



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

**JOÃO VICTOR ABREU CRUZ**

**ESTABILIDADE GLOBAL DE EDIFÍCIOS DE AÇO E CONCRETO ARMADO:  
AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA ESBELTEZ E DO TIPO DE SISTEMA DE  
CONTRAVENTAMENTO**

**ARARUNA - PB  
2019**

**JOÃO VICTOR ABREU CRUZ**

**ESTABILIDADE GLOBAL DE EDIFÍCIOS DE AÇO E CONCRETO ARMADO:  
AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA ESBELTEZ E DO TIPO DE SISTEMA DE  
CONTRAVENTAMENTO**

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. Me. Leonardo Medeiros da Costa.

**ARARUNA - PB  
2019**

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.

C955a Cruz, João Victor Abreu.

Estabilidade global de edifícios de aço e concreto armado [manuscrito] : avaliação da influência da esbeltez e do tipo de sistema de contraventamento / Joao Victor Abreu Cruz. - 2019.

71 p. : il. colorido.

Digitado.

Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Estadual da Paraíba, Centro de Ciências, Tecnologia e Saúde , 2019.

"Orientação : Prof. Me. Leonardo Medeiros da Costa ,  
Coordenação do Curso de Engenharia Civil - CCTS."

1. Análise estrutural. 2. Engenharia civil. 3. Treliças. I.

Título

21. ed. CDD 624.171

JOÃO VICTOR ABREU CRUZ

ESTABILIDADE GLOBAL DE EDIFÍCIOS DE AÇO E CONCRETO ARMADO:  
AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA ESBELTEZ E DO TIPO DE SISTEMA DE  
CONTRAVENTAMENTO

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

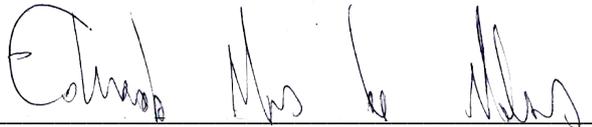
Área de concentração: Estruturas.

Aprovado em: 19/06/2019.

**BANCA EXAMINADORA**



Prof. Me. Leonardo Medeiros da Costa (Orientador)  
Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)



Prof. Me. Eduardo Morais de Medeiros  
Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)



Mestrando Luiz Ricardo da Silva Linhares  
Universidade Federal do Rio Grande do Norte (UFRN)

Dedico este trabalho à minha querida mãe Silvia Cristina pelo seu amor, por acreditar na minha capacidade e nos meus sonhos. Tornando-os uma realidade

## AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço a Deus pelo dom da vida, por todas as oportunidades que me foram concedidas e por ter dado a chance de concluir mais uma etapa da minha vida.

Aos meus pais, pelo apoio total e irrestrito em todas as fases da minha vida, pelos ensinamentos e pela educação que me concederam na formação do meu caráter.

Aos meus irmãos Marcus Vinicius e Isabela Cristina pelo carinho e paciência.

As minhas Tias Iara Velez, Fátima Cruz e meu tio Paulo Henrique por todo apoio, dedicação e créditos a mim empregados, acreditando na minha capacidade.

Agradeço aos meus avós Sebastião Velez, e in memoriam Isabel Abreu, Odenite Cruz e José Gomes, pelos esforços em tentar sempre me fazer feliz e pelo imenso carinho e atenção em todas as etapas da minha vida.

A todos os meus amigos, em especial, Caio Ewerton, Edjanilson Sousa, João Vitor Tavares, José Cleidson, Júlia Nóbrega, Luiz Ricardo, Michel Almeida e Suelligton Oliveira pelo apoio, paciência, convívio, amizade e cumplicidade nas dificuldades e alegrias dessa jornada.

Ao meu orientador Leonardo Medeiros da Costa, por sua paciência e enorme contribuição a meu aprendizado, com ensinamentos importantes para a realização desse trabalho.

Aos meus amigos que participaram, direta ou indiretamente, me apoiando, seja com palavras ou ações, que contribuíram para a realização deste trabalho.

E por fim, agradeço a UEPB, por minha formação, pelos professores e os demais funcionários que conheci, pelas oportunidades dadas e pelo grande orgulho que carrego dentro de mim de ser Engenheiro.

*"Do mesmo modo, o mais alto conhecimento, a pura intelecção das essências eternas, sendo de natureza puramente interior e espiritual, ultrapassa os limites do "mental" e, por isso, do ponto de vista estritamente humano, não é, um conhecimento: é uma ignorância, a docta ignorantia do Cardeal de Cusa, "a pobreza de espírito", a ciência ocultada aos doutores e revelada aos pequeninos, a sabedoria divina que é a loucura aos olhos humanos."*

*(O. de Carvalho)*

## RESUMO

A construção de edifícios mais altos e esbeltos está cada vez mais presente nos grandes centros urbanos. Paralelamente, a análise estrutural dessas edificações carece de métodos, ferramentas e técnicas construtivas capazes de garantir a estabilidade, segurança e bom desempenho em serviço da estrutura. Destaca-se, neste contexto, a estabilidade global das estruturas considerando aspectos como a não linearidade física e geométrica dos materiais. O uso do concreto armado no Brasil é cultura e historicamente o material mais utilizado para construção de edifícios, e tem suas vantagens e desvantagens já bem consolidadas. No entanto, o aço como elemento estrutural tem ganhado espaço no mercado da construção civil e se tornado uma alternativa competitiva frente aos anseios dos novos empreendimentos. A alta resistência mecânica do aço proporciona a construção com elementos esbeltos, com redução nas propriedades geométricas o que torna as estruturas mais suscetíveis a deslocamentos horizontais, consequentemente, influenciando na estabilidade global. Há, portanto, a necessidade de utilização de sistemas de contraventamento para combater os esforços horizontais e viabilizar construções altas. O objetivo principal deste trabalho é avaliar o comportamento e a estabilidade global de estruturas com três diferentes tipos de sistemas de contraventamento, além da influência da esbeltez e do material estrutural empregado nesse processo. Foram modelados 12 tipos de estruturas em elementos finitos (Software Autodesk ROBOT), variando-se o material empregado (concreto armado e aço), a esbeltez do edifício e o tipo de contraventamento utilizado (pórticos, treliças e núcleos rígidos), e realizadas análises lineares e não lineares (esta pelo método  $P-\Delta$ ) para a obtenção dos deslocamentos laterais das estruturas. Constatou-se que a utilização de determinados sistemas de contraventamento estrutural é determinante para melhorar bastante a estabilidade das construções, diminuindo em alguns casos em 239,0% o deslocamento, além das influências causadas pela esbeltez, apresentando reduções de até 84,0% e do material estrutural empregado no edifício.

**Palavras-Chave:** Deslocamento. Pórticos. Treliças. Núcleo Rígido.  $P-\Delta$ .

## ABSTRACT

The construction of taller and slimmer buildings is increasingly present in large urban centers. At the same time, the structural analysis of these buildings still lacks methods, tools and constructive techniques capable of guaranteeing the stability, safety and good performance in service of the buildings. In this context, the overall stability of structures is considered, considering aspects such as physical and geometric non-linearity of materials. The use of reinforced concrete in Brazil is culture and historically the most used material for building construction, and has its advantages and disadvantages already well established. However, steel as a structural element has gained space in the construction market and has become a competitive alternative in the face of new business ventures. The high mechanical strength of the steel provides the construction with slender elements, with reduction in the geometric properties which makes the structures more susceptible to horizontal displacements, consequently, influencing in the global stability. There is, therefore, the need to use bracing systems to combat horizontal efforts and to enable high buildings. The main objective of this work is to evaluate the behavior and overall stability of structures with three different types of bracing systems, as well as the influence of the slenderness and structural material used in this process. Twelve types of finite element structures (Autodesk ROBOT software) were modeled, varying the material used (reinforced concrete and steel), the slenderness of the building and the type of bracing used (porticos, trusses and rigid cores), and performed linear and non-linear analysis P- $\Delta$ ) to obtain the lateral displacements of the structures. It was found that the use of certain structural bracing systems is determinant to greatly improve the stability of the constructions, reducing in some cases 239.0% displacement, besides the influences caused by the slenderness, presenting reductions of up to 84,0% and of the structural material used in the building.

