



**UNIVERSIDADE ESTADUAL DA PARAÍBA
CAMPUS VIII
CENTRO DE CIÊNCIAS, TECNOLOGIA E SAÚDE
CURSO DE BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL**

EDUARDO ALMEIDA SILVA

**ANÁLISE DE ESTABILIDADE: CONTRAVENTAMENTOS TRELIÇADOS EM
EDIFÍCIOS COM ESTRUTURAS DE AÇO**

**ARARUNA – PB
2020**

EDUARDO ALMEIDA SILVA

**ANÁLISE DE ESTABILIDADE: CONTRAVENTAMENTOS TRELIÇADOS EM
EDIFÍCIOS COM ESTRUTURAS DE AÇO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado a Universidade Estadual da Paraíba, como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Área de concentração: Estruturas.

Orientador: Prof. Dr. Daniel Baracuy da Cunha Campos

É expressamente proibido a comercialização deste documento, tanto na forma impressa como eletrônica. Sua reprodução total ou parcial é permitida exclusivamente para fins acadêmicos e científicos, desde que na reprodução figure a identificação do autor, título, instituição e ano do trabalho.

S586a Silva, Eduardo Almeida.
Análise de estabilidade: contraventamentos treliçados em edifícios com estruturas de aço [manuscrito] / Eduardo Almeida Silva. - 2020.
44 p. : il. colorido.
Digitado.
Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Estadual da Paraíba, Centro de Ciências, Tecnologia e Saúde, 2020.
"Orientação : Prof. Dr. Daniel Baracuy da Cunha Campos, Coordenação do Curso de Engenharia Civil - CCTS."
1. Deslocabilidade. 2. Análise global. 3. SAP2000. I. Título
21. ed. CDD 624

EDUARDO ALMEIDA SILVA

**ANÁLISE DE ESTABILIDADE: CONTRAVENTAMENTOS TRELIÇADOS EM
EDIFÍCIOS COM ESTRUTURAS DE AÇO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado a
Universidade Estadual da Paraíba, como
requisito parcial à obtenção do título de
Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovado em: 11/11/2020

BANCA EXAMINADORA

Daniel Baracuy da Cunha Campos

Prof. Dr. Daniel Baracuy da Cunha Campos (Orientador)

Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)

Leonardo Medeiros da Costa

Prof. Me. Leonardo Medeiros da Costa

Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)

Eduardo Morais de Medeiros

Prof. Me. Eduardo Morais de Medeiros

Universidade Federal de Campina Grande (UFCG)

Dedico este trabalho ao meu pai Eronildes Azevedo, a minha mãe Ivonete Correia, a minha irmã Rosa Zenilda, e a minha namorada Edilza Martins, por serem fundamentais em todo o meu desenvolvimento fora e dentro da universidade.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço a Deus por tudo em minha vida, por me conceder saúde, paz e uma família muito unida, por todas as oportunidades e superações conseguidas, por todos os momentos que passei, bons e ruins, e por está completando mais uma fase da minha vida.

Aos meus pais e minha irmã, por me apoiarem em todos os momentos durante a faculdade e me ensinarem os principais valores de um ser humano, caráter, educação e perseverança.

A minha namorada, por me acompanhar e me incentivar durante todo o desenvolvimento na faculdade.

Aos professores Leonardo e Daniel, por contribuírem efetivamente no desenvolvimento deste trabalho e no meu conhecimento adquirido durante o curso.

A todos os professores da UEPB, por repassarem parte dos seus conhecimentos técnicos durante as aulas.

Aos meus amigos e colegas de classe, em especial a Lidja Rosa, Igor Matheus, Agnaldo Júnior, Anderson Henrique, Fagna Fernandes, João Pedro e Mayrla Santos, pelo convívio, apoio, amizade e troca de conhecimentos.

Por fim, agradeço a UEPB e a todos que fazem parte dessa instituição, por tudo que me foi proporcionado durante o curso de engenharia civil.

RESUMO

O avanço tecnológico de ferramentas e métodos de dimensionamento de estruturas, agregados a necessidade de melhorar o aproveitamento das áreas construídas na construção civil, resulta na projeção de edifícios cada vez mais altos e esbeltos. Nesse contexto, a alta resistência mecânica do aço permite a determinação de seções transversais com menor inércia em comparação a elementos de concreto armado, como consequência a estrutura fica mais suscetível a deslocamentos horizontais, o que interfere na estabilidade global. Para compensar a rigidez perdida, os edifícios estruturados em aço necessitam de sistemas de contraventamento, como por exemplo, a introdução de treliças verticais nos vãos da edificação, alternativa bastante utilizada nas construções metálicas. Nesse cenário, o objetivo do presente trabalho foi avaliar diferentes disposições de contraventamento treliçado em estruturas de aço na estabilidade global de edifícios. Para tanto, foram definidos 6 (seis) modelos estruturais com diferentes disposições de contraventamento a partir de uma arquitetura retangular sujeita a carregamentos característicos de um edifício residencial. Os modelos foram dimensionados atendendo aos requisitos do ELU e ELS, conforme a NBR 8800 (ABNT, 2008). A modelagem computacional foi feita no software SAP 2000 v20.2 para análise de esforços internos e deslocamentos. Como resultado, os modelos II e III apresentaram-se mais eficientes, sendo esses, os únicos classificados como de pequena deslocabilidade. Sobre os deslocamentos horizontais máximos das estruturas, a maior diferença observada foi entre os modelos III e IV, onde verificou-se uma redução de aproximadamente 283% no deslocamento do 20º pavimento do modelo III. Quanto ao peso total dos elementos estruturais, o modelo II apresentou-se o mais leve e o modelo I o mais pesado, atingindo os valores de 56,75 kg/m² e 59,91 kg/m², respectivamente. Diante dos resultados, foi possível constatar que a aplicação de barras de contraventamento alternadas em todos os módulos de uma fachada, melhora significativamente a estabilidade global da estrutura, assim como, os principais fatores que influenciam na estabilidade são os perfis de contraventamento e os perfis dos pilares mais próximos das fundações, especialmente aqueles contidos nos planos de contraventamento.

Palavras-chave: Deslocabilidade. Análise global. SAP2000.

ABSTRACT

The technological advancement of tools and methods for dimensioning structures, added to the need to improve the use of built areas in civil construction, results in the design of increasingly tall and slender buildings. In this context, the high mechanical strength of steel allows the determination of cross sections with less inertia compared to reinforced concrete elements, as a consequence the structure is more susceptible to horizontal displacements, which interferes with the overall stability. To compensate for the lost stiffness, steel-structured buildings need bracing systems, such as, for example, the introduction of vertical trusses in the building's spans, an alternative widely used in metal constructions. In this scenario, the objective of the present work was to evaluate different provisions of lattice bracing in steel structures in the overall stability of buildings. To this end, 6 (six) structural models were defined with different bracing dispositions based on a rectangular architecture subject to loads typical of a residential building. The models were dimensioned meeting the requirements of ELU and ELS, according to NBR 8800 (ABNT, 2008). Computational modeling was performed using SAP 2000 v20.2 software to analyze internal efforts and displacements. As a result, models II and III were more efficient, the latter being the only ones classified as having low displacement. Regarding the maximum horizontal displacements of the structures, the biggest difference observed was between models III and IV, where there was a reduction of approximately 283% in the displacement of the 20th floor of model III. As for the total weight of the structural elements, model II was the lightest and model I was the heaviest, reaching the values of 56.75 kg / m² and 59.91 kg / m², respectively. In view of the results, it was possible to verify that the application of alternating bracing bars in all modules of a facade, significantly improves the overall stability of the structure, as well as, the main factors that influence stability are the bracing profiles and the profiles of the pillars closest to the foundations, especially those contained in the bracing plans.

Keywords: Displacement. Global analysis. SAP2000.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Capacidade produtiva de estruturas em aço (Mil toneladas / Ano).....	12
Figura 2 - Produção de estruturas em aço (Toneladas / Ano).	13
Figura 3 – Sistema treliçado.	20
Figura 4 - Edifício Alcoa, San Francisco, Estados Unidos.	20
Figura 5 - Contraventamentos com triângulos totais.....	21
Figura 6 - Contraventamentos parciais.....	21
Figura 7 - Contraventamentos em grande escala.....	22
Figura 8 - Curva tensão x deformação, zona elástica e plástica.	23
Figura 9 - Comportamento força x deslocamento dos vários tipos de análise.	24
Figura 10 - Fluxograma da metodologia utilizada.	27
Figura 11 - Planta baixa das estruturas.....	27
Figura 12 - Fachadas das estruturas.....	28
Figura 13 - Modelos analisados.....	29
Figura 14 - Divisão dos elementos da estrutura.	33
Figura 15 – Graus de liberdade em cada nó.	33
Figura 16 - Deslocamentos horizontais obtidos para combinação de serviço.	35
Figura 17 - Deslocamentos horizontais obtidos para combinação última.	36

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Propriedades mecânicas do aço.	17
Tabela 2 - Carregamentos verticais aplicados as estruturas.	30
Tabela 3 - Carga de Vento aplicada as estruturas.	31
Tabela 4 - Classificação quanto a sensibilidade a deslocamentos laterais.	37
Tabela 5 - Peso total e média de utilização dos elementos.	40

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Perfis metálicos mais utilizados conforme solicitação.....	18
Quadro 2 - Perfis determinados para as Vigas e Contraventamentos da fachada X.	38
Quadro 3 - Perfis determinados para os Pilares e Contraventamentos da fachada Y.....	39

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	12
1.1. Objetivos.....	13
<i>1.1.1. Objetivo geral.....</i>	<i>13</i>
<i>1.1.2. Objetivos Específicos</i>	<i>13</i>
1.2. Justificativa	14
2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	14
2.1. Estruturas de aço	14
<i>2.1.1. Vantagens e desvantagens das estruturas em aço</i>	<i>15</i>
<i>2.1.2. Propriedades do aço.....</i>	<i>16</i>
<i>2.1.3. Perfis de aço mais utilizados</i>	<i>17</i>
2.2. Sistema estrutural.....	18
2.3. Sistemas treliçados.....	19
2.4. Estabilidade global segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008)	22
<i>2.4.1. Tipos de análise</i>	<i>22</i>
<i>2.4.2. Classificação quanto a sensibilidade de deslocamentos laterais</i>	<i>24</i>
<i>2.4.3. Determinação dos esforços solicitantes para estados limites últimos.....</i>	<i>24</i>
<i>2.4.4. Determinação de respostas para estados-limites de serviço.....</i>	<i>25</i>
2.5. Software SAP 2000	25
3. METODOLOGIA.....	26
3.1. Definição da arquitetura e Sistema estrutural.....	27
3.2. Carregamentos aplicados às estruturas.....	29
<i>3.2.1. Carregamentos permanente e acidentais.....</i>	<i>29</i>
<i>3.2.2. Carga de Vento</i>	<i>30</i>
3.3. Combinações de cargas	31
3.4. Materiais e Perfis	31
3.5. Modelagem dos elementos.....	33
3.6. Dimensionamento dos elementos.....	34
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES	34
4.1. Avaliação sobre os deslocamentos laterais	35
4.2. Classificação quanto a sensibilidade a deslocamentos laterais.....	37

