$ : Velocidade de atrito (m/s)

$Z_0$ : Coeficiente de rugosidade do terreno

$Z_g$ : Altura da camada limite da atmosfera (m)

b: Número de barras nas barras efetivas da estrutura

n: Número de nós da estrutura

a: Número de equações disponíveis da estática

$M\Delta$ : Momento de 2ª ordem atuante em uma estrutura (kNm)

$Q\Delta$ : Esforço cortante atuante em uma estrutura (kN)

P: Carga vertical solicitante em uma estrutura (kN)

$\Delta$ : Deslocamento horizontal (m)

$\varepsilon$ : Deformação específica

$\Delta l$ : Variação de comprimento (m)

$l$ : Comprimento do elemento (m)

$\sigma$ : Tensão atuante no elemento (Mpa)

$E$ : Módulo de elasticidade longitudinal (Gpa)

$\nu$ : Coeficiente de Poisson

$\alpha$ : Coeficiente de dilatação térmica

$\tau$ : Tensão de corte atuante em um elemento (Mpa)

$G$ : Módulo de elasticidade transversal (Gpa)

$C_t$ : Vetor correspondente à deformação de origem térmica

$D_t$ : Vetor das componentes de tensão de origem térmica

$w$ : Deslocamento vertical

$p$ : Vetor de carregamento

$D_f$ : Rigidez à flexão da laje

$M_{sd}$ : Momento fletor solicitante de cálculo (kNm)

$N_{sd}$ : Força axial solicitante de cálculo (kN)

$M_{nt}$ : Momento fletor e a força axial solicitante de cálculo (1ª ordem - kNm), nós impedidos

$N_{nt}$ : Esforço axial solicitante de cálculo (1ª ordem - kN), nós impedidos

$M_{lt}$ : Momento fletor e a força axial solicitante de cálculo (1ª ordem - kNm)

$N_{lt}$ : Esforço axial solicitante de cálculo (1ª ordem - kN)

$N_e$  Força axial de flambagem elástica por flexão da barra

$\Delta_h$ : Deslocamento horizontal relativo entre os níveis superior e inferior no andar considerado

$u_1$ : Deslocamento de 1ª ordem

$u_2$ : Deslocamento de 2ª ordem

$V_0$ : Velocidade básica do vento

$V_k$ : Velocidade característica do vento

$S_1$ : Fator de topografia do terreno

$S_2$ : Fator de rugosidade do terreno

$S_3$ : Fator do grau de segurança requerido e vida útil da edificação

$F_a$ : Força estática da ação do vento (kN)

$q_k$ : Pressão dinâmica do vento (kN/m<sup>2</sup>)

$C_a$ : Coeficiente de arrasto



## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>19</b>
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	19
1.2	OBJETIVO .....	21
1.2.1	OBJETIVO GERAL.....	21
1.2.2	OBJETIVO ESPECÍFICO.....	21
1.2.3	METODOLOGIA.....	21
1.2.4	JUSTIFICATIVA .....	22
1.2.5	ESTRUTURA DO TRABALHO .....	22
<b>2</b>	<b>REFERENCIAL TEÓRICO .....</b>	<b>24</b>
2.1	HISTÓRICO .....	24
2.2	SISTEMAS ESTRUTURAIS .....	27
2.2.1	SISTEMA DE CONTRAVENTAMENTO COM ESTRUTURA INTERIOR .....	31
2.2.1.1	SISTEMAS DE PÓRTICOS .....	31
2.2.1.2	SISTEMAS COM PAREDES DE CISLHAMENTO.....	32
2.2.1.3	SISTEMAS COM NÚCLEO RESISTENTE.....	33
2.2.1.2	SISTEMA DE CONTRAVENTAMENTO COM ESTRUTURA EXTERIOR .....	35
2.2.1.1	SISTEMAS CONTRAVENTADOS .....	35
2.2.1.2	SISTEMAS TUBULARES .....	36
2.2.1	SISTEMAS HÍBRIDOS .....	38
2.2.2	EFEITOS DO VENTO .....	46
2.2.2.1	VELOCIDADE DO VENTO.....	46
2.2.2.2	CARGA NA DIREÇÃO DO VENTO .....	49
2.2.2.3	EDIFÍCIOS MODERNOS SOB EXCITAÇÃO DO VENTO CRUZADO .....	50
2.2.2.4	ENSAIOS EM TÚNEL DE VENTO .....	51
2.2.2.5	DINÂMICA COMPUTACIONAL DE FLUIDOS .....	52
2.2.2.6	ESTRATÉGIAS PARA DIMINUIR OS EFEITOS DO VENTO .....	53
2.2.2.7	VIBRAÇÃO EXCESSIVA E FALHA ESTRUTURAL .....	55
2.3	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA .....	57
2.3.1	ANÁLISE ESTÁTICA ELEMENTAR.....	57
2.3.2	MÉTODOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL .....	60
2.3.3	TEORIA DA ELASTICIDADE.....	64
2.3.4	TEORIA DA LAJES .....	67
2.3.5	CONTRAVENTAMENTO E A CONTRIBUIÇÃO DAS LAJES.....	69

2.3.6	MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS .....	70
<b>3</b>	<b>ESTUDO DE CASO: TIPOLOGIA DAS ESTRUTURAS E METODOLOGIA ....</b>	<b>72</b>
3.1	METODOLOGIA GERAL .....	72
3.2	ANÁLISE LINEAR .....	73
3.3	ANÁLISE NÃO LINEAR.....	74
3.4	ANÁLISE COMPARATIVA.....	74
3.5	DESLOCABILIDADE GLOBAL.....	74
3.5.1	MÉTODO REFINADO .....	75
3.5.2	EFEITO P-DELTA.....	75
3.5.3	MÉTODO DA AMPLIFICAÇÃO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES.....	78
3.5.4	CLASSIFICAÇÃO DAS ESTRUTURAS .....	80
3.5.5	TIPOLOGIA DAS ESTRUTURAS: CONCEPÇÃO ESTRUTURAL.....	82
3.5.5.1	CONTRAVENTAMENTO COM TRELIÇAS VERTICAIS.....	84
3.5.5.2	CARREGAMENTOS .....	85
3.5.5.3	ANÁLISE NÚMERICA DAS ESTRUTURAS.....	93
<b>4</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÕES .....</b>	<b>102</b>
4.1	ANÁLISE DO SISTEMA CONTRAVENTADO .....	102
4.2	ANÁLISE DO SISTEMA COM PÓRTICOS RÍGIDOS .....	105
4.3	ANÁLISE NÃO-LINEAR .....	108
4.3.1	SISTEMA CONTRAVENTADO .....	108
4.3.2	SISTEMA RÍGIDO .....	110
4.4	ESTABILIDADE GLOBAL .....	111
4.4.1	SISTEMA CONTRAVENTADO .....	111
4.4.2	SISTEMA COM PÓRTICOS RÍGIDOS .....	113
4.5	SISTEMAS ESTRUTURAIS MODERNOS: .....	116
4.5.1	<i>BELT-TRUSSS</i> .....	116
4.5.2	<i>OUTRIGGERS-TRUSSS</i> .....	118
4.5.3	ANÁLISE DOS RESULTADOS .....	122
<b>5</b>	<b>CONCLUSÕES E SUGESTÕES .....</b>	<b>124</b>
5.1	CONCLUSÕES .....	124
5.2	CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	124
5.3	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	125
	<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>126</b>
	<b>APÊNDICE .....</b>	<b>131</b>

# 1 INTRODUÇÃO

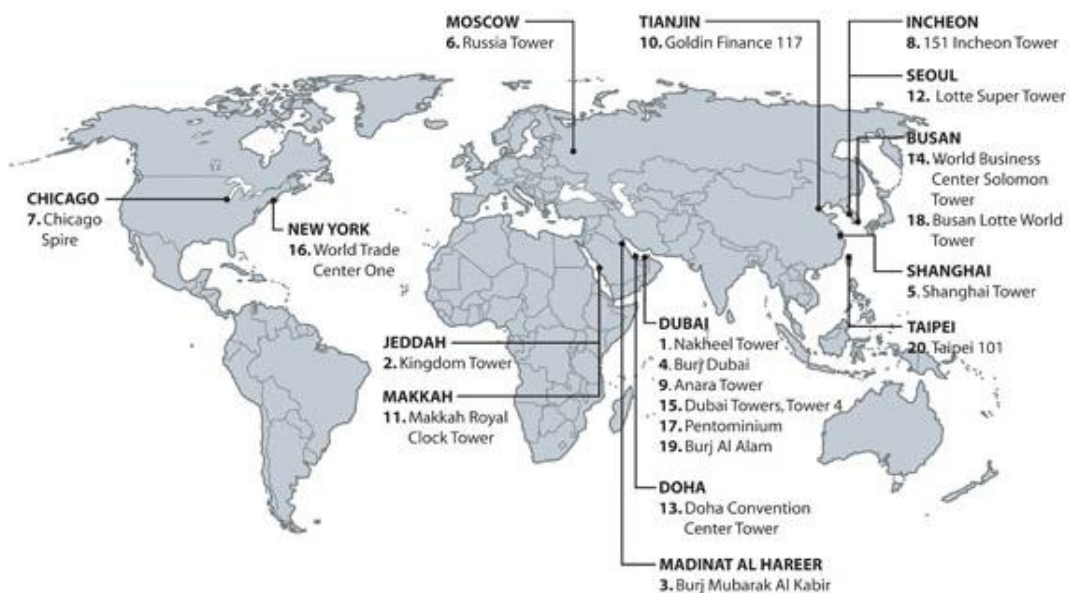
## 1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A engenharia e a arquitetura sempre buscaram estruturas altas que pudessem ultrapassar os limites tecnológicos, científicos e evolutivos da humanidade. Neste âmbito, pode-se afirmar que os Edifícios de Andares Múltiplos (EAM) ou edifícios altos se destacam nas paisagens de diversas cidades ao redor do mundo. Esse assunto pode ser definido como paixão, desejo ou necessidade para que sejam concebidas estas gigantes estruturas de aço e concreto, e de certa forma, fazem uma verdadeira corrida tecnológica para que se possa sempre ultrapassar os recordes vigentes.

Prédios altos surgiram no final do século XIX nos Estados Unidos da América, sendo que rapidamente tornaram um fenômeno arquitetônico mundial, sendo encontrados em diversos países. Muitos destes prédios foram construídos especialmente em países asiáticos como, China, Coreia do Sul, Japão, Malásia e Emirados Árabes.

Podem citar alguns dos principais motivos para demanda mundial por edifícios de múltiplos andares, como, a escassez de áreas urbanas, aumento da demanda por espaços comerciais e residenciais, crescimento econômico, avanços tecnológicos, inovação dos sistemas estruturais, melhora estética dos ambientes urbanos, significância cultural, arquitetônica e turística, e por fim, a vontade humana por construir cada vez mais alto. A Figura 1.1 apresenta os maiores edifícios do mundo previstos até o ano de 2020.

Figura 1.1: Mapa dos Prédios mais altos do Mundo



Fonte: CTBUH (2009)

Todavia, no Brasil o principal material adotado para estrutura de edifícios de múltiplos andares é o concreto armado, seja por uma questão cultural da construção civil local ou pela falta da difusão tecnológica de outros tipos de materiais.

Contudo, como se trata de um mercado que está em constante evolução, constata-se que nas últimas décadas a utilização de estruturas metálicas para a concepção de prédios de grande altura.

Em sua maior parte, esta estrutura é utilizada em conjunto com o concreto armado, obtendo-se assim estruturas mistas, como vigas e pilares mistos, fator importante para que seja possível a redução das seções metálicas, alívios das cargas de fundações ou melhora do *layout* arquitetônico com o ganho de área útil. A Figura 1.2 apresenta a concentração de edifícios altos por continente.

Figura 1.2: Concentração de arranha-céus no mundo

Continentes	Número de edifícios altos		Porcentagem
1 <b>Ásia</b>	10363		66%
2 <b>América do Norte</b>	3427		22%
3 <b>Europa</b>	777		5%
4 <b>América do Sul</b>	579		4%
5 <b>Oceania</b>	384		3%
6 <b>África</b>	106		1%

Fonte: EMPORIS (2018)

Segundo o Centro Brasileiro da Construção do Aço (CBCA, 2015), nesta disputa com o concreto armado, o aço desponta como primeira opção na construção civil em grandes obras. A construção em aço representa atualmente cerca de 15% do universo do setor de edificações no Brasil, sendo que estamos muito aquém do mercado norte-americano em que 50% das construções de múltiplos andares comerciais são em aço.

Em virtude disso, tem-se um universo de opções de sistemas estruturais que engenheiros e arquitetos utilizam para concepção dos edifícios altos, porém essa avaliação se torna preponderante em relação à estabilidade global da estrutura. Nesse caso, deve-se analisar os diversos fatores inerentes que incidem sobre essas estruturas como a própria geometria do edifício, as cargas verticais, a ação do vento, as cargas sísmicas, eventos excepcionais, etc.

## 1.2 OBJETIVO

### 1.2.1 OBJETIVO GERAL

O presente trabalho tem como principal premissa o estudo da contribuição das lajes de piso para estabilização horizontal de edifícios de andares múltiplos estruturados em aço, comparando diferentes tipologias estruturais de contraventamento por meio de estudos de caso.

### 1.2.2 OBJETIVO ESPECÍFICO

Utilizando sistemas estruturais usuais e modernos, pretende-se realizar as seguintes etapas:

- Análise estrutural de quatro tipologias estruturais de contraventamento;
- Comparação das deslocabilidades dos sistemas considerando, ou não, as lajes atuando como diafragmas rígidos.
- Estudo da mecânica estática básica para comprovação da contribuição das lajes para a estabilidade horizontal;
- Comparação objetiva dos resultados obtidos, apresentado suas vantagens e desvantagens, além da avaliação técnica aplicável para projetos reais.

### 1.2.3 METODOLOGIA

O presente trabalho aborda a comparação da estabilidade horizontal de edifícios de andares múltiplos estruturados em aço, variando a altura total, a tipologia do sistema estrutural e a utilização ou não de lajes atuando como diafragma rígidos. A seguir estão descritas as principais premissas que serão utilizadas:

- Modelagem numérica, por meio do programa de cálculo SAP2000©, versão 19.1, baseado no método dos elementos finitos, utilizando-se sistemas estruturais com tipologias de contraventamento principal através de treliças verticais, sistema de pórticos rígidos, e finalmente, sistemas modernos *belt-trusses* e *outriggers-trusses*, variando-se a altura total, comparando o modelo com a contribuição real das lajes.
- Aplicação dos métodos da análise direta dos esforços solicitantes considerando os efeitos locais e globais de 2ª ordem de acordo com a norma NBR 8800 (ABNT, 2008);
- Análise linear e não linear, segundo a norma NBR 8800 (ABNT, 2008);
- Análise comparativa dos efeitos de 1ª e 2ª ordem para os máximos deslocamentos globais de ambos modelos, segundo a norma NBR 8800 (ABNT, 2008).

- Análise conclusiva objetivando a viabilidade e aceitação dos resultados frente aos efeitos práticos e executivos utilizados atualmente.

#### **1.2.4 JUSTIFICATIVA**

A escolha da tipologia do sistema estrutural para edifícios altos deve ser minuciosamente analisada para garantir a eficiência e os demais fatores inerentes que se enquadram ao projeto. Desta forma, segundo Taranath (1998), o sistema de estabilização lateral deve ter rigidez suficiente para que os deslocamentos laterais não excedam os limites compatíveis para a utilização do edifício. Além disso, é desejável que se considere o efeito de 2ª ordem  $P-\Delta$  devido às cargas gravitacionais.

Neste intuito, o presente trabalho explorará através de recursos computacionais e da teoria implícita, a modelagem tridimensional de um edifício de múltiplos andares modelo, de forma que seja possível analisar a eficiência estrutural de alguns tipos de sistemas de contraventamento admitindo-se ou não as lajes atuando como diafragmas rígidos, e compará-los numericamente.

Além disso, ressalta-se a importância deste estudo, pois explora os conceitos das normas técnicas vigentes, formando subsídios para pesquisas e abordagens técnicas sobre o assunto, além do fator comercial, onde cada vez mais aumenta-se a demanda pela verticalização das cidades, juntamente com a utilização do aço.

A motivação deste trabalho vem da dificuldade dos projetistas em cumprir as prescrições da norma ABNT-NBR 8800:2008, no que diz respeito à comprovação da estabilidade global das estruturas, com atendimento aos estados limites último e de utilização.

#### **1.2.5 ESTRUTURA DO TRABALHO**

O presente trabalho é constituído por cinco capítulos. No capítulo 1 faz-se uma introdução sobre o tema proposto, apresentam-se os objetivos, a metodologia e as justificativas.

No capítulo 2 apresenta-se o referencial histórico e teórico do tema, descrevendo como a evolução dos sistemas estruturais para edifícios de andares múltiplos, além do efeito do vento sendo a principal ação horizontal adotada, e ainda, apresentando a fundamentação teórica da estática elementar, métodos de análise estrutural e apresentação sucinta da teoria das lajes.

No capítulo 3 são apresentados a metodologia geral dos estudos de casos utilizados, abordando as tipologias de análises, métodos e carregamentos solicitantes e suas combinações, além da apresentação das tipologias estruturais de contraventamento adotadas.

No capítulo 4 é realizada a apresentação dos resultados obtidos dos sistemas estruturais dimensionados por meio do programa de cálculo SAP2000, comparando as deslocabilidades dos sistemas admitindo-se, ou não, as lajes atuando como diafragmas rígidos. Por fim, no capítulo 5 estão as considerações finais e sugestões para trabalhos futuros.

## 2 REFERENCIAL TEÓRICO

### 2.1 HISTÓRICO

Existem poucos exemplos, segundo *Emporis* (2010) da arquitetura antiga de estruturas de grande altura, podendo-se citar a pirâmide egípcia de Quéops (ou Khufu), da Quarta Dinastia (2620 até 2500 A.C), com 139 metros sendo a mais alta construção do mundo até aquela época, podendo-se citar também o farol mais alto construído antes do século XX com 137m, o Farol de Alexandria, Grécia. E ainda, citando o antigo testamento, não se pode esquecer da Torre de Babel, que segundo as escrituras chegava a tocar o céu.

A partir do século XIX, no entanto, iniciou-se a construção de diversos edifícios residenciais e comerciais. Edifícios altos tiveram um significativo impulso com a invenção do dispositivo de segurança para elevadores, por Elisha Grave Otis (1852), sendo que nesta época já era possível construir edifícios altos, porém somente com o uso de escadas para acesso aos pavimentos superiores, fator muito desfavorável para difusão de edifícios de andares múltiplos.

A invenção da construção em estrutura metálica foi o próximo passo importante para a concepção estrutural dos arranha-céus. O primeiro edifício construído nesse âmbito foi o *Home Insurance Building*, Chicago, EUA, em 1855. Com 10 pavimentos e 55 metros de altura foi o primeiro arranha-céu conhecido mundialmente, e de certa forma, importante para a evolução dos edifícios de múltiplos andares (EMPORIS, 2010).

Em 1901 foi construída a edificação mais alta do mundo estruturada somente em alvenaria, a *Philadelphia City Hall*, localizada na cidade norte americana de Filadélfia. Após essa etapa houve uma verdadeira competição para se ter o título do arranha-céu mais alto do mundo. Nessa sequência destacam-se os edifícios em forma cronológica que foram importantes para a aceitação e difusão dessa tipologia construtiva:

- *Singer Building*; em Nova York - USA, com 187 metros, concluído em 1908;
- *Metropolitan Life Tower*, em Nova York - USA, com 213 metros, concluído em 1909;
- *Woolworth Building*, em Nova York - USA, com 241 metros, concluído em 1913, utilizando o sistema estrutural de quadros (pórticos) rígidos em aço.
- *The Trump Building*, em Nova York - USA, com 283 metros, concluído em 1930, utilizando o sistema estrutural tubular de estrutura rígida em aço.

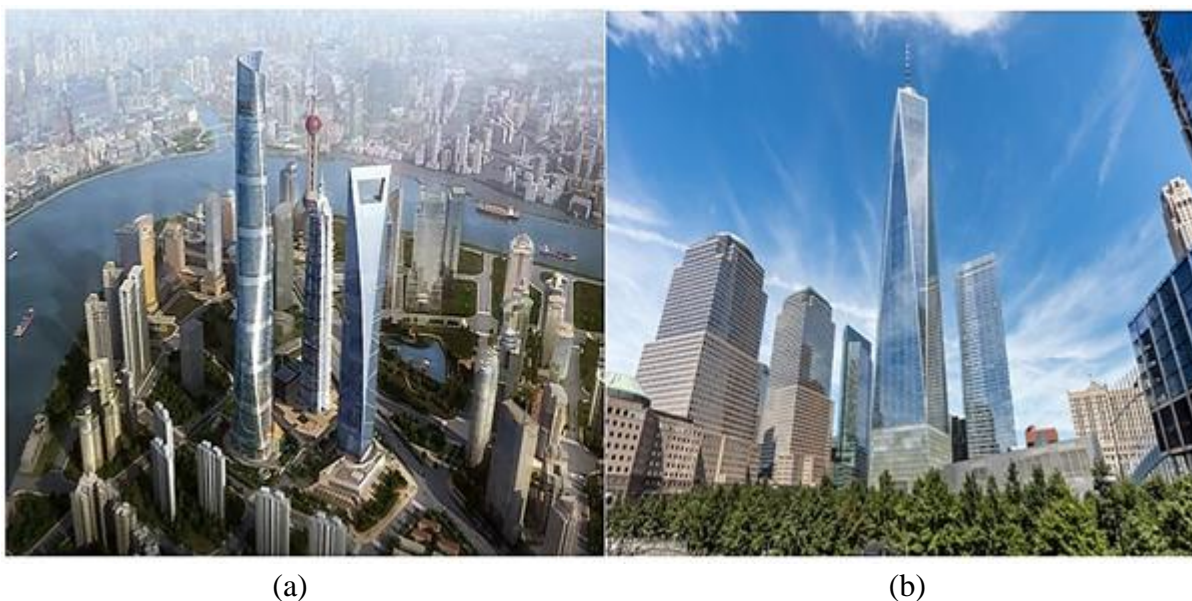


- *Chrysler Building*, em Nova York - USA, com 319 metros, concluído em 1930, utilizando o sistema estrutural tubular com colunas e vigas em aço dispostas na região perimetral e interior (núcleo) do edifício.
- *Empire State Building*, em Nova York - USA, com 381 metros, concluído em 1931, utilizando o sistema estrutural tubular com colunas e vigas em aço dispostas na região perimetral e interior (núcleo) do edifício.
- *The One World Trade Center*, em Nova York - USA, com 417 metros, concluído em 1972, utilizando o sistema estrutural tubo dentro de tubo em aço e concreto (Tubo externo acrescido do núcleo interno).
- *Willis Tower (Sears Tower)*, em Chicago - USA, com 442,14 metros concluído em 1974, utilizando o sistema estrutural de tubo em aço acondicionado.
- *Petronas Towers*, em Kuala Lumpur – Malásia, com 452 metros, concluído em 1998, utilizando o sistema estrutural de tubo em aço e concreto acondicionado.
- *International Commerce Centre*, West Kowloon - Hong Kong, com 484 metros, concluído em 2010, o edifício é estruturado por um núcleo de concreto armado e uma megaestrutura de oito colunas para suportar o vão quadrangular. Por meio de treliças o núcleo central é interligado a mega-colunas em quatro diferentes andares da torre.
- *Shanghai World Financial Center*, Xangai – China, com 492 metros, concluído em 2007, com um sistema estrutural formado por grandes pilares estruturais, vigas em diagonal e vigas periféricas, o núcleo central de serviços com paredes resistentes em concreto e finalmente vigas que ligam na diagonal os dois sistemas. Esse tipo de sistema estrutural permitiu reduzir os custos e tornar a construção muito mais rápida, em comparação com os sistemas tradicionais.
- *Taipei 101*, em Taipei – Taiwan, com 509 metros, concluído em 2004, utilizando o sistema estrutural composto por um núcleo central e oito mega-colunas na posição perimetral e interligados por uma série de treliças verticais e horizontais.
- *CTF Finance Center*, Guangzhou – China, com 530 metros, concluído em 2016, com um sistema estrutural é similar ao *Taipei 101*, sendo composto por um núcleo central e oito mega-colunas na posição perimetral e interligados por uma série de treliças verticais e horizontais.
- *New One World Trade Center*, Nova York – USA, com 541,30 metros, concluído em 2014, com um sistema estrutural composto por um sistema "híbrido" que combina um núcleo de concreto robusto com um tubo perimetral estruturado em aço dúctil. O

sistema de parede de núcleo de concreto armado no centro da torre atua como a espinha principal, fornecendo suporte para cargas gravitacionais, bem como resistência ao vento e forças sísmicas.

- *Xangai Tower*, Xangai – China, com 632 metros, concluído em 2015, com um sistema estrutural híbrido constituído por uma forma triangular com uma fachada que curva 120 graus de sua base. O seu sistema estrutural consiste em um núcleo de concreto conectado a um sistema de estabilizadores e super colunas constituídas em concreto e aço conduzidas profundamente no solo. As vigas de suporte e as super colunas derivam rigidez do edifício interior de concreto, compreendendo um sistema eficaz para resistir a cargas sísmicas e de vento para edifícios muito altos. A arquitetura juntamente com a engenharia refinou a forma da torre e reduziu as cargas de vento do edifício em 24%, o que resultou em uma estrutura mais leve e custo de material reduzido. A Figura 2.1 apresentam-se os edifícios *Xangai Tower* e *New One World Trade Center*.

Figura 2.1: (a) Xangai Tower, Shanghai World Financial Center; (b) New One World Trade Center



Fontes: GENSLER DESIGN UPDATE (2013) E PLITT (2017)

- *Burj Khalifa Bin Zayid*, Dubai (Figura 2.2), concluído em 2010 nos Emirados Árabes, com um sistema estrutural híbrido formado por um núcleo de formato hexagonal reforçado por três contrafortes denominados de “Asas” que saem do núcleo e à medida que se aumenta a altura, criando-se uma espiral decrescente.

Figura 2.2: Burj Khalifa Bin Zayid



Fonte: PRANDI (2015)

## 2.2 SISTEMAS ESTRUTURAIS

O desenvolvimento dos sistemas estruturais para arranha-céus está em constante evolução, sendo regidos pelo histórico sazonal do estilo arquitetônico de cada época, conforme Camargo (2012). No desenvolvimento do estilo estrutural para essa tipologia de edifícios, destacam-se três gerações segundo Taranath (1998):

- 1ª Geração (1780 – 1850): As paredes exteriores destes edifícios consistiam de pedra ou tijolo, embora às vezes o ferro fundido fosse utilizado por propósitos estéticos. As colunas eram de ferro fundido, com vigas constituídas de ferro forjado e os pisos eram feitos de madeira.
- 2ª Geração (1850 – 1940): Destacavam-se nesse período os edifícios como *Metropolitan Life Building* (1909), o *Woolworth Building* (1913) e o *Empire State Building* (1931), que são estruturas de quadros rígidos dispostas nas regiões perimetrais e nuclear, em que o esqueleto é constituído por colunas de aço soldado ou rebitado e vigas, muitas vezes envoltas em concreto, atravessando todo o edifício. Essa tipologia torna as estruturas extremamente resistentes, porém pouco atraentes no quesito

de espaço interior disponível, que se torna “pesado” com muitos pilares e paredes com grandes dimensões.

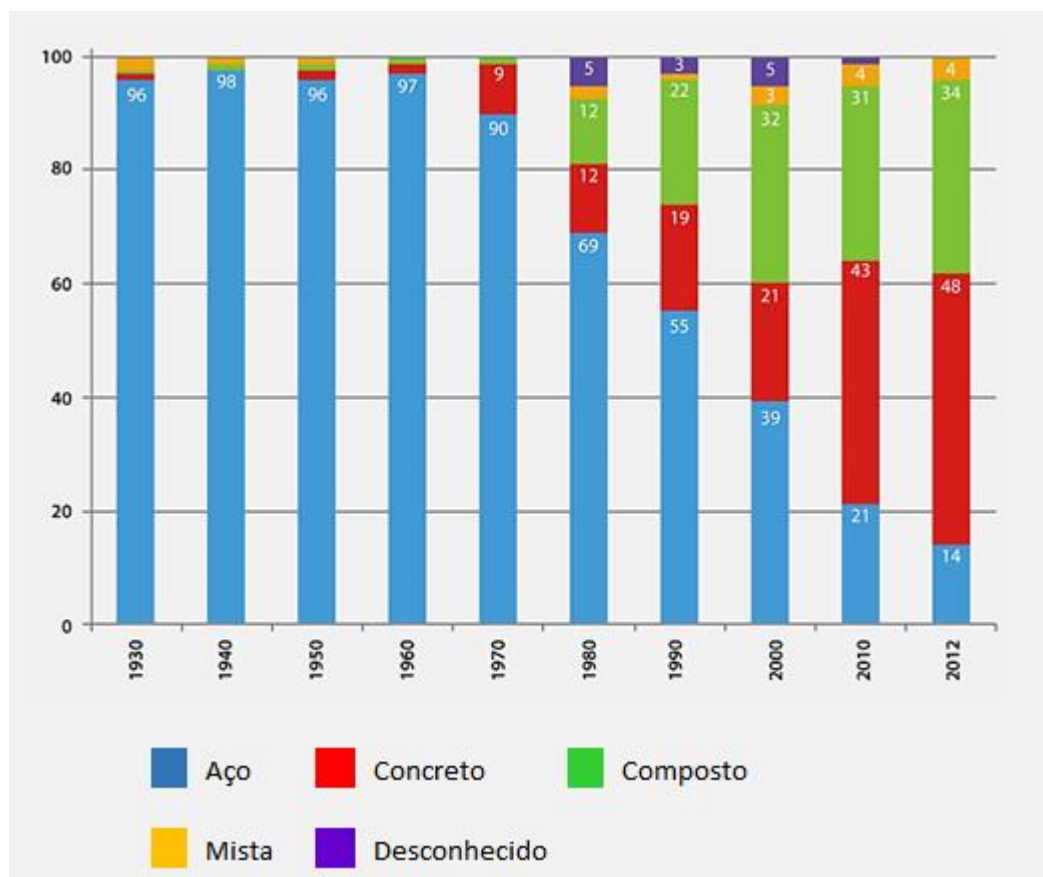
- 3ª Geração (1940 – Presente): Edifícios construídos a partir da Segunda Guerra Mundial até hoje compõem a mais recente geração de arranha-céus. Dentro dessa geração existem os de construção em aço (construção do tipo núcleo e construção do tipo tubo), construção de concreto armado (parede de cisalhamento) e construção de concreto armado e aço. Os sistemas híbridos também evoluíram durante esse período. Esses sistemas utilizam mais de um tipo de sistema estrutural em um edifício.

Considerando os 100 edifícios mais altos do mundo em 1990, 80% estavam localizados na América do Norte, sendo que mais da metade foi construído em aço. Porém, fazendo a mesma comparação para o ano de 2013 verifica-se que cerca de 43% (maioria) estão localizados na Ásia. A estatística demanda que a cada um edifício alto com mais de 200 metros de altura construídos na América do Norte, foram construídos 54 edifícios do mesmo porte em países asiáticos. Além disso, em 2013, quase metade dos edifícios altos foram construídos com concreto reforçado e que apenas 14% foram concebidos em aço, sendo que o percentual remanescente é constituído por uma composição dos materiais, isto é, seções mistas de aço e concreto, representando cerca de 34%. Destacam-se ainda, as estruturas do tipo compostas (representando 4%), isto é, utilizam o concreto reforçado e em alguma determinada altura passam a utilizar estruturas em aço. A Figura 2.3 apresenta a cronologia tipológica dos materiais empregados nesses edifícios, aonde antes da década de 2000 os sistemas estruturais desses edifícios eram predominantemente concebidos em aço, todavia, na década de 2010, 82% dos edifícios mais altos foram concebidos em concreto ou por sistemas compostos, isto é, a edificação inicia-se com uma tipologia de material e a partir de uma certa altura esta tipologia é substituída por outra.

Pode-se citar, segundo Camargo (2012), como principais e mais utilizados sistemas estruturais:

- Sistema aporticado;
- Sistemas com paredes de cisalhamento;
- Sistemas com núcleo resistente;
- Sistemas com pisos suspensos;
- Sistemas treliçados;
- Sistemas tubulares;
- Sistemas híbridos.

Figura 2.3: Cronologia tipológica dos materiais empregados nos 100 edifícios mais altos por década



Fonte: ADAPTADO DE CTBUH (2011)

E ainda, de acordo com Khan e Amin (1972), a tipologia de contraventamento principal para edifícios de múltiplos andares podem ser divididas em duas categorias gerais: Estrutura interior e estrutura exterior.

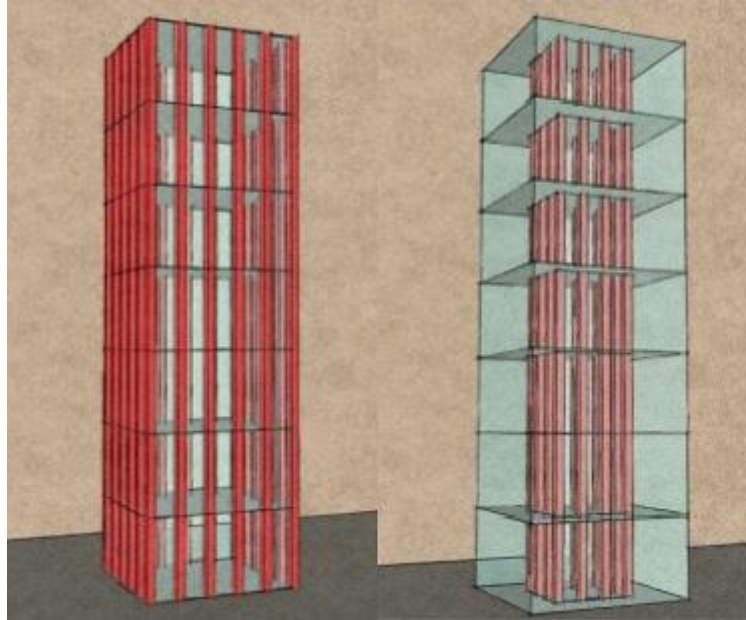
Todavia, com o desenvolvimento científico e tecnológico da engenharia, tem-se atualmente o sistema híbrido composto por duas tipologias estruturais, ou mais:

- Estrutura interior;
- Estrutura exterior;
- Estrutura híbrida.

Essa classificação é baseada na distribuição dos componentes do sistema principal que resiste às forças laterais que podem atuar sobre o prédio. Dessa forma, um sistema é caracterizado como Estrutura Interior quando a maior parte dos carregamentos laterais são resistidas por estruturas localizadas no interior da edificação. Da mesma forma, se a maior parte dos

carregamentos laterais forem resistidos por estruturas que se localizam no perímetro do prédio, este sistema é denominado de Estrutura Exterior.

Figura 2.4: Tipologia estrutural proposta por Fazlur Khan (1972)



Fonte: SURESH (2015)

Estruturas do tipo interior agrupam paredes de cisalhamento, colunas e vigas no núcleo, criando uma espinha dorsal rígida de grande resistência para suportar as cargas laterais. O núcleo interno é usado como um acesso para os elevadores e escadas, e o *design* permite muitos espaços abertos em cada andar. Todavia, em estruturas do tipo Exterior, como a Torre Sears em Chicago, as colunas, paredes de cisalhamento e vigas se posicionam na região perimetral do edifício, criando um tubo rígido externo de alta resistência, porém de peso próprio menor ao se comparar com o sistema de núcleo interno, propiciando assim um vazio no interior no edifício e conseqüentemente maior área útil.

A estrutura principal de um arranha-céu pode ser considerada como uma mega-coluna presa ao solo e livre na extremidade, sendo responsável por resistir as cargas gravitacionais (peso próprio, sobrecarga e cargas acidentais) e as cargas laterais (cargas de vento, cargas sísmicas e cargas excepcionais). Desta forma, a estrutura deverá ter resistência ao cisalhamento, flexão e torção para suportar as cargas solicitantes.

## **2.2.1 SISTEMA DE CONTRAVENTAMENTO COM ESTRUTURA INTERIOR**

Os principais sistemas que se enquadram nesta categoria são:

- Sistemas de pórticos;
- Sistemas com paredes de cisalhamento;
- Sistemas com núcleo resistente;
- Sistemas contraventados;
- Sistemas tubulares;
- Sistemas híbridos.

### **2.2.1.1 SISTEMAS DE PÓRTICOS**

São sistemas adotados por edifícios de no máximo de 30 pavimentos, caracterizados pela presença de vãos livres entre as colunas, fator benéfico para a arquitetura, porém inviável quando se trata de edifícios de grande altura.

Segundo Ali e Moon (2007), esse sistema consiste basicamente em elementos horizontais (vigas) e verticais (colunas) rigidamente conectados entre si, formando uma grade plana. Geralmente apresentam pórticos rígidos ou contraventamentos nas duas direções, sendo esses responsáveis por resistir as cargas horizontais principais proporcionando rigidez as cargas solicitantes (flexão, torção, normal e cisalhamento). Desta forma, exige alta rigidez de colunas e vigas para combater os momentos solicitantes, sendo que os tamanhos das colunas e vigas são controlados pelas cargas gravitacionais e laterais que variam com a altura.

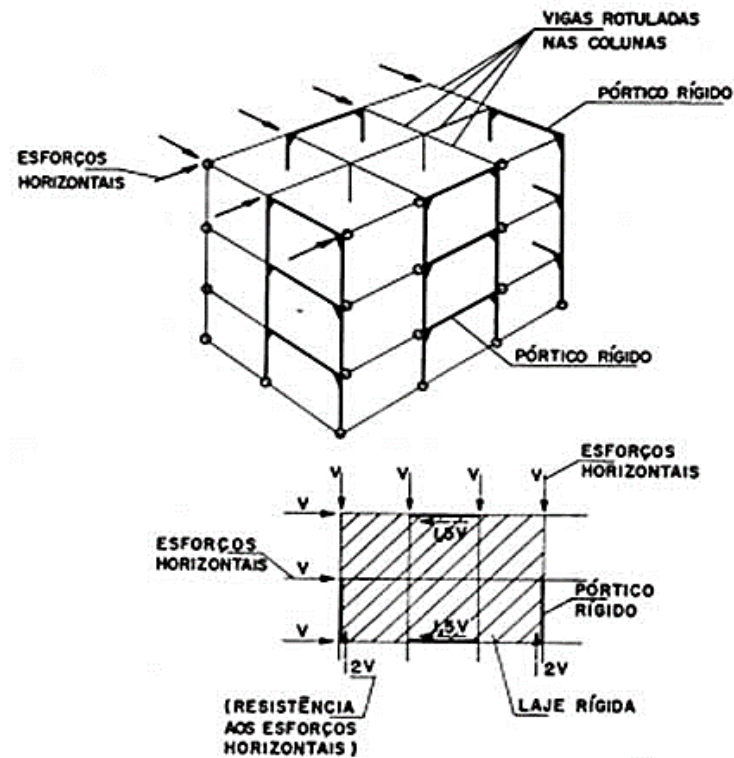
Em síntese, são características dos sistemas com pórticos:

- A resistência a deformação lateral é dada pela rigidez da rotação das ligações;
- Requerem altos momentos de rigidez de vigas e colunas;
- Ligações rígidas são essenciais para estabilização do sistema;
- Ineficiente para edifícios com mais de 30 pavimentos.

A Figura 2.5 apresenta as principais características do sistema de pórticos rígidos.



Figura 2.5: Estrutura com pórticos rígidos



Fonte: IBS (2004)

### 2.2.1.2 SISTEMAS COM PAREDES DE CISCALHAMENTO

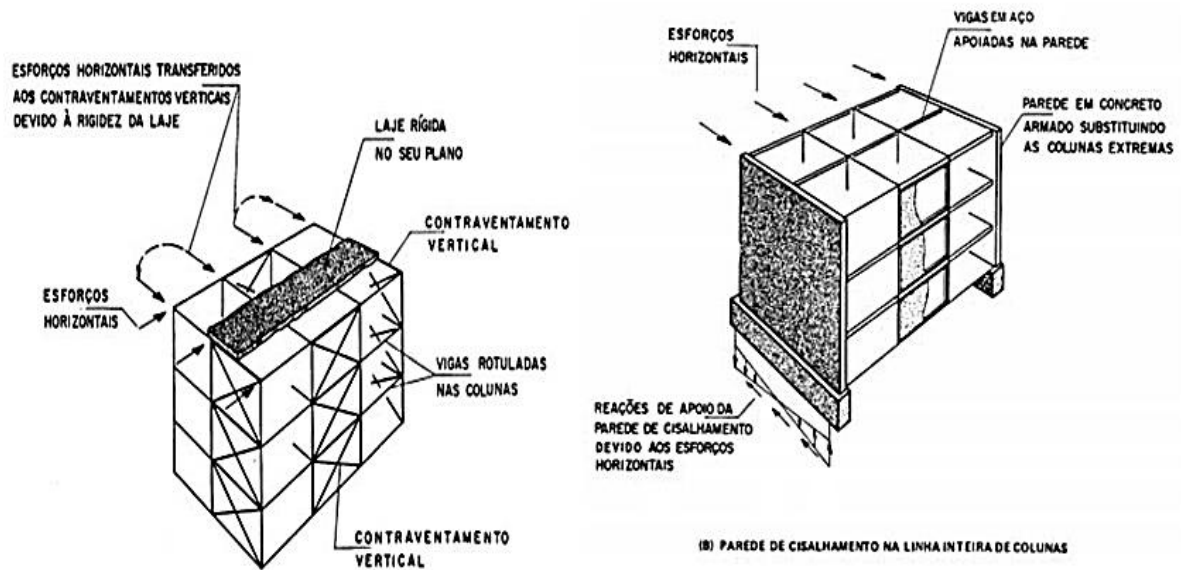
Nessa tipologia de sistema as cargas laterais são suportadas por grandes paredes de concreto armado ou treliças em aço. Esta configuração conduz a uma estrutura mais leve, onde as fixações das vigas são rotuladas nos pilares.

Esse sistema propicia a estabilização de edifícios com até 35 pavimentos, tendo sido no passado largamente utilizado devido à grande rigidez da parede ou treliça contra ações horizontais (vento, terremotos etc.) Todavia, apresenta o inconveniente arquitetônico da perda de aberturas na fachada ou inconvenientes “obstáculos” na parte interna (ALI; MOON, 2007).

A Figura 2.6 apresenta as principais características do sistema de paredes de cisalhamento.



Figura 2.6: Parede de cisalhamento em um vão e em uma linha de colunas



Fonte: IBS (2004)

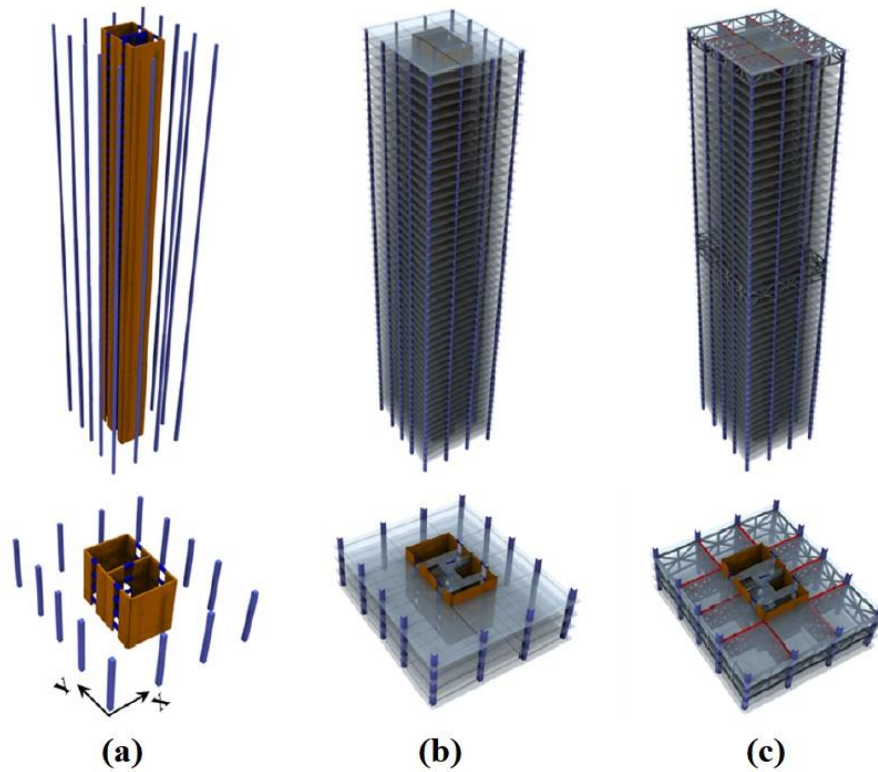
### 2.2.1.3 SISTEMAS COM NÚCLEO RESISTENTE

Segundo Camargo (2012), em edifícios de múltiplos andares é inerente a presença de uma área aonde estão os sistemas de circulação vertical, isto é, as escadas, os elevadores, tubulações de sistemas de serviço como água, esgoto, gás, exaustão etc. Essa região é denominada núcleo de serviços, conforme apresentado na Figura 2.7.