**Keywords:** Displacement. Porches. Trusses. Rigid Core. P- $\Delta$ .

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 2.1	Viga sem armadura. . . . .	17
Figura 2.2	Viga com armadura. . . . .	17
Figura 2.3	Ligação rígida. . . . .	19
Figura 2.4	Ligação Flexível . . . . .	20
Figura 2.5	Resposta dos pórticos as cargas laterais. . . . .	21
Figura 2.6	Exemplo de sistema estrutural de pórticos rígidos. . . . .	22
Figura 2.7	Contraventamentos em triângulos totais (X, V e K). . . . .	23
Figura 2.8	Sistema estrutural com núcleo resistente. . . . .	24
Figura 2.9	Deformações parede/pórtico. . . . .	24
Figura 2.10	Isopletas da velocidade básica do vento ( $V_0$ ) (m/s). . . . .	26
Figura 2.11	Alteração das linhas de fluxo em função da topografia. . . . .	27
Figura 2.12	Fator topográfico $S_1$ para taludes. . . . .	28
Figura 2.13	Fator topográfico $S_1$ para morros. . . . .	28
Figura 2.14	Coefficiente de arrasto para vento de baixa e alta turbulência. . . . .	32
Figura 2.15	Efeitos globais de segunda ordem. . . . .	34
Figura 2.16	Relação momento-curvatura para o concreto. . . . .	35
Figura 2.17	Pilar usado para cálculo do parâmetro $\alpha$ (a), linha elástica do pilar com rigidez equivalente (b). . . . .	37
Figura 2.18	Posições deslocadas em iterações sucessivas. . . . .	40
Figura 2.19	Forças fictícias devido ao processo P- $\Delta$ . . . . .	41
Figura 3.1	Fluxograma da metodologia utilizada. . . . .	42
Figura 3.2	Pavimento tipo para o edifício com dimensões 12x18 metros. . . . .	43
Figura 3.3	Pavimento tipo para o edifício com dimensões 12x30 metros. . . . .	43
Figura 3.4	Pavimento tipo para o edifício com dimensões 12x42 metros. . . . .	44
Figura 3.5	Elevações do edifício de 12x42 metros. . . . .	44
Figura 3.6	Modelo de sistema de contraventamento em treliças utilizado. . . . .	45
Figura 3.7	Graus de liberdade de cada nó. . . . .	50
Figura 4.1	Modelos CA-18, CA-30 e CA-42, respectivamente. . . . .	52
Figura 4.2	Deslocamentos modelos 12x18, com sistema aporticado. . . . .	53
Figura 4.3	Deslocamentos modelos 12x30, com sistema aporticado. . . . .	53
Figura 4.4	Deslocamentos modelos 12x42, com sistema aporticado. . . . .	54
Figura 4.5	Deslocamentos modelos em concreto armado aporticado. . . . .	54
Figura 4.6	Deslocamentos modelos em aço aporticado. . . . .	55
Figura 4.7	Deslocamentos modelos em aço treliçado. . . . .	56

Figura 4.8	Deslocamentos modelos em aço com núcleo rígido. . . . .	56
Figura 4.9	Modelos A1-18, A1-30 e A1-42, respectivamente. . . . .	57
Figura 4.10	Modelos A2-18, A2-30 e A2-42, respectivamente. . . . .	57
Figura 4.11	Modelos A3-18, A3-30 e A3-42, respectivamente. . . . .	58
Figura 4.12	Deslocamentos modelos nas dimensões 12x18 metros. . . . .	58
Figura 4.13	Deslocamentos modelos nas dimensões 12x30 metros. . . . .	59
Figura 4.14	Deslocamentos modelos nas dimensões 12x42 metros. . . . .	59

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1	Características dos principais tipos de aço. . . . .	18
Tabela 2.2	Fatores Meteorológicos. . . . .	30
Tabela 2.3	Valores mínimos para o fator $S_3$ . . . . .	31
Tabela 3.1	Características dos modelos analisados. . . . .	45
Tabela 3.2	Seções de concreto armado utilizadas. . . . .	46
Tabela 3.3	Seções de perfis metálicos utilizados. . . . .	46
Tabela 3.4	Cargas aplicadas nas lajes. . . . .	46
Tabela 3.5	Cargas aplicadas nas vigas. . . . .	47
Tabela 3.6	Valores dos coeficientes de arrasto para as 3 dimensões de estruturas. . .	47
Tabela 3.7	Forças devido ao vento. . . . .	48
Tabela 4.1	$\gamma_z$ para os modelos em concreto e aço aporticados. . . . .	51
Tabela 4.2	$\gamma_z$ para os modelos em aço treliçado e com núcleo rígido. . . . .	51
Tabela A.1	Deslocamentos horizontais do modelo CA-18 em centímetros. . . . .	64
Tabela A.2	Deslocamentos horizontais do modelo CA-30 em centímetros. . . . .	64
Tabela A.3	Deslocamentos horizontais do modelo CA-42 em centímetros. . . . .	65
Tabela A.4	Deslocamentos horizontais do modelo A1-18 em centímetros. . . . .	65
Tabela A.5	Deslocamentos horizontais do modelo A1-30 em centímetros. . . . .	66
Tabela A.6	Deslocamentos horizontais do modelo A1-42 em centímetros. . . . .	66
Tabela A.7	Deslocamentos horizontais do modelo A2-18 em centímetros. . . . .	67
Tabela A.8	Deslocamentos horizontais do modelo A2-30 em centímetros. . . . .	67
Tabela A.9	Deslocamentos horizontais do modelo A2-42 em centímetros. . . . .	68
Tabela A.10	Deslocamentos horizontais do modelo A3-18 em centímetros. . . . .	68
Tabela A.11	Deslocamentos horizontais do modelo A3-30 em centímetros. . . . .	69
Tabela A.12	Deslocamentos horizontais do modelo A3-42 em centímetros. . . . .	69

## SUMÁRIO

<b>LISTA DE ILUSTRAÇÕES</b>	<b>9</b>
<b>LISTA DE TABELAS</b>	<b>10</b>
<b>1 INTRODUÇÃO</b>	<b>13</b>
1.1 GENERALIDADES . . . . .	13
1.2 OBJETIVOS . . . . .	14
1.2.1 Geral . . . . .	14
1.2.2 Específicos . . . . .	14
1.3 JUSTIFICATIVA . . . . .	14
1.4 COMPOSIÇÃO DO ESTUDO . . . . .	15
<b>2 REFERENCIAL TEÓRICO</b>	<b>16</b>
2.1 ESTRUTURAS EM CONCRETO ARMADO . . . . .	16
2.2 ESTRUTURAS EM AÇO . . . . .	18
2.2.1 Elementos estruturais . . . . .	18
2.2.2 Ligações . . . . .	19
2.2.3 Contraventamento . . . . .	20
2.2.3.1 Estruturas com pórticos rígidos . . . . .	21
2.2.3.2 Sistemas Treliçados . . . . .	22
2.2.3.3 Estruturas com núcleo de concreto . . . . .	23
2.2.4 Comparativos entre estruturas de aço e de concreto . . . . .	25
2.3 AÇÃO DO VENTO SEGUNDO A ABNT NBR 6123:1988 . . . . .	25
2.3.1 Velocidade básica do vento ( $V_0$ ) . . . . .	26
2.3.2 Velocidade característica do vento . . . . .	26
2.3.3 Fator topográfico ( $S_1$ ) . . . . .	27
2.3.4 Fator de rugosidade do terreno e dimensões da edificação ( $S_2$ ) . . . . .	29
2.3.5 Fator estatístico ( $S_3$ ) . . . . .	30
2.3.6 Ação estática do vento . . . . .	31
2.4 ESTABILIDADE GLOBAL DAS ESTRUTURAS . . . . .	32
2.4.1 Não linearidade geométrica (NLG) . . . . .	33
2.4.2 Não linearidade física (NLF) . . . . .	34
2.4.3 Critérios para consideração dos efeitos globais de 2ª ordem . . . . .	36
2.4.3.1 Parâmetro de instabilidade $\alpha$ . . . . .	37
2.4.3.2 Coeficiente $\gamma_z$ . . . . .	39
2.4.3.3 Processo P- $\Delta$ . . . . .	39

<b>3</b>	<b>METODOLOGIA</b>	<b>42</b>
3.1	CARACTERÍSTICAS DOS EDIFÍCIOS . . . . .	43
3.1.1	Pré-dimensionamento das estruturas . . . . .	45
3.1.2	Ações atuantes nas estruturas . . . . .	46
3.1.2.1	Ações permanentes . . . . .	46
3.1.2.2	Ação devido ao vento . . . . .	47
3.1.3	Combinações de ações . . . . .	48
3.1.3.1	Combinações últimas normais . . . . .	48
3.1.3.2	Combinações raras de limites de serviço . . . . .	49
3.2	MODELAGEM NUMÉRICA COMPUTACIONAL . . . . .	49
<b>4</b>	<b>ANÁLISE DOS RESULTADOS</b>	<b>51</b>
4.1	AVALIAÇÃO DA DESLOCABILIDADE LATERAL . . . . .	51
4.2	INFLUÊNCIA DO MATERIAL ESTRUTURAL . . . . .	52
4.3	INFLUÊNCIA DA ESBELTEZ . . . . .	54
4.4	INFLUÊNCIA DO TIPO DE CONTRAVENTAMENTO . . . . .	57
<b>5</b>	<b>CONCLUSÕES</b>	<b>60</b>
5.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS . . . . .	60
	<b>REFERÊNCIAS</b>	<b>61</b>
	<b>APÊNDICES</b>	<b>63</b>
<b>A</b>	<b>RESULTADOS DOS DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DOS MODELOS ESTUDADOS</b>	<b>64</b>

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 GENERALIDADES

Atualmente, o crescente aumento populacional, principalmente nos grandes centros urbanos, dificultou-se bastante a oferta de grandes terrenos e espaços para construção. Dessa forma, esse processo acabou resultando em uma mudança no mercado imobiliário atual, a chamada verticalização de empreendimentos. O que tornou a presença de edifícios altos cada vez mais constante.