4.3. Perfis determinados e Porcentagem de Utilização.....	38
5. CONCLUSÕES.....	41
REFERÊNCIAS	42

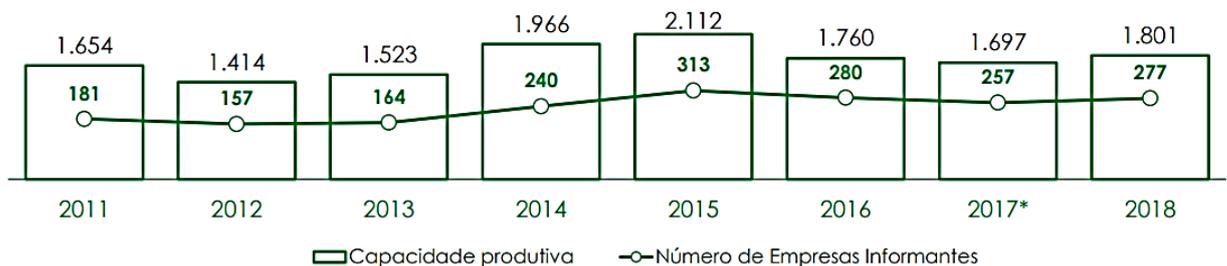
1. INTRODUÇÃO

O desenvolvimento de métodos construtivos, controle tecnológico, sistemas integrados e procedimentos de cálculos, agregados à necessidade de maiores áreas construídas resultam na construção de edificações cada vez mais altas e esbeltas, resistentes a maiores solicitações verticais e horizontais. O projeto e a execução de tais edificações envolve critérios de eficiência e viabilidade econômica, onde é necessário a realização de estudos sobre quais tipos de sistemas e materiais devem ser empregados.

Dentre os materiais com finalidade estrutural, o aço possui grande destaque em países desenvolvidos e pode ser viável também em alguns países subdesenvolvidos. De acordo com a pesquisa realizada pelo Centro Brasileiro da Construção em Aço (CBCA), em 2019, o mercado brasileiro dedicado a produção de estruturas de aço possui grande potencial de crescimento, no entanto, devido a situação político-econômica do país, o setor vem sofrendo retração sobre a produção anual por 4 (quatro) anos seguidos, entre 2014 e 2018. Ainda sobre os dados da pesquisa, a principal dificuldade para implementar o uso de estruturas em aço está relacionada a carga tributária aplicada sobre este tipo de empreendimento, ressaltou-se ainda, que a produção de estruturas metálicas recebe a maior incidência de tributação de ICMS em comparação a outros sistemas moldados *in loco*.

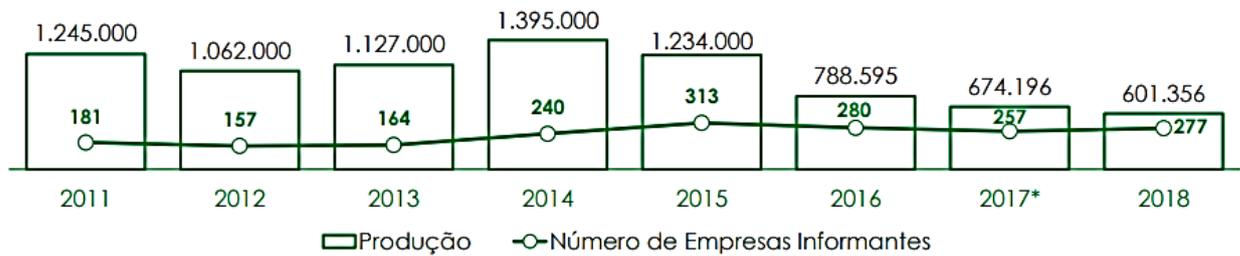
Nas Figura 1 e 2, é possível observar a situação do Brasil em relação a capacidade produtiva e a produção de estruturas em aço, respectivamente.

Figura 1 - Capacidade produtiva de estruturas em aço (Mil toneladas / Ano).



Fonte: CBCA (2019).

Figura 2 - Produção de estruturas em aço (Toneladas / Ano).



Fonte: CBCA (2019).

Dentre as inúmeras vantagens de aplicação do aço na construção, a relação entre a resistência mecânica e o peso do aço é um índice relevante, pois permite a execução de estruturas mais leves com grandes vãos. Essa característica do aço proporciona o dimensionamento de elementos estruturais com menor inércia, relativamente a elementos de concreto armado, materiais mais utilizados atualmente no Brasil. No caso de edificações mais altas e esbeltas, o uso de perfis de menor inércia pode comprometer a estabilidade global da estrutura, visto que, os efeitos do vento são consideravelmente maiores.

Para combater os efeitos do vento é necessário a implementação de sistemas de contraventamento, que podem ser projetados de diferentes formas e materiais. No caso de estruturas em aço é utilizado amplamente o sistema treliçado, que consiste na implementação de treliças verticais ou horizontais nos vãos da edificação.

O presente trabalho, nesse contexto, apresenta uma contribuição sobre modelos de contraventamentos treliçados aplicados em estruturas de aço, sistema bastante utilizado na construção de edifícios residenciais e comerciais.

1.1. Objetivos

1.1.1. Objetivo geral

Analisar diferentes disposições de contraventamento treliçado em estruturas em aço na estabilidade global de edifícios.

1.1.2. Objetivos Específicos

- Dimensionar as estruturas conforme a norma brasileira NBR 8800 (ABNT, 2008), considerando-se as cargas atuantes em um edifício residencial;

- Identificar o modelo de contraventamento mais eficiente para estabilidade global;
- Identificar o modelo com menor índice kg/m² de estrutura de aço.

1.2. Justificativa

Em pesquisa na literatura, foi possível encontrar uma variedade de estudos comparando os mais diversos sistemas de contraventamento. Parte das análises é realizada com edificações de pequeno porte entre os sistemas estruturais: aporticados, paredes de cisalhamento, núcleo resistente e sistemas treliçados. Cruz (2019), estudou a estabilidade global de edificações com 10 pavimentos, utilizando 3 (três) sistemas: aporticados, treliçados e núcleo resistente.

Com relação as estruturas de aço, as abordagens realizadas tiveram como foco os contraventamentos treliçados nos formatos “X” e “V”, em pequena escala. Nesse contexto, Matos (2014), avaliou a influência dos contraventamentos treliçados em uma edificação de pequeno porte (12 pavimentos), comparando treliças diagonais e no formato “X”. Analogamente, Chaves (2009), comparou os contraventamentos treliçados nos formatos “X”, “V” e “V invertido”, em pequena escala.

Diante do exposto, o estudo comparativo sobre a estabilidade de estruturas mais altas, contraventadas por treliças verticais em pequenos e grandes módulos, com diversas disposições de contraventamento, é contribuinte para a literatura atual.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1. Estruturas de aço

Na construção civil contemporânea os critérios econômicos são decisivos no projeto e execução de uma obra. Na busca de economizar gastos e obter estruturas mais eficientes, os projetistas e construtoras estudam a viabilidade sobre utilização de materiais e sistemas alternativos, como o aço estrutural.

O aço é aplicado em diversas estruturas como: pontes ferroviárias e rodoviárias, edifícios industriais, comerciais e residenciais, galpões e coberturas de grandes vãos, entre outras. Nesse contexto, a decisão sobre implementação do aço estrutural deve ser avaliada criteriosamente sobre as principais vantagens e desvantagens a cada tipo de edificação.

2.1.1. Vantagens e desvantagens das estruturas em aço

Para Chaves (2007), são diversas as vantagens de utilização do aço na construção civil, como por exemplo: maior resistência mecânica comparada às dos outros materiais, proporcionando construções mais eficientes, flexibilidade em soluções arquitetônicas e estruturais, facilidade de montagem e desmontagem, além da facilidade de reforço e ampliação. Tais particularidades do aço estrutural resultam em ganhos relacionados ao alívio das fundações, aumento do espaço útil da edificação, redução do tempo de construção, redução da área de canteiro de obras, entre outros.

Pinho e Penna (2008), relacionam as principais vantagens sobre o uso de estruturas de aço:

- Rapidez – A característica mais visível em relação as estruturas de aço é a rapidez na fase de montagem, essa qualidade garante um retorno mais rápido sobre o capital investido;
- Flexibilidade – Essa propriedade viabiliza a execução de reforços, alterações ou aberturas não previstas em projeto;
- Precisão – Como as estruturas de aço são projetadas com precisão milimétrica é possível obter uma melhor interação entre a estrutura e a instalação de equipamentos e outros elementos industrializados;
- Resistência mecânica elevada – A maior resistência do aço possibilita a aplicação de elementos estruturais mais leves com capacidade de vencer grandes vãos;
- Reciclável – O aço é 100% reciclável, vantagem sobre as relações ecológicas;

Segundo Pinho e Penna (2008), existem paradigmas sobre as estruturas de aço que impedem a correta avaliação da qualidade/viabilidade dos investimentos com relação a essa alternativa como sistema estrutural. Os paradigmas mais comuns estão relacionados com:

- O preço do aço;
- A capacidade de corrosão;
- Dificuldade com as interfaces e;
- Necessidade de proteção do aço contra fogo.

Sobre o preço do aço, os autores ressaltam que em alguns casos as estruturas de aço possuem maior custo, principalmente estruturas convencionais, no entanto, não se pode afirmar que um produto mais caro seja inadequado. E ainda, os autores afirmam que esses paradigmas não se sustentam e não devem condenar o estudo sobre a possibilidade de projetar uma estrutura de aço.

2.1.2. Propriedades do aço

Segundo Pfeil e Pfeil (2009, p.16), são características do aço as seguintes propriedades:

- a) Ductilidade - Capacidade de o material se deformar sob a ação das cargas, os aços dúcteis, quando sujeitos a tensões locais elevadas sofrem deformações plásticas capazes de redistribuir as tensões;
- b) Fragilidade - É o oposto da ductilidade. Os aços podem se tornar frágeis pela ação de diversos agentes: baixas temperaturas ambientes. efeitos térmicos locais causados, por exemplo, por solda elétrica etc.
- c) Resiliência e Tenacidade - Capacidade do aço de absorver energia mecânica. Resiliência é a energia absorvida na zona elástica e Tenacidade é a energia total absorvida até a ruptura;
- d) Dureza - Resistência ao risco ou abrasão;
- e) Efeito de Temperatura Elevada - As temperaturas elevadas reduzem as resistências a escoamento e ruptura do aço, bem como o módulo de elasticidade E.
- f) Corrosão - Processo de reação do aço com alguns elementos presentes no ambiente em que se encontra exposto, sendo o produto desta reação muito similar ao minério de ferro. A corrosão promove a perda de seção das peças de aço, podendo se constituir em causa principal de colapso;

Em relação as propriedades mecânicas, a NBR 8800 (ABNT, 2008) recomenda para efeito de cálculo, adotar os seguintes valores, conforme apresenta a Tabela 1.

