



**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA – UnB**  
**Faculdade de Arquitetura e Urbanismo – FAU**  
**Programa de Pós Graduação – PPG/FAU**  
**Doutorado em Arquitetura e Urbanismo**

**TESE DE DOUTORADO**

**A INFLUÊNCIA DA FORMA ARQUITETÔNICA NA RIGIDEZ DE  
EDIFÍCIOS EM ESTRUTURAS DE AÇO E ESTRUTURAS MISTAS DE AÇO  
E CONCRETO**

**ARIOVALDO FERNANDES DE ALMEIDA**

**ORIENTADOR: PROF. DR. MÁRCIO AUGUSTO ROMA BUZAR**

Brasília  
Abril, 2019

**ARIOVALDO FERNANDES DE ALMEIDA**

**A INFLUÊNCIA DA FORMA ARQUITETÔNICA NA RIGIDEZ DE  
EDIFÍCIOS EM ESTRUTURAS DE AÇO E ESTRUTURAS MISTAS DE AÇO  
E CONCRETO**

Tese de Doutorado apresentada como requisito obrigatório para a obtenção do grau de Doutor pelo Programa de Pós Graduação em Arquitetura e Urbanismo da Faculdade de Arquitetura e Urbanismo da Universidade Brasília.

**Área de Concentração:** Tecnologia, Ambiente e Sustentabilidade.

**Orientador:** Prof. Dr. Márcio Augusto Roma Buzar.

Brasília/DF, Abril de 2019.

**Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)**

--

Brasília/DF, Abril de 2019.

Tese de Doutorado defendida no Programa de Pós Graduação em Arquitetura e Urbanismo da Universidade de Brasília e aprovada pela banca examinadora constituída pelos membros:

---

Orientador

**Prof. Dr. Márcio Augusto Roma Buzar**

Departamento de Tecnologia da Arquitetura e Urbanismo  
Faculdade de Arquitetura e Urbanismo FAU-UnB

---

Examinador Interno

**Prof. Dr. Carlos Eduardo Luna de Melo**

Departamento de Tecnologia da Arquitetura e Urbanismo  
Faculdade de Arquitetura e Urbanismo FAU-UnB

---

Examinador Externo

**Prof. Dr. Lenildo Santos Silva**

Programa de Pós Graduação em Estruturas e Construção Civil  
Faculdade de Tecnologia FT-UnB

---

Examinador Externo

**Prof. Dr. Janes Cleiton Alves de Oliveira**

Departamento de Estruturas  
Escola de Engenharia Civil e Ambiental - UFG

*À minha filha Sofia.*

## AGRADECIMENTOS

A Deus, Eterno Criador e Engenheiro por Excelência, por ter me dado o dom da vida e a capacidade de superar os grandes desafios da caminhada.

À minha Avó (*in memóriam*), pela educação e criação, que mesmo sendo analfabeta, sempre me incetivou a estudar, e trabalhou muito na roça para me manter na escola quando criança, a senhora nunca me abandonou, mesmo nos momentos mais difíceis da minha vida.

À CAPES pelo apoio financeiro, sem ele esse trabalho seria inviabilizado.

À Universidade de Brasília, em especial ao Programa de Pós Graduação em Arquitetura e Urbanismo, por ter aprovado o meu ingresso no curso, e pelas condições oferecidas para o desenvolvimento desta tese.

A todos os professores da Escola de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Goiás, em especial ao diretor da escola, professor Frederico Martins Alves da Silva pelo apoio de sempre.

Aos professores Orlando Ferreira Gomes, Gilson Natal Guimarães e Ronaldo Barros Gomes, da Universidade Federal de Goiás, que sempre acreditaram em mim e me incetivaram a seguir carreira acadêmica.

Ao meu orientador, professor Márcio Augusto Roma Buzar, pela orientação e apoio na realização deste trabalho.

Ao professor Janes Cleiton Alves de Oliveira, pela importante contribuição para que este trabalho fosse concluído, suas orientações foram fundamentais e indispensáveis, sem elas este trabalho não seria o mesmo.

A todos os professores do PPG-FAU, em especial aos professores Sanches, Pantoja, a competência profissional de vocês e seus conselhos muito contribuíram com a minha vida.

Aos professores Carlos Luna, Janes e Lenildo, por terem aceitado o convite para participarem da minha banca, suas contribuições com certeza irão engradecer muito este trabalho.

Ao Júnior, Diego e Ítalo, da secretaria da Pós, pela atenção, gentileza e educação com que sempre me trataram.

A todos os meus colegas de aula, que dividiram comigo um pedacinho de tempo das suas vidas, foi muito bom conhecer vocês.

Ao meu amigo Ronaldo Costa Mendonça, pelas sábias palavras com que sempre me orientou e aconselhou.

À minha outra metade Meyre, que sempre me apoiou neste trabalho e me deu uma palavra de incetivo nos momentos em que eu mais precisei nunca me deixando desistir. Obrigado pelo “Sem Parar”, toda vez que não pego fila no pedágio me lembro de você.

Às minhas filhas Giovanna e Sofia, meu maior presente, por terem compreendido minha ausência em alguns momentos essenciais de suas vidas, sem vocês eu não seria completo.

*“Tudo que a mente humana pode conceber,  
ela pode conquistar.”*

Napoleon Hill

## RESUMO

Um edifício alto para se considerar bem sucedido, terá que satisfazer, de forma econômica, as necessidades estruturais, arquitetônicas, e das diversas instalações que asseguram o seu ideal funcionamento, na resposta às funções para o qual é projetado. Propõe avaliar relação de edifícios concebidos em estruturas em aço e estruturas mistas de aço e concreto para alturas de um, cinco, dez quinze e vinte pavimentos, com quatro diferentes formas arquitetônicas, determinando a sua rigidez, a relação de aspecto e o consumo de aço, chegando-se à forma mais econômica. Foram definidos os modelos a serem estudados, em função das formas mais comumente utilizadas pelos arquitetos para a elaboração do projeto arquitetônico, sendo elas, quadrada, retangular, em L e em U. Os edifícios com forma retangular, no geral, apresentaram menor rigidez, já os edifícios com forma quadrada foram os que apresentaram melhor comportamento de rigidez. Foi observado que os edifícios que apresentaram menor relação de aspecto, obtiveram maior consumo de aço, e os edifícios com maior relação de aspecto apresentaram menor consumo de aço. O consumo de aço para todas as forma foi aumentando conforme aumentou-se o número de pavimentos, chegando-se a variações superiores a 100%, comparando-se os edifícios de maiores alturas em relação aos edifícios mais baixos.

**Palavras chaves:** rigidez; deslocamentos; relação de aspecto; consumo de aço.



## **ABSTRACT**

A tall building to be considered successful will have to economically satisfy the structural and architectural needs of the various facilities that ensure its ideal functioning in responding to the functions for which it is designed. It proposes to evaluate the relationship of buildings designed in steel structures and mixed structures of steel and concrete to heights of one, five, ten, fifteen and twenty pavements, with four different architectural forms, determining their rigidity, aspect ratio and steel consumption, reaching the most economical way. It was defined the models to be studied, as a function of the forms most commonly used by the architects for the design of the architectural project, being square, rectangular, in L and U. The buildings with rectangular shape, in general, presented less rigidity, square-shaped buildings were the ones with the best rigidity behavior. It was observed that buildings with a lower aspect ratio obtained higher steel consumption, and buildings with higher aspect ratio had lower steel consumption. The consumption of steel in all shapes increased as the number of floors increased, reaching variations of more than 100%, comparing buildings with higher heights compared to the lower buildings.

**Keywords:** rigidity; displacements; aspect ratio; steel consumption

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Casa da Cascata ( <i>Falling Water House</i> ) de Frank Lloyd Wright.....	25
Figura 2.2 – Fachada da Escola Alemã Bauhaus.....	26
Figura 2.3 - Cidade Branca- Tel Aviv.....	26
Figura 2.4 - Neue Nationalgalerie de Mies van der Rohe em Berlim.....	28
Figura 2.5 - Zifeng Tower - China.....	29
Figura 2.6 - Edifício Altino Arantes – São paulo.....	30
Figura 2.7 - John Hancock Center – Chicago.....	31
Figura 2.8 - The Franklin Center (North Tower) – Chicago.....	32
Figura 2.9 - Willis Tower – Chicago.....	33
Figura 2.10 - Seagram Building – Nova Iorque.....	34
Figura 2.11 - TAIPEI Building – Taipei (Taiwan).....	36
Figura 2.12 - Burj Khalifa – Dubai.....	36
Figura 2.13 – Empire States Building (WIKIMEDIA, 2018).....	37
<b>Erro! Indicador não definido.</b>	
Figura 2.14 – World Trade Center (R. P. BEETS; SHUTTERSTOCK, 2018) .....	37
Figura 2.15 – Shangai World Finantial Center (MORI BUILDING CO, 2018).....	39
Figura 2.16 – Bank of China (I. M. PEI, 2018).....	40
Figura 2.17 – Petronas Tower (WIKIMEDIA, 2018).....	40
Figura 2.18 – Laje steel deck (METFORM, 2017).....	50
Figura 2.19– Viga mista maciça. ....	51
Figura 2.20 – Pilar retangular totalmente revestido (ABNT/NBR8800:2008). ....	52
Figura 2.21 – Pilar circular totalmente preenchido (ABNT/NBR8800:2008).. ....	52
Figura 2.22 –Pilar retangular totalmente preenchido (ABNT/NBR8800:2008).....	52
Figura 2.23 – Pilar retangular parcialmente revestido (ABNT/NBR8800:2008).....	52
Figura 2.24 – Edifício Turnig Torso (Suécia) (CONSTRUCTALIA, 2018). ....	54
Figura 3.1 – Edifício Acal, São Paulo (ARCHDAILY, 2018).....	63
Figura 3.2 – Planta do Edifício Northeast Asia Trade Tower (S. CRUZ, 2012).....	64

Figura 3.3 – Edifício Northeast Asia Trade Tower, Coréia do Sul (aboutthailandliving.com, 2018).....	63
Figura 3.4 – Seção transversal do perfil laminado tipo H utilizado como pilares.....	66
Figura 3.5 – Direções do vento na forma quadrada.....	68
Figura 3.6 – Direções do vento na forma retangular .....	68
Figura 3.7 – Direções do vento na forma em L .....	69
Figura 3.8 – Direções do vento na forma em U.....	69
Figura 3.9 – Produto de rigidez no topo (PINTO; M. A. RAMALHO, 2007).....	75
Figura 3.10 – Ilustração de um edifício em três dimensões.....	77
Figura 4.1 – Edifício em aço 1 pav. - Deslocamento obtido x deslocamento da norma.....	80
Figura 4.2 – Edifício em aço 5 pav. - Deslocamento obtido x deslocamento da norma.....	81
Figura 4.3 – Edifício em aço 10 pav. - Deslocamento obtido x deslocamento da norma.....	82
Figura 4.4 – Edifício em aço 15 pav. - Deslocamento obtido x deslocamento da norma.....	83
Figura 4.5 – Edifício em aço 20 pav. - Deslocamento obtido x deslocamento da norma.....	84
Figura 4.6 – Edifício misto 1 pav. - Deslocamento obtido x deslocamento da norma .....	85
Figura 4.7 – Edifício misto 5 pav. - Deslocamento obtido x deslocamento da norma .....	86
Figura 4.8 – Edifício misto 10 pav. - Deslocamento obtido x deslocamento da norma .....	87
Figura 4.9 – Edifício misto 15 pav. - Deslocamento obtido x deslocamento da norma .....	88
Figura 4.10 – Edifício misto 20 pav. - Deslocamento obtido x deslocamento da norma .....	89
Figura 4.11 – Edifício aço x misto 1 pav. Vento a $0^{\circ}$ .....	90
Figura 4.12 – Edifício aço x misto 1 pav. Vento a $90^{\circ}$ .....	91
Figura 4.13 – Edifício aço x misto 5 pav. Vento a $0^{\circ}$ .....	92
Figura 4.14 – Edifício aço x misto 5 pav. Vento a $90^{\circ}$ .....	93
Figura 4.15– Edifício aço x misto 10 pav. Vento a $0^{\circ}$ .....	94
Figura 4.16 – Edifício aço x misto 10 pav. Vento a $90^{\circ}$ .....	95
Figura 4.17 – Edifício aço x misto 15 pav. Vento a $0^{\circ}$ .....	96
Figura 4.18 – Edifício aço x misto 15 pav. Vento a $90^{\circ}$ .....	97
Figura 4.19 – Edifício aço x misto 20 pav. Vento a $0^{\circ}$ .....	98
Figura 4.20 – Edifício aço x misto 20 pav. Vento a $90^{\circ}$ .....	99
Figura 4.21 – Edifício de aço 1 pav. Inércia equivalente.....	100
Figura 4.22 – Edifício de aço 5 pav. Inércia equivalente.....	101

Figura 4.23 – Edifício de aço 10 pav. Inércia equivalente.....	102
Figura 4.24 – Edifício de aço 15 pav. Inércia equivalente.....	103
Figura 4.25 – Edifício de aço 20 pav. Inércia equivalente.....	104
Figura 4.26 – Edifício misto 1 pav. Inércia equivalente. ....	105
Figura 4.27 – Edifício misto 5 pav. Inércia equivalente. ....	106
Figura 4.28 – Edifício misto 10 pav. Inércia equivalente .....	107
Figura 4.29 – Edifício misto 15 pav. Inércia equivalente .....	108
Figura 4.30 – Edifício misto 20 pav. Inércia equivalente .....	109
Figura 4.31 – Edifícios em aço 1 Pavimento – Consumo de aço.....	110
Figura 4.32 – Edifícios em aço 5 Pavimentos – Consumo de aço.....	113
Figura 4.33 – Edifícios em aço 10 Pavimentos – Consumo de aço.....	114
Figura 4.34 – Edifícios em aço 15 Pavimentos – Consumo de aço.....	115
Figura 4.35 – Edifícios em aço 20 Pavimentos – Consumo de aço.....	116
Figura 4.36 – Edifícios mistos 1 Pavimento – Consumo de aço.....	119
Figura 4.37 – Edifícios mistos 5 Pavimentos – Consumo de aço.....	120
Figura 4.38 – Edifícios mistos 10 Pavimentos – Consumo de aço.....	121
Figura 4.39 – Edifícios mistos 15 Pavimentos – Consumo de aço.....	122
Figura 4.40 – Edifícios mistos 20 Pavimentos – Consumo de aço.....	123
Figura 4.41 – Relação de aspecto - Edifícios em aço – 1 Pavimento.....	124
Figura 4.42 – Relação de aspecto - Edifícios em aço – 5 Pavimentos.....	125
Figura 4.43 – Relação de aspecto - Edifícios em aço – 10 Pavimentos.....	125
Figura 4.44 – Relação de aspecto - Edifícios em aço – 15 Pavimentos.....	126
Figura 4.45 – Relação de aspecto - Edifícios em aço – 20 Pavimentos.....	126

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Formas e alturas estudadas para determinação da rigidez.....	67
Tabela 3.2 - Formas e alturas dos edifícios em aço.....	71
Tabela 3.3 - Formas e alturas dos edifícios mistos.....	71
Tabela 4.1 - Resultados dos deslocamentos obtidos dos edifícios em aço.....	79
Tabela 4.2 – Resultados dos deslocamentos obtidos dos edifícios mistos .....	79
Tabela 4.3 – Resultados obtidos - Edifícios em aço.....	110
Tabela 4.4 – Diferença percentual – Consumo por m <sup>2</sup> .....	111
Tabela 4.5 – Resultados obtidos – Edifícios mistos.....	117
Tabela 4.6 – Diferença percentual – consumo por m <sup>2</sup> .....	118

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>17</b>
<b>1.1</b>	<b>CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....</b>	<b>17</b>
<b>1.2</b>	<b>OBJETIVOS.....</b>	<b>20</b>
<b>1.2.1</b>	<b>Objetivos gerais.....</b>	<b>20</b>
<b>1.2.2</b>	<b>Objetivos específicos.....</b>	<b>20</b>
<b>1.3</b>	<b>JUSTIFICATIVA.....</b>	<b>20</b>
<b>1.4</b>	<b>METODOLOGIA.....</b>	<b>21</b>
<b>1.5</b>	<b>ORIGINALIDADE E RELEVÂNCIA DA PESQUISA.....</b>	<b>22</b>
<b>1.6</b>	<b>ESTRUTURA DO TRABALHO.....</b>	<b>23</b>
<b>2</b>	<b>FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....</b>	<b>24</b>
<b>2.1</b>	<b>A arquitetura nos séculos XIX e XX.....</b>	<b>24</b>
<b>2.1.1</b>	<b>Breve histórico.....</b>	<b>24</b>
<b>2.1.2</b>	<b>Evolução arquitetônica.....</b>	<b>29</b>
<b>2.1.3</b>	<b>A arquitetura e os edifícios altos de hoje.....</b>	<b>35</b>
<b>2.2</b>	<b>Características dos edifícios de aço e edifícios mistos de aço e concreto.....</b>	<b>41</b>
<b>2.2.1</b>	<b>Edifícios de aço.....</b>	<b>41</b>
<b>2.2.1.1</b>	<b>A evolução dos edifícios de aço.....</b>	<b>44</b>
<b>2.2.2</b>	<b>Edifícios mistos de aço e concreto.....</b>	<b>47</b>
<b>2.2.2.1</b>	<b>Elementos mistos.....</b>	<b>49</b>
<b>2.2.2.1.1</b>	<b>Lajes mistas.....</b>	<b>49</b>
<b>2.2.2.1.2</b>	<b>Vigas mistas.....</b>	<b>51</b>

2.2.2.1.3	Pilares mistos.....	
2.2.3	Edifícios híbridos.....	53
2.3	CONSIDERAÇÕES DO VENTO.....	55
2.3.1	Generalidades.....	55
2.3.2	Análise preliminar do vento.....	56
2.3.3	Relação entre a altura do edifício com fachada que se opõe ao vento - Relação de aspecto.....	58
3	FORMAS ARQUITETÔNICAS E RIGIDEZ DOS EDIFÍCIOS.....	62
3.1	GENERALIDADES.....	62
3.2	FORMAS ESTUDADAS PARA DETERMINAÇÃO DAS RIGIDEZES.....	66
3.2.1	Direções do vento nas formas estudadas.....	68
3.3	FORMAS ESTUDADAS PARA DETERMINAÇÃO DO CONSUMO DE AÇO.....	70
3.4	PARÂMETROS AVALIADOS.....	73
3.4.1	Deslocamento no topo.....	73
3.4.2	Inércia equivalente.....	74
3.4.3	Relação de aspecto.....	76
3.4.4	Consumo de aço.....	77
4	ANÁLISES DOS RESULTADOS.....	79
4.1	RIGIDEZES DAS FORMAS ESTUDADAS.....	79
4.1.1	Edifício de aço – 1 Pavimento.....	80
4.1.2	Edifício de aço – 5 Pavimentos.....	81
4.1.3	Edifício de aço – 10 Pavimentos.....	82
4.1.4	Edifício de aço – 15 Pavimentos.....	83
4.1.5	Edifício de aço – 20 Pavimentos.....	84
4.1.6	Edifício misto – 1 Pavimento.....	85
4.1.7	Edifício misto – 5 Pavimentos.....	86
4.1.8	Edifício misto – 10 Pavimentos.....	87
4.1.9	Edifício misto – 15 Pavimentos.....	88

4.1.10 Edifício misto – 20 Pavimentos.....	
4.1.11 Edifício aço/misto – 1 Pavimento – Vento a 0°.....	90
4.1.12 Edifício aço/misto – 1 Pavimento – Vento a 90°.....	91
4.1.13 Edifício aço/misto – 5 Pavimentos – Vento a 0°.....	92
4.1.14 Edifício aço/misto – 5 Pavimentos – Vento a 90°.....	93
4.1.15 Edifício aço/misto – 10 Pavimentos – Vento a 0°.....	94
4.1.16 Edifício aço/misto – 10 Pavimentos – Vento a 90°.....	95
4.1.17 Edifício aço/misto – 15 Pavimentos – Vento a 0°.....	96
4.1.18 Edifício aço/misto – 15 Pavimentos – Vento a 90°.....	97
4.1.19 Edifício aço/misto – 20 Pavimentos – Vento a 0°.....	98
4.1.20 Edifício aço/misto – 20 Pavimentos – Vento a 90°.....	99
4.2 INÉRCIAS EQUIVALENTES DOS EDIFÍCIOS ESTUDADOS.....	100
4.2.1 Edifício de aço – 1 Pavimento – Inércia equivalente.....	101
4.2.2 Edifício de aço – 5 Pavimentos– Inércia equivalente.....	102
4.2.3 Edifício de aço – 10 Pavimentos– Inércia equivalente.....	103
4.2.4 Edifício de aço – 15 Pavimentos– Inércia equivalente.....	104
4.2.5 Edifício de aço – 20 Pavimentos– Inércia equivalente.....	105
4.2.6 Edifício misto – 1 Pavimento– Inércia equivalente.....	106
4.2.7 Edifício misto – 5 Pavimentos– Inércia equivalente.....	107
4.2.8 Edifício misto – 10 Pavimentos– Inércia equivalente.....	108
4.2.9 Edifício misto – 15 Pavimentos– Inércia equivalente.....	109
4.2.10 Edifício misto – 20 Pavimentos– Inércia equivalente.....	110
4.3 CONSUMO DE MATERIAL.....	111
4.3.1 Edifícios em aço.....	112
4.3.1.1 Edifícios em aço – 1 Pavimento.....	113
4.3.1.2 Edifícios em aço – 5 Pavimentos.....	114
4.3.1.3 Edifícios em aço – 10 Pavimentos.....	115
4.3.1.4 Edifícios em aço – 15 Pavimentos.....	116
4.3.1.5 Edifícios em aço – 20 Pavimentos.....	117
4.3.2 Edifícios mistos.....	118
4.3.2.1 Edifícios mistos – 1 Pavimento.....	119



<b>4.3.2.2 Edifícios mistos – 5 Pavimentos.....</b>	<b>120</b>
<b>4.3.2.3 Edifícios mistos – 10 Pavimentos.....</b>	<b>121</b>
<b>4.3.2.4 Edifícios mistos – 15 Pavimentos.....</b>	<b>122</b>
<b>4.3.2.5 Edifícios mistos – 20 Pavimentos.....</b>	<b>123</b>
<b>4.4 RELAÇÃO DE ASPECTO.....</b>	<b>124</b>
<b>5.0 CONCLUSÕES.....</b>	<b>128</b>
<b>5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....</b>	<b>132</b>
<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>133</b>

## **1 INTRODUÇÃO**

### **1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS**

O ser humano tem a necessidade de constantemente se evoluir e de ultrapassar limites por si convencionados. Essa evolução acarreta consigo novos desafios, nas mais diversas áreas, incluindo a engenharia civil e na arquitetura. Os edifícios altos são uma realidade altamente dependente da sociedade em que se inserem. Fatores como as relações culturais, tecnológicas, econômicas e arquitetônicas são incontornáveis. São também esses mesmos fatores que condicionam tanto o engenheiro civil quanto o arquiteto, na concepção das mais diversas soluções.

Os edifícios altos existem desde a antiguidade, o que prova o constante interesse humano por este tipo de construção, e são disso exemplo as pirâmides de Gisé, no Egito, os templos maias em Tikal, Guatemala, entre outros, eram essencialmente monumentos e locais de culto. Em contraste, nos tempos atuais, os edifícios altos são utilizados para diversos fins, como a habitação e os serviços, consequência de uma rápida urbanização, crescimento populacional, e da especulação imobiliária.

Um edifício alto para se considerar bem sucedido, terá que satisfazer, de forma econômica, as necessidades estruturais, arquitetônicas, e das diversas instalações que asseguram o seu ideal funcionamento, na resposta às funções para o qual é projetado.

Do ponto de vista arquitetônico, que é aquele que mais interessa ao presente trabalho, pode-se definir um edifício como sendo alto quando a sua altura obriga a diferentes soluções do ponto de vista de projeto, dos métodos construtivos e da sua própria utilização, quando comparado com edifícios mais baixos. Isso acontece quando as ações laterais começam a assumir um papel preponderante na concepção arquitetônica. A importância que as ações dinâmicas, que são as ações do vento, possuem relativamente às ações estáticas e gravitacionais, obrigam que o sistema estrutural seja concebido, tendo sempre presente as necessidades de estabilidade do

edifício, e sem esquecer a perspectiva econômica. Daí a necessidade de repensar as soluções arquitetônicas, de forma a obter estruturas mais rígidas e economicamente viáveis já na sua concepção.

Já antes de os computadores atingirem o grau de portabilidade, acessibilidade e capacidade que hoje possuem, os projetistas tinham que lidar com a problemática dos edifícios de grande altura. O resultado de tais desafios passava pela utilização de métodos rápidos e simples combinados com o saber empírico. Esses métodos foram os utilizados em muitos edifícios altos construídos numa fase em que não se podia contar com esse poderoso aliado, o computador.

Estes métodos, embora sem o peso de outros tempos, continuam a ser um utensílio valioso numa fase de estudo preliminar, já que permitem ao profissional fazer uma filtragem, entre as inúmeras soluções disponíveis, daquelas que realmente se apresentam como vantajosas. São ainda uma ferramenta que permite compreender o funcionamento estrutural das mais diversas soluções, contribuindo para a sensibilidade do projetista.

O início do século XX foi marcado principalmente nos Estados Unidos, pelos grandes arranha-céus, onde um arquiteto projetava um edifício alto e outro arquiteto projetava um mais alto ainda. Esta competição fez com o fossem construídos edifícios cada vez mais altos. Essa nova era se deu com a construção do Woolworth Tower, em 1913, em Nova York, com 234 metros de altura e 55 pavimentos, considerado até 1930 o edifício mais alto do mundo, que foi ultrapassado pelo Chrysler Building, construído em 1929/1930, também em Nova York, com 75 pavimentos e 320 metros de altura que posteriormente foi ultrapassado pelo famoso Empire State Building, inaugurado em 1931, na mesma cidade dos dois anteriores, com 102 pavimentos e 380 metros de altura, e se manteve o primeiro lugar no *ranking* de edifício mais alto do mundo por mais de 40 anos.

Já na segunda metade do século XX e início do século XXI, devido à alta tecnologia dos materiais que deu mais confiança ao mercado, o surgimento de *softwares* de análise estrutural que fez com que o prazo de projeto fosse reduzido, a criação de normas específicas dando maior segurança, um maior controle de qualidade em todos os processos envolvidos na construção civil que proporciona a industrialização do setor, os arquitetos e engenheiros se tornaram mais ousados, projetando e executando obras com alturas cada vez maiores e com isso mais esbeltas. Esta esbelteza elevada tanto dos edifícios quanto dos elementos estruturais

fez com que surgissem patologias relacionadas à falta de rigidez da edificação. Com isso, as normas se tornaram mais rigorosas quando o assunto é rigidez dos edifícios, pois, as obras não são projetadas apenas para que não entrem em colapso, mas também para que possam ter uma vida útil mais elevada e que durante esta vida útil não causem desconforto aos seus usuários.

De acordo com Nascimento Neto, J. J.; Corrêa, M. R. S.; M.A. Ramalho (2002), quando uma obra não atende aos pré-requisitos de rigidez, que levam a uma obra instável globalmente, surgem diversas manifestações patológicas como vibração, fissuração das alvenarias, fissuração de pisos e deformações excessivas. Um dos vários métodos que contribuem para o aumento da rigidez de um edifício esbelto é a execução de paredes de alvenaria. No entanto, como as obras estão cada vez mais sendo executadas em prazos reduzidos, e a alvenaria por ser um processo de construção considerado artesanal, faz com que este prazo de execução seja ampliado, com isso os construtores estão optando por fechamentos externos em painéis leves ou peles de vidro, e vedações internas em gesso, que conseguem atender a estes prazos de execução cada vez menores.

Este novo processo construtivo industrializado que cresceu muito e ganhou novos adeptos nos últimos anos, fez com que os projetistas ficassem mais cautelosos no momento do dimensionamento, devido à redução do peso próprio da edificação que contribui para a redução da sua rigidez. (CUNHA, A., CAETANO, E, 2009)

Quando se trata de um edifício construído predominantemente de concreto armado, este edifício é naturalmente mais rígido que um edifício construído em aço, devido os elementos estruturais em concreto armado serem mais robustos, mais pesados e monolíticos. Já os elementos estruturais em aço tem seções menores, são mais leves, mais flexíveis, que levam a uma redução da rigidez.

No entanto, todos estes sistemas estruturais em aço foram desenvolvidos como premissas para a elaboração do projeto estrutural. Quando se trata da concepção arquitetônica, não se tem dados normativos iniciais em que o arquiteto possa se basear para saber se o edifício que está concebendo está rígido com o índice de rigidez dentro da tolerância máxima permitida pela ABNT NBR 8800:2008.

## **1.2 OBJETIVOS**

### **1.2.1 Objetivos gerais**

A presente tese se propõe avaliar relação entre rigidez e consumo de aço quando se varia a relação de aspecto. O estudo será aplicado em edifícios em aço e edifícios mistos de aço e concreto, para um, cinco, dez, quinze e vinte pavimentos, nas formas, quadrada, retangular, em L e em U.

### **1.2.2 Objetivos específicos**

- a) apresentar a influência da forma arquitetônica na deslocabilidade dos arranjos estruturais em aço e misto, no deslocamento relativo entre pavimentos e na inércia equivalente de quatro formas de arquitetura básica, variando-se o número de pavimentos;
- b) fazer comparação entre os sistemas estruturais em aço e misto com base na relação de aspecto que consiste na relação da altura do edifício pela largura da fachada que se opõe ao vento;
- c) avaliar quais os índices de relação de aspecto mais adequados para as estruturas em aço e mista de forma a prevenir a deformabilidade exagerada;
- d) determinar o consumo de aço para as formas estudadas, chegando-se à forma arquitetônica mais econômica.

## **1.3 JUSTIFICATIVA**

É possível estabelecer dados iniciais de concepção que envolva a forma arquitetônica com a rigidez de edifícios em aço e edifícios mistos de aço e concreto. Isso se dá relacionando as dimensões do edifício em planta com sua altura e tipologia estrutural.

Supõe-se que seja possível determinar uma relação entre a forma arquitetônica e a altura do edifício, que sirva de dados iniciais, em que os arquitetos possam de basear quando forem projetar edifícios altos construídos em estrutura de aço e em estrutura mista de aço e concreto, para que estas edificações se tornem mais rígidas globalmente já começando no projeto

arquitetônico, com isso diminuindo o número de alterações estruturais e arquitetônicas que resultam em retrabalho para os profissionais envolvidos no projeto.

Se os arquitetos conceberem edifícios com a relação de aspecto  $H/b$  (onde  $H$  é a altura total do edifício e  $b$  é a lagura da fachada do edifício que se opõe ao vento), que proporcionem uma maior rigidez, fará com que o engenheiro calculista reduza o tempo de trabalho no cálculo e dimensionamento, além deste chegar a soluções estruturais mais economicamente viáveis rapidamente; fará com que o projeto volte menos vezes para o arquiteto para que este possa fazer as alterações propostas, tudo isso resultando em redução no custo final do edifício. (SADH, S., K.; PENDHARKAR, U., 2016)

O tema desta tese se justifica por fornecer dados para servir como base em projetos de arquitetura relacionados à relação de aspecto para edifícios de estruturas em aço e estruturas mistas considerando os casos de edifícios com quatro formas distintas em planta, sendo, forma quadrada, forma retangular, forma em L e forma em U, para alturas de um pavimento, cinco pavimentos, dez pavimentos, quinze pavimentos e vinte pavimentos, em que o arquiteto possa se basear no momento da concepção arquitetônica.

## **1.4 METODOLOGIA**

As etapas de organização metodológica foram definidas quatro etapas básicas que são explanadas a seguir:

Inicialmente foram definidos os modelos a serem estudados, em função das formas mais comumente utilizadas pelos arquitetos para a elaboração do projeto arquitetônico. A partir daí chegou-se a quatro formas arquitetônicas básicas que foram utilizadas nas análises tanto para os edifícios em aço como para os edifícios mistos com alturas de um, cinco, dez, quinze e vinte pavimentos. Estas formas são mostradas no capítulo 3.

Foi feita uma longa revisão bibliográfica com o intuito de adquirir dados para proporcionar a elaboração de modelos de verificação e análise de pórticos espaciais que cheguem o mais próximo possível da situação real de projeto.

Posteriormente optou-se por escolher para a verificação dos modelos o software METÁLICAS 3D<sup>®</sup>, por ser um software de dimensionamento largamente utilizado no Brasil para este tipo de verificação de estruturas espaciais.

Por fim fez-se a interpretação que consiste em avaliar os resultados das diferentes análises em função da forma arquitetônica, o sistema estrutural e o número de pavimentos.

### **1.5 ORIGINALIDADE E RELEVÂNCIA DA PESQUISA**

Com verticalização dos grandes centros, existe uma forte tendência para a utilização cada vez mais acentuada de edifícios em estruturas de aço e estruturas mistas de aço e concreto, onde se o aço é uma opção que proporciona a execução de obras cada vez mais rápidas, porém mais flexíveis e com menor rigidez. Por outro lado a estrutura mista vem suprir essa deficiência que o aço apresenta neste quesito, pois no sistema misto aproveita-se a versatilidade e rapidez do aço combinado com alta rigidez do concreto.

A verificação da rigidez constitui um dos grandes desafios a ser enfrentado pelos profissionais que projetam e executam obras com sistemas estruturais em aço e misto, pois as normas vigentes apresentam uma grande quantidade de parâmetros de rigidez para edifícios em concreto armado, e quase nada para edifícios construídos em aço ou em sistema misto.

No Brasil, a norma ABNT NBR8800 que trata de dimensionamento de edifícios em aço data do ano de 1986, que posteriormente, em 2008 foi apresentada aos profissionais uma nova revisão, em que incluem no dimensionamento, além de estruturas em aço, estruturas mistas de aço e concreto. Por ser uma norma relativamente nova, trás poucas orientações no que diz respeito à rigidez, e estas poucas orientações não trazem dados que proporcionem aos arquitetos subsídios necessários para uma concepção arquitetônica com formas mais rígidas.

A originalidade do trabalho se dá na possibilidade de incorporar dados de deslocabilidade e rigidez relacionados à relação de aspecto para edifícios concebidos em estrutura de aço e estrutura mista de aço e concreto para várias alturas diferentes, objetivando prever edifícios mais rígidos já na sua concepção arquitetônica inicial.

## **1.6 ESTRUTURA DO TRABALHO**

O presente trabalho foi estruturado em cinco capítulos que abrangem desde os fundamentos teóricos necessários para o desenvolvimento do trabalho até a avaliação dos resultados e as conclusões finais. No Capítulo 1 são abordadas as considerações iniciais da pesquisa, os objetivos gerais e específicos, a justificativa do trabalho e a organização metodológica. Nesta primeira etapa destaca-se também a originalidade e relevância do trabalho.

O Capítulo 2 dedica-se a explorar os conceitos referentes à forma arquitetônica e os edifícios altos construídos em aço em estrutura mista. Procura-se descrever os fundamentos teóricos sobre as concepções arquitetônicas de edifícios, considerações de vento, prescrições normativas e relação de aspecto. Constitui-se a base teórica necessária ao desenvolvimento do trabalho.

As formas arquitetônicas e suas características são abordadas no Capítulo 3.

Apresentam-se quatro modelos de edifícios em aço e misto com formas e alturas diferentes. Destacam-se os fatores de forma e rigidez em função da tipologia do edifício, que influenciam diretamente na tomada de decisão no momento da concepção arquitetônica, que é o principal propósito da presente tese.

O Capítulo 4 dedica-se a explorar os modelos adotados para a análise de rigidez e o consumo de aço e de concreto. São apresentadas as análises de todos os modelos através tabelas e gráficos, comparando-se entre si e também com outros modelos, mostrando quais os modelos que apresentam maior índice de rigidez e menor consumo de material.

O Capítulo 5 apresenta as conclusões e sugestões para trabalhos futuros.



## **2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA**

### **2.1 A arquitetura nos séculos XIX e XX**

#### **2.1.1 Breve histórico**

A arquitetura no século XX pode ser rastreada até várias raízes do século XIX. Uma grande evolução foi o advento de novas formas de materiais estruturais, tão surpreendentemente exibidas na tecnologia de construção de edifícios altos. Isso permitiu um maior alcance da expressão estética e inovação na prática arquitetônica. Outra evolução foi o desenvolvimento de novas expressões da forma e espaço. O desenvolvimento de treliças de aço possibilitou a cobertura de espaços interiores sem colunas, economicamente viáveis. Esses telhados eram usados para estações ferroviárias, mercados, prédios de exposições e cúpulas.

O século XIX foi um dos séculos mais tecnologicamente inventivos. Ele testemunhou a aplicação de novas técnicas e de novos meios mecânicos em toda a atividade humana.

Ficou claro no tempo que a inovação na arquitetura viria daqueles que encontraram possibilidades dos novos materiais e técnicas. Métodos revolucionários de construção com madeira foram desenvolvidos na década de 1830 para atender as demandas de construção rápida e superar a escassez de mão de obra qualificada. Os construtores encontraram no ferro fundido um material de construção mais leve e mais adaptável do que alvenaria, e combinado com outras invenções, como o elevador, abriu o caminho para edifícios altos sem precedentes, não só pela altura, mas também pela facilidade de construção.