Nesse contexto, as análises de estabilidade global tornaram-se essenciais para a determinação do desempenho dessas estruturas cada vez mais altas, e conseqüentemente esbeltas, em resistirem aos esforços horizontais, principalmente da ação do vento. Trazendo consigo a necessidade da utilização de sistemas de contraventamento mais eficientes e que forneçam um bom custo-benefício.

A utilização de sistemas de contraventamento é importante para assegurar estabilidade às estruturas, no entanto, cada sistema possui suas características e situações as quais são melhor empregado. Assim sendo, diversos são os fatores que determinarão qual sistema será o mais indicado para certa ocasião. Um desses fatores é o material estrutural empregado na construção.

Culturalmente, o concreto armado é o material que possui maior aceitação no Brasil, sendo ainda bastante empregado em grandes edifícios. No entanto, recentemente houve o crescimento largo da utilização de outros sistemas construtivos, como exemplo em aço e estrutura mista, que são sistemas estruturais compostos por elementos em aço e concreto armado. Isso se dá pela gama de vantagens advindas da utilização desses sistemas ao invés dos tradicionais. Dentre elas, o menor peso, que acaba favorecendo para a diminuição das cargas que atuarão nas fundações. Porém a estrutura em aço acaba sendo mais esbelta que às de concreto armado e já que possui menor peso próprio ela acaba sendo mais suscetível aos deslocamentos.

Com os avanços e melhorias dos métodos de análise, dos softwares de cálculo e da qualidade desses materiais, tornou-se possível a idealização de edifícios mais altos e esbeltos. Um exemplo disso é a análise de 2ª ordem, avaliando os resultados obtidos por análise linear de 1ª ordem considerando também os efeitos causados pelas imperfeições geométricas e físicas, como por exemplo o desaprumo.

Portanto, o presente trabalho visa avaliar o comportamento de estruturas de aço e concreto armado sob os efeitos do vento, bem como as influências obtidas com utilização de diferentes tipos de sistemas de contraventamento estrutural. Verificando todos esses efeitos através de análises lineares e não lineares.

## 1.2 OBJETIVOS

### 1.2.1 Geral

O objetivo desse trabalho é realizar a análise numérica de edifícios de múltiplos andares de aço e concreto armado, para avaliar a influência da concepção estrutural, do sistema de contraventamento e a esbeltez nos efeitos de segunda ordem, conforme as normas NBR 6118 (ABNT, 2014) e NBR 8800 (ABNT, 2008), através de modelos tridimensionais em elementos finitos.

### 1.2.2 Específicos

1. Realizar o pré-dimensionamento dos modelos estruturais tanto em aço, quanto para concreto armado;
2. Analisar a influência do tipo de material na estabilidade das estruturas;
3. Avaliar o comportamento das estruturas sob influência dos efeitos de 2ª ordem, provocados pela ação do vento, por meio de ferramenta em elementos finitos;
4. Comparar os valores de deslocamentos em razão da esbeltez dos diferentes modelos estruturais adotados;
5. Comprovar a eficiência dos sistemas de contraventamento para a estabilidade global das estruturas.

## 1.3 JUSTIFICATIVA

Conforme as edificações estão, devido às suas características, sendo mais solicitados pela ação lateral do vento, necessita-se de mais atenção à estabilidade estrutural, já que os problemas advindos dessas ações estão se tornando cada vez mais frequentes, assim sendo, esta análise estrutural acaba ficando demasiadamente trabalhosa. Logo, a utilização de ferramentas, como softwares de análise estrutural se tornam importantes para entendimento do comportamento dessas estruturas. Além disso, a respeito dos sistemas de contraventamento em estruturas de aço, são poucos as avaliações presentes na literatura que fazem comparações com as de concreto armado. Já que a maioria dos tipos de análises de estabilidade global de estruturas em aço utiliza-se de estudos por meio de pórticos planos, o que acaba simplificando o procedimento, porém gera alguns questionamentos e limitações.

Assim, do ponto de vista técnico, a abordagem desses temas acaba sendo bastante pertinente, pois confronta alguns tópicos pouco abordados na literatura atual.

#### 1.4 COMPOSIÇÃO DO ESTUDO

No Capítulo 2 é feita uma revisão bibliográfica, demonstrando aspectos acerca dos materiais estudados, a respeito dos tipos de sistemas de contraventamento estrutural e seus princípios de funcionamento, além dos conceitos da ação do vento. São mostrados também os parâmetros usados na avaliação da estabilidade global de edifícios. Ainda é são apresentados diversos estudos realizados sob os temas abordados por vários outros pesquisadores.

No Capítulo 3 é apresentado as considerações a respeito dos modelos para análise, como também a respeito da modelagem computacional pelo software AUTODESK ROBOT®.

No Capítulo 4 são apresentados os resultados obtidos pelas análises de estabilidade global, como também discussão sob os mesmos.

Finalmente, no Capítulo 5 apresenta as conclusões sobre os estudos realizados neste trabalho, bem como sugestões para trabalhos futuros.

## 2 REFERENCIAL TEÓRICO

A revisão e análise de trabalhos relativos a estabilidade global de estruturas é importante, pois nos permite conhecer as mais diversas técnicas, procedimentos, problemas e soluções relativas ao tema.

De acordo com Timoshenko (1953), o estudo de fenômenos físicos voltados para a engenharia estrutural teve seu início no final do século XVII, no entanto sofreu seu maior desenvolvimento em meados do século XX com a introdução de novas técnicas de cálculo e devido também ao surgimento dos computadores digitais. Segundo o mesmo autor, engenheiros e cientistas que se dedicam ao estudo de fenômenos físicos estão empenhados em duas tarefas principais: a formulação matemática dos processos físicos e a análise numérica de modelos matemáticos.

Martins (1998) realizou o cálculo dos deslocamentos horizontais em estruturas tridimensionais de edifícios com múltiplos andares de concreto armado, considerando a não linearidade geométrica dos elementos estruturais e a influência da rigidez à flexão das lajes. Tal estudo demonstrou a validade desse procedimento de cálculo, bem como a importância da consideração da rigidez das lajes no sistema de contraventamento.

Ribeiro (2010) analisou os efeitos globais de segunda ordem considerando a não linearidade física, como também a não linearidade geométrica. Utilizando do processo P-Delta para a quantificação dos efeitos de 2ª ordem. O autor realizou a comparação de estruturas de contraventamento constituídas pela associação de pórticos com paredes e/ou núcleos resistentes. Os resultados demonstraram que esses sistemas melhoraram consideravelmente a rigidez da estrutura.

Oliveira (2014) apresentou conceitos fundamentais em relação aos efeitos da ação do vento em edifícios altos. Os tipos estruturas foram modelados no Autodesk Robot Structure, obtendo-se os diferentes parâmetros de dimensionamento, bem como a análise CFD (Computational Fluid Dynamics) presente no software para a determinação dos esforços provocados pelo vento. O autor buscou comparar edifícios genéricos com seções em plantas diferentes, mostrando a eficiência da utilização do software Robot para a determinação e simulação dos esforços do vento nas estruturas.