Tabela 1 - Propriedades mecânicas do aço.

Módulo de deformação longitudinal ou módulo de elasticidade	$E = 200.000 \text{ Mpa}$
Coeficiente de Poisson	$\nu = 0,3$
Coeficiente de dilatação térmica	$\beta = 12 \times 10^{-6} \text{ por } ^\circ\text{C}$
Massa específica	$\rho_a = 7850 \text{ Kg/m}^3$
Modulo de elasticidade transversal	$G = 77.000 \text{ Mpa}$

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008, p. 13)

2.1.3. Perfis de aço mais utilizados

Os perfis determinados para compor a estrutura metálica são determinados de acordo com as solicitações predominantes a que o elemento será submetido. No Quadro 1 são apresentados alguns dos perfis mais utilizados.

Quadro 1 - Perfis metálicos mais utilizados conforme solicitação.

Elementos Estruturais	Solicitações						Tipos de Materiais Empregados	
	Tração	Compressão	Flexão		Cisalhamento	Fadiga		Verificação Deformação
			S	D				
Terças			x	x			x	
Escoras do Beiral		x	x	x				
Tirantes	x							∅ Barra Redonda
Cumeeira			x	x			x	
Vigas de Tapamento				x			x	
Colunas de Tapamento	x	x	x				x	
Contrav. Horizontais	x	x						∅
Contrav. Verticais	x	x						∅
Placas de Base		x	x					Chapas
Chumbadores	x				x			∅
Tesouras	x	x					x	
Vigas do Pórtico		x	x		x		x	
Vigas Int. do Pórtico			x		x		x	
Colunas	x	x	x	x			x	
Vigas de Rolamento		x	x	x	x	x	x	
Juntas Soldadas	x	x	x	x	x	x		
Juntas Parafusadas	x	x			x	x		

Fonte: BELLEI (1998, p.127).

2.2. Sistema estrutural

De acordo com Corrêa (1991), uma das decisões mais relevantes na elaboração de um projeto é o sistema estrutural, a organização dos elementos e suas respectivas funções devem ser determinadas de modo a garantir a melhor eficiência para resistir aos esforços que são aplicados as estruturas.

Para Pinheiro et al. (2003), a determinação do sistema estrutural deve considerar fatores técnicos e econômicos, a capacidade dos profissionais envolvidos em projetar e executar a estrutura, a quantidade/qualidade dos materiais, a mão-de-obra e os equipamentos, devem ser adequados ao tipo da obra.

Segundo Bellei et al. (2008), a determinação do sistema estrutural implica diretamente nas características da edificação, como o peso da estrutura, a facilidade de fabricação e a rapidez de montagem, fatores que podem variar o custo final da obra.

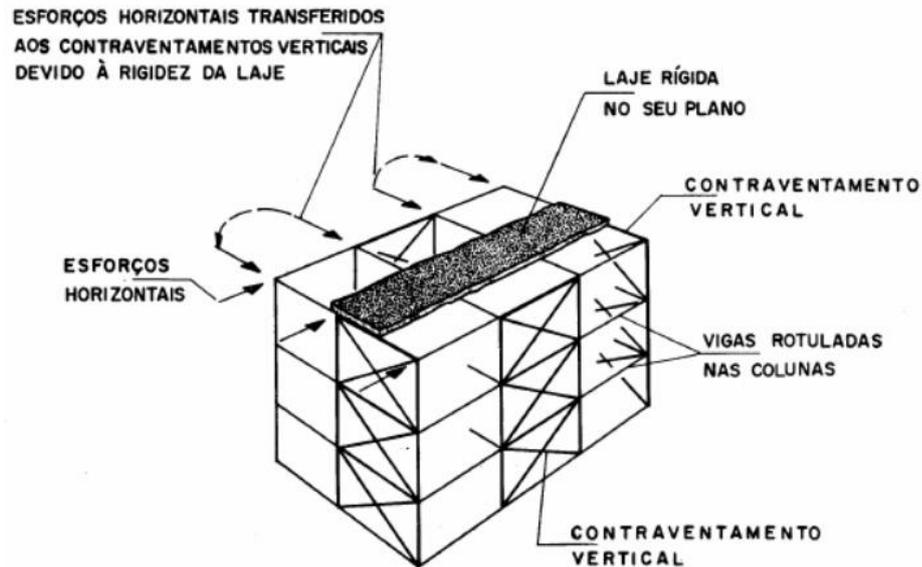
Camargo (2012), relaciona os principais sistemas utilizados em 7 (sete) grupos:

1. Sistemas aporticados;
2. Sistemas com paredes de cisalhamento;
3. Sistemas com núcleo resistente;
4. Sistemas com pisos suspensos;
5. Sistemas treliçados;
6. Sistemas tubulares;
7. Sistemas estruturais híbridos.

2.3. Sistemas treliçados

Dependendo do tipo e da altura de uma edificação, alguns dos sistemas estruturais citados no Item 2.2 podem ser ineficientes ou economicamente inviáveis. No caso de estruturas em aço de pequeno a médio porte, o sistema utilizado usualmente, consiste na aplicação de treliças verticais ao longo do pórtico, define-se o sistema treliçado ou contraventado. Na Figura 3 é possível observar uma representação geral desse sistema estrutural.

Figura 3 – Sistema treliçado.



Fonte: IBS (2004).

Na Figura 4, é apresentada uma edificação real, em que, foi implementado o sistema de contraventamentos treliçados.

Figura 4 - Edifício Alcoa, San Francisco, Estados Unidos.



Fonte: Retirada do blog Arquitectura Asombrosa.

Disponível em: <http://asombrosaarquitectura.blogspot.com/2014/05/edificio-alcoa-one-maritime-plaza-o.html>.

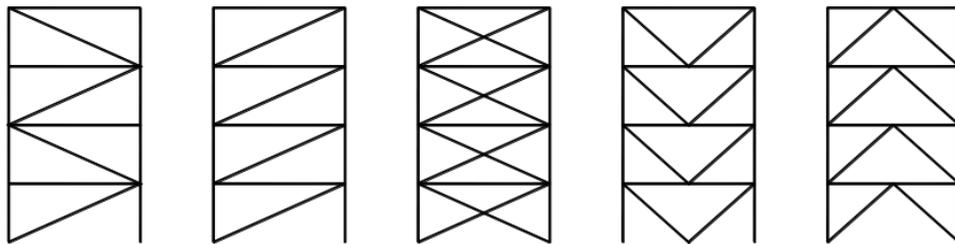
Segundo Franca (2003), as estruturas treliçadas possuem uma melhor eficiência em relação aos sistemas puramente aporricados, visto que, não há esforços de momentos nas ligações entre vigas e pilares, quando as ligações são flexíveis. Essa propriedade é possível com

a implementação de barras diagonais no interior dos vãos, em que, as barras serão submetidas apenas a esforços axiais.

A implementação de contraventamentos, seja em quadros aperticados ou rotulados, causa um aumento significativo na rigidez e o projeto pode ser concebido de modo que, pelo quadro sejam absorvidos os carregamentos verticais e pelas treliças (contraventamentos) sejam absorvidos os esforços horizontais, resultando em uma estrutura mais econômica (BELLEI et al., 2008).

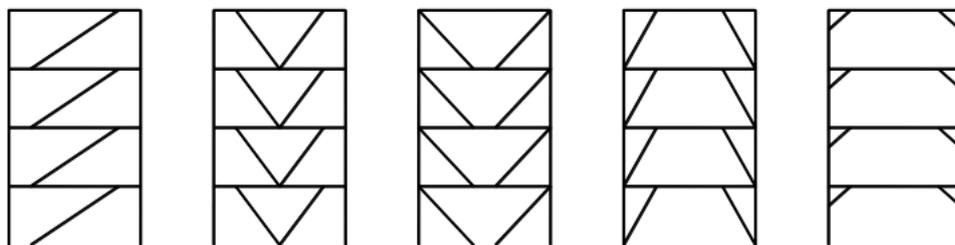
O sistema de contraventamento treliçado mais eficiente segundo Smith e Coull (1991), é aquele formado por treliças verticais com triângulos totais em cada tramo, os quais garantem uma maior estabilidade na edificação. Esse modelo de contraventamento ocupa praticamente todo o espaço do vão e é comumente projetado nos formatos “X”, “V” e “K” (Figura 5). Os formatos que menos ocupam espaço, no entanto, garantem menor rigidez e são considerados menos eficientes (Figura 6).

Figura 5 - Contraventamentos com triângulos totais.



Fonte: CAMARGO (2012).

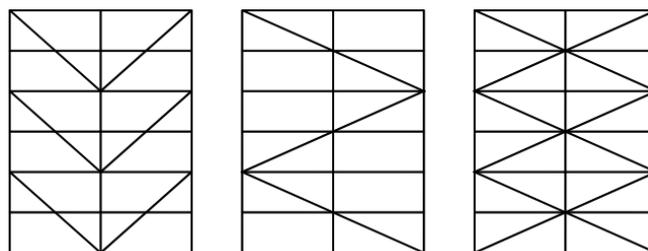
Figura 6 - Contraventamentos parciais.



Fonte: CAMARGO (2012).

Ainda segundo Smith e Coull (1991), existe a possibilidade de dispor os treliçamentos em grandes módulos, englobando dois ou mais andares da edificação (Figura 7). Esse formato de contraventamento pode implicar em mais rigidez na estrutura e também, permite que o projetista explore sobre a arquitetura da fachada.

Figura 7 - Contraventamentos em grande escala.



Fonte: CAMARGO (2012).

Em estudo realizado por Franca (2003), constatou-se que é possível alcançar modelos treliçados com eficiência satisfatória consumindo-se quantidades de materiais relativamente baixas. Ressalta-se ainda, que os contraventamentos em “X” podem obter um melhor desempenho em relação aos deslocamentos horizontais, no entanto, esse mesmo modelo de treliça pode implicar em um maior consumo de aço referente aos perfis e as ligações.

Outro fator importante que deve ser observado na definição do modelo de contraventamento é a localização das treliças em relação ao centroide da edificação, a qual está diretamente relacionada com a estabilidade total da estrutura. Portanto, é necessário avaliar criteriosamente sobre quais locais é possível aplicar as treliçadas e analisar de qual forma a estrutura pode se tornar mais eficiente economicamente, com mais estabilidade e resistência aos carregamentos horizontais.