Com o intuito de aproveitar essa área, pode-se conceber o chamado núcleo estrutural, que geralmente é de concreto armado ou com treliças de grande rigidez. No caso da utilização do núcleo em concreto armado ocorre um aumento no peso próprio da estrutura, proporcionando uma diminuição no consumo de aço da estrutura em geral. (CAMARGO, 2012).

E ainda, ressalta-se que essa tipologia utilizada de forma híbrida é mais eficiente para megaestruturas, apesar de que a maioria dos edifícios em geral utilizam este tipo de sistema estrutural, porém denota-se como desvantagens o aumento do peso próprio da estrutura, penalizando assim as vigas e colunas próximos ao núcleo, e logicamente as fundações, além da incompatibilidade de execução de duas tipologias distintas de construção, o concreto e a estrutura metálica, que são incompatíveis em termos de velocidade de execução.

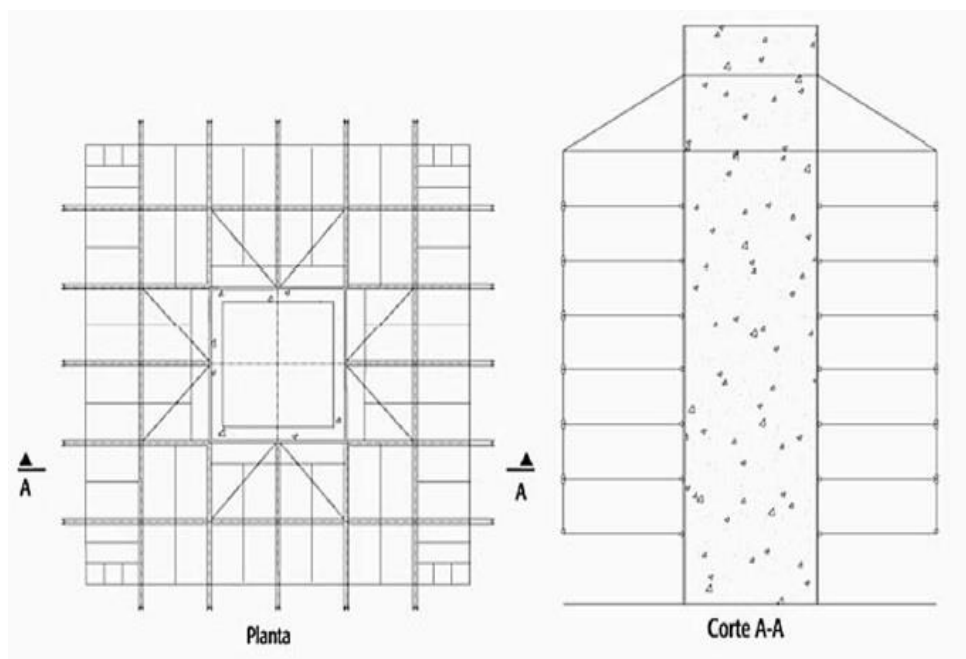
Figura 2.7: (a), (b) Sistema com núcleo interno, (c) Sistema com núcleo interno mais *Outriggers*



Fonte: RESEARCHGATE (2015)

Outra derivação do sistema interno tipo núcleo é o sistema de pisos suspensos, que consiste em pisos internamente apoiados no núcleo externamente suportados por tirantes, conforme a Figura 2.8 a seguir.

Figura 2.8: Sistema de pisos suspensos



Fonte: BELLEI (2008)

Geralmente, essa tipologia tem fundação única propiciando um pavimento térreo livre de colunas, trazendo-se assim vantagens econômicas (MDIC, 1989). Todavia a quantidade e o tamanho dos pavimentos são limitados, devido a deformação dos tirantes e tamanho do núcleo, sendo que tal problema pode ser resolvido adicionando-se outro núcleo (SMITH; COULL, 1991).

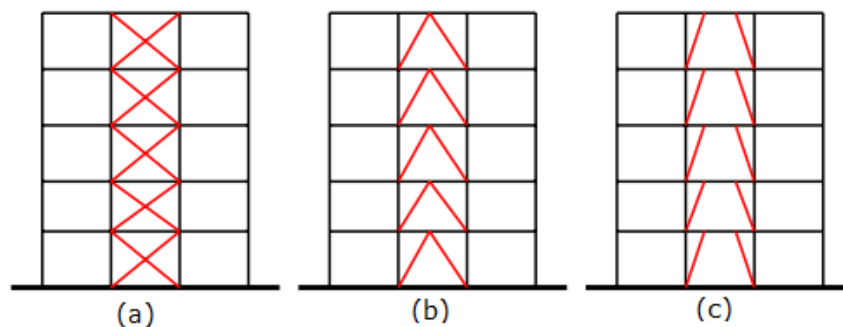
### 2.1.2 SISTEMA DE CONTRAVENTAMENTO COM ESTRUTURA EXTERIOR

De acordo com Ali e Moon (2007), a natureza da região perimetral de edifícios de múltiplos andares tem mais significância estrutural em comparação com edifícios de menor altura. Esse fato é devido à sua grande vulnerabilidade contra as forças laterais, principalmente o vento. Dessa forma, é desejável que sejam concentrados os sistemas de estabilidade lateral na região perimetral para se ter um aumento da inércia do edifício como um todo, conseqüentemente aumentando a resistência contra as cargas laterais. Neste intuito, apresenta-se os principais sistemas que se enquadram nesta categoria:

#### 2.2.1.1 SISTEMAS CONTRAVENTADOS

Conforme supracitado, sistemas apertados rígidos não são eficazes para edifícios com mais de 30 pavimentos devido à deflexão da componente cisalhante produzida pelo momento de vigas e colunas causado pelo movimento de deformação da estrutura. Neste caso, os sistemas contraventados apresentam uma melhora na eficácia de estabilização devido à presença de treliças metálicas que se distribuem em toda altura da estrutura, ‘travando’ as duas direções principais. Essas treliças podem ser em forma de diagonais tipo X, tipo K ou em V. Essas treliças têm a função de absorver as cargas laterais, sempre atuando como cargas axiais, criando-se assim um sistema muito eficiente, podendo-se conceber estruturas com até 40 pavimentos. A Figura 2.9 apresenta algumas tipologias de contraventamento.

Figura 2.9: Sistemas contraventados. (a) Contraventamento em X; (b), (c) Contraventamento em V



### 2.2.1.2 SISTEMAS TUBULARES

Trata-se do principal sistema estrutural exterior, podendo-se conceber edifícios com até 60 pavimentos, sendo definido como um sistema estrutural tridimensional que utiliza o perímetro inteiro do edifício para resistir aos esforços laterais. Em um sistema tubular estruturado, o edifício tem um espaço reservado para colunas dispostas no eixo de menor inércia no sentido da fachada e vigas rigidamente interligadas entre si no exterior de sua estrutura.

Geralmente o espaçamento entre as colunas varia entre 1,5m até 4,5m, e a altura das vigas varia de 0,60m até 1,20m. Essa configuração estrutural propicia uma grande resistência para a fachada além de melhorar o *design* do edifício como um todo. Geralmente, a força lateral majoritária que prevalece para este sistema é a carga de vento atuando como força axial nas colunas perimetrais, sendo que a análise de distribuição de cargas deve ser não linear para todos os lados submetidos a essa ação. Ressalta-se a grande rigidez à torção, fator característico do sistema tubular (ALI; MOON, 2007). Destaca-se o edifício de 43 pavimentos projetado por Fazlur Khan, em 1961, o *DeWitt-Chestnut Apartment Building*, Chicago, EUA, que foi o primeiro edifício concebido com o sistema Tubular.

Uma variação desse sistema é o Tubular Reforçado, onde são projetadas diagonais que enrijecem as colunas exteriores, aumentando-se assim a eficiência estrutural, podendo ultrapassar a marca de 100 pavimentos. O sistema tubular simples tornou-se ineficiente para o limite superior a 60 pavimentos devido ao fato de que acima deste limite a estrutura inicia o comportamento de uma estrutura rígida, sendo as vigas e colunas controlados pelos momentos atuantes, conseqüentemente, havendo a necessidade de aumento de suas dimensões, tornando o sistema antieconômico.

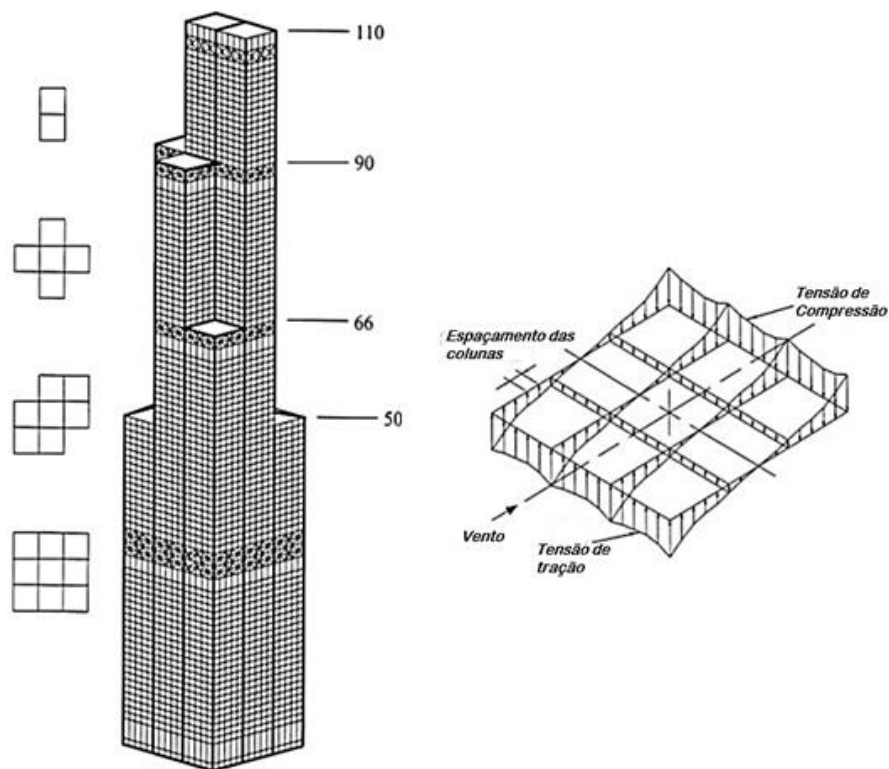
Dessa forma, o sistema Tubular Reforçado vem solucionar o problema aumentando a rigidez das estruturas perimetrais. As diagonais também distribuem as cargas gravitacionais dos pisos agindo como colunas inclinadas, que conectam as outras colunas transformando o sistema em um tubo treliçado por meio de ligações eficientes. Além disso, nesse formato as colunas podem ser mais espaçadas permitindo-se janelas ou painéis com vãos maiores.

E ainda, outra variação importante é o sistema Tubular Celular, que é composto por um grupo de tubos individuais conectados entre si resultando em uma única estrutura. Para estruturas muito altas um único tubo não é adequado para eficiência da estabilização lateral, sendo necessária uma imensa base para que o edifício se estabilize. Dessa forma, destaca-se o primeiro edifício construído com o sistema Tubular Celular, o arranha-céu *The Sears Tower*, completada

em 1974, na cidade de Chicago, EUA, cuja estrutura é composta por nove tubos estruturados em aço, atingindo 110 pavimentos. A principal característica do sistema tubular celular é o enrijecimento externo devido a formação de diafragmas internos nas duas direções, formando uma malha celular de resistência independente. Esses diafragmas agem como almas de uma grande viga em balanço, resistindo ao esforço cortante, reduzindo as deformações por cisalhamento e contribuindo para uma maior resistência à flexão (CAMARGO, 2012).

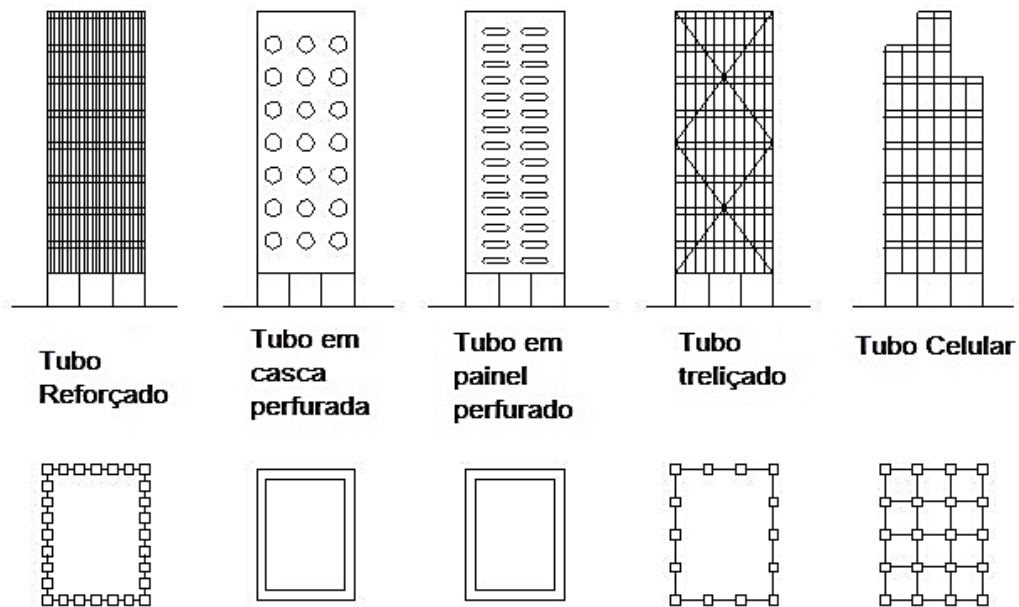
As Figuras 2.10 e 2.11 apresentam o edifício *The Sears Tower* e as tipologias de sistemas estruturais exteriores, respectivamente.

Figura 2.10: Sears Tower, Chicago, EUA



Fonte: TARANATH (1988)

Figura 2.11: Sistemas estruturais do tipo exterior



Fonte: KHAN (1974)

### 2.2.1 SISTEMAS HÍBRIDOS

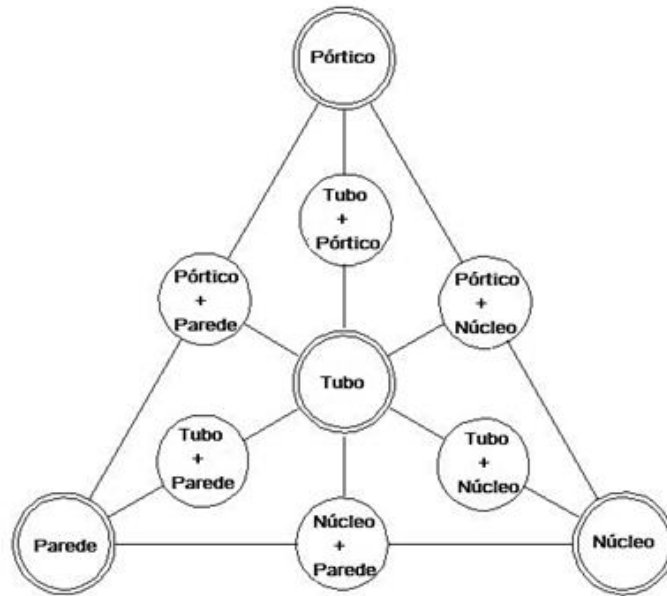
Com o avanço do desenvolvimento computacional e científico juntamente com o aumento da economia principalmente de países asiáticos, houve uma revolução arquitetônica para serem concebidos arranha-céus ainda mais altos e mais complexos. Essa busca infinita por maiores alturas, formas impossíveis e *designs* incrivelmente fascinantes está intimamente conectada ao avanço da Engenharia Civil, engenharia mecânica e de materiais, adicionado com o grande desenvolvimento de novas técnicas construtivas para garantir o sucesso desses empreendimentos.

Nesse intuito, para a concepção dessas estruturas futurísticas verifica-se a necessidade da utilização de mais de um sistema estrutural, trabalhando em conjunto, para garantir a eficiência estrutural atuando principalmente para a estabilidade global, além da garantia do fornecimento dos limites de serviço para que esses edifícios se tornem confiáveis para fins comerciais e residenciais.

No caso de sistema tubulares, para que se tenha um aumento da resistência estrutural, pode-se projetar em conjunto um núcleo interno que resista a parte das cargas solicitantes laterais, resultando assim no chamado sistema Tubo dentro de Tubo, ou somente Tubo – Tubo. Neste caso os pavimentos são projetados como diafragmas conectando o núcleo e o tubo externo, havendo a distribuição das cargas laterais para ambos os sistemas (ALI; MOON, 2007).

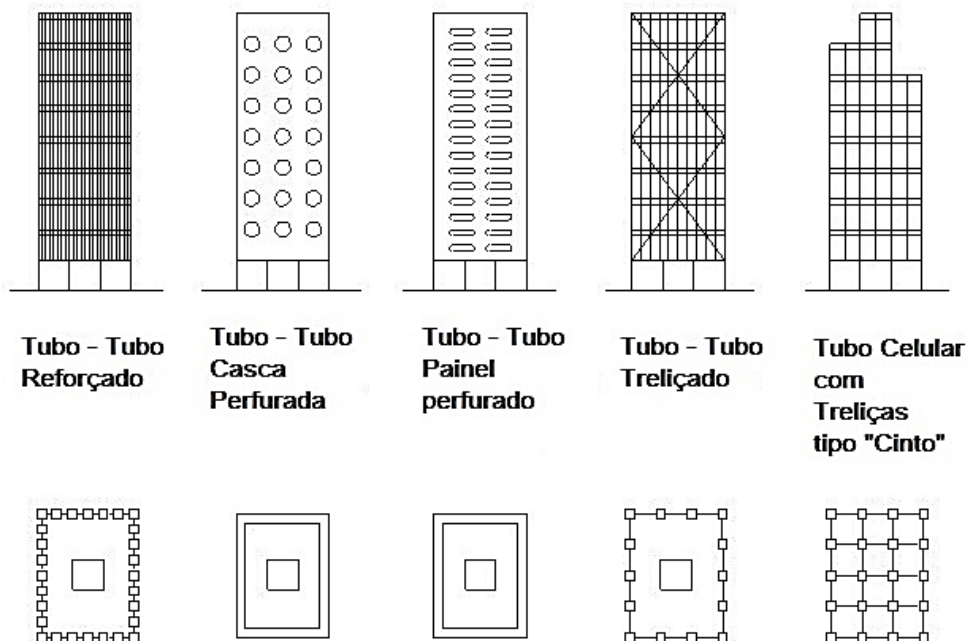
Nas Figuras 2.12 e 2.13 apresentam-se a classificação e as tipologias estruturais dos sistemas híbridos, respectivamente.

Figura 2.12: Classificação estrutural de edifícios de múltiplos andares



Fonte: DROSDOV, LISHAK (1978)

Figura 2.13: Sistemas Estruturais do Tipo Híbrida

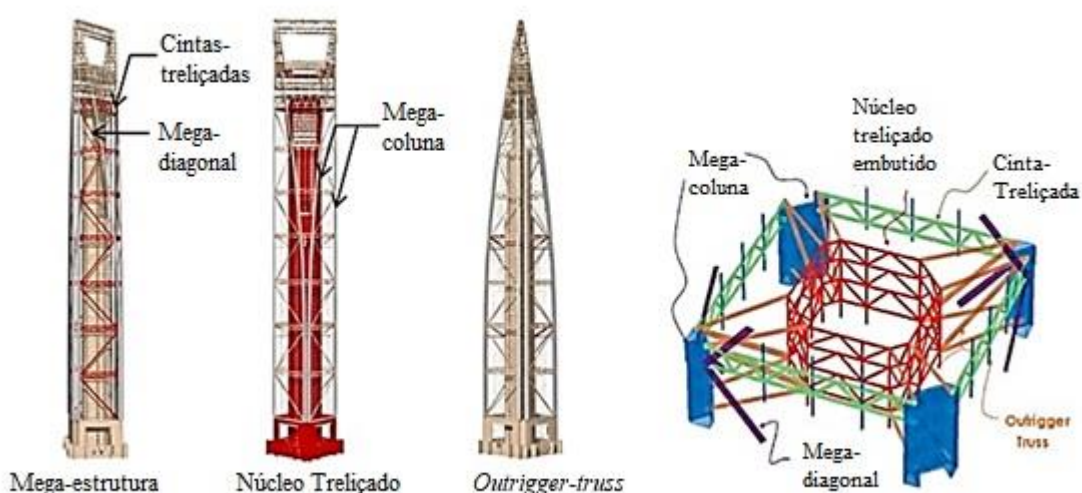


Fonte: KHAN (1974)

E ainda, podem-se citar dois tipos de sistemas estruturais importantes, o Sistema de Grade Diagonal (*Diagrid System*) e o Sistema *Outrigger*. O primeiro consegue fornecer imensa rigidez diante dos momentos e cargas de cisalhamento solicitantes, não sendo necessários grandes núcleos internos devido à alta capacidade resistiva das diagonais externas.

Todavia, o sistema *Outrigger* trabalha como um sistema Tubo – Tubo, em que o núcleo interior é conectado ao tubo exterior apenas estruturado (colunas e vigas) sendo conectados por treliças especiais ou vigas de grandes dimensões. Porém mesmo utilizando essa configuração, essa tipologia necessita de grandes núcleos internos para que seja garantida a estabilidade global que o tubo externo não propicia a partir de grandes alturas. A Figura 2.14 apresenta detalhadamente os elementos estruturais do edifício *Shanghai World Financial Center*, em Xangai, China.

Figura 2.14: *Shanghai World Financial Center*, Xangai, China



Fonte: KOZO KEIKAKU ENGINEERING (2012)

Além disso, destacam-se outras duas tipologias nesse cenário, os sistemas de Treliças Espaciais e Exoesqueleto Estrutural.

O sistema de Treliça Espacial, é uma evolução do sistema tubular de grades reforçado com diagonais, sendo que nesse sistema as mesmas conectam-se apenas por elementos perimetrais (colunas ou vigas). No entanto, nas treliças espaciais essas diagonais passam a penetrar para o interior do edifício, conectando assim a parte externa com a interna, formando-se uma estrutura



única, não necessitando de estruturas de ligação com núcleo interno, como acontece no caso dos *outriggers*. Tem-se como exemplo o *Bank of China Tower*, Figura 2.15.

O sistema de Exoesqueleto Estrutural tem como principal característica a disposição estrutural perimetral, sendo que para aumentar a resistência às cargas laterais são colocados fora do eixo das fachadas. Devido à característica marcante do sistema, que atua como um identificador estrutural, que está aparente à frente da linha das fachadas, pode-se citar o *Buble Tower*, Dubai, nos Emirados Árabes, Figura 2.15.

Figura 2.15: (a) Bank of China Tower, Hong Kong; (b) The Buble Tower, Dubai – Emirados Árabes



(a)

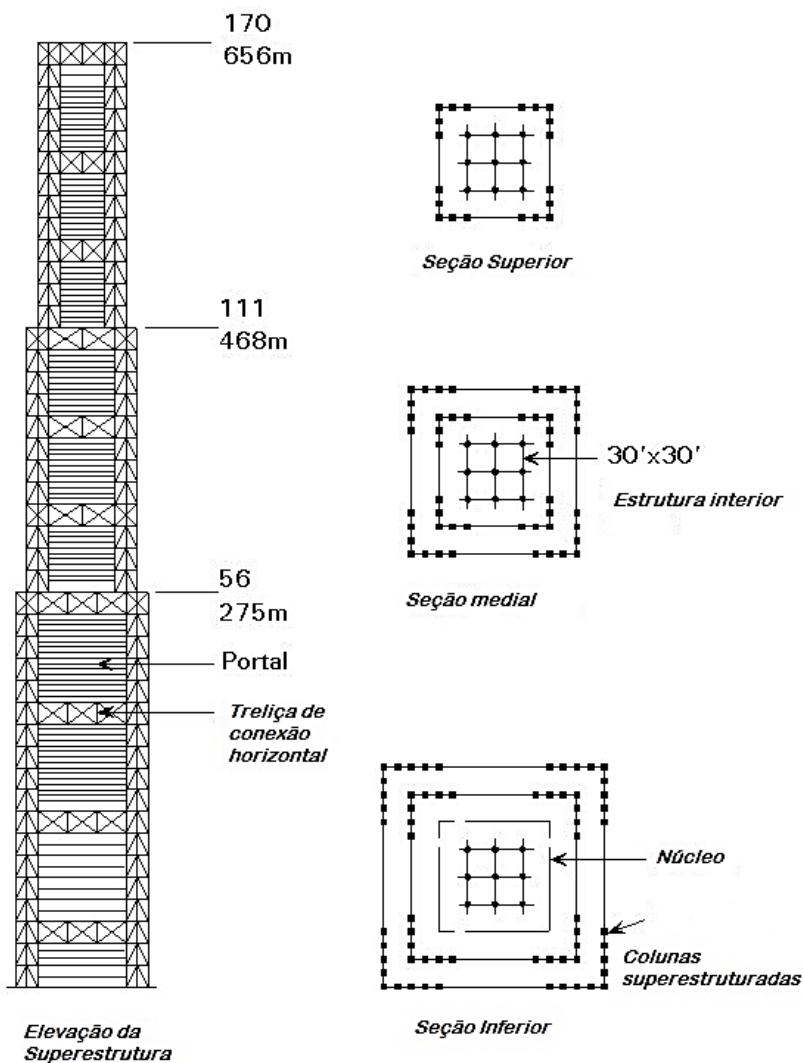


(b)

Fonte: WING (2008); WALTER (2008)

Finalmente, destaca-se a última geração de sistemas estruturais para grandes edifícios altos, o sistema de Superestruturas, com capacidade de conceber estruturas acima de 160 pavimentos. Superestruturas ou Megaestruturas assumem a forma de um portal que é denotado no exterior do edifício projetado de forma tubular, tendo quadros capazes de resistir em todas as cargas laterais solicitantes. A estrutura do portal é composta por pernas verticais em cada canto do edifício sendo ligadas por elementos horizontais em cerca de 12 a 14 pavimentos (ver Figura 2.16). Essas concentrações nas áreas dos cantos elevam ao máximo a eficiência estrutural para se garantir a estabilidade global de mega-edifícios, que podem atingir 1000m de altura.

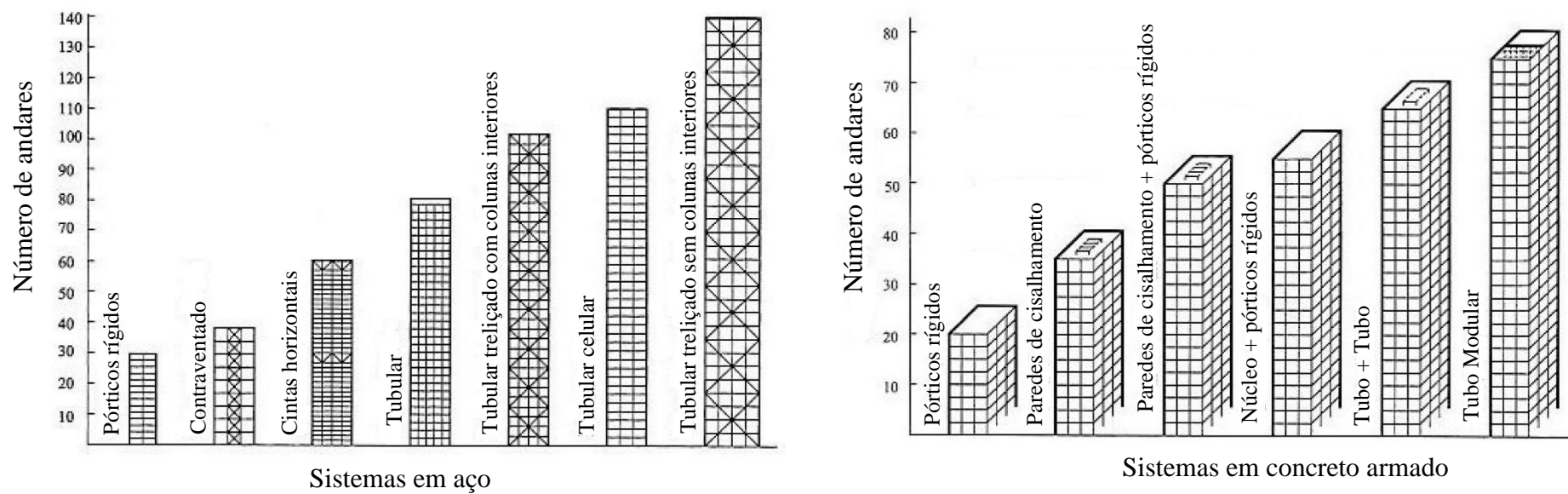
Figura 2.16: Conselho de Edifícios Altos e Habitat Urbano



Fonte: KHAN (1974)

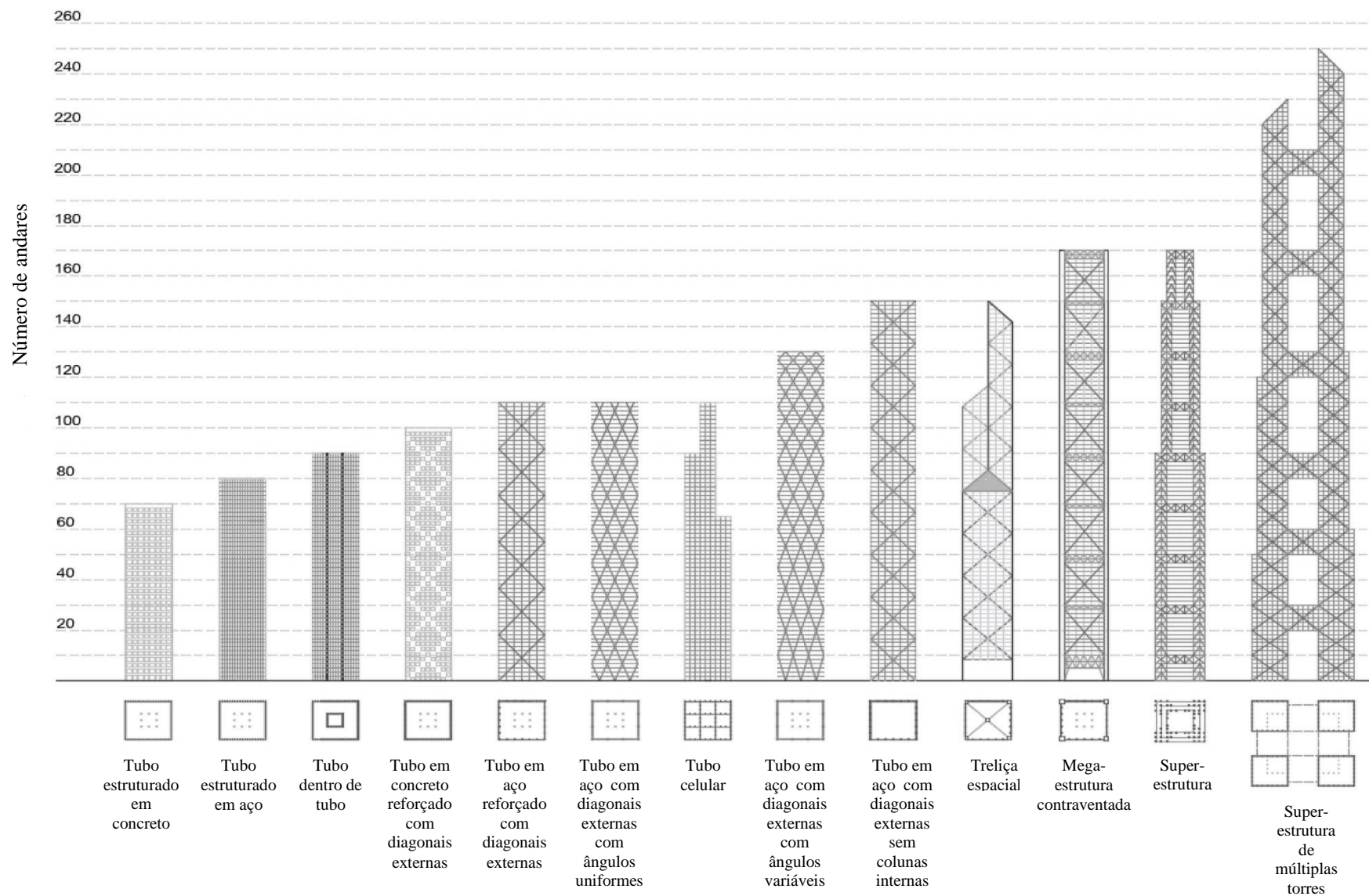
As Figuras 2.17, 2.18 e 2.19 apresentam a evolução dos sistemas estruturais com suas respectivas tipologias:

Figura 2.17: Evolução dos Sistemas Estruturais



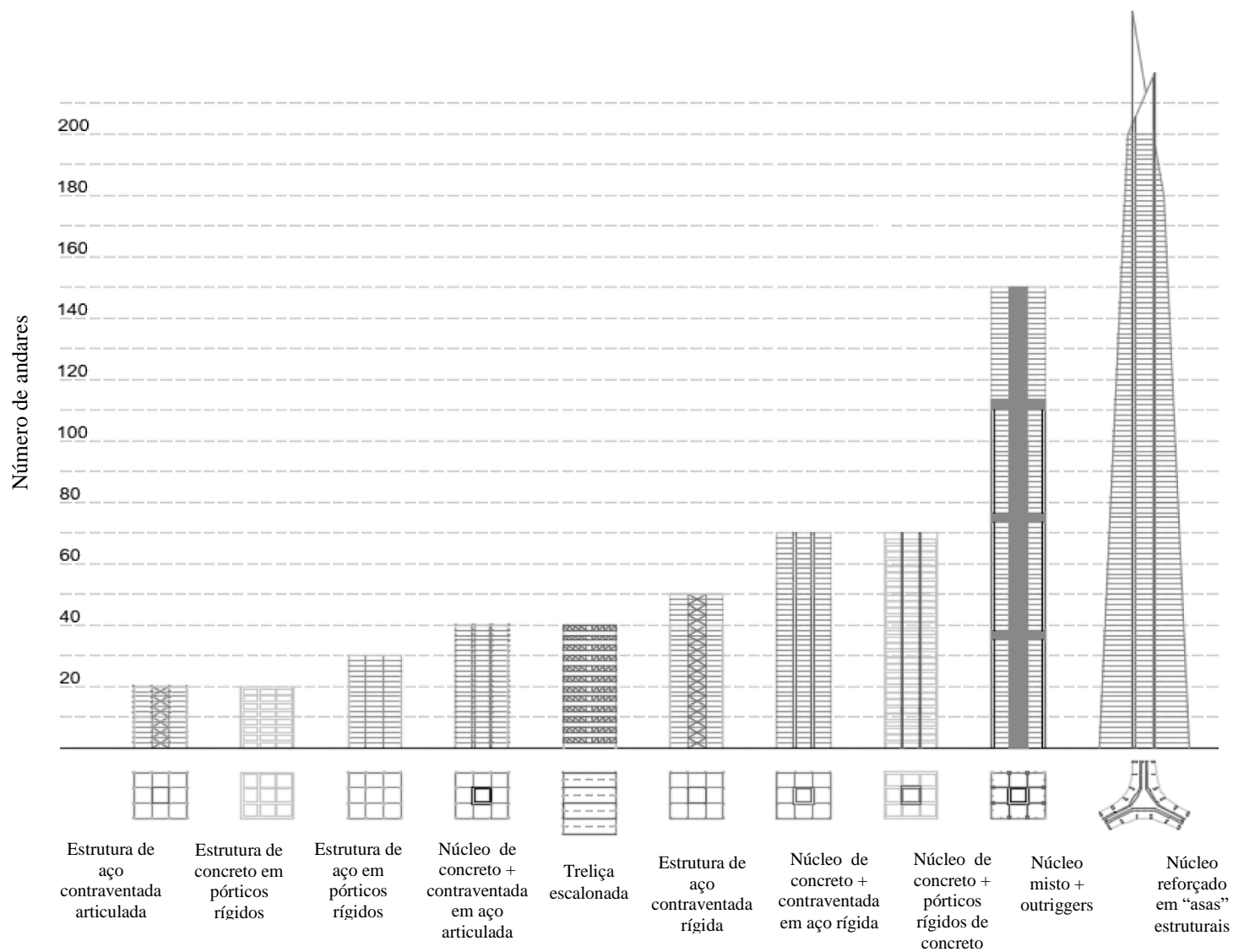
Fonte: KHAN (1972)

Figura 2.18: Evolução dos sistemas estruturais: Contraventamento exterior



Fonte: ALI, MOON 2007

Figura 2.19: Evolução dos sistemas estruturais: Contraventamento interior



Fonte: ALI, MOON 2007

## 2.2.2 EFEITOS DO VENTO

Segundo Iglesia (2016), edifícios de andares múltiplos altos ou esbeltos, respondem dinamicamente aos efeitos do vento. As rajadas ou flutuações da velocidade do vento em períodos curtos não são suficientemente altas para gerar efeitos relevantes em estruturas de pequenas alturas, que possuem frequência próprias altas. No entanto, edifícios podem ficar em faixas de frequência suficientemente altas, capazes de gerar efeitos de ressonância em estruturas com frequências próprias baixas, como as estruturas esbeltas.

Outras características das rajadas de ventos em períodos curtos é que elas são menores, porém com frequências mais altas se comparadas a velocidade média. A resposta dinâmica das estruturas devido à ação do vento causa diferentes fenômenos aero elásticos, podendo-se citar:

- *Buffeting* (golpeio);
- *Vortex Shedding* (desprendimento de vórtices);
- *Galloping* (galope);
- *Fluttering* (drapejamento).

As estruturas esbeltas são susceptíveis de serem sensíveis à resposta dinâmica na direção do vento, como uma consequência do golpeio da turbulência (*buffeting*). É mais provável que surja a resposta transversal pela formação de vórtices ou pelo fenômeno de galope, no entanto, ela também pode ser resultada da excitação por golpeio de turbulência. O drapejamento e o galope geralmente não são os problemas relevantes em edifícios, porém em estruturas como pontes suspensas podem ser significativos.

Uma combinação desses fenômenos, com ventos menores do que os de dimensionamento levou ao colapso da ponte *Tacoma Narrows Bridge* em 1940, sendo que estes fenômenos podem provocar instabilidade, pois frequentemente originam uma combinação de flexão e torção (MENDIS ET AL, 2007).

### 2.2.2.1 VELOCIDADE DO VENTO

Segundo Mendis et al. (2007), a rugosidade da superfície terrestre provoca um efeito de fricção retardador do movimento horizontal do vento. Contudo, em grandes alturas, os efeitos de fricção são insignificantes, sendo que os movimentos do ar são impulsionados por gradientes de pressão na atmosfera, que por sua vez, são consequências termodinâmicas do aquecimento solar variável da terra. Terrenos diferentes podem ser categorizados de acordo com

comprimento de rugosidade associado. Mais próximo da superfície a velocidade do vento é afetada pelo atrito de arraste do fluxo de ar sobre o terreno. Existe uma camada limite dentro da qual a velocidade do vento varia de quase zero, na superfície, ao vento gradiente velocidade a uma altura conhecida como a altura do gradiente. A espessura desta camada limite, que pode variar de 500 a 3000 m, dependendo da tipologia do terreno. Para as estruturas em geral são fixadas condições para considerar a ação do vento, cujos fundamentos baseiam-se no estudo estatístico aproximado proposto por Davenport na década de 60, com algumas modificações ao calcular a resposta flutuante (CHÁVEZ, 2006). Por esse método, o cálculo da pressão do vento é obtido por meio da Equação 2.1.

$$F(t) = \frac{1}{2} \rho V^2(t) A C_a \quad 2.1$$

Onde  $A$  é a área da parte da estrutura onde a força  $F(t)$  atua,  $C_a$  é o coeficiente de arrasto e  $\rho$  é a densidade do ar. Esta equação baseia-se nos princípios do físico e matemático Daniel Bernoulli (1738), exposta no item 3.5.5.2 deste trabalho.

Estima-se que a altura da camada em que a topografia do terreno influencia a velocidade do vento é de aproximadamente 450m, e é denominada camada limite da atmosfera. Logo, a maioria das atividades humanas ocorre dentro dela.

Segundo Davenport (1961), apresenta-se a seguinte expressão para definir a variação da velocidade em função da altura:

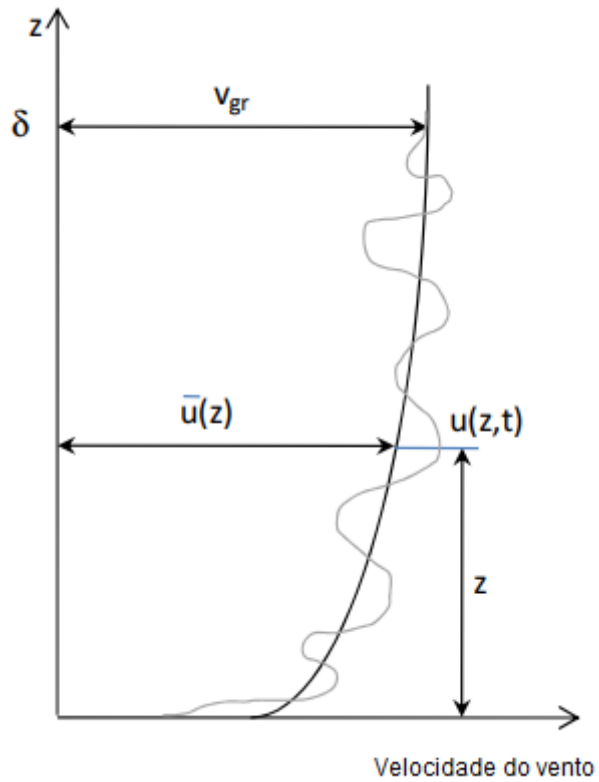
$$V_z = V_g \left( \frac{Z}{Z_g} \right)^{1/\alpha} \quad 2.2$$

Onde  $V_z$  é a velocidade do vento numa altura  $Z$  acima da superfície,  $V_g$  a velocidade gradiente do vento assumida constante acima da camada limite;  $Z_g$  altura nominal da camada limite e  $\alpha$  o coeficiente da Lei da Potência.

As Figuras 2.20 e 2.21 apresentam graficamente as formulações e premissas apresentadas por Davenport (1961).