### 2.1 ESTRUTURAS EM CONCRETO ARMADO

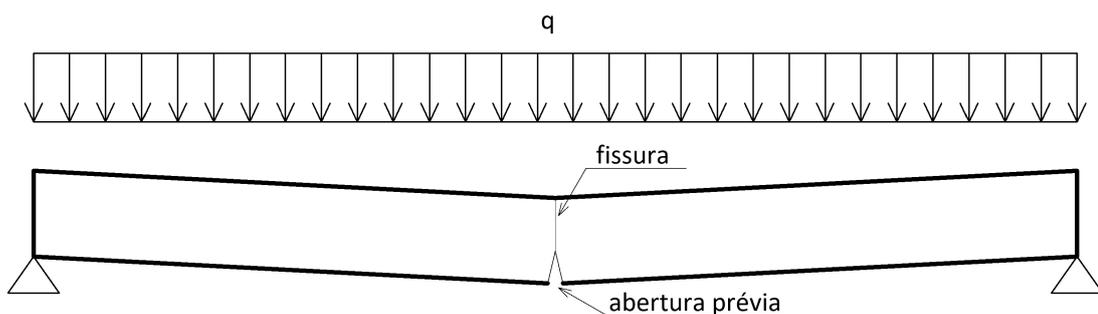
O concreto armado é um material de construção obtido a partir da união entre o concreto simples e barras de aço, que são envolvidas pelo concreto, em perfeita aderência entre os dois materiais, onde é a principal responsável pela garantia de que ambos os materiais resistam solidariamente aos esforços que forem submetidos. Aliando as qualidades do concreto (baixo custo, durabilidade, boa resistência à compressão, ao fogo e à água) com as do aço (ductilidade

e excelente resistência à tração e à compressão), tornando-se possível construir elementos com as mais variadas formas e volumes, com relativa rapidez e facilidade, para os mais variados tipos de obra.

No Concreto Armado a armadura utilizada é denominada de armadura passiva, significando que as tensões e deformações que existem nas peças devem se dar exclusivamente por ações externas aplicadas na mesma.

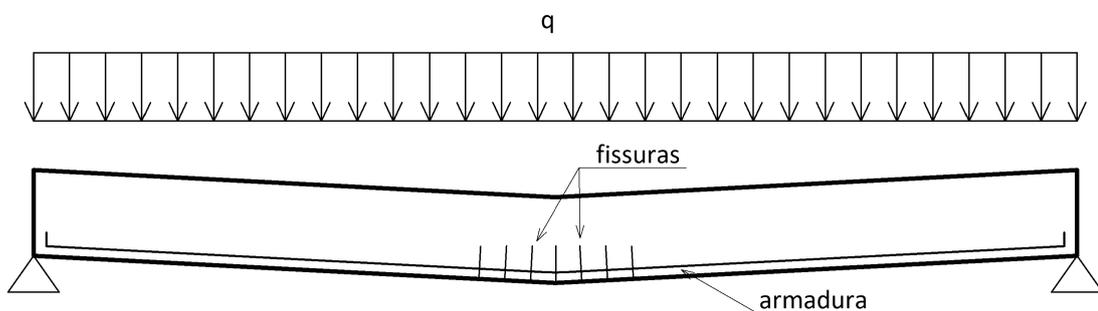
O trabalho conjunto entre o concreto e a armadura fica bem caracterizado na comparação de uma viga sem armadura (Figura 2.1) e com armadura (Figura 2.2). Supondo que o carregamento aplicado sobre as vigas aumentem gradativamente de zero até a ruptura, a viga sem armadura rompe bruscamente tão logo inicia-se a primeira fissura, o que ocorre quando a tensão de tração atuante alcança a resistência do concreto à tração. Já a viga de Concreto Armado tem a capacidade resistente à flexão significativamente aumentada devido à existência da armadura.

Figura 2.1 – Viga sem armadura.



Fonte: Autor (2019)

Figura 2.2 – Viga com armadura.



Fonte: Autor (2019)

## 2.2 ESTRUTURAS EM AÇO

O Aço é uma liga metálica constituída basicamente por carbono e ferro, com percentagens de carbono variando entre 0,008 e 2,11%. Existe um outro tipo de ligação metálica entre ferro e carbono, que é o ferro fundido, além de apresentar uma diferença na constituição química, o teor de carbono fica entre 2,11% e 6,67% (CBCA, 2014). Existe ainda uma diferença básica entre ambos: o aço, é facilmente deformável por forja, laminação, extrusão devido a sua ductibilidade, enquanto uma peça em ferro fundido é consideravelmente frágil.

São utilizados aços de média e alta resistência mecânica na construção civil no Brasil, onde as principais características para os mesmos serem utilizados como elemento estrutural são: alta tensão de escoamento, elevada tenacidade, ótima soldabilidade, susceptibilidade de corte por chama sem endurecimento, homogeneidade microestrutural e boa trabalhabilidade em operações de corte, furação e dobramento.

Desse modo, os aços são classificados em três grupos principais, em função da tensão mínima de escoamento especificada, o que é demonstrado pela Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Características dos principais tipos de aço.

<b>TIPO</b>	<b>LIMITE DE ESCOAMENTO MÍNIMO (MPa)</b>
Aço carbono de média resistência	195 a 259
Aço de alta resistência e baixa liga	290 a 345
Aços ligados tratados termicamente	630 a 700

Fonte: CBCA (2014).

De acordo com o CBCA (2014), entre os tipos de aços estruturais existentes atualmente, o que é mais conhecido e utilizado é o ASTM A36, classificado como aço carbono de média resistência mecânica. Porém, devido à construção de edifícios em aço cada vez maiores, vem-se utilizando aços de maior capacidade de resistência (os aços de alta resistência e baixa liga). Onde podemos citar o aço patinável, que apresenta enorme vantagem em relação aos aços carbono no que diz respeito a resistência mecânica à corrosão, o que possibilita ser utilizado sem aplicação de pinturas de proteção.

### 2.2.1 Elementos estruturais

Os elementos utilizados em estruturas de edifícios, são classificados de acordo com a carga que atua sobre eles. Daí a classificação se dá em:

- Elementos de tração ou tirantes: possuem solicitação por tração axial. São normalmente exemplos as barras diagonais de treliças, nos contraventamentos, nos suportes de pisos suspensos, etc;

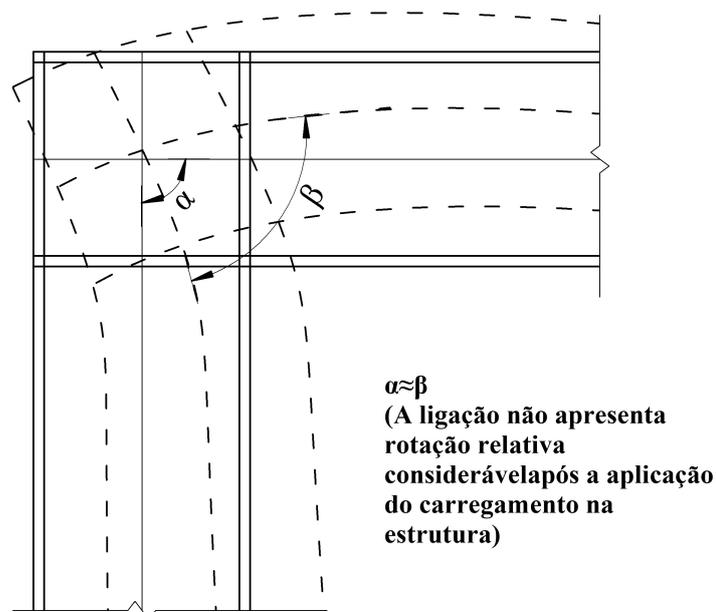
- Elementos em compressão ou pilares: são solicitados a compressão axial, ocorrendo em barras diagonais de treliças e em pilares de edifícios;
- Elementos em flexão ou vigas: são solicitados por momento fletor e esforço cortante, ocorre nas vigas dos edifícios;
- Elementos em flexo-compressão ou viga-pilar: são solicitados por momento fletor e compressão axial.

### 2.2.2 Ligações

Quando se realiza a análise e o dimensionamento de estruturas metálicas não é suficiente apenas classificar as ligações em soldada ou parafusada, temos que considerar também os esforços solicitantes e a sua rigidez. Já que essas características dizem respeito diretamente ao comportamento mecânico das ligações, influenciando diretamente na distribuição dos esforços e na capacidade da estrutura em resistir aos esforços horizontais do vento. Assim, a classificação das ligações de acordo com a rigidez dá-se em rígidas, semirrígidas ou flexíveis (CAMARGO, 2012).

De acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008), uma ligação é considerada rígida quando o ângulo entre os elementos estruturais que se interceptam permanece essencialmente o mesmo após o carregamento da estrutura, como mostrado na Figura 2.3.

Figura 2.3 – Ligação rígida.