2.4. Estabilidade global segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008)

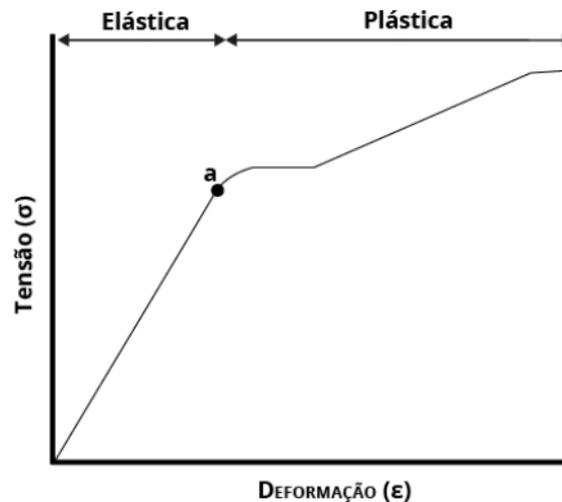
2.4.1. Tipos de análise

Os processos fundamentais para se determinar os elementos de um sistema estrutural são as análises e as verificações. Na análise são determinados os esforços e os deslocamentos, os quais, a estrutura será submetida ao ser carregada. A análise pode ser realizada considerando-se a estrutura indeformada (análise de 1º ordem) ou a estrutura deformada (análise de 2º ordem).

Segundo Teles et al. (2016), os deslocamentos obtidos na análise de primeira ordem são de baixa magnitude e não causam alteração significativa da estrutura, desse tipo de análise pode ser considerado o princípio da superposição dos efeitos. Sobre a análise de segunda ordem, o autor ressalta que não existe proporcionalidade entre esforços aplicados e os deslocamentos angulares ou lineares, define-se então a não linearidade geométrica.

A análise se divide ainda em elástica e plástica (Figura 8). No caso em que o material é submetido a carregamentos que não causem a sua plastificação, as deformações desaparecem após a retirada dos esforços, é chamada a análise elástica, e o material obedece a lei de Hooke. Do contrário, quando o material entra em estado de plasticidade, o mesmo não obedece a lei de Hooke e é chamada a análise plástica.

Figura 8 - Curva tensão x deformação, zona elástica e plástica.



Fonte: MENDONÇA (2018).

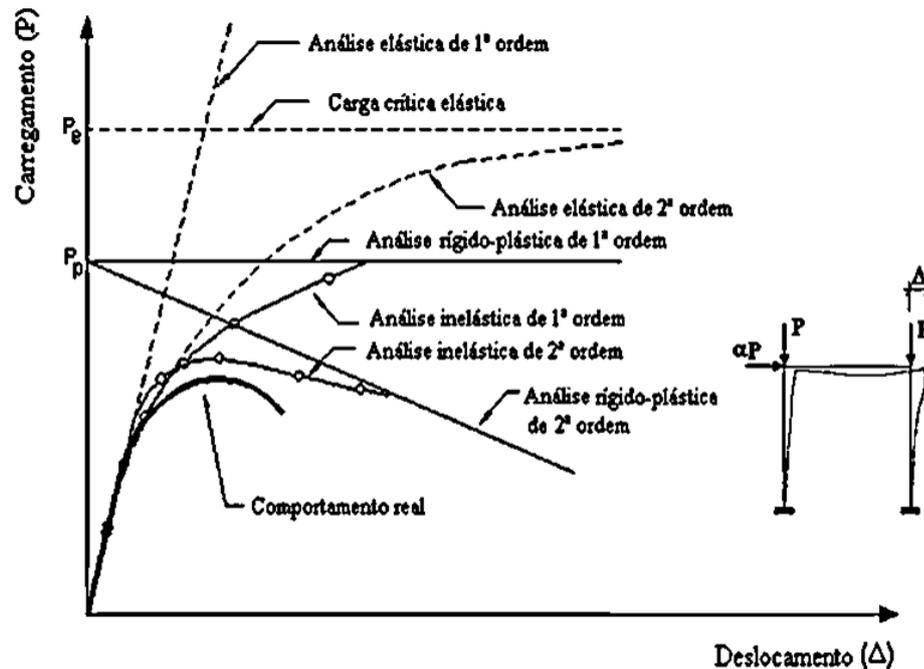
Portanto, é possível identificar 4 formas de analisar a estrutura:

- Análise elástica de primeira ordem;
- Análise elástica de segunda ordem;
- Análise inelástica de primeira ordem;
- Análise inelástica de segunda ordem;

“A carga limite obtida pela análise inelástica de segunda ordem é a que mais se aproxima da resistência real, sendo esta a análise que melhor representa o verdadeiro comportamento de um pórtico. Trata-se de uma análise não linear geométrica e do material.” (SILVA, 2010, p. 16).

A Figura 9 apresenta, esquematicamente, o comportamento força x deslocamento em relação ao tipo de análise, considerando-se um pórtico rígido submetido a carregamentos estáticos.

Figura 9 - Comportamento força x deslocamento dos vários tipos de análise.



Fonte: SILVA (2010).

2.4.2. Classificação quanto a sensibilidade de deslocamentos laterais

De acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008) é possível adotar diferentes tipos de análises estrutural de acordo com a sensibilidade da estrutura aos deslocamentos laterais. A classificação da estrutura é determinada pela razão entre o deslocamento lateral do andar relativo à sua base obtido em uma análise de 2º ordem (Δ_2) e o deslocamento obtido em uma análise de 1º ordem (Δ_1), de modo que, esse processo é realizado adotando-se combinações últimas de carga, não considerando as imperfeições geométricas iniciais, determinadas pela NBR 8800 (ABNT, 2008).

Logo, a estrutura é classificada da seguinte forma:

- Pequena deslocabilidade $\rightarrow \Delta_2/\Delta_1 < 1,1$;
- Média deslocabilidade $\rightarrow 1,1 \leq \Delta_2/\Delta_1 < 1,4$;
- Grande deslocabilidade $\rightarrow \Delta_2/\Delta_1 \geq 1,4$;

2.4.3. Determinação dos esforços solicitantes para estados limites últimos

A NBR 8800 (ABNT, 2008) determina que os esforços solicitantes devem ser obtidos por meio de análise estrutural considerando-se os efeitos globais e locais de segunda ordem.

Além disso, de acordo com a classificação da estrutura (Item 2.4.2) devem ser considerados outros efeitos relacionados as imperfeições iniciais geométricas e de material.

Nas estruturas de pequena e média deslocabilidade a NBR 8800 (ABNT, 2008) impõe que, devem ser considerados os efeitos das imperfeições geométricas iniciais diretamente na análise. Tais efeitos podem ser estimados por meio da aplicação de uma carga horizontal em cada andar da estrutura chamada de força nocional, correspondente a 0,3 % do valor das cargas gravitacionais de cálculo aplicadas em todos os pilares e outros elementos resistentes a carga vertical, no andar considerado. Ressalta-se ainda que a força nocional deve ser aplicada em duas direções ortogonais em planta da estrutura.

Para as estruturas de média deslocabilidade, a NBR 8800 (ABNT, 2008) determina também, a consideração dos efeitos associados as imperfeições iniciais de material. Esse processo é acatado reduzindo-se a rigidez a flexão e a rigidez axial das barras para 80 % dos valores originais. Lembrando que, nas estruturas de pequena deslocabilidade não é necessária essa consideração.

Em relação as estruturas de grande deslocabilidade, a NBR 8800 (ABNT, 2008) recomenda uma análise mais rigorosa, onde devem ser levadas em conta as não-linearidades geométricas e de material.

2.4.4. Determinação de respostas para estados-limites de serviço

“Para determinação de respostas para estados-limites de serviço, devem ser utilizadas as combinações de serviço, não sendo necessário considerar as imperfeições iniciais geométricas e de material.” (NBR 8800, ABNT, 2008, p. 29).

Segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008) ainda, nos casos de pequena e média deslocabilidade a resposta pode ser obtida em análise elástica de 1º ordem. Em relação as estruturas de grande deslocabilidade devem ser considerados os efeitos globais e locais de 2º ordem.

2.5. Software SAP 2000

O software SAP 2000 foi desenvolvido pela empresa norte americana CSI – *Computers & Structures*, baseado no método dos elementos finitos. O programa possui interface 3D e pode ser aplicado na modelação, na análise e no dimensionamento do mais vasto conjunto de problemas de engenharia de estruturas.

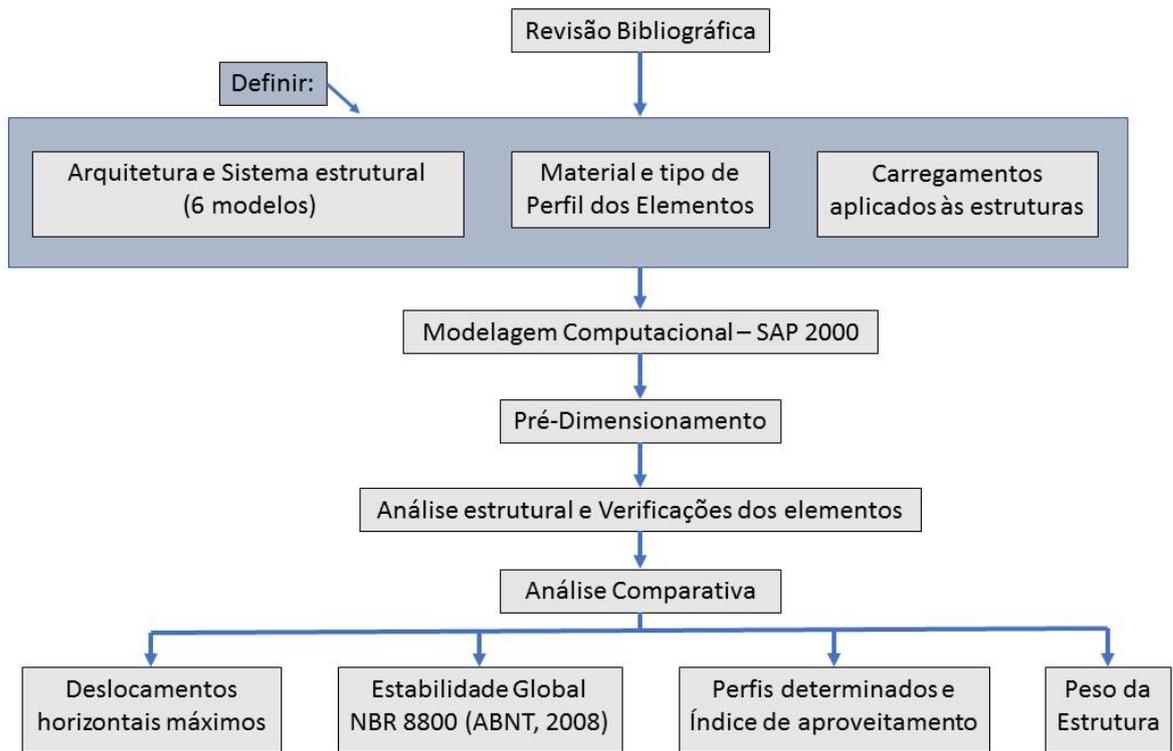
O SAP 2000 é conhecido pela sua flexibilidade em relação ao tipo de estrutura que o mesmo é aplicável e pelo poder de cálculo e confiabilidade sobre os resultados. Este programa pode ser utilizado na modelagem e dimensionamento de estruturas diversas como: pontes, edifícios, estádios, barragens, estruturas industriais, estruturas marítimas e qualquer outro tipo de infraestruturas que necessitem de ser analisadas e dimensionadas (IGENMAI, 2020).