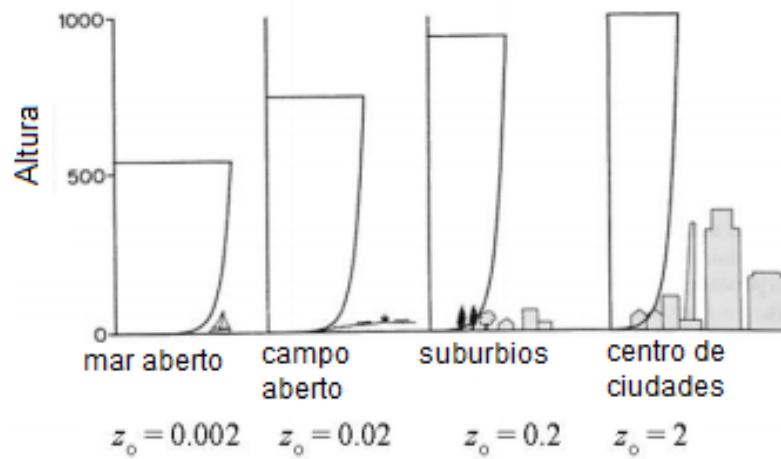


Figura 2.20: Velocidade do vento em função da altura



Fonte: MENDIS ET AL. (2007)

Figura 2.21: Perfil da velocidade do vento segundo a topografia do terreno



Fonte: MENDIS ET AL. (2007)

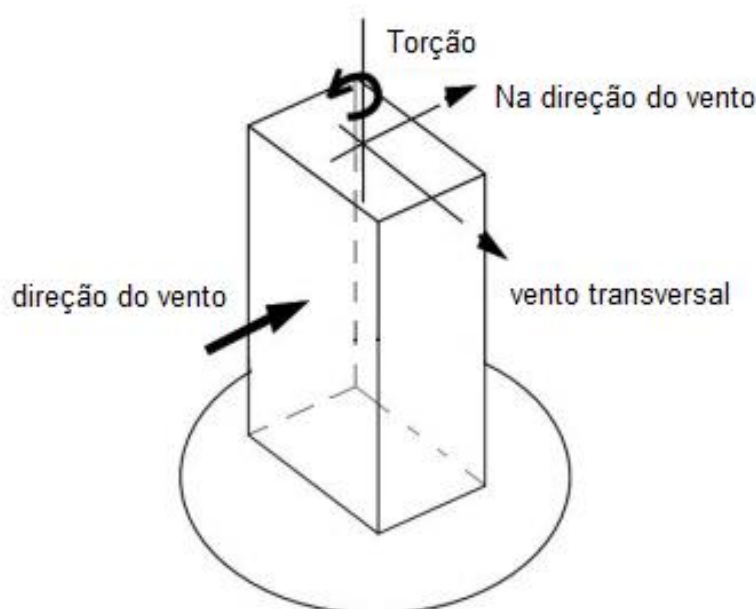


### 2.2.2.2 CARGA NA DIREÇÃO DO VENTO

O padrão de fluxo gerado ao redor de um edifício é combinado pela distorção do fluxo médio, separação do fluxo, formação de vórtices e o padrão do fluxo posterior ao edifício. Na superfície do edifício, podem ocorrer grandes flutuações da pressão do vento devido a esses efeitos.

Como resultado, grandes cargas aerodinâmicas que atuam sobre o sistema estrutural e na fachada, podem atuar como forças flutuantes localizadas de elevada magnitude. Com a ação conjunta dessas forças flutuantes, o edifício tende a vibrar em modos longitudinais, transversais e de torção, como mostrado na Figura 2.22, (MENDIS ET AL., 2007).

Figura 2.22: Modos de vibração da estrutura causados pelos efeitos do vento nos edifícios



Fonte: MENDIS ET AL. (2007)

A resposta dinâmica dos edifícios na direção do vento pode ser calculada com razoável precisão pelo enfoque do fator de rajada, sempre que o fluxo do vento não seja afetado significativamente pela presença de edifícios vizinhos altos, ou pelo terreno circundante.

De acordo com norma NBR 6123 (ABNT, 2013), no âmbito da resposta dinâmica dos edifícios aos efeitos do vento, especifica como devem ser calculadas as cargas de vento, determinando as “forças estáticas equivalentes” em função de parâmetros meteorológicos.

Para estruturas altas submetidas a rajadas de vento com tempo maior do que um segundo, essa norma indica adotar um modelo de massas discretas simplificado, e recomenda modelar o

edifício como uma estrutura plana para cada uma das duas direções ortogonais do vento, correspondentes às duas direções principais dos elementos resistentes a forças horizontais da estrutura. A norma separa os efeitos das rajadas e os efeitos da velocidade média, assumindo a rajada como processos estacionários com média zero.

Para a verificação de conforto humano só devem ser considerados os efeitos da parcela flutuante, sendo que a amplitude máxima da aceleração máxima não deverá ultrapassar os  $0,1 \text{ m/s}^2$ , conforme a norma NBR 6123 (ABNT, 2013). A resposta humana à vibração e percepção do movimento é outro problema relevante associado ao movimento induzido pelos efeitos do vento nos edifícios, sendo que o ser humano tem grande sensibilidade a diferentes graus de vibração, sendo possível sentir incômodos a níveis baixos de estresse estrutural proveniente da deformação das estruturas.

Portanto, na maioria dos edifícios altos, as considerações de serviço determinam o dimensionamento, e não os critérios de resistência (IGLESIA, 2016).

### **2.2.2.3 EDIFÍCIOS MODERNOS SOB EXCITAÇÃO DO VENTO CRUZADO**

- **Desprendimento de vórtices (*Vortex Shedding*)**

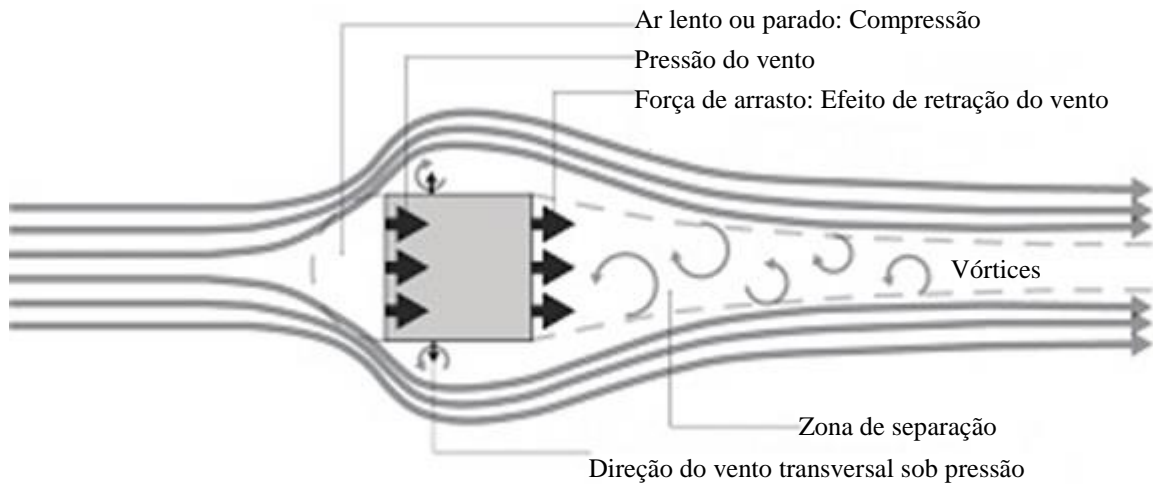
Segundo Iglesia (2016), os edifícios altos são corpos que dividem o fluxo e fazem com que esse se separe a partir da superfície da estrutura, em lugar de seguir o contorno do corpo (Figura 2.23).

Movimentos transversais à direção do vento podem ser produzidos por esses vórtices se uma das frequências naturais da estrutura ou de um elemento estrutural for igual à frequência de desprendimento de um par desses vórtices, dentro da faixa de velocidade esperada para o vento. Esse fenômeno pode ser particularmente nocivo em chaminés e torres cilíndricas metálicas. Dessa forma, grandes amplitudes de deslocamentos podem ocorrer como resposta, sendo esse processo denominado de velocidade crítica, conforme a norma NBR 6123 (ABNT, 2013).

A distribuição assimétrica da pressão, criada pelos vórtices ao redor da seção transversal, resulta em uma força transversal que alterna na medida que esses vórtices se desprendem.

Se a estrutura é flexível, a oscilação ocorre transversalmente ao vento, e existirá condições de ressonância se a frequência de desprendimento dos vórtices coincidir com a frequência natural da estrutura. Essa situação pode dar lugar a oscilações muito grandes e possivelmente ao colapso estrutural (IGLESIA, 2016).

Figura 2.23: Formação de vórtices no fluxo por trás de um objeto tipo farol



Fonte: ALTOQI (2016)

- **Mecanismo de turbulência incidente**

As propriedades turbulentas do vento natural podem dar lugar ao câmbio de velocidade e direção, introduzindo várias forças de elevação e arraste, além de momentos em uma ampla banda de frequências.

A capacidade da turbulência incidente para produzir contribuições significativas à resposta do vento cruzado, depende muito da capacidade de gerar uma força de vento cruzado sobre a estrutura em função da velocidade do vento longitudinal e ângulo de ataque (IGLESIA, 2016).

#### 2.2.2.4 ENSAIOS EM TÚNEL DE VENTO

Ainda segundo Iglesia (2016), na prática, se apresentam muitas situações onde não se pode utilizar métodos analíticos para estimar tipos de cargas de vento, nem a resposta estrutural associada. Por exemplo, quando a forma aerodinâmica do edifício é pouco usual, ou o edifício é muito flexível e seu movimento afeta às forças aerodinâmicas que atuam sobre a estrutura, as avaliações mais precisas dos efeitos do vento nos edifícios são obtidas por meio de ensaios de modelos aero elásticos em um túnel de vento.

Esses ensaios são comuns para o dimensionamento da maioria dos edifícios altos, tornando-se atraente realizar provas em túnel de vento, pois os custos associados com tais provas podem ser

compensados pela economia substancial nos custos de construção, devido à carga de vento de cálculo reduzida que se obtém nesses ensaios.

A prova do túnel de vento é uma ferramenta poderosa, que permite aos engenheiros determinar a natureza e intensidade das pressões e forças de vento que atuam sobre estruturas complexas ou localizadas em terrenos de condições também complexas, onde podem ocorrer fluxos de vento significativos, que não são passíveis de se determinar sua força utilizando um código simplificado.

A prova consiste em soprar ar sobre um modelo tridimensional da construção e seu entorno, em diversos ângulos, sendo que cada orientação representa as possíveis direções do vento.

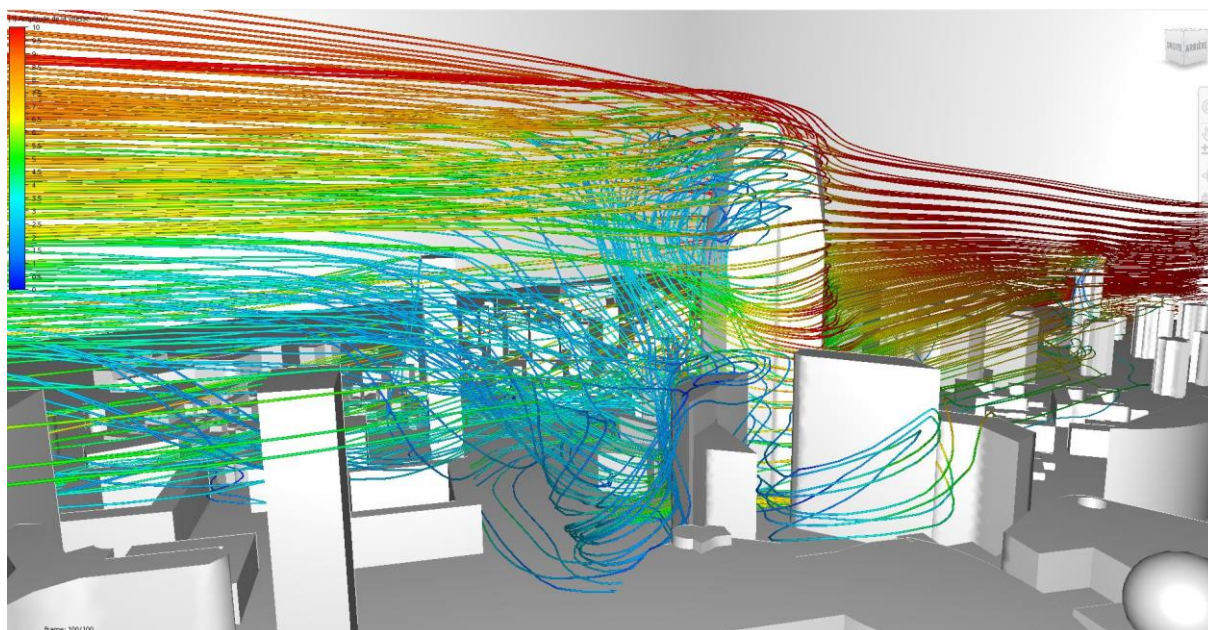
Isso geralmente se obtém inserindo o modelo em uma plataforma giratória, dentro do túnel de vento. Quando a prova se completa para uma direção selecionada, a plataforma gira para um incremento do ângulo escolhido, para representar uma nova direção do vento.

#### **2.2.2.5 DINÂMICA COMPUTACIONAL DE FLUIDOS**

A simulação numérica por meios de Dinâmica Computacional de Fluidos (*Computational Fluid Dynamics - CFD*) vai se transformando em uma ferramenta promissora e poderosa para se calcular o comportamento das estruturas em casos práticos de engenharia. Essa simulação inclui aplicações que envolvem a interação estrutura-fluido (IGLESIA, 2016).

Podem-se utilizar as técnicas de CFD (ver Figura 2.24) para determinar os efeitos de vento onde as normas não sejam diretamente aplicáveis, como quando se projetam edifícios altos e estruturas não convencionais. O custo computacional é alto, mas se torna menor se comparado a um ensaio em túnel de vento, e já existem *softwares* que incorporam essas técnicas como parte de suas ferramentas de análise, como o *Robot* Estrutural, ADINA e ANSYS.

Figura 2.24: Fluxo do vento e distribuição de pressões em um modelo de edifício, obtidas mediante análise CFD



Fonte: INEX (2018)

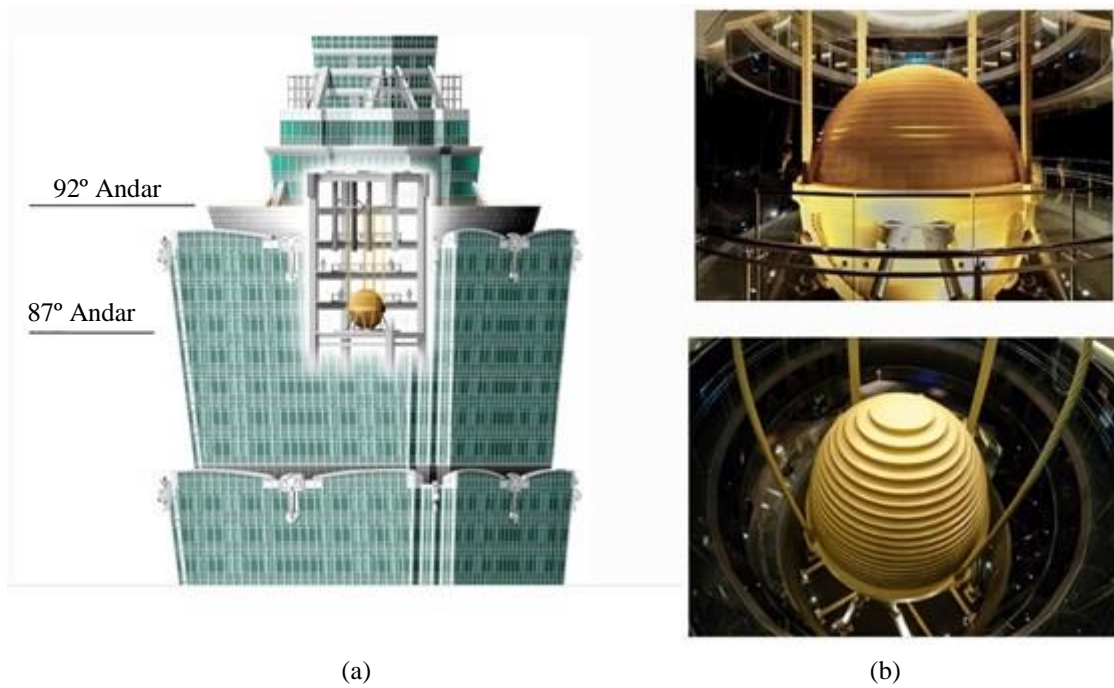
### 2.2.2.6 ESTRATÉGIAS PARA DIMINUIR OS EFEITOS DO VENTO

- **Uso de Amortecedores**

O amortecimento em um sistema estrutural é uma medida para dissipar a energia gerada. Controlar as vibrações aumentando o amortecimento efetivo pode ser uma solução econômica em edifícios altos. Ocasionalmente, é o único meio prático e econômico de se reduzir em vibrações ressonantes. Os tipos de sistemas de amortecimento que podem ser implementados incluem amortecedores passivos, ativos e semiativos (IGLESIA, 2016).

Um exímio exemplo de amortecimento de arranha-céu, é o caso do Taipei 101, localizado em Taiwan, que, para alcançar a estabilidade e diminuir o impacto de um movimento violento, um amortecedor de massa sintonizado gigantesco foi projetado. O amortecedor (Figura 2.25) consiste de uma esfera de aço de 18 metros de diâmetro e pesando 728 toneladas, suspenso a partir do 92º andar ao 87º. Agindo como um pêndulo gigante, a esfera de aço maciça balança para evitar movimentos do edifício causados por fortes rajadas de vento de até 216km/h e abalos sísmicos característicos do oriente.

Figura 2.25: Amortecedor Taipei 101;(a) Localização; (b) Vistas gerais



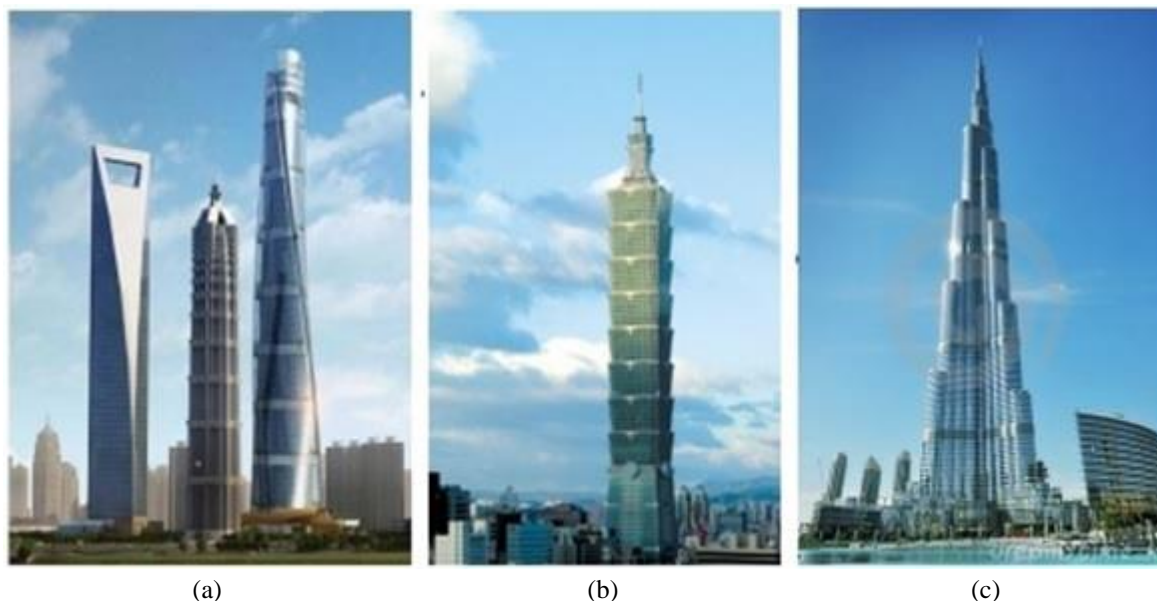
Fonte: CIVILIZAÇÃO ENGENHEIRA (2016)

Segundo Iglesia (2016), outras soluções utilizadas pelos engenheiros para mitigar os efeitos do vento são:

- Introduzir porosidade na estrutura (Figura 2.26, a)
- Cantos arredondados ou suavizados, redução ou rotação da seção na altura (Figura 2.26, b).
- Seção transversal variável (Figura 2.26, c)



Figura 2.26: Soluções geométricas para redução dos efeitos do vento de arranha-céus. (a) Centro Comercial da China, (b) Taipei 101, (c) Torre Dubai



Fonte ALTOQI (2016)

### 2.2.2.7 VIBRAÇÃO EXCESSIVA E FALHA ESTRUTURAL

Existem muitos exemplos de estruturas esbeltas suscetíveis ao movimento dinâmico perpendicular à direção do vento. Chaminés altas, postes de iluminação, torres e cabos exibem com frequência essa forma de oscilação, que pode ser muito significativa, especialmente se o amortecimento estrutural for pequeno. Com relação a edifícios de andares múltiplos, essa preocupação emerge quando se têm estruturas com índice de esbelteza elevada, de 1:10 ou 1:12 (quociente entre a base e a altura do edifício). As torres delgadas exigem medidas específicas para contrariar as forças de vento elevadas sobre as saliências verticais, tais como incluindo uma estrutura adicional para dar isso uma maior rigidez para a construção ou vários tipos de amortecedores de massa para evitar oscilações não desejadas, conforme o item 2.2.2.6.

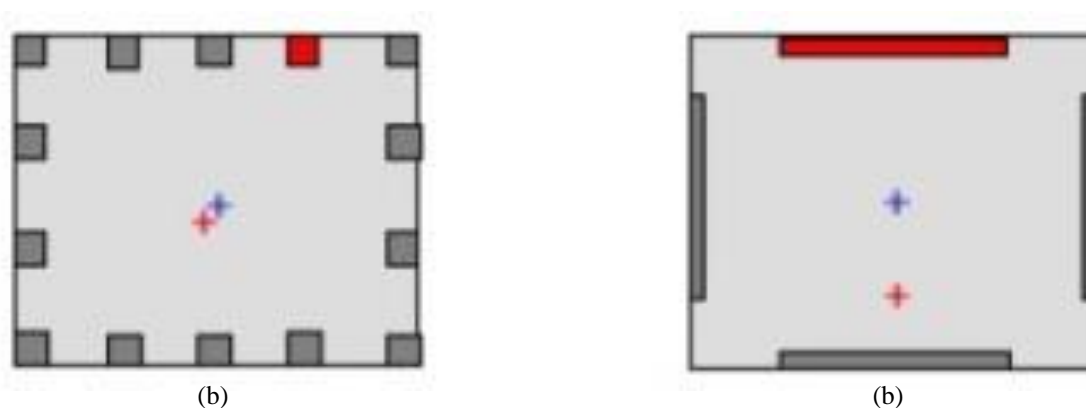
Segundo Retore, Kimura e Penner (2016), quanto mais leve e esbelta uma estrutura mais suscetível aos deslocamentos laterais elas se tornam. Pode-se citar a *Willis Towers* (antiga *Sears Towers*, Chicago-EUA), que com seus 520m de altura, seu topo chega a oscilar 30cm do eixo principal quando sujeito a ventos fortes, e quando submetido a rajadas de até 160km/h, essa amplitude chega a 90cm. E ainda, o edifício *John Hancock*, em *Boston*-EUA, sendo muito esbelto concebido em estruturas metálicas, com uma fachada totalmente coberta de placas de vidro, ocorreu na conclusão da obra que cerca de 25% dos painéis de vidro da fachada se

quebraram devido a torção da estrutura do edifício ocasionada pelas oscilações excessivas da estrutura devido aos efeitos do vento.

A estrutura metálica do edifício apresenta oscilações que não implicam, em princípio, em qualquer ameaça de ruína. Os problemas são de dois tipos: danos em outros componentes da construção, como envidraçamento e mesmo divisões internas e, de outro lado, desconforto dos usuários dos últimos andares, que percebem perfeitamente essas oscilações. Afirma-se que o topo do *Empire State Building*, Nova York-EUA, aos 381 metros, chega a balançar cerca de 60 cm, nos ventos mais fortes e, por algum tempo, chegou-se a admitir que esse problema parecia constituir-se em um limite para o crescimento das torres.

Segundo Iglesia (2016), a escolha do sistema estrutural é primordial, sendo que sistemas com igual rigidez e capacidade resistente podem ter comportamentos muito diferentes ante a falha localizada de um ou vários de seus elementos estruturais. Na Figura 2.27 (a), a falha do pilar praticamente não tem influência na resposta da estrutura, diferente da Figura 2.27 (b), onde a capacidade resistente dos elementos que não falham pode resultar em super-estresse, pois assumem as cargas que antes eram suportadas pelo elemento que falhou. Se a estrutura sobrevive ao colapso do elemento indicado, podem ser produzidos grandes efeitos de torção, produto do câmbio de posição do centro de rigidez. Sistemas estruturais com capacidade de redistribuir seus esforços e transferir as cargas a outros elementos em caso de falha localizada são preferíveis.

Figura 2.27: Deslocamento do centro de rigidez produto da falha de um elemento estrutural (em vermelho) em plantas com capacidade resistente e rigidez axial similar



Fonte: ALTOQI (2016)



## 2.3 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

### 2.3.1 ANÁLISE ESTÁTICA ELEMENTAR: TRELIÇAS NO ESPAÇO TRIDIMENSIONAL

Segundo Fonseca (1963), para o caso de treliças no espaço tridimensional tem-se  $s$  o número de barras, incluindo as de apoio, e  $n$  o número de nós. Para resolver o equilíbrio de cada nó disporemos no total de  $3n$  equações que permitirem determinar  $3n$  incógnitas. Desta forma, a condição fundamental de estaticidade exterior e interior fica:

$$s = 3n \quad 2.3$$

Desdobrando o número de barras nas barras efetivas da estrutura ( $b$ ) e nas de apoio ( $a$ ) tem-se:

$$b = 3n - a \quad 2.4$$

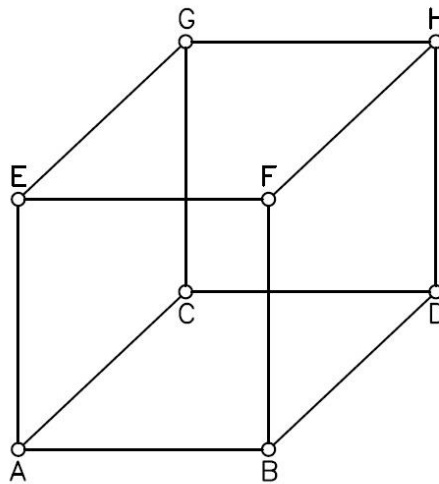
Onde  $a$  representa o número de incógnitas de apoio. Analisando as condições intrínsecas de estaticidade de um reticulado, deve-se propô-lo devidamente apoiado em um conjunto de apoios que apresente seis incógnitas, pois são as mesmas equações da Estática aplicáveis ao caso de forças quaisquer no espaço. Portanto, uma treliça no espaço tridimensional é interiormente isostática somente quando:

$$b = 3n - 6 \quad 2.5$$

Ressalta-se que essas expressões somente cogitam o número de equações do sistema, e não da natureza das mesmas. Dessa forma não garantem a isostaticidade de um sistema reticulado, podendo acontecer do mesmo ser indeterminado embora as equações sejam satisfeitas.

O modo de conceber treliças no espaço tridimensional é análogo ao das treliças planas, as barras são imaginadas articuladas nas suas extremidades e as cargas exclusivamente nodais. Dessa forma as barras ficam sujeitas exclusivamente a esforços normais, cada uma delas concorrendo com uma incógnita. Na prática, as articulações não são perfeitas, sendo empregadas soldas, rebites ou parafusos nas junções das barras presentes largamente nas torres de distribuição, guindastes e nas estruturas metálicas de edifícios, ocasionando esforços secundários de flexão, que na maioria das vezes são desprezados para as aplicações práticas.

Figura 2.28: Estrutura cúbica tridimensional



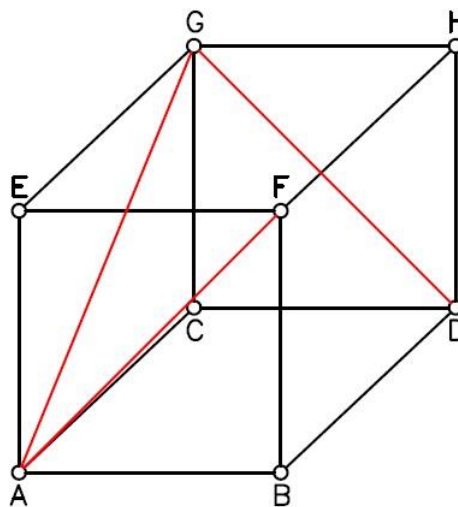
Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)

Tomando a estrutura da Figura 2.28 como exemplo, tem-se oito nós e doze barras. Analisando por meio da Equação 2.5:

$$12 < 3 * 8 - 6 = 18$$

A equação não está satisfeita, sendo a estrutura hipostática. Dessa forma há a necessidade da inserção de novas barras para garantir a estaticidade da estrutura cúbica em questão. Inserindo-se três contraventamentos não simultaneamente paralelos e convergentes tendo-se conforme a Figura 2.29 o seguinte modelo.

Figura 2.29: Estrutura cúbica tridimensional com contraventamento simples



Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)

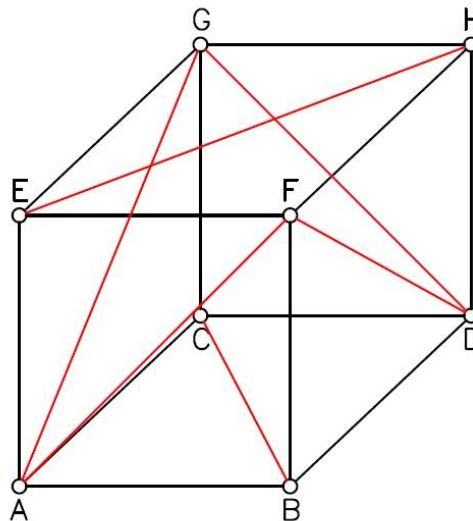
Analisando novamente através da Equação 2.5, tem-se um sistema com quinze barras e ainda oito nós, sendo que a equação ainda não está satisfeita, conforme a seguir:

$$15 < 3 * 8 - 6 = 18 \quad (\text{Sistema hipostático})$$

Na Figura 2.30 mostram-se as 18 barras necessárias para garantir igualdade da equação, sendo que duas dessas barras adicionadas deverão estar nos planos horizontais correspondentes às lajes, tornando a estrutura isostática, e, portanto, estável.

$$18 \text{ barras} = 18 \text{ equações de equilíbrio}$$

Figura 2.30: Estrutura cúbica tridimensional contraventada



Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)

Em geral, é relativamente fácil conceber uma treliça no espaço tridimensional, rígida e estaticamente determinada, independente de uma base de fixação. Analisando os vértices da estrutura da Figura 2.30, tem-se vértices onde concorrem quatro ou cinco barras não coplanares, sendo possível determinar os esforços em qualquer uma delas. E ainda, conhecendo os esforços externos e resolvendo a estrutura isostática, tem-se como resultado o equilíbrio de todo o sistema. Adotando o cubo em questão como corpo rígido inicial, podem-se acrescentar novos vértices, obtendo-se assim um sistema reticulado indeformável e estaticamente determinável, independentemente do sistema de apoio.

Todavia, é importante ressaltar que quando se tratam de estruturas complexas, como estruturas metálicas de um edifício, o sistema certamente é hiperestático, tendo maior grau de rigidez

frente às ações solicitantes, e lembrando que a igualdade para a estaticidade da Equação 2.5 não garante o equilíbrio de um sistema, principalmente se o mesmo for complexo.

### 2.3.2 MÉTODOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL

Segundo Pfeil (2009), o cálculo de solicitações em estruturas é efetuado por meio de análise linear, isto é, admitindo-se a proporcionalidade entre as ações e seus efeitos. Entretanto, alguns sistemas estruturais em aço (ou mistos aço-concreto) apresentam comportamento não linear, como ilustrados nas Figuras 2.32 e 2.33 para um pórtico (ligações rígidas entre viga e pilares) sob ação de cargas crescentes.

Em geral, a não linearidade é classificada, segundo sua origem, em duas categorias:

- Não linearidade física, decorrente da não proporcionalidade das relações tensão-deformação (o material não segue a lei de Hooke);
- Não linearidade geométrica, devido à influência da configuração deformada nas equações de equilíbrio e/ou da não linearidade das relações deformação - deslocamento.

Conforme Salmon (2009), os momentos  $M_{\Delta}$  e as cortantes  $Q_{\Delta}$  são os esforços necessários para equilibrar o momento  $P\Delta$ , resultante da interação entre as cargas verticais  $P$  e o deslocamento lateral  $\Delta$ . O equilíbrio mostrado na Figura 2.31, a, exige que:

$$P\Delta = Q_{\Delta}h + 2M_{\Delta} \quad 2.6$$

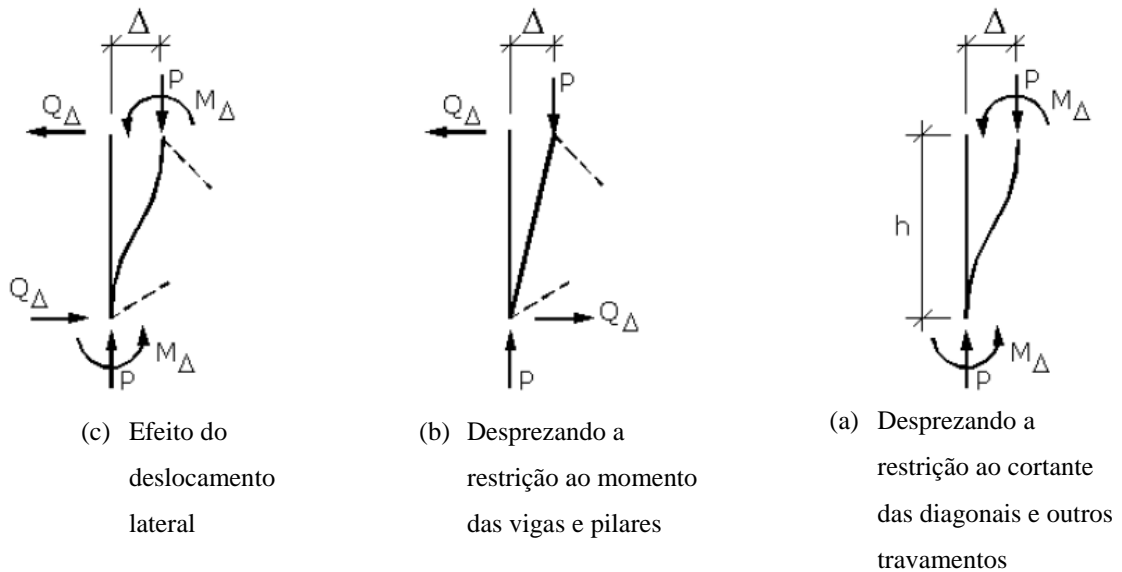
As parcelas  $Q_{\Delta}h$  e  $2M_{\Delta}$  dependem das condições de restrição das barras. Se o pórtico for treliçado, isto é, se as barras forem articuladas em suas extremidades, a parcela  $2M_{\Delta}$  será nula (Figura 2.31, b), conseqüentemente:

$$Q_{\Delta} = \frac{P\Delta}{h} \quad 2.7$$

Por outro lado, se o pórtico apresenta barras rigidamente ligadas, mas sem diagonais de contraventamento, a rigidez à cortante é muito pequena e o momento  $P_{\Delta}$  deve ser resistido pelos momentos  $M_{\Delta}$ . Então, conforme mostra a Figura 2.31, c, tem-se:

$$M_{\Delta} = \frac{P\Delta}{2} \quad 2.8$$

Figura 2.31: Momentos fletores e forças cortantes devido ao efeito  $P-\Delta$



Fonte: ADAPTADO DE SALMON (2009)

Segundo De Barros (2010) a forma como esses efeitos são, ou não, considerados, os métodos de análise em geral se classificam como:

- **ANÁLISE LINEAR ELÁSTICA**

Na análise elástica de 1ª ordem, o equilíbrio da estrutura é formulado considerando-a na sua posição indesejada, ou seja, segundo sua geometria original (linearidade geométrica) e o material é modelado como elástico linear (linearidade do material). Dessa forma, essa análise considera, necessariamente, a hipótese de pequenos deslocamentos e, sendo o material elástico-linear, vale o princípio da superposição dos efeitos.

- **ANÁLISE ELÁSTICA DE 2ª ORDEM**

O equilíbrio é formulado considerando a estrutura na sua posição deslocada (não linearidade geométrica) e o material ainda é elástico linear (linearidade do material). A resposta da curva força x deslocamento tende assintoticamente para a carga crítica elástica ( $P_e$ ) da estrutura, conforme indica a Figura 2.32. Quando obtida rigorosamente, essa análise inclui os efeitos da estabilidade elástica,  $P-\delta$  e  $P-\Delta$ , mas não fornece nenhuma informação direta da resistência inelástica real do pórtico. Trata-se de uma análise não linear geométrica.

- **ANÁLISE INELÁSTICA DE 1ª ORDEM**

Na análise inelástica de 1ª ordem, o equilíbrio é verificado considerando a geometria indesejada da estrutura (linearidade geométrica) e considera-se a não linearidade do material. Este tipo de análise inclui os efeitos de plastificação das barras, que podem ser representados desde os modelos simples de rótulas plásticas até modelos mais detalhados que consideram a propagação da plastificação no interior das mesmas. Quando o material é elastoplástico perfeito, a resposta da curva força x deslocamento de uma análise inelástica de primeira ordem aproxima assintoticamente da carga limite plástica (PP), conforme ilustra a Figura 2.32, calculada por análise de mecanismo plástico. Trata-se de uma análise não linear do material.

- **ANÁLISE INELÁSTICA DE 2ª ORDEM**

Na análise inelástica de 2ª ordem, o equilíbrio é formulado considerando-se a estrutura na sua posição deslocada (não linearidade geométrica) e considera-se a não linearidade do material. A carga limite obtida pela análise inelástica de segunda ordem é a que mais se aproxima da resistência real, sendo esta a análise que melhor representa o verdadeiro comportamento de um pórtico. Trata-se de uma análise não linear geométrica e do material.

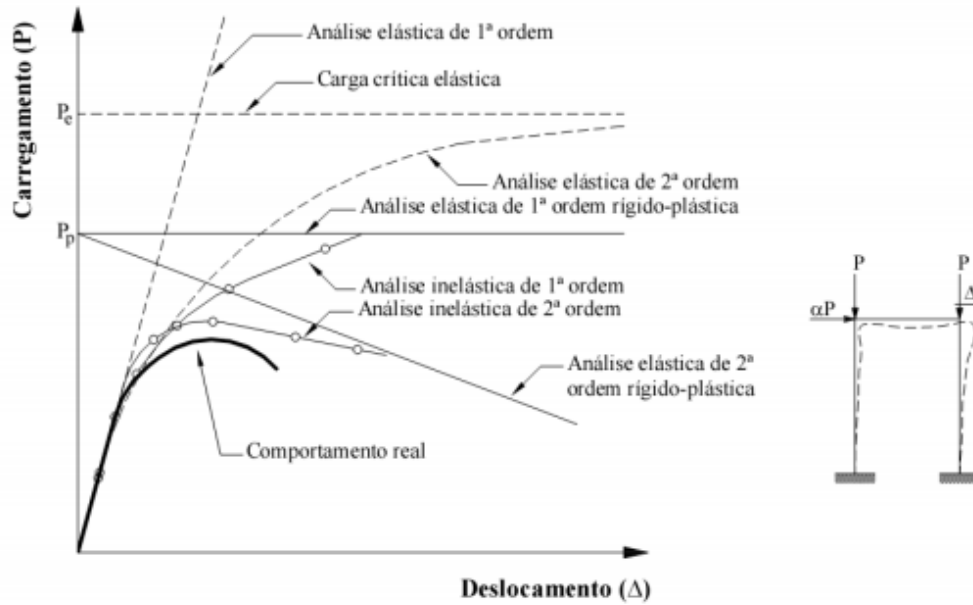
- **ANÁLISE INELÁSTICA POR ZONA PLÁSTICA**

A análise por zona plástica ou plasticidade distribuída que inclua a distribuição da plasticidade, as tensões residuais, as imperfeições geométricas iniciais e quaisquer outros efeitos de segunda ordem significativos é geralmente classificada como um método “exato” de Análise Inelástica Avançada.

- **ANÁLISE INELÁSTICA POR RÓTULA PLÁSTICA**

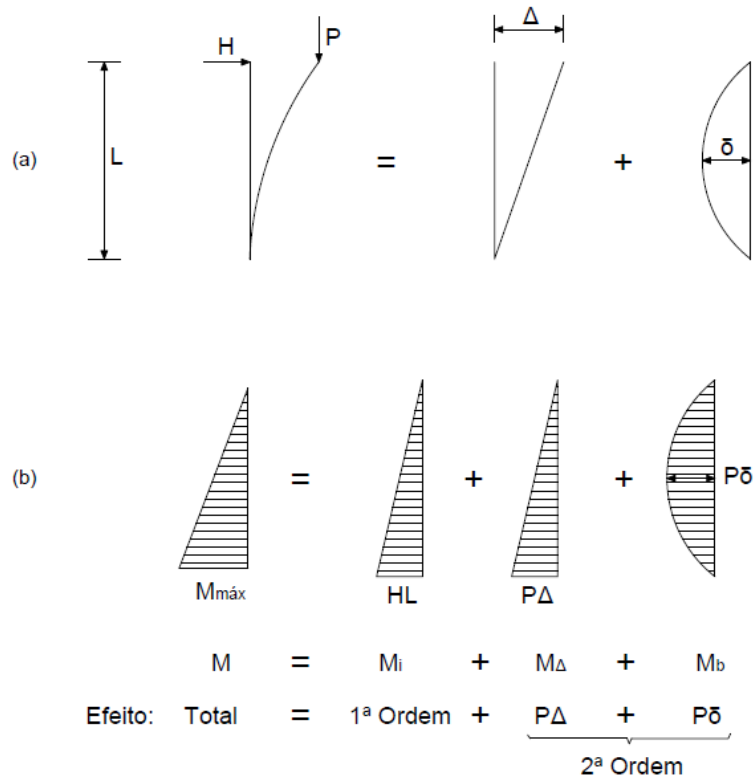
Em termos práticos, a análise inelástica por rótula plástica utiliza dois métodos de análise: (1) método rígido-plástico e (2) método elastoplástico. O método rígido-plástico é estudado a partir da formação do mecanismo de colapso final da estrutura, ou seja, quando a mesma desenvolve um número suficiente de rótulas plásticas levando ao seu colapso, não permitindo mais a redistribuição do momento fletor. O método elastoplástico é um método alternativo de análise plástica que, além de determinar a carga de colapso da estrutura, fornece informações adicionais sobre o processo de redistribuição de forças, antes que o mecanismo de colapso seja alcançado.

Figura 2.32: Tipos de análises estrutural



Fonte: DE BARROS (2010)

Figura 2.33: Análise de 2ª Ordem



Fonte: PFEIL (2009)

### 2.3.3 TEORIA DA ELASTICIDADE

Um corpo tem comportamento elástico se, após a retirada das ações que sobre ele atuam, retomar a sua forma inicial. Sabe-se, pelas experiências realizadas por Robert Hooke, que uma barra submetida à tração alongará de uma quantidade  $\Delta l_1$ , sofrendo assim uma deformação, (TIMOSHENKO, 1980):

$$\varepsilon_{11} = \frac{\Delta l_1}{l_1} \quad 2.9$$

Onde  $\varepsilon$  é a deformação específica,  $\Delta l$  a variação de comprimento e  $l$  o comprimento do elemento.

Essa deformação se relaciona com a tensão por intermédio da denominada Lei de Hooke:

$$\sigma_{11} = E \varepsilon_{11} \quad 2.10$$

Sendo  $\sigma$  é a tensão atuante no elemento e  $E$  o módulo de elasticidade longitudinal.

Se um prisma estiver submetido à tensões nas suas faces, ocorre à ação simultânea de um campo de tensões uniforme  $\sigma_{11}, \sigma_{22}$  e  $\sigma_{33}$ , e se ainda, o mesmo prisma estiver submetido a uma variação de temperatura  $\Delta t$  desenvolvem-se as seguintes extensões:

$$\varepsilon_{11} = \frac{1}{E} [\sigma_{11} - \nu(\sigma_{22} + \sigma_{33})] + \alpha \Delta t \quad 2.11$$

$$\varepsilon_{22} = \frac{1}{E} [\sigma_{22} - \nu(\sigma_{33} + \sigma_{11})] + \alpha \Delta t \quad 2.12$$

$$\varepsilon_{33} = \frac{1}{E} [\sigma_{33} - \nu(\sigma_{11} + \sigma_{22})] + \alpha \Delta t \quad 2.13$$

Sendo que  $\nu$  é o coeficiente de Poisson e  $\alpha$  o coeficiente de dilatação térmica do material com valor da ordem de  $10^{-5}$  para os concretos e para os aços.

Para os materiais mais utilizados nas estruturas de Engenharia Civil o coeficiente de Poisson e os módulos de elasticidade longitudinal desses materiais em tração e em compressão são iguais. Nos concretos usuais o  $E$  varia entre 25 a 40 GPa, enquanto o  $\nu$  varia de 0,15 a 0,2. Por sua vez o aço apresenta um  $E$  variando de 190 a 210 GPa e um  $\nu$  de aproximadamente 0,3.