Em Chicago, durante a última parte do século XIX, uma escola de arquitetos de quem Louis Sullivan e Frank Lloyd Wright foram os membros mais famosos, desenvolveu um novo estilo americano de arquiteturas domésticas, um estilo que procurava a integração do seu projeto com o entorno, como no caso da Casa da Cascata (*Falling Water House*),

mostrada na figura 2.1, onde a casa foi edificada e integrada ao curso d'água que passa pela propriedade, em meio às pedras e vegetação. O arquiteto imaginou os futuros moradores sentindo a água passando, mas não visualmente, através do som produzido, percorrendo toda a casa. (*Progressive Architecture*. 1980.)



Figura 2.1 - Casa da Cascata (*Falling Water House*) de Frank Lloyd Wright

Foto: Pittsburgh History & Landmarks Foundation - Fonte: [archdaily.com.br](http://archdaily.com.br)

Estas nova idéias arquitetônicas foram ignoradas por mais de uma década nos Estados Unidos, mas foram incorporadas e desenvolvidas no chamado Estilo Internacional. O Estilo Internacional, também foi influenciado pela Escola Alemã Bauhaus, mostrada na figura 2.2, fundada por Walter Adolf Gropius e pelos artistas abstratos interessados em usar o novo estilo para edifícios. Esse estilo foi a resposta arquitetônica à era da máquina. Simplicidade significava elegância derivada de formas “puras”.



Figura 2.2 – Fachada da Escola Alemã Bauhaus  
Foto: Cláudio Fernandes - Fonte: Mundo da Educação

As estruturas projetadas nesta época incorporaram três elementos distintos do novo estilo: um novo vocabulário de formas emprestadas em grande parte da arte abstrata, constituído de planos, linhas e retângulos sem ornamentos ou molduras; a representação de espaço interior e fachada exterior como uma unidade coesa como mostra a figura 2.3, e o uso de novos materiais estruturais, tais como aço.

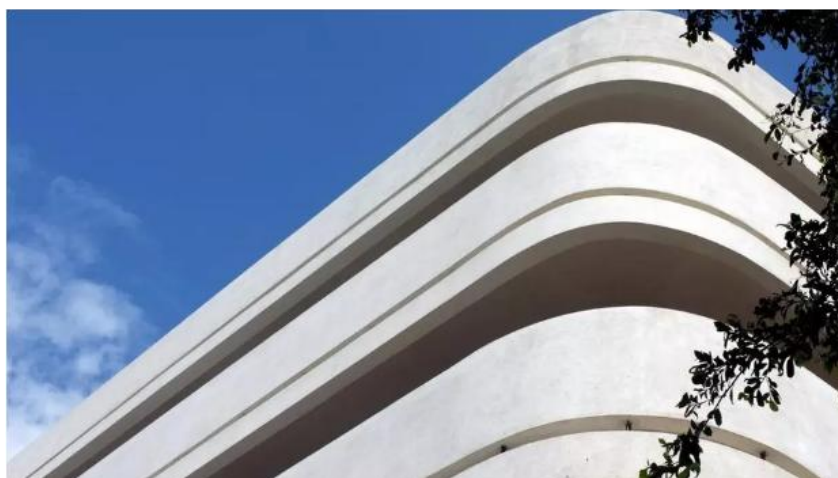


Figura 2.3 - Cidade Branca- Tel Aviv  
Foto: William Cook – Fonte: IAISI/Getty

O novo estilo, com suas formas angulares, superfícies planas e falta de ornamento convencional, encontrou grande resistência do público, que tendia a considerá-lo nu e desumano. Mas em meados do século XX, o estilo tornou-se dominante em todo o país. O uso de ousados e modernos métodos de construção e materiais estruturais tornaram-se comuns. Passaram a utilizar o vidro; o tijolo de vidro projetado para admitir luz adicional, evitando o brilho e fornecer isolamento eficaz contra calor, frio e ruído, a pedra artificial, os plásticos, além de outros materiais como o cromo, o alumínio e outros metais; e acima de tudo aço conforme mostra a figura 2.4. (FEMA, NEHRP, 2009)



Figura 2.4 - Neue Nationalgalerie de Mies van der Rohe em Berlim

Foto: GC/Blog Vambora! – Fonte: GC/Blog Vambora!

Os primeiros estágios da arquitetura americana careciam de estruturas verdadeiramente monumentais. A idéia do monumental foi gradualmente adicionada às formas arquitetônicas americanas, atingindo seu ápice com a construção do Rockefeller Center, em Nova York. O centro representou um novo conceito de construção de uma cidade dentro de uma cidade, contendo uma imponente estrutura de 60 andares cercada por uma série de arranha-céus menores, edifícios de escritórios e instalações recreativas.

Este complexo de arranha-céus exerceu uma crescente influência desde 1931. O edifício representa uma partida no pensamento arquitetônico de um conceito de uso único e construção única para multiuso. Por causa desse exemplo prático, os arquitetos responderam cada vez mais criativamente a tais demandas de estilo de vida contemporâneo como intercomunicação rápida e integração da cidade e região envolvente. Outro exemplo de planejamento multi-construção é o agora inexistente World Trade Center na cidade de Nova York, consistindo de duas torres de 110 andares e quatro edifícios menores agrupados ao redor da praça. Durante o período de 1950 a meados dos anos 1960, o estilo internacional de arquitetura foi adotado por proeminentes arquitetos norte-americanos e resultou em altas elevações de vidro e aço, parecendo uma caixa, onde integrou o conceito de pureza na arquitetura da estrutura. Exemplos notáveis são os Edifício Seagram (1950) e o Museu Whitney (1966), ambos em Nova York, e o John Hancock Center (1968) em Chicago. Em meados da década de 1960, desenvolveu-se uma reação ao Estilo Internacional que enfatizava liberdade de *design*. Figurativamente falando, o conceito de caixa de vidro estava começando a se quebrar. Já não era uma má ideia esconder uma estrutura atrás de um exterior mais estético. A indústria da construção de edifícios viu o advento de novas formas de materiais estruturais e outros, que permitiu maior espaço para expressão estética e inovação. Nos últimos anos, muitas cidades fora dos Estados Unidos tiveram novas formas imaginativas, empurrando acima de suas *skylines*, usando configurações que não sejam prismáticas. Grandes corporações construíram uma nova geração do edifício, que estão alterando o horizonte urbano e trazendo nova força arquitetônica para as cidades ao redor do mundo. São muitos os gigantescos logotipos arquitetônicos que atraem enorme atenção com os aumentos esperados nas receitas para as empresas que os constroem. Esses novos edifícios estão surgindo como bons investimentos, servindo como símbolos de propaganda e *marketing*, como mostrado na 2.5. As distintas características arquitetônicas para esta nova geração de edifícios são formas esculturais nos topos e articulação elaborada nas bases. (F. S. MERRITT, 1982)





Figura 2.5 - Zifeng Tower - China

Foto: Jair Prandi – Foto: Mega Engenharia

### 2.1.2 Evolução arquitetônica

A arquitetura de edifícios altos do século XX mostra uma diversificação tão ampla quanto a classificação distinta, embora seu desenvolvimento tenha se dado, em cinco fases.

No início dos anos 1940, antes do advento do ar condicionado e das lâmpadas fluorescentes, a forma de construção foi controlada pela necessidade de luz natural e ventilação e, portanto, exigiu um *layout* um pouco semelhante aos dos apartamentos e hotéis contemporâneos. A largura do edifício foi limitada para garantir que a luz e o ar alcançassem todas as partes do edifício, resultando em uma largura de 16,70m a 18,30m, com isso oferecendo espaço de escritório em ambos os lados, e um corredor amplo ao meio. Para conseguir mais espaço locável em um determinado edifício, foram

planejadas configurações com um núcleo central e laterais radiantes como mostra a figura 2.6.( T. J. REINHOLD, 1992).



Figura 2.6 – Edifício Altino Arantes – São Paulo  
Foto: F. J. Jrabeck – Fonte: saopauloantiga.com.br

A segunda fase da configuração do edifício foi resultado das interações entre o desejo para criar uma gama crescente de área rentável em um determinado espaço e o advento do ar condicionado e iluminação fluorescente. Este período também é característico do movimento moderno em arquitetura, salientando o valor estético da simplicidade no tratamento de fachadas e formas cúbicas simples, como retângulos, quadrados e

círculos. No exterior, a parede de fachada foi esticada com força sobre a pele e o edifício subiu em direção ao céu em uma forma prismática regular. De acordo com o Estilo Internacional, não era ofensivo, na verdade, era altamente desejável mostrar a estrutura (Figura 2.7). Caixas de vidro com elementos estruturais expostos constituíam a espinha dorsal do Estilo Internacional. (FEMA 547,2006)



Figura 2.7 - John Hancock Center – Chicago

Foto: Path2k6 – Fonte: wikipedia.com

A terceira fase do desenvolvimento arquitetônico de edifícios altos foi resultado da interação entre especialistas em marketing e um leve tédio do público para a natureza repetitiva das caixas em as paisagens urbanas. A forma prismática mais simples tem



apenas quatro cantos e, portanto, poderia oferecer melhor, apenas quatro escritórios de canto. Mesmo aqueles escritórios de esquina, mais do que provavelmente exibiam pilares de canto. (B. S. TARANATH, 2010)

Agora, no entanto, escritórios de canto tornaram-se um dos mais procurados espaços para locação. Para capturar esse mercado, a tendência no planejamento foi ter o maior número possível de escritórios de canto. Isto foi conseguido ondulando o exterior, criando entalhes e outras formas no perímetro, conforme mostra a figura 2.8. Além disso, para criar identidade visual e interesse, os retrocessos são fornecidos nos níveis selecionados.



Figura 2.8 - The Franklin Center (North Tower) – Chicago

Foto: Daniel Schwen – Fonte: wikimedia.org

Uma quarta fase do projeto do escritório conhecida como arquitetura pós-moderna foi trazendo de forma corajosa os edifícios. Estes edifícios não só têm entalhes e curvas, mas o resultado são as articulações tão severas que impedem o uso de qualquer sistema estrutural único para todo o edifício. (B. S. TARANATH, 2010)

Esta fase do projeto, que começou por volta de 1970, é considerada principalmente uma reação estética ao período do cubismo. Ela evoluiu gradualmente em três etapas. Primeiro, o telhado plano, que é tudo o que é necessário do ponto de vista funcional, começou a receber atenção arquitetônica para ganhar identidade o horizonte da cidade. Hoje, muitos topos de edifícios assumem inúmeras articulações. O segundo estágio é caracterizado pelas entradas elaboradas para o edifício em um esforço para dar-lhe uma identidade ao nível da rua, como mostra a figura 2.9.



Figura 2.9 - Willis Tower – Chicago

Foto: Tony The Tiger – Fonte: wikimedia.org

O terceiro estágio é uma continuação na batalha pela identidade. Articulações nas extremidades já não são suficientes para criar a identidade de um edifício. Toda a fachada arquitetônica precisa proclamar a identidade do edifício. (T. TSCHANZ, 1982) A quinta fase foi vista como uma modificação na construção de formas na conservação de energia. Foram testemunhando edifícios adequados para iluminação diurna natural com pátios, poços de luz e clarabóias. Os esforços na conservação de energia trouxeram uma compreensão dos espaços como um todo, especialmente em relação a como a luz influencia o espaço. Em vez de depender totalmente em aquecimento e resfriamento mecânico e luz elétrica, os arquitetos os consideraram como um possível controle externo, e como parte integrante do projeto arquitetônico, como mostra a figura 2.10.



Figura 2.10 - Seagram Building – Nova Iorque

Foto: Max Touhey – Fonte: curbed.com

No entanto, é reconfortante saber que a extravagância dos dias de hoje em edifícios altos não induziu os engenheiros estruturais a oferecer sistemas de apoio que sejam ao mesmo tempo elegantes e econômico. De fato, estimulou a profissão de engenharia

estrutural para dar quase total liberdade para arquiteturas em sua busca de novos e excitantes avatares para edifícios altos e ultra altos.

Hoje, com o uso de computadores, os edifícios são planejados e projetados com pouco ou nenhum histórico precedente. Novos sistemas estruturais são concebidos e aplicados a edifícios extremamente altos em uma prática demonstração da confiança do engenheiro na capacidade preditiva e na confiabilidade das soluções do computador.

### **2.1.3 A arquitetura e os edifícios altos de hoje**

Logo após o atentado de 11 de setembro de 2001, muitas pessoas previam que as imagens dos aviões se chocando ao edifício iria sufocar o entusiasmo da humanidade por edifícios altos, hoje, após muitos anos, ficou provado que elas estavam erradas, pois os edifícios ao redor do mundo estão ficando cada vez mais altos agora. A paisagem não só nos Estados Unidos, mas também no mundo inteiro está se movendo acima. Edifícios que poderiam eclipsar ou ficar em espiral com o prédio Empire State de 412m da década de 1930, prometem reformular o modelo arquitetônico. A análise coletiva introspectiva da topologia que implorou a pergunta "são prédios altos uma parte viável de nossas cidades - ou não são?" resultaram em um retumbante "sim".

Em comparação com os edifícios altos que foram erguidos nas décadas de 1970 e 1980, a nova safra é mais provável que sejam expressões de orgulho civil ou mesmo nacional do que símbolos de riqueza corporativa, com objetivo de projetar um certo *status* para uma cidade em um cenário mundial. Isso se tornou especialmente verdade, como os países em desenvolvimento na Ásia e no Oriente Médio começaram a erguer edifícios super-altos como mostram as figuras 2.11 e 2.12, que fez os icônicos, Empire State Building (figura 2.13) e as inexistentes World Trade Center Towers (figura 2.14), parecem médias em comparação.



Figura 2.11 – TAIPEI Building – Taipei (Taiwan)

Foto: AngMokio – Fonte: wikipedia.com



Figura 2.12 – Burj Khalifa – Dubai

Foto: Nicolas Lannuzel – Fonte: wikipedia.com





Figura 2.13 - Empire State Buiding, vista de Manhattan

Foto: Wikimedia user Smithfl (licensed under CC BY-SA 3.0) – Fonte: wikimedia.org



Figura 2.14 - World Trade Center Towers; Vista do Rio Hudson

Foto: Robert Paul Van Beets/Shutterstock – Fonte: wikipedia.com

No notável vocabulário arquitetônico de hoje, percebe-se que a repetição elementos de estruturas e arquiteturas está perdendo importância. Muitos edifícios não ortogonais são projetados para serem icônicos, para proclamar sua presença em cidades, regiões e até mesmo países no mapa global. Suas fachadas são curvas, ou organicamente moldadas por razões estéticas, e muitas vezes o edifício inteiro ostenta uma elevação torcida.

Embora a complexidade de fabricar e construir superestruturas de formas não prismáticas aumenta cada vez mais. Vários grandes projetos construídos na última década demonstram a viabilidade de aplicação em larga escala de produtos não padronizados. A modelagem de edifícios altos é fortemente influenciada pelas ferramentas de modelagem que os arquitetos têm disponíveis. A forma de caixa retilínea convencional dos edifícios está seguindo adiante, e é improvável que faça um retorno em breve.

Hoje, essas complexidades geométricas são mais bem compreendidas e podem ser tratadas com eficiência. Provavelmente, o fator mais significativo no custo de um edifício alto é a escolha do sistema estrutural escolhido para resistir a cargas laterais. Edifícios altos são estruturas flexíveis. Portanto, sua resposta dinâmica à excitação do vento é crítica na avaliação de sua segurança e desempenho, particularmente com em relação aos desvios e acelerações dos edifícios nos andares ocupados de topo. Neste contexto, é interessante notar que a resposta do vento, e não a resposta ao longo do vento, domina o comportamento. Embora existam métodos analíticos para prever a resposta do vento, o único método para prever seu comportamento dinâmico com qualquer grau de certeza é através de um estudo de túnel de vento.

Há vários métodos que os projetistas podem usar para minimizar a resposta do edifício às cargas de vento.

- Uso de aberturas nos andares superiores, integradas às características arquitetônicas do edifício, para desmembrar redemoinhos que podem causar queda de vórtice (figura 2.15).



Figura 2.15 - Shanghai World Financial Center

Foto: Mori Buiding Co. Fonte: [mori.co.jp](http://mori.co.jp)

- Orientação do edifício de modo que sua direção mais desfavorável não se alinhe com o vento na direção mais favorável (figura 2.16).





Figura 2.16 - Bank of China – Hong Kong

Foto: I. M. Pei – Fonte: archdaily.com.br

- Uso de formas de plano arredondadas em vez de planos com bordas afiadas (figura 2.17).



Figura 2.17 Petronas Tower – Malásia

Foto: Wikimedia Commons – Fonte: wikimedia.org

Apesar dos métodos mencionados anteriormente conhecidos há algum tempo para reduzir os efeitos ventos, a tendência atual no projeto de edifícios altos adotou formas que tornaram esses projetos inacessíveis. Hoje essas complexidades são melhor entendidas usando geometria gerada por computador. Apenas alguns anos atrás, muitos destes edifícios pareciam meras criações da imaginação do arquiteto. Parece que as ferramentas de modelagem baseadas em CAD e os cálculos estruturais mudaram a formação de grandes alturas para sempre. A solução inovadora em um sentido amplo é aquela que alcança a função desejada pelo menor custo, sem sacrificar a qualidade. Nosso problema com a inovação é que tem tido uma qualidade indescritível e raramente tem sido inserido em nosso processo educacional. Nossa educação é principalmente dedicada ao desenvolvimento analítico de habilidades, principalmente através do uso de computadores. O avanço em software de computador comercial tem contribuído fortemente para o desenvolvimento de sofisticados métodos de análise e de otimização para problemas estruturais bem definidos.

No entanto, a seleção conceitual de um sistema de engenharia é, de modo geral, ainda, uma habilidade sem nenhum procedimento de aprendizagem estabelecido. A capacidade de conceber e gerar alternativas de projeto requer um sentimento de comportamento e habilidades aproximadas, melhores obtidas ao examinar com cuidado o comportamento estrutural dos edifícios do passado através de discussões e técnicas como o conceito "caminho de carga".

É tão importante entender como os engenheiros no passado conceituaram o esqueleto do edifício usando idéias como mega-quadros, tubos internos e externos, estruturas da parede da espinha, para nomear alguns, como é a habilidade de navegar através do mais recente *software* de computador.

## **2.2 Características dos edifícios de aço e edifícios mistos de aço e concreto**

### **2.2.1 Edifícios de aço**

O Ferro fundido por causa de sua disponibilidade e boa resistência à compressão, foi bastante usado como pilares de edifícios construídos no início ao meio do século XIX. Engenheiros preferiram não usar ferro fundido em componentes que faziam parte de um

sistema de carga lateral ou que eram submetidos à flexão ou tração elevada, por causa de falhas frágeis e dramáticas de componentes de ferro fundido em pontes e outras estruturas semelhantes. O ferro fundido continuou a ser usado no início do século XX, mas o ferro forjado tornou-se o material mais dominante no final do século XIX, e o aço superou ambos no início do século XX.

O ferro forjado foi desenvolvido pela primeira vez em 1613 através de processo manual. O metal produzido nesta época era muito variável, dependendo da habilidade do produtor, e apenas relativamente pequenas quantidades de metal poderiam ser produzidas. Como resultado, este ferro forjado inicial foi usado em edifícios construídos antes de 1850, mas não como elementos estruturais importantes por causa do pequeno volume que poderia ser produzido durante esse tempo. Em meados do século XIX foram desenvolvidos métodos mecânicos capazes de produzir quantidades maiores, resultando na sua utilização em sistemas estruturais de um número substancial de edifícios no final de 1800 e início de 1900.

O ferro forjado é muito mais viável do que o ferro fundido; é mais dúctil e tem melhor capacidade de resistência à tração. Como resultado, foi um material de construção mais versátil do que o ferro fundido. Para pilares, no entanto, o ferro fundido ainda era visto como o material mais econômico até muito tarde, em 1800. (ANSI/AISC 358-05, 2006). Com o desenvolvimento do processo Bessemer combinado com o forno de lareira aberta, o aço foi amplamente difundido. O processo Bessemer foi patenteado em 1856, mas o aço não ficou comumente disponível até cerca de 1880. Esse atraso deveu-se em parte a algumas disputas legais, bem como preocupações fundamentais sobre as propriedades e a qualidade do material. Em 1880, o ferro forjado ainda dominava o mercado estrutural, e os prédios construídos em meados da década de 1890 ainda eram mais prováveis ser construído de ferro forjado, possivelmente com pilares de ferro fundido, em vez de aço, mas a maioria dos engenheiros de esse período acreditava que o aço estrutural de baixo carbono era o material superior e iria dominar construção de edifícios futuros.

Em 1894/1895, foi publicada a primeira especificação para aço estrutural. Este documento não era uma norma para projetos, mas estabeleceu requisitos de controle e padronização de qualidade para material. Em 1896, os fabricantes de aço concordaram em estabelecer a padronização nas formas que eles produziam, e o aço passou a dominar

totalmente o mercado estrutural durante os próximos 10 anos. (ANSI/AISC 360-10, 2010).

Durante a década de 1890 foram realizados uma série de testes para componentes de aço estrutural. A análise dos resultados dos testes realizados sugere que as propriedades iniciais deste aço não foram muito diferente do aço ASTM-A36 usado nas décadas de 1950 e 1960. O acréscimo de tensão pode ter sido um pouco menor, e a designação padrão inicial para este aço macio era A9 com um valor nominal tensão de escoamento de 207 MPa. No final da década de 1890, como resultado de testes de fogo em elementos de aço, os engenheiros se ficaram preocupado com a proteção contra incêndio. A alvenaria portanto, foi usada para envolver o aço para fornecer proteção contra incêndio em alguns edifícios antigos, mas o revestimento de concreto se tornou a forma predominante de proteção contra incêndio por volta do início do século XX. Durante este período, as ligações rebitadas foram o principal método adotado para conectar os elementos de ferro forjado e aço.

A construção de aço prosseguiu de maneira bastante contínua nos anos seguintes. Houve no entanto, uma variação bastante ampla nas estruturas e nos materiais devido a requisitos particulares de projeto. As técnicas de soldagem foram desenvolvidas em torno de 1915 e usadas em estruturas na década de 1920 e 1930, mas o uso foi limitado devido à sua má qualidade. Os parafusos de aço macio também teve uso limitado durante este período, e o aço A7 com uma tensão de escoamento nominal de 227 MPa entrou em cena, essencialmente substituindo ASTM-A9 em 1940. (J. E. CERMAK, 1995)

Foram desenvolvidos padrões adicionais para produtos de aço, em grande parte devido aos esforços do Instituto Americano de Construção em Aço (AISC), estabelecido na década de 1920. Esta segunda onda de padronização, com o projetista estrutural envolvido no processo, resultou em maior uniformidade tanto no aço comum quanto no aço estrutural, bem como os próprios desenhos estruturais.

Algumas das primeiras técnicas de soldagem empregavam solda a gás, mas empregavam-se também a soldagem a arco elétrico desenvolvido no início dos anos 1900. Alguns testes estruturais em componentes soldados foram realizados a partir de 1930, e a soldagem a arco elétrico tornou-se comum nas décadas de 1940 e 1950. Em meados da década de 1960, o uso de ligações rebitadas foi abandonada, e os parafusos

de alta resistência e a soldagem a arco elétrico se tornaram a técnica padrão para estas ligações. (ACI 318-08, 2008).

Nessa época, o revestimento de concreto para proteção contra incêndio também estava desaparecendo em favor de métodos de isolamento mais leves, e o aço A36 com uma tensão de escoamento de 250 MPa tornou-se o aço padrão. Neste período também foram desenvolvidos aços de maior resistência que o A36

### **2.2.1.1 A evolução dos edifícios de aço**

O ferro fundido foi usado extensivamente ao longo do século XIX principalmente em pilares para suportar cargas de compressão sem tração significativa ou flexão. O desempenho foi ruim quando submetido a esses estados de tensão alternados. No entanto, tanto ferro forjado e ferro fundido foram largamente substituídos por aço na virada do século.

O ferro forjado e o aço eram mais dúcteis que o ferro fundido e tinham uma melhor trabalhabilidade. Os edifícios de ferro e aço tinham alguns atributos comuns, mas, em geral, os elementos e as ligações eram únicas. Os engenheiros fizeram uso extensivo elementos de aço rebitado e forjado com ligações também rebitadas. Os elementos eram comumente construídos a partir de chapas cantoneiras e perfis “U”. (NEHRP, 2003).

O primeiro esforço para padronizar materiais e formas de aço foi feito em 1895, mas foi relativamente pouca padronização no projeto. Os engenheiros usariam seu próprio elemento estrutural e suas configurações de ligações. Além disso, o projeto foi controlado pela prática local e códigos de obra das cidades.

A primeira especificação de projeto estrutural proposta para edifícios de aço foi publicada pela ASCE em um artigo na década de 1920. Este artigo examinou a ampla variação nas cargas de projeto e limites de tensão, e propuseram um procedimento de projeto padrão pela primeira vez. Este artigo pioneiro levou ao desenvolvimento do manual de especificação e projeto do AISC nos anos 20. (ANSI/AISC 360-10, 2003)

Embora os elementos estruturais e as ligações fossem bastante variáveis, havia muita semelhança no geral com os aspectos estruturais dos edifícios mais antigos. Primeiro, eles geralmente tinham proteção passiva contra incêndio. Além disso, esses edifícios geralmente tinham alvenaria de vedação nas paredes externas e elementos cerâmicos

não estruturais em todo o interior. Estas paredes forneceram a maior parte da rigidez destes edifícios mais antigos quanto às cargas laterais. Estes edifícios foram normalmente projetados para vento, como quadros rígidos, com o entendimento de que as paredes preenchidas ajudam a resistir às cargas laterais. Deve-se notar que os engenheiros nesta época prontamente mudaram os projetos de um material para outro.

O revestimento de concreto não foi considerado na avaliação da resistência das estruturas de aço, mas foi amplamente utilizado como uma transição entre a construção de aço e concreto.

Na década de 1920, o uso de elementos únicos e complexos cresceu e os formatos I e H começaram a substituir o formato de elemento padrão.

Os edifícios construídos em regiões consideradas sismicamente ativas foram projetados para cargas sísmicas, mas as cargas de projeto eram invariavelmente mais baixas do que as exigidas hoje. No entanto, as paredes e as repartições internas não foram incluídas nos cálculos de projeto, embora fornecessem a maior parte resistência e rigidez destes edifícios. Os edifícios construídos fora das regiões de atividade sísmica conhecida foram projetados apenas para carga de vento. (FEMA 445, 2006).

Deve-se notar que todos os edifícios construídos durante esta época usavam cálculos de projeto relativamente simples em comparação com os edifícios modernos. Os engenheiros freqüentemente recorriam a observações de desempenho e prática padrão do edifício anteriormente calculado, pois, os sofisticados cálculos computacionais usados nas estruturas modernas eram desconhecidos.

Mudanças significativas mesmo só começaram a aparecer durante a partir do ano de 1950, onde o os parafusos e as soldas de alta resistência substituíram de vez os rebites. Nas primeiras estruturas, os parafusos foram usados apenas para substituir os rebites nas ligações. Com o tempo a confiança no uso da solda nas ligações foi adquirido, e estas ligações soldadas foram usadas com mais frequência pelos projetistas, pois com isso eles conseguiam desenvolver ligações mais rígidas sem muito trabalho. Outra mudança importante foi a substituição da proteção contra incêndio padrão de concreto por materiais mais modernos e leves. (B. S. TARANATH, 2010).

Mais duas mudanças são notáveis. Em primeiro lugar, as paredes de alvenaria de concreto e de barro foram menos utilizadas para revestimentos e divisórias, reduzindo o peso do prédio, embora os elementos arquitetônicos ainda estivessem significativamente

mais pesados em comparação aos usados nas estruturas de aço hoje. No entanto, esses painéis e acabamentos eram mais propensos a ser anexado à estrutura, em vez de ser usado como um preenchimento para o quadro.

Como resultado, os edifícios construídos durante esta época são menos capazes de utilizar essa força e rigidez adicionais do que as estruturas antigas. Em segundo lugar, diferenças significativas começaram a evoluir na forma como os edifícios foram projetados em regiões de alta atividade sísmica. Essas diferenças regionais foram desenvolvidas porque altas zonas sísmicas tiveram que lidar com forças laterais maiores. Em zonas menos sismicamente ativas, as ligações mais flexíveis foram mantidas por um longo período de tempo, enquanto nas zonas sismicamente ativas as ligações totalmente rígidas começaram a evoluir. Além disso, começaram a usar os sistemas estruturais de concreto armado combinados com o aço, porque estes sistemas muitas vezes poderiam alcançar uma carga muito maior com menos aço e com ligações mais econômicas.

As tendências estabelecidas na década de 1960 continuaram no período seguinte. Primeiro, houve aumento na proteção contra incêndios leves e elementos arquitetônicos mais esbeltos. Como resultado, a reserva de força e a rigidez fornecidas por esses elementos foram reduzidas. Em segundo lugar, houve maior ênfase na ductilidade no projeto sísmico; e foram estabelecidas extensas regras para assegurar a ductilidade para quadros de momento, estruturas de concreto armado e outros sistemas estruturais. (ANSI A58.1, 1982).

Estas regras, sem dúvida, tiveram algum benefício substancial, mas o cumprimento foi muitas vezes caro, e havia uma tendência distinta para o uso de estruturas com menos redundância, uma vez que estas menos redundantes estruturas exigiam a satisfação dos critérios de ductilidade em menos locais. Esta redução de redundância também resultou em elementos e ligações com tamanhos maiores. (I. L. EVANSTON, 1992).

Em terceiro lugar, as forças de projeto sísmico estavam aparecendo pela primeira vez em muitas partes dos Estados Unidos, e aumentaram significativamente para todas as partes do país em alguns sistemas estruturais. Finalmente, os próprios processos de aço e construção também estavam mudando. Houve um aumento significativo do aço produzido pelo reprocessamento de sucata de metal em um forno elétrico. Como resultado, as tensões dos aços aumentaram, enquanto o esforço de tração permaneceu

relativamente estável. A soldagem evoluiu do relativamente caro processo de arco revestido para o núcleo de fluxo mais rápido e econômico, revestido a gás e processos de revestimento duplo. Os parafusos de alta resistência foram cada vez mais usados; entretanto, as variações no controle de qualidade causadas pelo aperto e instalação tornaram-se uma grande preocupação.

Essas mudanças, por sua vez, produziram mudanças na ductilidade e no comportamento de muitas estruturas de aço.

### **2.2.2 Edifícios mistos de aço e concreto**

Na arquitetura moderna dos dias atuais, é um evento raro, na verdade, encontrar um edifício que seja regular no plano e prismático para toda a sua altura. Para resistir às cargas laterais de forma eficaz e econômica em edifícios não regulares, é quase sempre necessário combinar vários subsistemas em uma única edificação.

Vale a pena salientar, por uma questão de modéstia, que as idéias básicas do comportamento misto foram concebidas bem antes que os pais de quem lerá este trabalho nascessem. Nos Estados Unidos, a construção mista apareceu pela primeira vez em 1894. Naquele ano, Joseph Milan, um engenheiro de Viena, construiu uma ponte de arco em Rock Rapids, Indiana, usando vigas de aço tipo “I” encapsuladas com concreto. A substituição das vigas curvas com vigas retas foi o próximo passo. Na virada do século, o uso de vigas de aço revestidas de concreto eram comuns tanto para edifícios quanto para pontes. No entanto, demorou mais 30 anos para se criar critérios para a elaboração do projeto. As regras de projeto apareceram pela primeira vez em 1930 em Nova York como um Código de Construção, permitindo uma tensão de tração de 138 MPa, um aumento de 11% sobre os 124 MPa permitidos para as vigas simples de aço naquela época. (T. TSCHANZ, 1982)

O sucesso da combinação de aço e concreto em sistemas mistos de piso motivou o desenvolvimento de sistemas mistos de construção, particularmente para aqueles que utilizavam colunas mistas há cerca de 30 anos.

Estudos econômicos mostraram consistentemente que um pilar misto era cerca de quatro a seis vezes mais econômico do que um pilar de aço.



Os dois sistemas de construção, concreto e aço, evoluíram independentemente uns dos outros, e até na década de 1960, os engenheiros foram treinados para pensar em edifícios altos em aço ou concreto. Dr. Fazlur Khan, Skidmore, Owings & Merrill, quebraram essa barreira em 1969, misturando aço e concreto em um sistema misto para uso em um edifício relativamente baixo, de 20 andares, em que os pilares externos e foram revestidos em concreto para fornecer a resistência lateral necessária. O sistema era basicamente uma armação de aço estabilizada por concreto armado. No entanto, hoje o advento da alta resistência do concreto deu início à era dos super pilares e megaquadros onde a economia, rigidez, e características de amortecimento de grandes elementos de concreto são combinados com a leveza e construtibilidade de estruturas de aço. Sem este tipo de combinação, muitos dos nossos edifícios altos contemporâneos poderiam nunca ter sido construídos em sua forma atual.

O termo sistema misto assumiu vários significados nos últimos anos para descrever muitas combinações de aço e concreto. Aqui, o termo significa toda e qualquer combinação elementos de aço e concreto armado e é considerado sinônimo de outras definições, como sistemas híbridos por exemplo. O termo é usado para abranger tanto elementos resistentes às cargas gravitacionais quanto às cargas laterais. (R. A. COLEMAN, 2002).

Desde o advento do primeiro sistema misto, os engenheiros não hesitaram em usar toda uma gama combinações de elementos de aço e de concreto armado para utilizar as vantagens de cada material. Isso resultou em vários sistemas, tornando a categorização distinta quase uma tarefa impossível.

O Centro Brasileiro da Construção em Aço – CBCA, define estruturas mistas como sendo um sistema misto aço-concreto onde um perfil de aço, que pode ser laminado, soldado ou formado a frio, trabalha em conjunto com o concreto, que pode ser armado ou não, formando um pilar misto, uma viga mista, uma laje mista ou uma ligação mista. A interação entre o concreto e o perfil de aço pode se dar por meios mecânicos com o uso de conectores, mossas, resaltos, etc., ou por atrito, como acontece nos casos de formas de çao com cantos reentrantes, e em alguns casos, por simples aderência e repartição de cargas, como é o caso de pilares mistos sujeitos apenas a força normal de compressão. Uma estrutura mista é formada por um conjunto de sistemas mistos e é normalmente empregada na condtrução de edifícios e pontes. Os sistemas mistos

proporcionam um aumento no número de soluções estruturais tanto para o concreto como para o aço. (BELLEI *et al*, 2008).

De acordo com a NBR 8800/2008, a contribuição do aço na resistência pode chegar a 90%, com a possibilidade de se usarem diferentes tipos de perfis e de aço estrutural, bem como diferentes disposições construtivas, em comparação com as estruturas de concreto armado, onde essa contribuição normalmente não chega a 40%. Outro exemplo é o caso das vigas mistas, onde os perfis metálicos de alma cheia podem ser interligados a uma laje apoiada sobre eles, aumentando consideravelmente sua resistência e rigidez. (CBCA, 2010).

#### 2.2.2.1 Elementos mistos

Para se ter uma visão sobre o comportamento misto do aço estrutural e sistemas de concreto armado, vale a pena estudar técnicas comuns de composição das seguintes unidades estruturais:

- Lajes mistas;
- Vigas mistas;
- Pilares mistos.

##### 2.2.2.1.1 Lajes mistas

Em prédios de aço, o uso de forma de aço (*steel deck*) de alta resistência, com concreto se tornou um padrão como mostra a figura 2.18. A formade aço tem relevos pressionados no metal da chapa para conseguir a ação composta, com cobertura concreta. Uma vez que o concreto endurece, o *steel deck* torna-se a armadura de tração. A placa mista resultante desta combinação atua como um diafragma, com a transferência horizontal de forças de cisalhamento para os elementos de contraventamento verticais. Além disso, age como um suporte de estabilidade para o mesa de compressão de vigas de aço.

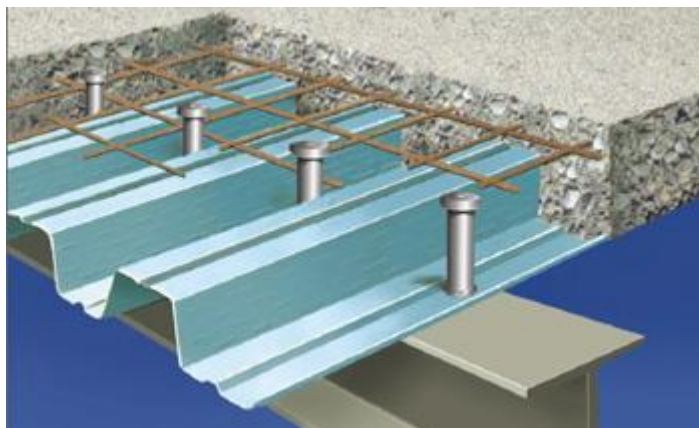


Figura 2.18 – Laje *steel deck*: Fonte: Metform

Os esforços de cisalhamento no diafragma ocorrem principalmente no concreto porque o plano de rigidez da laje de concreto é significativamente maior do que a do *steel deck*. Assim, as forças horizontais devem ser transferidas da laje para a mesa superior da viga através de conectores de cisalhamento soldados. O *deck* de aço serve como uma forma para colocação do concreto, e como armadura positiva da laje de concreto mista. Na parte superior da laje é colocada uma tela eletrossoldada, que servem para combater a retração, além de ter a função de armadura positiva da laje. (ABNT/NBR 8800:2008).

Neste sistema de laje é dispensado o uso do escoramento que além de ter um custo elevado desacelera a sequência de construção. O *deck* então é dimensionado para resistir a todas as cargas de serviço, servindo como plataforma de trabalho, que além de dar velocidade à obra, protege os trabalhadores que estão nos níveis mais abaixo.