Sobre as ações aplicadas as estruturas, o SAP 2000 v20.2 pode incluir cargas de sismos, vento e veículos automaticamente. Além disso, o dimensionamento e a verificação de estruturas de concreto armado, perfis metálicos, perfis de alumínio e enformados a frio podem ser realizadas de forma automática. O programa utiliza nesse processo as normas europeias, americanas, canadianas, entre outras. Em relação as análises que podem ser processadas pelo software, estão incluídas análise não lineares, estáticas e/ou em função do tempo, com opções para análise dinâmica, temporais e por integração direta (IGENMAI, 2020).

3. METODOLOGIA

O desenvolvimento do trabalho teve início com uma fundamentação teórica sobre construções em aço, sistemas de contraventamento e métodos de análise estrutural, com foco na estabilidade global de edifícios. Após a obtenção de conhecimento suficiente para projetar e dimensionar os modelos estruturais seguiu-se as etapas descritas na Figura 10.

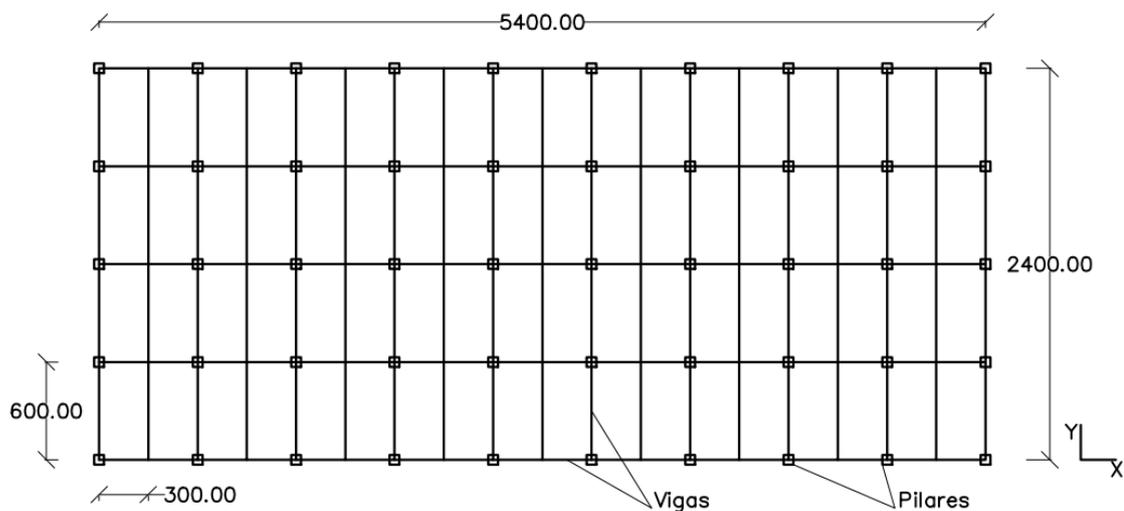
Figura 10 - Fluxograma da metodologia utilizada.



3.1. Definição da arquitetura e Sistema estrutural

O estudo será conduzido com base em uma edificação padrão com 60 (sessenta) metros de altura e dimensões em planta de 54 (cinquenta e quatro) metros na direção X, e 24 (vinte e quatro) metros na direção Y, conforme Figura 11. A direção mais sensível a carregamentos horizontais (direção Y) será a única analisada no trabalho.

Figura 11 - Planta baixa das estruturas (cm).

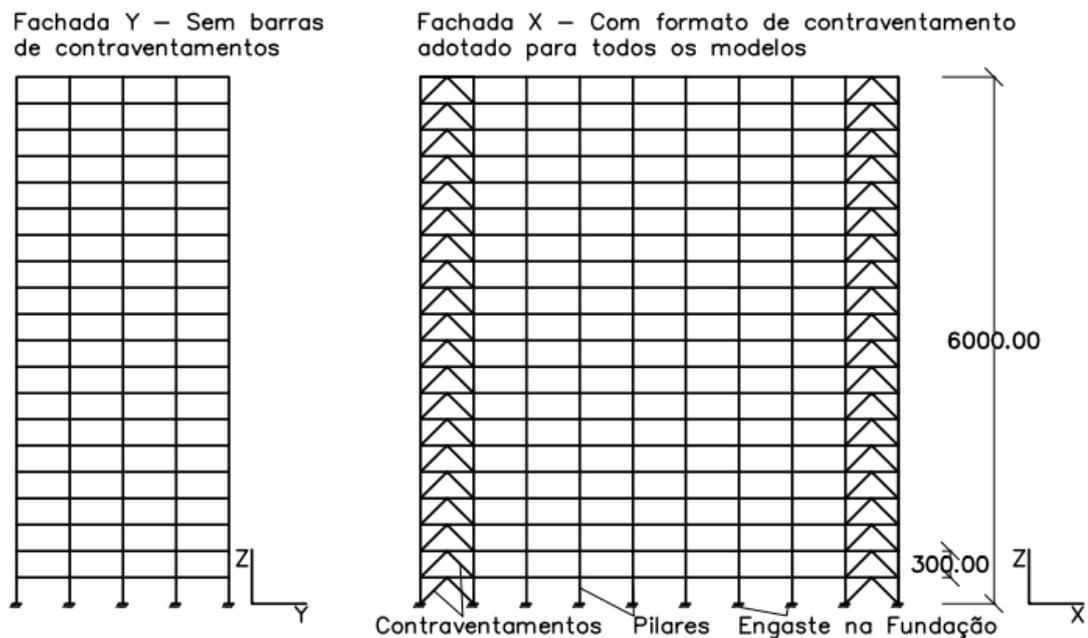


Fonte: Próprio Autor.

Serão avaliados 6 (seis) modelos com diferentes disposições de contraventamento treliçado na direção Y, eixo que a estrutura possui menor inércia global. Na direção X o sistema de contraventamento será o mesmo para todos os modelos.

De acordo com o sistema utilizado para compor a estrutura dos edifícios, a estabilidade global é garantida principalmente, por barras de contraventamento dispostas nos tramos verticais da fachada, submetidas a esforços axiais de compressão e tração. Portanto, todas as ligações viga-pilar são rotuladas, não ocorrendo a transmissão de momentos (fletores e torsor), exceto as ligações entre pilares subjacentes. Na Figura 12 é possível observar as dimensões das fachadas das estruturas estudadas.

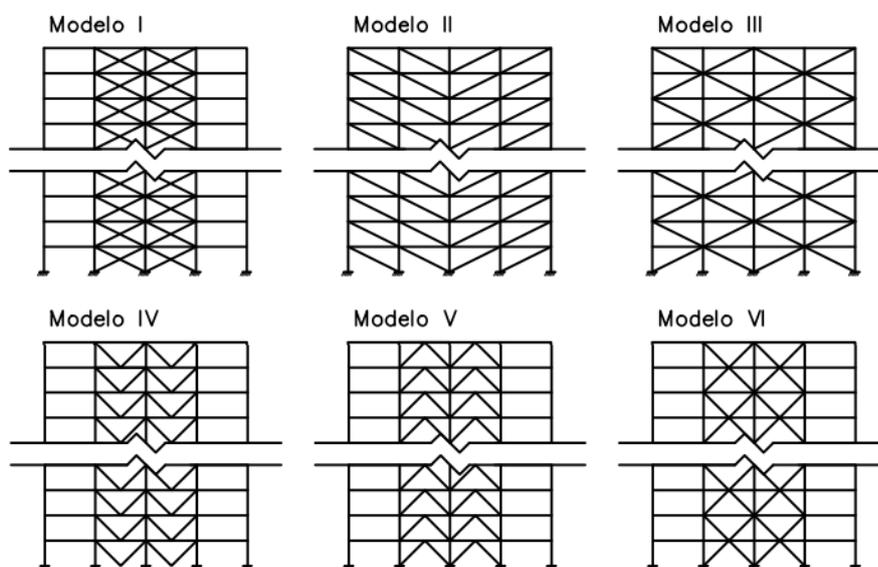
Figura 12 - Fachadas das estruturas.



Fonte: Próprio Autor.

Dentre os 6 (seis) modelos estruturais avaliadas, os modelos I, II e III possuem barras de contraventamento na direção Y com o mesmo comprimento, modificando-se apenas a disposição das mesmas entre os módulos da fachada. O mesmo acontece entre os modelos IV, V e VI, conforme a Figura 13.

Figura 13 - Modelos analisados.



Fonte: Próprio Autor.

3.2. Carregamentos aplicados às estruturas

Considerando-se que as estruturas dimensionadas devem ser avaliadas através de fatores que são diretamente influenciados pelas condições de cargas aplicadas, adotou-se para todos os modelos as mesmas situações de carregamento, os quais, foram determinados conforme recomendações seguidas pelas NBR 6120 (ABNT, 2019) e NBR 6123 (ABNT, 1988).

3.2.1. Carregamentos permanente e acidentais

Os carregamentos permanentes são oriundos do peso próprio da estrutura e de alguns outros componentes como: pisos, revestimentos, forros e equipamentos de serviço, os quais possuem mínima variação durante a vida útil da edificação. Portanto, foi aplicado um peso de 2 kN/m^2 a fim de se considerar o peso próprio dos revestimentos, forros e serviços. O peso próprio dos elementos estruturais foi considerado pelo software utilizado na análise.

Os carregamentos acidentais são definidos pela NBR 6120 (ABNT, 2019) de acordo com a utilização do edifício e, a quantidade de andares nos casos em que as estruturas possuem vários pavimentos tipo. Assim sendo, foi considerada uma sobrecarga máxima de 3 kN/m^2 , a qual, foi minorada de acordo com as recomendações da norma. A carga acidental no pavimento de cobertura também foi considerada de 3 kN/m^2 , visto que, não possui influência nas análises realizadas no trabalho. O valor dos carregamentos permanentes e acidentais determinados é apresentado na Tabela 2.

Tabela 2 - Carregamentos verticais aplicados as estruturas.