Nesses mesmos corpos as componentes de tensão de corte  $\tau_{12}$ ,  $\tau_{23}$  e  $\tau_{31}$ , apenas induzem extensões de corte  $\gamma_{12}$ ,  $\gamma_{23}$  e  $\gamma_{31}$ , que se relacionam por intermédio das seguintes equações:

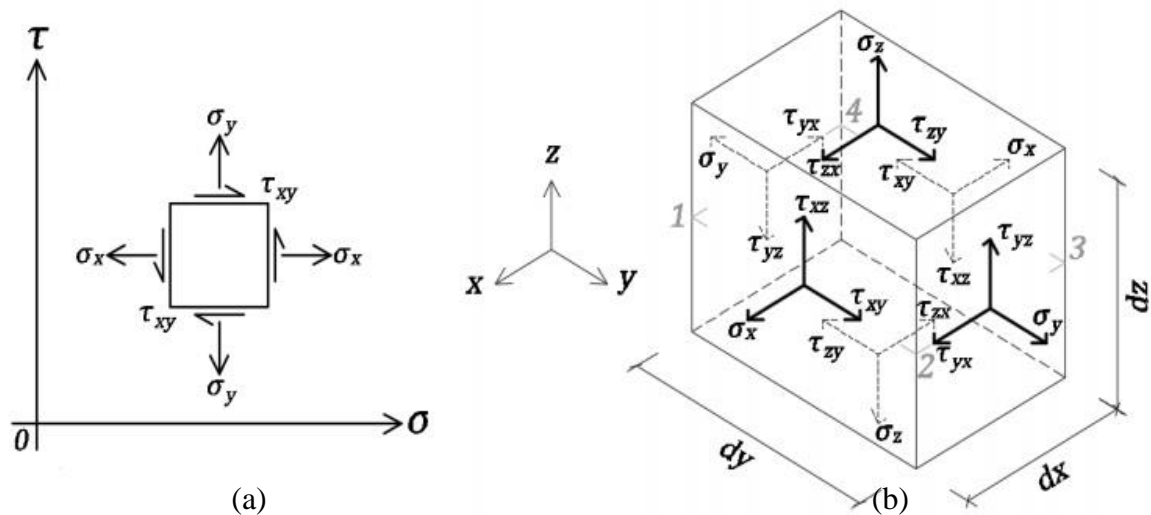
$$\gamma_{12} = \frac{\tau_{12}}{G}; \gamma_{23} = \frac{\tau_{23}}{G}; \gamma_{31} = \frac{\tau_{31}}{G} \quad 2.14$$

Sendo  $G$  o módulo de elasticidade transversal do material, dado por:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad 2.15$$

A Figura 2.34 apresenta as tensões e deformações nos estados plano e tridimensional.

Figura 2.34: Estado de tensões, (a) Estado plano, (b) Estado tridimensional



Fonte: SCHIEL (1984)

Um corpo tridimensional submetido a tensões normais  $\sigma_{11}$ ,  $\sigma_{22}$  e  $\sigma_{33}$  e tensões de corte  $\tau_{12}$ ,  $\tau_{23}$  e  $\tau_{31}$ , desenvolve extensões normais  $\epsilon_{11}$ ,  $\epsilon_{22}$  e  $\epsilon_{33}$  e extensões de corte  $\gamma_{12}$ ,  $\gamma_{23}$  e  $\gamma_{31}$  que em notação matricial se relacionam por intermédio da seguinte expressão:

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \gamma_{12} \\ \gamma_{23} \\ \gamma_{31} \end{pmatrix} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -\nu & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & 1 & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & -\nu & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \tau_{12} \\ \tau_{23} \\ \tau_{31} \end{pmatrix} \quad 2.16$$

ou

$$\varepsilon = C\sigma \quad 2.17$$

em que  $\varepsilon$  é o vetor das componentes de deformação:  $\varepsilon = \{\varepsilon_{11} \ \varepsilon_{22} \ \varepsilon_{33} \ \gamma_{12} \ \gamma_{23} \ \gamma_{31}\}^T$

$\sigma$  é o vetor das componentes de tensão:  $\sigma = \{\sigma_{11} \ \sigma_{22} \ \sigma_{33} \ \tau_{12} \ \tau_{23} \ \tau_{31}\}^T$

e  $C$  é a matriz de flexibilidade do elemento.

Se além de submetido ao estado de tensão caracterizado pelo vetor  $\sigma$ , o corpo estiver sujeito a uma variação de temperatura de valor  $\Delta t$ , a expressão 2.16 passará a apresentar a seguinte configuração:

$$\varepsilon = C\sigma + C_t \quad 2.18$$

Sendo  $C_t$  é o vetor correspondente à deformação de origem térmica, dado por:

$$C_t = \alpha\Delta t\{1 \ 1 \ 1 \ 0 \ 0 \ 0\}^T \quad 2.19$$

Invertendo a relação 2.19 obtém-se:

$$\sigma = C^{-1}\varepsilon = D\varepsilon \quad 2.20$$

em que  $D$  é a matriz de elasticidade do material, apresentando a seguinte constituição:

$$D = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} \end{bmatrix} \quad 2.21$$

À relação 2.21 também é corrente atribuir-se a designação de lei constitutiva do material, dado que  $D$  inclui as propriedades do material, que no presente caso se admite ter comportamento linear e elástico. Se o corpo também estiver submetido a variação de temperatura  $\Delta t$ , a sua lei constitutiva obtém-se invertendo a Equação 2.18, resultando:

$$\sigma = D\varepsilon + D_t \quad 2.22$$

Onde  $D_t$  é o vetor das componentes de tensão de origem térmica:

$$D_t = \frac{E\alpha\Delta t}{1-2\nu} \{1 \ 1 \ 1 \ 0 \ 0 \ 0\}^T \quad 2.23$$

Existem estruturas que, pelo seu modo de funcionamento, podem ser consideradas como estando submetidas à estado plano de tensão ou a estado plano de deformação. As lajes, vigas altas e as paredes são exemplos de estruturas submetidas ao estado plano de tensão, dado que é nula a tensão normal ao plano da estrutura,  $\sigma_{33} = 0$ . Por sua vez, os túneis, as barragens de elevado comprimento longitudinal e os muros de suporte de terras são exemplos de estruturas que podem ser consideradas sob estado plano de deformação, dado que é nula a deformação normal ao plano da estrutura,  $\varepsilon_{33} = 0$ .

### 2.3.4 TEORIA DA LAJES

A Teoria das Lajes obtida por Lagrange em 1811 é baseada na teoria da elasticidade, em que o material é elástico linear (Lei de Hooke), homogêneo e isótropo, e garante a equação geral das placas, conforme Equação 2.24 (TIMOSHENKO, WOINOWSKY, 1959):

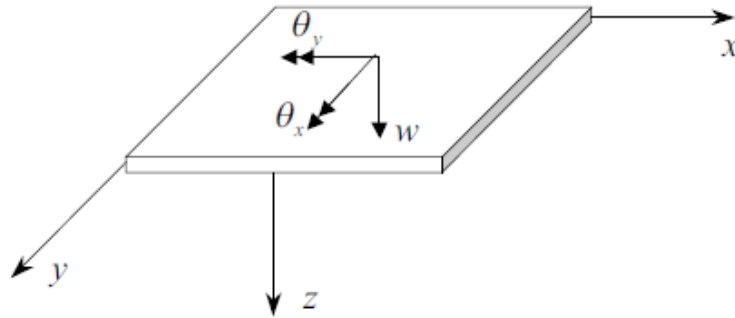
$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{p(x, y)}{D_f} \quad 2.24$$

Sendo  $w$  o deslocamento vertical,  $p$  o vetor de carregamento e  $D_f$  a rigidez à flexão da laje, obtida pela Equação 2.25.

$$D_f = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)} \quad 2.25$$

Sendo  $h$  a espessura da laje,  $E$  o módulo de elasticidade e  $\nu$  o coeficiente de Poisson.

Figura 2.35: Teoria das lajes Finas: Kirchhoff



Fonte: TIMOSHENKO, WOINOWSKY (1959)

A Equação 2.25 relaciona a deformada elástica da placa com a carga unitária, na área da placa. A solução da equação geral das placas é uma tarefa muito complicada, o que motivou o aparecimento de diversas tabelas, de diferentes origens e autores, com coeficientes que proporcionam o cálculo aproximado dos momentos fletores e das flechas para casos específicos de apoios e carregamentos.

Uma estrutura é considerada em estado plano de tensão se for geometricamente plana e se for nula a tensão normal ao plano da estrutura. Assim, se a estrutura estiver inscrita, por exemplo, no plano definido pelos eixos  $Ox_1$  e  $Ox_2$ , então  $\sigma_{33} = \tau_{23} = \tau_{31} = 0$ , dado que as ações que solicitam essa estrutura atuam no plano da estrutura, isto é, no plano  $x_1x_2$ . Nesse caso as relações 2.16 e 2.21 passam a apresentar a seguinte configuração:

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \gamma_{12} \end{pmatrix} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -\nu & 0 \\ -\nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 2(1+\nu) \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \tau_{12} \end{pmatrix} + \alpha \Delta t \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \end{bmatrix} \quad 2.26$$

$$\begin{pmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \tau_{12} \end{pmatrix} = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \gamma_{12} \end{pmatrix} - \frac{E\alpha\Delta t}{1-\nu} \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \end{bmatrix} \quad 2.27$$

Note-se que em estado plano de tensão a deformação  $\varepsilon_{33}$  pode ser diferente de zero, sendo o seu valor obtido atribuindo-se o valor nulo a  $\sigma_{33}$  na Equação 2.13 resultando:

$$\varepsilon_{33} = \frac{-\nu(\sigma_{11} + \sigma_{22})}{E} + \alpha \Delta t \quad 2.28$$

Diversos métodos para a análise e dimensionamento de lajes de concreto armado têm sido propostos e utilizados ao longo dos anos. São aplicados para determinar deslocamentos, esforços, elementos de apoio e a capacidade de carga das lajes. A forma como é discretizada a estrutura pode variar conforme os elementos que se pretende usar.

### **2.3.5 CONTRAVENTAMENTO E A CONTRIBUIÇÃO DAS LAJES**

Considerando a importância da laje na estabilidade global das estruturas, sabe-se que além de ser um elemento com rigidez infinita no seu plano (efeito de diafragma rígido), ela apresenta rigidez à flexão para resistir a esforços oriundos do vento. Assim, lajes, vigas e pilares constituem o pórtico espacial onde todos os elementos formam uma estrutura de contraventamento.

Com o avanço tecnológico constante, os sistemas computacionais possibilitam ao engenheiro projetar estruturas cada vez mais esbeltas e econômicas, por meio de considerações que tornam a simulação das mesmas mais próxima da situação real. Como exemplos, podem-se citar a representação realística das ligações metálicas, por meio da utilização de ligações rotuladas, semi-rígidas e rígidas. Porém, essas considerações tornam a estrutura mais flexível, prejudicando a rigidez a esforços horizontais e a estabilidade global do sistema.

Em edifícios metálicos altos, pavimentos que têm sistema estrutural apresentados no item 2.2, são essenciais para a estabilidade global. Porém, em edifícios baixos, como por exemplo, *shoppings* de até cerca de 25 m de altura, muitas vezes não existem esses elementos. Logo, a consideração da rigidez à flexão da laje é fundamental para a comprovação da estabilidade global da estrutura.

A norma NBR 8800 (ABNT, 2008), determina que, por conveniência de análise, é possível identificar dentro da estrutura, subestruturas que, devido à sua grande rigidez a ações horizontais, resistem à maior parte dessas ações. Tais estruturas são denominadas subestruturas de contraventamento, que podem ser pórticos em forma de treliças, paredes de cisalhamento, núcleos resistentes e pórticos nos quais a estabilidade é assegurada pela rigidez à flexão das barras e pela capacidade de transmissão de momento das ligações.

Contudo, os elementos que não participam dos sistemas resistentes a ações horizontais são ditos elementos contraventados. As forças que estabilizam esses elementos devem ser transferidas para as subestruturas de contraventamento e serem consideradas no dimensionamento.

Os elementos que não dependem das subestruturas de contraventamento para sua estabilidade são ditos elementos isolados.

Segundo Franco (1985), num edifício alto, cada elemento estrutural deve contribuir para a estabilidade lateral em grau maior ou menor. No passado, eram encontradas situações em que a presença de pilares com rigidez elevada, conduzia a suposição que eles fossem os únicos elementos de contraventamento, desprezando-se o restante da estrutura, que deveria então ser considerada contraventada. Atualmente, porém, com o enorme progresso da análise matricial computadorizada, tornou-se claro que a consideração de um grande número de elementos, mesmo esbeltos, é de fundamental importância para a eficiência e a economia do sistema de contraventamento. Assim, considera-se a estrutura toda como sendo o contraventamento.

E ainda, Franco (1985) encontrou vários casos em que o uso do modelo espacial abrangente, que incluía não somente os pilares-parede (elevadores e escadas), mas também pórticos esbeltos, alguns dos quais formados por pilares solidarizados a faixas de lajes, aumentou a rigidez global do edifício de um fator 4, com relação a rigidez devida apenas a pilares-parede.

### **2.3.6 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS**

Segundo Salgueiral (2012), o Método dos Elementos Finitos (MEF) consiste basicamente em uma adaptação/modificação de métodos de aproximação para resolução de equações diferenciais conhecidos no início do século passado, como por exemplo o Método de Ritz (1909), e consolidado pelo trabalho de Courant, em 1943. O MEF, em sua forma mais comum, corresponde ao Método dos Deslocamentos, no qual as incógnitas são os deslocamentos e as solicitações são conhecidas. Trata-se de um método exigente em termos de cálculo, pois envolve operações aritméticas sobre matrizes de grandes dimensões. Contudo somente nos últimos 30 anos devido aos grandes avanços tecnológicos houve uma importante evolução do método.

Ele é atualmente considerado um método matemático para a solução de equações diferenciais parciais, comumente encontradas em problemas de Engenharia, embora tenha tido um desenvolvimento com base mais física, antes do desenvolvimento matemático posterior. O método é utilizado largamente em casos onde não existe solução exata, sendo levantada a questão de exatidão de uma aproximação pelo MEF. A solução obtida deve ser sempre verificada de acordo com (HUTTON, 2004):

- Convergência numérica;
- Razoabilidade do resultado obtido;
- Consistência com as leis físicas do problema em causa (Estrutural – a estrutura está em equilíbrio);
- Descontinuidade razoável das variáveis derivadas nas fronteiras entre os elementos.

No pré-processamento ocorre a divisão do domínio em uma malha de elementos finitos suficientemente refinada para garantir a precisão dos resultados, mas sem comprometer o tempo da análise. Deve-se prever a graduação dos tamanhos dos elementos de tamanho inferior ou superior em zonas de mudança abrupta das variáveis de campo (zonas de mudança de geometria ou zonas próximas as cargas pontuais, havendo a possibilidade de utilização de malhas mais grosseiras em áreas aonde as variáveis de campo são constantes (COOK, 1994). Para escolha da tipologia de elementos são comumente utilizados os elementos unidimensionais, bidimensionais, tridimensionais, assimétricos e de casca.

A seguir apresentam-se os passos para o correto pré-processamento no MEF (COOK, 1994; HUTTON, 2004):

- Definição do domínio correto do problema;
- Definição do tipo de elementos a utilizar;
- Definição das propriedades materiais e geométricas dos elementos;
- Definição das conectividades dos elementos (malha do modelo);
- Definição das variáveis de campo (condições de contorno);
- Definição dos carregamentos (forças, fluxo de calor etc.)

A fase do pós-processamento consiste na análise dos resultados simulados sendo de extrema importância a análise crítica para aceitabilidade ou não dos resultados. É característica dessa fase a verificação do equilíbrio estático, da obtenção dos coeficientes de segurança e da visualização da estrutura em sua forma deformada.

Na intenção de apenas apresentar o MEF no âmbito do presente trabalho, em que as lajes quando aplicadas nos modelos analisados, foram escolhidas modelos do tipo casca para melhor refinamento dos resultados nos cálculos dimensionais e de deslocabilidade. Uma vez verificado o modelo sem essas atribuições foi perceptível uma certa descontinuidade dos resultados de deslocabilidade global dos modelos adotados.

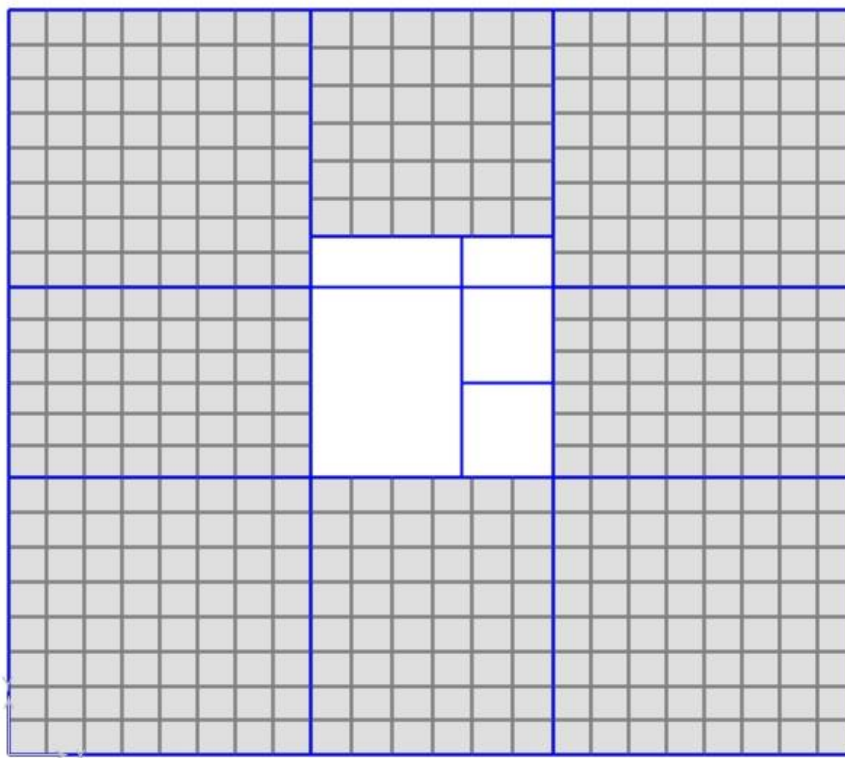
### 3 ESTUDO DE CASO: TIPOLOGIA DAS ESTRUTURAS E METODOLOGIA

#### 3.1 METODOLOGIA GERAL

As análises estruturais foram modeladas tridimensionalmente por meio de elementos reticulados (barras), delimitados pelos nós (ligações), utilizando análise estrutural direta no programa de cálculo SAP2000©, versão 19.1, desenvolvido e comercializado pela CSI© (*Computer and Structures, Inc*). Para simulação das lajes são criados elementos de cascas simplesmente apoiado nas vigas como condições de contorno, sendo considerados como diafragmas rígidos para as análises, contribuindo para a rigidez da estrutura frente às ações horizontais, e não se deformando axialmente quando solicitadas (BORGES, 2009).

Posteriormente, realizaram as verificações com o intuito de analisar as contribuições das lajes no aumento da rigidez dos sistemas de estabilização frente aos deslocamentos horizontais. Na Figura 3.1 mostra-se a discretização dos elementos de lajes que foram utilizados para obtenção dos resultados numéricos, sendo as condições de contorno como simplesmente apoiadas nas vigas.

Figura 3.1: Discretização dos elementos de laje tipo casca



Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)



A maioria das vigas são aplicadas considerando suas ligações rotuladas (flexíveis), não recebendo momentos provenientes dos pilares, sendo responsáveis apenas pelo suporte das cargas verticais das lajes e das alvenarias. As mesmas são calculadas admitindo-se a não contribuição do concreto das lajes, sendo que os conectores de cisalhamento serão utilizados apenas para ligação.

As cargas verticais utilizadas são adotadas pela norma NBR 6120 (ABNT, 2000), sendo explicitas pelo peso próprio (PP) e sobrecarga de projeto (SC). Para as cargas laterais, foi aplicada a ação do vento, que é regida pela norma NBR 6123 (ABNT, 2013). Tais carregamentos são analisados nas direções X, Y, -X e -Y, conforme a referida norma.

A partir dos carregamentos, foram criadas as combinações de cálculo conforme as recomendações prescritas na norma NBR 8800 (ABNT, 2008), sendo realizado o pré-dimensionamento da estrutura para o Estado Limite de Serviço (ELS) e o Estado Limite Último (ELU). Todavia, para efeito teórico, o trabalho também aborda um carregamento simples de serviço, onde não foram utilizados os coeficientes da norma referida, sendo que de certa forma, são inerentes para o objetivo principal das análises comparativas.

Sendo assim, ressalta-se que as análises numéricas foram modeladas por meio da comparação dos sistemas estruturais com tipologias de contraventamento principal através de treliças verticais, sistema de pórticos rígidos, e finalmente, sistemas modernos *belt-trusses* e *outriggers-trusses*, variando-se a altura total, e comparando-se o modelo com a contribuição real das lajes.

Após a realização do pré-dimensionamento estrutural, com análise linear, obtêm-se as soluções dos perfis necessários para a viabilidade do projeto. Uma vez feita essa etapa, as estruturas são analisadas de forma não-linear.

### **3.2 ANÁLISE LINEAR**

Semelhante ao trabalho de Retore, Kimura e Penner (2016), as análises lineares são feitas sem considerar as não linearidades geométricas ou de material. Dessa forma, são obtidos os valores dos deslocamentos de cada pavimento para cada sistema estudado. Tais deslocamentos extraídos para a combinação 1, apresentada no item 3.5.5.2, são provenientes da soma de cada ação. Tal soma resultou em um deslocamento global, com suas respectivas rotações dos nós de cada pavimento do ponto analisado.

### 3.3 ANÁLISE NÃO LINEAR

Analogamente, as modelagens lineares dos modelos estudados, foram repetidos os processos analisando a não linearidade. O próprio *software* (SAP2000), utilizado permite que sejam atribuídos os efeitos de segunda ordem gerados pelas ações aplicados na estrutura (RETORE; KIMURA; PENNER, 2016).

### 3.4 ANÁLISE COMPARATIVA

A partir dos resultados obtidos torna-se possível analisar de forma comparativa a eficiência de cada sistema nas seguintes avaliações (RETORE, KIMURA e PENNER: 2016):

- Análise do dimensionamento estrutural em termos da combinação dos estados limites de serviço, tendo como referência a combinação 1;
- Comparação nos deslocamentos globais do topo do edifício para os diferentes sistemas estruturais, considerando com ou sem as lajes atuando como diafragma rígidos;
- Comparação das análises de primeira e segunda ordem em cada um dos sistemas estudados, classificando-os em grande, média ou pequena deslocabilidade, segundo as normas NBR 8800 (ABNT, 2008) e NBR 6118 (ABNT, 2014).

### 3.5 DESLOCABILIDADE GLOBAL

Segundo Franco (1985), sob a ação de cargas verticais e especialmente horizontais, os deslocamentos laterais dos nós de uma estrutura podem causar apreciáveis efeitos de 2ª ordem; no caso de valores significativos desses efeitos, a estrutura é considerada de “nós móveis”; caso contrário, de “nós fixos”.

Para que uma estrutura seja considerada de nós fixos, os deslocamentos dos nós devem resultar em acréscimos totais de até 10% nos momentos fletores de 1ª ordem. Deve-se frisar que, para essas estruturas, os pilares podem apresentar esbeltez tal que se faça necessária a análise dos efeitos locais de 2ª ordem (GOULART, 2008).

O método escolhido para análise da deslocabilidade da estrutura varia em função de alguns fatores, entre os quais: a importância da obra, a sensibilidade da estrutura aos efeitos de 2ª ordem e os algoritmos computacionais disponíveis.

Apresentam-se as características de alguns métodos.

### 3.5.1 MÉTODO REFINADO

Esse método é o mais completo, uma vez que contempla a não-linearidade física e geométrica do concreto armado. Os passos listados a seguir são processados para cada nível de carregamento da estrutura (GOULART, 2008).

- a) Atribuem-se aos elementos estruturais rigidezes à flexão (EI) e axial (EA), obtidas por meio da geometria e características físicas das seções, incluindo as armações existentes. É feita uma análise de 2ª ordem, através da qual obtêm-se esforços solicitantes normal (N) e momento fletor (M) e deslocamentos.
- b) Obtêm-se nova rigidez EI por meio das relações momento-curvatura para cada peça, com seu respectivo esforço normal e armadura.
- c) Retorna-se à etapa (a).

O processo é repetido até que se obtenha uma diferença menor do que a tolerância preestabelecida entre deslocamentos obtidos em análises consecutivas.

Existem rotinas computacionais que permitem a utilização desse método. Porém, para a maioria das estruturas encontradas na prática, com número grande de barras e placas, ainda não é possível sua aplicação, pelo elevado custo e tempo de processamento (GOULART, 2008).

### 3.5.2 EFEITO P-DELTA

Franco (1985) mostra como se procede a aplicação do método P-Delta, em que inicialmente é feita uma análise linear de 1ª ordem da estrutura, obtendo-se os deslocamentos horizontais dos seus nós. Cada barra vertical da estrutura apresenta uma configuração deformada em relação ao seu eixo original, conforme mostrado na Figura 3.2. Essa que mostra também uma situação estática equivalente à excentricidade da força normal, representada pelo binário  $V_i$ .

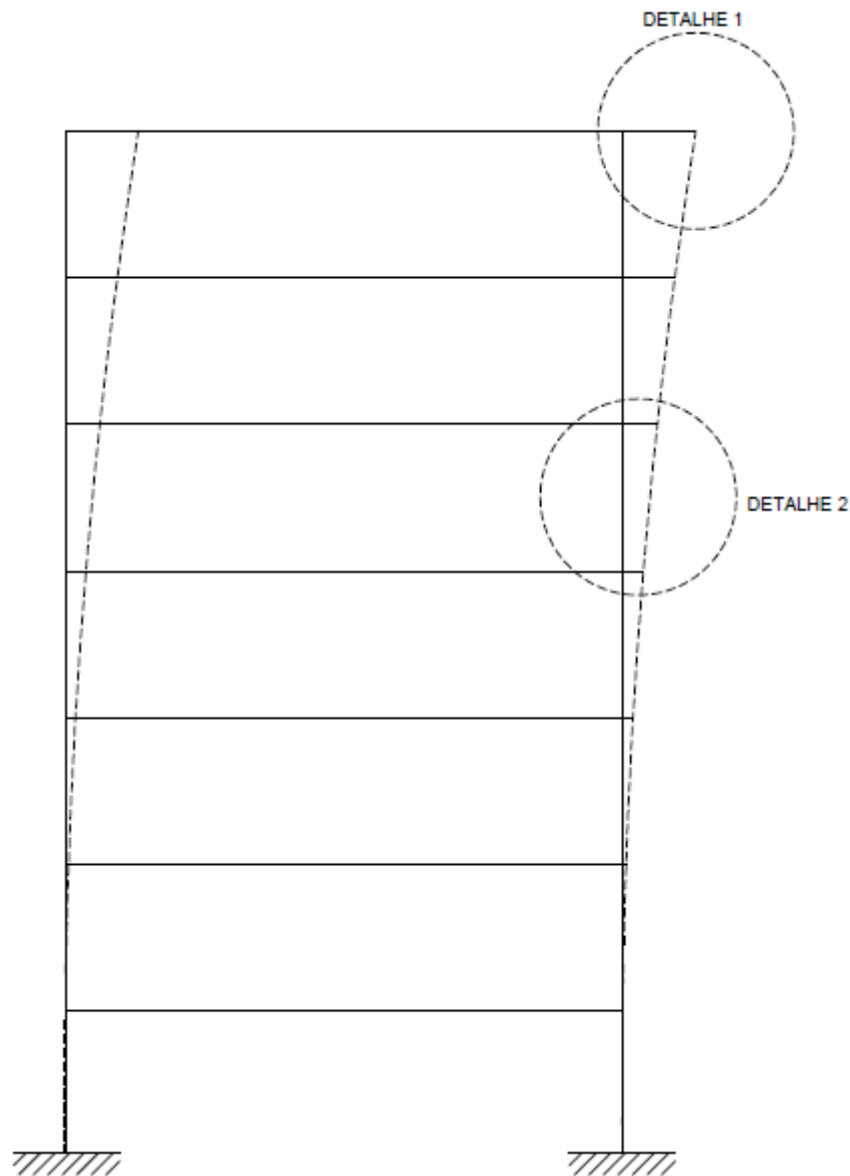
$$V_i = \frac{N \cdot a}{L} \quad 3.1$$

Sendo  $V_i$  o esforço cortante,  $N$  o esforço normal,  $a$  a deslocabilidade e  $L$  a altura do pavimento analisado.

Assim, os efeitos dos deslocamentos laterais dos nós podem ser implementados aplicando nas barras da estrutura indeformada por meio desses binários. Esse método é relativamente simples para aplicação em sistemas computacionais.

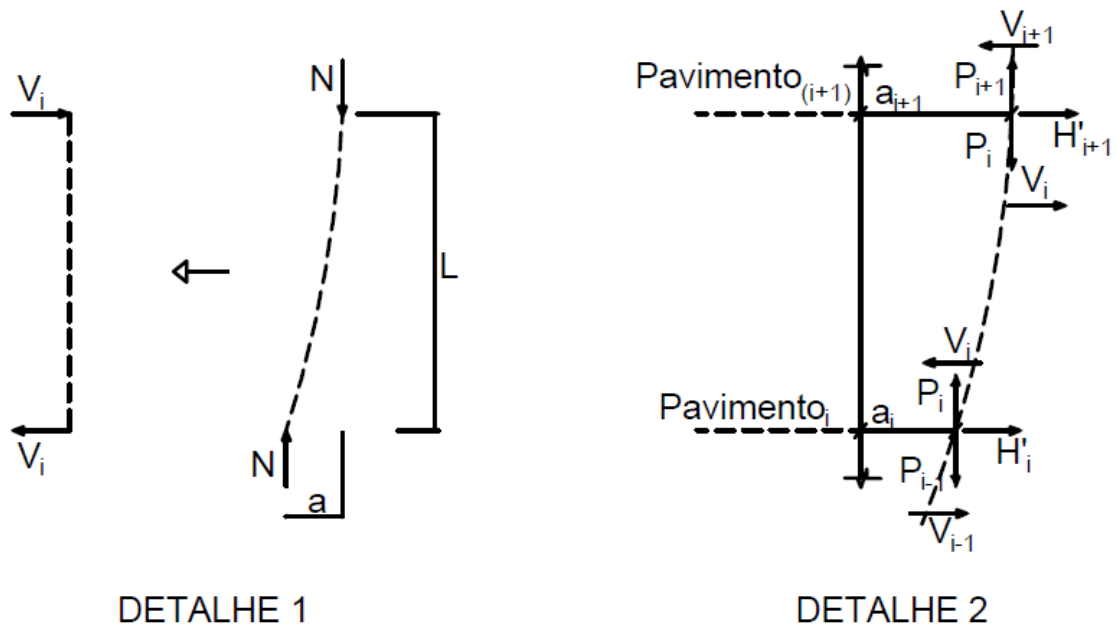
Nas estruturas da prática, onde há centenas ou milhares de barras, o método consiste em encontrar os esforços horizontais fictícios nas barras em cada pavimento. Posteriormente, deve-se determinar a diferença entre esses esforços nas barras superior e inferior em um determinado nível estrutural, conforme as Equações 3.2 e 3.3, que é aplicada na estrutura. Essa metodologia é ilustrada nas Figuras 3.2 e 3.3.

Figura 3.2: Ideia básica do efeito P-delta



Fonte: GOULART (2008)

Figura 3.3: Equivalência das cargas do efeito P-Delta



Fonte: GOULART (2008)

$$V_i = \frac{P_i \cdot a_i}{L} \quad 3.2$$

$$H_i = |V_i| - |V_{i-1}| \quad 3.3$$

Sendo  $V$  o esforço cortante,  $N$  o esforço normal,  $a$  a deslocabilidade e  $L$  a altura do pavimento analisado,  $P$  o carregamento aplicado e  $H$  a resultante de forças na direção horizontal, conforme a Equação 3.3.

Por meio dessas forças horizontais fictícias sobrepostas às reais, obtêm-se novos deslocamentos. Repete-se esse processo até que a diferença entre os deslocamentos para duas iterações consecutivas seja menor do que uma tolerância pré-estabelecida, quando se tem os esforços e deslocamentos finais da estrutura procurados.

### 3.5.3 MÉTODO DA AMPLIFICAÇÃO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES

Segundo a norma NBR 8800 (ABNT, 2008), em cada andar das estruturas analisadas, o momento fletor e a força axial solicitantes de cálculo,  $M_{sd}$  e  $N_{sd}$  devem ser determinados por:

$$M_{sd} = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad 3.4$$

$$N_{sd} = N_{nt} + B_2 N_{lt} \quad 3.5$$

$M_{nt}$  e  $N_{nt}$  são respectivamente, o momento fletor e a força axial solicitantes de cálculo, obtidos por análise elástica de primeira ordem, com os nós da estrutura impedidos na direção horizontal.

$M_{lt}$  e  $N_{lt}$  são respectivamente, o momento fletor e a força axial solicitantes de cálculo, obtidos por análise elástica de primeira ordem, correspondentes apenas ao efeito dos deslocamentos horizontais dos nós da estrutura.

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{N_{sdl}}{N_e}} \quad 3.6$$

Sendo  $N_e$  a força axial de flambagem elástica por flexão da barra no plano de atuação do momento fletor, calculada com o comprimento real da barra, considerando, se for o caso, a imperfeição inicial do material;  $N_{sdl}$  a força axial de compressão de cálculo na barra considerada, em análise de primeira ordem ( $N_{sdl} = N_{nt} + N_{lt}$ ) e  $C_m$  é um coeficiente igual a:

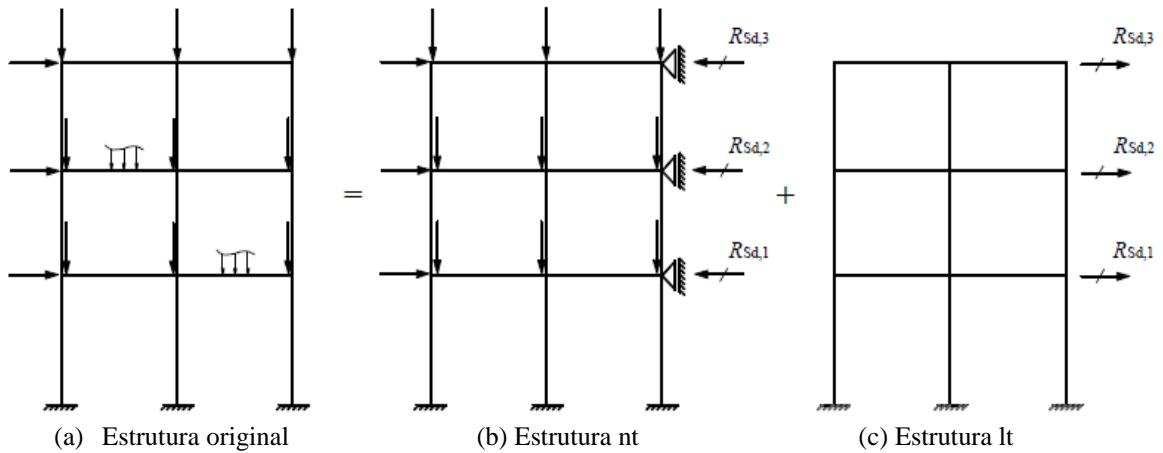
- Se não houver forças transversais entre as extremidades da barra no plano de flexão:

$$C_m = 0,60 - 0,40 \frac{M_1}{M_2} \quad 3.7$$

Sendo  $M_1/M_2$  a relação entre o menor e o maior dos momentos fletores solicitantes.

- Se houver forças transversais entre as extremidades da barra no plano de flexão, o valor de  $C_m$  é tomado igual a 1,0.

Figura 3.4: Modelo para análise



Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008)

Se a força axial solicitante de cálculo na barra for de tração, deve-se tomar  $B_1$  igual a 1,0.

O coeficiente  $B_2$  é dado por:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{1}{R_s} \frac{\Delta_h}{h} \frac{\sum N_{sd}}{\sum H_{sd}}} \quad 3.8$$

Sendo  $\sum N_{sd}$  é a carga gravitacional total que atua no andar considerado;  $R_s$  coeficiente de ajuste, igual a 0,85 onde o sistema resistente a ações horizontais, e é constituído apenas por subestruturas de contraventamento formadas por pórticos nos quais a estabilidade lateral é assegurada pela rigidez à flexão das barras e pela capacidade de transmissão de momentos das ligações e igual 1,0 para as demais estruturas;  $\Delta_h$  o deslocamento horizontal relativo entre os níveis superior e inferior no andar considerado;  $\sum H_{sd}$  é a força cortante no andar, produzida pelas forças horizontais de cálculo atuantes utilizadas para calcular  $\Delta_h$ ;  $h$  a altura do andar (distância do eixo médio de vigas de dois andares consecutivos).

### 3.5.4 CLASSIFICAÇÃO DAS ESTRUTURAS

Segundo Bellei (2008), as estruturas podem ser classificadas quanto ao sistema de contraventamento e quanto à deslocabilidade:

- a) Contraventamento: resistem aos efeitos das ações horizontais e das imperfeições geométricas e podem ser classificados como contraventados e não contraventados:
  - Contraventados: o sistema de estabilização é composto por diagonais ou paredes de cisalhamento, conforme a Figura 3.5, submetido a um carregamento padrão;
  - Não contraventados: a estabilização é garantida pela rigidez à flexão das ligações de vigas e pilares. São os sistemas de pórticos rígidos apresentados no item 2, e demonstrado na Figura 3.6 submetido ao mesmo carregamento do sistema contraventado.
- b) Deslocabilidade: são classificados em sistemas deslocáveis e indeslocáveis. Uma estrutura é considerada indeslocável quando a influência dos efeitos de 2ª ordem puder ser desprezada (LIEW; CHEN, 1999). Para verificação deve ser analisada a razão entre os deslocamentos de 2ª ordem ( $u_2$ ) e de 1ª ordem ( $u_1$ ), ou pela razão entre os deslocamentos relativos entre pavimentos e a altura do pavimento.

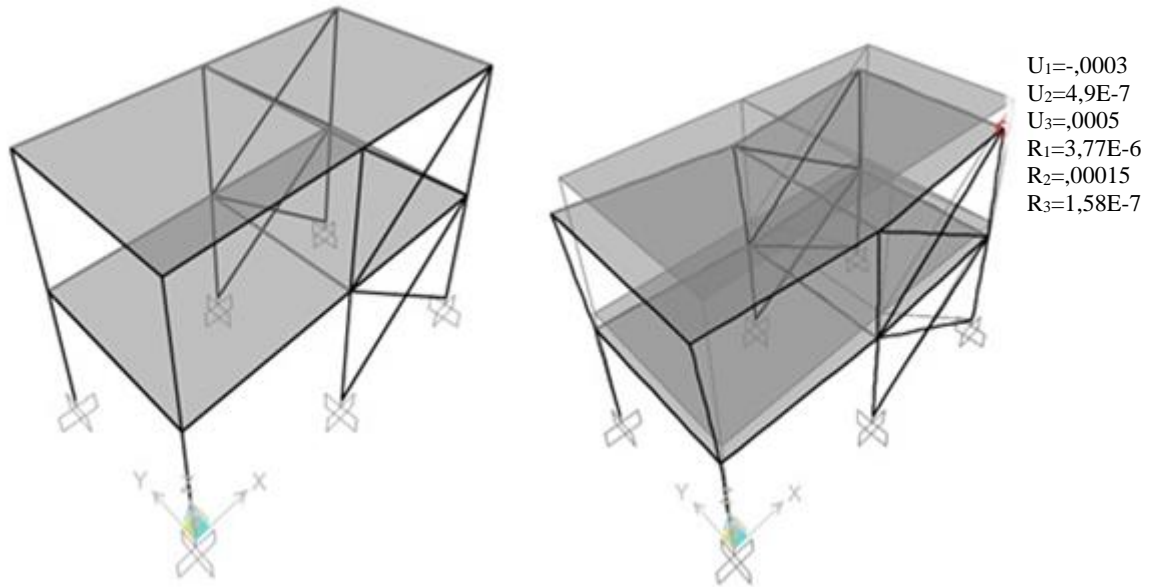
Conforme a norma NBR 8800 (ABNT, 2008), a classificação das estruturas quanto à deslocabilidade são:

- Pequena deslocabilidade:  $u_2/u_1 < 1,10$ ;
- Média deslocabilidade:  $1,10 < u_2/u_1 < 1,40$ ;
- Grande deslocabilidade:  $u_2/u_1 > 1,40$ .

Nessa etapa deve-se utilizar as combinações últimas de ações para as cargas solicitantes horizontais e gravitacionais, sendo que nas estruturas de pequena e média deslocabilidade deve ser considerado as imperfeições geométricas iniciais por meio do deslocamento horizontal entre os pavimentos de  $h/333$ , sendo  $h$  a altura do andar. Admite-se ainda que esses efeitos sejam levados em conta pela aplicação, em cada andar, de uma força horizontal equivalente a 0,3% das cargas gravitacionais aplicadas em todos os pilares do andar considerado, conforme o item 4.9.7.1.1 da norma NBR 8800 (ABNT, 2008).

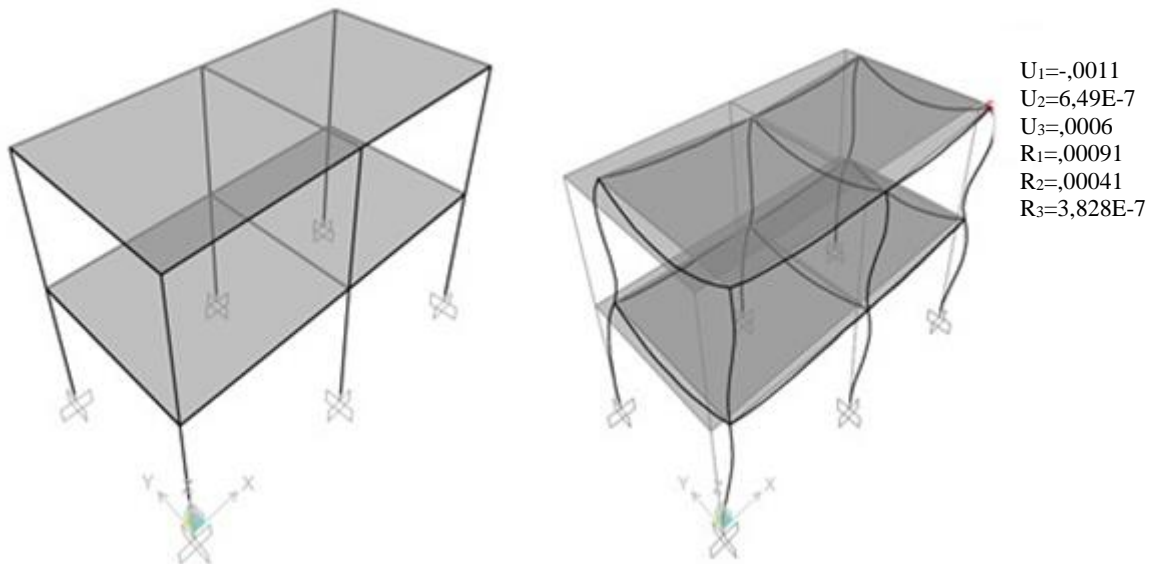


Figura 3.5: Sistema contraventado com diagonais em X: Deslocamento:  $U_x = 0,3\text{mm}$



Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)

Figura 3.6: Sistema rígido: Deslocamento  $U_x = 1,10\text{mm}$ , aumento do deslocamento em 367% comparado ao sistema contraventado



Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)

E ainda, nas estruturas de média deslocabilidade, os efeitos das imperfeições iniciais de material devem ser levados em conta na análise, reduzindo-se a rigidez à flexão e axialmente das barras para 80% da resistência original, conforme o item 4.9.7.1.2 da norma NBR 8800 (ABNT, 2008).

No caso de estruturas de grandes deslocabilidades deve-se realizar um rigoroso dimensionamento, levando-se em conta os efeitos das não-linearidades geométricas e de material.