Uma vez a laje concretada e este concreto curado, a força do sistema de laje geralmente excede as demandas de carregamento normal. Os requisitos de proteção contra incêndios geralmente ditam a espessura da cobertura de concreto.

Normalmente, os conjuntos de piso em edifícios altos devem satisfazer um incêndio com tempo mínimo de duração de 2h

Estruturalmente, os principais atributos de uma seção mista são realizados através do aproveitamento das características de cada material. O concreto, que é fraco na resistência à tração, suporta as cargas de compressão, e o aço, forte e estável à tração, suporta estas cargas de tração.

### 2.2.2.1.2 Vigas mistas

Consistem em um componente de aço simétrico em relação ao plano de flexão que pode ser um perfil tipo I, outros perfis tipo caixão ou tubular retangular e vigas treliçadas, com uma laje de concreto acima da sua face superior, desde que sejam feitas as devidas adaptações das prescrições apresentadas. Os tipos de lajes previstas são: maciça moldada no local conforme mostrado na figura 2.19, mista e com pré-laje de concreto pré-moldada. Deve haver ligação mecânica por meio de conectores de cisalhamento entre o componente de aço e a laje, de tal forma que ambos funcionem como um conjunto pra resistir à flexão. Em qualquer situação a flexão, ocorrerá no plano que passa pelos centros geométricos das mesas ou dos banzos superior e inferior do componente de aço.

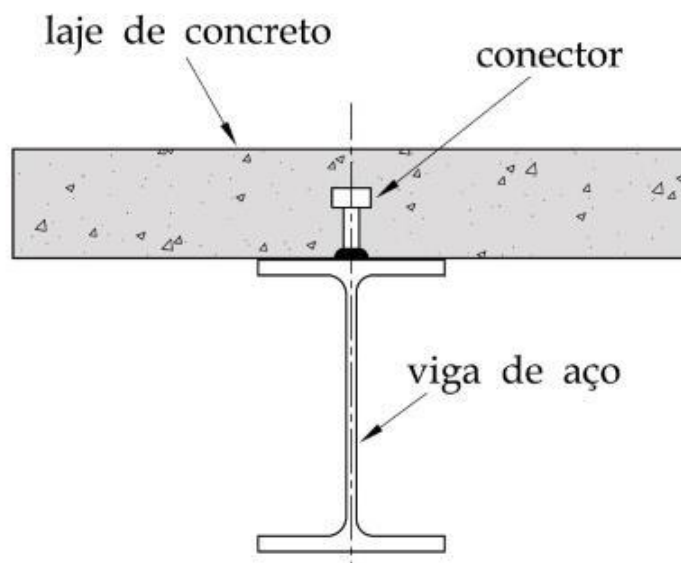


Figura 2.19 – Viga mista maciça

### 2.2.2.1.3 Pilares mistos

Os pilares mistos de aço e concreto podem ser definidos como sendo elementos que são sujeitos predominantemente à compressão, seja ela simples ou mista e são constituídos de um ou mais perfis de aço estrutural passível de revestimento ou preenchimento de concreto (TOLEDO, 2009).

Estes pilares podem ser em seções transversais tubulares retangulares ou circulares de aço, totalmente preenchidos com concreto, e podem ser também em seções retangulares totalmente revestidas ou parcialmente revestidas de concreto, conforme as figuras 2.20, 2.21, 2.22 e 2.23.

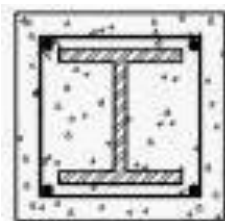


Figura 2.20 – Pilar retangular totalmente revestido. Fonte: ABNT/NBR8800:2008

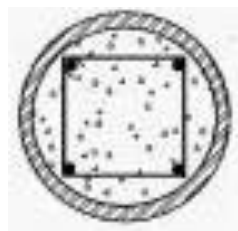


Figura 2.21 – Pilar circular totalmente preenchido. Fonte: ABNT/NBR8800:2008

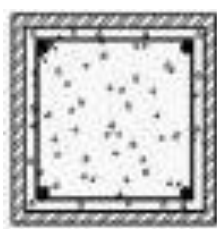


Figura 2.22 – Pilar retangular totalmente preenchido. Fonte: ABNT/NBR8800:2008

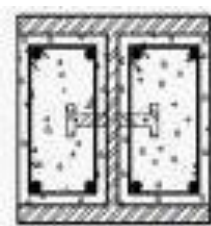


Figura 2.23 – Pilar retangular parcialmente revestido. Fonte: ABNT/NBR8800:2008

O primeiro, comumente denominado pilar revestido, constituída por um núcleo de aço envolvido por concreto armado. A segunda consiste em um pilar tubular circular de aço preenchido com concreto de alta resistência. No primeiro tipo, o núcleo de aço, geralmente é uma seção de mesa larga tipo “H” colocado dentro do pilar de concreto armado, e é projetado para suportar todas as cargas de construção.

Conceitualmente, o comportamento de um pilar misto é semelhante a pilar de concreto armado. Na verdade, esse conceito fornece a base para gerar o diagrama de interação para a carga axial e momento resitente para os pilares mistos.

A composição de pilares externos envolvendo seções de aço com concreto é de longe a mais freqüente aplicação de pilares mistos.

O segundo tipo de pilar misto consiste de um tubo de aço circular preenchido com concreto de alta resistência. Normalmente, não é usado nem armadura logitudinal nem armadura transversal, mas em alguns modelos podem ser usadas essas aramaduras. No entanto, como no caso pilar resvestido, são soldados conectores de cisalhamento para melhorar a interação entre elementos de concreto e aço. Como não é necessária nenhuma forma, este tipo de construção é usado tanto o interior e exterior dos edifícios.

O terceiro tipo é similar ao segundo, diferenciando apenas na forma da seção transversal onde este tipo tem forma quadrada ou retangular.

O quarto tipo é denominado pilar misto parcialmente revestido, em que o concreto preenche apenas o espaço dos dois lados da alma do perfil de aço, formando uma seção quadrada ou retangular, este tipo é o menos adotado nos edifícios devido ter baixa eficiência se comparado ao outros tipos já citados.

### **2.2.3 Edifícios híbridos**

Um outro sistema estrutural que vem ganhando mercado nos últimos anos, principalmente quando se fala de edifícios altos é sistema chamado híbrido. Neste sistema as estruturas são compostas por subsistemas de materiais diferentes, como por exemplo, um edifício com elementos estruturais em aço e núcleo rígido de concreto armado, como mostra a figura 2.24.

Uma característica interessante das estruturas híbridas é que apesar destas se utilizarem de materiais diferentes estes trabalham de maneira independentemente, diferentemente das estruturas mistas em que os diferentes materiais atuam em conjunto, comportando-se como um único elemento (DE NARDIN, 2008)



Figura 2.24: Edifício Turning Torso - Suécia  
Foto: HSB – Fonte:constructalia.com

## 2.3 CONSIDERAÇÕES DO VENTO

### 2.3.1 Generalidades

Um vento constantemente batendo exercerá uma pressão flutuante em um edifício, que pode ser aproximado por uma pressão média. Não é o caso das rajadas de vento que cobrem a superfície do edifício com pressões flutuantes. O vento é dinâmico por natureza e seus efeitos, em um sentido amplo, podem ser considerados semelhantes aos resultantes de terremotos. Assim como um edifício experimenta acelerações devido a movimentos bruscos do solo, o mesmo acontece com ventos tempestuosos, particularmente nos andares superiores.

A tolerância humana aos movimentos induzidos pelo vento tornou-se cada vez mais importante com a construção de edifícios com alturas cada vez maiores. Sabe-se há algum tempo que a previsão das propriedades dinâmicas dos edifícios, como a construção de formas, de modo e amortecimento, particularmente para aqueles com uma proporção maior que 8/1, tenha um grande efeito nas acelerações previstas. (TARANATH, 2005).

A estimativa de vibração estrutural tem sido de grande interesse para os engenheiros estruturais. Isso é especialmente o caso em anos mais recentes, uma vez que o número de edifícios altos e estruturas em todo o mundo aumentou dramaticamente. Foram realizados muitos estudos em larga escala em modelos desse tipo de estrutura, e ainda estão sendo feitos hoje. A motivação por trás desse interesse é geralmente o conforto dos ocupantes do edifício, bem como cargas de pico e desvios. À medida que os edifícios se tornam mais esbeltas, as características de vibrações muitas vezes se tornam a variável mais importante. Para essas estruturas, a resposta dinâmica tende a ser a ação estrutural dominante, e vibrações excessivas podem levar proprietários e ocupantes infelizes. A maioria das estruturas, no entanto, tem amortecimento inerente para controlar vibrações excessivas em relação ao estado limite de resistência final. Os critérios adicionais que são mais preocupantes são os estados limites de serviço. A manutenção deste estado limite refere-se ao conforto do ocupante, ou a usabilidade do edifício quando submetido às cargas acidentais em vez de seu comportamento em eventos extremos. A definição de cargas e deformações no estado limite de força é



definida pelas propriedades dos materiais de construção e do sistema estrutural. (LINDERBURG, MICHAEL.R., 1994).

No início dos anos 1930, os engenheiros começaram a relatar o desempenho dinâmico de edifícios altos. Foram adotados edifícios pesados e rígidos para inspirar confiança aos ocupantes. O sucesso do comércio em todo o mundo e a progressão nos métodos e materiais de construção levaram a estruturas mais altas e mais leves. A importância de definir as características dinâmicas foram notadas para estes edifícios mais altos. Isso levou à movimentação de experimentos em salas com pessoas, a fim de determinar limites de tolerância construindo acelerações sem desconforto indevido. Esses experimentos consistiram em uma "sala" em movimento com os ocupantes sentados, de pé ou deitados. (MARQUES, J. C. M., 1983)

É interessante notar que, na maioria dos primeiros edifícios altos, os efeitos dinâmicos devido ao efeito do vento não foram investigados, e isto não levou a problemas graves, devido os materiais de construção e métodos construtivos serem desenvolvidos para que as estruturas fossem muito rígidas, o Empire State Building é um exemplo clássico deste método, onde a quantidade de aço e alvenaria com a qual foi construído é várias vezes maior do que edifícios atuais.

Esta grande quantidade de material usado nos primeiros edifícios altos e as vedações em alvenaria levaram a uma maior rigidez. Isso reduziu a amplificação dinâmica da resposta induzida pelo vento e, como resultado, o comportamento do ocupante foi alcançado sem muito esforço dos engenheiros. À medida que os edifícios se tornaram mais flexíveis e mais leves, no entanto, foi necessária mais atenção às cargas dinâmicas.

### **2.3.2 Análise preliminar do vento**

O projeto de um edifício hoje consiste principalmente em gerar um modelo 3D do edifício no computador, e, em seguida, modificar o modelo para satisfazer os requisitos de cargas.

No entanto, antes do modelo analítico ser lançado no computador, é dever do projetista garantir que o edifício satisfaça os princípios básicos de equilíbrio, desenvolvimento do caminho de cargas e compatibilidade. Os computadores vão ajudar na fase de análise e processamento do projeto, mas é o profissional que manipula o arranjo dos

componentes do sistema estrutural para resolver falhas comportamentais em sistemas estruturais.

A importância de alcançar este conhecimento em um nível básico inicial de projetos preliminares usando estes conceitos é fundamental. (KOLLAR, L., 1999)

Na análise de carga lateral de edifícios, as forças eólicas são tipicamente tratadas como cargas estáticas equivalentes reduzidas a uma série de cargas horizontais aplicadas em cada andar. O método portal e os métodos de cantilever oferecem formas rápidas de análise de um quadro rígido. A ideia por trás destes dois métodos de análise baseiam-se nas características bem observadas das estruturas dos portais, onde os pontos de inflexão em vigas e pilares tendem a se formar perto do centro de cada pilar. Para fins de análise, presume-se que os pontos de inflexão ocorram exatamente no ponto centro de cada membro.

No método do portal, o quadro é tratado como uma série de portais de compartimento único com quadros consecutivos para determinar tensões axiais nos pilares. Os pilares internos são considerados como parte de dois desses portais.

Nos métodos de cantilever, como o nome indica, o edifício é analisado como um cantilever no final, fixo no solo. Supõe-se que o momento de tombamento seja resistido por compressão axial em pilares no lado a sotavento do eixo neutro e tração nos pilares no lado de barlavento.

O eixo neutro é determinado como o centroide das áreas dos pilares, e as forças axiais devidas ao tombamento são consideradas proporcional às suas distâncias do eixo neutro. (T. Y. LIN; S. D. STOTESBURY, 2001).

É importante enfatizar que no campo da análise estrutural, como em muitos outros, o uso de computadores e programas de computador comercialmente disponíveis dominam o mundo, e os cálculos manuais de análise não substituí a análise computacional.

Mesmo no atual mundo de alta tecnologia orientada por computadores com toda a sua sofisticada capacidade de projeto, ainda existe a necessidade de realizar uma análise aproximada das estruturas. Primeiro, a análise fornece uma base para selecionar dimensões dos elementos estruturais preliminares, porque o projeto de uma estrutura, não importa quão simples ou complexo seja, começa com o pré dimensionamento dos elementos estruturais. Com as dimensões iniciais definidas, é feita uma análise para determinar se os critérios de projeto são atendidos. Se não, é feita uma nova análise da

estrutura com o objetivo de melhorar sua concordância com os requisitos, e o processo é continuado até que o projeto seja concebido dentro dos limites de aceitabilidade. Quando se inicia o processo com as melhores seleções possíveis dos elementos estruturais, resulta em uma rápida convergência do processo iterativo para a solução desejada.

Em função do custo cada vez maior de mão de obra e materiais de construção, é quase obrigatório para o projetista comparar vários projetos antes de escolher o mais adequado.

Quando se tem o melhor projeto nos pontos de vista da economia estrutural, faz com que seja exigido menos sistemas mecânicos, elétricos, bem como menos sistemas de contraventamentos. Da infinidade de sistemas estruturais que se apresentam como possibilidades, apenas dois ou três esquemas podem ser dignos de refinamento requerendo soluções de computador completas. Logicamente para se chegar a estimativas de custo são necessários apenas métodos aproximados.

É muito demorado, caro e, na verdade, desnecessário empreender uma completa análise sofisticada para todos os esquemas possíveis. Os projetos preliminares são, portanto, muito úteis para a eliminação de soluções inadequadas.

A análise sofisticada por computador é indispensável para reduzir o número de imprecisões causadas por técnicas de pré dimensionamento manuais adotadas e estão sendo usados rotineiramente na prática cotidiana da engenharia.

O pré dimensionamento é, portanto, uma ferramenta poderosa para fornecer ao projetista uma base inicial para o dimensionamento preliminar dos elementos, e é também um método ordenado para avaliar modelos estruturais antes de selecionar o mais provável, além de obter os valores iniciais de cargas.

### **2.3.3 Relação entre a altura do edifício com fachada que se opõe ao vento - Relação de aspecto**

Ao projetar para o vento, um edifício não pode ser considerado independente de seu entorno, porque a configuração de edifícios próximos e terreno natural tem influência substancial sobre as cargas de projeto. O flecha de um edifício, devido ao vento, definido como o deslocamento horizontal no topo, pode não ser um transeunte, mas é

motivo de preocupação na concepção de edifícios altos. Há poucas evidências de que ventos, exceto aqueles devido a um furacão ou tornado, causaram grandes danos estruturais aos edifícios. A maioria dos edifícios têm força e rigidez suficientes para controlar sua resposta em relação aos estados limites últimos. O desafio, então, é controlar os estados limites de serviço dos edifícios altos modernos, que são construídos usando paredes com painéis leves, divisórias em *dry wall* e materiais de alta resistência mais esbeltos, mais propensos a problemas relacionados com o vento do que seus irmãos anteriores, que tinham o peso e com isso levavam vantagem de amortecimento pois tinham divisórias em alvenaria pesada, fachadas de pedra e membros estruturais maciços.

É fato que todos os edifícios balançam durante tempestades de vento, mas o movimento nos edifícios altos de antigamente, com divisórias internas e revestimentos externos pesados que resultavam em uma maior rigidez, era geralmente imperceptível. As inovações estruturais juntamente com construção leve reduziram as características de rigidez, massa e amortecimento dos edifícios. (F. S. MERRITT, 2002).

Em tempestades mais violentas, as janelas podem quebrar, criando problemas de segurança para pedestres abaixo. As vezes os ocupantes podem ouvir ruídos estranhos e assustadores quando o vento sacode elevadores, pisos e paredes, estes ventos podem provocar também assobios em torno dos lados do edifício.

Embora não se possa ver o vento, sabemos por experiência que seu fluxo é bastante aleatório e turbulento. Imagine dar um passeio em um dia ventoso. Você sem dúvida experimentará um fluxo constante de vento, mas intermitentemente você também pode experimentar rajadas súbitas de vento forte. Esta variação repentina a velocidade do vento, chamada de tempestades ou turbulência, é um fator importante na determinação da resposta dinâmica de edifícios altos. Ao contrário do fluxo constante de vento, que para fins de projeto é considerado estático, o vento turbulento e as cargas associadas a tempestades não podem ser tratadas da mesma maneira. Isso ocorre porque o vento tempestuoso as velocidades mudam rapidamente e até abruptamente, criando efeitos muito maiores do que se as mesmas cargas forem estáticas. As cargas de vento, portanto, precisam ser estudadas como se fossem dinâmicas. A intensidade do componente dinâmico da carga de vento depende da rapidez com que a velocidade varia e também sobre a resposta da própria estrutura. Portanto, se a pressão sobre um edifício

devido a uma rajada de vento é dinâmica ou inteiramente estática depende das propriedades dinâmicas do edifício ao qual é aplicado. (E. H. GAYLORD, JR.; C. N. GAYLORD, 1992)

Considerando, por exemplo, o movimento lateral de um edifício de 245m de altura projetado para um índice de  $H / 400$ , submetido a uma rajada de vento. Sob cargas de vento, o edifício curva-se ligeiramente à medida que o seu topo se move.

Toda estrutura tem uma frequência natural de vibração. É bem conhecido, por exemplo, que pontes capazes de transportar cargas muito maiores que o peso de uma companhia de soldados pode oscilar perigosamente e pode até quebrar sob cargas dinâmicas de soldados marchando sobre eles em passo. Da mesma forma, certas rajadas periódicas dentro do amplo espectro de uma rajada no vento pode encontrar ressonância com a frequência de vibração natural de um edifício e, embora a força total causada por essa frequência de rajada em particular seja muito menor do que a carga estática para o projeto do edifício. Isso se aplica não apenas à estrutura como um todo, mas também para componentes como painéis de paredes externas e peles de vidro. (N. M. NEWMARK; E. ROSENBLUETH, 2010)

Os edifícios típicos de grande altura com materiais mais leves e flexíveis são portanto, mais propensos a problemas de movimento dinâmico de vento do que suas contrapartes anteriores que tinham divisórias pesadas e revestimento externo em alvenaria.

A aceleração do vento cruzado pode ser de particular importância no que diz respeito ao conforto dos ocupantes, porque é provável que exceda a aceleração ao longo do vento. Isso ocorreria se o prédio fosse esbelto sobre ambos os eixos em relação à sua forma geométrica, relacionando a sua altura  $H$  com as dimensões em planta “a” e “b”, que são as dimensões do plano no sentido do vento.

Um vento constantemente batendo exercerá uma pressão flutuante em um edifício, que pode ser aproximado por uma pressão média. Tal não é o caso das rajadas de vento que cobrem a superfície do edifício com pressões flutuantes. O vento é dinâmico por natureza e seus efeitos, em um sentido amplo, podem ser considerado semelhante aos resultantes de terremotos. Assim como um edifício experimenta acelerações devido a movimentos bruscos do solo, o mesmo acontece com ventos tempestuosos, particularmente nos andares superiores. (CHANDRADHARA G. P, VIKRAM.M.B, 2017)

As oscilações da ponte Tacoma Narrows são um exemplo vívido da natureza dinâmica do vento. A tolerância humana aos movimentos induzidos pelo vento tornou-se cada vez mais importante porque as estruturas de edifíciosconstrução são construídas para alturas cada vez maiores. Sabe-se há algum tempo que a previsão de dinâmica das propriedades dos edifícios é fundamental, particularmente para aqueles com uma relação de aspecto ( $H/b$ ) maior que 8, sendo  $H$  a altura do edifício e  $b$  a fachada do edifícios que se opõe ao vento.

O desenvolvimento de materiais modernos e técnicas de construção resultou no surgimento de uma nova geração de estruturas que muitas vezes são, até certo ponto, desconhecidas no passado, notavelmente flexíveis, amortecimento e leve em peso. Tais estruturas geralmente exibem uma suscetibilidade aumentada à ação de vento. Assim, tornou-se necessário desenvolver ferramentas que permitam ao projetista estimar os efeitos do vento um grau de confiança maior do que o anteriormente exigido. Engenharia eólica é a disciplina que tem desenvolvido, principalmente durante as últimas décadas, a partir de efeitos destinados a desenvolver tais ferramentas. É a tarefa do engenheiro para garantir que o desempenho das estruturas submetidas à ação do vento seja adequado durante sua vida antecipada do ponto de vista da segurança estrutural e da facilidade de manutenção. Sob a ação do vento fluxo, estruturas experimentam forças aerodinâmicas que incluem a força do arrasto (ao longo do vento) atuando na direção do vento médio, e a força de sustentação (transversal) atuando perpendicularmente à direção. A resposta estrutural induzido pelo arraste do vento é comumente referido como a resposta ao longo do vento.

O critério mais importante para verificar o conforto dos ocupantes do edifício é o pico de aceleração que eles estão propensos a experimentar. Portanto, é importante estimar as prováveis acelerações máximas em ambas as direções ao longo do vento (vento a zero grau e vento a 90 graus). A ABNT/NBR 6123/1988 fornece um método para prever respostas ao longo do vento, conforme descrito ano item seguir que foi retirado norma citada. (B. O; JÚNIOR, P. H. D; QUINAN, T. B., 2016).

### 3 FORMAS ARQUITETÔNICAS E RIGIDEZ DOS EDIFÍCIOS

#### 3.1 GENERALIDADES

As estruturas dos edifícios altos são geralmente metálicas, mistas ou de concreto armado de alta resistência. Apresentam uma distribuição de montantes estruturais com um núcleo que envolve as caixas de escadas e elevadores, permitindo aliviar as fachadas da responsabilidade estrutural para as ações horizontais.

Deste modo os montantes restantes servem para suportar essencialmente as cargas verticais, permitindo mais uma vez aliviar as fachadas de funcionamento estrutural. Em função da altura, os sistemas estruturais tornam-se mais complexos:

Para edifícios de até 30 pavimentos, construídos em zonas livres de sismos, é possível criar rigidez adotando sistemas de pórticos rígidos. Para edifícios com altura de até 70 pavimentos há a necessidade de se combinar o sistema de pórticos rígidos com núcleo rígido de concreto.

Para edifícios mais altos são necessárias estruturas mais sofisticadas em tubo, treliça tridimensional ou associação de tubos, pórticos com *outriggers* combinados com os sistemas já citados anteriormente. Em situações de zonas sísmicas, a rigidez começa logo a ser necessária desde poucos pavimentos acima do solo. O conforto para as acelerações induzidas pelo vento exige também que a estrutura seja mais rígida lateralmente. J. E. CERMAK. (1995).

Como referência histórica vale salientar que as estruturas dos edifícios altos começaram por utilizar o sistema de montantes metálicos nas fachadas com pouco afastamento entre si (em torno de 1,50m) nos quais apoiavam as lajes, com ou sem núcleo central como mostra a figura 3.1.



Figura 3.1 Edifício Acal, São Paulo. Fonte: Archdaily  
Foto: Pedro Paulo de Melo Saraiva e Arquitetos Associados

Este conceito permitia alguma liberdade e fuga arquitetônica ao paralelepípedo (não havia alinhamento entre os montantes da fachada e os interiores). Neste sistema os montantes tinham responsabilidade de rigidez, estabilidade estrutural e de suporte das fachadas.

O sistema de montantes evoluiu para o sistema apertado em estrutura metálica ou de concreto que tinha também montantes para suportes dos pavimentos. Neste sistema os pórticos ganhavam visibilidade nas fachadas.

Enquanto os montantes regrediam para o interior, na década de 1960 os sistemas de montante e pórtico evoluíram para o sistema tipo tubo figura 3.3, em que o sistema externo da fachada funciona como uma chaminé com esforços axiais, o que propõe pequenos afastamentos entre montantes (em torno de 3,0m). I. L. EVASTON. (1970).

Estes montantes estão ligados por vigas de bordo contínuas, formando uma rótula estrutural de pele com excelentes características estruturais.





Figura 3.3 Edifício Northeast Asia Trade Tower, Coréia do Sul

Fonte: [aboutthailandliving.com](http://aboutthailandliving.com)

Por outro lado, os pilares internos passam a ser mais flexíveis. Registra-se historicamente que em um só momento, esta nova tipologia estrutural permitiu duplicar a altura dos edifícios, tornando-os mais rígidos.

Posteriormente este tubo passou à estrutura rotulada de concreto com continuidade nos nós, criando-se um diafragma de perímetro muito eficiente na verificação da segurança e no controle das deformações.

Por outro lado, os pilares internos não necessitam de ligação rígida, abrindo caminho às estruturas leves, com alívio significativo das cargas nas fundações e redução dos efeitos das ações sísmicas. *Research Establishment*. (1994).

Existe também o sistema de escoras, em que a idéia dos montantes da fachada é recuperada, mas só com responsabilidade de resistir às cargas verticais, deixando os núcleos rígidos garantir a rigidez às cargas de vento. Este arranjo estrutural foi utilizado na década de 1970, essencialmente em edifícios residenciais devido à modulação dos vãos.

Há um outro sistema que é o sistema núcleo-tirante, em que existe a possibilidade de eliminar os montantes quase na totalidade de alguns pisos, como por exemplo no *hall* de entrada e pisos intermediários para serviços em espaço aberto. Este sistema vive às custas de um núcleo com características de resistência e rigidez que permite assegurar o comportamento global do edifício. ZALKA, KAROLY. A. (2000).

Este sistema integra normalmente um ou mais pisos de transição nos que se atirantam ou escoram os bordos das lajes. Nestes pisos é assegurada a transmissão de forças externas para o núcleo central.

Finalmente, o sistema de treliça tridimensional, que permite transferir todas as ações horizontais para a treliça com elevada eficiência na deformação transversal e na torção. Atualmente, os sistemas estruturais dos edifícios altos recorrem a uma combinação de soluções para melhorar o desempenho geral em termos de rigidez e resistência, como, por exemplo, a inserção de enrijecedores. Os enrijecedores permitem tirar partido dos elementos verticais das fachadas na rigidez global do edifício sob ações horizontais e redistribuir pelos montantes internos, e as ações verticais dos montantes das fachadas.

### 3.2 FORMAS ESTUDADAS PARA DETERMINAÇÃO DAS RIGIDEZES

Para a verificação dos deslocamentos máximos, as formas foram definidas com módulos de 5,0mx5,0m, devido 5,0m ser uma dimensão muito adotada pelos arquitetos em função das vagas de garagem, neste caso, 5,0m é o espaço para duas vagas.

Estes edifícios foram considerados com suas bases engastadas, ou seja, sem nenhum tipo de contraventamento, pois o objetivo nesta fase é identificar os deslocamentos máximos do topo dos edifícios. Se houvesse qualquer tipo de contraventamento, estes deslocamentos seriam impedidos.

A escolha das formas se deu em função de serem as formas prismáticas bastante usuais nas edificações verticais no Brasil, onde a forma quadrada, por ter lados iguais, foi utilizada como referência para as demais formas. A forma retangular é uma forma que se utiliza muito em lotes com grande profundidade e pequena largura, como é o caso da maioria dos lotes no Brasil, e estes lotes reduzem ainda mais suas larguras em função dos recuos laterais. As formas em L e em U, são formas que saem do padrão quadrado e retangular, e que para esta análise

As alturas foram definidas em pavimentos de 3,0m, sendo edifícios de um pavimento, cinco pavimentos, dez pavimentos, quinze pavimentos e vinte pavimentos. O número de pavimentos de cada edifício se deu em função de serem alturas já bem consolidadas no mercado imobiliário.

Para todos os edifícios foi feita uma padronização na posição dos pilares, a fim de se evitar quaisquer interferências nos resultados em função de uma possível mudança de direção de algum pilar. Com isso, todos os pilares foram posicionados em uma mesma direção para todos os edifícios estudados.




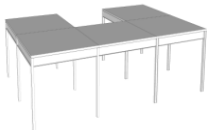











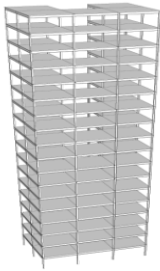



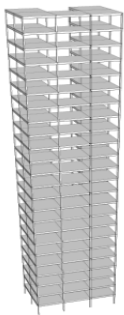
Para todos os pilares, foram escolhidos perfis laminados tipo “H”, por ser o tipo de perfil mais adotado para este tipo de edificação. Na figura 3.4, é mostrado um modelo de seção transversal dos perfis utilizados para os pilares.



Figura 3.4 Seção transversal do perfil laminado tipo H utilizado como pilares

A tabela 3.1 apresenta todas as formas e alturas de edifícios estudados para determinação das rigidezes.

Tabela 3.1 – Formas e alturas estudadas para determinação da rigidez

ALTURA	FORMA			
	QUADRADA	RETANGULAR	EM L	EM U
1 PAV				
5 PAV				
10 PAV				
15 PAV				
20 PAV				

### 3.2.1 Direções de vento nas formas estudadas

Para todas as formas e alturas estudadas, tanto nos edifícios em aço como nos edifícios mistos, foram aplicadas ações de vento horizontal a zero grau e a 90 graus conforme mostram as figuras 3.5 a 3.30. Estas ações foram definidas de acordo com a ABNT/NBR 6123:1998. Para a obtenção da inércia equivalente foi definida para os ventos a zero e a 90 graus uma carga unitária de uma tonelada, a qual foi distribuída pela área da fachada que se opõe ao vento. (OLIVEIRA, 2009).

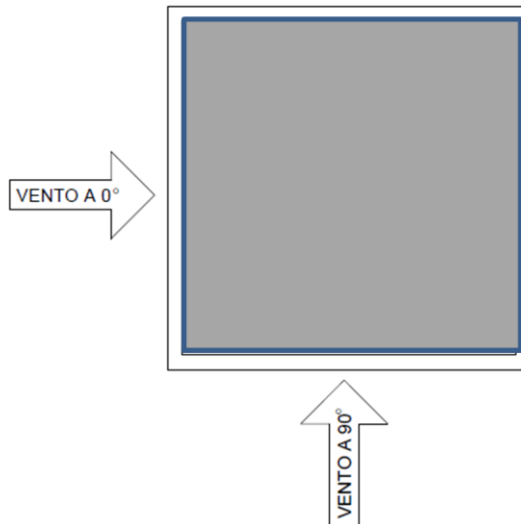


Figura 3.5 Direções do vento na forma quadrada

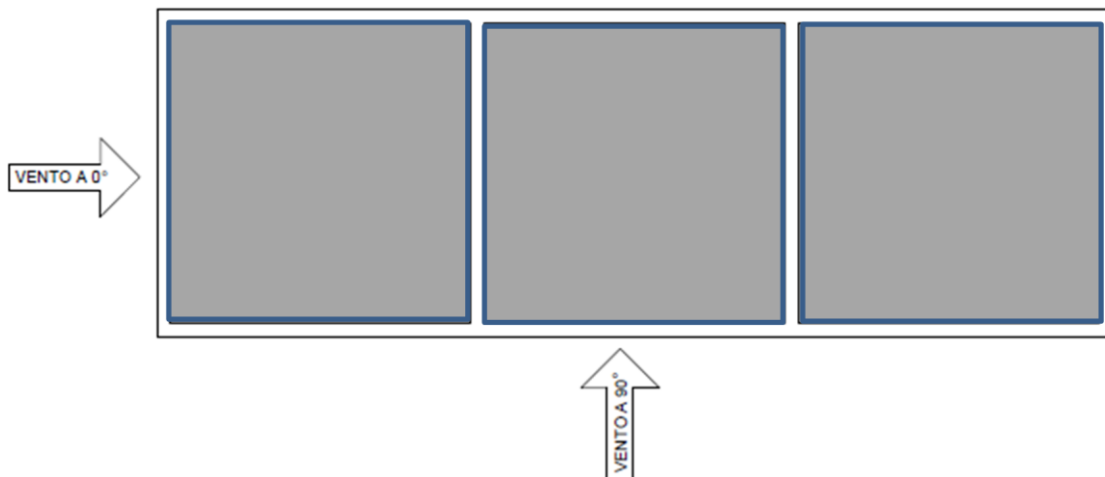


Figura 3.6 Direções do vento na forma retangular

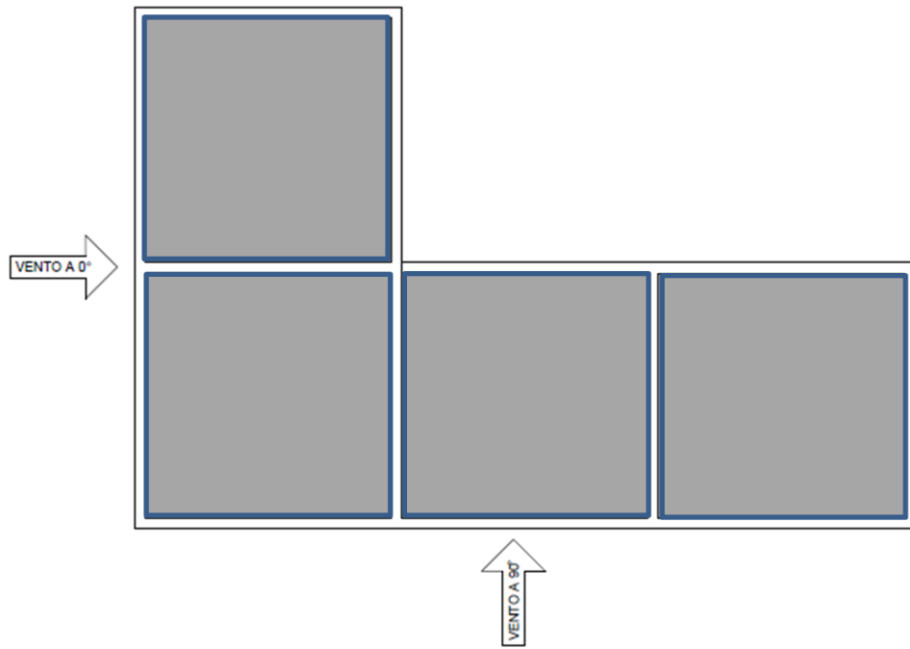


Figura 3.7 Direções do vento na forma em L

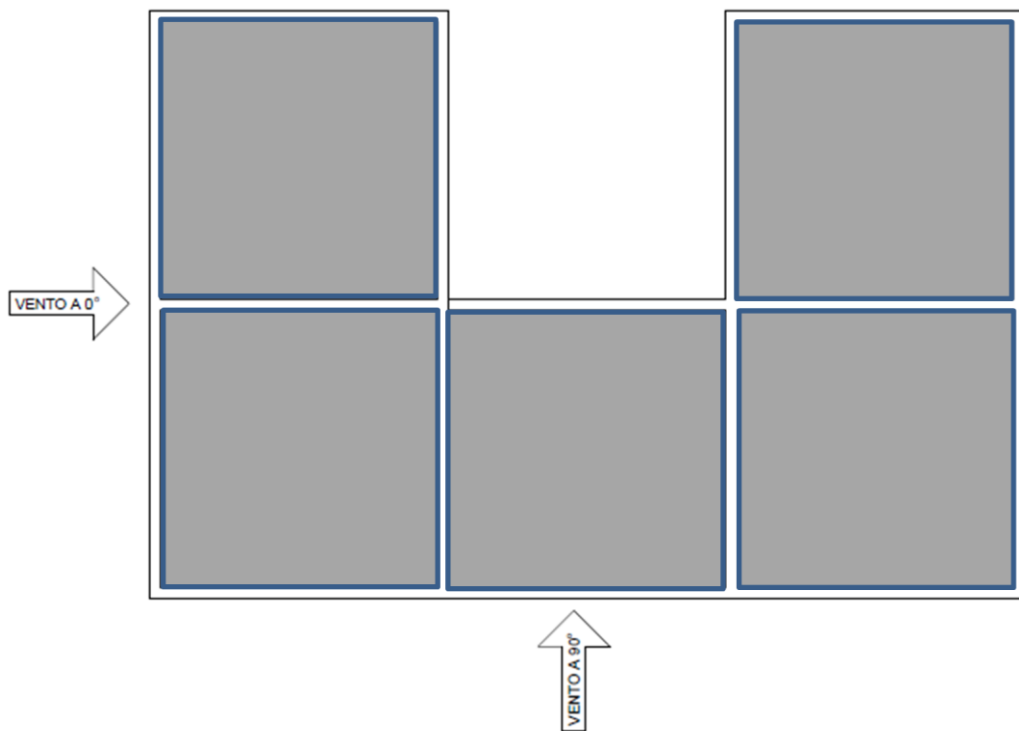


Figura 3.8 Direções do vento na forma em U

### 3.3 FORMAS ESTUDADAS PARA DETERMINAÇÃO DO CONSUMO DE AÇO

Nesta parte deste estudo foram calculados também edifícios com alturas de um, cinco, dez, quinze e vinte pavimentos de altura, nas mesmas formas que as anteriores.

Para se estudar o consumo de aço em relação às formas e alturas de edifícios, os dimensionamentos foram feitos seguindo todas as prescrições normativas, de forma que todos os edifícios passassem no dimensionamento, para que a situação fosse a mais real possível.