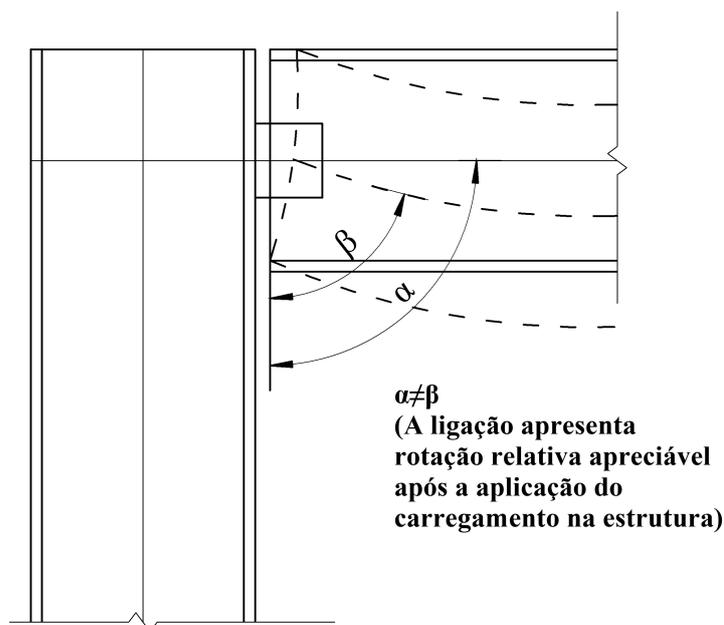
Fonte: Adaptada de Lima (2001).

Nas ligações semirrígida, o momento que é transmitido através da ligação não é zero

como acontece nas ligações flexíveis e nem máximo, no caso de conexões rígidas. Esse tipo de ligação é raramente utilizado, muito devido a dificuldade de se estabelecer a relação de dependência entre o momento resistente e a rotação.

A NBR 8800 (ABNT, 2008) apresenta limites no item 6.1.2 para que uma ligação viga-pilar possa ser considerada rotulada, representada na Figura 2.4.

Figura 2.4 – Ligação Flexível



Fonte: Adaptada de Lima (2001).

Resumidamente, quando não se tem a transferência de momentos entre os elementos a ligação será flexível, e quando ocorrer o inverso teremos uma ligação rígida. Porém, quando essa transferência ocorrer de forma parcial a ligação é considerada semirrígida. Pelas Figuras 2.3 e 2.4 podemos observar que, nas ligações rígidas, o ângulo entre as barras ( $\alpha$  e  $\beta$ ) permanece inalterado mesmo após o carregamento, enquanto para as ligações flexíveis há uma pequena rotação relativa.

### 2.2.3 Contraventamento

Segundo Bellei et al (2008), a escolha do sistema de contraventamento do edifício, ou seja, do arranjo dos elementos estruturais e das suas funções, influencia de forma significativa nos fatores de peso da estrutura, rapidez de montagem, custo final da estrutura e na facilidade de montagem. Segundo o autor, a forma mais econômica se dá através da utilização de contraventamentos verticais para conferir resistência frente às ações horizontais, permitindo assim, um maior número de ligações flexíveis. Porém, quando não há a possibilidade de se utilizar desses contraventamentos, é preciso aperticar a estrutura, empregando ligações rígidas, gerando uma

estrutura bem menos econômica.

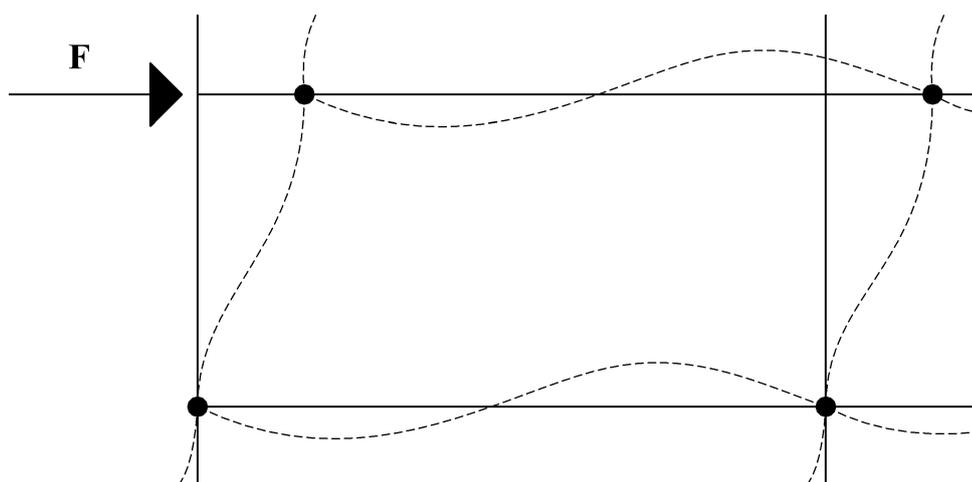
São apresentados, nos tópicos a seguir, os tipos e contraventamentos utilizados para as estruturas deste trabalho, bem como suas características e princípios.

### 2.2.3.1 Estruturas com pórticos rígidos

Os sistemas de pórticos rígidos constituem o tipo de contraventamento estrutural mais clássico e também o mais comum no emprego em edifícios tanto de concreto armado, como em aço, para pequenas alturas (geralmente estruturas de até 20 pavimentos). Nesse caso, têm-se como principal característica a consideração das ligações entre pilares e vigas como rígidas, afim de se obter como resultado final estruturas capazes de suportarem os esforços horizontais advindos do vento. Esses pórticos, em geral, são dispostos em duas direções e com as mesmas seções transversais para que haja uma padronização do material e redução dos custos com mão de obra. Aos pilares dos pórticos é dada a preferência de disposição do eixo de maior inercia dos mesmos, coincidindo com o eixo de menor inercia da edificação. Já que nesse caso obtêm-se uma compensação de rigidez para ambas as direções da estrutura, resultando em edifícios completamente resistentes aos esforços horizontais.

Segundo Bernardi (2010) devido à sua continuidade, a resposta dos pórticos às cargas laterais ocorre principalmente na forma de flexão das vigas e pilares, conforme Figura 2.5. Este caráter de continuidade depende da rigidez rotacional das ligações, ou seja, da garantia de não ocorrer o mínimo deslizamento entre quaisquer barras ligadas entre si.

Figura 2.5 – Resposta dos pórticos as cargas laterais.



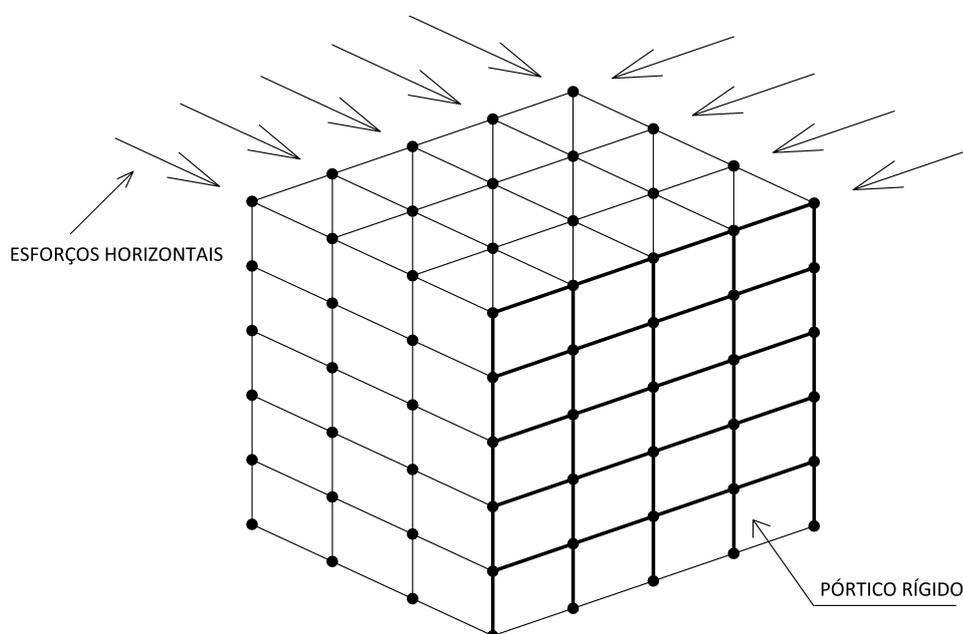
Fonte: Autor (2019).