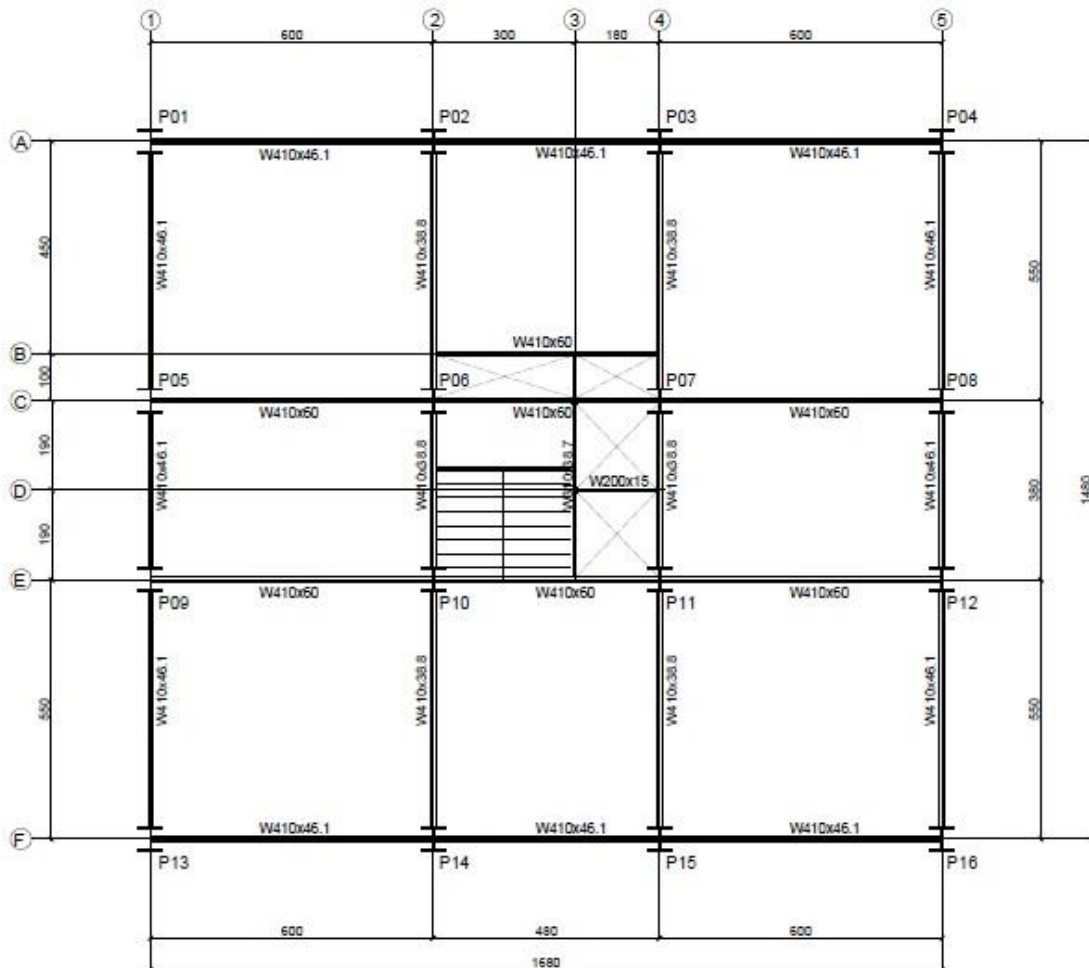
### 3.5.5 TIPOLOGIA DAS ESTRUTURAS: CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

O modelo do edifício abordado, elaborado pelo autor, foi concebido em estruturas de aço para os principais elementos estruturais como vigas, pilares e contraventamento. A partir desse modelo e do pavimento tipo, a altura foi variada de 01 a 45 andares, e alternando a tipologia de sistemas estruturais, de contraventamento em treliças verticais para o sistema de pórticos rígidos. Finalmente, foram abordados sucintamente os sistemas de Cintas Treliçadas e *Outriggers-Truss*.

Seguem as principais características dos elementos estruturais, e na Figura 3.7 a planta baixa do pavimento tipo adotado para as modelagens:

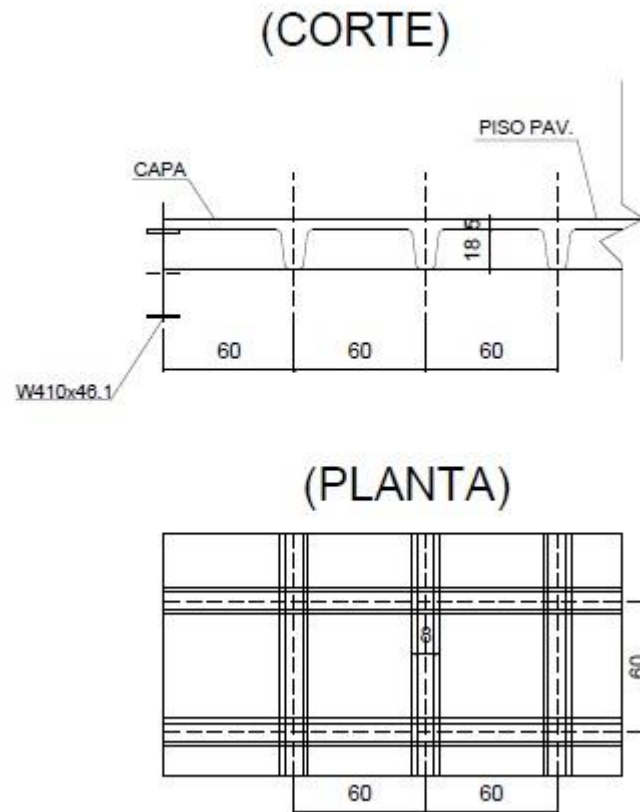
- A altura entre os pavimentos (pé direito) é de 3,0m;
- A localização do edifício é na cidade de Belo Horizonte, Minas Gerais;
- As lajes são nervuradas bidirecionais de 23cm de altura total (capa cinco centímetros e altura de nervura de 18cm – Forma ATEX 180, conforme apresentado na Figura 3.8;
- As vigas, em sua maioria, são formadas por perfis laminados comerciais, tipologia I de abas paralelas, da GERDAU;
- Os pilares e elementos do contraventamento são de perfis do tipo Coluna Soldada, denominados CS, padronizados pela norma NBR 5884 (ABNT, 2000);
- Para todos os perfis estruturais o aço utilizado é o ASTM A-572, grau 50, com módulo de elasticidade (E) de 205 GPa, com tensão de escoamento ( $f_y$ ) de 345Mpa;
- As vigas são dimensionadas sem a consideração da contribuição do concreto;
- Para análise da contribuição das lajes, são realizados primeiramente o dimensionamento sem a consideração das mesmas, posteriormente, são consideradas a contribuição das lajes sendo que, a partir de uma certa altura, a análise é de forma não linear (com efeitos de 2ª Ordem).

Figura 3.7: Planta Forma Pavimento-Tipo (Medidas em cm)



Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)

Figura 3.8: Detalhe Laje Nervurada ATEX 180 (Medidas em cm)



Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)

### 3.5.5.1 CONTRAVENTAMENTO COM TRELIÇAS VERTICAIS

Por possuírem subestruturas de contraventamento, as estruturas contraventadas têm por finalidade absorver geralmente esforços horizontais, aliviando a estrutura principal quanto às deformações oriundas desses esforços. Em edifícios de andares múltiplos, o contraventamento aumenta a rigidez lateral quanto às ações do vento, abalos sísmicos e esforços excepcionais.

Os sistemas de estabilização foram apresentados no item 2.2, e nesse presente estudo de caso é utilizado o sistema treliçado, composto por treliças verticais denominado sistema contraventado, que são muito usuais em edifícios metálicos que são formados por quadros rotulados (nós flexíveis), que recebem as cargas verticais e treliças verticais responsáveis por absorverem as cargas horizontais.

A localização das treliças verticais depende do *layout* arquitetônico do edifício, em que fatores como iluminação, circulação e ocupação são primordiais para a determinação do local das mesmas. Nesse estudo, as treliças estão localizadas na face externa da edificação, ressaltando a importância da compatibilização dos projetos estruturais com o arquitetônico, tendo em vista itens essenciais da edificação como portas e janelas, por exemplo, podendo serem utilizados contraventamentos de tipo Y ou K.

Bellei e Pinho (2008) descrevem que essa tipologia de sistema torna a estrutura mais econômica, mais fácil de ser calculada, fabricada e montada reduzindo a quantidade de material. Machado (2012) cita que esse sistema é ideal para edifícios de até 40 pavimentos, além de proporcionar facilidades na execução das ligações flexíveis, promovendo baixos deslocamentos horizontais, ressaltando-se que os pilares são dimensionados basicamente aos esforços normais.

Fabrizzi (2007) afirma que as treliças verticais podem ser posicionadas no núcleo ou nas fachadas, sendo que nessa última posição, ocorre o maior controle quanto às deformações horizontais. E ainda, podem ser acrescentadas treliças horizontais em alguns andares, geralmente no último ou à meia altura do edifício. Nesse caso, essas treliças horizontais são denominadas de Cintas horizontais (*Belt trusses*), sendo que estas são ligadas rigidamente, ou não, com as treliças verticais mobilizando os pilares externos para que os mesmos contribuam para a estabilidade horizontal. Machado (2012) cita que esse conjunto de treliças verticais e horizontais reduzem os momentos fletores e, conseqüentemente, melhoram a eficiência do sistema, sendo possível conceber estruturas econômicas de até 60 pavimentos, além da economia nas fundações.

### 3.5.5.2 CARREGAMENTOS

- **CARGAS GRAVITACIONAIS**

As cargas adotadas citadas no item 3.1, de acordo com a norma NBR 6120 (ABNT, 2000) são:

- Alvenaria de vedação em blocos cerâmicos sobre vigas.....12,50kN/m<sup>3</sup>  
(Paredes externas com espessura de 20 cm e paredes internas com espessura de 15cm)
- Revestimento das lajes (Espessura 5cm) .....1,0kN/m<sup>2</sup>
- Sobrecarga de utilização para edifícios residenciais.....1,50kN/m<sup>2</sup>
- Cargas de caixa d'água referente a 40% do volume total estimado.....1,0kN/m<sup>3</sup>

No caso das cargas acidentais são respeitados os critérios de redução da norma NBR 6120 (ABNT, 2000), conforme apresentado na Tabela 3.1.

Tabela 3.1: Redução de Cargas

Número de pisos que atuam sobre o elemento	Redução percentual das cargas acidentais (%)
1,2 e 3	0
4	20
5	40
6 ou mais	60
Nota: Para efeito de aplicação destes valores, o forro deve ser considerado como piso.	

Fonte: ELABORADO PELO AUTOR, BASEADO NA NORMA NBR 6120 (ABNT 2000)

### • CARGAS HORIZONTAIS

As forças horizontais oriundas da ação do vento são as mais importantes no estudo da estabilidade global de uma estrutura. Em estruturas de carregamento ou geometria assimétrica, cargas verticais também provocam deslocamentos horizontais e afetam sua estabilidade.

Na realidade, a ação do vento constitui uma ação dinâmica. Porém, é permitida uma simplificação na norma NBR 6123 (ABNT, 2013, na qual essa carga pode ser considerada estática e são determinadas do seguinte modo:

- a) Define-se a velocidade básica do vento  $V_0$ , adequada ao local onde a estrutura será construída, de acordo com um mapa de isopletas. A velocidade básica  $V_0$  é a velocidade de uma rajada de 3s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 metros acima do terreno, em campo aberto e plano.
- b) Calcula-se a velocidade característica do vento  $V_k$  conforme a expressão:

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad 3.9$$

Sendo  $S_1$  o fator que leva em conta a topografia do terreno;  $S_2$  o fator que considera a rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura acima do terreno;  $S_3$  fator que leva em conta o grau de segurança requerido e vida útil da edificação.

c) Calcula-se a força estática da ação do vento, conforme as equações:

$$F_a = C_a A_e q \quad 3.10$$

$$q = \frac{V_k^2}{1,63} = 0,613 V_k^2 \quad 3.11$$

Sendo que  $q_k$  a pressão dinâmica do vento N/m<sup>2</sup>;  $C_a$  o coeficiente de arrasto conforme a norma NBR 6123 (ABNT, 2013);  $A_e$  a área frontal efetiva: área de projeção ortogonal da edificação, estrutura ou elemento estrutural sobre um plano perpendicular à direção do vento (“área sombra”).

As cargas provenientes aos efeitos de vento são consideradas nas direções X, Y, -X e -Y, respeitando os parâmetros da norma NBR 6123 (ABNT, 2013):

- $V_0$  – Velocidade básica do vento.....30m/s
- $S_1$  – Fator topográfico.....1
- $S_2$  – Categoria de rugosidade.....VI
- $S_3$  – Fator estatístico.....1
- Coeficiente de arrasto..... $C_a(x-x)=1,44$  e  $C_a(y-y)=1,47$

Dessa forma, para o fator  $S_2$ , tem-se:

$$S_2 = b F_r \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad 3.12$$

Sendo que  $b$ ,  $F_r$  e  $p$  são parâmetros meteorológicos ( $b=0,85$  e  $F_r=0,98$ ) segundo o item 5.3.3 da norma NBR 6123 (ABNT, 2013).

d) Equação de Bernoulli:

A norma NBR 6123 (ABNT, 2013) baseia-se nos princípios expostos por Daniel Bernoulli, em sua obra Hidrodinâmica (1738) e expressa que em um fluido ideal (sem viscosidade nem atrito) em regime de circulação por um conduto fechado, a energia que possui o fluido permanece constante ao longo de seu percurso. A energia de um fluido em qualquer momento consta de três componentes energéticos: energias cinética, potencial e de fluxo. Dessa forma, apresenta-se a clássica equação de Bernoulli:

$$\frac{V^2}{2} + \frac{P}{\rho} + gh = constante \quad 3.13$$

Sendo V a velocidade do fluido, P a pressão, g a aceleração da gravidade e h a altura do corpo fluido.

No caso da ação do vento, a componente de energia cinética da Equação 3.13 fornece a pressão dinâmica do vento em sua forma clássica, isto é:

$$q = \frac{\rho V^2}{2} \quad 3.14$$

Sendo  $\rho$  é a densidade do ar, de valor 1,2928Kg/m<sup>3</sup> e V=30m/s (Cidade de Belo Horizonte).

Portanto, para esse trabalho, foi adotada para os carregamentos horizontais a pressão dinâmica de vento da equação clássica 3.14. Dessa forma, a partir da carga de vento adotada proveniente da Equação 3.14, foram encontradas as cargas distribuídas em toda a estrutura de forma integral.

A partir dos carregamentos, são criadas as combinações de cálculo, considerando o peso próprio (PP), as cargas permanentes de alvenaria e revestimentos (CP), as sobrecargas de projeto (SC) e as cargas de vento citadas. Para a análise da resistência, as combinações normais para Estados Limites Últimos são:

$$ELU1: 1,25PP + 1,35CP + 1,5SC$$

$$ELU2 \text{ a } ELU5: 1,00PP + 1,00CP + 1,4(V_x \text{ ou } V_y \text{ ou } V_{-x} \text{ ou } V_{-y})$$

$$ELU6 \text{ a } ELU9: 1,25PP + 1,35CP + 0,75SC + 1,4(V_x \text{ ou } V_y \text{ ou } V_{-x} \text{ ou } V_{-y})$$

$$ELU10 \text{ a } ELU13: 1,25PP + 1,35CP + 1,5SC + 0,84(V_x \text{ ou } V_y \text{ ou } V_{-x} \text{ ou } V_{-y})$$

Para o dimensionamento à resistência, a norma NBR 6123 (ABNT, 2013) determina que as pressões de vento tenham 63% de probabilidade de serem excedidas em 50 anos. Contudo, para a análise de Estados Limites de Serviço (ELS) o ASCE 7 (2010), baseado em seu Apêndice C, determina que o tempo de recorrência seja de 10 anos para ações de vento em edificações comuns. E ainda, de acordo com os códigos norte-americanos, o AISC *Design Guide* 03 (2010), complemento da norma AISC 360 (2010), impõe que, para as ações de vento com recorrência de 10 anos, as mesmas sejam equivalentes a 70% do valor das ações de vento com recorrência de 50 anos.



Dessa forma, as combinações adotadas para os Estados Limites de Serviço são:

$$\text{ELS1: } 1,00\text{PP} + 1,00\text{CP} + 0,60\text{SC}$$

$$\text{ELU2 a ELU5: } 1,00\text{PP} + 1,00\text{CP} + 0,70(\text{V}_x \text{ ou } \text{V}_y \text{ ou } \text{V}_{-x} \text{ ou } \text{V}_{-y})$$

$$\text{ELU6 a ELU9: } 1,00\text{PP} + 1,00\text{CP} + 0,60\text{SC} + 0,70(\text{V}_x \text{ ou } \text{V}_y \text{ ou } \text{V}_{-x} \text{ ou } \text{V}_{-y})$$

Como o intuito do trabalho são análises comparativas da contribuição ou não das lajes atuando como diafragmas rígidos, é ainda, realizada uma combinação de estudo prático que não utiliza nenhum coeficiente regido pelas normas, dessa forma todos os resultados estão baseados na seguinte combinação:

$$\text{COMBINAÇÃO 1: } 1,00\text{PP} + 1,00\text{CP} + 1,00\text{SC} + 1,00(\text{V}_x \text{ ou } \text{V}_y \text{ ou } \text{V}_{-x} \text{ ou } \text{V}_{-y})$$

As cargas de vento da Combinação-1 são as apresentadas na Tabela 3.2, referentes à equação de Bernoulli, e na Tabela 3.3 estão apresentados os carregamentos escalonados a partir de cada pavimento, sendo baseados na norma NBR 6123 (ABNT, 2013), para efeito de dimensionamento dos perfis metálicos.

Tabela 3.2: Cargas horizontais de vento aplicadas nos pilares do edifício tipo. Direções X e Y (Cargas segundo a fórmula clássica de Bernoulli)

ELEVAÇÃO O-Z (m)	V <sub>k</sub> (m/s)	q <sub>k</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	C <sub>ax</sub>	C <sub>ay</sub>	A <sub>e</sub> (m <sup>2</sup> )	A <sub>e</sub> (m <sup>2</sup> )	F <sub>a-x</sub> (KN)	F <sub>a-y</sub> (KN)	CARGA PILAR (V <sub>y</sub> ) (KN)	CARGA PILAR (V <sub>y</sub> ) (KN)	CARGA PILAR (V <sub>x</sub> ) (KN)	CARGA PILAR (V <sub>x</sub> ) (KN)
					CV0	CV90	1/2	1/2	P2/P3; P14/P15 (Y)	P1/P4; P13/P16 (Y)	P2/P3; P14/P15 (X)	P1/P4; P13/P16 (X)
3,0	30,00	0,56	1,00	1,00	44,40	50,40	24,98	28,35	3,15	1,57	2,78	1,39
até												
135,0												

Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)

Tabela 3.3: Cargas horizontais de vento aplicadas nos pilares do edifício tipo. Direções X e Y - Cargas segundo a norma NBR 6123 (ABNT, 2013)

PAV .	ELEVAÇÃO Z(m)	V <sub>k</sub> (m/s)	q <sub>k</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	C <sub>ax</sub>	C <sub>ay</sub>	CV0	CV90	F <sub>a-x</sub> (kN)	F <sub>a-y</sub> (kN)	CARGA PILAR (V <sub>y</sub> ) (kN)	CARGA PILAR (V <sub>y</sub> ) (kN)	CARGA PILAR (V <sub>x</sub> ) (kN)	CARGA PILAR (V <sub>x</sub> ) (kN)
						A <sub>e</sub> (m <sup>2</sup> )	A <sub>e</sub> (m <sup>2</sup> )	1/2	1/2	P2/P3; P14/P15	P1/P4; P13/P16	P2/P3; P14/P15	P1/P4; P13/P16
1	3,0	21,50	0,283	1,15	1,21	44,4	50,4	14,47	17,28	2,40	1,20	1,81	1,21
2	6,0	23,44	0,337	1,15	1,21	44,4	50,4	17,20	20,55				
3	9,0	24,66	0,373	1,15	1,21	44,4	50,4	19,04	22,74				
4	12,0	25,57	0,401	1,15	1,21	44,4	50,4	20,46	24,43	2,94	1,47	2,21	1,48
5	15,0	26,29	0,424	1,15	1,21	44,4	50,4	21,63	25,84				
6	18,0	26,90	0,443	1,15	1,21	44,4	50,4	22,64	27,04				
7	21,0	27,42	0,461	1,15	1,21	44,4	50,4	23,53	28,10	3,28	1,64	2,47	1,65
8	24,0	27,88	0,476	1,15	1,21	44,4	50,4	24,33	29,06				
9	27,0	28,29	0,491	1,15	1,21	44,4	50,4	25,06	29,93				
10	30,0	28,67	0,504	1,24	1,35	44,4	50,4	27,74	34,28	3,94	1,97	2,87	1,91
11	33,0	29,01	0,516	1,24	1,35	44,4	50,4	28,41	35,11				
12	36,0	29,33	0,527	1,24	1,35	44,4	50,4	29,03	35,88				

Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)

Tabela 3.3: Cargas horizontais de vento aplicadas nos pilares do edifício tipo. Direções X e Y - Cargas segundo a norma NBR 6123 (ABNT, 2013)

(Continuação)

PAV.	ELEVACÃO Z(m)	V <sub>k</sub> (m/s)	q <sub>k</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	C <sub>ax</sub>	C <sub>ay</sub>	CV0	CV90	F <sub>a-x</sub> (kN)	F <sub>a-y</sub> (kN)	CARGA PILAR (Vy) (kN)	CARGA PILAR (Vy) (kN)	CARGA PILAR (Vx) (kN)	CARGA PILAR (Vx) (kN)
						A <sub>e</sub> (m <sup>2</sup> )	A <sub>e</sub> (m <sup>2</sup> )	1/2	1/2	P2/P3; P14/P15	P1/P4; P13/P16	P2/P3; P14/P15	P1/P4; P13/P16
13	39,0	29,62	0,538	1,24	1,35	44,4	50,4	29,62	36,60	4,18	2,09	3,04	2,03
14	42,0	29,90	0,548	1,24	1,35	44,4	50,4	30,17	37,29				
15	45,0	30,16	0,558	1,24	1,35	44,4	50,4	30,70	37,94				
16	48,0	30,40	0,567	1,24	1,35	44,4	50,4	31,20	38,55	4,38	2,19	3,19	2,13
17	51,0	30,63	0,575	1,24	1,35	44,4	50,4	31,67	39,14				
18	54,0	30,85	0,584	1,24	1,35	44,4	50,4	32,13	39,71				
19	57,0	31,06	0,592	1,33	1,42	44,4	50,4	34,93	42,33	4,79	2,40	3,56	2,37
20	60,0	31,26	0,599	1,33	1,42	44,4	50,4	35,38	42,88				
21	63,0	31,45	0,606	1,33	1,42	44,4	50,4	35,81	43,41				
22	66,0	31,64	0,614	1,33	1,42	44,4	50,4	36,23	43,91	4,96	2,48	3,68	2,46
23	69,0	31,81	0,620	1,33	1,42	44,4	50,4	36,64	44,40				
24	72,0	31,98	0,627	1,33	1,42	44,4	50,4	37,03	44,88				
25	75,0	32,15	0,634	1,33	1,42	44,4	50,4	37,41	45,34	5,11	2,56	3,80	2,53
26	78,0	32,31	0,640	1,33	1,42	44,4	50,4	37,78	45,79				
27	81,0	32,46	0,646	1,33	1,42	44,4	50,4	38,14	46,22				
28	84,0	32,61	0,652	1,39	1,46	44,4	50,4	40,22	47,96	5,40	2,70	4,07	2,72
29	87,0	32,75	0,657	1,39	1,46	44,4	50,4	40,58	48,38				
30	90,0	32,89	0,663	1,39	1,46	44,4	50,4	40,92	48,79				

Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)

Tabela 3.3: Cargas horizontais de vento aplicadas nos pilares do edifício tipo. Direções X e Y - Cargas segundo a norma NBR 6123 (ABNT, 2013)

(Continuação)

PAV.	ELEVAÇÃO Z(m)	V <sub>k</sub> (m/s)	q <sub>k</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	C <sub>ax</sub>	C <sub>ay</sub>	CV0	CV90	F <sub>a-x</sub> (kN)	F <sub>a-y</sub> (kN)	CARGA PILAR (V <sub>y</sub> ) (kN)	CARGA PILAR (V <sub>y</sub> ) (kN)	CARGA PILAR (V <sub>x</sub> ) (kN)	CARGA PILAR (V <sub>x</sub> ) (kN)
						A <sub>e</sub> (m <sup>2</sup> )	A <sub>e</sub> (m <sup>2</sup> )	1/2	1/2	P2/P3; P14/P15	P1/P4; P13/P16	P2/P3; P14/P15	P1/P4; P13/P16
31	93,0	33,02	0,669	1,39	1,46	44,4	50,4	41,26	49,19	5,53	2,77	4,17	2,78
32	96,0	33,16	0,674	1,39	1,46	44,4	50,4	41,59	49,58				
33	99,0	33,28	0,679	1,39	1,46	44,4	50,4	41,91	49,97				
34	102,0	33,41	0,684	1,39	1,46	44,4	50,4	42,22	50,34	5,65	2,83	4,27	2,85
35	105,0	33,53	0,689	1,39	1,46	44,4	50,4	42,53	50,71				
36	108,0	33,65	0,694	1,39	1,46	44,4	50,4	42,83	51,07				
37	111,0	33,76	0,699	1,48	1,51	44,4	50,4	45,92	53,18	5,97	2,98	4,64	3,09
38	114,0	33,88	0,703	1,48	1,51	44,4	50,4	46,22	53,53				
39	117,0	33,99	0,708	1,48	1,51	44,4	50,4	46,52	53,88				
40	120,0	34,09	0,713	1,48	1,51	44,4	50,4	46,82	54,22	6,08	3,04	4,73	3,15
41	123,0	34,20	0,717	1,48	1,51	44,4	50,4	47,11	54,56				
42	126,0	34,30	0,721	1,48	1,51	44,4	50,4	47,39	54,89				
43	129,0	34,40	0,726	1,48	1,51	44,4	50,4	47,67	55,21	6,19	3,09	4,81	3,21
44	132,0	34,50	0,730	1,48	1,51	44,4	50,4	47,95	55,53				
45	135,0	34,60	0,734	1,48	1,51	44,4	50,4	48,22	55,84				

Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)

### 3.5.5.3 ANÁLISE NÚMERICA DAS ESTRUTURAS

O dimensionamento dos elementos é realizado pelo próprio aplicativo do programa SAP2000, que utiliza o método LRFD (*Load and Resistance Factor Design*), da AISC 360 (2010). Esse método equivale ao método dos Estados Limites Últimos, sendo compatível com os critérios da norma brasileira de estruturas metálicas, a norma NBR 8800 (ABNT,2008). O intuito dessa verificação é o refinamento do modelo de cálculo, levando a perfis coerentes com os esforços solicitantes, segundo Retore, Kimura e Penner (2016).

E ainda, semelhante as análises de Retore, Kimura e Penner (2016), os pilares são considerados engastados em sua base, sendo divididos em 5 trechos, de aproximadamente 9 pavimentos cada, alternando-se os perfis. As vigas e as lajes são consideradas com a mesma rigidez para todos os modelos, exceto, no caso para os modelos que não consideraram a contribuição das lajes para estabilidade horizontal. Para os elementos das treliças verticais de contraventamento, são utilizados perfis do tipo CS, padronizados pela norma NBR 5884 (ABNT, 2000). A tipologia dos perfis para as colunas e as vigas estão descritas no item 3.5.5, na Tabela 3.4 e na Figura 3.7 respectivamente.

No caso das ligações das colunas em estruturas de edifícios com mais de 40m de altura, a norma NBR 8800 (ABNT,2008) determina que devem ser usados parafusos de alta resistência em ligações por atrito ou soldas, para evitar que deslizamentos na emenda sob cargas de serviço provoquem deformação excessiva na estrutura. Nesse trabalho as ligações das colunas são dimensionadas para absorver além do esforço normal, o esforço cortante e um eventual esforço de tração oriundos de momento fletor ou reversão de esforços para melhor combater os efeitos de flambagem.

Com relação aos contraventamentos treliçados, as ligações, semelhante às vigas, são flexíveis (rotuladas), não recebendo esforços de momentos dos pilares, atuando apenas como escoras ou tirantes, que vão até o topo do edifício, são localizadas na face externa do edifício, precisamente Fila A e F (entre os eixos 2 e 4) e Eixos 1 e 5 (entre as filas E e F), mostrados na Figura 3.9.

O principal motivo das treliças estarem localizadas externamente é devido às análises de Retore, Kimura e Penner (2016). Quando houve a tentativa de inserir o contraventamento treliçado na região central do edifício, foi verificado, em análise linear, deslocamentos excessivos no topo do edifício contrariando os limites estabelecidos pela norma NBR 8800 (ABNT,2008), sendo que ocorreu um desequilíbrio de cargas, e conseqüentemente torção. Desta forma, foi inserido no estudo de caso o seguinte posicionamento das treliças verticais (Figura 3.9):

Figura 3.9: Planta de localização das quatro treliças verticais de contraventamento



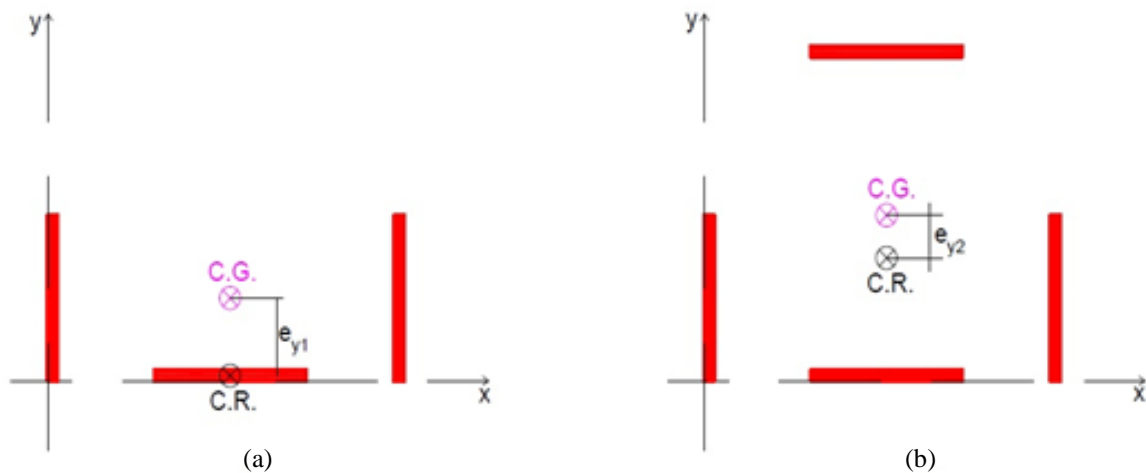
Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)

Além disso, é importante justificar que, para as premissas da estática básica e para a estabilização global de uma estrutura tridimensional, é necessário utilizar sistemas de contraventamento em três planos não simultaneamente paralelos e não convergentes. Contudo, esse critério é o mínimo necessário e para as análises dos estudos de caso a seguir ficou evidenciado que a partir de 42m de altura um sistema com apenas três treliças verticais se deslocava demasiadamente. Dessa forma, foram inseridos um contraventamento adicional além dos critérios da estática para que houvesse a possibilidade dos modelos superarem a altura acima dos 100m.

Essa justificativa está intrinsecamente relacionada com a tipologia geométrica da estrutura global, conforme pode ser verificado na Figura 3.10, sendo que o sistema com quatro treliças é

mais estável, pois a distância do centro de rigidez (C.R.) até o centro de gravidade (C.G.) é menor do que com o sistema de apenas três treliças.

Figura 3.10: Tipologia geométrica estrutural do sistema contraventado: Posição geométrica do centro de rigidez e do centro de gravidade. (a) Sistema com três treliças. (b) Sistema com quatro treliças.



Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)

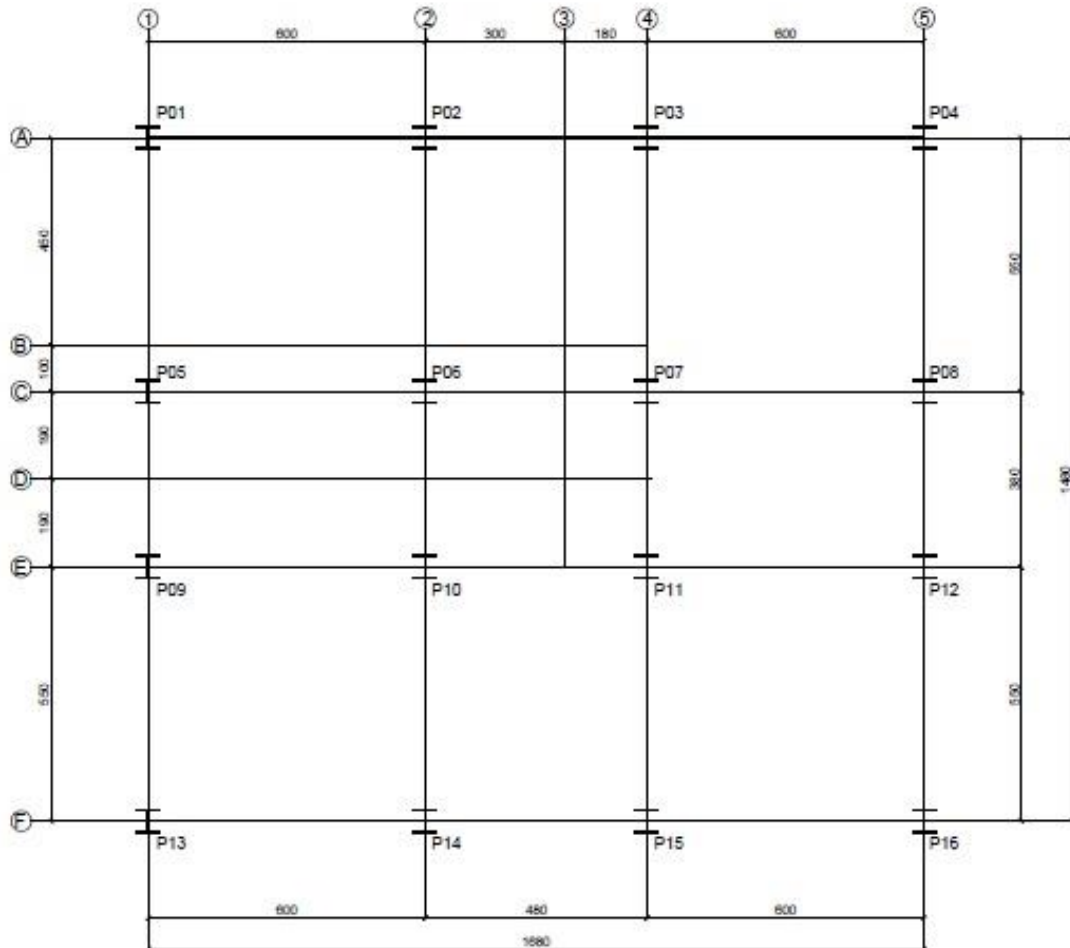
Após o pré-dimensionamento, foi possível obterem-se as seções ideais dos perfis para as colunas, vigas e contraventamentos, e conseqüentemente, obterem-se os deslocamentos no topo do edifício com relação as alturas analisadas e as cargas solicitantes adotadas. Conforme apresentado na Figura 3.7, as vigas foram concebidas em perfis tipo I, laminados de abas paralelas, e a Tabela 3.4 apresenta a tipologia dos pilares utilizados nos modelos.

Tabela 3.4: Tipologia dos pilares utilizados em todos os modelos do estudo de caso.

TRECHO	PAVIMENTOS	PILAR - PERFIL CS
1	Térreo ao 9°	CS750x492
2	9° ao 18°	CS600x402
3	18° ao 27°	CS500x263
4	27° ao 36°	CS400x185
5	36° ao 45°	CS350x112

Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)

Figura 3.11: Planta pilares do modelo tipo: Perfil CS



Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)

Semelhante à graduação dos pilares com relação às alturas do edifício modelo, os contraventamentos também foram concebidos alternando-se a rigidez de acordo com cada trecho, sendo apresentados na Tabela 3.5.



Tabela 3.5: Tipologia de contraventamento utilizados nos modelos contraventados.

<b>TRECHO</b>	<b>PAVIMENTOS</b>	<b>CONTRAVENTAMENTO TRELIÇADO</b>
<b>1</b>	Térreo ao 9°	CS200x50
<b>2</b>	9° ao 18°	CS200x41
<b>3</b>	18° ao 27°	CS200x39
<b>4</b>	27° ao 36°	CS200x34
<b>5</b>	36° ao 45°	CS200x29

Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)

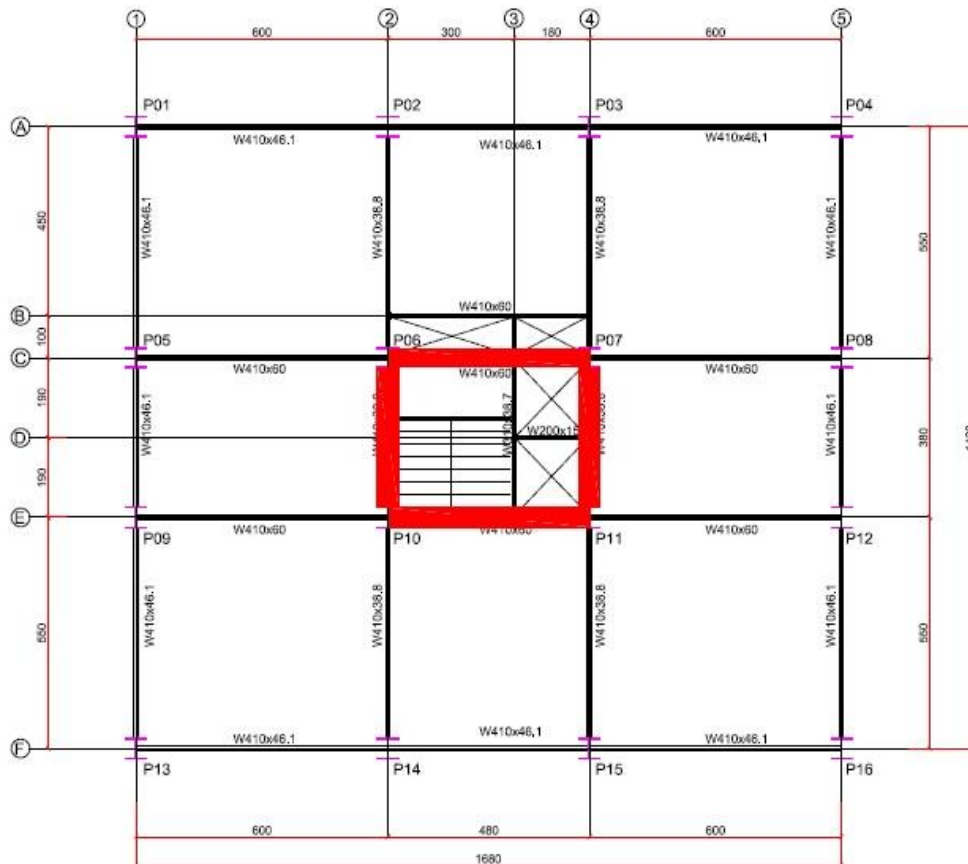
A graduação desses elementos tem como principal objetivo a redução de peso, e consequentemente, a economia, ressaltando que variações em excesso podem acarretar dificuldades na execução das ligações e troca acidental de bitolas (RETORE; KIMURA; PENNER, 2016).

De forma a justificar a utilização de perfis de tipologia soldada para os pilares e para os contraventamentos, resalta-se que atualmente os perfis laminados tipo H são restritos até uma certa área de seção, sendo que para os modelos analisados tem-se a necessidade de perfis com maiores seções para atenderem os critérios de dimensionamento.

Outro modelo analisado foi o sistema com pórticos rígidos na região do núcleo do edifício, conforme mostrado na a Figura 3.12. Semelhantemente às análises realizadas com o sistema contraventado, foram simuladas com sistema rígido, alternando para consideração, ou não, das lajes contribuindo para a estabilidade lateral.

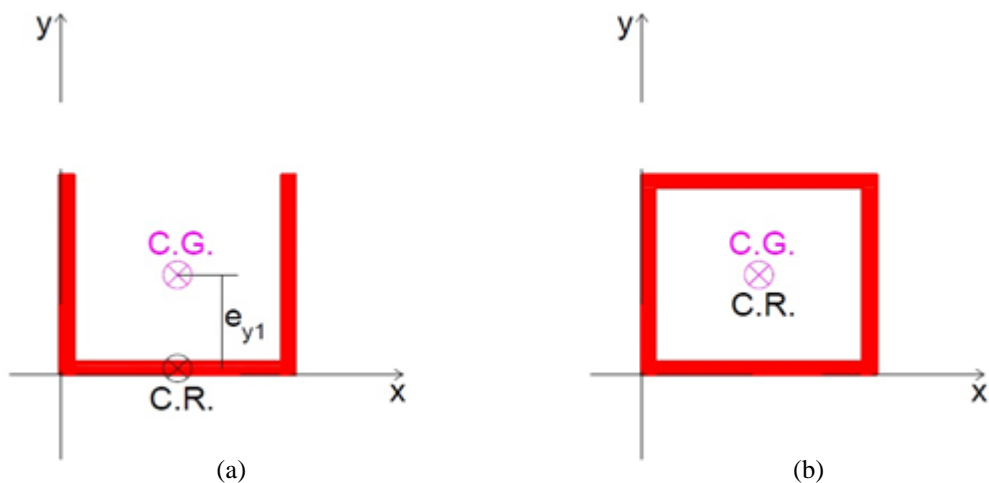
Analogamente ao que foi citado para o sistema contraventado, a justificava pela utilização de quatro pórticos de estabilização ao invés de três, que são necessários para atendimento as premissas da estática, é que foi verificado que o sistema com apenas três treliças se deslocava demasiadamente a partir da altura de 42m. Além disso, na Figura 3.13 mostra-se que o sistema com quatro pórticos é mais estável, pois nesse caso o centro de rigidez (C.R.) coincide com o centro de gravidade (C.G.), sendo que no sistema com apenas três pórticos verifica-se uma certa distância entre os dois centros geométricos.

Figura 3.12: Planta localização dos pórticos rígidos: região nuclear



Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)

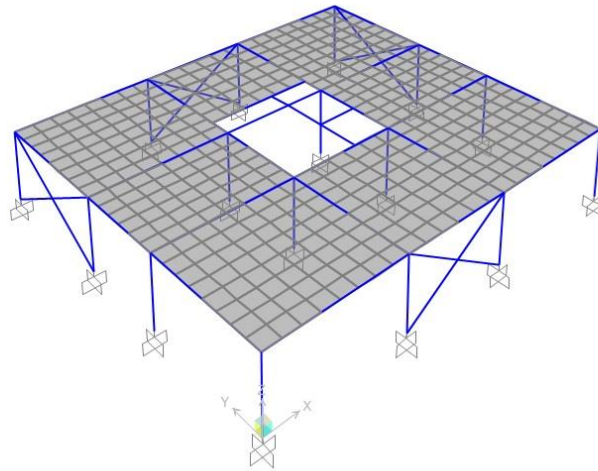
Figura 3.13: Tipologia geométrica estrutural do sistema rígido: Posição geométrica do centro de rigidez e do centro de gravidade. (a) Sistema com três treliças. (b) Sistema com quatro treliças.



Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)

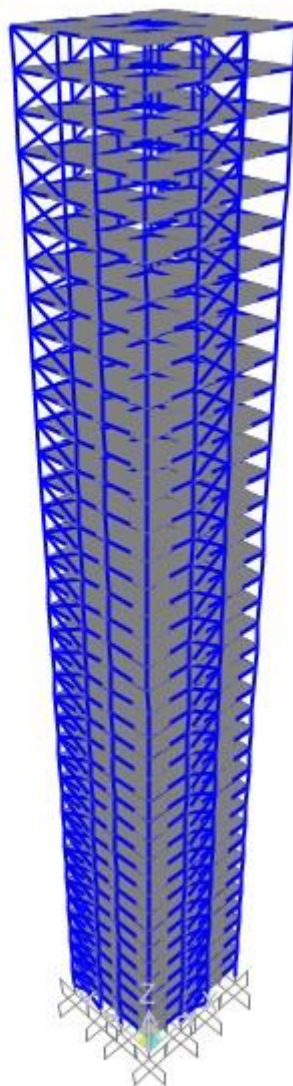
As Figuras 3.14 e 3.15 apresentam o modelo tridimensional do edifício com o sistema contraventado com treliças verticais na parte periferal, modelado no programa de cálculo SAP 2000.