Para os edifícios em aço, foram atribuídos contraventamentos em “X” em alguns módulos dos edifícios, para que se garantisse a estabilidade global da edificação. Este sistema de contraventamento foi adotado devido ser o modelo mais utilizado pelos calculistas para esta concepção estrutural, devido ter um baixo consumo de aço.

Os edifícios mistos, como o próprio concreto já faz com que o edifício tenha certa rigidez, fazendo com que o edifício se torne estável globalmente, não houve a necessidade de se fazer outro sistema de contraventamento.

A fim de se fazer uma padronização entre as áreas dos pavimentos, foi estabelecido para este estudo, que todos os edifícios, tanto em aço como mistos, teriam uma área de aproximadamente  $125\text{m}^2$  por pavimento, para com isto, se fazer uma comparação mais justa entre as formas. A altura de cada pavimento foi determinada em 3,0m.

Com relação à atuação do vento, foi adotada a direção de vento mais desfavorável para o dimensionamento, e estas direções são mostradas nas figuras que representam os edifícios.

As tabelas 3.2 e 3.3 apresentam as formas e alturas estudadas para os edifícios em aço e os edifícios mistos, para as alturas de um, cinco, dez, quinze e vinte pavimentos. Nestas tabelas são mostradas também a relação de aspecto e a relação altura profundidade de cada edifício.

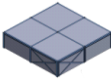
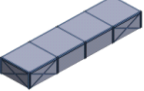
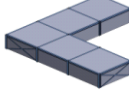
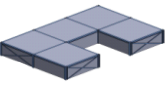







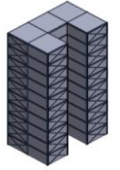

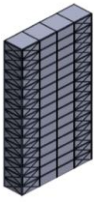



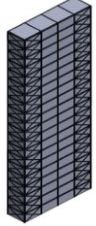


Para os edifícios com altura de um pavimento e forma quadrada, as dimensões definidas foram de  $11,18\text{m} \times 11,18\text{m}$ , com uma área aproximada por pavimento de  $125\text{m}^2$ .

Os edifícios com forma retangular tem dimensões de  $6,0\text{m} \times 20,80\text{m}$ , com área de pavimento de aproximadamente  $125\text{m}^2$ .

Para os edifícios com forma em L edifícios foram definidas dimensões em planta de  $15,0\text{m} \times 15,0\text{m}$ , sendo cinco módulos de  $5,0\text{m} \times 5,0\text{m}$ , somando área total de  $125\text{m}^2$  por pavimento.

Os edifícios com forma em U, tem dimensões em planta de 10,0mx15,0m, com cinco módulos de 5,0mx5,0m, sendo que a somatória total da área de cada pavimento é de 125m<sup>2</sup>.

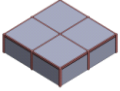
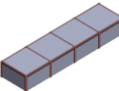
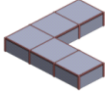
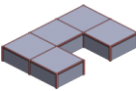
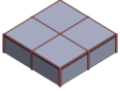
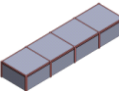
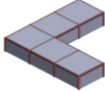
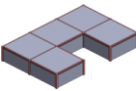




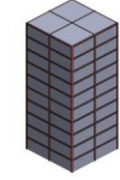
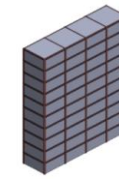
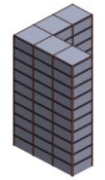
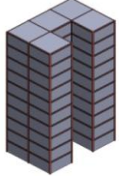
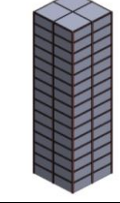
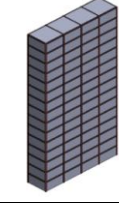
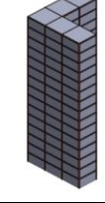
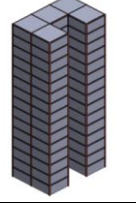

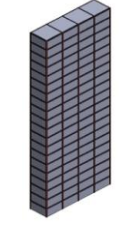
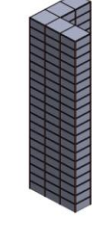
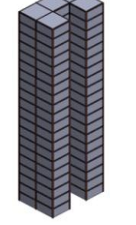
Tabela 3.2 – Formas e alturas dos edifícios em aço.

EDIFÍCIOS EMAÇO												
FORMA												
ALTURA	QUADRADA			RETANGULAR			EM L			EM U		
		RA	H/P		RA	H/P		RA	H/P		RA	H/P
1 PAV		0,27	0,27		0,14	0,50		0,20	0,20		0,20	0,30
5 PAV		1,34	1,34		0,72	2,50		1,00	1,00		1,00	1,50
10 PAV		2,68	2,68		1,44	5,00		2,00	2,00		2,00	3,00
15 PAV		4,00	4,00		2,16	7,50		3,00	3,00		3,00	4,50
20 PAV		5,37	5,37		2,88	10,0		4,00	4,00		4,00	6,00

RA = RELAÇÃO DE ASPECTO  
H/P = RELAÇÃO ALTURA/ PROFUNDIDADE



Tabela 3.3 – Formas e alturas dos edifícios mistos.

EDIFÍCIOS MISTOS												
FORMA												
ALTURA	QUADRADA			RETANGULAR			EM L			EM U		
		RA	H/P		RA	H/P		RA	H/P		RA	H/P
1 PAV		0,27	0,27		0,14	0,50		0,20	0,20		0,20	0,30
5 PAV		1,34	1,34		0,72	2,50		1,00	1,00		1,00	1,50
10 PAV		2,68	2,68		1,44	5,00		2,00	2,00		2,00	3,00
15 PAV		4,00	4,00		2,16	7,50		3,00	3,00		3,00	4,50
20 PAV		5,37	5,37		2,88	10,0		4,00	4,00		4,00	6,00

RA = RELAÇÃO DE ASPECTO  
H/P = RELAÇÃO ALTURA/ PROFUNDIDADE

### 3.4 PARÂMETROS AVALIADOS

#### 3.4.1 Deslocamento no topo

Quando se vão projetar edifícios altos deve-se pensar no controle geométrico durante a construção, onde as estruturas devem ser simuladas e analisadas com a consideração do processo construtivo. Só com a correta simulação do histórico de cargas de construção é possível garantir a verticalidade final pretendida e a horizontal dos elementos estruturais dos pavimentos. As estruturas metálicas, embora permaneçam no domínio da elasticidade linear durante a montagem da estrutura apresentam desvios de tensões, esforços e de geometria devidos aos erros e efeitos de processo construtivo face aos valores simulados por processos tradicionais simplificados. No caso das estruturas de concreto armado, para além das deformações elásticas acumuladas durante a construção, existem algumas fontes de incerteza e desvio relativos à simulação elástica associada aos efeitos diferentes do concreto e às propriedades mecânicas do mesmo. T. Y. LIN; S. D. STOTESBURY (2001).

Outra fonte de desvio são as deformações diferenciais das fundações que vão evoluindo à medida que a estrutura vai sendo construída. Muitas das vezes existe alguma imponderabilidade na sua ordem de grandeza, originando a necessidade de correções de verticalidade durante a construção.

Os desvios de geometria podem ser agrupados em dois grupos, a saber:

-desvios verticais

-desvios horizontais

Os desvios de cada um destes grupos originam consequências em termos de esforços e verificação de segurança que são importantes quantificar e corrigir sempre que possível.

A primeira correção necessária é a compensação das deformações axiais acumuladas nos pilares para as cargas verticais. Devido apenas à elasticidade num edifício alto, o encurtamento dos pilares é significativo devendo ser compensado nos comprimentos iniciais dos elementos verticais.

Deste modo a partir de determinada altura do edifício é necessário efetuar a simulação incremental do processo construtivo de forma a avaliar a cinemática e geometria final bem como as redistribuições reais de esforços e tensões que acontecem ao longo da construção. Tomando como exemplo as assimetrias do processo construtivo, existirá sempre uma tendência para a perda sistemática da verticalidade se esta não for corrigida em cada piso. No

caso das estruturas de concreto, se adicionar as incertezas de módulo de elasticidade, função de fluência, retração e envelhecimento, é simples compreender que o processo de simulação e correção de desvios será sempre atualizado à medida que a construção vai evoluindo, permitindo afinar os parâmetros mecânicos dessas propriedades com o próprio concreto. Como metodologia de cálculo, normalmente escolhe-se um horizonte de projeto para alcançar o objectivo geométrico associado a uma idade que pode ser 50 anos. Em seguida efetua-se uma análise incremental no tempo com simulação dos efeitos diferidos e do processo construtivo, permitindo estimar o valor das correções a introduzir durante a construção.

E. H. GAYLORD, Jr., C. N. GAYLORD (1992).

A NBR 8800:2008 classifica as análises estruturais quanto ao efeito dos deslocamentos em análises lineares ou não lineares. Enquanto a análise linear ou teoria de primeira ordem se baseia na geometria indeformada da estrutura, a análise não linear utiliza as deformações para determinação de novos deslocamentos e esforços internos. Por isso, a norma sugere que esta seja adotada sempre que os deslocamentos afetarem de forma significativa estes esforços. Edifícios de andares múltiplos sujeitos a cargas horizontais transversais, objeto de estudo deste trabalho, são estruturas que podem apresentar comportamentos bastante distintos quando diferentes tipos de análises são comparados. Portanto, a verificação da rigidez do edifício é de grande importância e considerada obrigatória pela norma brasileira.

Em edifícios altos, os deslocamentos horizontais máximos estão limitados, de modo a assegurar não só o conforto dos ocupantes, mas também para evitar danos nos elementos estruturais e não estruturais e nos sistemas mecânicos.

A tabela C.1 da NBR 8800; 2008 apresentam os deslocamentos horizontais máximos no topo do edifício em relação à base de  $H/400$ , onde  $H$  é a altura total do edifício, do topo à base.

Com isso foi avaliado o deslocamento no topo para cada modelo de edifício estudado para as incidências de vento a zero grau e a 90 graus, verificando se os deslocamentos atendem aos limites da norma, para se chegar à forma arquitetônica mais rígida na sua concepção arquitetônica.

### **3.4.2 Inércia Equivalente**

Nos últimos anos, com o avanço dos computadores e *softwares* de análise estrutural, os conceitos não lineares começam a ser introduzidos no meio técnico de forma gradativa. No entanto, o emprego da análise não linear não requer apenas o desenvolvimento de

ferramentas, mas, principalmente, a formação de profissionais capazes de empregar com segurança esse tipo de análise. Esta não é a realidade atual do meio técnico de modo geral, pois a maior parte das Escolas de Engenharia não apresenta os conceitos não lineares durante os cursos de graduação. Por isso, ainda nos dias de hoje, a forma mais freqüente de se analisar uma estrutura é através da análise elástica e linear, baseada na lei de Hooke e no equilíbrio da estrutura indeformada, estimando-se os efeitos não lineares da estrutura através de procedimentos simplificados. Isso acontece porque os modelos lineares são de mais fácil compreensão, é válida a superposição de efeitos, além do fato de que os procedimentos para tratamento dos resultados, dimensionamento e verificação são amplamente conhecidos. R. S. PINTO; M. A. RAMALHO (2007).

De modo específico, foi feita a análise de forma a contribuir para o estabelecimento dos valores do produto de inércia ( $EI$ ) que devem ser empregados na análise das estruturas de edifícios altos para de chegar à uma melhor rigidez na concepção arquitetônica.

Para atingir os objetivos propostos foi realizada uma análise estrutural de pórticos espaciais, Com análise foram obtidas informações acerca da rigidez lateral dos edifícios de aço e dos edifícios mistos para todas as formas e alturas estudadas, o que possibilitará ao arquiteto a escolha da forma que tenha o melhor índice de inércia equivalente.

Considerando-se um edifício submetido à uma ação horizontal uniformemente distribuída  $q_d$  e  $a_d$  o deslocamento horizontal do topo conforme a figura 3.9. O produto de rigidez  $EI_{eq}$  é aquele equivalente a uma estrutura prismática engastada na base, de módulo de rigidez  $E$  constante ao longo de sua altura  $H$ , que sob a ação de  $q_d$  apresenta o mesmo deslocamento  $a_d$  no topo.

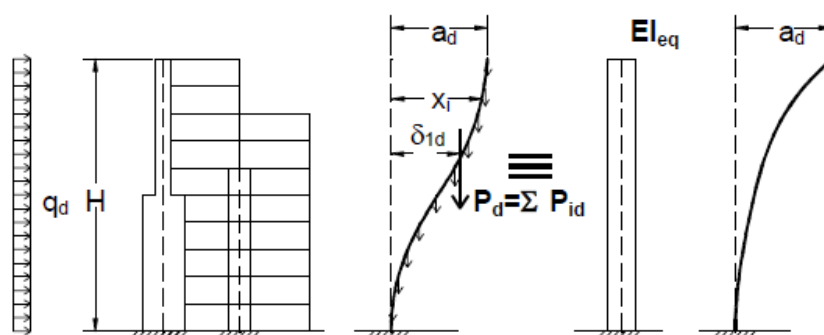


Figura 3.9 - Produto de rigidez no topo

Fonte: PINTO; M. A. RAMALHO (2007).

Recorrendo-se então à expressão inércia equivalente correspondente a um pilar engastado na base com uma ação lateral uniformemente distribuída, tem-se:

$$I_{eq} = \frac{qH^4}{384E\Delta}$$

Onde:

$I_{eq}$  é a inércia equivalente;

$q$  é a carga horizontal unitária;

$H$  é a altura do edifício;

$E$  é o módulo de elasticidade;

$\Delta$  é o deslocamento no topo.

### 3.4.3 Relação de aspecto

Os edifícios altos nascem da necessidade de geometria da unidade de utilização local como unidade de escritório ou habitação para a planta geral do piso tipo e em seguida para o número de níveis em que se desenvolve a estrutura em altura.

Existem cuidados particulares na região de ligação ao solo, no arremate da cobertura e nos pisos intermédios, onde é necessário colocar equipamentos ou discontinuidades arquitetônicas. Em situações normais, o projeto normalmente se conduz a uma distribuição de elementos verticais agrupados em um ou mais núcleos de acessos verticais e em outro grupo de montantes distribuídos pelas fachadas e pelas lajes.

É com este sistema estrutural que as cargas de pavimento são encaminhadas para as fundações e as ações horizontais são equilibradas. Sabe-se que as ações horizontais devidas ao vento e ao sismo são preponderantes sobre as verticais para a concepção e dimensionamento estrutural. Assim existe uma grandeza que consiste em dividir a altura do edifício pela largura da fachada que se opõe ao vento, designada por “relação de aspecto”  $H/b$ , que geralmente se situa entre 6 e 8 de forma a prevenir deformabilidade exagerada ou alguma sensibilidade dinâmica. A figura 3.72 ilustra um edifício de forma tridimensional em que mostra a altura “ $H$ ”, a profundidade “ $P$ ”, e a largura “ $b$ ”, que neste caso é a fachada que se opõe ao vento.

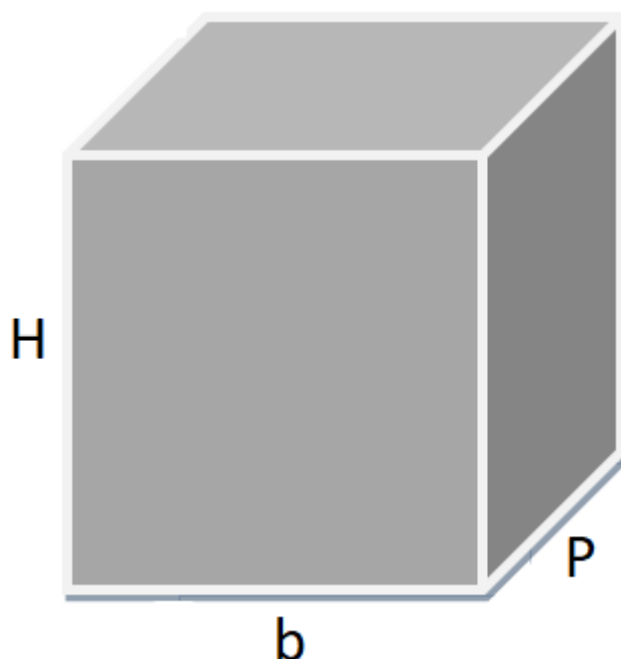


Figura 3.10 – Ilustração de um edifício em três dimensões

Com o conhecimento adquirido deste tipo de estrutura é possível afirmar que cada tipo estrutural corresponde a uma dada gama de alturas que sendo ultrapassadas obrigam à mudança de sistema, por exemplo, quando a altura aumenta, é comum mudar o sistema estrutural de pórticos rígidos para parede de cisalhamento ou para sistema treliçado, e este novo sistema estrutural pode comprometer e até alterar a fachada do edifício. O arquiteto tendo o conhecimento da relação de aspecto faz com que estas interferências sejam reduzidas e até mesmo eliminadas, pois se chegará à melhor concepção arquitetônica que levará a uma tomada de decisão mais acertiva pelo calculista.

#### **3.4.4 Consumo de aço**

Foi analisado o consumo de aço para cada forma e altura de edifício estudado, chegando-se a resultados que trarão parâmetros em que o arquiteto possa se basear no momento em que a tomada de decisão em relação à forma seja em função do consumo de aço, ou seja, do preço final de aço.

Sabe-se que em muitos casos, o que determina este ou aquele modelo arquitetônico parte de parâmetros meramente econômicos, fazendo com que o arquiteto tenha que adotar

determinado modelo porque o cliente simplesmente precisa de uma obra com um menor consumo de aço.

Todos os resultados do consumo de aço são apresentados e analisado no capítulo 4 em forma de gráficos e tabelas, e os resultados destas análises são discutidos e apresentados no capítulo 5.

## 4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

### 4.1 RIGIDEZES DAS FORMAS ESTUDADAS

Os resultados apresentados neste capítulo referem-se aos valores obtidos no *software* METÁLICAS 3D<sup>®</sup>.

Os resultados dos deslocamentos obtidos para os edifícios em aço estão apresentados na tabela 4.1, e para os edifícios mistos estão apresentados na tabela 4.2, onde mostram a altura e a forma do edifício, o deslocamento limite  $H/400$ , os deslocamentos no topo para as duas direções de vento e a diferença percentual em relação ao deslocamento obtido dividido pelo deslocamento limite da NBR 8800/2008. As forças de vento foram definidas conforme a norma NBR 6123/1988.

Tabela 4.1 – Resultados dos deslocamentos obtidos dos edifícios em aço

EDIFÍCIOS EM AÇO										
ALTURA	DIREÇÃO DO VENTO	$\Delta_{lim}$ (cm)	FORMA							
			QUADRADA		RETANGULAR		EM L		EM U	
			$\Delta$ (cm)	DIFERENÇA PERCENTUAL	$\Delta$ (cm)	DIFERENÇA PERCENTUAL	$\Delta$ (cm)	DIFERENÇA PERCENTUAL	$\Delta$ (cm)	DIFERENÇA PERCENTUAL
1 PAV	0°	0,75	0,01	0,01	0,02	0,03	0,01	0,01	0,2	0,27
	90°	0,75	0,02	0,03	0,48	0,64	0,37	0,49	0,49	0,65
5 PAV	0°	3,75	1,48	0,39	0,57	0,15	1,13	0,30	1,04	0,28
	90°	3,75	2,74	0,73	3,39	0,90	2,22	0,59	1,62	0,43
10 PAV	0°	7,50	1,8	0,24	1,34	0,18	4,74	0,63	4,17	0,56
	90°	7,50	2,95	0,39	6,87	0,92	7,26	0,97	4,21	0,56
15 PAV	0°	11,25	4,66	0,41	2,43	0,22	4,1	0,36	3,45	0,31
	90°	11,25	5,61	0,50	8,76	0,78	6,02	0,54	3,07	0,27
20 PAV	0°	15,00	10,10	0,67	1,72	0,11	4,34	0,29	2,76	0,18
	90°	15,00	10,60	0,71	11,7	0,78	8,61	0,57	2,72	0,18

Tabela 4.2 – Resultados dos deslocamentos obtidos dos edifícios mistos

EDIFÍCIOS MISTOS										
ALTURA	DIREÇÃO DO VENTO	$\Delta_{lim}$ (cm)	FORMA							
			QUADRADA		RETANGULAR		EM L		EM U	
			$\Delta$ (cm)	DIFERENÇA PERCENTUAL	$\Delta$ (cm)	DIFERENÇA PERCENTUAL	$\Delta$ (cm)	DIFERENÇA PERCENTUAL	$\Delta$ (cm)	DIFERENÇA PERCENTUAL
1 PAV	0°	0,75	0,07	0,09	0,017	0,02	0,03	0,04	0,04	0,05
	90°	0,75	0,07	0,09	0,10	0,13	0,06	0,08	0,06	0,08
5 PAV	0°	3,75	0,79	0,21	0,42	0,11	0,89	0,24	1,68	0,45
	90°	3,75	0,81	0,22	1,75	0,47	2,97	0,79	1,56	0,42
10 PAV	0°	7,50	1,58	0,21	1,92	0,26	2,45	0,33	1,92	0,26
	90°	7,50	1,60	0,21	6,21	0,83	3,4	0,45	1,76	0,23
15 PAV	0°	11,25	3,34	0,30	2,51	0,22	4,21	0,37	1,68	0,15
	90°	11,25	3,39	0,30	8,89	0,79	6,04	0,54	1,48	0,13
20 PAV	0°	15,00	4,38	0,29	2,27	0,15	5,07	0,34	3,22	0,21
	90°	15,00	4,52	0,30	11,71	0,78	8,89	0,59	3,58	0,24

As figuras 4.1 a 4.20 apresentam os resultados obtidos e estes resultados foram posteriormente.



#### 4.1.1 Edifício de aço – 1 Pavimento

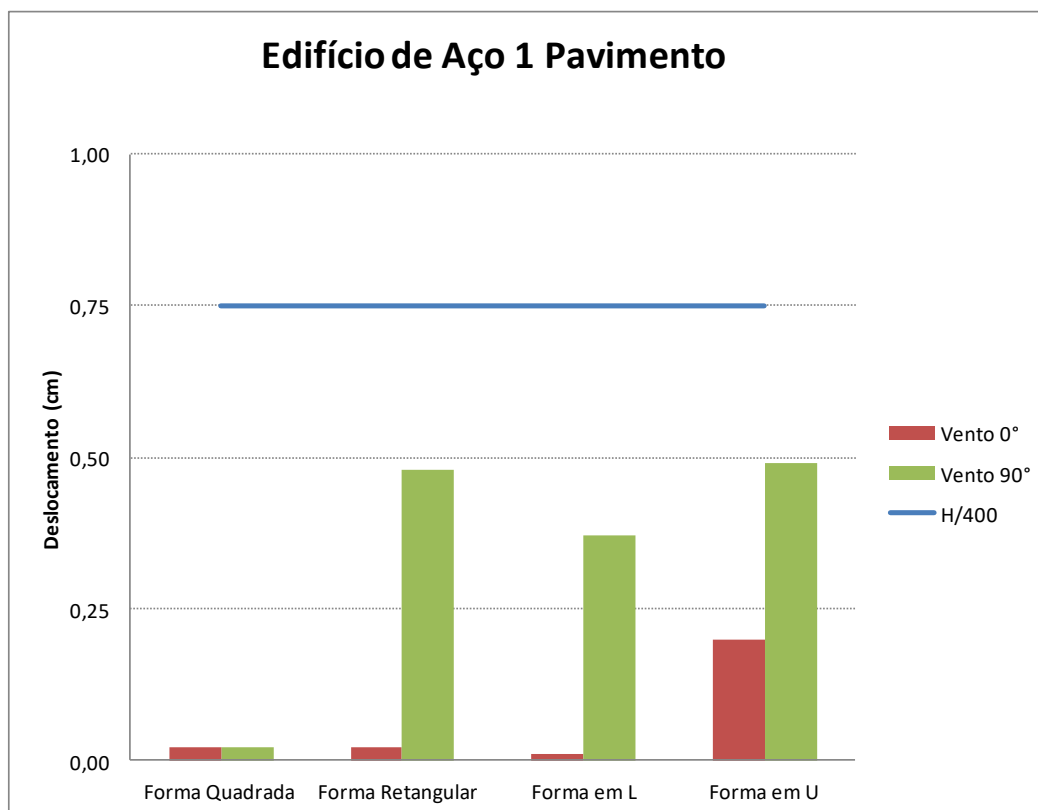


Figura 4.1 – Edifício em aço 1 pav. - Deslocamento obtido x deslocamento da norma

Para os edifícios de um pavimento foi observado na figura que devido à sua altura os deslocamentos máximos ficaram todos abaixo do limite da norma, o que faz com que todos os edifícios sejam considerados rígidos no ponto de vista da norma. Os edifícios com formas retangular, em L e em U apresentaram deformações maiores para a incidência de vento a 90 graus em relação ao modelo com forma quadrada, isto devido estes edifícios terem uma maior área de fachada que opõe a este vento.

#### 4.1.2 Edifício de aço – 5 Pavimentos

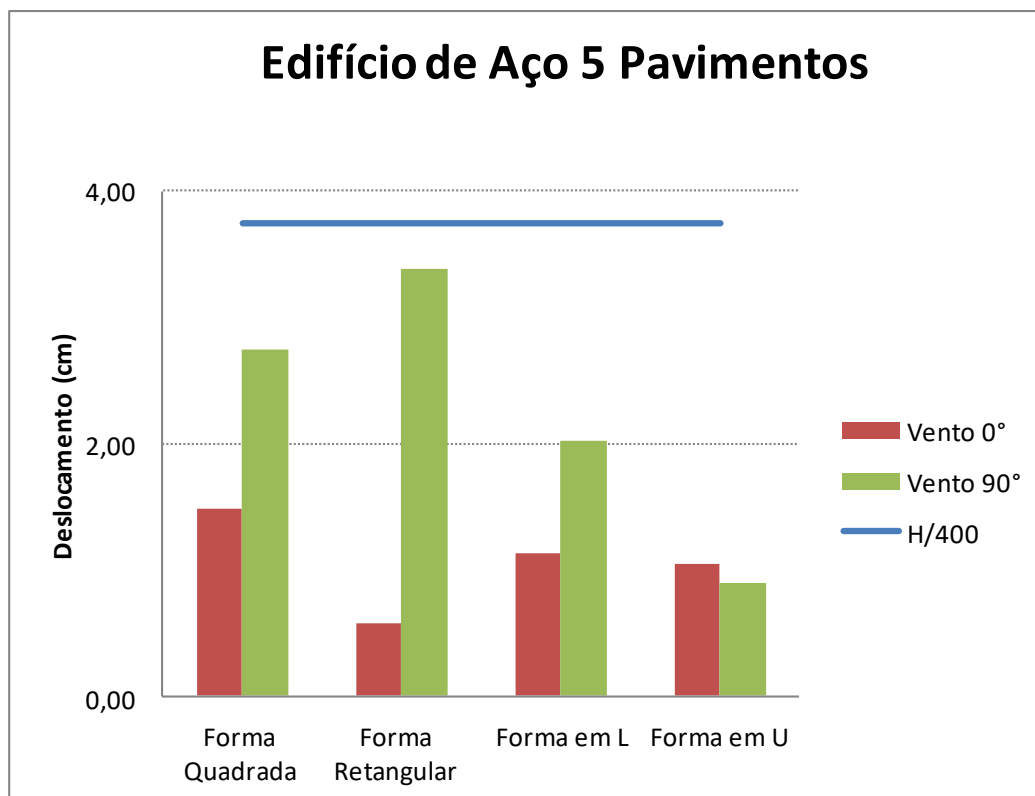


Figura 4.2 – Edifício em aço 5 pav. - Deslocamento obtido x deslocamento da norma

Nos edifícios de cinco pavimentos verificou-se que todos os modelos apresentaram deslocamentos inferiores aos deslocamentos da norma, no entanto, o modelo com forma retangular apresentou deslocamentos maiores para o vento a 90 graus que os demais modelos, isto se justifica devido esta forma se apresentar maior área nesta fachada que se opõe ao vento em relação aos outros modelos e ter largura menor na outra direção, fazendo com que o momento de inércia na direção do vento seja menor. Após a forma retangular, a que apresentou maiores deslocamentos foi a forma quadrada, e estes deslocamentos são maiores ainda na direção do vento a 90 graus como na forma retangular, devido os pilares nesta direção de vento terem menor inércia. Mesmo com deslocamentos mais altos que o modelo de um pavimento, todos os edifícios são considerado rígido.

### 4.1.3 Edifício de aço – 10 Pavimentos

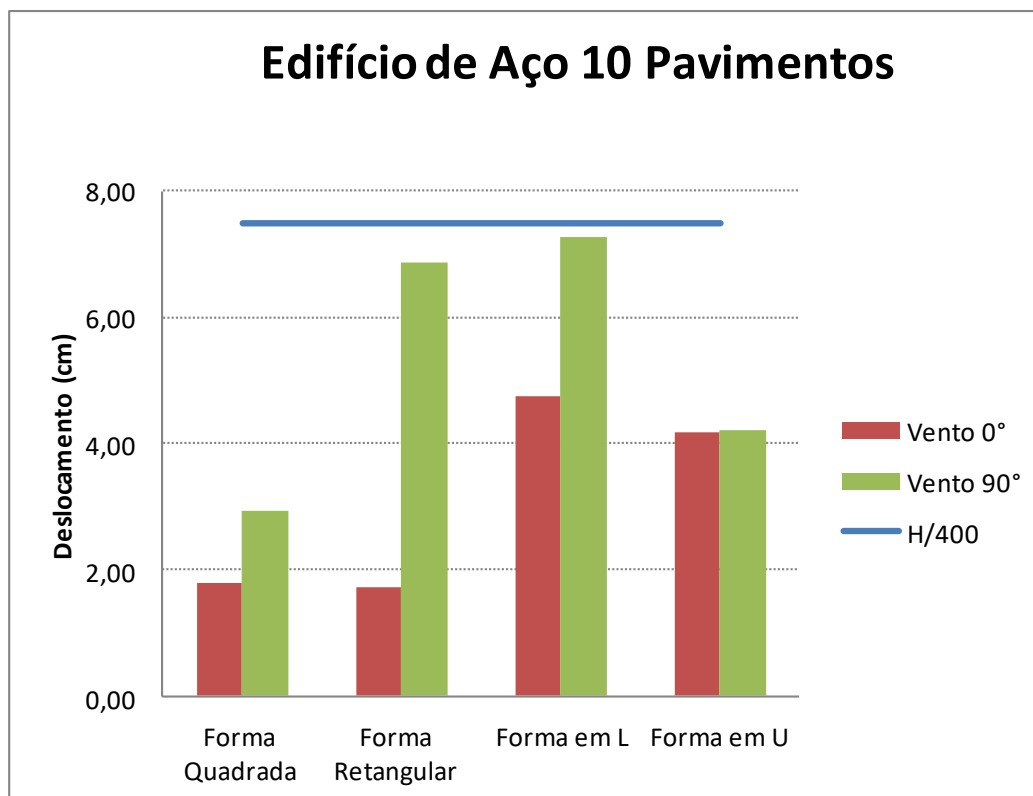


Figura 4.3 – Edifício em aço 10 pav. - Deslocamento obtido x deslocamento da norma

Foi observado que os edifícios de dez pavimentos nas formas retangular em L em U apresentaram deslocamentos para o vento a 90 graus superiores aos deslocamentos para o mesmo tipo de vento na forma quadrada, justificado pela maior área de fachada que recebem o vento destes modelos em relação ao modelo com forma quadrada. Para o vento a zero grau, foi observado que a forma retangular apresentou menor deslocamento que a forma quadrada, devido esta forma para esta posição de vento apresentar um maior momento de inércia nesta direção, enquanto que as formas em L e em U apresentaram maiores deslocamentos, que se explica pela maior área de incidência de vento como nos modelos anteriores.

#### 4.1.4 Edifício de aço – 15 Pavimentos

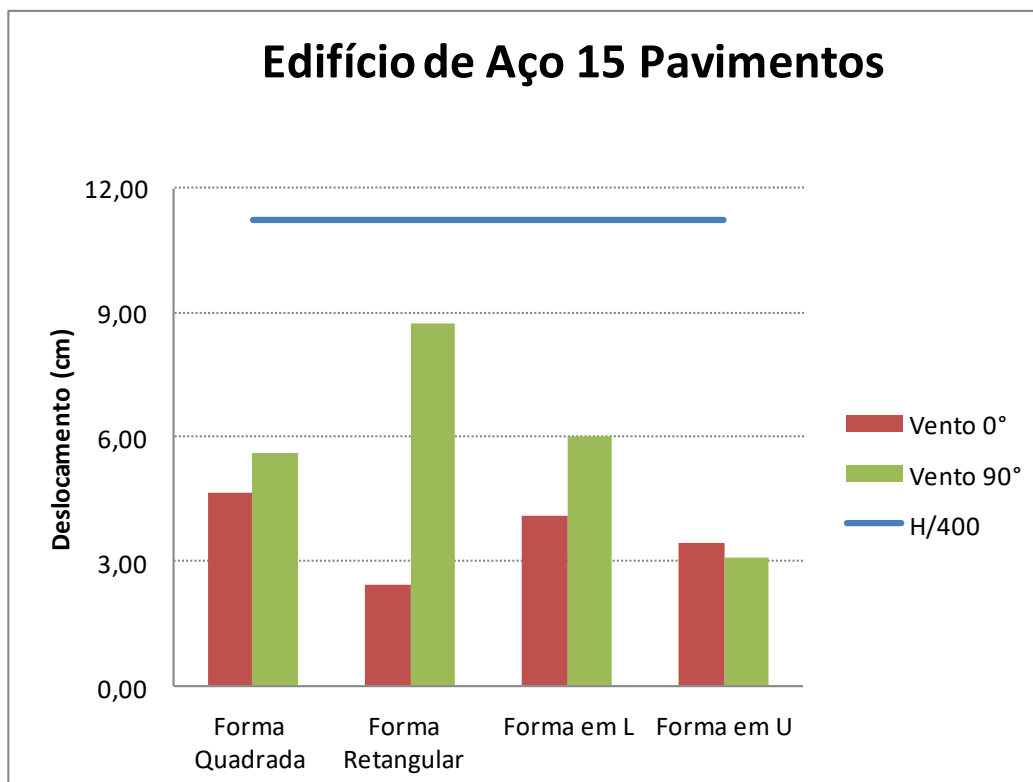


Figura 4.4 – Edifício em aço 15 pav. - Deslocamento obtido x deslocamento da norma

Nos edifícios com altura de quinze pavimentos foi observado que a forma retangular apresentou para o vento a 90 graus, deslocamento superior às demais formas devido, para este vento o edifício apresentar maior área de fachada que o edifício com forma quadrada e ser mais esbelto que os edifícios com forma em L e em U.

Mesmo a forma retangular apresentando maior deslocamento para o vento a 90 graus, seu comportamento é de edifício rígido, pois apresentou deslocamentos menores que o deslocamento limite assim como os edifícios das outras formas e altura de quinze pavimentos.

#### 4.1.5 Edifício de aço – 20 Pavimentos

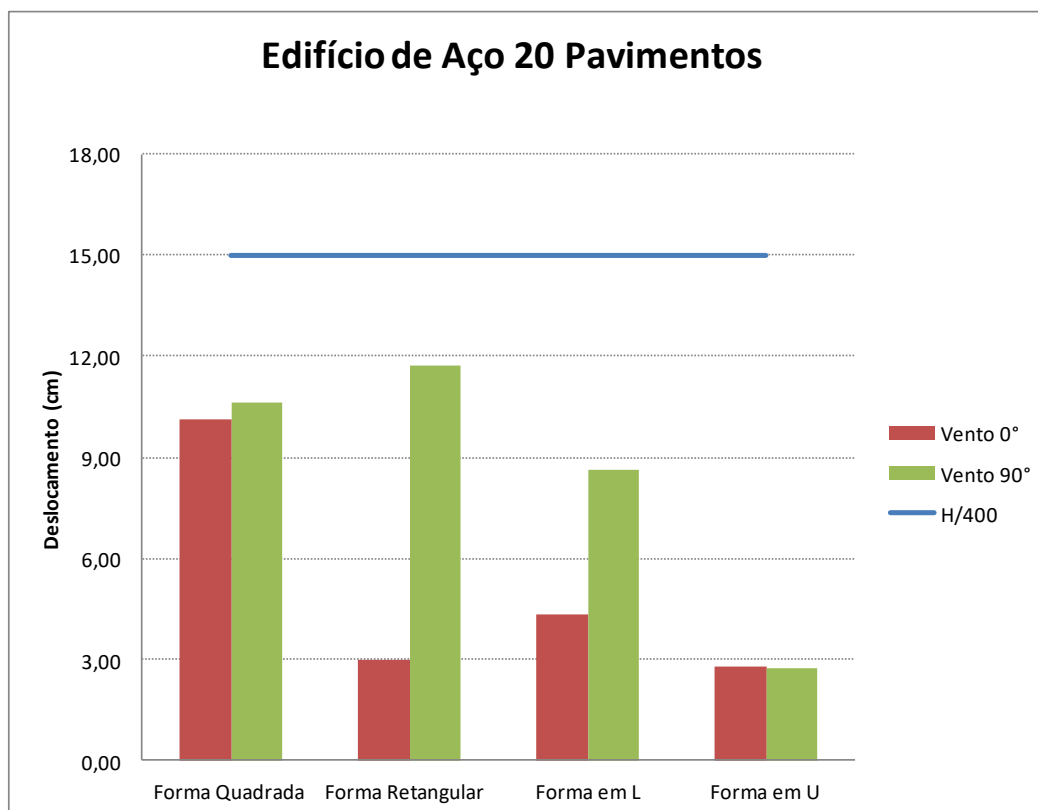


Figura 4.5 – Edifício em aço 20 pav. - Deslocamento obtido x deslocamento da norma

Nos edifícios de vinte pavimentos, foi observado que o modelo com forma quadrada apresentou maior deslocamento em relação às demais formas para o vento a zero grau que teve comportamento similar ao do vento a 90 graus. A forma retangular foi a que apresentou maior deslocamento para o vento a 90 graus, isto se justifica por sua menor inércia nesta direção de vento. Já a forma que apresentou comportamento mais rígido foi a forma em U, devido à sua forma em planta apresentar alto momento de inércia. Todos os modelos ficaram apresentaram deslocamentos abaixo do deslocamento limite da norma.