A principal vantagem desse sistema é a sua simplicidade de formação, pois permite a decomposição do seu comportamento espacial em diversos planos, facilitando o processo de análise estrutural. A presença de vãos livres entre as colunas é outra característica positiva, visto que não traz os inconvenientes de ocupação presentes nos sistemas treliçados, com núcleos ou paredes de cisalhamento.

Outro ponto se dá em relação à economia com material e mão de obra, visto que, geralmente, se busca utilizar de pórticos padronizados nas suas dimensões. Já aos pilares é dada a preferência de colocação do eixo de maior inércia coincidindo com a menor inércia da edificação, dessa forma obtêm-se rigidezes compatíveis com os esforços solicitantes em todas as dimensões da estrutura (Figura 2.6).

No que diz respeito às desvantagens, o aumento da estaticidade da estrutura por meio de ligações rígidas entre vigas e colunas faz com que ocorra a transferência de momentos para os pilares e estes acabam necessitando de inércias maiores para resistir a tais solicitações (SÁLES, 1995). Além disso, as estruturas com ligações rígidas oneram a sua fabricação e montagem, e são muito deslocáveis no caso de construções mais altas, tornando outros sistemas estruturais mais interessantes do ponto de vista econômico (MDIC, 1989).

Figura 2.6 – Exemplo de sistema estrutural de pórticos rígidos.



Fonte: Autor (2019).

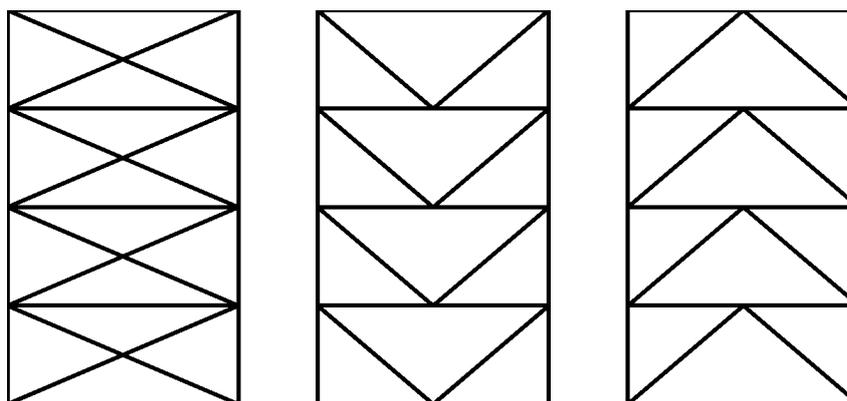
Além disso, a capacidade de carga do pórtico depende fundamentalmente da resistência ou rigidez das barras individuais de vigas e pilares. Esta capacidade decresce com o aumento da altura dos andares e/ou do espaçamento dos pilares.

### 2.2.3.2 Sistemas Treliçados

Quando os edifícios estão sujeitos à ação do vento, as maiores reações surgem nos pontos mais afastados do eixo geométrico. Assim, quanto maior a altura, maior será essa ação, e os sistemas estruturais apresentados anteriormente deixam de ser viáveis. Uma maneira econômica de resolver esse problema consiste em embutir treliças, também chamadas de contraventamentos, ao longo dos pórticos (SÁLES, 1995).

Nesse tipo de sistema, são feitos contraventamentos verticais, ao invés de ligações engastadas. Esses contraventamentos são, geralmente, em “X”, “V” ou em “K” (formando treliças verticais com triângulos totais em cada tramo, Figura 2.7), pois apresentam maior eficiência no aumento da rigidez lateral das estruturas, e são alocados ao longo de toda a altura do edifício. A rigidez horizontal é estabelecida devido aos efeitos de tração e compressão dessas estruturas de contraventamento, além dos efeitos de tração e compressão nas colunas adjacentes a esses contraventamentos (TELES, 2016).

Figura 2.7 – Contraventamentos em triângulos totais (X, V e K).



Fonte: Autor (2019).

### 2.2.3.3 Estruturas com núcleo de concreto

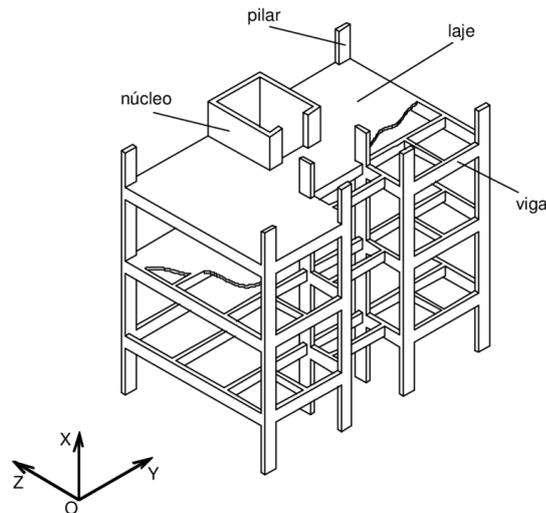
Nos edifícios de múltiplos andares é comum a existência de torres de escadas, elevadores e locais para passagem vertical de tubulações. Todas essas necessidades de espaço para circulação de pessoas e passagem de dutos podem ser agrupadas, formando os chamados núcleos de serviço (SÁLES, 1995).

De acordo com CAMARGO (2012, p. 11):

A colocação dessas paredes ocasiona um aumento do peso próprio da estrutura e sobrecarrega, principalmente, as colunas e vigas próximas ao núcleo. Com isso, torna-se necessário aumentar as áreas e as inércias dos perfis. Mesmo assim a utilização de núcleos de concreto armado proporciona uma diminuição no consumo de aço. Por outro lado, esse sistema estrutural eleva o volume de concreto estrutural utilizado e penaliza as fundações devido ao alto peso próprio das paredes que formam o núcleo.

A utilização desses elementos no sistema de contraventamento aumenta significativamente a capacidade do edifício em absorver cargas laterais. A função que esses núcleos desempenham depende do material utilizado nas suas paredes. Se forem executadas em concreto armado, contendo ou não perfis metálicos, elas podem dar origem aos núcleos estruturais (Figura 2.8).

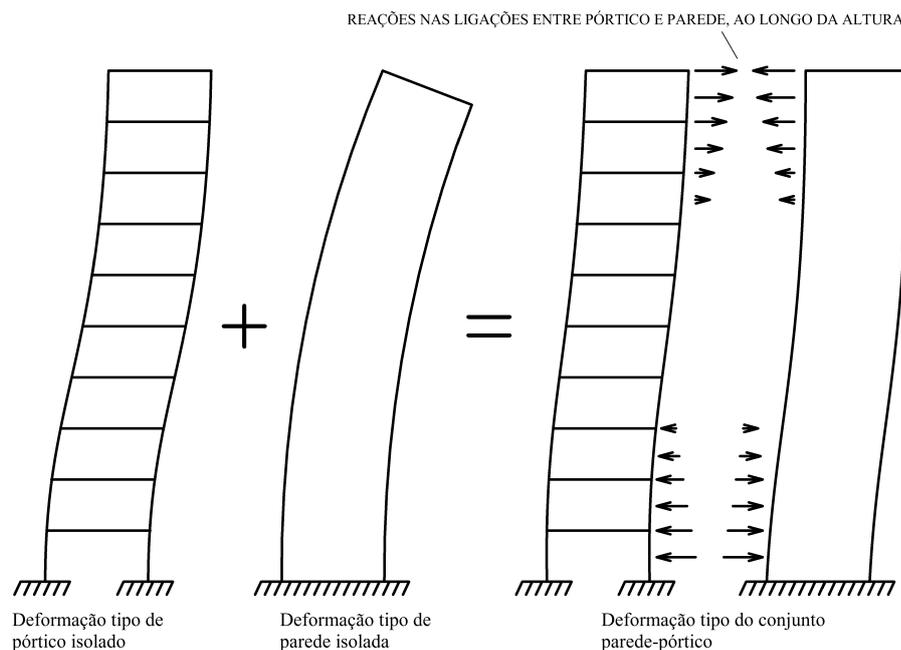
Figura 2.8 – Sistema estrutural com núcleo resistente.



Fonte: Martins (2001).

Assim, a interação pórtico-parede é representada pela superposição dos dois modos individuais, resultando na deformada em forma de um “S” achatado, mostrada na Figura 2.9. Devido às diferentes características destas duas configurações, na região superior do edifício, a parede é puxada pelo pórtico contra a direção das cargas laterais, enquanto que, na região inferior, ela é empurrada na direção oposta. Consequentemente, as cargas de vento são predominantemente absorvidas pelo pórtico na região superior da estrutura e pela parede na região inferior.

Figura 2.9 – Deformações parede/pórtico.



Fonte: Autor (2019).