Figura 3.14: Modelo tridimensional com treliças verticais para altura de 3,0m



Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)

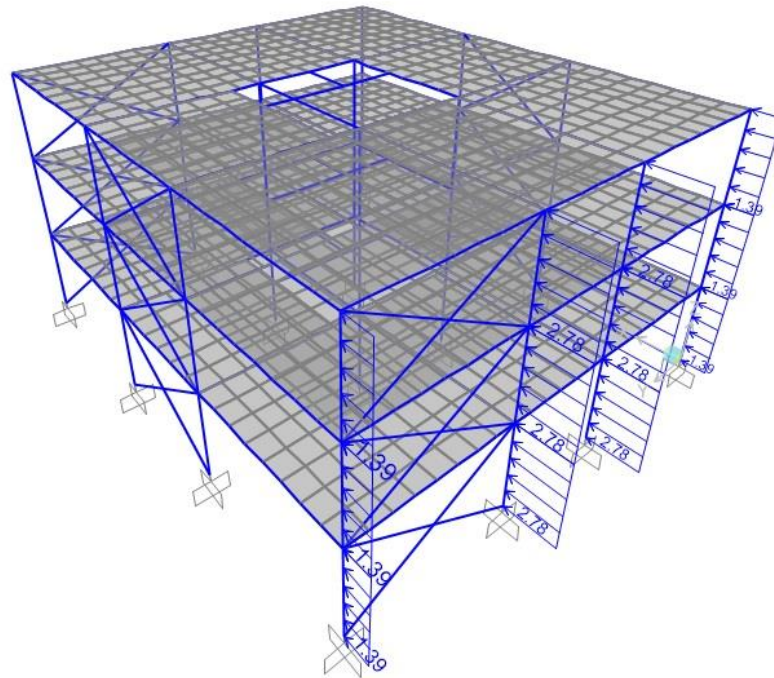
Figura 3.15: Modelo tridimensional com treliças verticais para altura de 135,0m



Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)

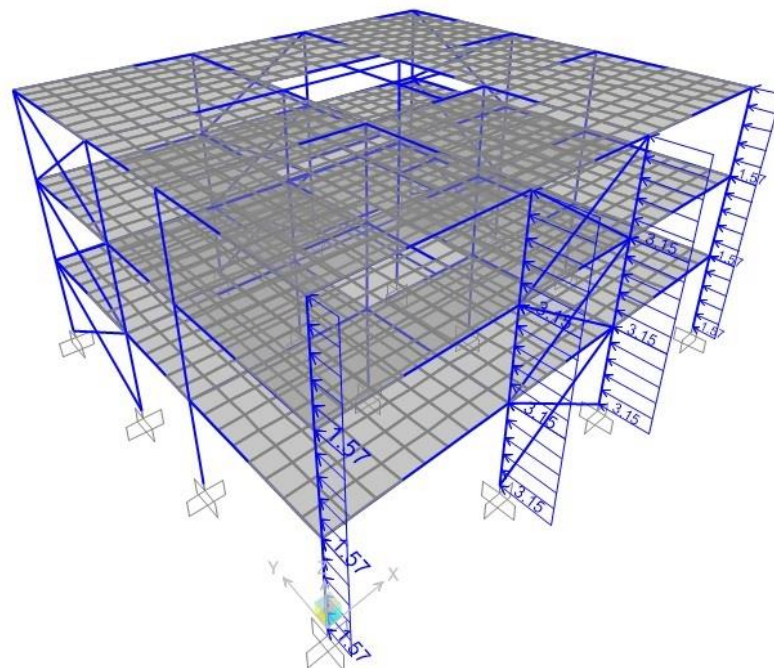
As Figuras 3.16 e 3.17 mostram as cargas de vento, referentes a combinação-1, aplicadas nos pilares da estrutura nas direções X, Y, -X e -Y.

Figura 3.16: Cargas de vento na direção X: Combinação 1 (Cargas em kN).



Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)

Figura 3.17: Cargas de vento na direção Y: Combinação 1 (Cargas em kN).



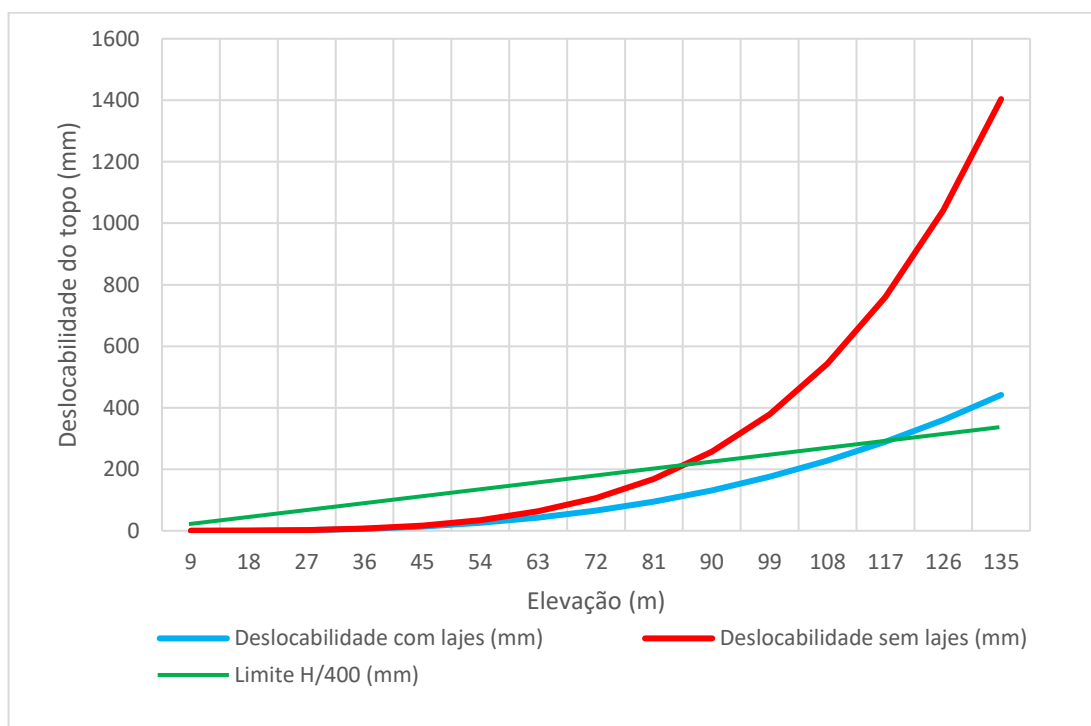
Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 4.1 ANÁLISE DO SISTEMA CONTRAVENTADO

Para o sistema contraventado houve a comparação dos modelos considerando, ou não, a contribuição das lajes atuando como diafragma rígidos, além das análises numéricas iterativas para determinação dos deslocamentos horizontais no topo do edifício para cada respectiva altura. Na tabela A1, anexa, mostram-se os resultados da análise linear e não linear, sendo que os gráficos das Figuras 4.1 e 4.3 expõem os resultados de forma comparativa, na Tabela 4.1 explicita-se a altura de eficiência de cada análise.

Figura 4.1: Deslocabilidade de topo do sistema contraventado da análise linear: Com e sem lajes atuando como diafragma rígido – Análise linear



Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)

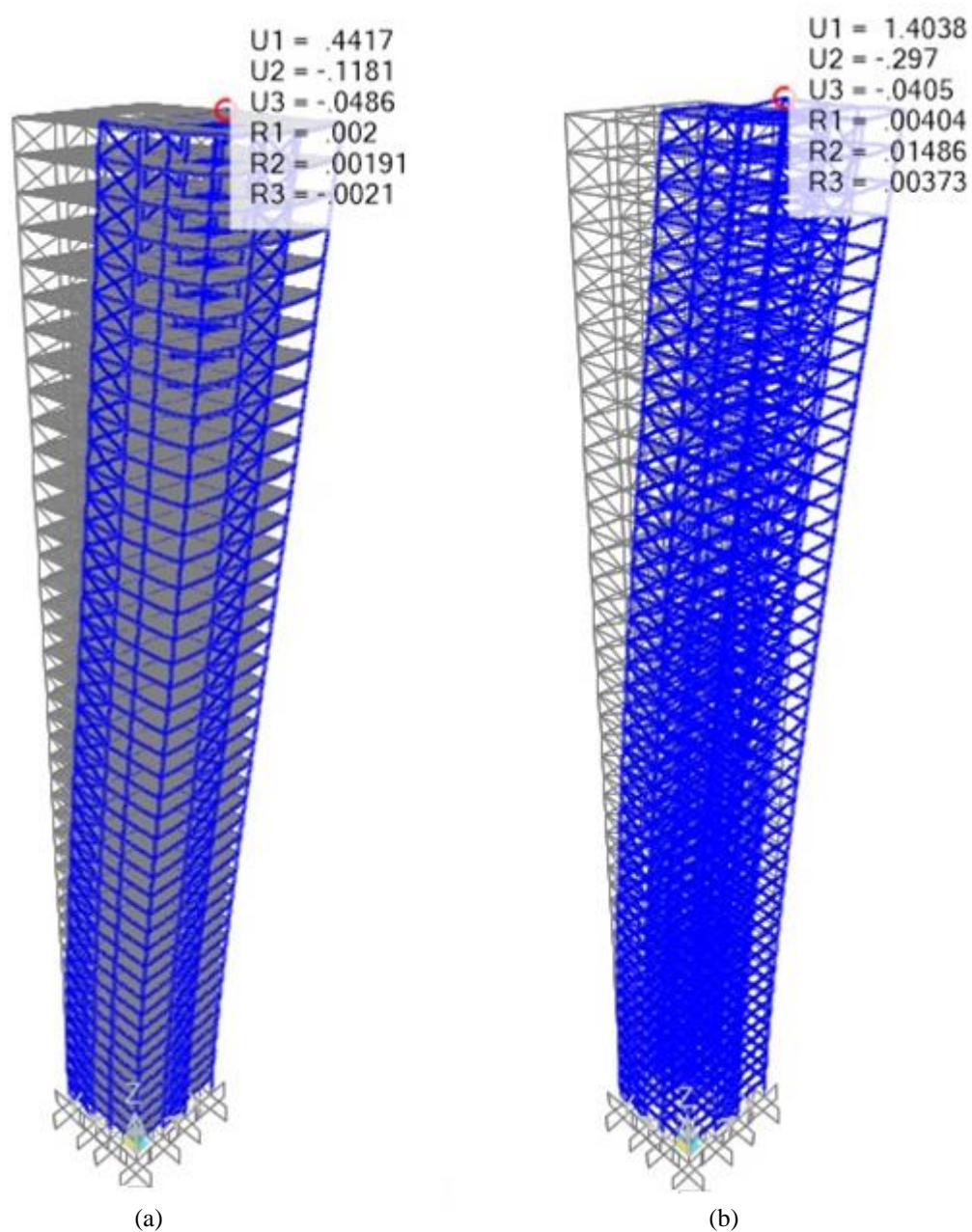
Tabela 4.1: Comparação da deslocabilidade do Sistema Contraventado: Altura de eficiência

Sistema Contraventado	Deslocabilidade de topo (mm)	Deslocabilidade admissível (mm)	Altura de eficiência (m)	Pav.
Com lajes atuando como diafragmas rígidos	301,40	225,0	117	39°
Sem lajes atuando como diafragmas rígidos	267,47	315,0	87	29°

Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)



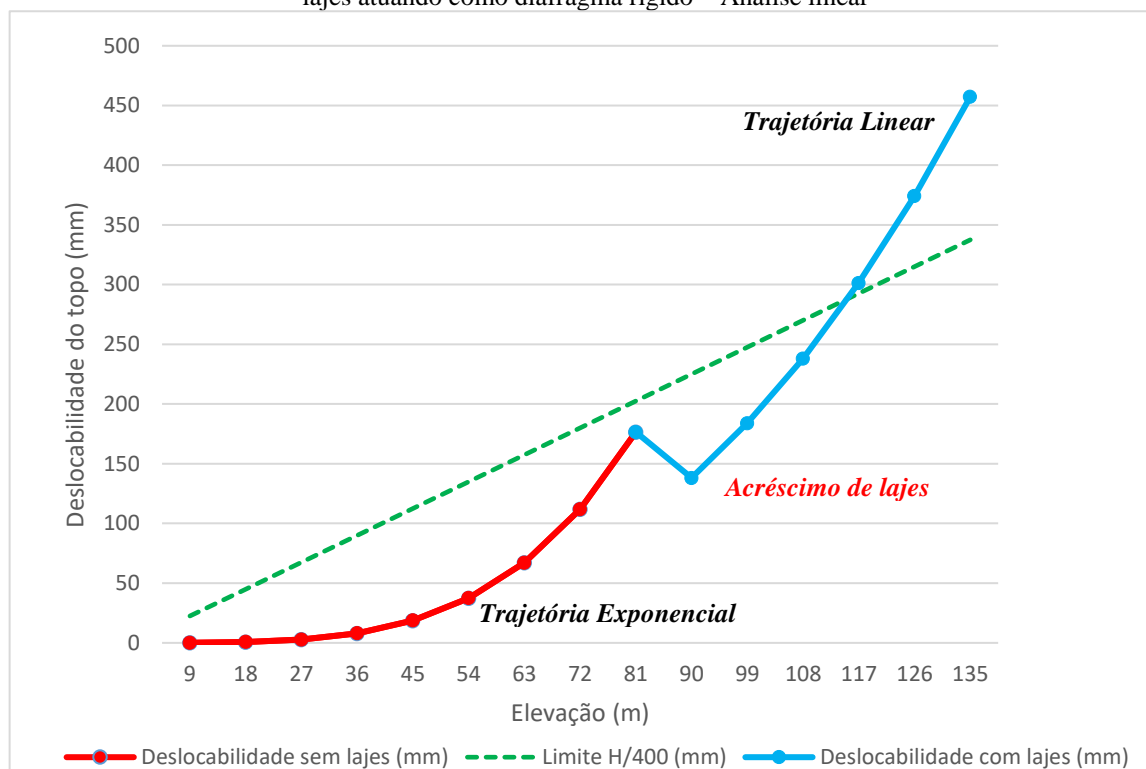
Figura 4.2: Deslocabilidades do edifício com sistema contraventado de treliças verticais na altura de 135,0m. (a) Análise linear com lajes atuando como diafragmas rígidos; (b) Análise linear sem lajes atuando como diafragmas rígidos



Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)

Conforme exposto no item 3.5.5.2, os deslocamentos expostos numericamente na Figura 4.2 são referentes à combinação 1.

Figura 4.3: Sobreposição das deslocabilidades de topo do Sistema Contraventado para análise linear: Com e sem lajes atuando como diafragma rígido – Análise linear



Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)

Analisando os resultados de deslocabilidade, foi verificada uma pequena diferença nos 15 primeiros pavimentos (até a altura de 45,0m) na comparação dos modelos com e sem a contribuição das lajes. Porém, a partir dessa altura constataram-se grandes diferenças de deslocabilidades, sendo que tal fato é decorrente da falta de elementos de alta rigidez horizontal no modelo sem a contribuição das lajes.

E ainda, foi constatado que a partir do 29º pavimento, aos 87m de altura, do modelo no qual as lajes não contribuíram, ocorre a superação do limite de  $H/400$  da norma NBR8800 (ABNT, 2008) sendo  $H$  a altura total do edifício em metros, enquanto no modelo em que ocorrem as contribuições das lajes, a superação ocorreu apenas no 39º pavimento, aos 117m de altura.

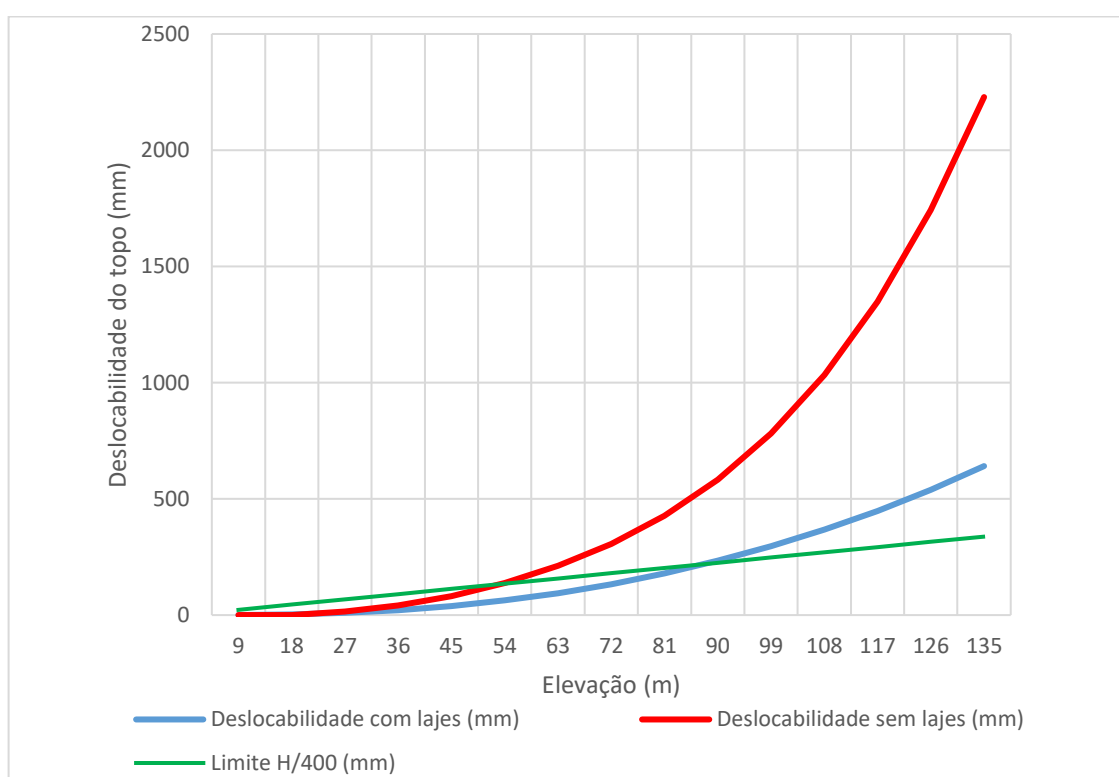
Dessa forma, constata-se uma eficiência estrutural com relação à altura total do modelo de cerca de 34% superior quando são considerados no dimensionamento as lajes atuando como diafragmas rígidos frente aos esforços horizontais.



## 4.2 ANÁLISE DO SISTEMA COM PÓRTICOS RÍGIDOS

Para o sistema com pórticos rígidos mostrado na Figura 3.12, houve a comparação dos modelos considerando, ou não, a contribuição das lajes atuando como diafragmas rígidos, além das análises numéricas iterativas para determinação dos deslocamentos horizontais no topo do edifício para cada respectiva altura. A Tabela A2, anexa, demonstra os resultados da análise linear e não linear, sendo que os gráficos das Figuras 4.4 e 4.6 expõem os resultados de forma comparativa, e a Tabela 4.2 explicita a altura de eficiência de cada análise.

Figura 4.4: Deslocabilidade de topo do sistema rígido para análise linear: Com e sem lajes atuando como diafragma rígido – Análise linear



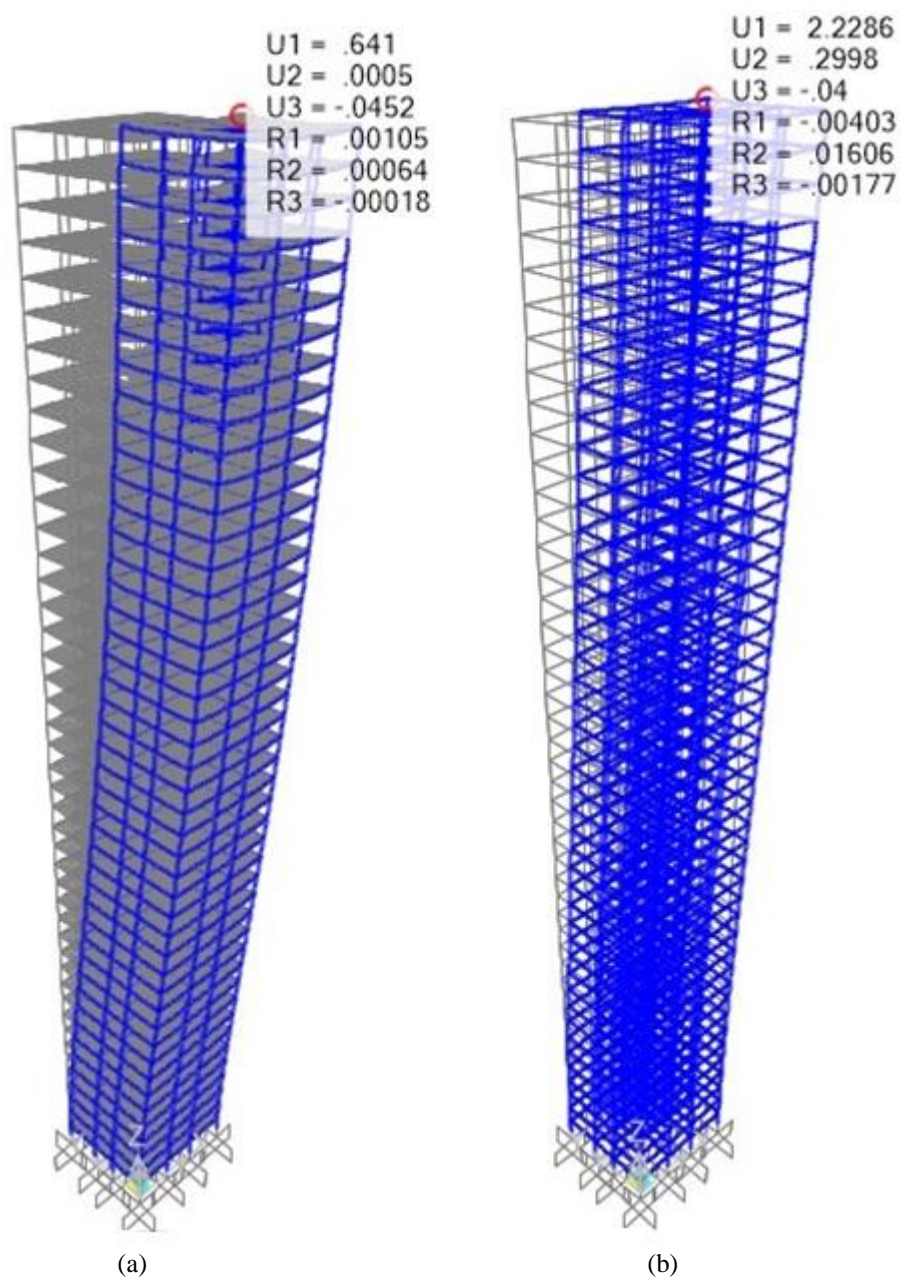
Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)

Tabela 4.2: Comparação da deslocabilidade de topo do Sistema Rígido: Altura de eficiência.

Sistema Rígido	Deslocabilidade de topo (mm)	Deslocabilidade admissível (mm)	Altura de Eficiência (m)	Pav.
Com lajes atuando como diafragma rígidos	233,92	225,0	87	29°
Sem lajes atuando como diafragma rígidos	138,62	135,0	51	17°

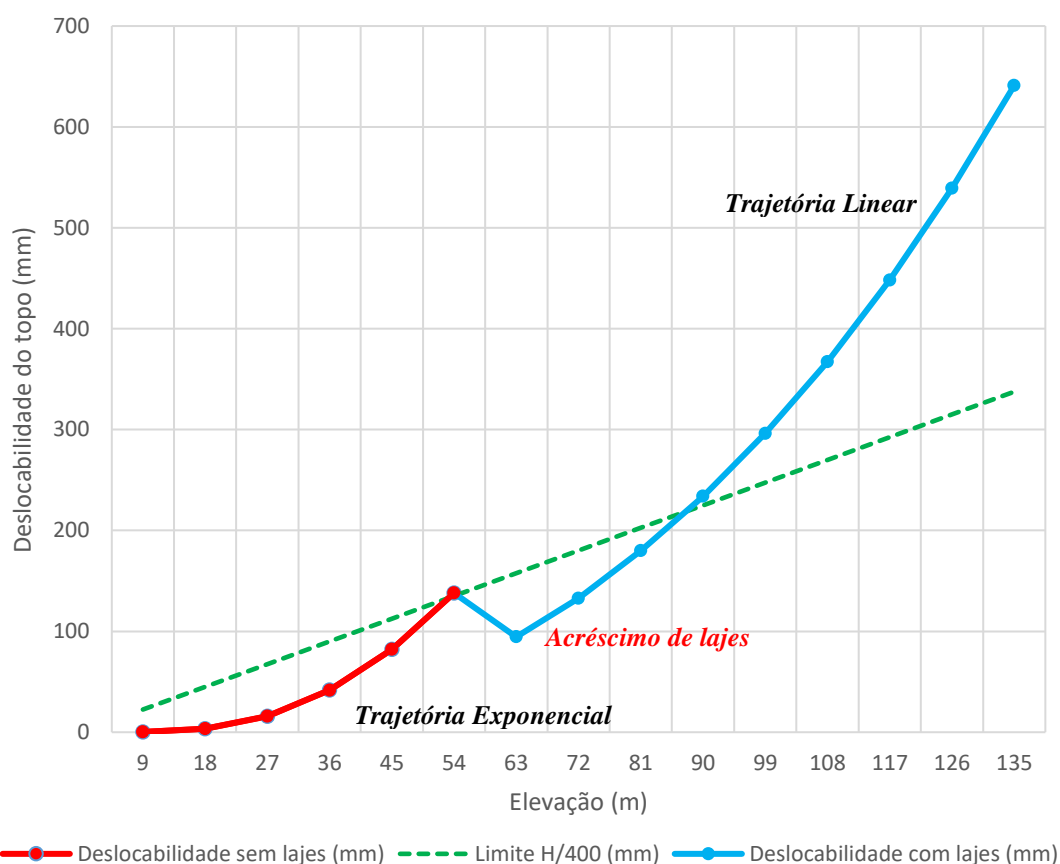
Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)

Figura 4.5: Deslocabilidades do edifício com Sistema Rígido na altura de 135,0m. (a) Análise linear com lajes atuando como diafragmas rígidos; (b) Análise linear sem lajes atuando como diafragmas rígidos



Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)

Figura 4.6: Sobreposição das deslocabilidades de topo do Sistema Rígido: Com e sem lajes atuando como diafragma rígido – Análise linear



Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)

E ainda, analisando os resultados de deslocabilidade, foi verificada uma pequena diferença apenas nos 6 primeiros pavimentos (até a altura de 18m) na comparação dos modelos com e sem a contribuição das lajes. Porém, a partir dessa altura constatarem-se grandes diferenças de deslocabilidades, sendo que tal fato é decorrente da falta de elementos de alta rigidez horizontal no modelo sem a contribuição das lajes, além da falta de contraventamentos do tipo treliçado.

E ainda, foi constatado que a partir do 17º pavimento, aos 51m de altura, do modelo no qual as lajes não contribuíram, ocorre a superação do limite de  $H/400$ , enquanto no modelo em que ocorrem as contribuições das lajes, a superação ocorreu apenas no 29º pavimento, aos 87m de altura.

Dessa forma, constata-se uma eficiência estrutural com relação à altura total do modelo de cerca de 70% superior quando não considerados no dimensionamento as lajes atuando como diafragmas rígidos frente aos esforços horizontais.

### **4.3 ANÁLISE NÃO-LINEAR**

As análises realizadas nos itens 4.1 e 4.2, em que foram numericamente modelados os sistemas estruturais com e sem a contribuição das lajes atuando como diafragma rígidos, foram utilizadas como base para o processamento da análise não-linear. Baseado na confiabilidade da modelagem computacional, obtendo-se resultados precisos de acordo com a realidade, se comparados com o método de cargas nocionais da norma NBR8800 (ABNT, 2008), optou-se por utilizar o próprio recurso do programa de cálculo SAP2000-V19.1, que considera os efeitos de segunda ordem gerados pelas ações aplicadas na estrutura.

Portanto, foram realizadas as seguintes comparações entre os modelos estudados, ressaltando a contribuição ou não das lajes atuando como diafragmas:

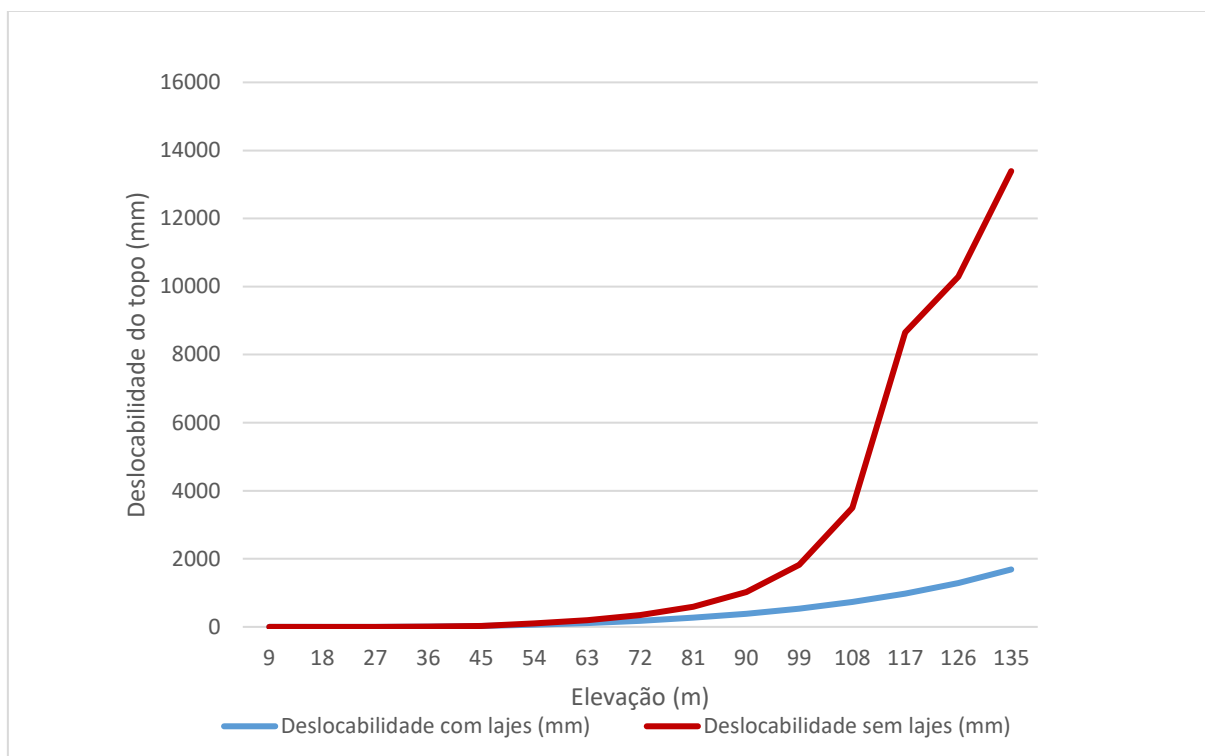
- Análise da combinação entre os modelos: Combinação-1
- Comparação nos deslocamentos globais do topo do edifício para os modelos estruturais analisados;
- Comparação dos efeitos de primeira e segunda ordem em cada modelo estudado, classificando-os em grande, média ou pequena deslocabilidade, conforme a norma NBR 8800 (ABNT, 2008).

Conseqüentemente, foram obtidas das análises numéricas de cada modelo as deslocabilidades das análises não-linear, e apresentadas graficamente nos itens 4.3.1 e 4.3.2 a seguir.

#### **4.3.1 SISTEMA CONTRAVENTADO**

Conforme apresentado na Figura 4.7, comparando-se os valores de deslocamentos da análise linear com a não-linear, tem-se a classificação mostrada na Tabela 4.3, segundo o item 4.9.4 da norma NBR 8800 (ABNT, 2008).

Figura 4.7: Comparação das deslocabilidades da Análise Não-Linear do Sistema Contraventado - Análise Não Linear



Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)

Tabela 4.3: Grau de sensibilidade dos deslocamentos da estrutura com Sistema Contraventado

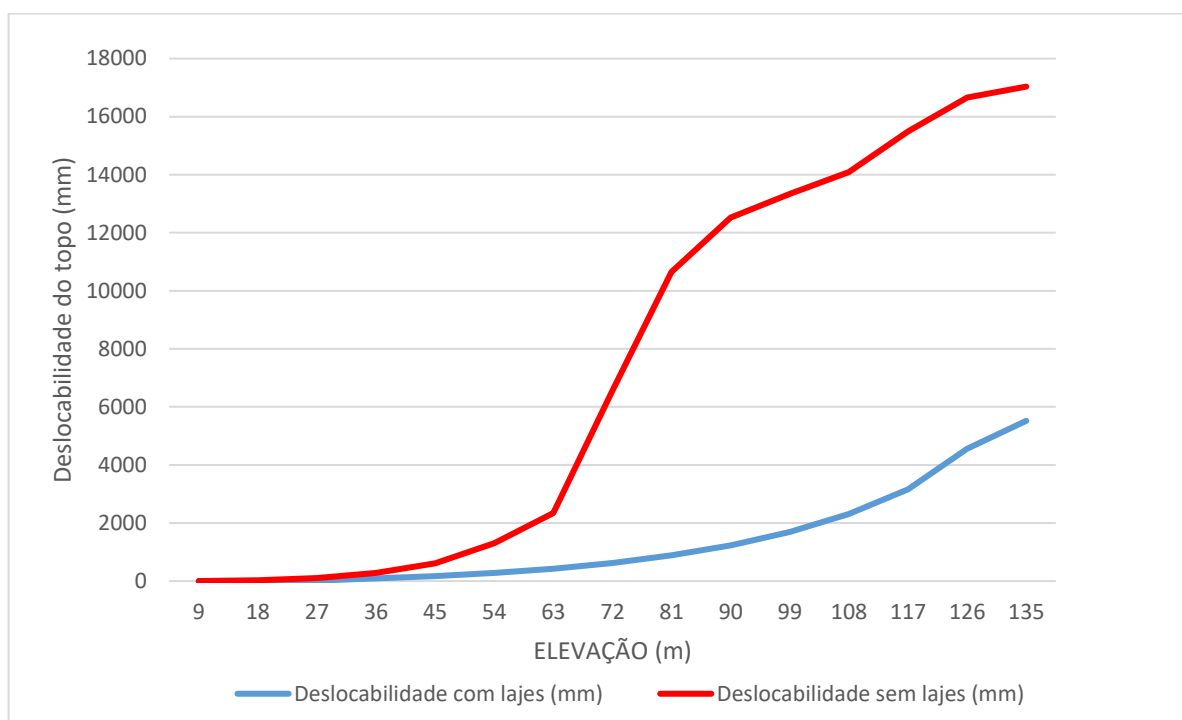
<b>SISTEMA CONTRAVENTADO: ALTURA 135M</b>			
<b>CONSIDERAÇÃO DAS LAJES COMO DIAFRAGMA RÍGIDO</b>	<b>DESLOCABILIDADE ANÁLISE LINEAR <math>u_1</math> (mm)</b>	<b>DESLOCABILIDADE ANÁLISE NÃO-LINEAR <math>u_2</math> (mm)</b>	<b><math>\frac{u_2}{u_1}</math></b>
<b>SIM</b>	457,22	1687,39	3,70
<b>NÃO</b>	1434,87	13392,59	9,33

Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)

Analisando os dados, constata-se que a estrutura se classifica como de grande deslocabilidade para os 135m de altura, porém é notável a diferença entre as duas análises.

### 4.3.2 SISTEMA RÍGIDO

Figura 4.8: Comparação das deslocabilidades da Análise Não-Linear do Sistema Rígido



Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)

Conforme apresentado no gráfico da Figura 4.8, comparando-se os valores de deslocamentos da análise não-linear, tem-se a classificação mostrada na Tabela 4.4, segundo o item 4.9.4 da norma NBR 8800 (ABNT, 2008).

Tabela 4.4: Grau de sensibilidade dos deslocamentos da estrutura com Sistema Rígido

<b>SISTEMA RÍGIDO: ALTURA 135m</b>			
<b>CONSIDERAÇÃO DAS LAJES COMO DIAFRAGMA RÍGIDO</b>	<b>DESLOCABILIDADE ANÁLISE LINEAR <math>u_1</math> (mm)</b>	<b>DESLOCABILIDADE ANÁLISE NÃO-LINEAR <math>u_2</math> (mm)</b>	<b><math>\frac{u_2}{u_1}</math></b>
<b>SIM</b>	641,00	5470,87	8,53
<b>NÃO</b>	2248,67	10614,33	4,72

Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)

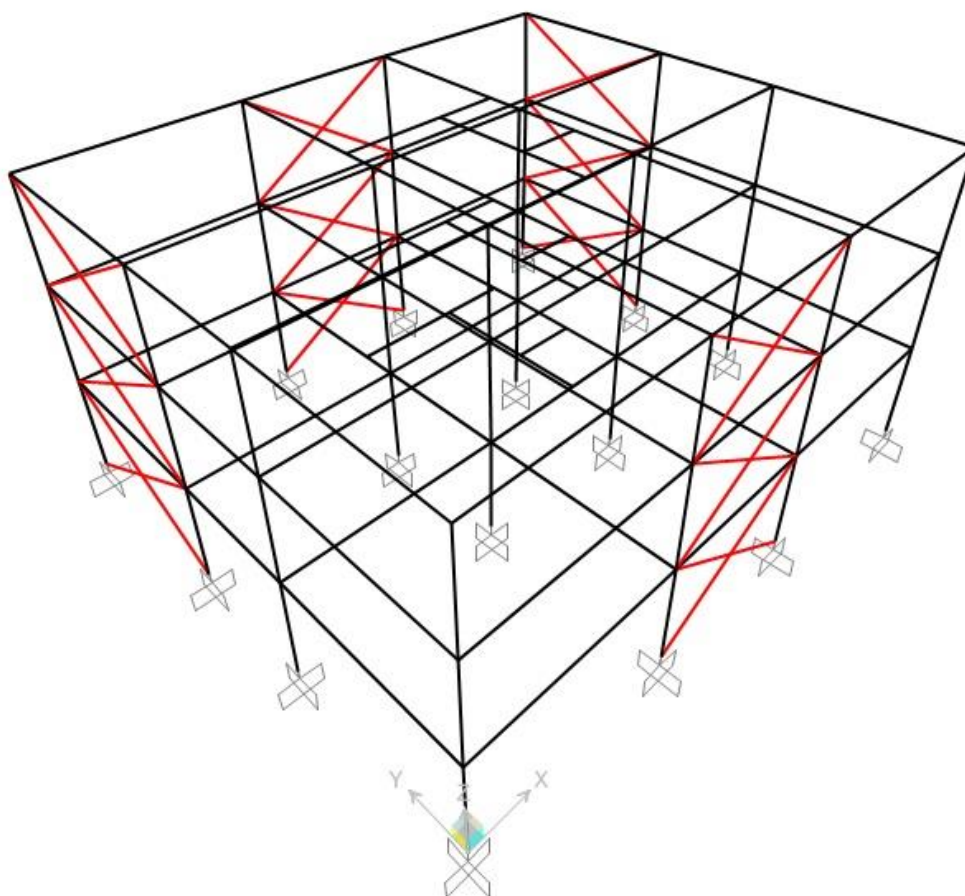
Analisando os dados, constata-se que semelhantemente ao sistema contraventado, a estrutura se classifica como de grande deslocabilidade, porém também é notável a diferença entre as duas análises, podendo-se afirmar que esse sistema é instável, quando considerada a altura de 135m.

## 4.4 ESTABILIDADE GLOBAL

### 4.4.1 SISTEMA CONTRAVENTADO

Baseado nas considerações mencionadas no item 2.3.1, o sistema contraventado trata-se de uma estrutura complexa espacial treliçada. No caso dos contraventamentos os mesmos são articulados em suas extremidades sendo as cargas incidentes exclusivamente axiais. Nesse caso, para o equilíbrio global as resultantes das forças internas nas barras solicitadas devem ser iguais em módulo às forças externas solicitantes. Na Figura 4.9 representa-se a estrutura tridimensional do sistema contraventado com 9m de altura total, sendo que tal estrutura fora analisada nos itens 4.1 e 4.3.1.

Figura 4.9: Sistema contraventado com 9m de altura



Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)

Com relação a Equação 2.5, tem-se:

$$b = 3n - 6$$

$$168 = 3 * 64 - 6$$

$$168 < 186$$

Nesse modelo geométrico formado por barras, verifica-se que a quantidade de barras (incógnitas) é inferior ao número de equações disponíveis pela estática, portanto o sistema está hipostático e é necessária a introdução de novos contraventamentos horizontais podendo, neste caso, ser consideradas as lajes.

Analisando os resultados constatou uma deficiência de 18 barras para satisfazer a equação para a estrutura global. Contudo, analisando por andar, tem-se uma deficiência de 6 barras ainda necessárias para satisfação da Equação 2.5.

Segundo Fonseca (1976), esta equação somente avalia o número de equações da estática, e não da natureza das mesmas, e somente elas não são suficientes para assegurar a isostaticidade de um sistema reticulado, podendo acontecer de um sistema satisfazer a equação mesmo sendo um sistema hipostático.

Todavia, analisando as simulações numéricas realizadas do sistema contraventado no programa de cálculo, que é de grande confiabilidade, verificou-se o atendimento dos limites normativos até certas alturas, mesmo o modelo não satisfazendo as premissas citadas. Dessa forma, a explicação para a qual a estrutura com sistema contraventado atingisse os limites normativos até o 39º pavimento, foi a consideração das lajes atuando como diafragmas rígidos e, contribuindo para as ações horizontais.

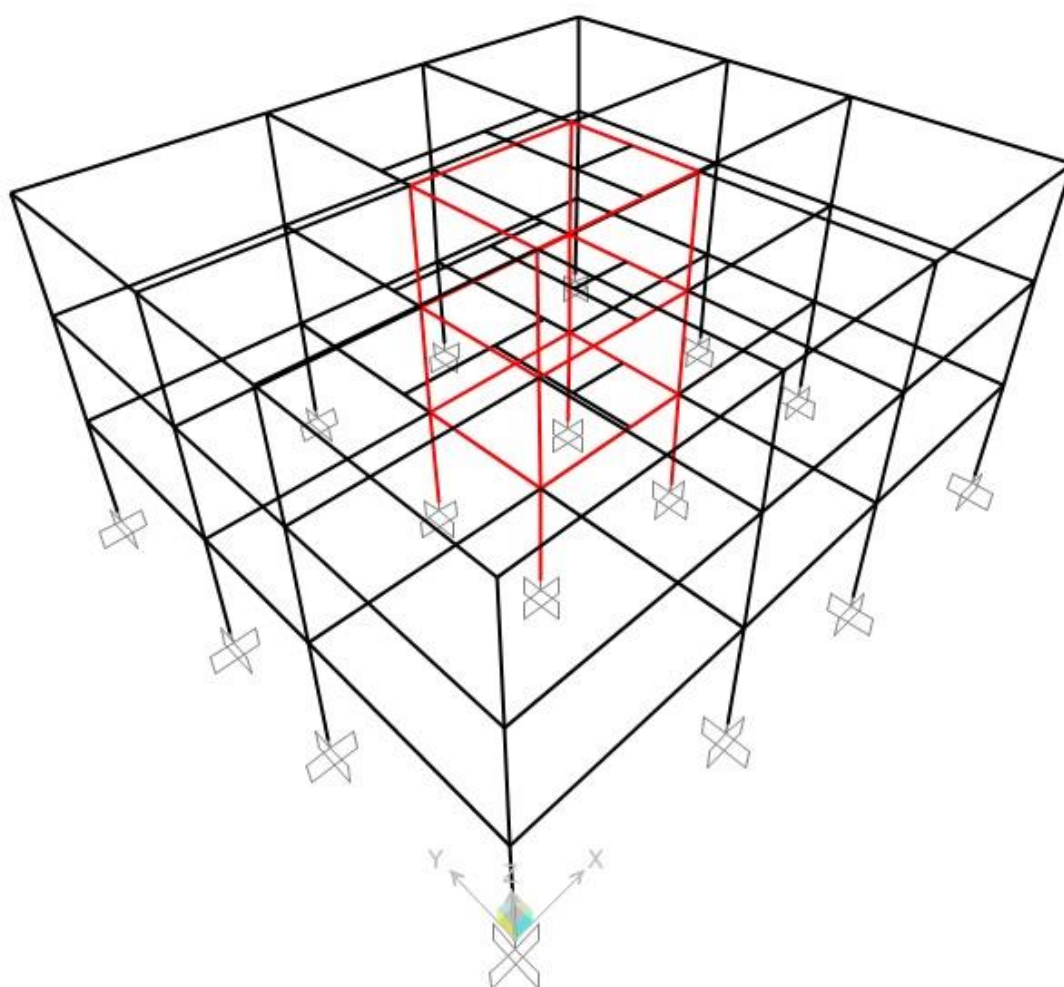
Pode-se concluir que as lajes, realmente desempenham o papel das barras deficientes para a satisfação da Equação 2.5, ressaltando que a análise foi realizada com a combinação prática de cálculo apresentada no item 4.1. Contudo, não é possível confirmar a estabilidade global do mesmo sistema sem a consideração das lajes, apesar do mesmo atender ao limite horizontal de deslocamentos normativo até o 29º pavimento, sendo necessárias análises intrínsecas no modelo, como análise dinâmica, estudo da rigidez precisa dos elementos e confirmação da confiabilidade dos resultados.