#### 4.1.6 Edifício misto – 1 Pavimento

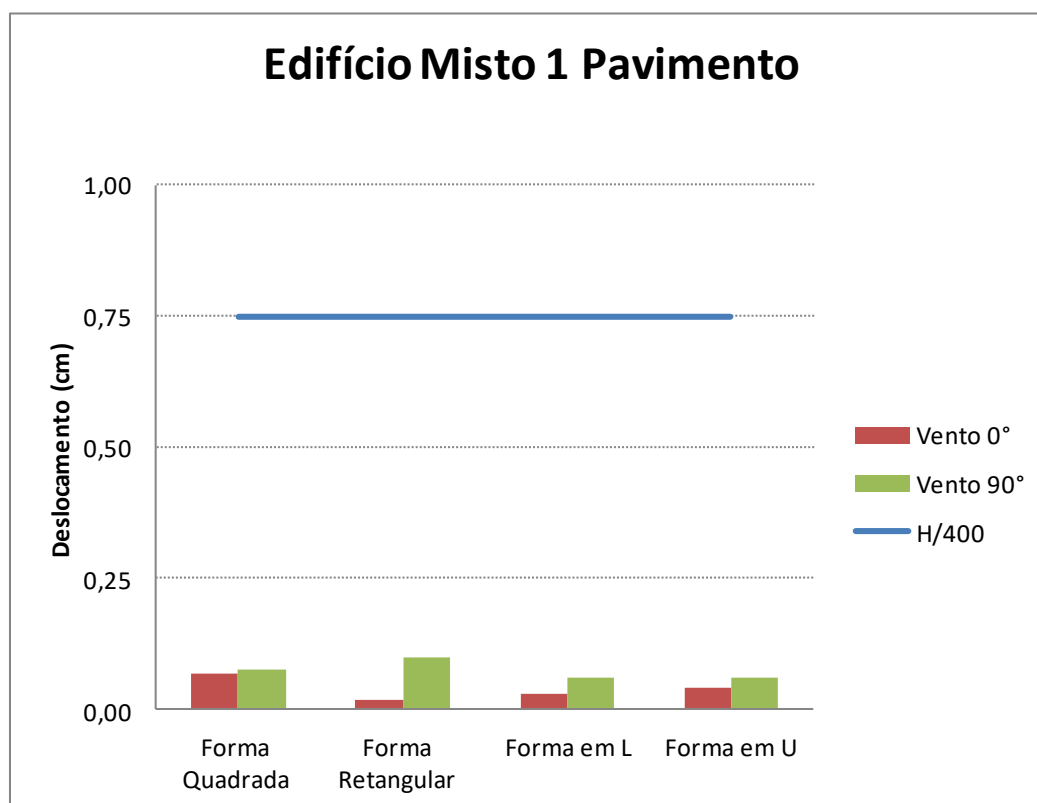


Figura 4.6 – Edifício misto 1 pav. - Deslocamento obtido x deslocamento da norma

O edifício misto de um pavimento apresentou comportamento de rigidez elevado tanto para o vento a zero grau como para o vento a noventa graus em todas as formas. O edifício com forma quadrada apresentou deslocamentos simétricos nas duas direções de vento. A forma retangular foi a forma que apresentou maior deslocamento em relação às demais, mas mesmo este deslocamento sendo maior representou apenas 13,3% do deslocamento limite.

#### 4.1.7 Edifício misto – 5 Pavimentos

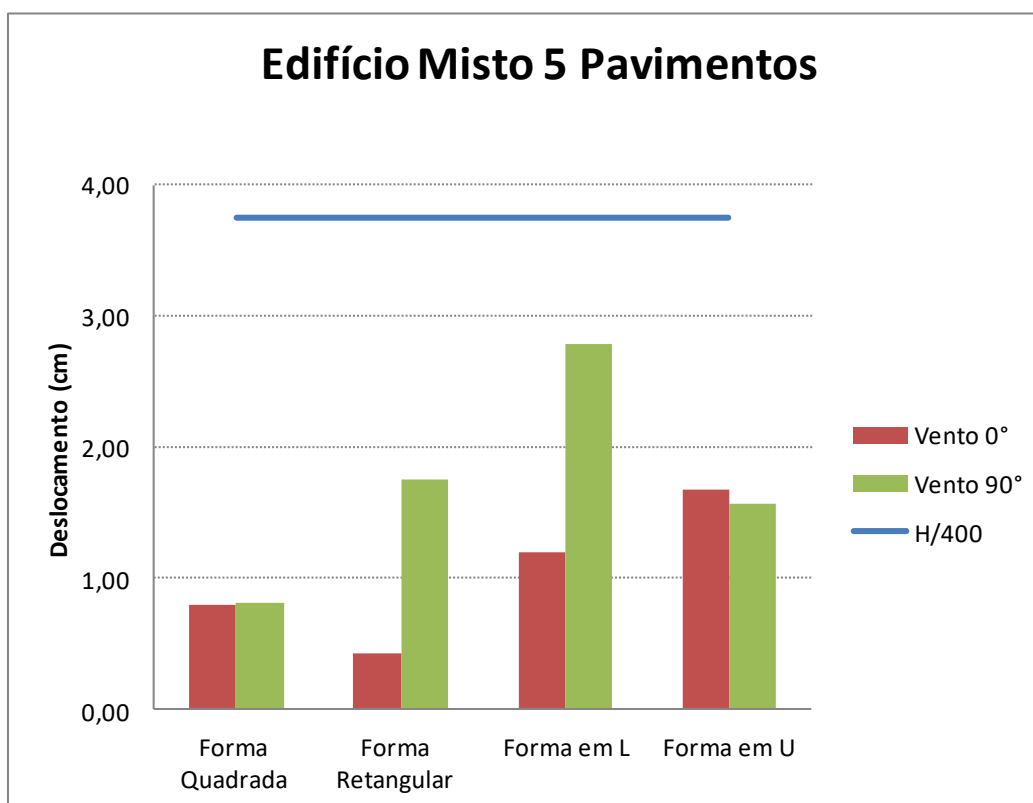


Figura 4.7 – Edifício misto 5 pav. - Deslocamento obtido x deslocamento da norma

Nos edifícios mistos de cinco pavimentos o que apresentou maior deslocamento foi o edifício com forma em L, tanto para o vento a zero grau, quanto para o vento a 90 graus, sendo que para o vento a noventa graus este edifício apresentou deslocamento 63,16% maior que para o vento a zero grau, devido a fachada que recebe o vento a 90 graus ter uma área superior à outra área. No entanto, todas as formas estão abaixo do limite máximo de deslocamento permitido.

#### 4.1.8 Edifício misto – 10 Pavimentos

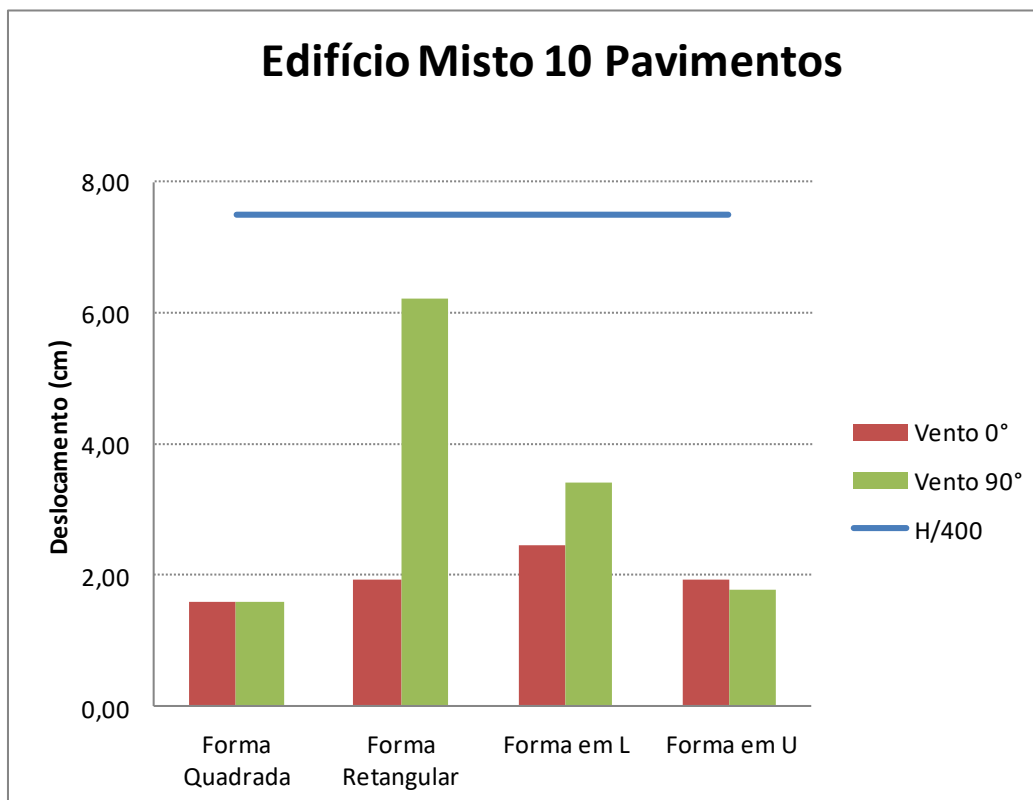


Figura 4.8 – Edifício misto 10 pav. - Deslocamento obtido x deslocamento da norma

A forma retangular para o edifício de dez pavimentos teve um comportamento de deslocamento superior às demais formas para o vento a 90 graus, este deslocamento excedeu a forma em L que foi a teve o segundo maior deslocamento em 82,64%. O edifício com forma quadrada foi que apresentou menor deslocamento, inclusive menores que os deslocamentos das formas e, L em U. Todas as formas ficaram com deslocamentos abaixo do limite de deslocamento H/400, mostrando que todos os edifícios tem comportamento de rigidez que atende às recomendações normativas.



#### 4.1.9 Edifício misto – 15 Pavimentos

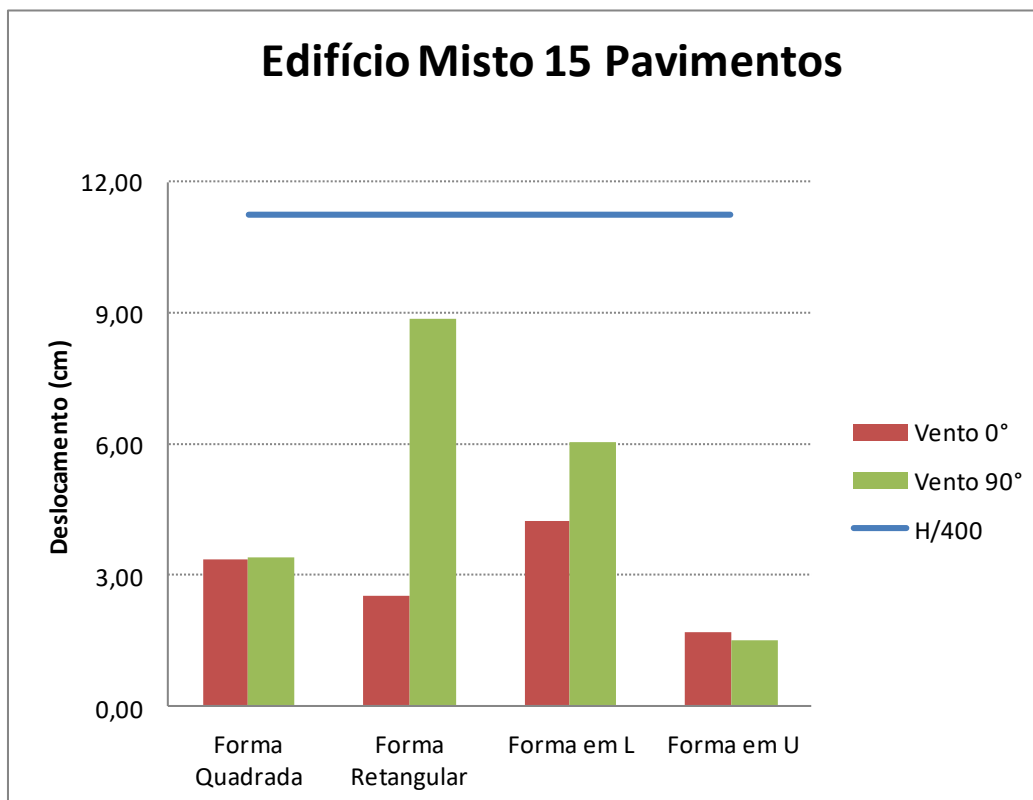


Figura 4.9 – Edifício misto 15 pav. - Deslocamento obtido x deslocamento da norma

Assim como no edifício de dez pavimentos, onde a forma retangular apresentou maior deslocamento, o edifício de quinze pavimentos teve comportamento similar. O deslocamento obtido foi 47,18% superior ao deslocamento do segundo colocado que foi a forma em L. Para esta altura, o edifício que apresentou menores deslocamentos foi o edifício com forma em U, com isso, sendo o edifício com maior rigidez. Todos os edifícios são considerados rígidos, pois todos estão abaixo do limite de deslocamento da norma.

#### 4.1.10 Edifício misto – 20 Pavimentos

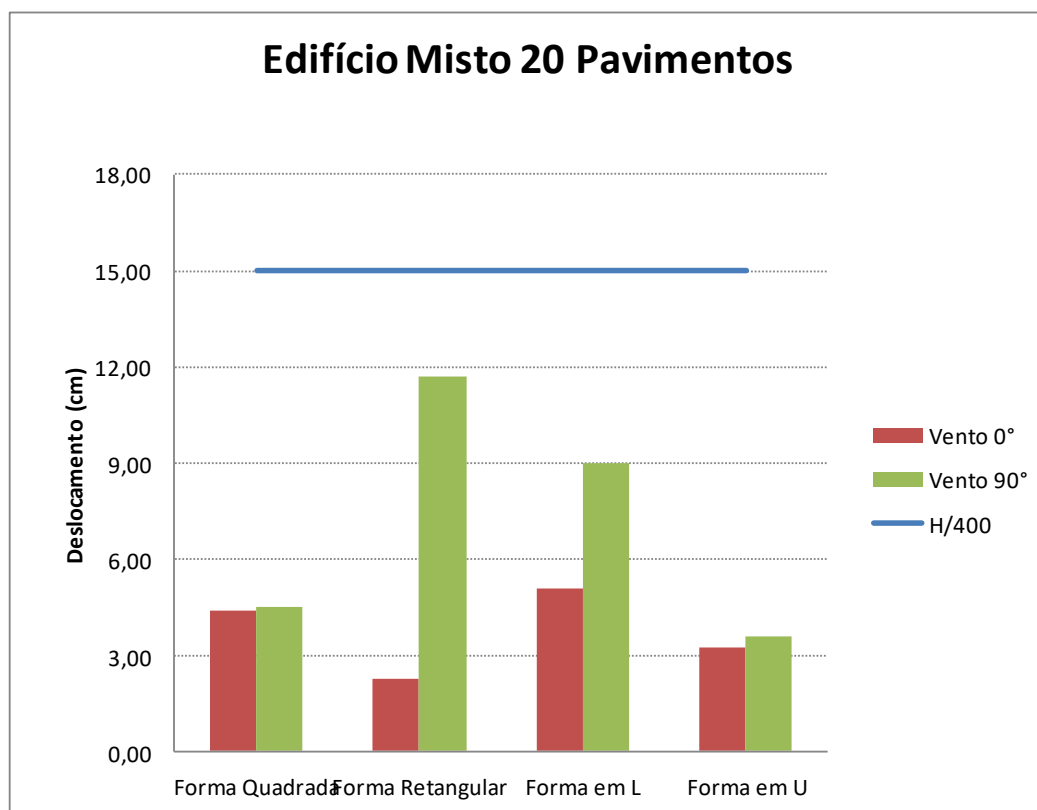


Figura 4.10 – Edifício misto 20 pav. - Deslocamento obtido x deslocamento da norma

O comportamento de deslocamento para o edifício de vinte pavimentos foi parecido com o comportamento dos edifícios de dez e quinze pavimentos para a forma retangular, onde o edifício apresentou maior deslocamento no topo em relação à demais formas para o vento a 90 graus, isto mostra que para o edifícios mistos de dez, quinze e vinte pavimentos, a forma retangular é a que apresenta menor rigidez para esta direção de vento, no entanto, esta forma foi a que apresentou maior rigidez para o vento a zero grau, onde o deslocamento nesta direção representou apenas 19,30% do deslocamento na outra direção.

#### 4.1.11 Edifício aço/misto – 1 Pavimento – Vento a 0°

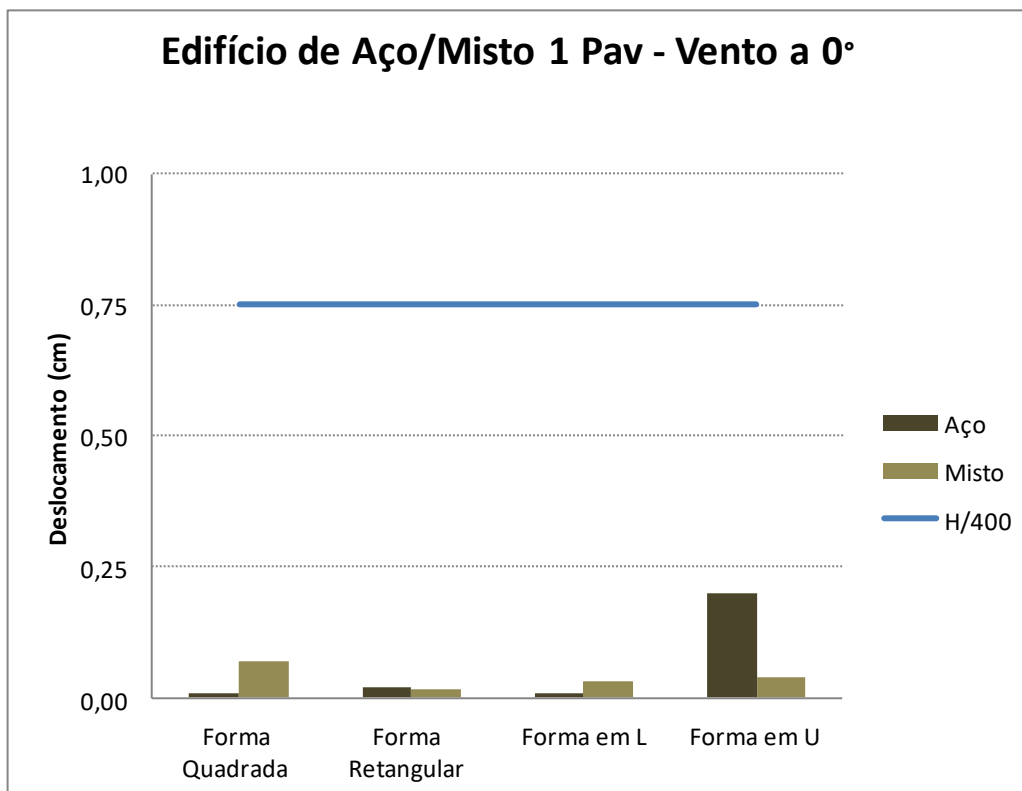


Figura 4.11 – Edifício aço x misto 1 pav. Vento a 0°

Fazendo-se a comparação entre os edifícios em aço e os edifícios mistos de um pavimento, foi verificado que para a forma em U, o edifício em aço apresentou deslocamento superior ao deslocamento do edifício misto, porém na forma quadrada, o deslocamento do edifício misto foi superior ao deslocamento do edifício em aço. Isso se deu devido ao edifício em aço trabalhar com perfil laminado mais rígido que a composição do perfil em aço com o concreto. No entanto, todas as formas apresentaram deslocamentos inferiores ao limite.

#### 4.1.12 Edifício aço/misto – 1 Pavimento – Vento a 90°

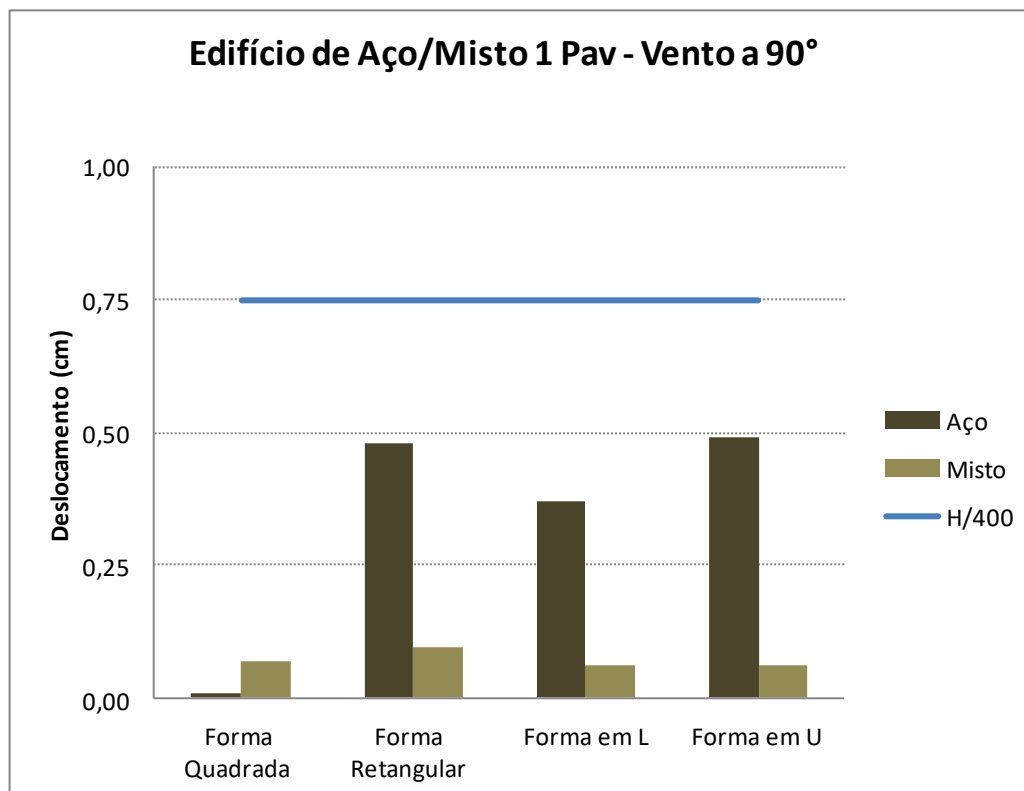


Figura 4.12 – Edifício aço x misto 1 pav. Vento a 90°

Os edifícios em aço de um pavimento nas formas retangular, em L e em U, submetidos ao vento a 90 graus, apresentaram deslocamentos superiores aos deslocamentos dos edifícios mistos, isto significa que para esta direção de vento os edifícios em aço são mais flexíveis que os edifícios em estrutura mista. Para a forma quadrada, o edifício em aço apresentou maior rigidez que o edifício misto, devido os pilares de perfis H escolhidos terem rigidez maior que os pilares com a integração aço-concreto.

O edifício em aço que apresentou maior deslocamento foi o edifício com forma em U

#### 4.1.13 Edifício aço/misto – 5 Pavimentos – Vento a 0°

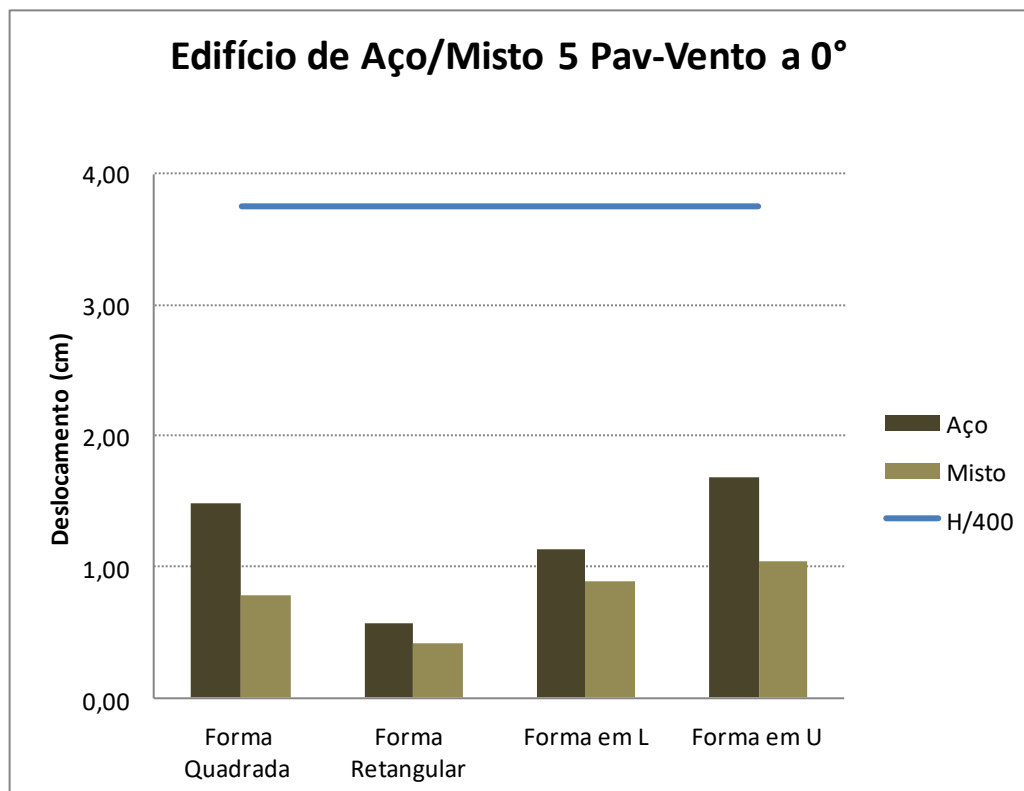


Figura 4.13 – Edifício aço x misto 5 pav. Vento a 0°

Comparando-se os edifícios em aço com os edifícios mistos com altura de cinco pavimentos para o vento a zero grau, foi observado que para todas as formas os edifícios em aço apresentaram deslocamentos maiores que os edifícios em estrutura mista. A forma retangular foi a que apresentou maior rigidez, tanto para o edifício em aço como para o edifício misto, isto significa que para esta altura este edifício apresenta melhor desempenho de rigidez. O pior desempenho entre as quatro formas foi apresentado pelo edifício com forma em U, mas mesmo assim, todas as formas atenderam aos requisitos da norma com relação ao deslocamento limite.

#### 4.1.14 Edifício aço/misto – 5 Pavimentos – Vento a 90°

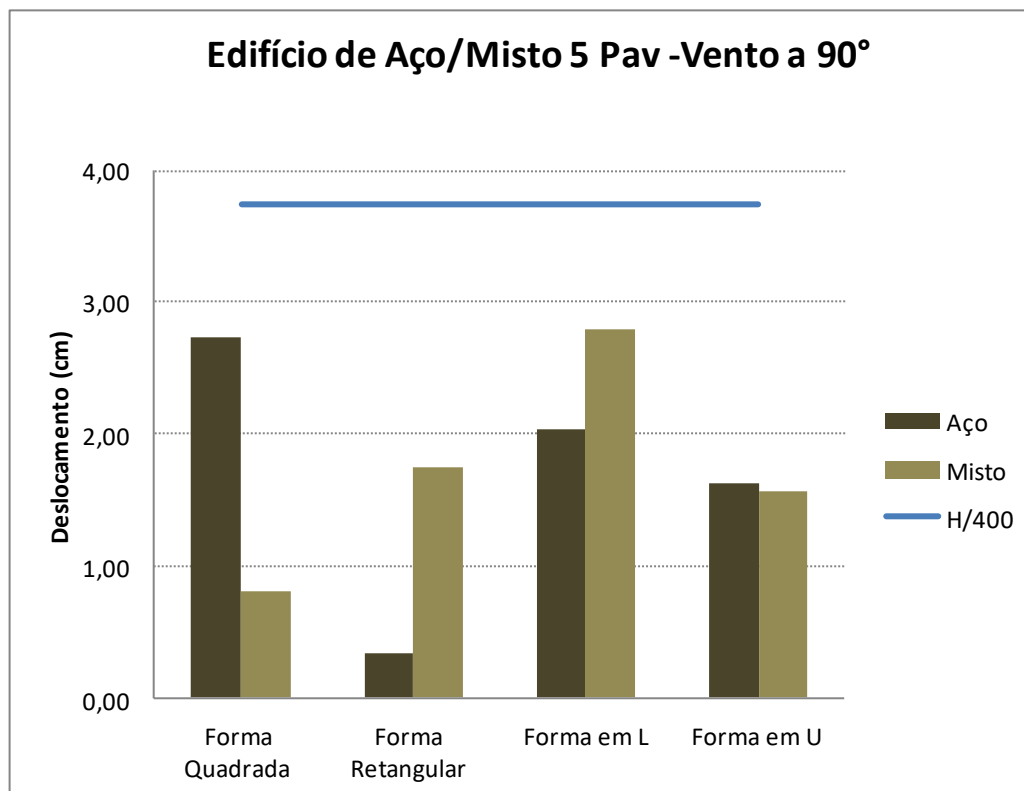


Figura 4.14 – Edifício aço x misto 5 pav. Vento a 90°

Para os edifícios com altura de cinco pavimentos e direção de vento a 90 graus, o edifício em aço com forma quadrada apresentou deslocamento 71,0% superior ao deslocamento do edifício misto, já para a forma retangular, o deslocamento do edifício misto foi 80,5% superior ao deslocamento do edifício em aço. Comparando-se a forma em L com a forma em U, foi observado que o edifício misto com forma em L apresentou deslocamento 44,0% maior, e que para o edifício em aço o deslocamento 20,0% a mais. Na forma em U, os deslocamentos do edifício em aço e misto tiveram comportamento parecido, com diferença apenas de apenas 3,7% a mais para o edifício em aço.

#### 4.1.15 Edifício aço/misto – 10 Pavimentos – Vento a 0°

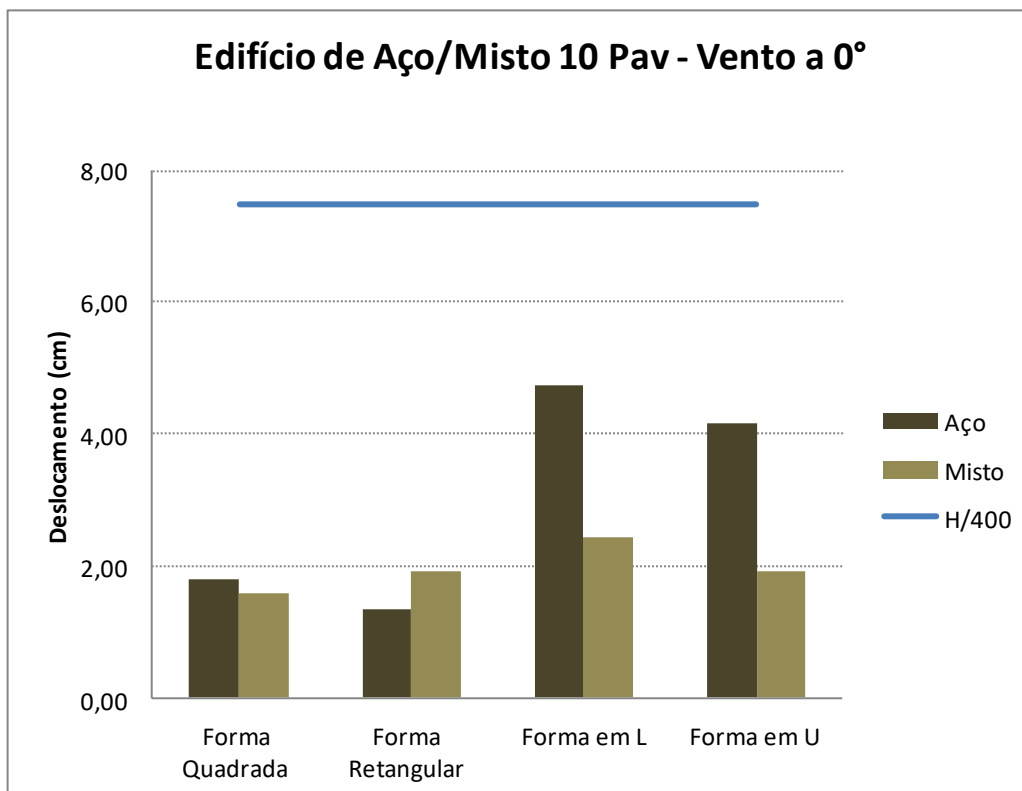


Figura 4.15 – Edifício aço x misto 10 pav. Vento a 0°

Nos edifícios com altura de dez pavimentos e vento a zero grau, os edifícios em aço nas formas em L e em U, apresentaram deslocamentos 48,3% e 53,9% respectivamente superiores aos edifícios mistos com a mesma forma. Os edifícios com formas quadrada e retangular obtiveram menores deslocamentos, tanto para os edifícios em aço como para os edifícios mistos, sendo que para o edifício com forma quadrada o edifício em aço apresentou deslocamento superior em 12,2% se comparado com o edifício misto de mesma forma, enquanto que o edifício misto de forma retangular apresentou deslocamento 30,2% superior ao edifício em aço.

#### 4.1.16 Edifício aço/misto – 10 Pavimentos – Vento a 90°

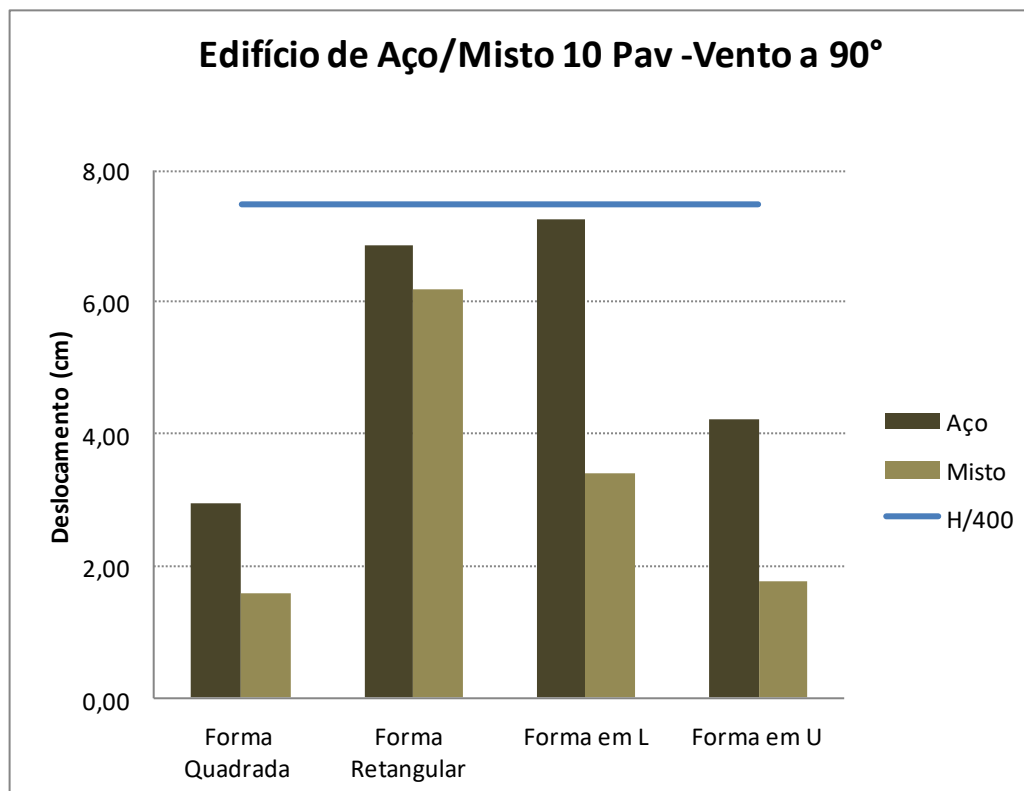


Figura 4.16 – Edifício aço x misto 10 pav. Vento a 90°

Para os edifícios com altura de dez pavimentos e vento a 90 graus, os com forma retangular e em L apresentaram deslocamentos maiores que os deslocamentos para as formas quadrada e em U, sendo que no edifício com forma retangular em aço o deslocamento foi de apenas 9,6% superior ao deslocamento do edifício misto, e no edifício com forma em L em aço, o deslocamento foi de 58,2% superior ao edifício de mesma altura em estrutura mista.

Nos edifícios com forma quadrada e em U, os deslocamentos dos edifícios em aço foram superiores aos deslocamentos dos edifícios mistos em 45,7% e 58,2% respectivamente.