#### 2.2.4 Comparativos entre estruturas de aço e de concreto

Segundo Santos (2010) pode-se citar algumas vantagens inerentes ao sistema construtivo de concreto, como: a capacidade de adequação às formas e concepções arquitetônicas (moldabilidade); a elevada resistência à maioria dos tipos de solicitação; a característica monolítica da estrutura, proporcionando o trabalho do conjunto quando a peça for solicitada; a mão de obra utilizada, que não necessita de elevado nível de qualificação. Entretanto, segundo o autor, este sistema construtivo é menos racional que o de aço, por exemplo, devido a fatores como a lentidão de execução, e o uso de formas e escoramentos.

Santos (2010) afirma também que em relação a utilização de concreto, as estruturas de aço acabam por diminuir bastante as cargas nas fundações, devido a sua elevada esbeltez e resistência, propiciando também a utilização de vãos maiores com menor consumo de material. Assim, esse sistema construtivo acabou aderindo de forma rápida, principalmente, aos galpões industriais, já que estes possuem características e parâmetros que respaldam a utilização desse material.

É importante destacar que a comparação entre estruturas de aço e concreto armado não se dá apenas com o fim de se determinar qual deles é o melhor sistema construtivo. Ambos demonstram diversas vantagens e desvantagens, fazendo com que a utilização de um ou outro dependa de fatores como: o tipo de construção, as características do projeto, o prazo, imposições do cliente, dentre outros. Santos (2010) afirma que a melhor proposta para utilização desses sistemas seria o misto, pois se utilizaria das vantagens e possibilidades de cada material para a construção.

### 2.3 AÇÃO DO VENTO SEGUNDO A ABNT NBR 6123:1988

De acordo com Gonçalves et al. (2007), o vento é definido de forma simplificada como o movimento de massas de ar decorrente de diferenças de pressões na atmosfera. Também pode ser definido como um fluxo de ar médio sobreposto a flutuações de fluxo, chamados de rajadas ou turbulências. Tais rajadas possuem um valor de velocidade do ar maior que a média e são responsáveis pelas forças que atuarão nas edificações.

A ação do vento nas estruturas é composto diretamente por dois parâmetros: os meteorológicos e os aerodinâmicos. Os parâmetros meteorológicos são responsáveis pela velocidade do vento que deverá ser considerada no projeto da edificação. Enquanto o parâmetro aerodinâmico é o que determinará a forma como o vento incidirá nessa estrutura.

Devido a esses parâmetros, para fins de cálculo estrutural, é difícil de se fazer a mensuração detalhada da ação do vento nas edificações. Já que além de se tentar descobrir qual sua velocidade, também é necessário saber como atua e em que ângulo incidirá na construção.

Sendo assim, a NBR 6123 (ABNT, 1988) simplificou a análise para estruturas com geometria simples, como: formas prismáticas retangulares, galpões; estabelecendo assim critérios para a quantificação da ação do vento na construção. Onde para estruturas com formas menos

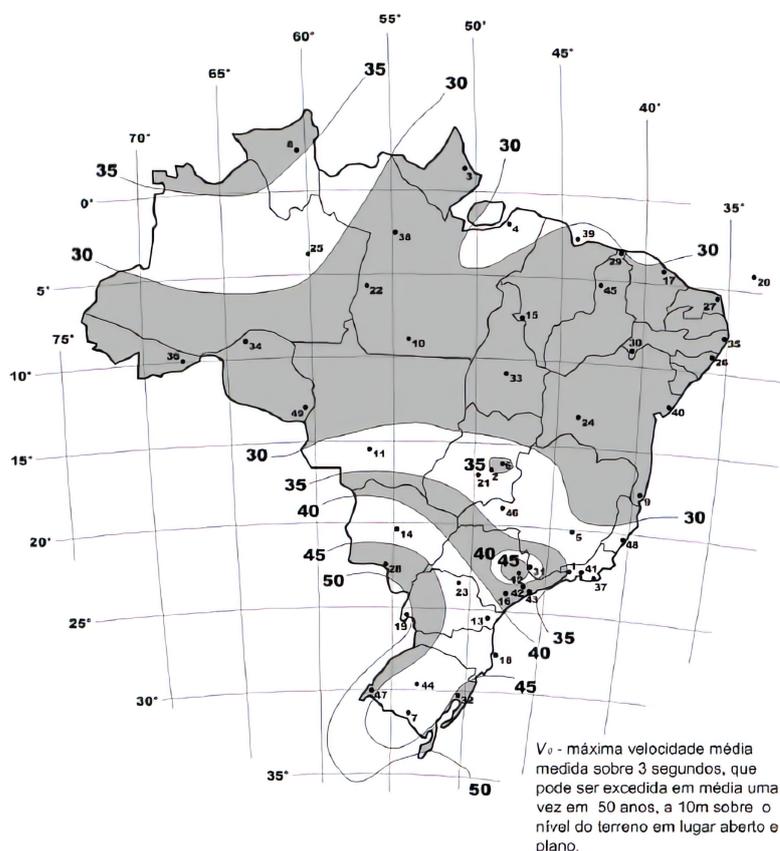
convencionais e de construção mais complexas, recomenda-se a utilização de ensaios de túnel de vento.

### 2.3.1 Velocidade básica do vento ( $V_0$ )

De acordo com NBR 6123 (ABNT, 1988), a velocidade básica do vento ( $V_0$ ) é a velocidade em que uma rajada de 3 segundos, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 metros acima do terreno, em campo aberto e plano. Considera-se também a probabilidade de que ela seja igualada ou excedida pelo menos uma vez durante um período de retorno de 50 anos seja de 63,0%.

A partir disso montaram-se as isopletas que distiguem cada região com faixas de velocidade variando em 5 m/s, conforme mostra a Figura 2.10.

Figura 2.10 – Isopletas da velocidade básica do vento ( $V_0$ ) (m/s).



Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988) .

### 2.3.2 Velocidade característica do vento

A velocidade característica do vento ( $V_k$ ) é aquela que será aplicada na construção a partir da velocidade básica alterada por coeficientes que levam em consideração particularidades do ambiente como um todo, segundo GONÇALVES et al. (2007):

- Topografia do local;
- Rugosidade do terreno: a presença ou não de obstáculos, sua altura e disposição interferem no perfil da velocidade do vento;
- Altura da edificação;
- Dimensões da edificação: o tempo de rajada será proporcional às dimensões da estrutura;
- Tipo de ocupação e riscos de vida envolvidos em caso de ruína.

Desta forma, a seguinte equação é proposta pela NBR 6123 (ABNT, 1988) para a determinação da velocidade característica:

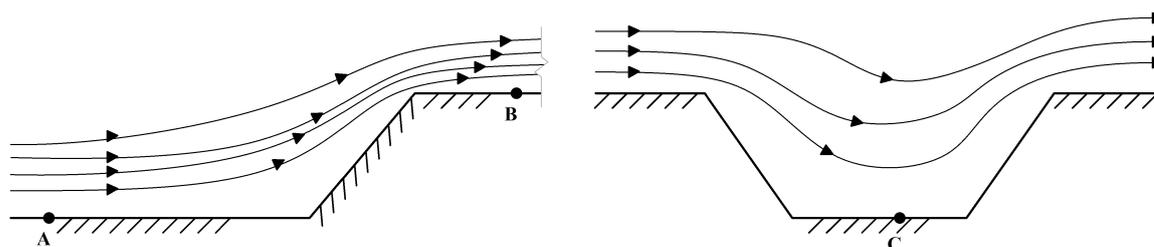
$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (2.1)$$

Onde os coeficientes  $S_1$ ,  $S_2$  e  $S_3$  são respectivamente referentes a topografia, a rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno e por último o fator estatístico.

### 2.3.3 Fator topográfico ( $S_1$ )

O fator topográfico  $S_1$  leva em consideração as variações do relevo do terreno no aumento ou diminuição da velocidade do vento. Segundo GONÇALVES (2007), a aproximação ou afastamento das linhas de fluxo é uma boa maneira de visualizar essa alteração na velocidade, como mostrado na Figura 2.11.

Figura 2.11 – Alteração das linhas de fluxo em função da topografia.



Ponto A – terreno plano ou pouco ondulado    Ponto B – acilive, com aumento da velocidade    Ponto C – vale protegido, com diminuição da velocidade

Fonte: Adaptado de Gonçalves (2007).