	Carga Permanente (Revestimentos, Forros e Serviços) (kN/m²)	Carga Acidental Máxima (kN/m²)	Coefficiente de redução de carga Acidental (%)	Carga Acidental aplicada (kN/m²)
Pav. 20	2	3	0	3
Pav. 19	2	3	0	3
Pav. 18	2	3	0	3
Pav. 17	2	3	0	3
Pav. 16	2	3	20	2,4
Pav. 15	2	3	40	1,8
Pav. 14	2	3	60	1,2
Pav. 13	2	3	60	1,2
Pav. 12	2	3	60	1,2
Pav. 11	2	3	60	1,2
Pav. 10	2	3	60	1,2
Pav. 9	2	3	60	1,2
Pav. 8	2	3	60	1,2
Pav. 7	2	3	60	1,2
Pav. 6	2	3	60	1,2
Pav. 5	2	3	60	1,2
Pav. 4	2	3	60	1,2
Pav. 3	2	3	60	1,2
Pav. 2	2	3	60	1,2
Pav. 1	2	3	60	1,2

3.2.2. Carga de Vento

A carga de vento foi calculada de acordo com a NBR 6123 (ABNT, 1988) considerando-se que, a edificação possui mais de 50 metros de altura e deve ser construída em um terreno plano, coberto por obstáculos numerosos e poucos espaçados, no estado da Paraíba. Logo, têm-se os seguintes parâmetros de cálculo:

- Velocidade básica (V_0) = 30 m/s;
- $S_1 = 1$, Terreno plano ou fracamente acidentado;
- $S_2 =$ Categoria IV e Classe C
 - $b = 0,84$
 - $F_r = 0,95$
 - $p = 0,135$
- $S_3 = 1$, Edificações para hotéis e residências.
- Coeficiente de Arrasto direção X - $C_{aX} = 0,9$
- Coeficiente de Arrasto direção Y - $C_{aY} = 1,3$

O parâmetro S_2 é variável conforme a altura do pavimento, portanto, foi determinada uma força resultante a cada 3 metros de altura, distância entre a face superior das vigas subjacentes. Sabendo que a fachada Y possui 54 metros de comprimento e a fachada X possui

24 metros, a carga de vento é determinada pelo produto entre a pressão, a área da fachada e o coeficiente de arrasto. O resultado é apresentado na Tabela 3.

Tabela 3 - Carga de Vento aplicada as estruturas.

Pavimento	Cota (m)	S ₂	q (kN/m ²)	Força Resultante (kN)			
				C _{aY}	Direção - Y	C _{aX}	Direção - X
1	3	0,6783	0,2538	1,30	53,46	0,90	16,45
2	6	0,7448	0,3061	1,30	64,46	0,90	19,83
3	9	0,7867	0,3415	1,30	71,91	0,90	22,13
4	12	0,8179	0,3691	1,30	77,72	0,90	23,91
5	15	0,8429	0,3920	1,30	82,55	0,90	25,40
6	18	0,8639	0,4117	1,30	86,71	0,90	26,68
7	21	0,8821	0,4292	1,30	90,40	0,90	27,82
8	24	0,8981	0,4450	1,30	93,72	0,90	28,84
9	27	0,9125	0,4594	1,30	96,75	0,90	29,77
10	30	0,9256	0,4726	1,30	99,54	0,90	30,63
11	33	0,9376	0,4850	1,30	102,13	0,90	31,43
12	36	0,9486	0,4965	1,30	104,56	0,90	32,17
13	39	0,9590	0,5073	1,30	106,85	0,90	32,88
14	42	0,9686	0,5176	1,30	109,00	0,90	33,54
15	45	0,9777	0,5273	1,30	111,05	0,90	34,17
16	48	0,9862	0,5366	1,30	113,01	0,90	34,77
17	51	0,9943	0,5454	1,30	114,87	0,90	35,34
18	54	1,0020	0,5539	1,30	116,66	0,90	35,89
19	57	1,0094	0,5621	1,30	118,37	0,90	36,42
20	60	1,0164	0,5699	1,30	120,02	0,90	36,93

3.3. Combinações de cargas

As combinações de cargas utilizadas foram determinadas segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), em que, são incluídas as sobrecargas de utilização, cargas permanentes e cargas de vento. As combinações são formuladas com coeficientes diferentes para o estado limite último (ELU) e estado limite de serviço (ELS). Conforme a norma, o ELU está relacionado com a segurança da estrutura sujeita as combinações mais desfavoráveis durante toda sua vida útil, e o ELS está relacionado ao desempenho da estrutura como condições normais de utilização.

3.4. Materiais e Perfis

O material empregado na modelagem foi o aço ASTM A572 Grau 50 para pilares, vigas e contraventamentos, e as para as lajes foi adotado um concreto C-25 com altura de 9,5 cm. As

seções dos pilares foram determinadas em perfis soldados, do tipo coluna soldada (CS), e para as vigas e os contraventamentos foram selecionados perfis laminados, do tipo “W” e “H”, respectivamente. Ainda, foi realizada a divisão dos perfis em grupos visando uma melhor avaliação e otimização da estrutura.

Portanto, têm-se os seguintes grupos:

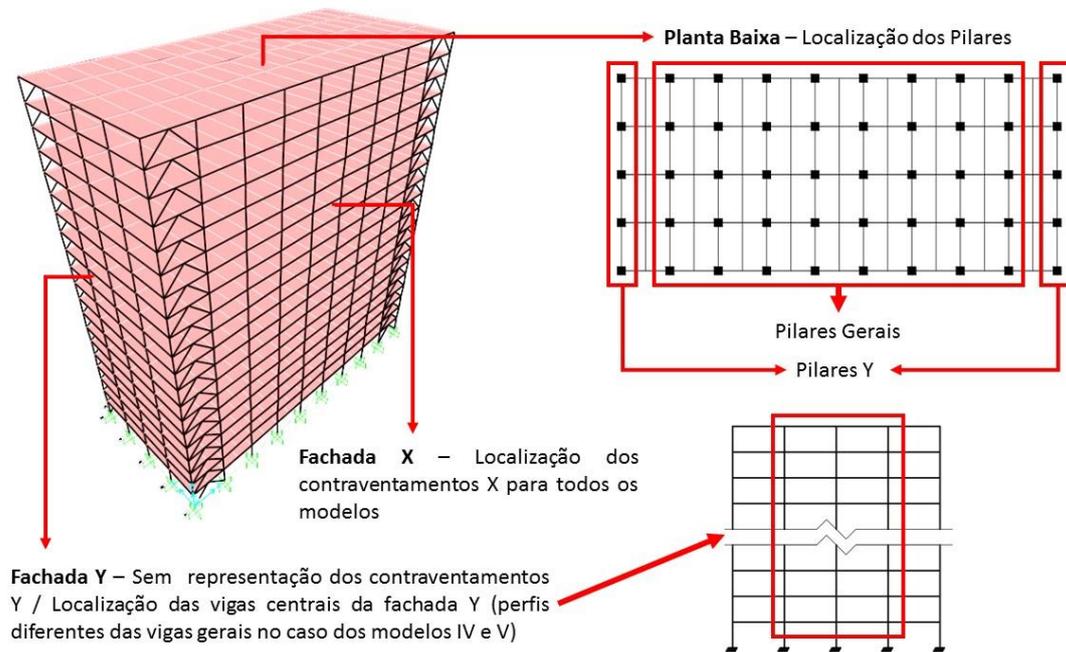
- Pilares Gerais – Todos os pilares da estrutura não localizados nos planos das fachadas na direção Y;
- Pilares Y – Todos os pilares localizados nos planos das fachadas na direção Y;
- Contraventamentos Y – Todas as barras diagonais de contraventamento localizadas nos planos das fachadas na direção Y;
- Contraventamentos X – Todos as barras diagonais de contraventamento localizadas nos planos das fachadas na direção X;
- Vigas Gerais – Todas as vigas das estruturas;

Sabendo que o objetivo do trabalho é focado na comparação entre modelos de contraventamentos treliçados avaliando-se apenas os deslocamentos na direção Y, onde as estruturas são mais sensíveis aos carregamentos horizontais, os perfis determinados para os contraventamentos X e para as vigas gerais serão adotadas em todos os modelos. Portanto, entre os 6 (seis) modelos estudados, serão diferenciados apenas os formatos de contraventamento e os perfis determinados para os pilares gerais, pilares Y e contraventamentos Y.

No caso dos modelos IV e V no entanto, serão determinadas seções diferentes para as vigas localizadas no centro da fachada Y (Figura 14), visto que, as mesmas interligam-se diretamente com as barras de contraventamento Y, promovendo um esforço axial considerável que não ocorre nas vigas constituintes dos demais modelos.

Para melhorar a compreensão sobre a divisão dos elementos foi elaborada a Figura 14.

Figura 14 - Divisão dos elementos da estrutura.

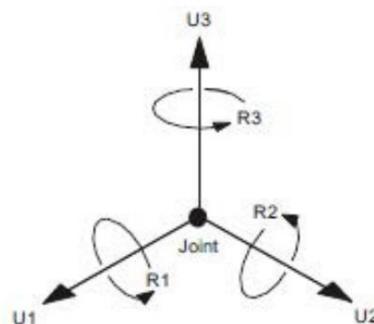


Fonte: Próprio Autor.

3.5. Modelagem dos elementos

Os pilares, vigas e contraventamentos foram modelados no software como elementos *steel frame*, estes elementos utilizam uma formulação viga-coluna tridimensional, considerando os efeitos de flexão biaxial, torção, deformação axial, e deformações biaxiais de cisalhamento. O elemento *steel frame* possui seis graus de liberdade em cada nó, deslocamento e rotação nas três direções, e cada elemento individual possui seu próprio sistema local de coordenadas (Figura 15).

Figura 15 – Graus de liberdade em cada nó.



Fonte: CSi (2005).

Para as lajes foram utilizados elementos do tipo *shell*, que combinam comportamentos de placa e membrana. Os elementos desse tipo possuem seis graus de liberdade em cada nó (Figura 15) do polígono, o qual é determinado por um retângulo regular de medidas 3 x 6 metros, para todas as lajes. Ressaltando-se que não houve discretização das lajes, visto que, para o objetivo do trabalho a discretização das lajes não causa influência.

O pré-dimensionamento dos elementos estruturais foi realizado através de uma análise rápida em um modelo estrutural simples, semelhante as estruturas modelos avaliadas neste trabalho. Esse processo foi alcançado utilizando-se a ferramenta de auto design (*Design of Steel Frames*) do software SAP2000. Ressaltando-se que, as estruturas foram analisadas e verificadas conforme as recomendações da NBR-8800 (ABNT, 2008).

3.6. Dimensionamento dos elementos

Após a introdução de todos os elementos e componentes de carga no software, foi realizada a análise e a verificação de todas as peças constituintes, de modo a atender o ELS e o ELU, conforme as prescrições da NBR 8800 (ABNT, 2008).

A verificação quanto ao estado limite de serviço foi realizada apenas avaliando-se os deslocamentos laterais máximos e os deslocamentos entre pavimentos, posto que, os deslocamentos horizontais são importantes na comparação entre os modelos. Para isso, foi utilizada a combinação frequente de serviço indicada pela NBR 8800 (ABNT, 2008) para verificações relacionadas ao conforto dos usuários e ao funcionamento de equipamentos, tais como vibrações excessivas e movimentos laterais excessivos que comprometem a vedação.

A verificação quanto ao estado limite último foi realizada comparando-se as solicitações de esforços internos e as resistências de cálculo determinadas pela NBR 8800 (ABNT, 2008). As solicitações foram extraídas do software utilizado para análise e as resistências foram obtidas através de rotinas de cálculo desenvolvidas no software Mathcad, as quais, eram abastecidas pelas propriedades geométricas dos perfis e materiais utilizados.