#### 4.1.17 Edifício aço/misto – 15 Pavimentos – Vento a 0°

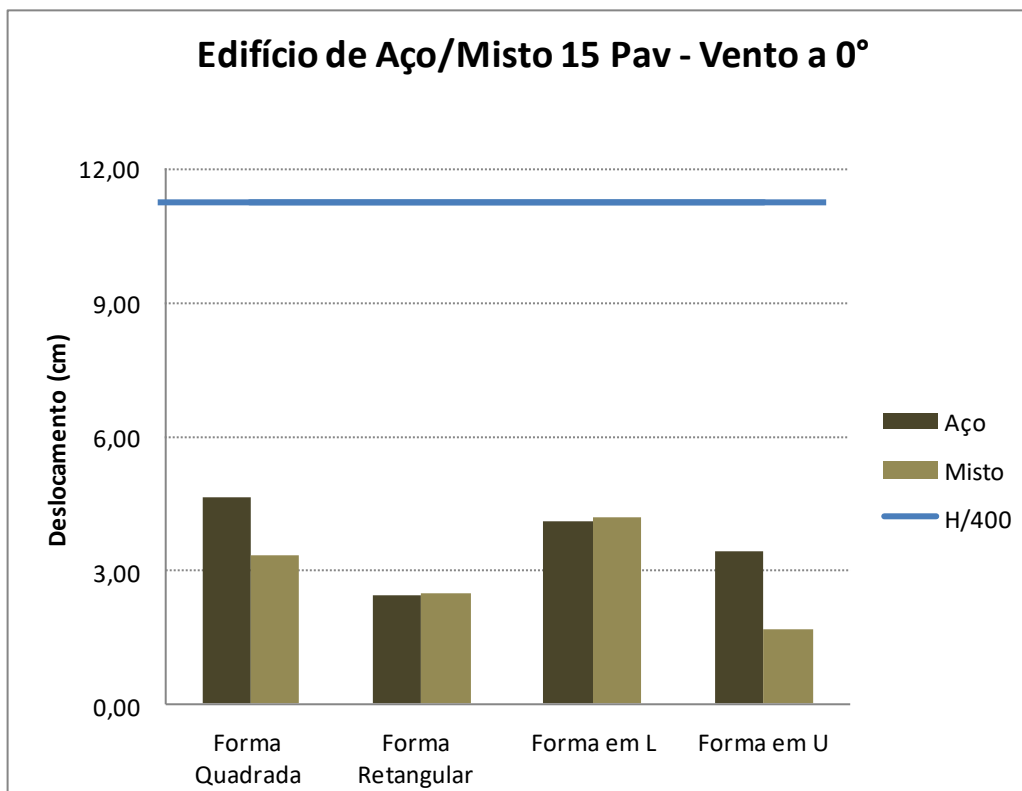


Figura 4.17 – Edifício aço x misto 15 pav. Vento a 0°

Nos edifícios com altura de quinze pavimentos e vento a zero grau foi observado que todas as formas apresentaram comportamentos de rigidez parecidos, sendo que os edifícios em aço e misto com forma retangular tiveram menor rigidez, e a diferença de deslocamento para esta forma foi de apenas 3,2% superior para o edifício misto, o comportamento foi parecido também para os edifícios com forma em L, onde o edifício misto apresentou somente 2,61% superior ao edifício em aço. Nos edifícios com forma quadrada e em U, o comportamento foi inverso, onde os edifícios em aço se deslocaram 28,3% e 51,3% respectivamente a mais que os edifícios mistos.

#### 4.1.18 Edifício aço/misto – 15 Pavimentos – Vento a 90°

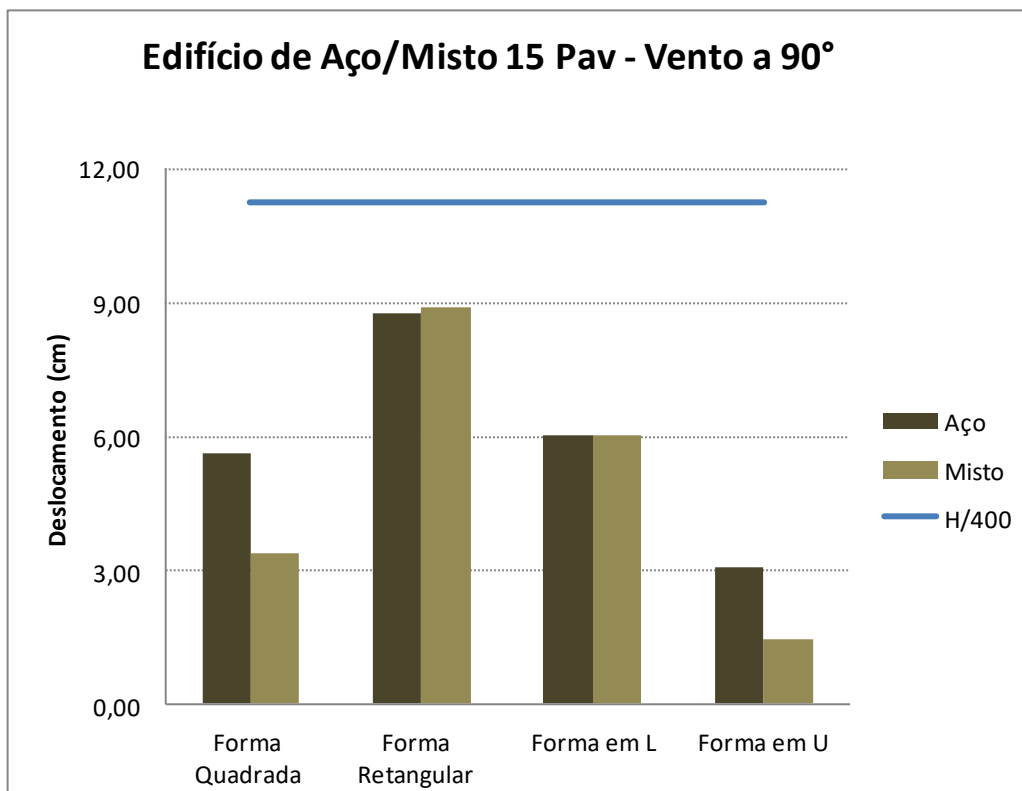


Figura 4.18 – Edifício aço x misto 15 pav. Vento a 90°

Nestes edifícios com altura de quinze pavimentos, porém com incidência de vento a 90 graus, os edifícios com forma retangular se deslocaram mais que os das demais formas, sendo que o deslocamento do edifício misto ficou apenas 0,03% superior ao edifício em aço. Foi observado também que para a forma em L, os deslocamentos foram praticamente iguais tanto para o edifício em aço como para o edifício misto, onde a diferença percentual entre eles foi de apenas de 0,01% superior para o edifício misto. Os edifícios com forma quadrada e em U apresentaram deslocamentos maiores para os edifícios com estrutura em aço, onde, na forma quadrada este deslocamento foi superior em 39,5% e na forma em U foi 51,8% superior.

#### 4.1.19 Edifício aço/misto – 20 Pavimentos – Vento a 0°

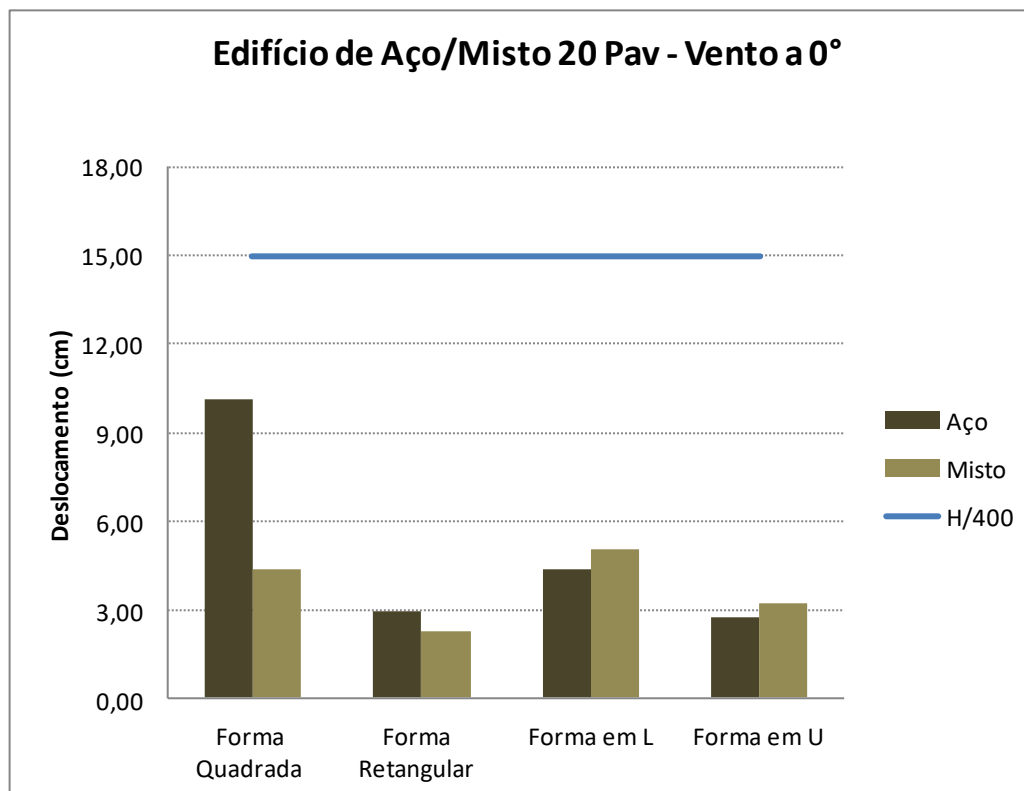


Figura 4.19 – Edifício aço x misto 20 pav. Vento a 0°

Para os edifícios com altura de vinte pavimentos e vento a zero grau, a forma que apresentou maior diferença de deslocamento em relação ao sistema estrutural foi a forma quadrada, onde o deslocamento no edifício em aço foi 56,6% superior ao edifícios de mesma altura com estrutura mista. Na forma com forma retangular, o edifício em aço obteve deslocamento superior ao deslocamento do edifício misto em 23,3%, já nos edifícios com forma em L e em U, o comportamento foi inverso, onde os edifícios mistos apresentaram maiores deslocamentos. Estes deslocamentos excederam os deslocamentos dos edifícios em aço em 14,4% e 14,3% respectivamente.

#### 4.1.20 Edifício aço/misto – 20 Pavimentos – Vento a 90°

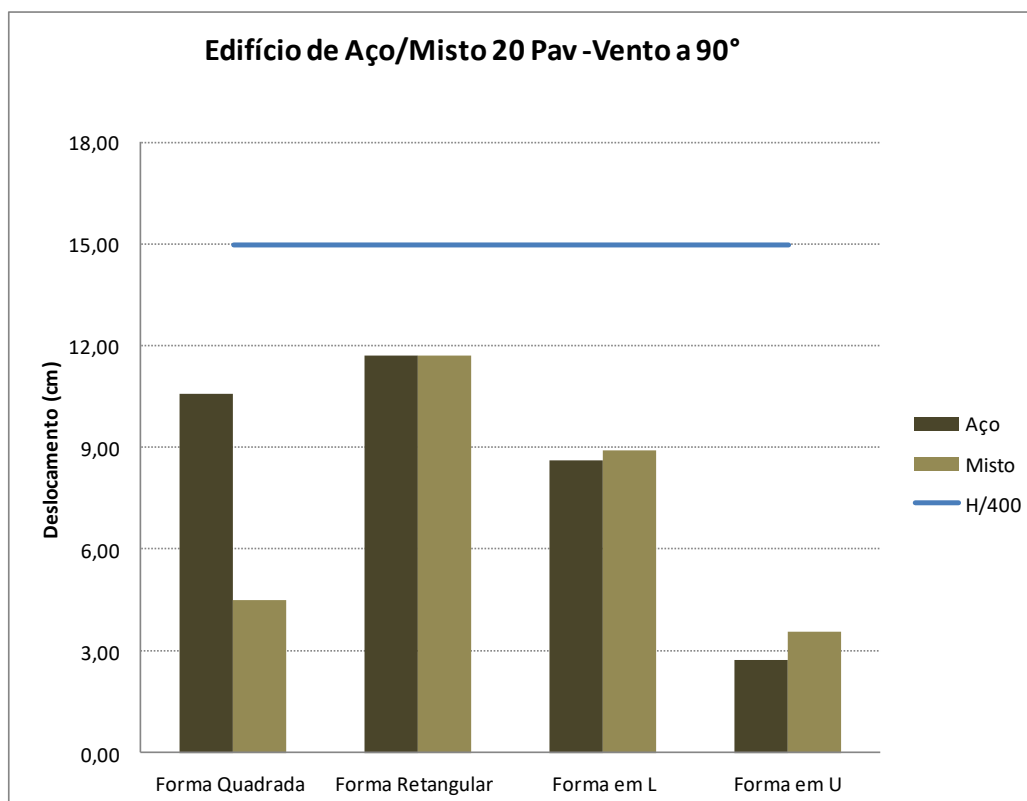


Figura 4.20 – Edifício aço x misto 20 pav. Vento a 90°

Nos edifícios com altura de vinte pavimentos e vento a 90 graus, a forma retangular apresentou maiores deslocamentos que as demais, no entanto não houve diferença entre os edifícios em aço e misto, os dois apresentam deslocamentos exatamente iguais. Na forma quadrada, o deslocamento do edifício em aço foi 57,4% superior ao deslocamento do edifício misto. Na forma em L, o deslocamento maior foi do edifício misto, no entanto, a diferença não foi tão alta, ficou apenas 3,14% superior. O comportamento do edifício com forma em U foi similar ao da forma em L, onde o deslocamento do edifício misto foi superior ao do edifício em aço em 24,0%.

## 4.2 INÉRCIAS EQUIVALENTES DOS EDIFÍCIOS ESTUDADOS

Para o cálculo do produto de rigidez característico da estrutura, necessita-se saber qual a inércia equivalente do pórtico. Ela pode ser calculada assimilando-a como a inércia de um pilar isolado em balanço que apresente o mesmo deslocamento no topo para um mesmo carregamento unitário lateral. Este carregamento pode ser concentrado, aplicado no topo da estrutura, ou distribuído, ao longo da altura do mesmo.

Neste trabalho, para o cálculo da inércia equivalente, optou-se por aplicar um carregamento unitário de uma tonelada, distribuído ao longo da altura do edifício, e os resultados são apresentados nas figuras 4.22 a 4.31.

### 4.2.1 Edifício de aço – 1 Pavimento – Inércia equivalente

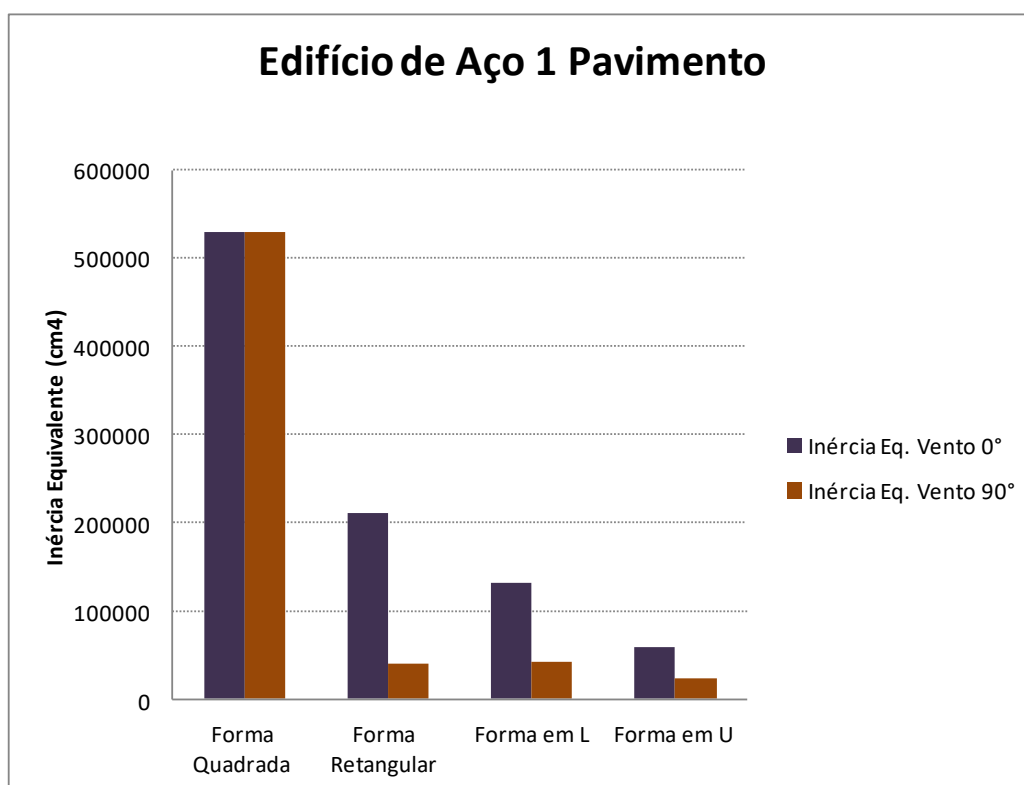


Figura 4.21 – Edifício de aço 1 pav. Inércia equivalente

Para os edifícios em aço de um pavimento, a forma que apresentou maior valor de inércia equivalente foi a forma quadrada, tanto para o vento a zero grau como para o vento a 90 graus. O edifício de forma retangular foi o que apresentou segundo maior resultado para o evento a zero grau, seguido dos edifícios de forma em L e em U

sucessivamente. Já para o vento a 90 graus o comportamento das três últimas formas foi similar, apresentando resultados próximos para esta direção de vento.

#### 4.2.2 Edifício de aço – 5 Pavimentos– Inércia equivalente

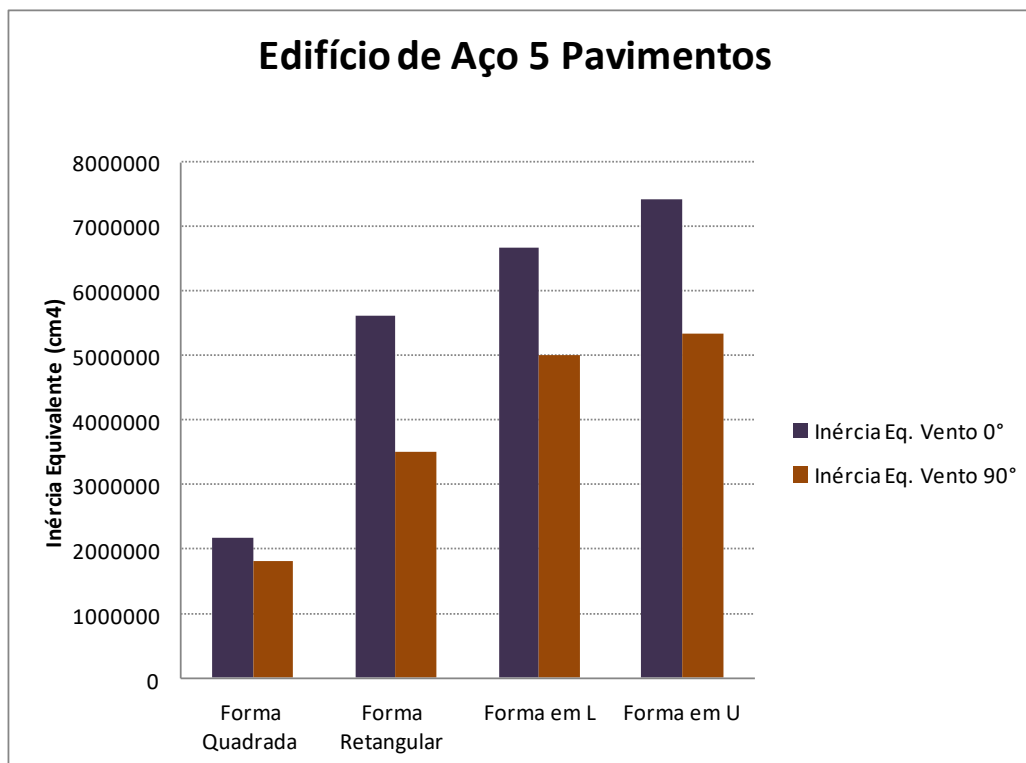


Figura 4.22 – Edifício de aço 5 pav. Inércia equivalente

Nos edifícios em aço de cinco pavimentos houve um crescimento no valor da inércia equivalente para o vento a zero grau e para o vento a 90 graus, começando a partir do edifício de forma quadrada que foi o que apresentou menor valor, seguido pelo edifício de forma quadrada que apresentou o segundo valor mais alto, que foi sucedido sequencialmente pelos edifícios com forma em L e em U.

### 4.2.3 Edifício de aço – 10 Pavimentos– Inércia equivalente

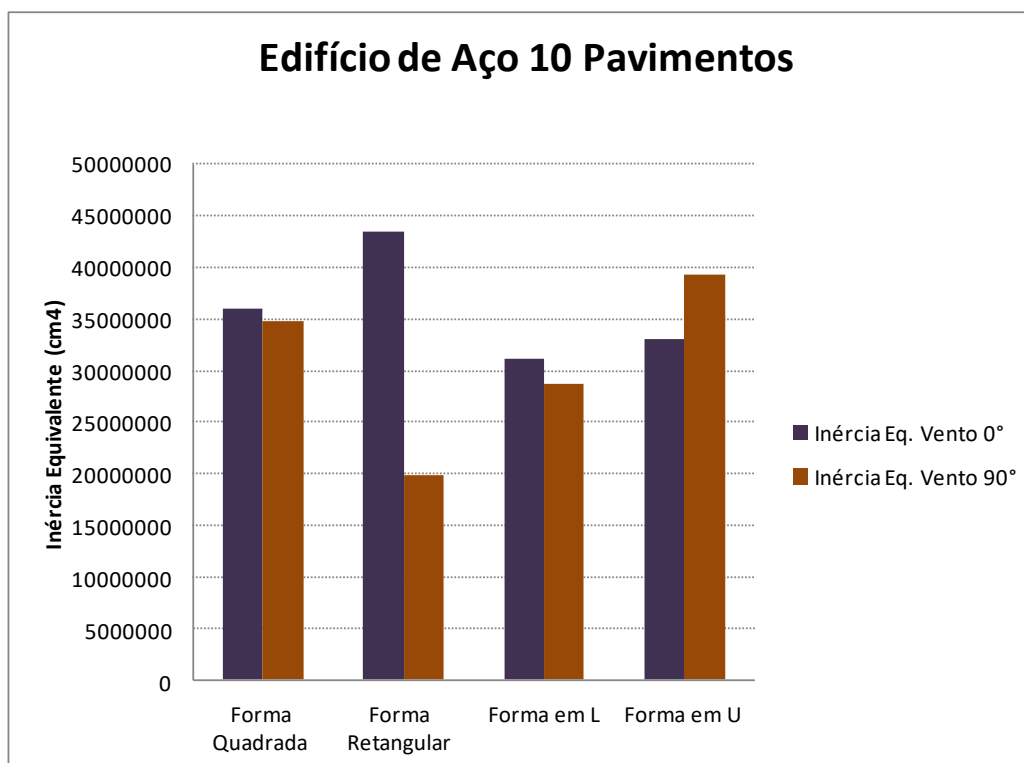


Figura 4.23 – Edifício de aço 10 pav. Inércia equivalente

Os edifícios de dez pavimentos apresentaram certa irregularidade na inércia equivalente. O comportamento do edifício de forma quadrada foi bem parecido para as duas direções de vento. A forma retangular apresentou maior valor de inércia equivalente para o vento a zero grau em comparação com o vento a 90 graus. O edifício com forma em L apresentou valor similar entre si para o vento a zero e a 90 graus, ficando abaixo do valor da inércia equivalente da forma quadrada. A forma em U apresentou valor da inércia equivalente para o vento a 90 graus da forma em U ficou acima do valor da inércia para o edifício de mesma altura e vento a zero grau.

#### 4.2.4 Edifício de aço – 15 Pavimentos– Inércia equivalente

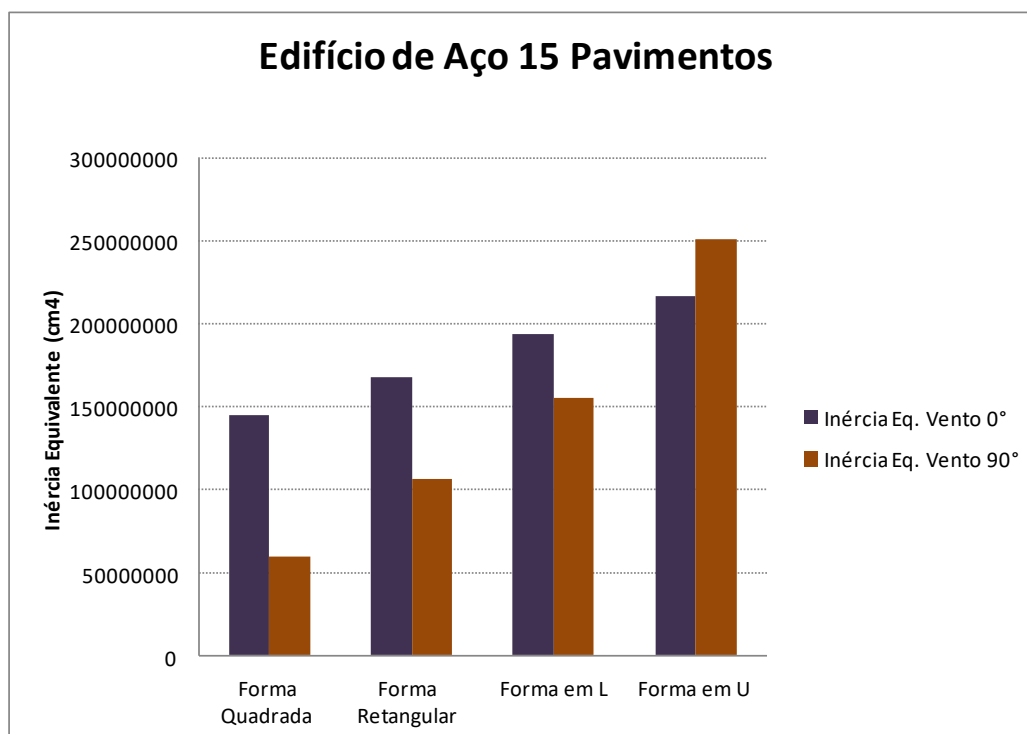


Figura 4.24 – Edifício de aço 15 pav. Inércia equivalente

O comportamento de inércias equivalentes dos edifícios com altura de quinze pavimentos foi similar ao comportamento dos edifícios de cinco pavimentos, onde houve um crescimento ascendente à partir da forma quadrada que é a primeira forma até a quarta forma para o vento na direção de zero grau. Para as três primeiras formas a inércia foi maior para o vento a zero grau, sendo que para a forma em U que é a quarta forma, a inércia na direção do vento a 90 graus foi superior à inércia para o vento a zero grau.



#### 4.2.5 Edifício de aço – 20 Pavimentos– Inércia equivalente

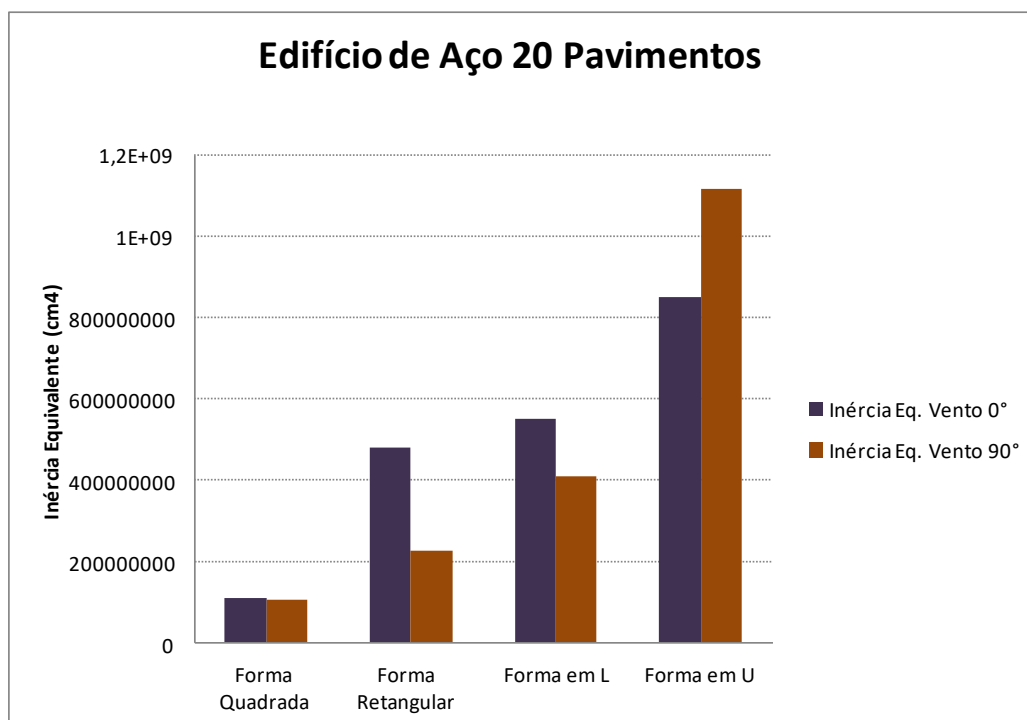


Figura 4.25 – Edifício de aço 20 pav. Inércia equivalente

Para os edifícios com altura de vinte pavimentos o valor da inércia equivalente foi crescente a partir da forma quadrada, do entanto, a inércia equivalente da primeira forma para o vento a zero grau representou apenas 23,2% da inércia equivalente da forma retangular, 20,2% da forma em L e 13,0% da forma em U. Para o vento a 90 graus, entre as três primeiras formas a forma em L foi a que apresentou maior valor, e nestas formas o valor da inércia para o vento a zero grau superou o vento a 90 graus. A forma em U foi a única que apresentou resultado diferente, onde a inércia para o vento a 90 graus excedeu a do vento a zero grau. Para as duas direções de vento esta forma foi a que apresentou valor mais alto de inércia equivalente.

#### 4.2.6 Edifício misto – 1 Pavimento– Inércia equivalente

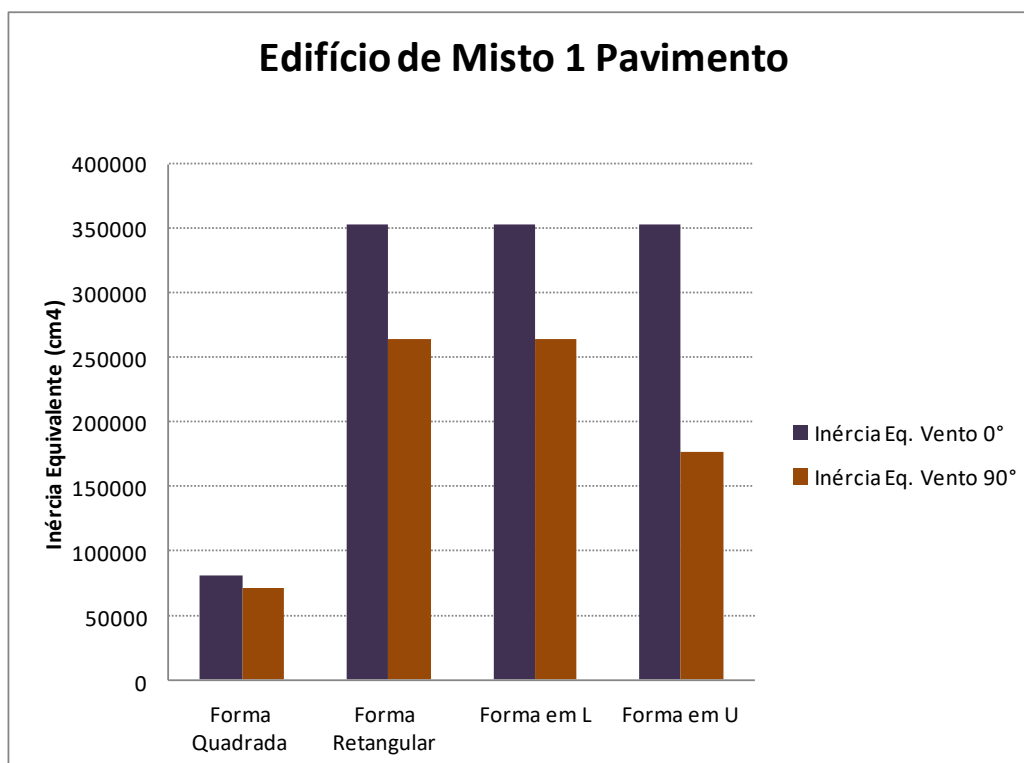


Figura 4.26 – Edifício misto 1 pav. Inércia equivalente

Nos edifícios mistos de um pavimento foi observado que o menor valor de inércia equivalente foi apresentado pelo edifício de forma quadrada, tanto para o vento a zero grau como para o vento a 90 graus. As três demais formas apresentaram valores exatamente iguais para o vento a zero grau. Para o vento a 90 graus, a forma retangular e a forma em L apresentaram valores exatamente iguais também. Para forma em U, o valor da inércia para o vento a zero grau excedeu o valor inércia para o vento a noventa graus em 100%, ou seja, foi exatamente o dobro do valor.

#### 4.2.7 Edifício misto – 5 Pavimentos– Inércia equivalente

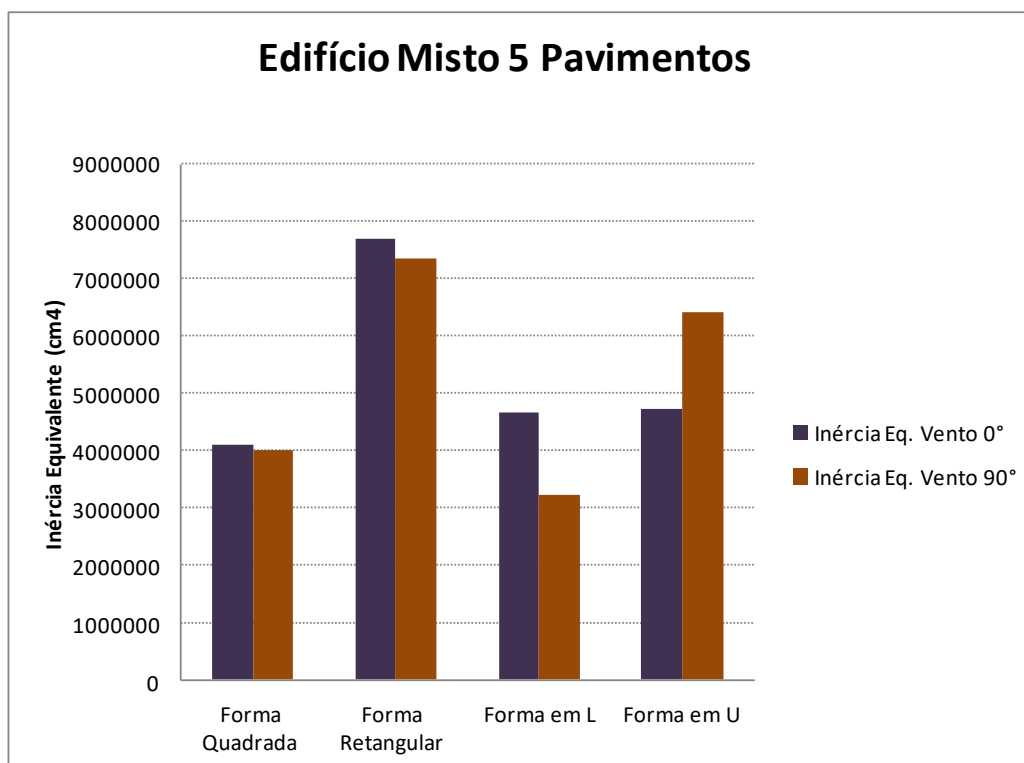


Figura 4.27 – Edifício misto 5 pav. Inércia equivalente

Nestes edifícios com altura de cinco pavimentos foi observado que o maior valor de inércia equivalente entre as quatro formas para o vento a zero grau e 90 graus foi apresentado pelo edifício com forma retangular, sendo que para o vento a zero grau o valor ficou mais alto que para o vento a 90 graus. O segundo maior valor ficou com o edifício com forma em U, no entanto, para esta forma, o valor foi mais alto para o vento a 90 graus. A forma em L apresentou valor para o vento a zero grau parecido com o valor da forma em U, porém o valor da inércia para o vento a 90 graus foi inferior, representando 68,9% da inércia na outra direção de vento.

A forma quadrada apresentou valores aproximados para o vento a zero e a 90 graus, sendo que para o vento a zero grau esta forma foi a que apresentou menor valor em comparação com as demais.