#### 4.4.2 SISTEMA COM PÓRTICOS RÍGIDOS

Com relação ao sistema rígido, pode-se afirmar que se trata de estrutura complexa espacial formada por quadros denominados pórticos, em que o contraventamento principal é constituído pela rigidez das ligações dos pórticos adotados para serem primordiais na estabilização global. Analogamente ao sistema contraventado, para o equilíbrio global, as resultantes das forças internas nas barras solicitadas devem ser iguais em módulo às forças externas solicitantes. Na Figura 4.10 representa-se a estrutura tridimensional do sistema rígido com 9m de altura total, sendo que tal estrutura fora analisada nos itens 4.2 e 4.3.2.

Figura 4.10: Sistema rígido com 9m de altura



Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)

Com relação a Equação 2.5, tem-se:

$$b = 3n - 6$$

$$144 = 3 * 64 - 6$$

$$144 < 186$$

Analisando os resultados constatou uma deficiência de 42 barras para satisfazer a equação para a estrutura global. Contudo, analisando por andar, tem-se uma deficiência de 14 barras ainda necessárias para satisfação da Equação 2.5.

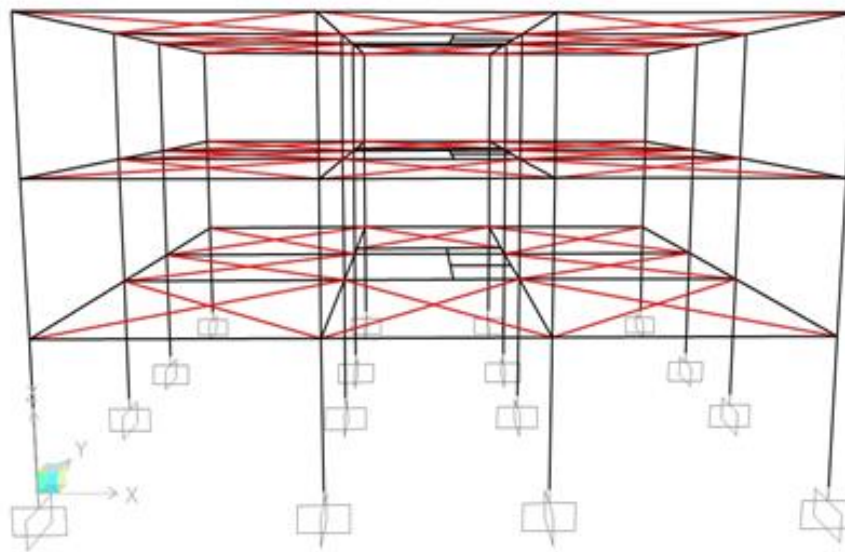
De forma análoga ao item 4.4.1, analisando as simulações numéricas realizadas, verificou-se o atendimento aos limites normativos até certas alturas, mesmo o modelo não satisfazendo as premissas citadas. Dessa forma, a explicação para o qual a estrutura com sistema rígido atingisse os limites normativos até o 29º pavimento, foi a consideração das lajes atuando como diafragmas rígidos e contribuindo para as ações horizontais.

Desta forma, conclui-se também que as lajes realmente desempenham o papel das barras deficientes para à satisfação da equação 2.5, ressaltando que a análise foi realizada com a combinação prática de cálculo apresentada no item 4.1. Contudo, não é possível confirmar a estabilidade global do mesmo sistema sem a consideração das lajes, apesar do mesmo atender ao limite horizontal de deslocamentos normativos até o 17º pavimento, sendo necessários análises intrínsecas no modelo, como análise dinâmica, estudo da rigidez precisa dos elementos e confirmação da confiabilidade dos resultados.

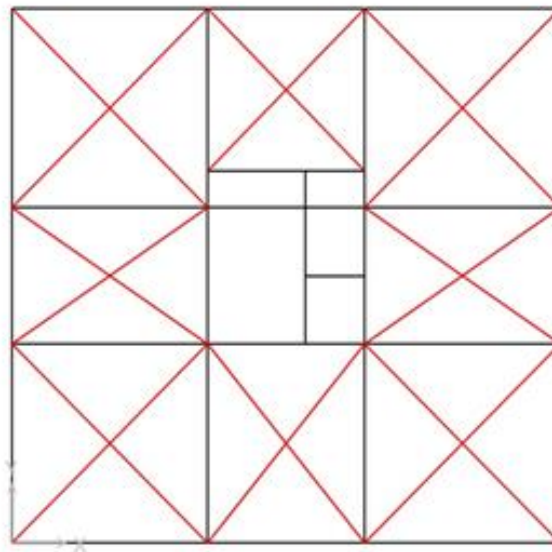
Modelando-se as lajes como se fossem barras para cada andar e refazendo os cálculos para Equação 2.5, básica da estática, pode-se chegar a valores mais racionais para os deslocamentos, que mostram a necessidade dos contraventamentos horizontais de cada nível, que podem ser substituídos pelas lajes.

Na Figura 4.11 representa-se a real correspondência das lajes atuando como barras horizontais de contraventamento frente às ações horizontais solicitantes. Nesse caso, constata-se o atendimento da Equação 2.5, superando a mesma em 2 barras, isto é, em 02 graus de hiperasticidade por andar.

Figura 4.11: Representação horizontal das lajes atuando no contraventamento horizontal. (a) Modelo tridimensional. (b) Modelo em planta (16 barras)



(a)



(b)

Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)

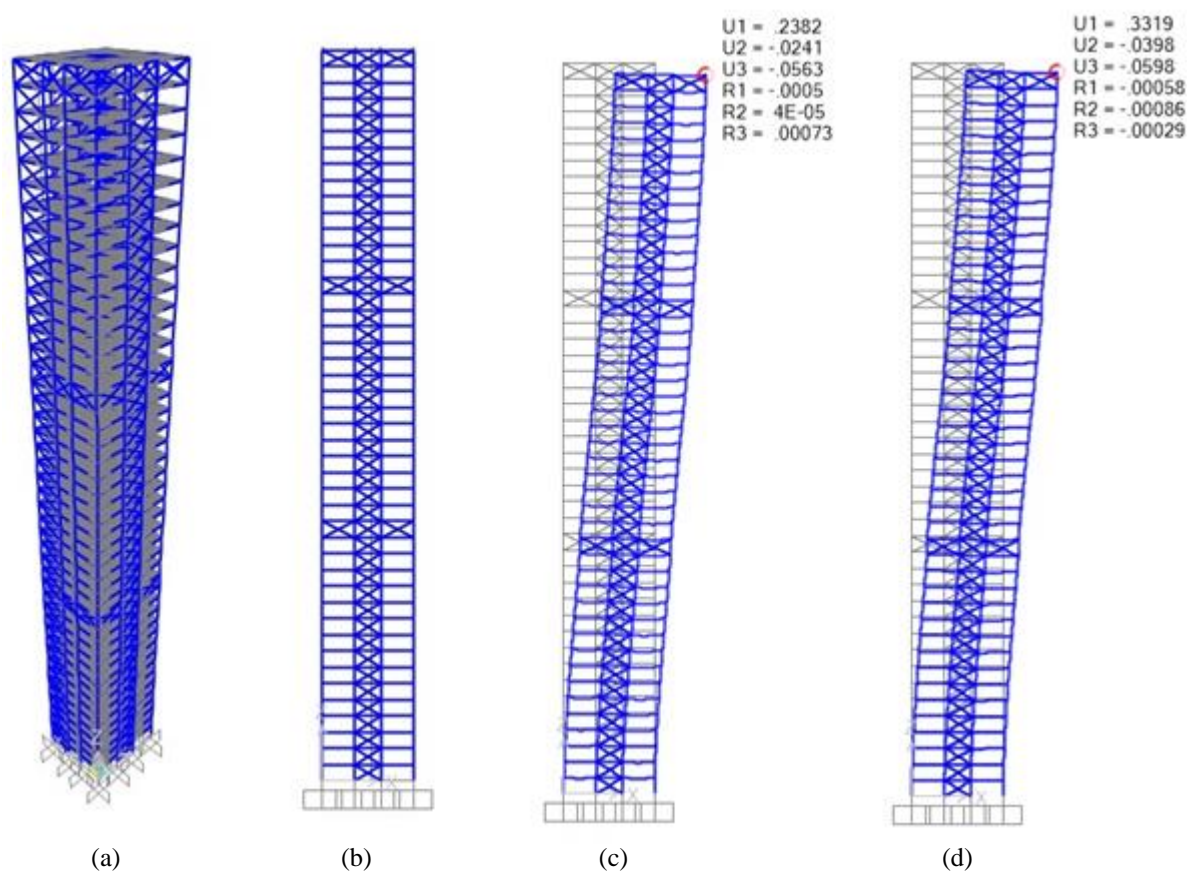
## 4.5 SISTEMAS ESTRUTURAIS MODERNOS: *BELT-TRUSSS* E *OUTRIGGERS-TRUSSS*

### 4.5.1 *BELT-TRUSSS*

O sistema *Belt-truss* consiste na adição de treliças horizontais às treliças verticais de contraventamento analisadas no item 4.1. Essas treliças horizontais transmitem os esforços da treliça vertical para os pilares externos, ocorrendo assim uma melhora na distribuição dos carregamentos da estrutura global, tendo como consequência o aumento do desempenho estrutural.

Na Figura 4.12, comprova-se a superioridade desse sistema com os outros analisados. O modelo em questão foi um sistema com 135m de altura e considerando as lajes atuando ou não como diafragmas rígidos, e com três cintas horizontais dispostas a cada 45m do edifício, sendo que a última forma uma cinta de topo.

Figura 4.12: Sistema Belt-Truss (Cintas Horizontais). (a) Modelo Tridimensional; (b) Elevação X-Z; (c) Deslocabilidade de topo para combinação 1, considerando lajes atuando como diafragmas rígidos; (d) Deslocabilidade de topo para combinação 1, sem considerar as lajes atuando como diafragmas rígidos.



Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)

Todos os elementos das treliças horizontais foram do tipo CS-250x49, sendo que os elementos de contraventamento das treliças verticais são análogos aos adotados no item 4.1.

Comparando-se os valores de deslocamentos considerando as lajes atuando como diafragmas rígidos, do sistema *Belt-truss*, 239,42mm, e do sistema contraventado apenas com treliças verticais, que é de 457,22mm, obtêm-se um quociente de 1,91, o que representa uma deslocabilidade próxima da metade do sistema comparado, além do atendimento ao limite normativo H/400.

E ainda, comparando-se os valores de deslocamentos, porém sem a contribuição das lajes, tem-se para o sistema *Belt-truss*, 334,27mm, e do sistema contraventado apenas com treliças verticais, 1434,87mm, obtendo-se um quociente de 4,29, representando uma deslocabilidade cujo valor é menos de 25% do sistema com apenas treliças verticais, além do atendimento limite normativo de H/400.

Analisando o sistema *Belt-truss* de forma não-linear, têm-se os valores de deslocamentos apresentados na Figura 4.13, e conseqüentemente a Tabela 4.5, em que se classifica a estrutura de acordo com os parâmetros da norma NBR 8800 (ABNT, 2008).

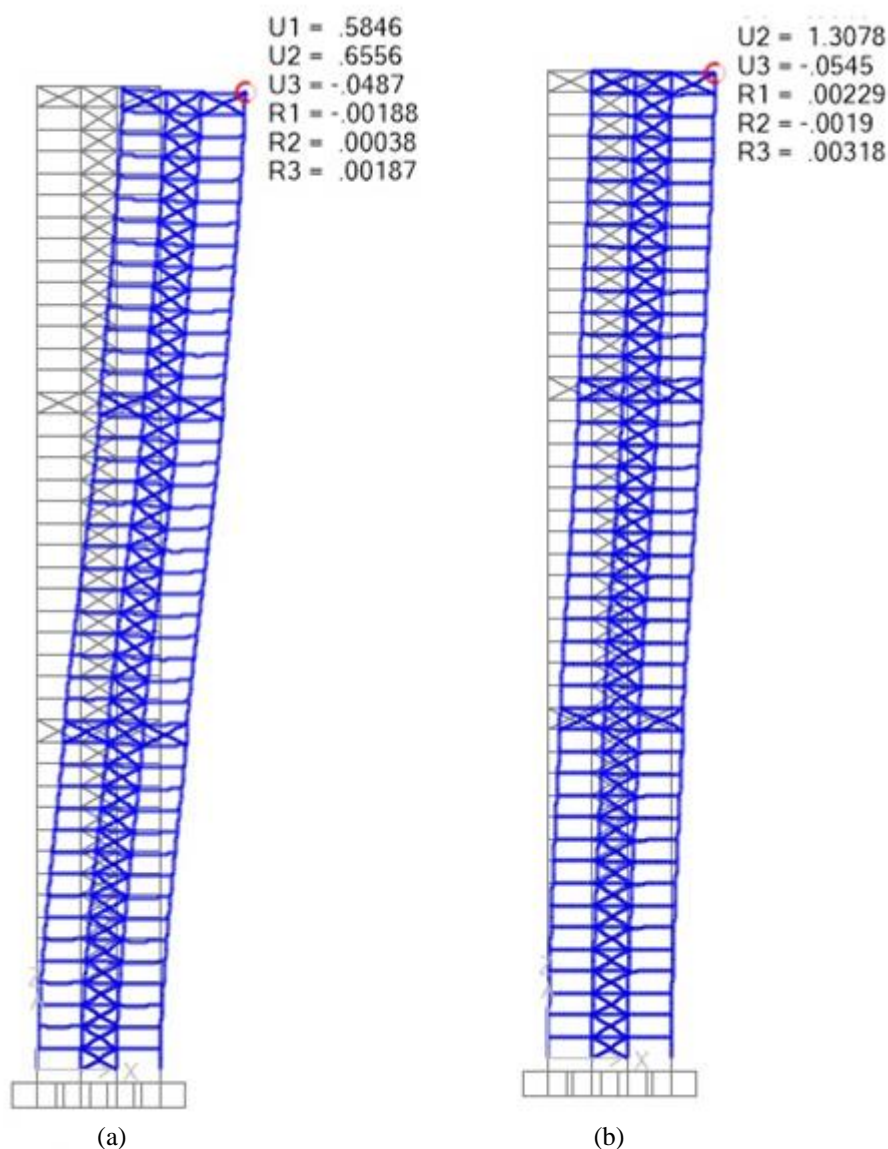
Tabela 4.5: Grau de sensibilidade dos deslocamentos da estrutura com Sistema Belt-Truss

<b>SISTEMA BELT-TRUSS: ALTURA 135m</b>			
<b>CONSIDERAÇÃO DAS LAJES COMO DIAFRAGMA RÍGIDO</b>	<b>DESLOCABILIDADE ANÁLISE LINEAR <math>u_1</math> (mm)</b>	<b>DESLOCABILIDADE ANÁLISE NÃO- LINEAR <math>u_2</math> (mm)</b>	<b><math>\frac{u_2}{u_1}</math></b>
<b>SIM</b>	239,42	855,86	3,57
<b>NÃO</b>	334,27	1599,5	4,78

Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)

Denota-se que, apesar desse sistema ainda se classificar como de grande deslocabilidade, é perceptível uma grande diminuição dos valores dos deslocamentos das análises de 2ª ordem quando se compara com o sistema contraventado apenas com treliças verticais.

Figura 4.13: (a) Deslocabilidade de topo para Análise Não-Linear, considerando lajes atuando como diafragmas rígidos; (b) Deslocabilidade de topo para Análise Não-Linear, sem considerar as lajes atuando como diafragmas rígidos



Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)

#### 4.5.2 OUTRIGGERS-TRUSSS

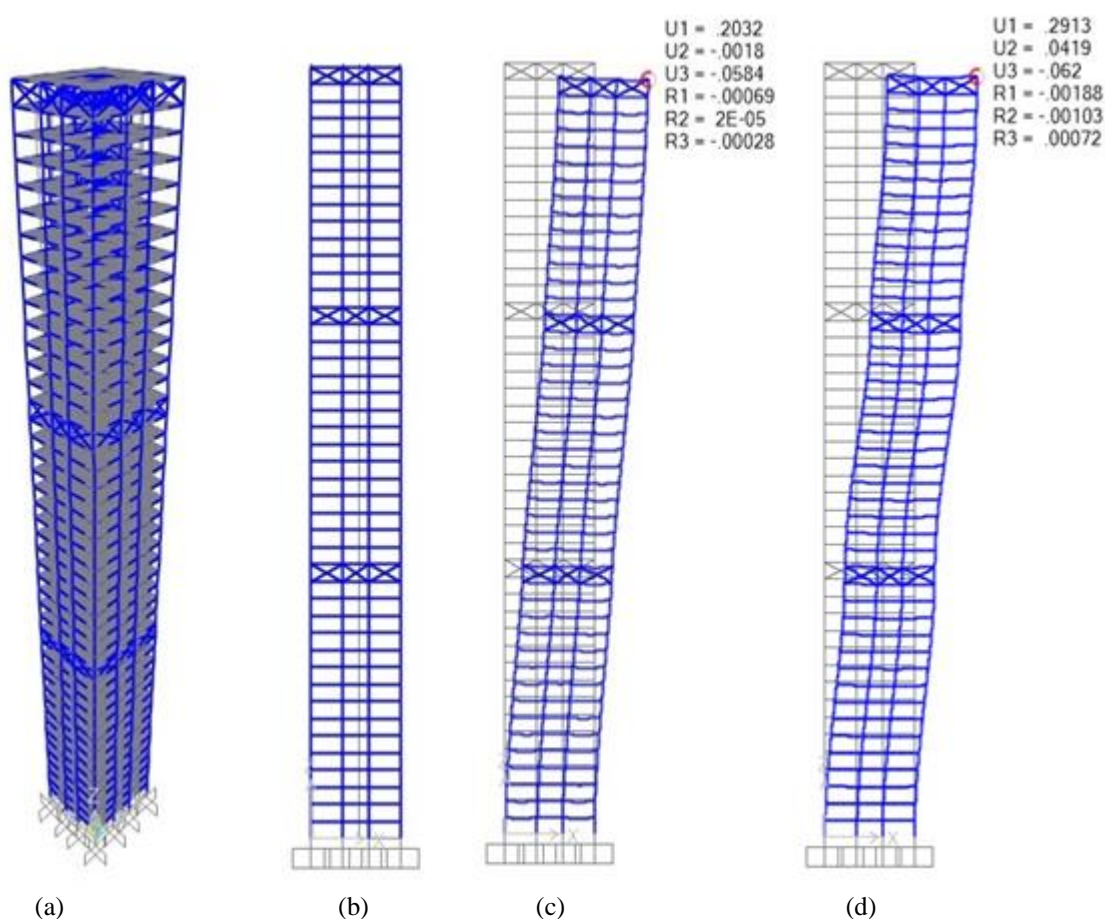
Conforme citado no item 2.2.1, o sistema *Outrigger* trabalha como um sistema Tubo – Tubo, em que o núcleo interior é conectado ao tubo exterior apenas estruturado (colunas e vigas), sendo conectados por treliças ou até vigas de grandes dimensões. Porém mesmo utilizando essa configuração, essa tipologia necessita de grandes núcleos internos para que seja garantida a estabilidade global, que o tubo externo não propicia a partir de grandes alturas. Dessa forma, essas treliças quando ligadas rigidamente ao contraventamento vertical, mobiliza os pilares



externos para que eles também contribuam na resistência às ações laterais, aumentando assim a rigidez global da estrutura.

Na Figura 4.14 comprova-se a superioridade desse sistema, semelhante ao sistema de cintas horizontais analisados no item anterior. O modelo em questão foi um sistema com 135m de altura e considerando as lajes atuando ou não como diafragmas rígidos, e com três *outriggers* horizontais dispostos a cada 45m do edifício, sendo que o núcleo é formado por pórticos rígidos.

Figura 4.14: Sistema Outriggers-Truss. (a) Modelo Tridimensional; (b) Elevação X-Z; (c) Deslocabilidade de topo para combinação 1, considerando lajes atuando como diafragma rígidos; (d) Deslocabilidade de topo para combinação 1, sem considerar as lajes atuando como diafragmas rígidos



Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)

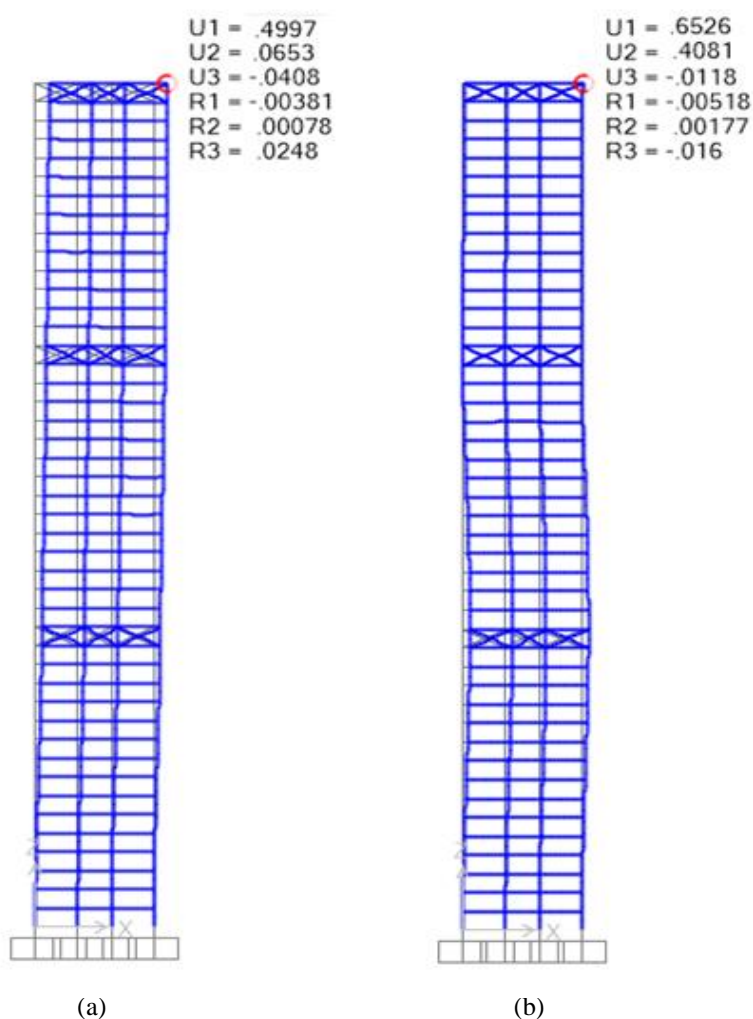
Comparando-se os valores de deslocamentos considerando as lajes atuando como diafragmas rígido, do sistema *Outrigger-truss*, 203,20mm, e do sistema contraventado apenas com treliças verticais, que é de 457,22mm, obtêm-se um quociente de 2,25, que representa uma

deslocabilidade cujo valor é menos da metade do sistema comparado, além do atendimento ao limite normativo de  $H/400$ .

E ainda, comparando-se os valores de deslocamentos, porém sem a contribuição das lajes, tem-se para o sistema *Belt-truss*, 294,30mm, e do sistema Contraventado apenas com treliças verticais, 1434,87mm, obtendo-se um quociente de 4,87, representando uma deslocabilidade próxima a 20% do sistema com apenas treliças verticais, além do atendimento ao limite normativo de  $H/400$ .

Analisando o sistema *Outrigger-truss* de forma não-linear, têm-se os valores de deslocamentos apresentados na Figura 4.15, e consequentemente na Tabela 4.6 classifica-se a estrutura de acordo com os parâmetros da norma NBR 8800 (ABNT, 2008).

Figura 4.15: (a) Deslocabilidade de topo para Análise Não-Linear, considerando lajes atuando como diafragmas rígidos; (b) Deslocabilidade de topo para Análise Não-Linear, sem considerar as lajes atuando como diafragmas rígidos



Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)



Tabela 4.6: Grau de sensibilidade dos deslocamentos da estrutura com Sistema *Outrigger-Truss*

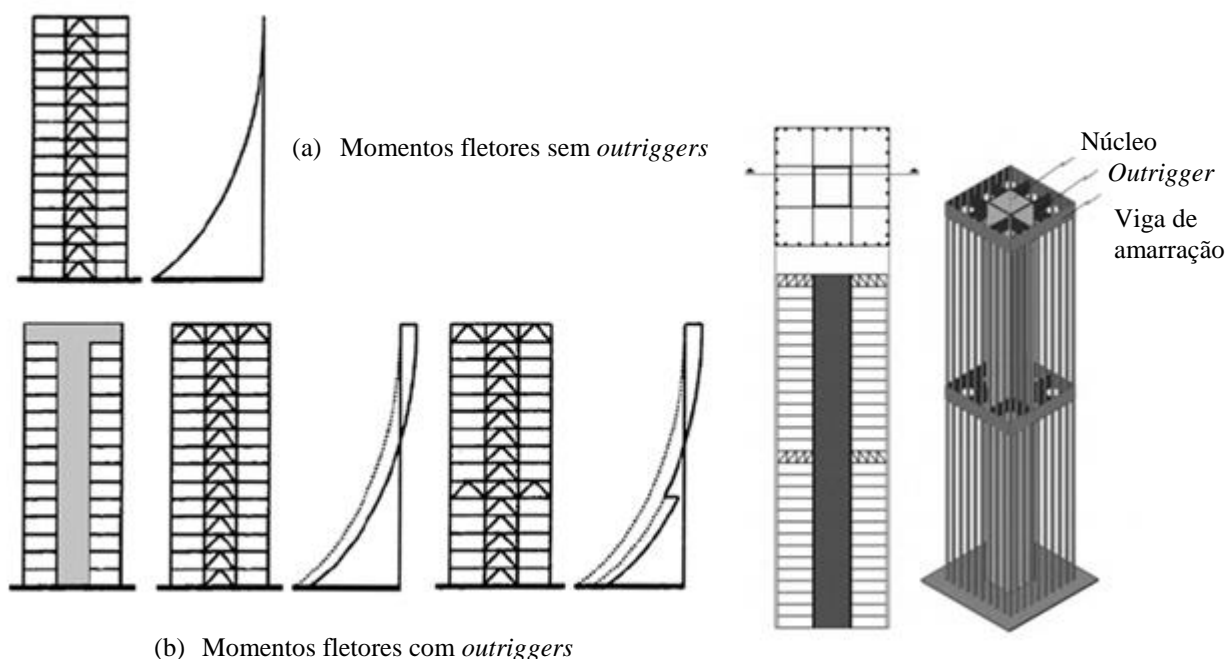
<b>SISTEMA <i>OUTRIGGER-TRUSS</i>: ALTURA 135m</b>			
<b>CONSIDERAÇÃO DAS LAJES COMO DIAFRAGMA RÍGIDO</b>	<b>DESLOCABILIDADE ANÁLISE LINEAR <math>u_1</math> (mm)</b>	<b>DESLOCABILIDADE ANÁLISE NÃO-LINEAR <math>u_2</math> (mm)</b>	<b><math>\frac{u_2}{u_1}</math></b>
<b>SIM</b>	203,20	503,95	2,48
<b>NÃO</b>	294,30	769,70	2,62

Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)

Ressalta-se, de forma semelhante ao sistema *Belt-truss*, que apesar desse sistema ainda se classificar como de grande deslocabilidade, é perceptível uma grande diminuição dos valores dos deslocamentos das análises de 2ª ordem comparados com o sistema contraventado apenas com treliças verticais.

Na Figura 4.16 demonstra-se o principal motivo pelo qual o sistema com *Outrigger-truss* tem melhor desempenho frente aos deslocamentos horizontais oriundos das ações solicitantes de vento. É perceptível a diminuição do momento de flexão da estrutura global quando se utiliza o sistema com *Outrigger-Truss*, sendo que, de certa forma, o momento é dissipado em cada região de reforço estrutural.

Figura 4.16: Diferença nos momentos de flexão. (a) Sistema contraventado apenas com treliças verticais. (b) Sistema de pórticos com outrigger-truss



Fonte: ALTOQI (2016)

### 4.5.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Embasado nas análises numéricas realizadas, constatou-se a importância da consideração da rigidez à flexão das lajes atuando como diafragmas rígidos para estabilização global das estruturas frente às ações solicitantes dimensionadas.

Ressaltando os gráficos das Figuras 4.3 e 4.6, sendo que os deslocamentos dos pórticos de estabilização trabalhando sem o auxílio das lajes de piso, atuando como diafragmas rígidos, derivam deslocamentos crescentes exponencialmente, resultando em sistemas instáveis.

Todavia, mesmo com o auxílio das lajes, os deslocamentos desses pórticos tendem a aumentar, contudo, de forma linear. Devido a esse fato, percebe-se de forma numérica, um aumento da rigidez dos sistemas nos quais as lajes atuam como diafragmas rígidos. Porém, para que esses modelos atendam as prescrições normativas, deverão ser alterados para sistemas estruturais mais rígidos que atendam o dimensionamento estrutural como um todo.

Na Tabela 4.7 apresentam-se as alturas de eficiência para os respectivos sistemas estruturais analisados.

Tabela 4.7: Comparação da altura de eficiência dos Sistemas Contraventado e Rígido considerando, com e sem, as lajes atuando como diafragma rígidos, para a Análise Linear

<b>SISTEMA ESTRUTURAL</b>	<b>ALTURA DE EFICIÊNCIA (m)</b>
CONTRAVENTADO: TRELIÇAS VERTICAIS COM LAJES ATUANDO COMO DIAFRAGMA RÍGIDOS	117,00
CONTRAVENTADO: TRELIÇAS VERTICAIS SEM LAJES ATUANDO COMO DIAFRAGMA RÍGIDOS	87,00
PÓRTICOS RÍGIDOS: COM LAJES ATUANDO COMO DIAFRAGMA RÍGIDOS	87,00
PÓRTICOS RÍGIDOS: SEM LAJES ATUANDO COMO DIAFRAGMA RÍGIDOS	51,00

Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)

Também, na Tabela 4.8 apresentam-se as deslocabilidades de topo, da análise linear, para os respectivos sistemas estruturais analisados, apresentando as comparações dos sistemas que consideram, ou não, as lajes atuando como diafragmas rígidos.

Tabela 4.8: Comparação das deslocabilidades: Com e sem a contribuição das lajes – Análise Linear

<b>SISTEMA ESTRUTURAL (ALTURA 135m)</b>	<b>DESLOCAMENTO DO TOPO: ANÁLISE LINEAR COM LAJE (mm)</b>	<b>DESLOCAMENTO DO TOPO: ANÁLISE LINEAR SEM LAJE (mm)</b>	<b>AUMENTO DA DESLOCABILIDADE (%)</b>
<b>CONTRAVENTADO: TRELIÇAS VERTICAIS</b>	457,22	1434,87	314%
<b>PÓRTICOS RÍGIDOS REGIÃO NUCLEAR</b>	641,00	2248,70	351%
<b>CONTRAVENTADO: BELT-TRUSS</b>	239,42	334,27	140%
<b>HÍBRIDO: OUTRIGGER- TRUSS</b>	203,20	294,30	145%

Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)

## **5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES**

### **5.1 CONCLUSÕES**

As Tabelas 4.7 e 4.8 apresentam-se sinteticamente as comparações das deslocabilidades dos modelos numéricos analisados, considerando a contribuição, ou não, das lajes para a estabilização horizontal. Nesse caso, percebem-se as notáveis diferenças dos valores dos resultados e a importância das lajes para a estabilidade horizontal.

Conseqüentemente, constatou-se uma eficiência estrutural superior com relação à altura total dos modelos de tipologia contraventada e de pórticos rígidos de cerca de 34% e 70%, respectivamente, quando é considerado no dimensionamento as lajes atuando como diafragma rígidos frente aos esforços horizontais.

### **5.2 CONSIDERAÇÕES FINAIS**

Embasado nas premissas do item 4.4, referente a estabilidade global, pode-se concluir que, apesar dos sistemas contraventados com treliças verticais e com pórticos rígidos não satisfazerem as premissas da estática, quando foram consideradas as lajes contribuindo para a estabilidade lateral, constataram-se resultados pertinentes frente ao limite normativo de  $H/400$ . Dessa forma, pode-se afirmar que as lajes atuam como elementos primordiais e necessários para o dimensionamento estrutural, sendo que sob o cenário contrário, não é possível afirmar veementemente a garantia da estabilização global.

Portanto, para efeito de projeto, devem ser considerados os esforços de flexão resistidos pelas lajes devidos à ação ao vento. Deve-se também dimensionar as lajes tanto para as combinações de estado limite de serviço e estado de limite último, sendo possível reduzir seções de vigas e pilares com a simples consideração da contribuição das lajes frente aos deslocamentos laterais.

E ainda, abordaram-se os modelos de forma não-linear, e classificou-se todos, como de grande deslocabilidade para a altura de 135m. Em virtude disso, é necessária uma análise criteriosa dos elementos de contraventamento, novas simulações ou até alteração dos sistemas como um todo. Ressalta-se que os modelos dos estudos de caso abordados, todas as ligações foram calculadas como rotuladas (flexíveis), exceto o núcleo de pórticos rígido do sistema aporticado, sendo que em uma possível nova análise, pode-se incluir mais pórticos rígidos ou novos

contraventamentos para aumentar a rigidez com o intuito da redução do grau de sensibilidade dos deslocamentos da estrutura.

Também, o estudo abordou os sistemas largamente utilizados em edifícios modernos de grandes alturas, o sistema de cintas horizontais, *Belt-truss*, e o sistema *Outriggers-truss*, sendo que por meio das análises numéricas ficou evidente a grande eficiência de ambos quando comparados com os sistemas convencionais. Contudo, mesmo nesses sistemas modernos ressalta-se a diferença quando não se consideram as lajes atuando como diafragma rígido.

Todavia, o estudo confirmou que as análises de segunda ordem simulam com melhor precisão o comportamento das estruturas, verificando-se um aumento nos esforços em comparação com a análise de primeira ordem. Conforme constatado, nas soluções mais flexíveis, os efeitos são proporcionalmente maiores se comparados às soluções mais rígidas, ressaltando que nas análises onde não foram consideradas a atuação das lajes é bruscamente perceptível a instabilidade estrutural.

### **5.3 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS**

Com relação aos sistemas modernos, *Belt-truss* e *Outrigger-truss*, não foi abordado de forma estática e de dimensionamento, como esses sistemas transmitem os esforços de forma a combater os momentos fletores para redução dos deslocamentos globais, podendo-se confeccionar novas pesquisas para abordagens detalhadas desses sistemas.

Finalmente, não é comumente considerado nas análises de estabilização global a contribuição de painéis de vedação para estrutura de contraventamento, ou ainda, uma análise criteriosa com túnel de vento ou simulação numérica por meios de Dinâmica Computacional de Fluidos para modelar os efeitos do vento com maior precisão para edifícios de médio porte, como os analisados nesse trabalho, ficando assim sugestões para possíveis trabalhos futuros.

## REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**, 2013, Forças Devidas ao Vento em Edificações – Procedimento. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15421**: Projeto de estruturas resistentes a sismo – Procedimento. Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5884**: Perfil I estrutural de aço soldado por arco elétrico – Especificação. Rio de Janeiro, 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**, 2014, Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**, 2000, Cargas para cálculo de estruturas de edificações. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800**, 2008, Projeto de Estruturas de Aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios – Procedimento. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

AISC COMMITTEE et al. Specification for structural steel buildings (**ANSI/AISC 360-10**). **American Institute of Steel Construction**, Chicago-Illinois, 2010.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, **Specification of structural steel buildings**. Chicago, 2010.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. ASCE Standard **ASCE/SEI 7-10**: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. Virginia, 2010.

ALI, Mir M.; MOON, Kyoung Sun. **Structural developments in tall buildings: current trends and future prospects**. Architectural science review, v. 50, n. 3, p. 205-223, 2007.

ALVES, Elcio Cassimiro et al. **Análise da Instabilidade de Edifícios Altos com Lajes Protendidas e Lajes Nervuradas**. RIEM-IBRACON Structures and Materials Journal, v. 9, n. 2, 2016.

BASTOS, André Mendes Calazans Quito. **Análise do efeito da deslocabilidade lateral em edifício de andares múltiplos em estrutura mista de aço e concreto**. 2014. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Federal do Rio de Janeiro.

BAYATI, Z.; MAHDIKHANI, M.; RAHAEI, A. **Optimized use of multi-outriggers system to stiffen tall buildings**. In: The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China. 2008. p. 1-8.

BELLEI, Ildony H.; PINHO, Fernando O.; PINHO, Mauro O. **Edifícios de múltiplos andares em aço**. 2ed. Pini, 2008, 556p.

BORGES, Ana CL et al. **Análise do comportamento estrutural de um edifício esbelto de 42 pavimentos**. In: ANAIS DO 51º CONGRESSO BRASILEIRO DE CONCRETO (CBC). 2009.

CAMARGO, Rafael Eclache Moreira de. **Contribuição ao estudo da estabilidade de edifícios de andares múltiplos em aço**. 2012. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo.

CAMPILHO, Raul Duarte Salgueiral Gomes et al. **Método de Elementos Finitos - Ferramentas para Análise Estrutural**. 1 ed. Porto-Portugal: ed. Publindústria, 2012. 205p.

CARVALHO, B. A. **Análise Comparativa pelo Método dos Elementos Finitos de Modelos Tridimensionais Clássicos e Evolutivos do Sistema Estrutural de um Edifício Alto em Concreto Armado**". 2004. Tese de Doutorado. Dissertação de mestrado, 2004, Departamento de Engenharia de Estruturas da UFMG.

CBCA - CENTRO BRASILEIRO DE CONSTRUÇÃO EM AÇO. **Estabilidade estrutural de edifícios de aço**, 2013. Disponível em: <<http://issuu.com/prodweb/docs/informe-cbca-pini-estabilidade-estr>> Acesso em 05 jun. 2015, 20:40.

CBCA - CENTRO BRASILEIRO DE CONSTRUÇÃO EM AÇO. **Estatísticas**. Disponível em: <<http://www.cbca-acobrasil.org.br/site/construcao-em-aco-estatisticas.php>>. Acesso em 02 jun. 15, 22:25.

COOK, Robert D. *Finite element modeling for stress analysis*. Wiley, 1994.

CONSTRUÇÃO CIVIL-PET, UFC. **"Sistema pendular" auxilia na manutenção estrutural de Arranha-Céu**. 2016. Disponível em: < <https://civilizacaoengenhaira.wordpress.com/2016/09/02/sistema-pendular-auxilia-na-manutencao-estrutural-de-arranha-ceu/> >. Acesso em 05 maio, 2018.

CHÁVEZ, Ena Sosa. **"Análise estrutural de edifício alto submetido às pressões flutuantes induzidas pela ação do vento"**. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2006.

DAVENPORT, Alan Gamett. **The application of statistical concepts to the wind loading of structures**. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, v. 19, n. 4, p. 449-472, 1961.

DEAVES, D. M.; HARRIS, R. I. **A mathematical model of the structure of strong winds**, *Construct*. Ind. Res. Inf. Assoc., Rep, v. 76, 1978.

DE BARROS, Alex. **Um estudo da estabilidade de pórticos considerando o fator do comprimento efetivo e as forças nocionais**. 2010. Dissertação de mestrado, Departamento de Engenharia de Estruturas da UFMG.

Design, Gensler. **Shanghai Tower**. 2013. Disponível em < <http://du.gensler.com/vol6/shanghai-tower/> >. Acesso em: 22 maio. 2018.

DIAS, Luís A. M. **Estruturas de aço: técnicas e linguagem**. 7ª edição. São Paulo: Zigurate Editora, 2009.

Drosdov, P. F. and Lishak, V. I. **SPATIAL RIGIDITY & STABILITY OF TALL BUILDINGS OF DIFFERENT STRUCTURAL SCHEMES**, Prefabricated Multi-Storey Buildings, (Proceedings of Conference held in Moscow, October 1976), Central Research and Design Institute for Dwellings, Moscow, pp. 27-35, 1978.

FABRIZZI, Marcela de Arruda. **Contribuição para o projeto e dimensionamento de edifícios de múltiplos andares com elementos estruturais mistos aço-concreto**. São Carlos. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos–Universidade de São Paulo, 2007.

FERNANDES, R. M.; Neto, V.C. - **Análise plana e tridimensional de um edifício sob a ação do vento**, 2000, XXIX Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, Punta Del Este – Uruguay.

FONSECA, Adhemar. **Curso de Mecânica II - Estática**. São José dos Campos, 1963.

FRANCO, M. **Problema de instabilidade dos edifícios altos. Reunião anual do IBRACON: Colóquio sobre Estabilidade Global das Estruturas de Concreto Armado**, São Paulo. Anais, 1985.

GMBH, EMPORIS. **Continents with most skyscrapers**. Out. 2018. Disponível em: < <https://www.emporis.com/statistics/most-skyscrapers> >. Acesso em: 05 out. 2018.

GOULART, Mauricio dos Santos Sgarbi; SHEHATA, Ibrahim Adb El Malik. **Contribuição da rigidez à flexão das lajes para a estabilidade global de edifícios**. 2008. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro.

HUTTON, D. V.; *Fundamentals of Finite Element Analysis*. 1st ed. New York McGrawHill, 2004. 494p.

IGLESIA, Sócrate M. **Efeitos do vento em edifícios altos: o que você precisa saber**, 2016. Disponível em: < <http://maisengenharia.altoqi.com.br/construtoras/efeitos-do-vento-em-edificios-altos/> >. Acesso em 18 abril, 2018.

INEX, Group. **Computational Fluid Dynamics – CFD**. 2015. Disponível em: < <http://www.inex.fr/en/environmental-expertise/computational-fluid-dynamics> >. Acesso em 18 abril, 2018.

INSTITUTO BRASILEIRO DE SIDERURGIA. Centro Brasileiro da Construção em Aço. **Edifícios de pequeno porte estruturados em aço**. 3. ed. Rio de Janeiro: IBS/CBCA, 2004. 75p.

KEIKAKU, KOZO ENGINEERING. **Structural Design for Hight-Rise Building**. 2012. Disponível em: < [http://www4.kke.co.jp/stde/en/consulting/highrise\\_bldg.html](http://www4.kke.co.jp/stde/en/consulting/highrise_bldg.html) >. Acesso em 10 jan., 2018.

Kery, Geri. **The Tallest 20 in 2020: CTBUH Projection, Second Edition**, jan. 2009. Disponível em: < <http://www.ctbuh.org/HighRiseInfo/TallestDatabase/Tallest20in2020/tabid/791/Default.aspx> >. Acesso em: 20 out. 2017.



KHAN, Fazlur R.; AMIN, Navinchandra R. **Analysis and design of framed tube structures for tall concrete buildings**. Special Publication, v. 36, p. 39-60, 1972.

KHAN, Fazlur R. **New structural systems for tall buildings and their scale effects on cities**. In: **Proceedings—Tall Building, Planning, Design and Construction Symposium**, November. 1974. p. 14-15.

LIEW J.Y. Richard e CHEN V. Thevendran S, **Nonlinear analysis of steel-concrete composite beams curved in plan**. The National University of Malaysia, 1999. 139p.

MACHADO, Rafael Tamanini. **Análise da Viabilidade econômica do projeto estrutural de edifícios de múltiplos andares com estrutura de aço**. 2012. 267 p. 2012. Tese de Doutorado. Dissertação (Mestrado em Engenharia das Estruturas) –Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos-SP.

MARTHA, Luiz. F. **Métodos básicos da análise de estruturas**. Rio de Janeiro: Tecgraf, 2010.

MENDIS, P., NGO T., HARITOS N., HIRA A. **Wind Loading on Tall Buildings**. 2007. Publicação: EJSE Special Issue: Loading on Structures (2007).