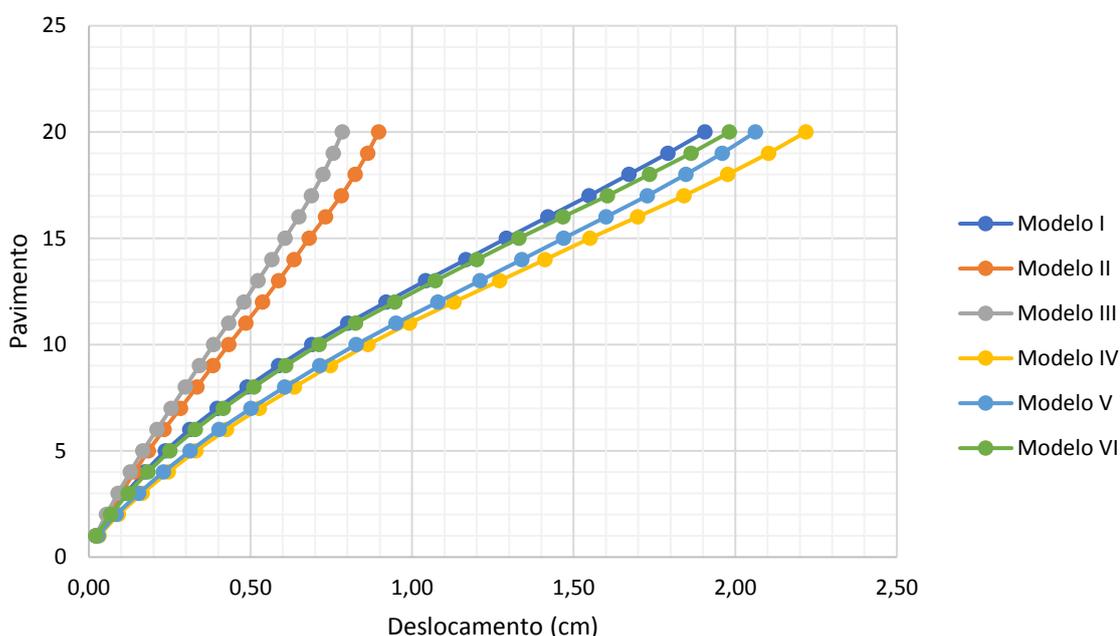
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

A apresentação e avaliação dos resultados será realizada de forma comparativa entre os modelos dimensionados, abordando os seguintes fatores: deslocamento lateral máximo, classificação quanto a sensibilidade a deslocamentos laterais, perfis determinados e por último, será apresentado uma média entre as porcentagens de utilização dos perfis.

4.1. Avaliação sobre os deslocamentos laterais

A fim de realizar uma comparação entre a estabilidade global provocada pelos modelos de contraventamentos estudados, serão avaliados os deslocamentos horizontais obtidos em uma análise linear, considerando-se uma combinação de cargas do estado limite último e uma combinação do estado limite de serviço. Na Figura 16 são apresentados os deslocamentos conseguidos na análise realizada utilizando-se uma combinação do ELS.

Figura 16 - Deslocamentos horizontais obtidos para combinação de serviço.



Fonte: Próprio Autor.

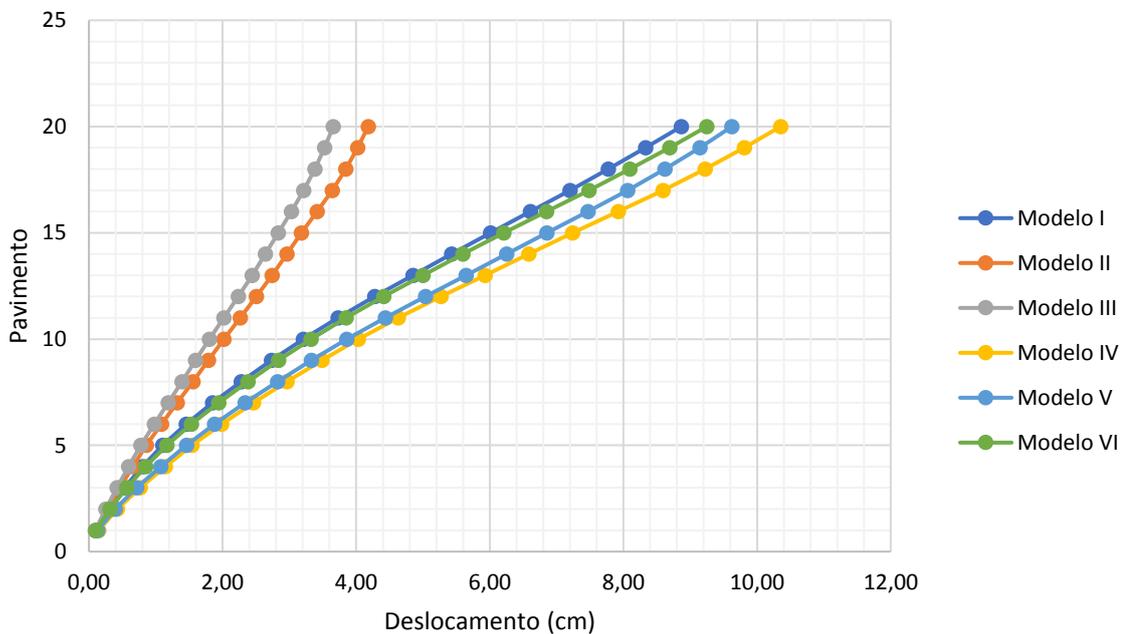
Observando-se a Figura 16, é notório que os modelos II e III obtiveram deslocamentos significativamente inferiores em relação aos demais modelos. A diferença maior entre os deslocamentos aconteceu entre os modelos III e IV, onde houve uma redução de aproximadamente 283% no deslocamento do 20º pavimento, diferença essa que pode ser determinante em outros casos onde a avaliação do estado limite de serviço inviabilize a execução de algum tipo de contraventamento.

As estruturas analisadas possuem 4 (quatro) módulos nas fachadas Y por pavimento, dentre esses, apenas os modelos II e III possuem barras de contraventamento em todos os vãos verticais, o que garante uma melhor distribuição de esforços de reação entre os elementos e consequentemente, uma melhor estabilidade global do edifício. Em relação as estruturas I, IV, V e VI, que não possuem barras de contraventamento em todos os vãos, o modelo mais rígido

é o que utiliza o formato “X” em pequena escala (Modelo I), em seguida têm-se o modelo que utiliza o formato “X” em dois módulos subjacentes (modelo VI). Os modelos que utilizam os contraventamentos em forma de “V” (Modelo IV e V) apresentaram-se os mais sensíveis a deslocamentos laterais.

Para reforçar a diferença entre os modelos estudados, foram avaliados também os deslocamentos obtidos em uma análise linear considerando uma combinação última de cargas, na qual, a carga variável principal é a carga de vento na direção Y, considerada mais crítica para a estrutura.

Figura 17 - Deslocamentos horizontais obtidos para combinação última.



Fonte: Próprio Autor.

Diante dos resultados observados na Figura 17 é possível confirmar a melhor estabilidade conseguida pelos modelos II e III, em relação aos demais.

É evidente que existe diferença entre as seções determinadas para os pilares e para os contraventamentos em cada modelo, o que pode também alterar significativamente a estabilidade global da estrutura. Portanto, não é correto generalizar que os formatos de treliças aplicados nas estruturas II e III proporcionem uma melhor estabilidade global em todos os casos, onde variáveis como a arquitetura e a esbeltez dos edifícios podem ser diferentes. Ainda assim, esses resultados podem direcionar a escolha do modelo de contraventamento em casos semelhantes de edificações.

4.2. Classificação quanto a sensibilidade a deslocamentos laterais

Um dos fatores decisivos na verificação de resistência dos elementos no estado limite último é a classificação quanto a sensibilidade a deslocamentos laterais, prescrita pela NBR 8800 (ABNT, 2008) e apresentada neste trabalho no Item 2.4.2. A classificação determina se a estrutura é de pequena, média ou grande deslocabilidade, e pode ser utilizada como um fator de comparação relacionado a rigidez das estruturas.

Com a finalidade de se observar qual o formato de aplicação das barras de contraventamento pode ser mais favorável na estabilização global do edifício, foi realizada a classificação das estruturas conforme determina a NBR 8800 (ABNT, 2008). A classificação foi determinada avaliando-se os deslocamentos obtidos na análise em que, foi adotada uma combinação última de cargas considerada mais crítica para a estrutura. Tal combinação pondera a carga de vento na direção Y (direção de menor inércia global das estruturas) como ação variável principal e a sobrecarga de utilização como carga variável secundária. O resultado é apresentado na Tabela 4.

Tabela 4 - Classificação quanto a sensibilidade a deslocamentos laterais.

	Deslocamento - Δ (cm) - 20º Pavimento		Δ 2º ordem / Δ 1º ordem	Classificação
	Análise de 1º ordem	Análise de 2º ordem		
Modelo I	8,87	10,12	1,14	Média
Modelo II	4,18	4,43	1,06	Pequena
Modelo III	3,66	3,85	1,05	Pequena
Modelo IV	10,35	12,05	1,16	Média
Modelo V	9,62	11,08	1,15	Média
Modelo VI	9,25	10,59	1,15	Média

De acordo com a Tabela 4 apenas os modelos II e III foram classificados como de pequena deslocabilidade, condição que foi motivada pelos baixos deslocamentos obtidos tanto na análise linear, quanto na análise não linear. Os deslocamentos de baixa magnitude obtidos na análise destes modelos são resultado da maior rigidez provocada pela disposição das barras de contraventamento na direção Y da estrutura.

Conforme a classificação das estruturas, a análise e a verificação dos elementos foram realizadas de maneira diferente para os modelos de pequena e média deslocabilidade. No caso dos modelos II e III, foram considerados apenas, os efeitos das imperfeições geométricas

iniciais. Nos demais modelos foram consideradas as imperfeições iniciais geométricas e de material.

4.3. Perfis determinados e Porcentagem de Utilização

Realizado todo o processo de análise e verificação dos elementos, determinou-se os perfis de forma mais eficiente e econômica possível. Para todas as estruturas adotou-se os perfis W 200 x 59 (H) e W 410 x 60, para os contraventamentos da fachada X e as vigas gerais, respectivamente. No caso das estruturas IV e V, no entanto, foi necessário ainda, implementar perfis diferentes para as vigas centrais da fachada Y. No Quadro 2 é apresentado um resumo sobre as vigas e os contraventamentos da fachada X determinados.

Quadro 2 - Perfis determinados para as Vigas e Contraventamentos da fachada X.

Pav.	Modelo I	Modelo II	Modelo III	Modelo IV	Modelo V	Modelo VI
	Vigas Gerais					
1 a 20	W 410 X 60	W 410 X 60	W 410 X 60	W 410 X 60	W 410 X 60	W 410 X 60
	Vigas centrais Y					
1 a 10	-	-	-	W 310 X 97,0 (H)	W 310 X 97 (H)	-
11 a 20	-	-	-	W 200 X 46,1 (H)	W 410 X 85	-
	Contraventamentos X					
1 a 20	W 200 X 59 (H)	W 200 X 59 (H)	W 200 X 59 (H)	W 200 X 59 (H)	W 200 X 59 (H)	W 200 X 59 (H)

Em relação aos pilares gerais, pilares Y e contraventamentos Y, foi determinado um perfil diferente a cada 5 pavimentos subjacentes, visando uma melhor otimização da estrutura e um melhor resultado nas avaliações. O resultado é apresentado no Quadro 3.