#### 4.2.8 Edifício misto – 10 Pavimentos– Inércia equivalente

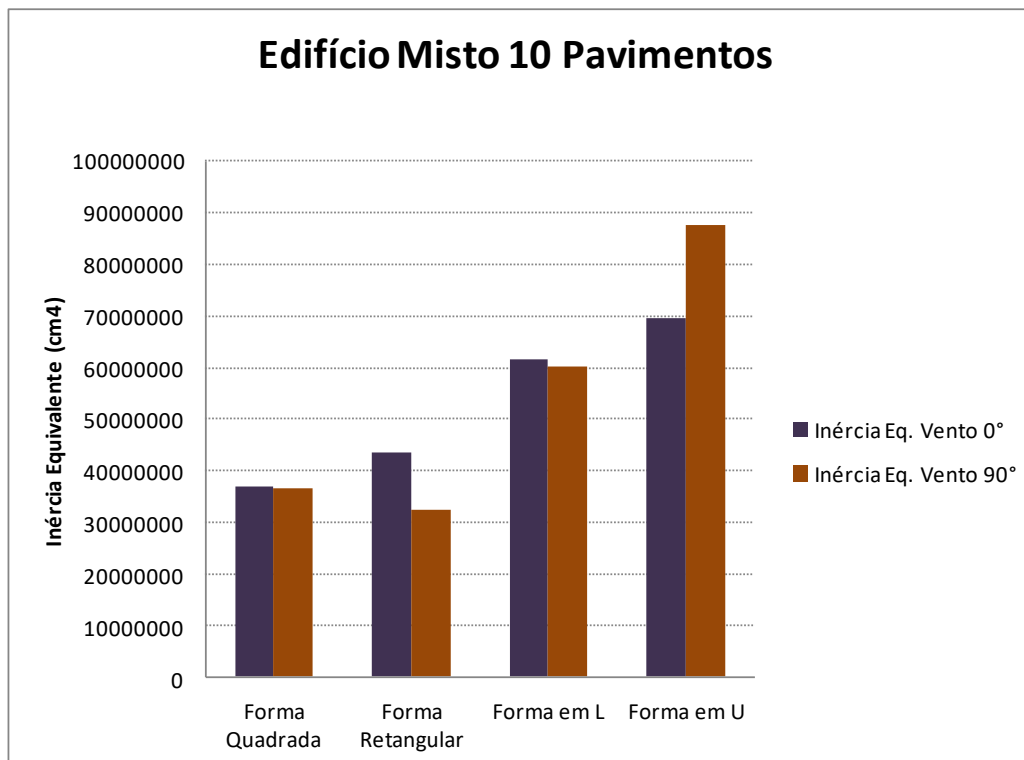


Figura 4.28 – Edifício misto 10 pav. Inércia equivalente

Foi observado nestes edifícios com altura de dez pavimentos que o comportamento de valor de inércia equivalente foi crescente a partir da primeira forma para o vento a 0 grau até a última forma. O comportamento foi parecido para o vento a 90 graus, com exceção da segunda forma, que para esta direção de vento o valor ficou abaixo do valor da primeira forma. Nas formas quadrada, retangular e em L, o valor da inércia equivalente para o vento a zero grau excedeu o valor para o vento a 90 graus. No edifício com forma em U o comportamento foi inverso, ou seja, o valor da inércia equivalente para o vento a 90 graus foi superior à inércia na outra direção de vento em 20,4%.

#### 4.2.9 Edifício misto – 15 Pavimentos– Inércia equivalente

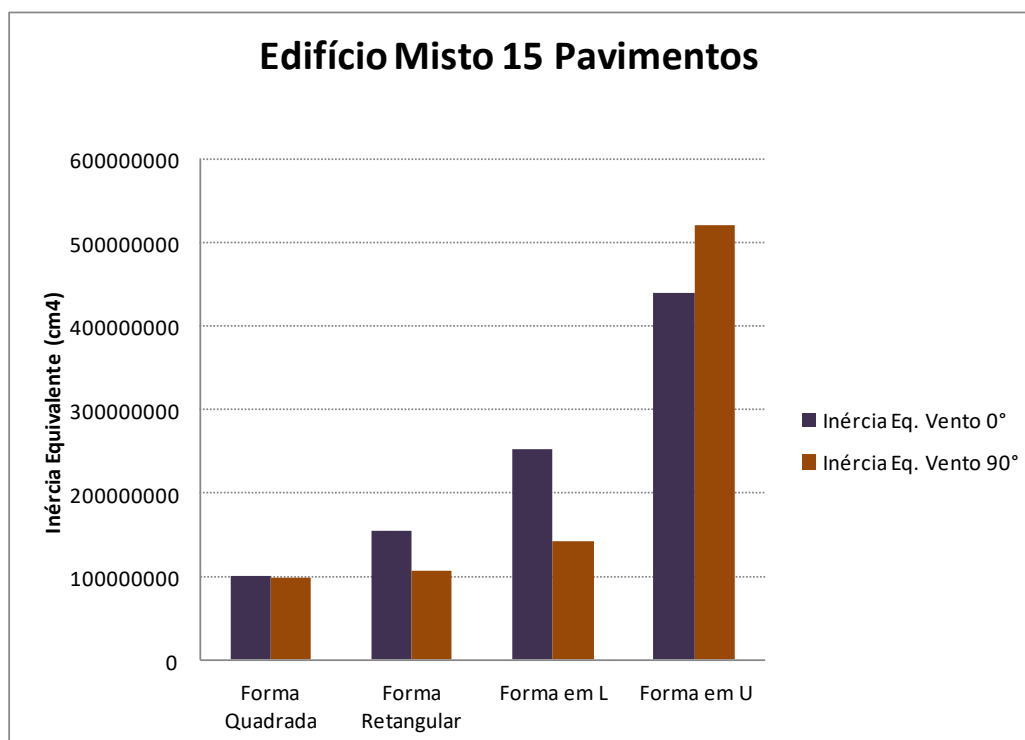


Figura 4.29 – Edifício misto 15 pav. Inércia equivalente

Para os edifícios com altura de quinze pavimentos, fazendo-se comparação entre as quatro formas, a forma em U foi a que apresentou maior valor de inércia equivalente tanto para o vento a zero grau como para o vento a 90 graus, no entanto, para esta forma o valor da inércia para o vento a zero grau ficou abaixo do valor para o vento a 90 graus. Nas demais formas os valores da inércia para o vento a zero grau foi superior ao valor para o vento na outra direção. A forma quadrada foi a que apresentou menor valor se comparada com as demais formas. O segundo menor valor foi apresentado pela forma retangular, seguida da forma em L.

#### 4.2.10 Edifício misto – 20 Pavimentos– Inércia equivalente

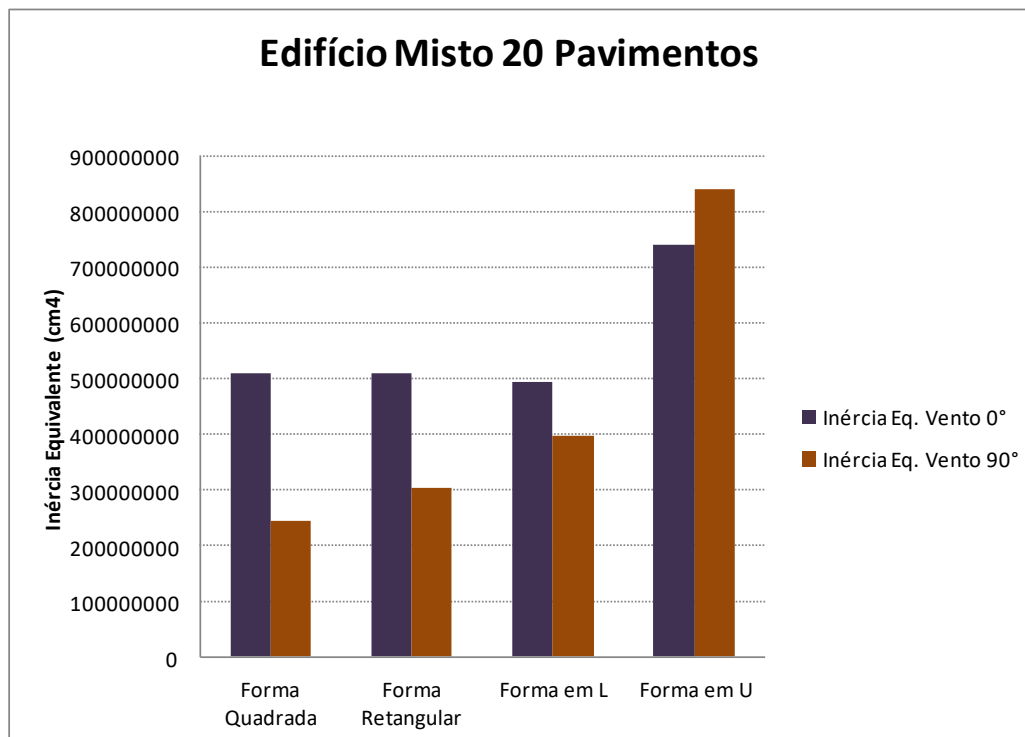


Figura 4.30 – Edifício misto 20 pav. Inércia equivalente

Nos edifícios de vinte pavimentos foi observado que as formas quadrada, retangular e em L apresentaram valores praticamente iguais para o vento a zero grau, porém, para o vento a 90 graus, a forma quadrada apresentou o menor valor e a forma em L apresentou o maior valor entre as três. Para o edifício com forma em U foi observado que na direção do vento a 90 graus o valor da inércia equivalente ficou acima do valor da inércia para o vento a zero grau em 11,9%, e tanto para o vento a zero grau como para o vento a 90 graus, esta forma foi a que apresentou maior valor de inércia entre as quatro formas.

### 4.3 CONSUMO DE MATERIAL

#### 4.3.1 Edifícios em aço

A tabela 4.3 apresenta os resultados de cada modelo estudado para os edifícios em aço obtidos no *software* METÁLICAS 3D<sup>®</sup>, onde é mostrado o deslocamento máximo, o consumo total de aço de cada edifício e o consumo de aço por metro quadrado.

Tabela 4.3 – Resultados obtidos - Edifícios em aço

EDIFÍCIOS EM AÇO							
FORMA	ALTURA	$\Delta$ (cm)	$\Delta_{lim}$ (cm)	CONSUMO DE AÇO TOTAL (kg)	ÁREA TOTAL (m <sup>2</sup> )	ÁREA POR PAV (m <sup>2</sup> )	CONSUMO (kg/m <sup>2</sup> )
QUADRADA	01 PAV	0,00	0,75	5061	125	125	40,49
	05 PAV	0,23	3,75	32056	625		51,29
	10 PAV	1,82	7,50	75129	1250		60,10
	15 PAV	5,63	11,25	132364	1875		70,59
	20 PAV	10,54	15,00	205522	2500		82,21
RETANGULAR	01 PAV	0,00	0,75	6510	125	125	52,08
	05 PAV	0,17	3,75	43730	625		69,97
	10 PAV	2,01	7,50	116950	1250		93,56
	15 PAV	7,95	11,25	198341	1875		105,78
	20 PAV	12,47	15,00	302714	2500		121,09
EM L	01 PAV	0,46	0,75	5496	125	125	43,97
	05 PAV	2,50	3,75	33967	625		54,35
	10 PAV	5,10	7,50	83574	1250		66,86
	15 PAV	6,17	11,25	154226	1875		82,25
	20 PAV	10,92	15,00	265738	2500		106,30
EM U	01 PAV	0,90	0,75	5345	125	125	42,76
	05 PAV	2,50	3,75	35680	625		57,09
	10 PAV	4,98	7,50	83524	1250		66,82
	15 PAV	6,02	11,25	153211	1875		81,71
	20 PAV	9,97	15,00	262321	2500		104,93

Para que o edifício seja considerado rígido segundo a NBR 8800/2008, o deslocamento máximo horizontal do edifício não pode ultrapassar o limite de  $H/400$ , onde  $H$  é a altura total do edifício, o que foi comprovado pelos deslocamentos máximos apresentados na tabela, o que garante, segundo a norma, que o dimensionamento foi feito corretamente.

A diferença percentual foi feita em relação à forma que obteve o menor consumo de aço por metro quadrado.

Para precificar cada modelo, foi atribuído um preço para o kg de aço de R\$5,00, que é o preço real de mercado no momento da elaboração deste trabalho.

Os preços por metro quadrado e a diferença em percentual para cada modelo estudado está apresentado na tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Diferença percentual – Consumo por m<sup>2</sup>

ALTURA	FORMA	EDIFÍCIOS EM AÇO			PREÇO DO AÇO (R\$5,00/kg)
		MENOR CONSUMO (kg/m <sup>2</sup> )	CONSUMO (kg/m <sup>2</sup> )	DIFERENÇA PERCENTUAL	VALOR TOTAL (R\$/m <sup>2</sup> )
1 PAVIMENTO	QUADRADA	40,49	40,49	0,00	202,45
	RETANGULAR		52,08	28,62	260,40
	EM L		43,97	8,59	219,85
	EM U		42,76	5,61	213,80
5 PAVIMENTOS	QUADRADA	51,29	51,29	0,00	256,45
	RETANGULAR		69,97	36,42	349,85
	EM L		54,35	5,97	271,75
	EM U		57,09	11,31	285,45
10 PAVIMENTOS	QUADRADA	60,10	60,10	0,00	300,50
	RETANGULAR		93,56	55,67	467,80
	EM L		66,86	11,25	334,30
	EM U		66,82	11,18	334,10
15 PAVIMENTOS	QUADRADA	70,59	70,59	0,00	352,95
	RETANGULAR		105,78	49,85	528,90
	EM L		82,25	16,52	411,25
	EM U		81,71	15,75	408,55
20 PAVIMENTOS	QUADRADA	82,21	82,21	0,00	411,05
	RETANGULAR		121,09	47,29	605,45
	EM L		106,3	29,30	531,50
	EM U		104,93	27,64	524,65

Para ficar mais fácil o entendimento, foram gerados gráficos para cada altura, que são apresentados a seguir, onde são analisados individualmente.



### 4.3.1.1 Edifícios em aço – 1 Pavimento

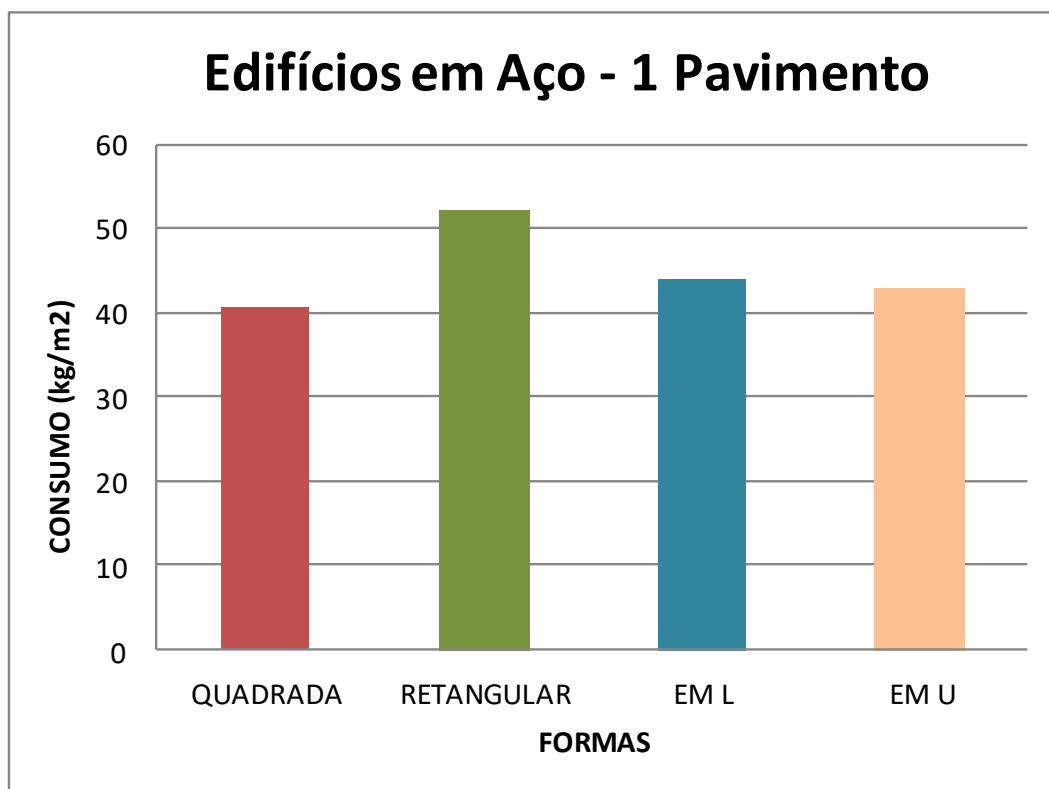


Figura 4.31 – Edifícios em aço 1 Pavimento – Consumo de aço

No caso do edifício de um pavimento, o edifício com forma retangular consumiu 28,62% a mais de aço que a forma quadrada que foi a que obteve o menor consumo, já as formas em L e em U, tiveram um consumo ligeiramente maior que a forma quadrada, com um acréscimo de 8,59% e 5,61%, respectivamente.

#### 4.3.1.2 Edifícios em aço – 5 Pavimentos

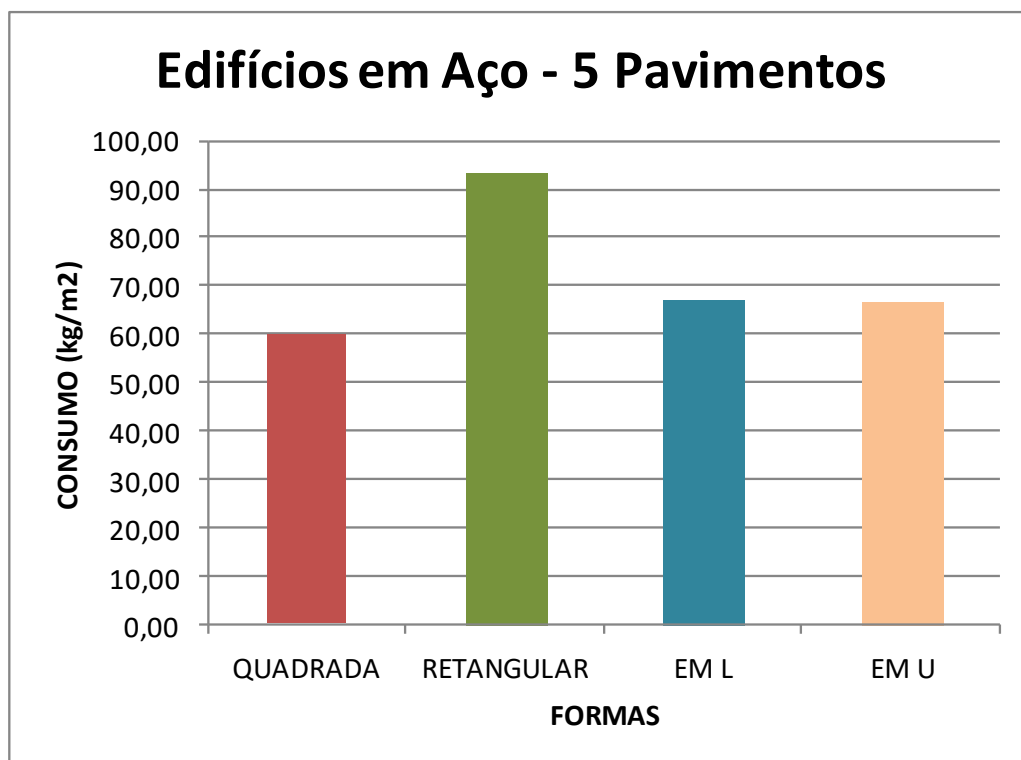


Figura 4.32 – Edifícios em aço 5 Pavimentos – Consumo de aço

Para a situação de edifícios de cinco pavimentos, o consumo de aço da forma retangular ficou 36,42% superior ao consumo de aço da forma quadrada, e para as formas em L e em U a variação ficou 5,97% e 11,31% superior respectivamente que a forma quadrada. Foi observado também que para os edifícios com esta altura o consumo de aço aumentou em relação ao edifício com um pavimento.

### 4.3.1.3 Edifícios em aço – 10 Pavimentos

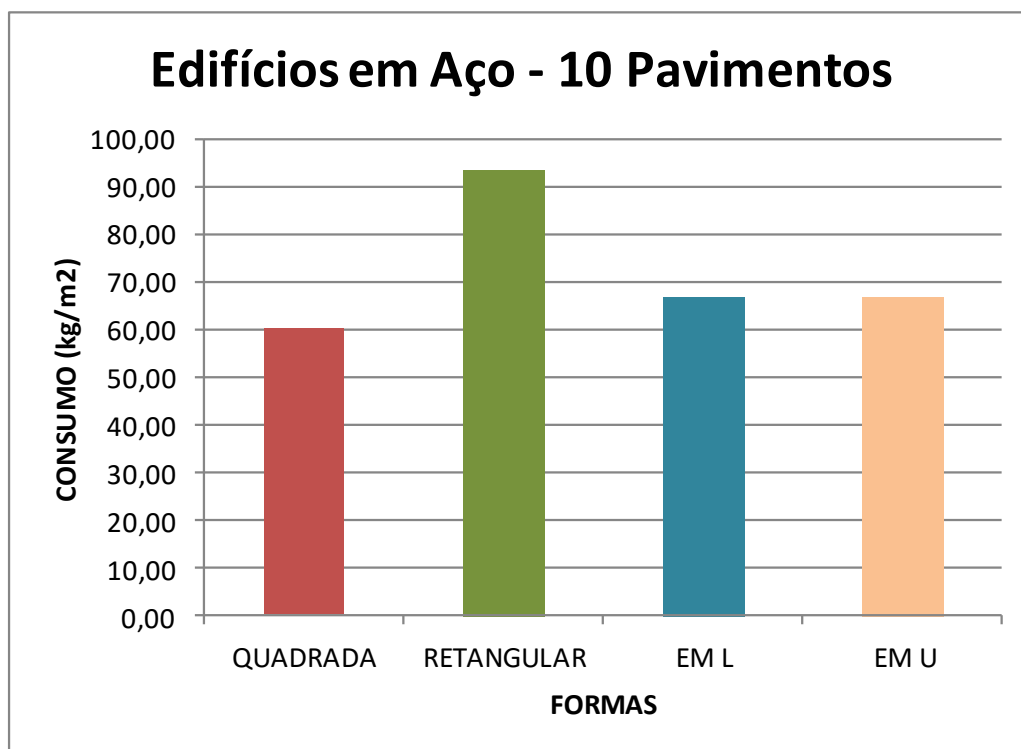


Figura 4.33 – Edifícios em aço 10 Pavimentos – Consumo de aço

No edifício de dez pavimentos verificou-se que a forma quadrada obteve um consumo de aço de  $60,10\text{kg/m}^2$ , e assim como nos edifícios anteriores com alturas de um e cinco pavimentos, esta forma teve o menor consumo. Já a forma retangular apresentou o maior consumo que foi de  $93,53\text{kg/m}^2$ , que representou um acréscimo no consumo de aço de 55,67% em relação à forma quadrada.

Para os edifícios com forma em L e em U a variação foi relativamente pequena comparando-se com a forma quadrada, com acréscimo no consumo de 11,18% e 11,25%, e foi observado também que praticamente não houve variação entre o consumo de aço para estas duas últimas formas.

#### 4.3.1.4 Edifícios em aço – 15 Pavimentos

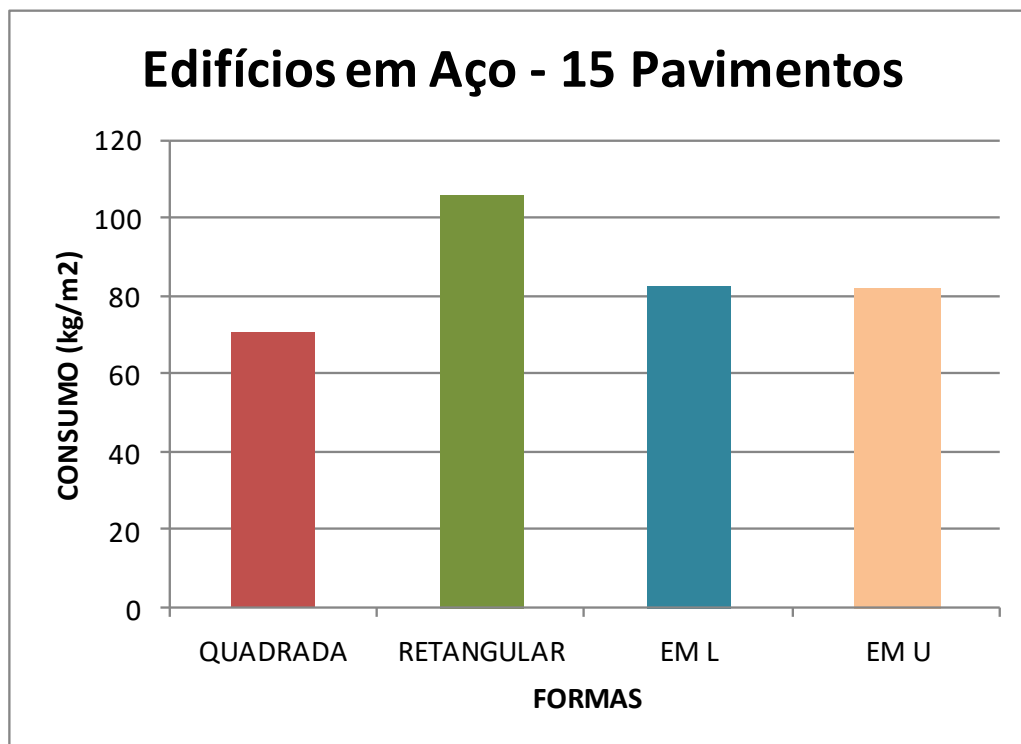


Figura 4.34 – Edifícios em aço 15 Pavimentos – Consumo de aço

Assim como nas alturas anteriores, nos edifícios com altura de quinze pavimentos, os a forma quadrada apresentou o menor consumo de aço e a forma retangular apresentou o maior consumo, sendo que para esta última o acréscimo percentual foi em de 49,85% se comparada com a forma quadrada. Já as duas últimas formas – em U e em L – apresentaram comportamento parecido entre si quanto ao consumo de aço, e este consumo representou acréscimo de 16,72% e 15,75% respectivamente, em relação à forma quadrada.

#### 4.3.1.5 Edifícios em aço – 20 Pavimentos

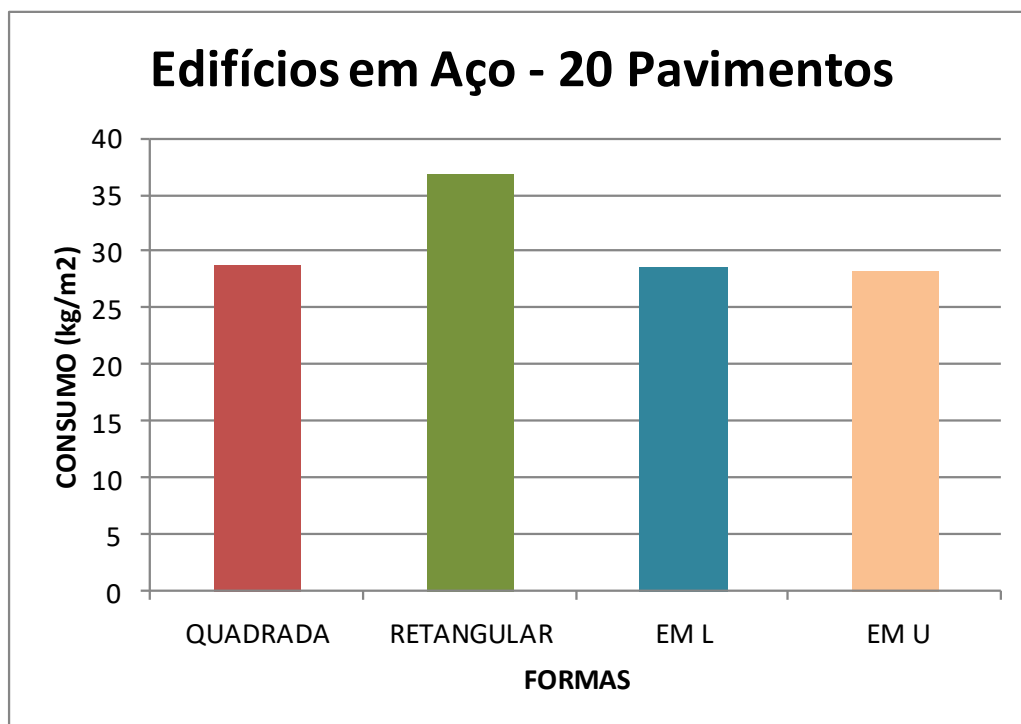


Figura 4.35 – Edifícios em aço 20 Pavimentos – Consumo de aço

Analisando os edifícios de vinte pavimentos, foi observado que o comportamento não foi diferente das demais alturas anteriores, onde, a forma quadrada apresentou o menor consumo e a forma retangular apresentou o maior consumo.

Quando fez-se a comparação da forma retangular em relação à forma quadrada, foi observado que houve um acréscimo no consumo de aço de 47,29%, e que este acréscimo percentual nas formas em L e em U, foi de 29,30% e 27,64% respectivamente, em relação à forma quadrada.

#### 4.3.2 Edifícios mistos

A tabela 4.5 apresenta os resultados dos modelos estudados para os edifícios mistos de aço e concreto, mostrando o deslocamento máximo para cada modelo e altura, o consumo total de aço, o consumo total de aço por metro quadrado, o consumo total de concreto e o consumo total de concreto por metro quadrado.

Tabela 4.5 – Resultados obtidos – Edifícios mistos

EDIFÍCIOS MISTOS									
FORMA	ALTURA	$\Delta$ (cm)	$\Delta_{lim}$ (cm)	CONS. DE AÇO TOTAL (kg)	ÁREA TOTAL (m <sup>2</sup> )	ÁREA POR PAV (m <sup>2</sup> )	CONS. AÇO (kg/m <sup>2</sup> )	VOL. CONCRETO (m <sup>3</sup> )	VOL. CONCRETO (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> )
QUADRADA	01 PAV	0,01	0,75	3066	125	125	24,53	1,60	0,013
	05 PAV	2,47	3,75	15291	625		24,47	21,21	0,034
	10 PAV	4,93	7,50	33150	1250		26,52	56,05	0,045
	15 PAV	8,25	11,25	50850	1875		27,12	88,56	0,047
	20 PAV	11,54	15,00	72175	2500		28,87	125,47	0,050
RETANGULAR	01 PAV	0,20	0,75	2942	125	125	23,54	2,61	0,021
	05 PAV	3,13	3,75	15154	625		24,25	23,53	0,038
	10 PAV	6,15	7,50	38590	1250		30,87	60,12	0,048
	15 PAV	10,02	11,25	64283	1875		34,28	95,54	0,051
	20 PAV	12,98	15,00	91924	2500		36,77	128,98	0,052
EML	01 PAV	0,21	0,75	3605	125	125	28,84	2,15	0,017
	05 PAV	2,77	3,75	18506	625		29,61	28,27	0,045
	10 PAV	5,64	7,50	34568	1250		27,65	58,32	0,047
	15 PAV	9,23	11,25	53024	1875		28,28	92,54	0,049
	20 PAV	12,08	15,00	71228	2500		28,49	127,03	0,051
EM U	01 PAV	0,18	0,75	3029	125	125	24,23	3,13	0,025
	05 PAV	3,50	3,75	16130	625		25,81	28,27	0,045
	10 PAV	5,68	7,50	33457	1250		26,77	57,45	0,046
	15 PAV	9,13	11,25	52036	1875		27,75	91,25	0,049
	20 PAV	12,26	15,00	70214	2500		28,09	126,13	0,050

Foi observado que os deslocamentos máximos destes edifícios ficaram todos dentro do limite estabelecido pela norma, sendo que, comparando com os edifícios em aço, estes deslocamentos foram menores, isto justificado pelo envolvimento dos pilares metálicos pelo concreto.

Foi feita também uma comparação de custos entre as formas estudadas nos edifícios em aço, onde foi montada uma tabela separando-se os edifícios por alturas, comparando-se o consumo de aço dentro da mesma altura de edifício para as quatro formas estudadas. Assim como nos edifícios em aço, nos edifícios mistos foi atribuído um preço para o kg de aço de R\$5,00, e um preço de R\$ 350,00 por m<sup>3</sup> de concreto. Estes valores se referem a valores reais de mercado no momento da elaboração deste trabalho. Os preços por metro quadrado de aço, m<sup>3</sup> de concreto e a diferença em percentual para cada modelo estudado está apresentado na tabela 4.6.

Tabela 4.6 – Diferença percentual – Consumo por m<sup>2</sup>

ALTURA	FORMA	EDIFÍCIOS MISTOS										PREÇO AÇO (R\$5,00/kg)	PREÇO CONCRETO (R\$350,00/m <sup>3</sup> )	DIFERENÇA PERCENTUAL	
		MENOR		CONSUMO		DIFERENÇA		CONCRETO		DIFERENÇA					MENOR VALOR (R\$/m <sup>2</sup> )
		CONSUMO (kg/m <sup>2</sup> )	CONSUMO (kg/m <sup>2</sup> )	CONSUMO (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> )	CONSUMO (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> )	PERCENTUAL	PERCENTUAL	CONSUMO (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> )	CONSUMO (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> )	PERCENTUAL	PERCENTUAL				
1 PAVIMENTO	QUADRADA		24,53	4,21	0,013	0,00	127,20	0,00	127,20	0,00	127,20	127,20	1,72		
	RETANGULAR EM L	23,54	23,54	0,00	0,021	61,54	125,05	0,021	125,05	61,54	125,05	125,05	0,00		
	EM U		28,84	22,51	0,017	30,77	150,15	0,017	150,15	30,77	150,15	150,15	20,07		
5 PAVIMENTOS	QUADRADA		24,23	2,93	0,025	92,31	129,90	0,025	129,90	92,31	129,90	129,90	3,87		
	RETANGULAR EM L	24,25	24,47	0,91	0,034	0,00	134,25	0,034	134,25	0,00	134,25	134,25	0,00		
	EM U		29,61	22,10	0,045	32,35	163,80	0,045	163,80	32,35	163,80	163,80	21,26		
10 PAVIMENTOS	QUADRADA		25,81	6,43	0,045	32,35	144,80	0,045	144,80	32,35	144,80	144,80	7,85		
	RETANGULAR EM L	26,53	26,53	0,00	0,045	0,00	148,40	0,045	148,40	0,00	148,40	148,40	0,00		
	EM U		30,87	16,36	0,048	6,67	171,15	0,048	171,15	6,67	171,15	171,15	15,33		
15 PAVIMENTOS	QUADRADA		27,65	4,22	0,047	4,44	154,70	0,047	154,70	4,44	154,70	154,70	4,24		
	RETANGULAR EM L	26,77	26,77	0,90	0,046	2,22	149,95	0,046	149,95	2,22	149,95	149,95	1,04		
	EM U		27,12	0,00	0,047	0,00	152,05	0,047	152,05	0,00	152,05	152,05	0,00		
20 PAVIMENTOS	QUADRADA		34,28	26,40	0,051	8,51	189,25	0,051	189,25	8,51	189,25	189,25	24,46		
	RETANGULAR EM L	27,12	28,28	4,28	0,049	4,26	158,55	0,049	158,55	4,26	158,55	158,55	4,27		
	EM U		27,75	2,32	0,049	4,26	155,90	0,049	155,90	4,26	155,90	155,90	2,53		
20 PAVIMENTOS	QUADRADA		28,87	2,78	0,050	0,00	161,850	0,050	161,850	0,00	161,850	161,850	2,46		
	RETANGULAR EM L	28,09	36,77	30,90	0,052	4,00	202,05	0,052	202,05	4,00	202,05	202,05	27,92		
	EM U		28,49	1,42	0,051	2,00	160,30	0,051	160,30	2,00	160,30	160,30	1,49		
			28,09	0,00	0,050	0,00	157,95	0,050	157,95	0,00	157,95	157,95	0,00		

Para os edifícios estudados, para obtenção do consumo de aço, foram elaborados gráficos com base na tabela 4.6, para que ficasse mais fácil a visualização e a compreensão.

Estes gráficos são apresentados e comentados a seguir.

#### 4.3.2.1 Edifícios mistos – 1 Pavimento

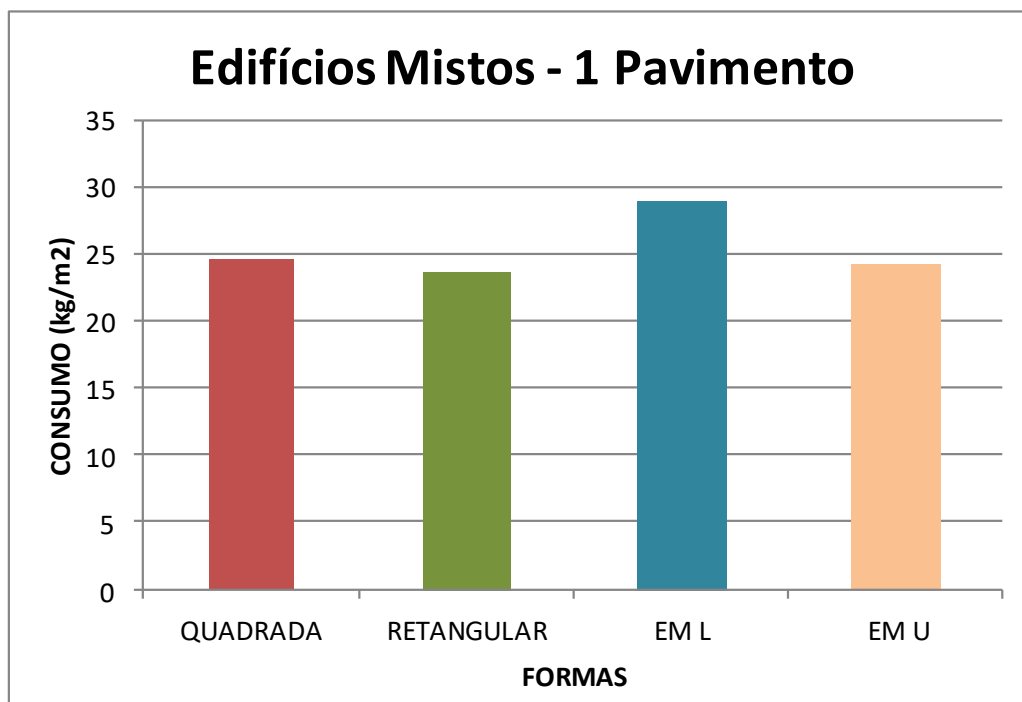


Figura 4.36 – Edifícios mistos 1 Pavimento – Consumo de aço

Analisando os edifícios de um pavimento, foi observado que não houve grande variação entre as formas em relação ao consumo de aço, sendo que para esta altura o edifício que apresentou menor consumo de aço foi o edifício retangular, e o edifício em L apresentou o maior consumo, 22,51% a mais, comparando-se com o edifício retangular. Já nos edifícios com forma quadrada e em U este acréscimo de consumo foi de 2,93% e 4,21% respectivamente, se comparado com o edifício que apresentou o menor consumo.