MINISTÉRIO DO DESENVOLVIMENTO DA INDÚSTRIA E DO COMÉRCIO. **Secretaria Especial de Desenvolvimento Industrial. Manual brasileiro para cálculo de estruturas metálicas**. v.1. Brasília, DF: MD/SDI, 1989.

PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de Aço—Dimensionamento Prático de Acordo com a ABNT NBR 8800: 2008**. Editora LTC, 8ª. Edição, Rio de Janeiro, 2009.

Plitt, Amy; Bindelglass, Evan. **The status of The World Trade Center, 17 years later**. Jun. 2017. Disponível em: < <https://ny.curbed.com/2018/9/10/17838802/world-trade-center-ny-construction-update> >. Acesso em: jun. 2017.

Prandi, Jair. **O prédio mais alto do mundo**. 2015. Disponível em < <https://gigantesdomundo.blogspot.com/2011/06/o-predio-mais-alto-do-mundo.html> >. Acesso em: 15 nov. 2017.

RETORE, Laura Cristina; KIMURA, Erica Fernanda Aiko; PENNER, Elisabeth. **Análise da estabilidade horizontal de edifícios de aço com múltiplos andares**. 2016.23f. Contribuição tecnocientífica ao Construmetal 2016 – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

SÁLES, José Jairo de. **Estudo do projeto e da construção de edifícios de andares múltiplos com estruturas de aço**. 1995. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo.

SALMON, C.G; JOHNSON, J.E.; MALHAS, F.A. **Steel structures: design and behavior**. 5. ed New Jersey: Pearson Prentice Hall, 2009.

SAP2000 Nonlinear, 2003, version 8.2.7, **Computers and Structures, Inc.**, Berkeley, CA, USA.

SMITH, B.S.; COULL, A. – **Tall Building Structures: Analysis and Design**, 1991, John Wiley and Sons, Inc.

SCHIEL, F. **Introdução à Resistência dos Materiais**. São Paulo: Harpet & Row do Brasil, 1984. 395p.

STEHLLING, Ana Maria Drummond. **Análise tridimensional pelo método dos elementos finitos dos esforços nos elementos estruturais de um edifício alto com estrutura de aço sujeito à ação de forças laterais e com transição no sistema de estabilização lateral**. 2005. Dissertação de mestrado, Departamento de Engenharia de Estruturas da UFMG.

Suresh, Karthik. **Structural Systems in High rise Buildings**. 2015. Disponível em: < <https://pt.slideshare.net/reachkarthiksuresh/structural-systems-in-high-rise-buildings> >. Acesso em 13 junho, 2017.

TABARELLI, Aline; ARAÚJO, Ernani Carlos de; PRESTES, José Antônio Soares. **Análise comparativa de sistemas verticais de estabilização e a influência do efeito P-delta no dimensionamento de edifícios de andares múltiplos em aço**. Rem: Revista Escola de Minas, v. 55, n. 4, p. 251-255, 2002.

TARANATH, Bungale S. **Steel, concrete, and composite design of tall buildings**. Nova York: McGraw-Hill, 1998.

TIMOSHENKO, J. N. SP e Goodier. **Teoria da elasticidade**, 1980.

TIMOSHENKO, Stephen P.; WOINOWSKY-KRIEGER, Sergius. **Theory of plates and shells**. McGraw-hill, 1959.

Walter, Alexander. **Reiser+Umemoto's O-14 Tower on the Discovery Channel**. 2008. Disponível em: < <https://archinect.com/news/article/80721/reiser-umemoto-s-o-14-tower-on-the-discovery-channel> >. Acesso em 21 março, 2018.

Wing. **HK Bank of China Tower**. 2008. Disponível em: < [https://pt.wikipedia.org/wiki/Bank\\_of\\_China\\_Tower\\_\(Hong\\_Kong\)](https://pt.wikipedia.org/wiki/Bank_of_China_Tower_(Hong_Kong)) >. Acesso em 28 nov. 2017.

WOOD, Antony. **Best tall buildings 2008: CTBUH international award winning projects**. Elsevier/Architectural Press, 2008.

## APÊNDICE

Tabela A 1: Deslocabilidade horizontal para o Sistema Contraventado com ou sem lajes atuando como diafragmas rígidos. Análises Linear e Não-Linear

		SISTEMA CONTRAVENTADO: TRELIÇAS VERTICAIS																
PAV.	ELEVAÇÃO-Z (m)	DESLOCABILIDADE HORIZONTAL COM LAJE (LINEAR - $u_1$ ) (mm)			DESLOCABILIDADE HORIZONTAL SEM LAJE (LINEAR - $u_1'$ ) (mm)			DESLOCABILIDADE HORIZONTAL COM LAJE (NÃO LINEAR - P- $\Delta$ : $u_2$ ) (mm)			DESLOCABILIDADE HORIZONTAL SEM LAJE (NÃO LINEAR - P- $\Delta$ : $u_2'$ ) (mm)			H/400 (mm)	$u_1'/u_1$ LINEAR GLOBAL	$u_2'/u_2$ NÃO LINEAR GLOBAL	$u_2/u_1$ (LINEAR COM LAJE)	$u_2'/u_1'$ (LINEAR SEM LAJE)
		X	Y	GLOBAL	X	Y	GLOBAL	X	Y	GLOBAL	X	Y	GLOBAL					
1	3,0	0,09	0,10	0,13	0,05	0,07	0,09	0,10	0,10	0,14	0,10	0,05	0,11	22,50	64%	79%	1,05	1,30
2	6,0																	
3	9,0																	
4	12,0																	
5	15,0	0,70	0,60	0,92	0,40	0,60	0,72	0,72	0,62	0,95	0,75	0,60	0,96	45,00	78%	101%	1,03	1,33
6	18,0																	
7	21,0																	
8	24,0																	
9	27,0	2,60	1,70	3,11	2,10	1,80	2,77	2,71	1,80	3,25	3,32	2,00	3,88	67,50	89%	119%	1,05	1,40
10	30,0																	
11	33,0																	
12	36,0																	
13	39,0	6,70	3,70	7,65	6,90	4,00	7,98	9,32	4,00	10,14	10,22	5,10	11,42	90,00	104%	113%	1,33	1,43
14	42,0																	
15	45,0																	
16	48,0																	
17	51,0	14,00	6,80	15,56	17,10	7,70	18,75	22,30	12,30	25,47	25,70	15,80	30,17	112,50	120%	118%	1,64	1,61
18	54,0																	
19	57,0																	
20	60,0																	
21	63,0	25,60	11,10	27,90	34,90	13,50	37,42	54,00	40,40	67,44	81,70	63,30	103,35	135,00	134%	153%	2,42	2,76
22	66,0																	
23	69,0																	
24	72,0																	
20	60,0	42,50	16,80	45,70	63,40	22,00	67,11	91,30	68,60	114,20	154,20	117,40	193,81	157,50	147%	170%	2,50	2,89
21	63,0																	
22	66,0																	
23	69,0																	
23	69,0	65,30	23,90	69,54	106,50	34,00	111,80	143,90	108,50	180,22	274,90	206,20	343,64	180,00	161%	191%	2,59	3,07
24	72,0																	

Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)

Tabela A 1: Deslocabilidade horizontal para o Sistema Contraventado com ou sem lajes atuando como diafragmas rígidos. Análises Linear e Não-Linear

(Continuação)

		SISTEMA CONTRAVENTADO: TRELIÇAS VERTICAIS																
PAV.	ELEVAÇÃO-Z (m)	DESLOCABILIDADE HORIZONTAL COM LAJE (LINEAR - $u_1$ ) (mm)			DESLOCABILIDADE HORIZONTAL SEM LAJE (LINEAR - $u_1'$ ) (mm)			DESLOCABILIDADE HORIZONTAL COM LAJE (NÃO LINEAR - P- $\Delta$ : $u_2$ ) (mm)			DESLOCABILIDADE HORIZONTAL SEM LAJE (NÃO LINEAR - P- $\Delta$ : $u_2'$ ) (mm)			H/400 (mm)	u1'/u1 LINEAR GLOBAL	u2'/u2 NÃO LINEAR GLOBAL	u2/u1 (LINEAR COM LAJE)	u2/u1 (LINEAR SEM LAJE)
		X	Y	GLOBAL	X	Y	GLOBAL	X	Y	GLOBAL	X	Y	GLOBAL					
25	75,0	94,70	32,60	100,15	169,10	50,40	176,45	215,00	162,90	269,74	477,90	351,60	593,31	202,50	176%	220%	2,69	3,36
26	78,0																	
27	81,0																	
28	84,0	131,30	42,80	138,10	257,60	72,00	267,47	308,40	235,10	387,79	830,70	594,30	1021,40	225,00	194%	263%	2,81	3,82
29	87,0																	
30	90,0																	
31	93,0	175,60	54,60	183,89	379,30	99,80	392,21	428,20	328,50	539,69	1494,10	1038,50	1819,57	247,50	213%	337%	2,93	4,64
32	96,0																	
33	99,0																	
34	102,0	228,10	67,90	237,99	543,30	134,80	559,77	581,00	448,40	733,91	2966,70	1857,20	3500,07	270,00	235%	477%	3,08	6,25
35	105,0																	
36	108,0																	
37	111,0	289,70	83,00	301,36	760,00	178,20	780,61	770,30	600,10	976,46	7819,70	3704,30	8652,72	292,50	259%	886%	3,24	11,08
38	114,0																	
39	117,0																	
40	120,0	360,70	99,80	374,25	1041,90	231,70	1067,35	1015,30	795,80	1290,01	8811,00	5316,90	10290,93	315,00	285%	798%	3,45	9,64
41	123,0																	
42	126,0																	
43	129,0	441,70	118,10	457,22	1403,80	297,00	1434,87	1325,10	1044,70	1687,39	12035,00	5875,40	13392,59	337,50	314%	794%	3,69	9,33
44	132,0																	
45	135,0																	

Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)

Tabela A 2: Deslocabilidade horizontal para o Sistema Rígido com ou sem lajes atuando como diafragmas rígidos. Análises Linear e Não-Linear

		SISTEMA DE PÓRTICOS RÍGIDOS: NÚCLEO																
PAV.	ELEVAÇÃO-Z (m)	DESLOCABILIDADE HORIZONTAL COM LAJE (LINEAR - $u_1$ ) (mm)			DESLOCABILIDADE HORIZONTAL SEM LAJE (LINEAR - $u_1'$ ) (mm)			DESLOCABILIDADE HORIZONTAL COM LAJE (NÃO LINEAR - P- $\Delta$ : $u_2$ ) (mm)			DESLOCABILIDADE HORIZONTAL SEM LAJE (NÃO LINEAR - P- $\Delta$ : $u_2'$ ) (mm)			H/400 (mm)	u1'/u1 LINEAR GLOBAL	u2'/u2 NÃO LINEAR GLOBAL	u2/u1 (LINEAR COM LAJE)	u2/u1 (LINEAR SEM LAJE)
		X	Y	GLOBAL	X	Y	GLOBAL	X	Y	GLOBAL	X	Y	GLOBAL					
1	3,0	0,20	0,20	0,28	0,20	0,20	0,28	0,23	0,21	0,31	0,50	1,50	1,58	22,50	100%	508%	1,10	5,59
2	6,0																	
3	9,0																	
4	12,0	2,60	0,50	2,65	3,50	0,10	3,50	3,50	0,60	3,55	7,20	22,00	23,15	45,00	132%	652%	1,34	6,61
5	15,0																	
6	18,0																	
7	21,0	9,30	0,90	9,34	15,90	0,90	15,93	15,60	1,65	15,69	35,10	101,40	107,30	67,50	170%	684%	1,68	6,74
8	24,0																	
9	27,0																	
10	30,0	21,40	1,10	21,43	41,70	2,80	41,79	47,00	78,10	91,15	98,60	263,40	281,25	90,00	195%	309%	4,25	6,73
11	33,0																	
12	36,0																	
13	39,0	39,30	1,30	39,32	82,10	6,70	82,37	88,70	142,70	168,02	1221,90	735,50	1426,18	112,50	209%	849%	4,27	17,31
14	42,0																	
15	45,0																	
16	48,0	63,40	1,30	63,41	138,00	13,10	138,62	148,20	234,40	277,32	1928,60	732,00	2062,84	135,00	219%	744%	4,37	14,88
17	51,0																	
18	54,0																	
19	57,0	94,50	1,20	94,51	211,70	22,50	212,89	229,50	359,80	426,76	2808,10	546,10	2860,71	157,50	225%	670%	4,52	13,44
20	60,0																	
21	63,0																	
22	66,0	132,70	1,00	132,70	306,00	35,40	308,04	336,40	528,10	626,14	3898,20	118,80	3900,01	180,00	232%	623%	4,72	12,66
23	69,0																	
24	72,0																	

Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)

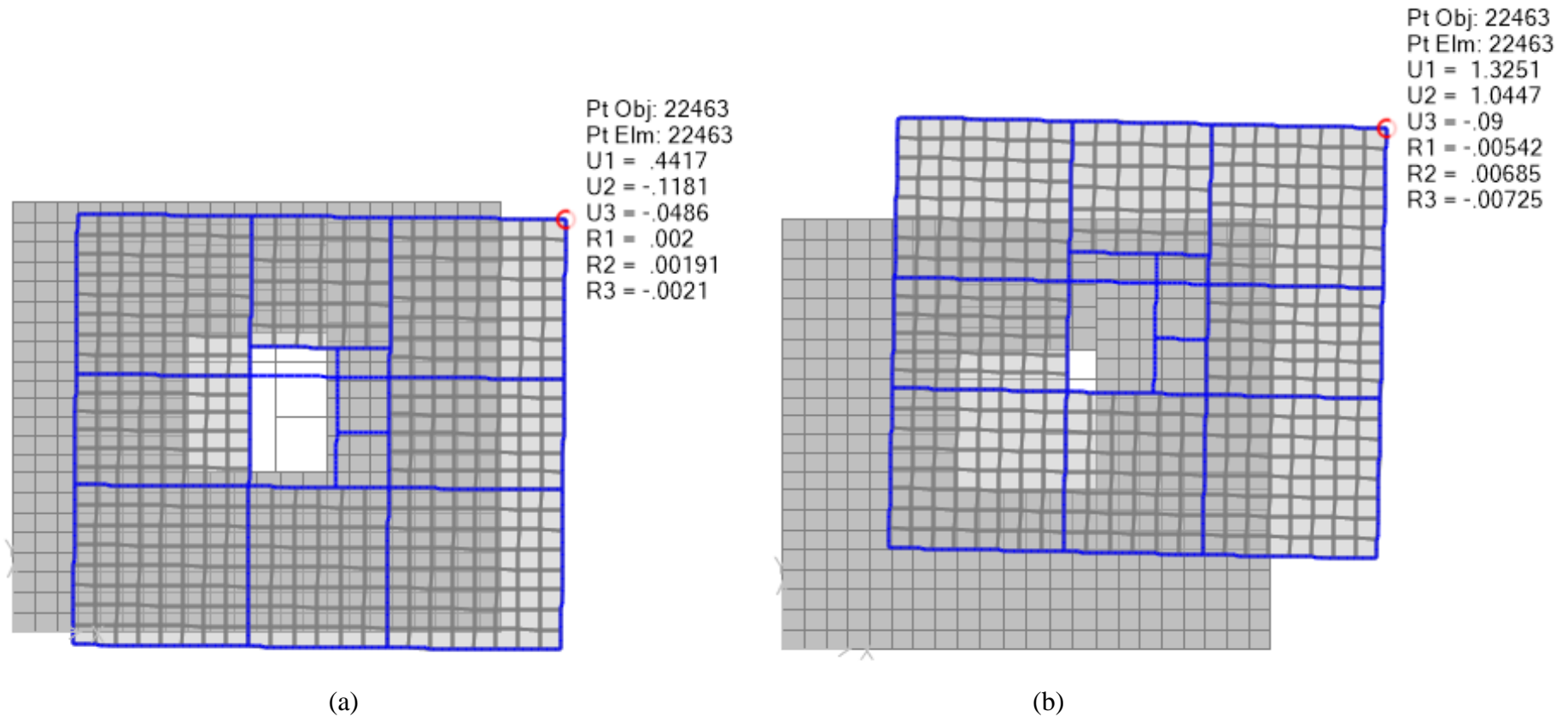
Tabela A 2: Deslocabilidade horizontal para o Sistema Rígido com ou sem lajes atuando como diafragmas rígidos. Análises Linear e Não-Linear

(Continuação)

		SISTEMA DE PÓRTICOS RÍGIDOS: NÚCLEO																
PAV.	ELEVAÇÃO-Z (m)	DESLOCABILIDADE HORIZONTAL COM LAJE (LINEAR - u1) (mm)			DESLOCABILIDADE HORIZONTAL SEM LAJE (LINEAR - u1') (mm)			DESLOCABILIDADE HORIZONTAL COM LAJE (NÃO LINEAR - P-Δ: u2) (mm)			DESLOCABILIDADE HORIZONTAL SEM LAJE (NÃO LINEAR - P-Δ: u2') (mm)			H/400 (mm)	u1'/u1 LINEAR GLOBAL	u2'/u2 NÃO LINEAR GLOBAL	u2/u1 (LINEAR COM LAJE)	u2/u1 (LINEAR SEM LAJE)
		X	Y	GLOBAL	X	Y	GLOBAL	X	Y	GLOBAL	X	Y	GLOBAL					
25	75,0	179,90	2,90	179,92	426,70	52,60	429,93	475,40	749,80	887,81	5106,40	433,90	5124,80	202,50	239%	577%	4,93	11,92
26	78,0																	
27	81,0																	
28	84,0	233,90	2,80	233,92	582,80	74,50	587,54	646,60	1049,40	1232,61	6336,80	992,80	6414,10	225,00	251%	520%	5,27	10,92
29	87,0																	
30	90,0																	
31	93,0	296,20	2,50	296,21	781,10	102,50	787,80	850,70	1461,50	1691,06	7479,80	1427,90	7614,87	247,50	266%	450%	5,71	9,67
32	96,0																	
33	99,0																	
34	102,0	367,30	2,00	367,31	1032,70	137,60	1041,83	1084,90	2040,30	2310,81	8469,50	1690,00	8636,47	270,00	284%	374%	6,29	8,29
35	105,0																	
36	108,0																	
37	111,0	448,10	1,40	448,10	1349,20	180,90	1361,27	1293,20	2878,80	3155,92	9279,60	1783,40	9449,42	292,50	304%	299%	7,04	6,94
38	114,0																	
39	117,0																	
40	120,0	539,10	0,60	539,10	1742,40	234,40	1758,10	1307,90	4372,20	4563,63	9876,20	1692,10	10020,11	315,00	326%	220%	8,47	5,70
41	123,0																	
42	126,0																	
43	129,0	641,00	0,50	641,00	2228,60	299,80	2248,67	1251,10	5325,90	5470,87	10516,10	1440,70	10614,33	337,50	351%	194%	8,53	4,72
44	132,0																	
45	135,0																	

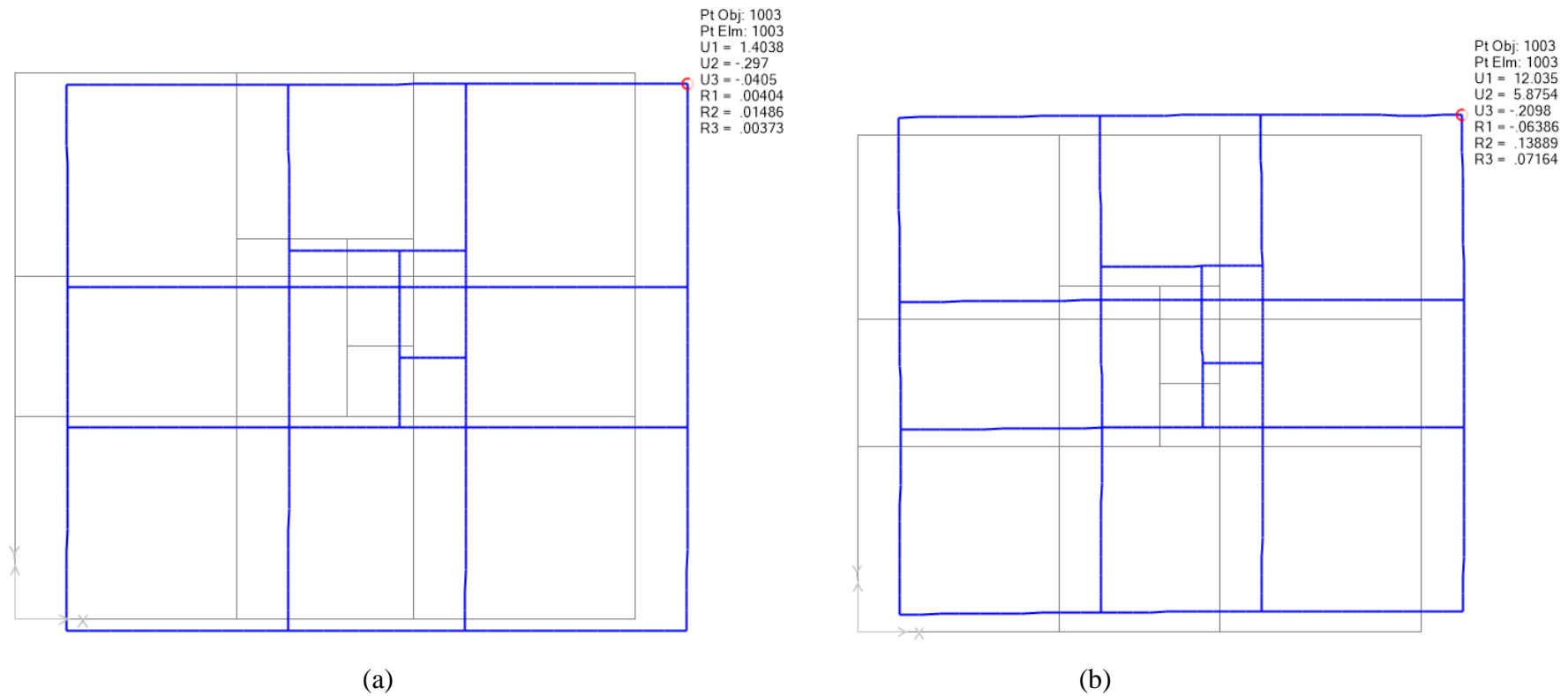
Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)

Figura A 1: Sistema Contraventado com treliças verticais considerando as lajes atuando como diafragmas rígidos, plano x-y, altura 135m. (a) Deslocabilidades Análise Linear; (b) Deslocabilidades Análise Não- Linear



Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)

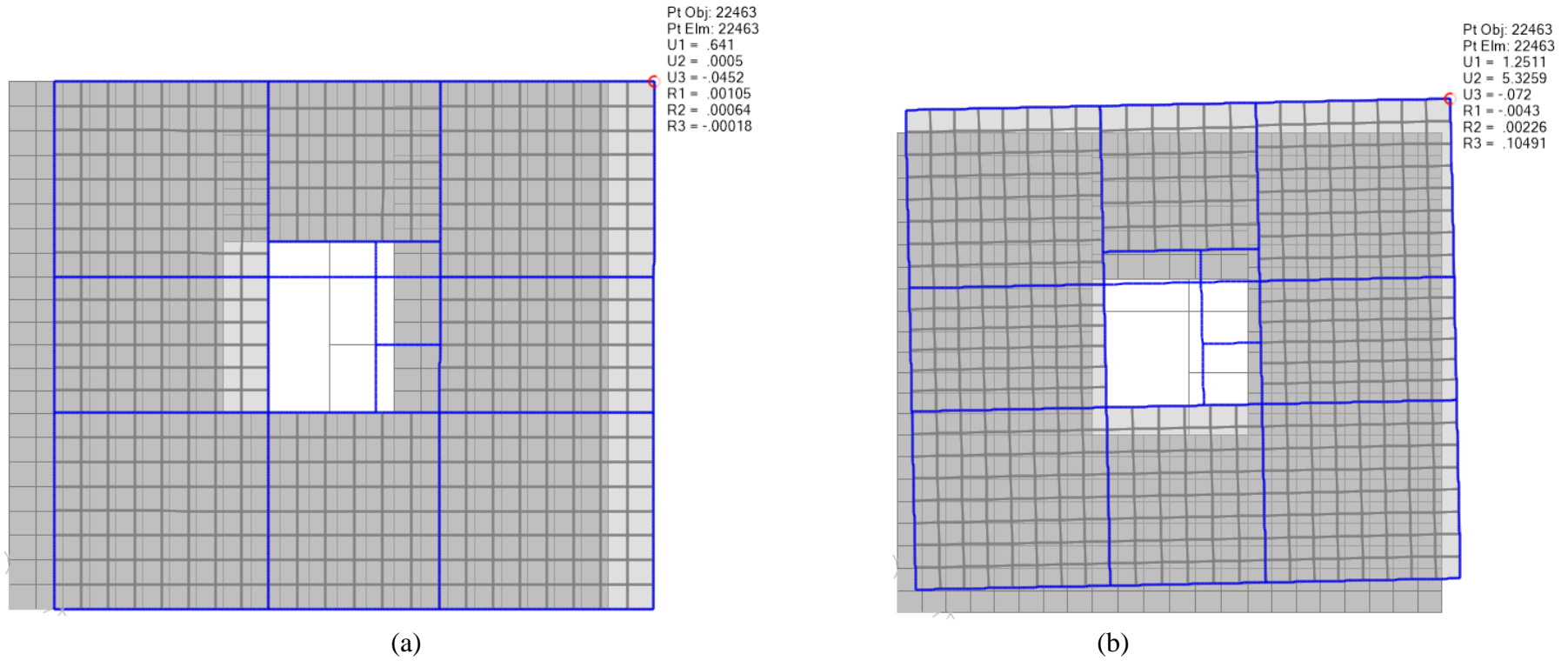
Figura A 2: Sistema Contraventado com treliças verticais sem considerar as lajes atuando como diafragmas rígidos, plano x-y, altura 135m.  
(a) Deslocabilidades Análise Linear; (b) Deslocabilidades Análise Não-Linear



Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)

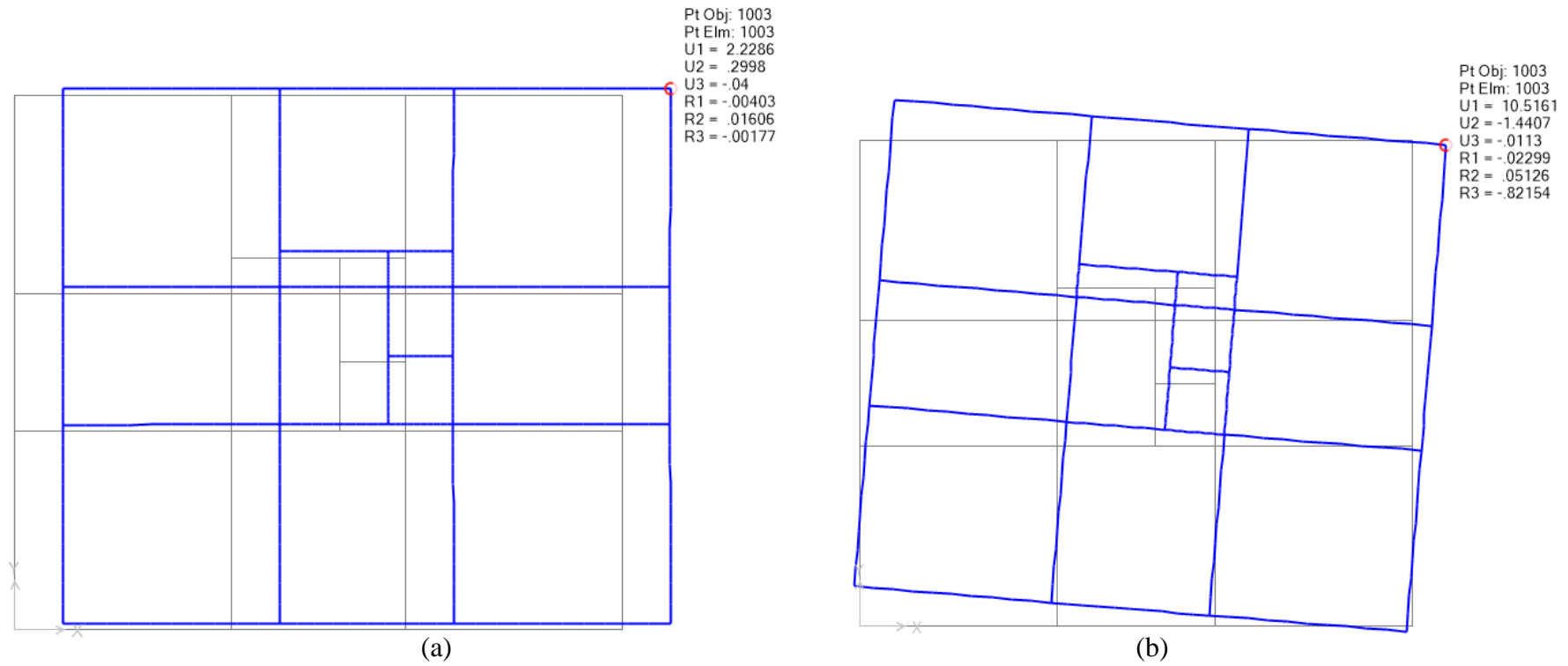


Figura A 3: Sistema Rígido considerando as lajes atuando como diafragmas rígidos, plano x-y, altura 135m. (a) Deslocabilidades Análise Linear; (b) Deslocabilidades Análise Não-Linear



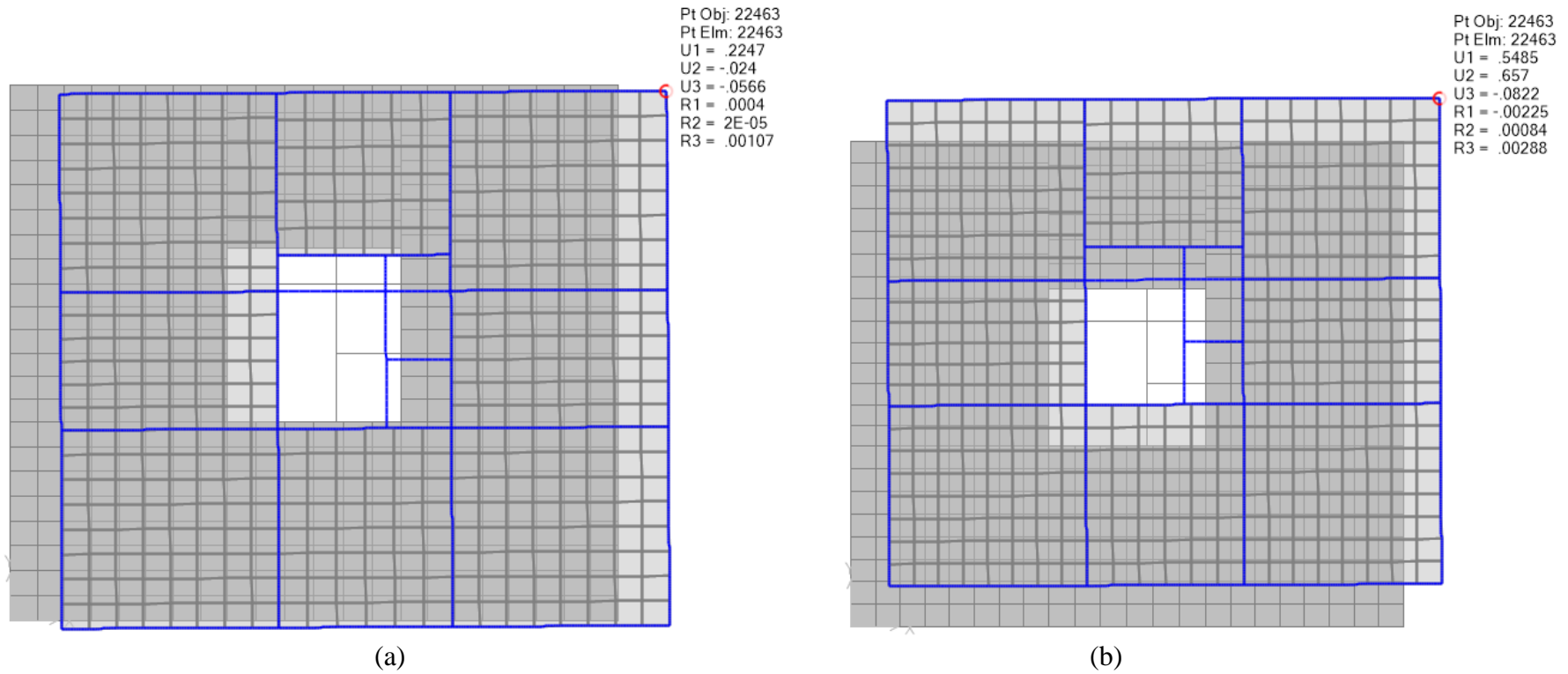
Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)

Figura A 4: Sistema Rígido sem considerar as lajes atuando como diafragmas rígidos, plano x-y, altura 135m. (a) Deslocabilidades Análise Linear; (b) Deslocabilidades Análise Não- Linear



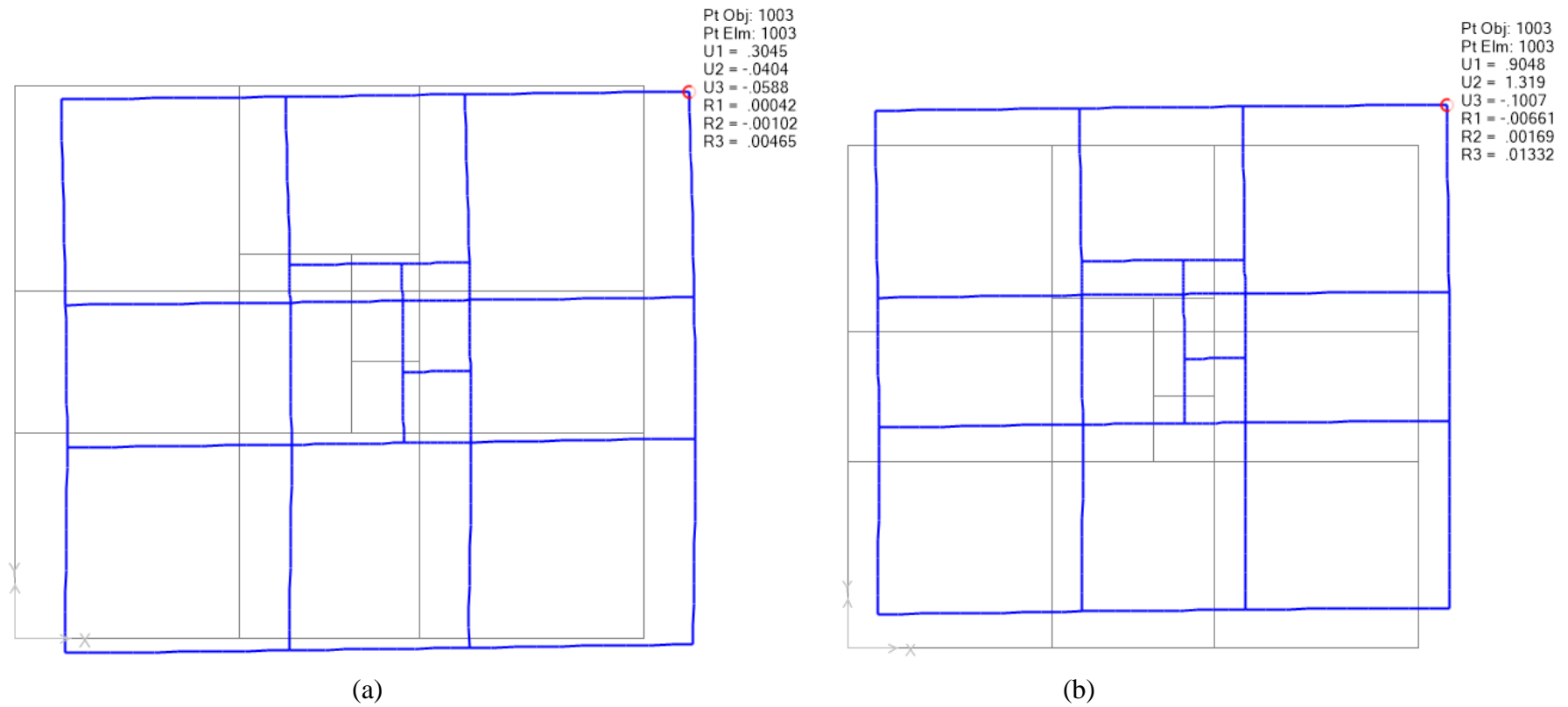
Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)

Figura A 5: Sistema *Belt-truss* considerando as lajes atuando como diafragmas rígidos, plano x-y, altura 135m. (a) Deslocabilidades Análise Linear; (b) Deslocabilidades Análise Não-Linear



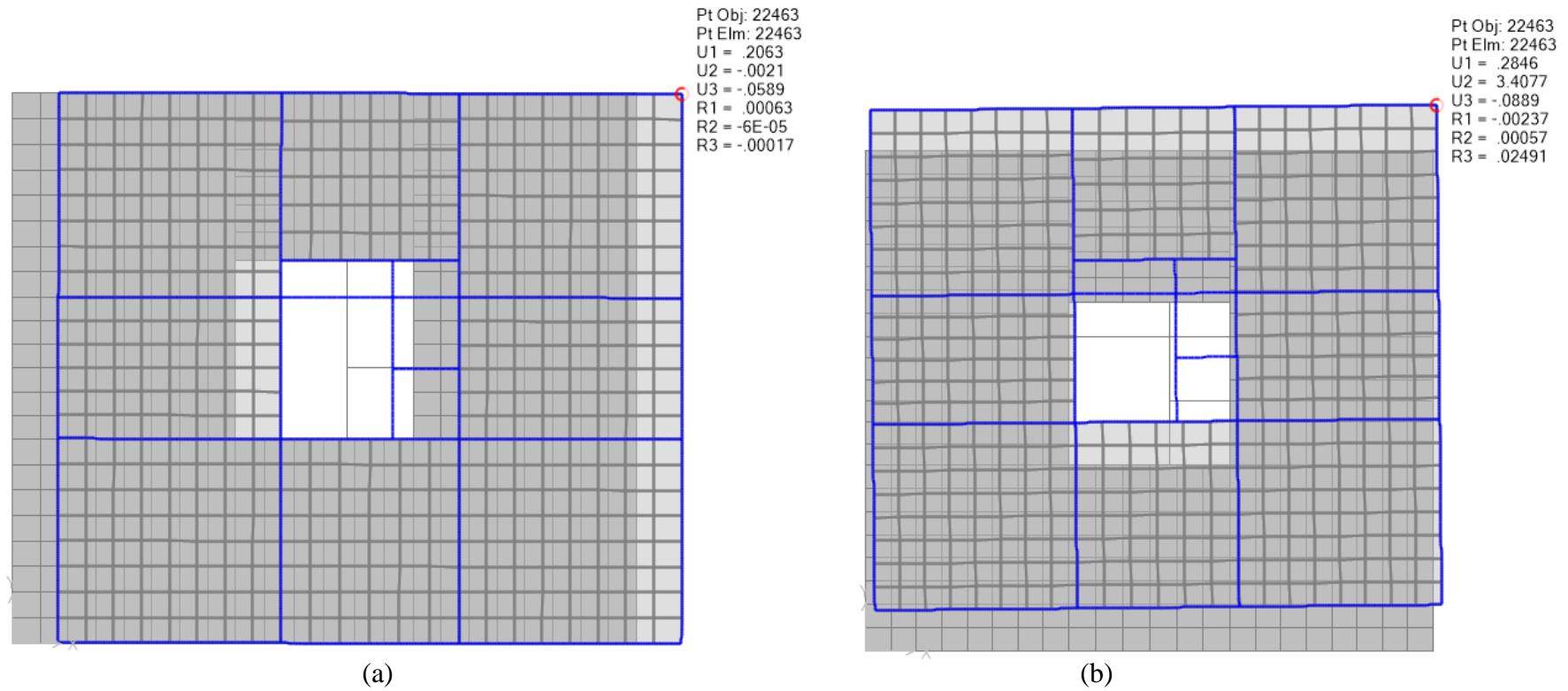
Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)

Figura A 6: Sistema *Belt-truss* sem considerar as lajes atuando como diafragmas rígidos, plano x-y, altura 135m. (a) Deslocabilidades Análise Linear; (b) Deslocabilidades Análise Não-Linear



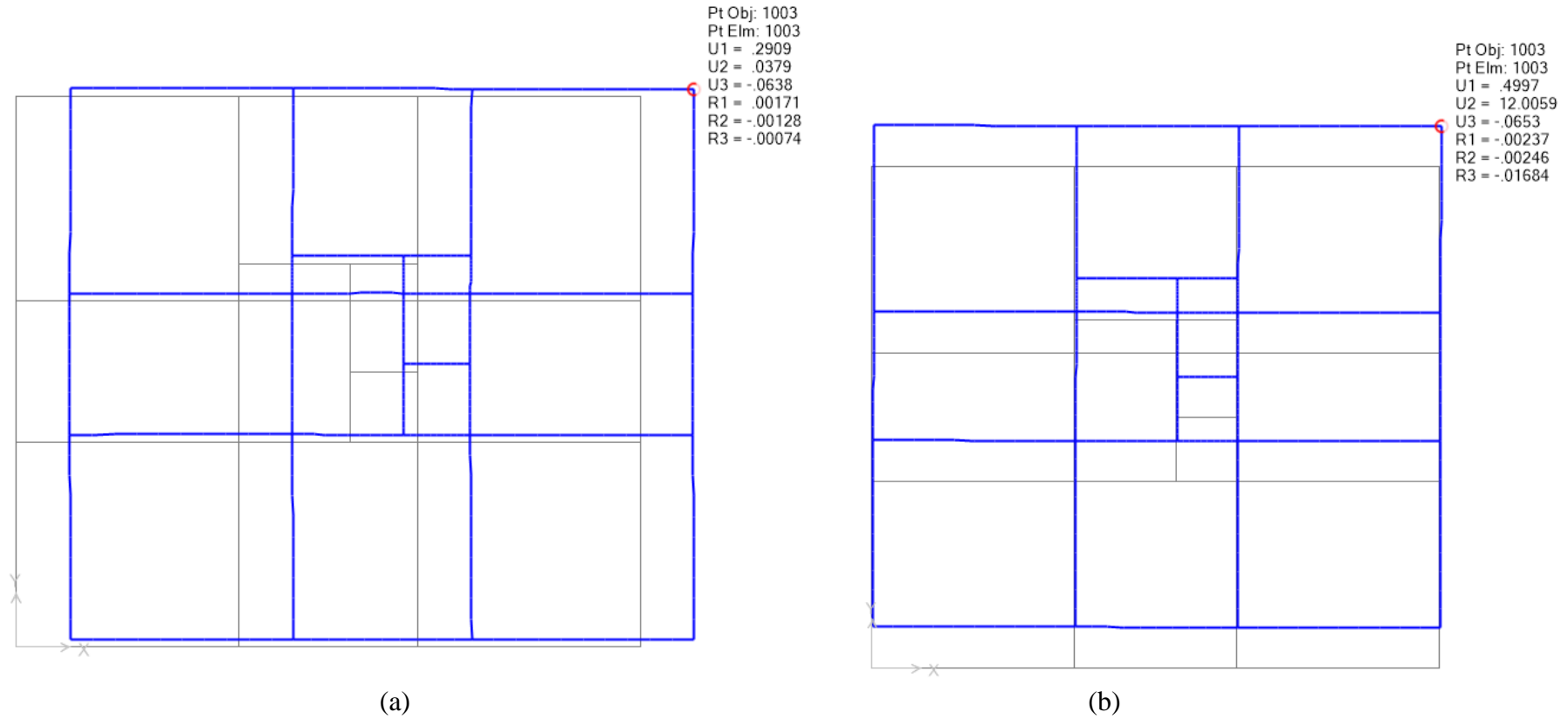
Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)

Figura A 7: Sistema *Outrigger-truss* considerando as lajes atuando como diafragmas rígidos, plano x-y, altura 135m. (a) Deslocabilidades Análise Linear; (b) Deslocabilidades Análise Não- Linear



Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)

Figura A 8: Sistema *Outrigger-truss* sem considerar as lajes atuando como diafragmas rígidos, plano x-y, altura 135m. (a) Deslocabilidades Análise Linear; (b) Deslocabilidades Análise Não- Linear



Fonte: ELABORADO PELO AUTOR (2018)