Quadro 3 - Perfis determinados para os Pilares e Contraventamentos da fachada Y.

Pav.	Modelo I	Modelo II	Modelo III	Modelo IV	Modelo V	Modelo VI
Pilares Gerais						
1 a 5	CS 550 x 290	CS 550 X 279	CS 550 X 279	CS 500 X 253	CS 550 x 257	CS 550 X 257
6 a 10	CS 450 X 188	CS 450 X 188	CS 450 X 188	CS 450 X 188	CS 450 X 188	CS 450 X 188
11 a 15	CS 450 X 144	CS 450 X 144	CS 450 X 144	CS 450 X 144	CS 450 X 144	CS 450 X 144
16 a 20	CS 350 X 89	CS 350 X 89	CS 350 X 89	CS 350 X 89	CS 350 X 89	CS 350 X 89
Pilares Y						
1 a 5	CS 750 x 492	CS 500 x 195	CS 500 X 221	CS 750 x 560	CS 750 x 542	CS 600 x 456
6 a 10	CS 400 X 248	CS 450 X 144	CS 450 X 144	CS 500 X 263	CS 400 X 248	CS 400 X 248
11 a 15	CS 350 X 112	CS 350 X 89	CS 350 X 89	CS 350 X 128	CS 350 X 119	CS 300 X 92
16 a 20	CS 350 X 89	CS 250 X 49	CS 250 X 49	CS 350 X 89	CS 350 X 89	CS 200 X 61
Contraventamentos Y						
1 a 5	HP 310 X 93 (H)	HP 310 X 93,0 (H)	HP 310 X 93 (H)	HP 250 X 62,0 (H)	W 250 X 73 (H)	HP 310 X 93 (H)
6 a 10	HP 310 X 79 (H)	W 250 X 73,0 (H)	HP 310 X 79 (H)	W 200 X 59,0 (H)	HP 250 X 62 (H)	HP 310 X 79 (H)
11 a 15	HP 250 X 62 (H)	W 200 X 59,0 (H)	HP 250 X 62 (H)	W 200 X 46,1 (H)	W 200 X 46,1 (H)	HP 250 X 62 (H)
16 a 20	W 200 X 46,1 (H)	W 200 X 35,9 (H)	W 200 X 46,1 (H)	W 150 X 22,5 (H)	W 150 X 29,8 (H)	W 200 X 35,9 (H)

Analisando-se o Quadro 3, em relação aos pilares gerais é possível identificar uma convergência nos perfis determinados entre o 6º e o 20º pavimento de todas as estruturas. Isso mostra que os esforços desenvolvidos especificamente nesses elementos possuem pouca influência dos modelos de contraventamentos estudados. O mesmo não acontece para os pilares localizados do 1º ao 5º pavimento, em que, houve diferenciação na seção determinada. A seção mais rígida foi determinada no modelo I e o perfil mais econômico foi selecionado no modelo IV.

Sobre os pilares Y é observada uma maior diferença entre as seções determinadas, fazendo-se uma avaliação geral em relação ao peso dos perfis é possível afirmar que os modelos II e III apresentaram pilares relevantemente mais econômicos, com referência aos pilares dos demais modelos. Tal resultado é motivado pela maior distribuição de esforços que ocorre entre os pilares da fachada nos modelos II e III, fazendo com que, todos os elementos contribuam efetivamente na estabilização global da estrutura.

Na escolha do último grupo de elementos, os contraventamentos Y, houve uma diferença considerável nos perfis determinados para o modelo IV em relação aos demais, onde as seções selecionadas são mais econômicas. É possível que, esse resultado esteja relacionado aos perfis escolhidos para os pilares Y, os quais, são mais rígidos no modelo IV.

Através de uma avaliação geral sobre os resultados do Quadro 3, é possível afirmar que, no caso de uma estrutura com ligações flexíveis entre vigas e pilares, estabilizada apenas por

fachadas dotadas de barras de contraventamento diagonal, os pilares que não fazem ligação direta com os contraventamentos, aqui chamados de pilares gerais, pouco influenciam na estabilização global do edifício. Do contrário, os elementos presentes nas fachadas atuam em conjunto e podem causar maior estabilidade, dependendo da localização das barras nos vãos da estrutura, é possível reduzir os deslocamentos laterais e definir perfis mais econômicos para compor a estrutura.

Outra avaliação sobre os modelos de contraventamento aqui estudados pode ser feita sobre o peso próprio das estruturas, fator importante considerado pelos projetistas na escolha de um sistema estrutural. Na Tabela 5 são apresentados o peso próprio e a porcentagem de utilização média de todos os perfis (vigas, pilares e contraventamentos) determinados para as estruturas. Ressaltando-se que essa porcentagem foi determinada pelo SAP 2000 v20.2, o qual, calcula o índice de aproveitamento de acordo com a norma americana AISC-2016.

Tabela 5 - Peso total e média de utilização dos elementos.

Modelo	Peso da Estrutura (kg / m ² x Pav.)	Porcentagem média de utilização dos perfis				
		Vigas	Pilares		Contraventamentos	
			Gerais	Fachada Y	Dir. Y	Dir. X
I	59,91	51,04%	55,39%	48,87%	53,61%	31,91%
II	56,75	50,73%	57,15%	59,13%	52,15%	32,67%
III	57,10	50,75%	57,11%	56,68%	57,28%	32,59%
IV	58,25	51,91%	57,46%	48,06%	54,64%	32,14%
V	58,52	51,79%	57,32%	48,24%	58,87%	31,88%
VI	57,51	50,94%	57,77%	51,47%	53,62%	31,92%

De acordo com a Tabela 5, os modelos II e III apresentaram-se minimamente mais leves que as demais estruturas. O motivo está nos perfis selecionados para compor os pilares Y, os quais, obtiveram seções mais econômicas com grande diferença dos demais modelos, ver Quadro 3.

Em relação à média de utilização dos perfis é possível afirmar que houve uma convergência aproximada no índice determinado para todas as estruturas. Isso mostra que não foram selecionados perfis extremamente superdimensionados e procurou-se adotar perfis com mais eficiência possível.

5. CONCLUSÕES

Em relação a estabilidade global, a disposição dos contraventamentos treliçados aplicados em todos os módulos da fachada de um edifício pode tornar a estrutura menos sensível a deslocamentos laterais. Essa propriedade pode ser conseguida com a aplicação de ao menos uma barra diagonal em cada tramo da fachada, como foram projetados os modelos II e III deste trabalho. Quando não é possível obstruir todos os espaços, o contraventamento em forma de “X” pode ser o mais favorável.

Em uma estrutura constituída totalmente por ligações flexíveis entre vigas e pilares, estabilizada apenas por fachadas dotadas de contraventamentos treliçados, os elementos determinantes na estabilidade global são os contraventamentos e os pilares localizados próximos as fundações, especialmente aqueles contidos nos planos de contraventamento.

Sobre o peso das estruturas, não foi possível afirmar que um formato específico de aplicação dos contraventamentos pode resultar em uma estrutura mais leve. A alteração sobre a disposição e a rigidez dos contraventamentos implica diretamente também na rigidez dos pilares. Portanto, é possível que a utilização de contraventamentos mais rígidos e em maior quantidade, resulte em uma estrutura mais leve que essa mesma estrutura com contraventamentos mais econômicos e em menor quantidade. Caso que pode ser observado entre os modelos II e V deste trabalho.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

———. **NBR 6120**: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2019.

———. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

BELLEI, I. H. **Edifícios Industriais em aço: Projeto e cálculo**. 2. ed. São Paulo: Ed. PINI, 1998.

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

CAMARGO, R. E. M. **Contribuição ao estudo da estabilidade de edifícios de andares múltiplos em aço**. 2012. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.

CHAVES, J. R. F. **Análise dinâmica de pórticos metálicos contraventados**. 2009. Dissertação (Mestrado) – Universidade de Brasília, Brasília, 2009.

CHAVES, M. R. **Avaliação do desempenho de soluções estruturais para galpões industriais leves**. 2007. 125 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2007.

CORRÊA, M. R. S. **Aperfeiçoamento de modelos usualmente empregados no projeto de sistemas estruturais de edifícios**. 1991. 331 f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1991.

CRUZ, J. V. A. **Análise não-linear da estabilidade global de edifícios de aço e concreto armado: avaliação da influência da esbeltez e do tipo de sistema de contraventamento**. 2019. 71 f. Monografia (Bacharelado) – Universidade Estadual da Paraíba, Araruna, 2019.

CSI. **Analysis Reference Manual**. Berkeley, California: Computers and Structures Inc., 2005. 415 p.

FRANCA, M. P. A. **Estudo da eficiência dos contraventamentos treliçados em edifícios com estrutura de aço**. 2003. 332 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2003.

IGENMAI. **CSI Portugal**, c2020. Informação geral sobre o SAP2000. Disponível em: <<https://www.csiportugal.com/software/2/sap2000>>. Acesso em: 29 de set. de 2020.

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

MATOS, R. C. B. **Sistemas de contraventamentos em edifícios de estrutura metálica**. 2014. Monografia (Bacharelado) – Faculdade de tecnologia e ciências sociais aplicadas – curso de Engenharia civil, Brasília, 2014.

MENDONÇA, F. **Lei de Hooke: um ensaio fundamental para compreender a resistência dos materiais**. Revista Manutenção, 2018. Disponível em: <<https://www.revistamanutencao.com.br/literatura/cientifica/engenharia/lei-de-hooke-um-ensaio-fundamental-para-compreender-a-resistencia-dos-materiais-resmat.html>>. Acesso em: 27 de set. de 2020.

PENNA, F.; PINHO, F. O. **Viabilidade econômica. Série “Manual de construção em Aço”**. Instituto Brasileiro de Siderurgia, 2008.

PFEIL, W; PFEIL, M. **Estruturas de aço: Dimensionamento Prático de Acordo com NBR 8800:2008**. Rio de Janeiro, 2009.

PINHEIRO, L. M.; MUZARDO, C. D.; SANTOS, S. P. **Fundamentos do Concreto e Projeto de Edifícios**. São Paulo: Universidade de São Paulo, 2003. Cap. 4 - Concepção estrutural.

SILVA, R. G. L. **Análise inelástica avançada de pórticos planos de aço considerando as influências do cisalhamento e de ligações semirrígidas**. 2010. 324 f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2010.

SMITH, B. S.; COULL, A. **Tall building structures: analysis and design**. New York: Wiley, 1991. 537 p.

TELES, B. O.; DIAS JÚNIOR, P. H.; QUINAN, T. B. **Avaliação da estabilidade global em estruturas em aço**. 2016. 143 f. Monografia (Graduação) - Universidade Federal do Goiás, Goiânia, 2016.