#### 4.3.2.2 Edifícios mistos – 5 Pavimentos

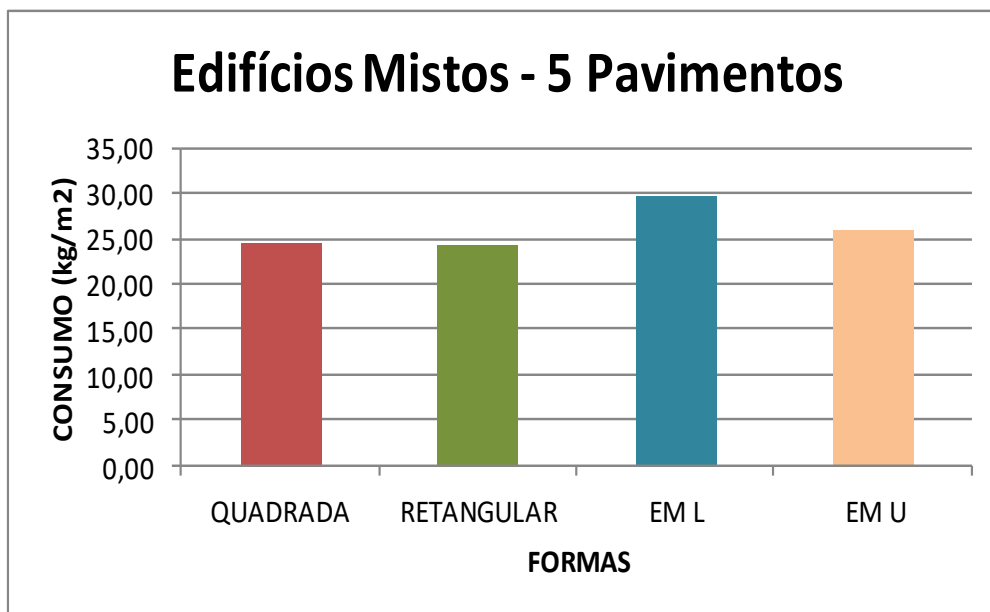


Figura 4.37 – Edifícios mistos 5 Pavimentos – Consumo de aço

Considerando edifícios com altura de cinco pavimentos, assim como nos edifícios com altura de um pavimento, o edifício retangular apresentou consumo de aço ligeiramente menor que os edifícios com forma quadrada em U, sendo que, fazendo a comparação entre estas três formas, o consumo foi praticamente igual entre si, com acréscimo percentual de 0,91% para a forma quadrada e 6,43% para a forma em U.

Fazendo-se a comparação do edifício em L que foi o que apresentou o maior consumo, com o edifício retangular, foi observado que o acréscimo percentual foi de 22,51%.

### 4.3.2.3 Edifícios mistos – 10 Pavimentos

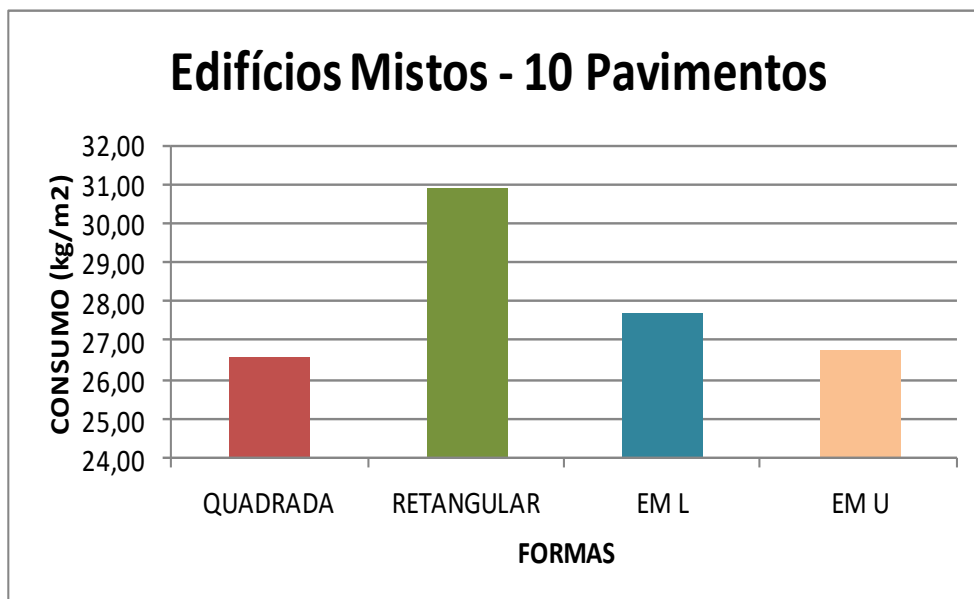


Figura 4.38 – Edifícios mistos 10 Pavimentos – Consumo de aço

Nos edifícios com altura de dez pavimentos, o comportamento foi completamente diferente das demais alturas, onde a forma que apresentou o menor consumo de aço foi a forma quadrada, e a que apresentou maior consumo foi a forma retangular. A diferença percentual entre estas duas formas foi de 16,36%. O acréscimo no consumo de aço para a forma em U foi de apenas 0,92%, ou seja, não houve um aumento significativo em relação à forma quadrada. A forma em L apresentou um acréscimo um pouco mais alto, mas não foi um aumento muito expressivo, apenas 4,22%.

#### 4.3.2.4 Edifícios mistos – 15 Pavimentos

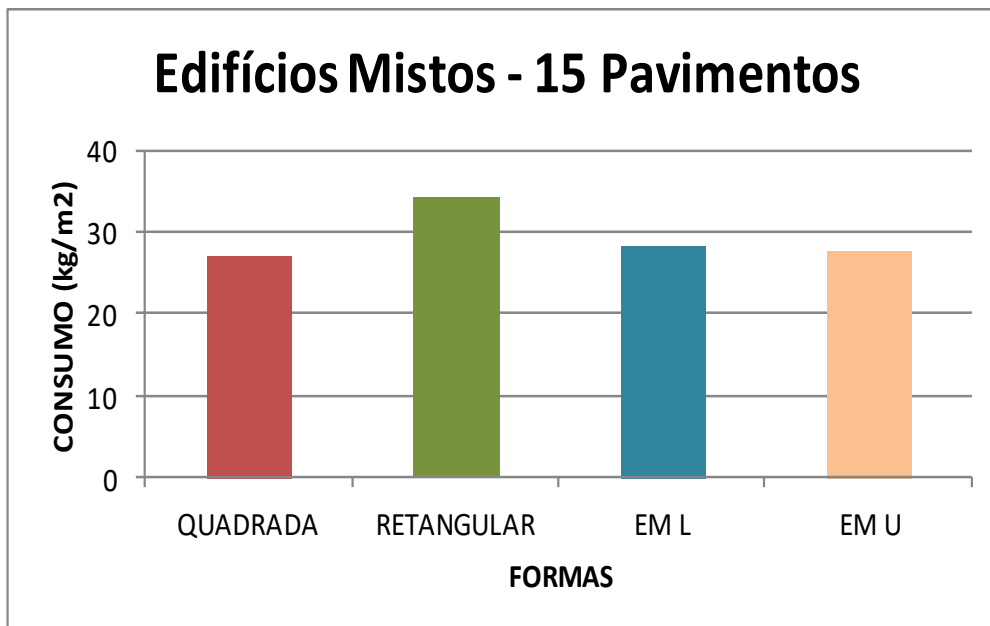


Figura 4.39 – Edifícios mistos 15 Pavimentos – Consumo de aço

Analisando os edifícios com altura de quinze pavimentos foi observado que a forma quadrada, assim como nos edifícios com altura de dez pavimentos, foi a que apresentou menor consumo, e a forma retangular, apresentou o maior consumo, com um acréscimo de 26,40%. O comportamento foi parecido também para as formas em L e em U, onde as diferenças percentuais foram de 4,28% e 2,32% respectivamente, em relação á forma quadrada.

#### 4.3.2.5 Edifícios mistos – 20 Pavimentos

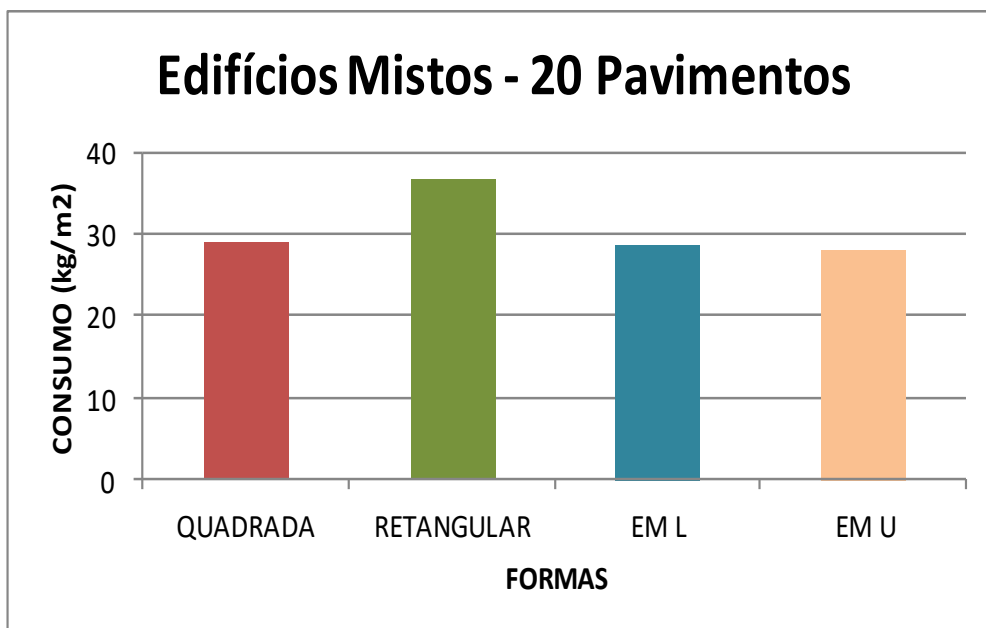


Figura 4.40 – Edifícios mistos 20 Pavimentos – Consumo de aço

O comportamento dos edifícios com altura de vinte pavimentos apresentou uma diferença em relação ao menor consumo de aço se comparado com as demais alturas. Para os edifícios com esta altura, a forma que apresentou menor consumo de aço foi a forma em U, seguida pelas formas em L e quadrada. Mas, a diferença entre o consumo de aço entre estas três formas não foi significativa, apresentando acréscimo máximo de 2,78% para a forma quadrada e 1,42% para a forma em L.

A forma retangular, para esta altura, apresentou o maior consumo de aço, com um acréscimo de 30,90%, em relação à forma que apresentou o menor consumo.

#### 4.4 RELAÇÃO DE ASPECTO

Foi definida a relação de aspecto para todas as formas estudadas para as alturas de um, cinco, dez, quinze e vinte pavimentos para o caso mais desfavorável. A relação de aspecto é a divisão da altura do edifício pela largura da fachada que se opõe ao vento. A análise da relação de aspecto está apresentada nas figuras 4.41 a 4.45 para cada altura de edifício.

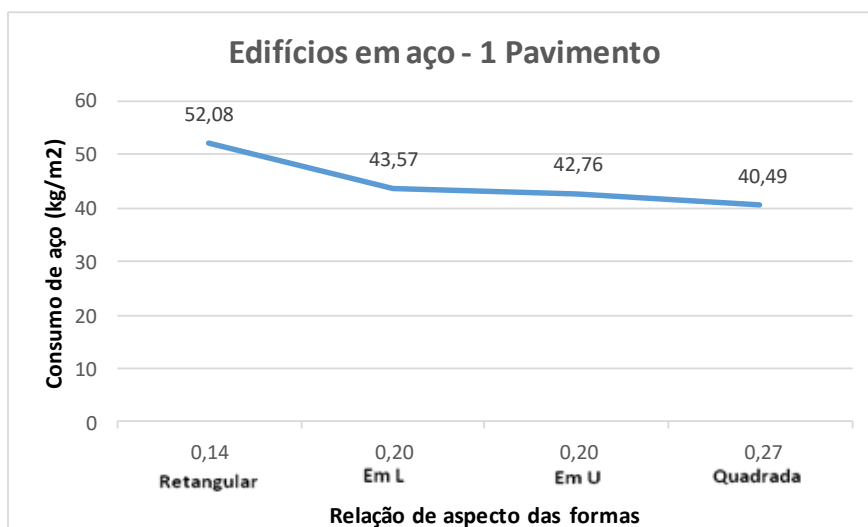


Figura 4.41 – Relação de aspecto - Edifícios em aço – 1 Pavimento

Nos edifícios com altura de um pavimento, a menor relação de aspecto foi do edifício com forma retangular, 0,14, com isso, foi o que apresentou o maior consumo de aço. O consumo de aço deste edifício foi de 28,60% superior ao consumo do edifício que apresentou o menor consumo, neste caso, o edifício com forma quadrada, com relação de aspecto de 0,27. Para esta altura, observou-se que a relação de aspecto do edifício que apresentou menor consumo, foi o praticamente o dobro da relação de aspecto do edifício que consumiu mais aço.

Para as formas em L e em U, o consumo de aço ficou praticamente igual para as duas formas, isto se justifica porque as relações de aspecto destas formas são exatamente iguais.

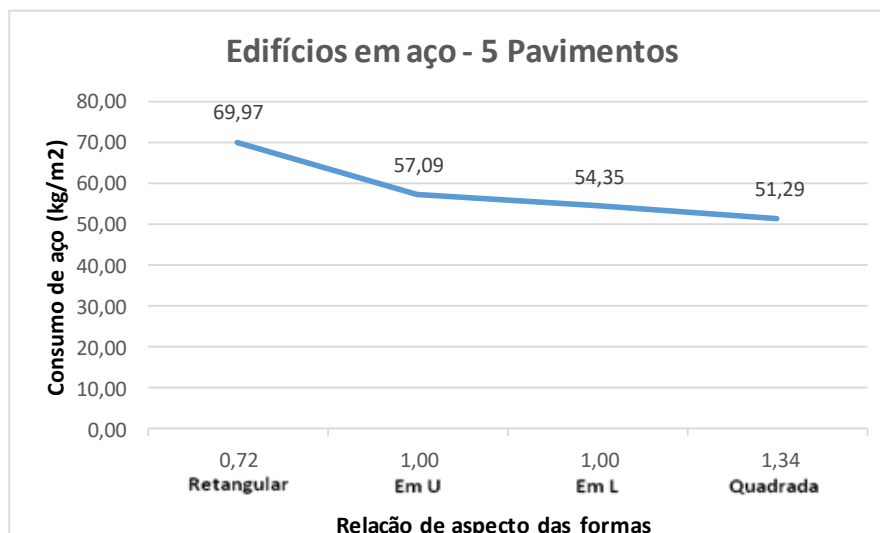


Figura 4.42 – Relação de aspecto - Edifícios em aço – 5 Pavimentos

Analisando-se os edifícios com altura de 5 pavimentos, observou-se que o consumo de aço da forma retangular foi 36,42% superior ao consumo de aço da forma quadrada. Este aumento no consumo de aço em relação aos edifícios de um pavimento se deu em função de que quanto mais vai-se aumentando o número de pavimentos, aumenta-se também o consumo de aço. A relação de aspecto da forma quadrada é 86,11% superior à relação de aspecto da forma retangular, no entanto, o percentual de aumento no consumo de aço é menos que a metade deste valor.

As formas em L e em U, apresentaram comportamento similar aos edifícios com altura de um pavimento, com valores intermediários, com relação às formas que apresentaram menor e maior consumo.

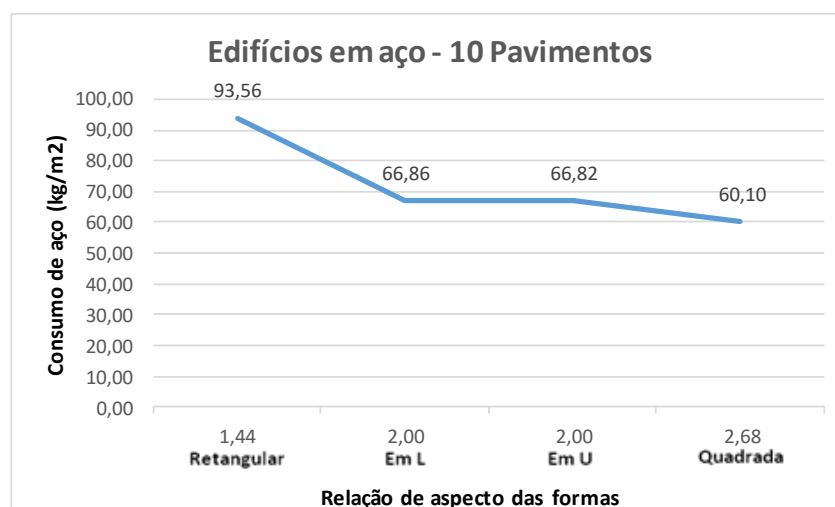


Figura 4.43 – Relação de aspecto - Edifícios em aço – 10 Pavimentos

Os edifícios com altura de dez pavimentos apresentaram comportamento parecido com os edifícios anteriores, onde o edifício com forma retangular consumiu mais aço em relação aos demais. Comparando-se com os edifícios com forma quadrada, que assim como nos anteriores, apresentou o menor consumo, a forma retangular consumiu 55,67% mais aço. Já as formas em L e em U, comportaram-se conforme os edifícios anteriores, com consumo praticamente idênticos entre si.

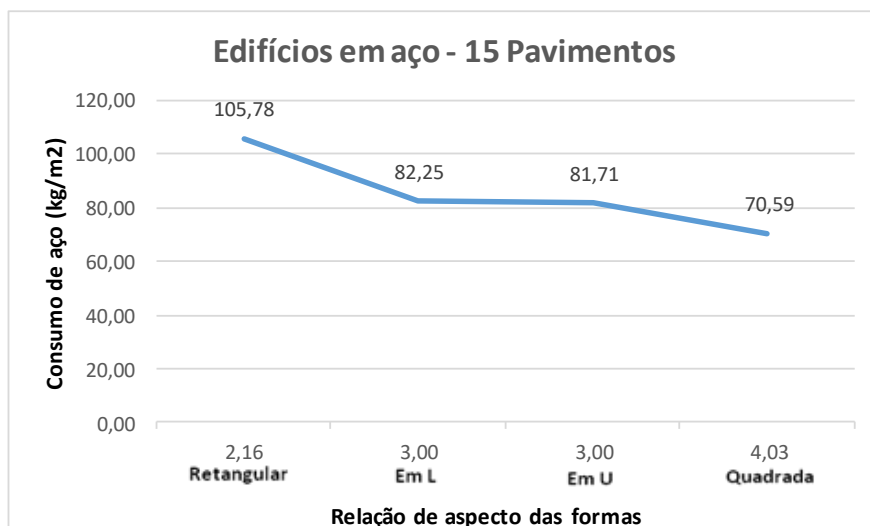


Figura 4.44 – Relação de aspecto - Edifícios em aço – 15 Pavimentos

Para os edifícios com altura de quinze pavimentos, foi observado que o consumo de aço da forma retangular ficou 49,85% acima do consumo de aço da forma quadrada. O comportamento do consumo de aço dos edifícios com forma em L e em U foi similar aos demais.

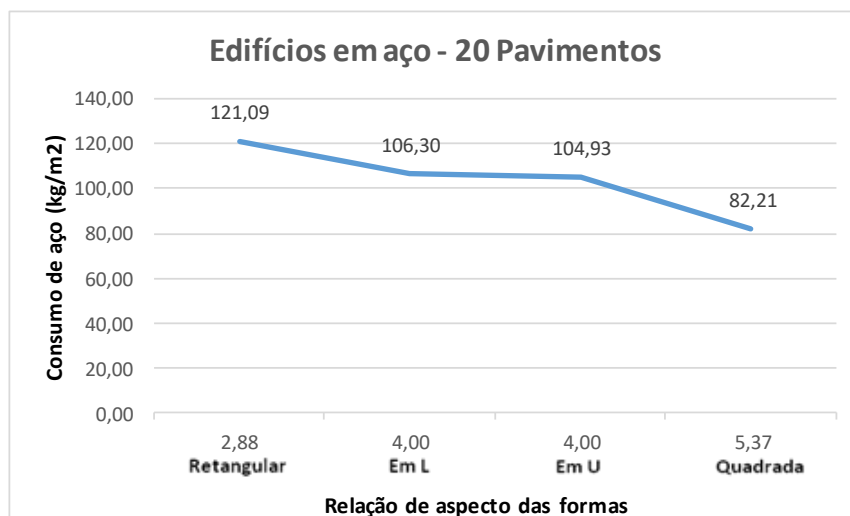


Figura 4.45 – Relação de aspecto - Edifícios em aço – 20 Pavimentos

Analisando os edifícios com altura de vinte pavimentos, pôde se observar que o consumo de aço dos edifícios com forma retangular foi de 47,29% superior ao consumo dos edifícios com forma quadrada, em percentual, foi observado que os valores não divergiram muito entre si, principalmente para as maiores alturas, no entanto, em relação ao consumo de aço, o valor de consumo por metro para todas as formas, no edifício mais alto, foi mais que o dobro do consumo do edifício com menor altura.

O aumento da relação de aspecto dos edifícios com maior altura em relação aos edifícios mais baixos foi cerca de vinte vezes, ou seja, enquanto o consumo de aço aumentou cerca de 100% a relação de aspecto aumentou em torno de 2000%.

Fazendo-se uma análise geral dos gráficos da relação de aspecto dos edifícios, pode-se observar claramente a influência desta relação aspecto no consumo final de aço. A menor relação de aspecto apresentou o maior consumo de aço, e a maior relação de aspecto apresentou o menor consumo.

Este aumento do consumo de aço em função da relação de aspecto se dá principalmente devido o edifício com menor relação de aspecto receber uma maior carga horizontal de vento, fazendo-se com que sejam gerados grandes esforços nas barras, principalmente nos pilares destes edifícios.



## 5 CONCLUSÕES

O presente trabalho estudou o comportamento de rigidez de edifícios com estruturas em aço e estruturas mistas de aço e concreto com quatro formas diferentes em planta, sendo, forma quadrada, forma retangular forma em L e forma em U. Para os dois tipos de sistema estrutural foram feitas análises de deslocamento no topo dos edifícios para altura de um pavimento, cinco pavimentos, dez pavimentos, quinze pavimentos e vinte pavimentos. Com as análises feitas foi possível chegar a algumas conclusões que estão explicitadas nos parágrafos seguintes.

Os edifícios em aço estudados, para todas as formas alturas apresentaram valores de deslocamento no topo dentro do limite da norma brasileira NBR 8800:2008 para este tipo de edificação, de  $H/400$ .

Os deslocamentos foram mais altos nos edifícios de um pavimento com sistema estrutural em aço, para o vento na direção de 90 graus em todas as quatro formas estudadas, chegando a valores de até dez vezes maior que os valores para o vento na outra direção, isto devido na direção do vento a 90 graus o edifício ter maior área de fachada que se opõe ao vento. Nos edifícios de cinco pavimentos os deslocamentos foram mais altos para o vento na direção de noventa graus nas formas quadrada, retangular e em L, sendo mais acentuado na forma retangular, já no edifício com forma em U para esta altura, o deslocamento na direção do vento a zero grau foi superior ao deslocamento na outra direção de vento, mas esta diferença não tão significativa, representando apenas 14,4% a mais.

Nos edifícios em aço com altura de dez pavimentos os deslocamentos em relação ao vento na direção de 90 graus foram superiores aos deslocamentos na outra direção de vento para todas as quatro formas. Merecem destaque as formas, retangular e em L, que apresentaram os maiores valores de deslocamento. Os deslocamentos na forma em U

foram praticamente iguais para as duas direções de vento. Os edifícios de quinze pavimentos apresentaram comportamento parecido com os edifícios de cinco pavimentos, onde o edifício retangular apresentou deslocamento superior aos demais para o vento a 90 graus. Nos edifícios de vinte pavimentos, a forma que apresentou menores deslocamentos, tanto para o vento a zero grau como para o vento a 90 graus foi a quarta forma, em U. A forma retangular foi a que apresentou maior deslocamento para a direção de vento a 90 graus. A forma quadrada foi a que apresentou deslocamentos similares para o vento a zero grau e para o vento a 90 graus.

Para os edifícios em aço, os edifícios de um pavimento a forma mais rígida considerando a rigidez global do edifício é a forma quadrada. Para os edifícios de cinco pavimentos, a forma que apresentou melhor comportamento de rigidez foi a forma em U. Para os edifícios de dez pavimentos, a forma quadrada foi a que mostrou melhor comportamento de rigidez. Já nos edifícios de quinze e vinte pavimentos, a forma mais rígida foi a forma em U, assim como nos edifícios de um pavimento. Ao contrário, os edifícios que se apresentaram mais flexíveis foram os com forma retangular e em L respectivamente.

Para os edifícios com sistema estrutural misto de aço e concreto, foi observado que todas as formas estudadas, para todas as alturas ficaram apresentaram deslocamentos no topo abaixo do deslocamento limite da norma, assim como os edifícios em aço.

Para os edifícios de um pavimento, o maior deslocamento para o vento a 90 graus foi apresentado pela forma retangular, no entanto, esta forma foi a que apresentou menor deslocamento para o vento a 90 graus. Nos edifícios de cinco pavimentos, a forma que apresentou menor deslocamento para o vento a 90 graus foi a quadrada, e o maior foi apresentado pela forma retangular. Assim como nos edifícios de cinco pavimentos, os de dez pavimentos apresentaram comportamento parecido, onde a forma quadrada apresentou menor deslocamento e a forma retangular apresentou o maior. Nos edifícios de quinze e vinte pavimentos o comportamento foi similar, onde, para o vento a 90 graus, a forma em U apresentou menor deslocamento e a forma retangular apresentou maior deslocamento.

Para os edifícios com sistema estrutural em aço e concreto, para um pavimento as formas mais rígidas são as formas em L e em U respectivamente. Para os edifícios de cinco e dez pavimentos, a forma quadrada foi a que apresentou melhor comportamento de rigidez, enquanto que para os edifícios de quinze e vinte pavimentos, este melhor comportamento foi apresentado pela forma em U.

Quando se fez a comparação dos edifícios de um pavimento em aço com os edifícios mistos de mesma altura, os edifícios mistos apresentaram maior rigidez para as formas retangular, em L, que apresentou rigidez 79,16%, e em U (87,70% maior), e o edifício em aço apresentou maior rigidez para a forma quadrada. Nos edifícios de cinco pavimentos os edifícios em aço tiveram maior rigidez nas formas em retangular e em L, enquanto que os mistos foram mais rígidos nas formas quadrada e em U. Nos edifícios de dez pavimentos os com sistema misto apresentaram maior rigidez em relação aos com sistema em aço para todas as quatro formas estudadas. Nos edifícios de quinze pavimentos, as formas retangular e em L apresentaram comportamento de rigidez similares tanto para o sistema em aço como para o sistema misto, enquanto que nas formas quadrada e em U, o sistema misto se apresentou mais rígido. Para os edifícios de vinte pavimentos, as formas retangular e em L, assim como no modelo de quinze pavimentos, apresentaram comportamento de rigidez similares para os dois sistemas estruturais. Na forma quadrada, a melhor rigidez foi apresentada pelo sistema misto e na forma em U foi o sistema em aço que apresentou melhor rigidez.

Os maiores valores de inércia equivalente para os edifícios em aço e vento a zero grau foram apresentados pela forma quadrada no edifício de um pavimento, pela forma retangular nos edifícios de dez pavimentos e pela forma em U nos edifícios de cinco, quinze e vinte pavimentos, Já para o vento a 90 graus, a forma quadrada apresentou o maior valor para o edifício de um pavimento, enquanto que a forma em U apresentou maior valor para os edifícios de cinco, dez, quinze e vinte pavimentos.

Nos edifícios mistos e vento a zero grau, o maior valor de inércia equivalente foi apresentado pelas formas em retangular, em L e em U igualmente, para a altura de um pavimento. Nos edifícios de cinco pavimentos, a maior inércia equivalente foi apresentada pela forma retangular, enquanto que nos edifícios de dez, quinze e vinte pavimentos, a maior inércia equivalente ficou com a forma em U. Para o vento a 90

graus o maior valor de inércia equivalente para o edifício de um pavimento foi apresentado pelas formas retangular e em L, enquanto que o menor valor foi apresentado pela forma quadrada. A forma retangular apresentou maior valor ainda para a forma retangular no edifício de cinco pavimentos, enquanto que nos edifícios de dez, quinze e vinte pavimentos, a forma que apresentou maior valor foi forma em U.

Com relação ao consumo de aço, onde o critério adotado foi  $\text{kg/m}^2$ , foi observado que os edifícios com menores alturas tiveram um menor consumo de aço para todas as formas estudadas, sendo que os edifícios com forma retangular foram os que apresentaram maior consumo.

Considerando edifícios mais altos, a partir de dez pavimentos, observou-se que o acréscimo no consumo de aço, quando comparadas às formas quadrada e retangular, é cerca de 50% superior na forma retangular.

Contrariamente, quando comparadas, as formas em L e em U com a forma quadrada, se observou que, na medida em que aumentou o número de pavimentos, o consumo nas formas em L e em U ficam maiores em relação à forma quadrada, mas sempre com valores equivalentes entre as formas em L e em U, com diferença máxima de 4,28%.

Conforme esperado, na medida em que se aumentou o número de pavimentos, consumo de aço por  $\text{m}^2$  também aumentou em todas as formas, indicando coerência nos resultados.

Observou-se ainda que, os edifícios com forma retangular – que apresentaram maior consumo de aço – são os edifícios com menor relação de aspecto entre todos os edifícios estudados, para o mesmo número de pavimentos. Pelo contrário, os edifícios com forma quadrada, que foram os que apresentaram menor consumo de aço, são os que tem maior relação de aspecto, mostrando que a relação de aspecto influenciou diretamente no consumo de aço, e esta influência foi inversamente proporcional ao consumo, ou seja, menor relação de aspecto, maior consumo, maior relação de aspecto, menor consumo.

## 5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Para continuação dos estudos realizados na presente tese, sugerem-se alguns temas que não foram abordados no trabalho:

- Comparação das formas estudadas com os edifícios em concreto, contemplando as três opções de sistema estrutural, concreto-aço-misto, determinando-se a relação de aspecto para cada altura estudada;
- Incluir no presente estudo as formas irregulares que são uma tendência na arquitetura moderna;
- Trabalhar as formas estudadas com análise modal, incluindo nas comparações as frequências naturais sem amortecimento e os modos de vibração;
- Realizar uma análise teórico-experimental com protótipos representativos das formas estudadas, utilizando-se parâmetros aerodinâmicos obtidos em ensaios de túnel de vento.

## REFERÊNCIAS

ALI, MIR M., MOON, KYOUNG SUN, Structural Developments in Tall Buildings: Current Trends and Future Prospects, University of Sydney, 2007

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, Steel construction manual, 13th Ed., CHICAGO, IL. 2005.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, Seismic design manual, CHICAGO, IL, 2006.

AMERICAN NATIONAL STANDARDS INSTITUTE (ANSI), ANSI A58.1, ANSI, Washington, DC, 1982.

ANSI/AISC 358-05, Prequalified connections for special and intermediate steel moment frames for seismic. Applications. 2009.

ANSI/AISC 360-10, Specification for structural steel buildings, June 22, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123: forças devido ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

\_\_\_\_. NBR 8681: ações e segurança nas estruturas - procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

\_\_\_\_. NBR 8800: projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

BARROS, RUI C., Synthesis of Concepts For the Exact and Aproximate Analysis of Torsion Bending in Unsymmetrical Thin Walled Structural Members, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Departamento de Engenharia Civil, Porto, 1998

BELLEI, I. H.; PINHO, F. O.; PINHO, M. O. Edifícios de múltiplos andares em aço. 2 ed. São Paulo: Pini, 2008.

B. O.; JÚNIOR, P. H. D; QUINAN, T. B. Avaliação da estabilidade global em estruturas em aço, Escola de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Goiás, Trabalho de conclusão de curso, Goiânia, 2016.

BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE (ACI 318-08) and Commentary, An ACI Standard, 2008.

BUILDING RESEARCH ESTABLISHMENT, Worked Examples For the Design of Steel Structures, Building Research Establishment, 1994.

BUNGALE S. TARANATH, A new look at composite high-rise construction, Our World in Concrete and Structures, Singapore, 1983.

BUNGALE S. TARANATH, Reinforced Concrete Design of Tall Buildings, CRC Press, Taylor & Francis Group, Boca Raton, FL, 2010.

BUNGALE S. TARANATH, Structural Analysis and Design of Tall Buildings. New York: McGraw-Hill, 1988.

CERMAK. J. E., Applications of fluid mechanics to wind engineering, Journal of Fluids Engineering, 97, 9, March 1995.

CHAMBRLAIN, Z. **Ações do vento em edificações.** Universidade de Passo Fundo. Disponível em: [http://usuarios.upf.br/~zacarias/acoes\\_vento.pdf](http://usuarios.upf.br/~zacarias/acoes_vento.pdf). Acesso em 25 de maio de 2016.

CHANDRADHARA G. P, VIKRAM.M.B - Effect of wind load on the aspect ratio of the building - International Conference on Innovations in Civil Engineering SCMS School of Engineering and Technology, 2017.

COLEMAN, R. A., Structural System Designs. Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall, 1983.

FEMA, Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, FEMA 547/2006 edition, Washington, DC.

FEMA, NEHRP Recommended Seismic Provisions, FEMA P-750/2009 edition, Washington, DC.

FEMA, Next-Generation Performance-Based Seismic Design Guidelines, FEMA 445/August 2006, Washington, DC.

FEMA, *NEHRP* Recommended Provisions, Part 2: Commentary, FEMA 450-2/2003 edition, Washington, DC.

GAYLORD, E. H., Jr., and GAYLORD, C. N., Design of Steel Structures, 2nd ed. New York: McGraw-Hill, 1992.

GAYLORD, E. H., Jr., and GAYLORD, C. N, Structural Engineering Handbook, 3rd ed. New York: McGraw-Hill, 1990.

GHOSH, S. K., Seismic and wind design of concrete buildings, in 2000 International Building Code. ICC

GONÇALVES, R.; MALITE, M.; SALES, J.; NETO, J. Ação do vento em edificações: Teoria e exemplos. 1 . ed. São Paulo: Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Engenharia de Estruturas, 2004.



HIBBELER, R. C. Resistência dos materiais. 7 ed. São Paulo: Pearson Prentice Hall, 2010.

HORNE, M. R. Plastic Theory of Structures. Pergamon Press, Oxford, 1979.

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

JAYACHANDRAN, P., Tall Buildings, Design and Behaviour, Proceedings of the Seventh International Conference on Computational Structures Technology, Lisbon, Portugal, September 2004.

KANCHI, M. B., Matrix Methods of Structural Analysis. New York: Wiley Eastern Limited, 1994.

KOLLAR, L., Structural Stability in Engineering Practice, E & FN Spon, 1999.

KUMAR, B. D. and SWAMI, B.L.P. - Wind effects on tall building frames-influence of dynamic parameters - Indian Journal of Science and Technology, 2010.

LINDEBURG, MICHAEL R., Seismic Design of Building Structures, A professional Introduction to Earthquake Forces and Design Details, Professional Publications, Belmont, 1994.

LIN, T. Y. and STOTESBURY, S. D., Structural Concepts and Systems for Architects and Engineers. New York: Wiley, 2001.

MARQUES, J. C. M. Estruturas Tubulares de Edifícios Altos Submetidas à Torção, Escola de engenharia de São Carlos, Departamento de Estruturas, Universidade de São Paulo, Publicação 055/84, São Carlos, 1983.

MERRITT, F. S., Building Design and Construction Handbook, 4th ed. New York: McGraw-Hill, 2002.

NEWMARK, N. M. and ROSENBLUETH, E., Fundamentals of Earthquake Engineering. Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall, 2010 1971.

OLIVEIRA, J. C. A.. Avaliação da rigidez de pórticos de concreto armado. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2009.

PRAVIA, Z. M. C.; CHIARELLO, JULIANA ANA, VisualVentos, 2004.

PINTO, R. S.; RAMALHO, M. A, Inércia equivalente das estruturas de contraventamento de edifícios em concreto armado - Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, 2007

REINHOLD, T. J. (ed.), Wind Tunnel Modeling for Civil Engineering Applications. Cambridge, U.K.: Cambridge University Press, 1982.

SMITH, BRYAN S., COULL, A., Tall Building Structures, Analysis and Design, John Wiley & Sons, Inc., 1991.

STRUCTURING TALL BUILDINGS, Progressive Architecture, 61(12), December 1980.

STRUCTURES, COMPUTERS AND STRUCTURES, Inc., California, 2006

TALL BUILDINGS, Conference Proceedings, Singapore, 1984.

TSCHANZ, T., Measurement of total dynamic loads using elastic models with high natural frequencies, 1992.

WIND EFFECTS ON HIGH RISE BUILDINGS, Symposium Proceedings,  
Northwestern University, Evanston, IL, March 1970.

ZALKA, K. A., Global Sctructural Analysis of Buildings, E & FN Spon, 2000.