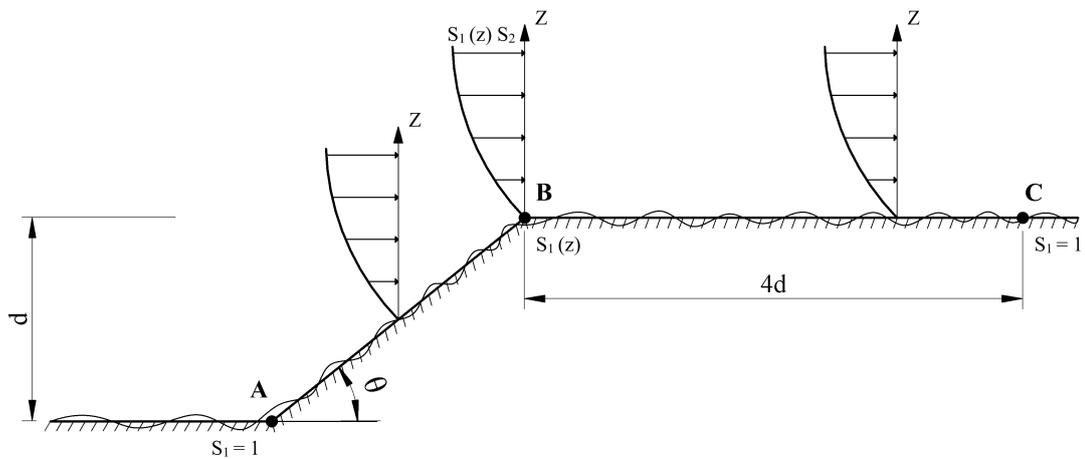
É observável, na figura acima, que para os terrenos planos (ponto A) as linhas estão equidistantes não sofrendo assim nenhuma alteração de velocidade, contudo no ponto B observa-se no acilive um aumento de velocidade. Por último, nos vales (ponto C), ocorre atenuação da velocidade.

A NBR 6123 (ABNT, 1988) adota para os casos A, B e C da Figura 2.11 os seguintes valores para o fator  $S_1$ :

- (a) Terreno plano ou fracamente acidentado:  $S_1 = 1,0$ ;

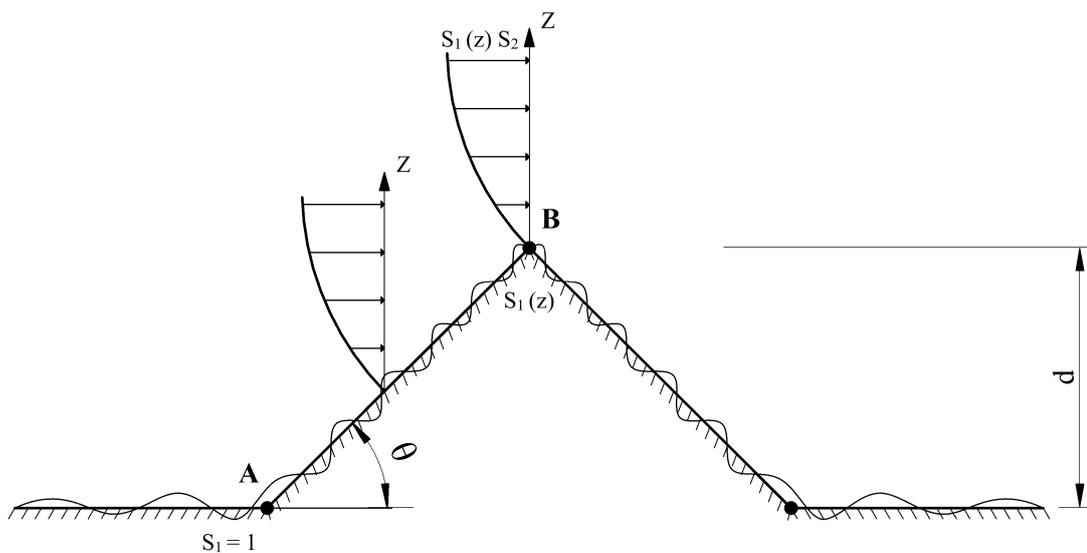
- (b) Vales protegidos do vento em todas as direções:  $S_1 = 0,9$ ;
- (c) Taludes e morros: a velocidade do vento é corrigida de acordo com a o ângulo de inclinação do talude ou do morro.
- No ponto A de morros e C de taludes:  $S_1 = 1,0$ ;
  - No ponto B, pelas situações mostradas nas Figuras 2.12 e 2.13:

Figura 2.12 – Fator topográfico  $S_1$  para taludes.



Fonte: Adaptado de NBR 6123 (ABNT, 1988) .

Figura 2.13 – Fator topográfico  $S_1$  para morros.



Fonte: Adaptado de NBR 6123 (ABNT, 1988) .

$$\text{Se } \theta \leq 3^\circ : S_1 = 1,0 \quad (2.2)$$

$$\text{Se } 6^\circ \leq \theta \leq 17^\circ : S_1(z) = 1 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) \cdot \tan(\theta - 3^\circ) \geq 1 \quad (2.3)$$

$$\text{Se } \theta \geq 45^\circ : S_1(z) = 1 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) \cdot 0,31 \geq 1 \quad (2.4)$$

Para valores de ângulos entre  $3^\circ$  e  $6^\circ$ , e entre  $17^\circ$  e  $45^\circ$  recomenda-se fazer uma interpolação linear. Caso o ponto considerado fique entre A e B e entre B e C, o fator  $S_1$  também pode ser obtido por interpolação linear.

#### 2.3.4 Fator de rugosidade do terreno e dimensões da edificação ( $S_2$ )

Esse fator considera os efeitos combinados da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte dela. Assim, são definidas cinco categorias de terreno em função da sua rugosidade:

- Categoria I: Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente;
- Categoria II: Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações mais baixas;
- Categoria III: Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebraventos de árvores, edificações baixas e esparsas;
- Categoria IV: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada;
- Categoria V: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados.

Quanto as dimensões da edificação, elas influenciam diretamente no tempo de rajada, já que a medida que estas aumentam o tempo para o vento se despende do edifício será menor. Desse forma, a NBR 6123 (ABNT, 1988) preconiza três classes conforme o tempo de rajada de cada uma.

- Classe A (3 segundos): Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação ou parte da edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal não exceda 20 metros;

- Classe B (5 segundos): Toda edificação ou parte da edificação para a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 e 50 metros;
- Classe C (10 segundos): Toda edificação ou parte da edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 metros.

Depois de classificar a estrutura em uma determinada categoria e classe, o fator  $S_2$ , pode ser calculado por meio da seguinte equação:

$$S_2 = bF_r \left( \frac{z}{10} \right)^p \quad (2.5)$$

Onde:  $z$  é a altura acima do terreno (limitado à altura gradiente),  $F_r$  é o fator de rajada;  $b$  é o parâmetro meteorológico e  $p$  é o expoente da equação de variação de  $S_2$  (em função da rugosidade do terreno e do intervalo de tempo).

Para a obtenção de  $b$ ,  $F_r$  e  $p$  a NBR 6123 (ABNT, 1988) fornece a Tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Fatores Meteorológicos.

Categoria	z (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	b	1,10	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		$F_r$	1,00	0,98	0,95
III	350	p	0,085	0,09	0,10
		b	0,94	0,94	0,93
IV	420	p	0,10	0,105	0,115
		b	0,86	0,85	0,84
V	500	p	0,12	0,125	0,135
		b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988).

### 2.3.5 Fator estatístico ( $S_3$ )

O fator estatístico  $S_3$  está relacionado ao grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. A NBR 6123 (ABNT, 1988) estabelece como vida útil da edificação o período de 50 anos e a probabilidade de que a velocidade básica  $V_0$  seja igualada ou excedida neste período igual a 63%. Portanto a NBR 6123 (ABNT, 1988) fornece a Tabela 2.3, sugerindo valores de  $S_3$ . Caso seja de interesse determinar valores diferentes daqueles sugeridos pela referida norma, pode-se calcular o fator  $S_3$  através da seguinte expressão:

$$S_3 = 0,54 \left[ -\frac{\ln(1 - P_m)}{m} \right]^{-0,157} \quad (2.6)$$

Sendo  $P_m$  a probabilidade considerada e  $m$  o período de retorno adotado.

Tabela 2.3 – Valores mínimos para o fator  $S_3$ .

Grupo	Descrição do tipo de ocupação	$S_3$
1	Edificação cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação.	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção.	0,83

Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988) .

### 2.3.6 Ação estática do vento

Após obtida a velocidade característica,  $V_k$ , do vento em uma determinada estrutura, é possível calcular a pressão dinâmica exercida pelo vento a partir da seguinte equação:

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \quad (2.7)$$

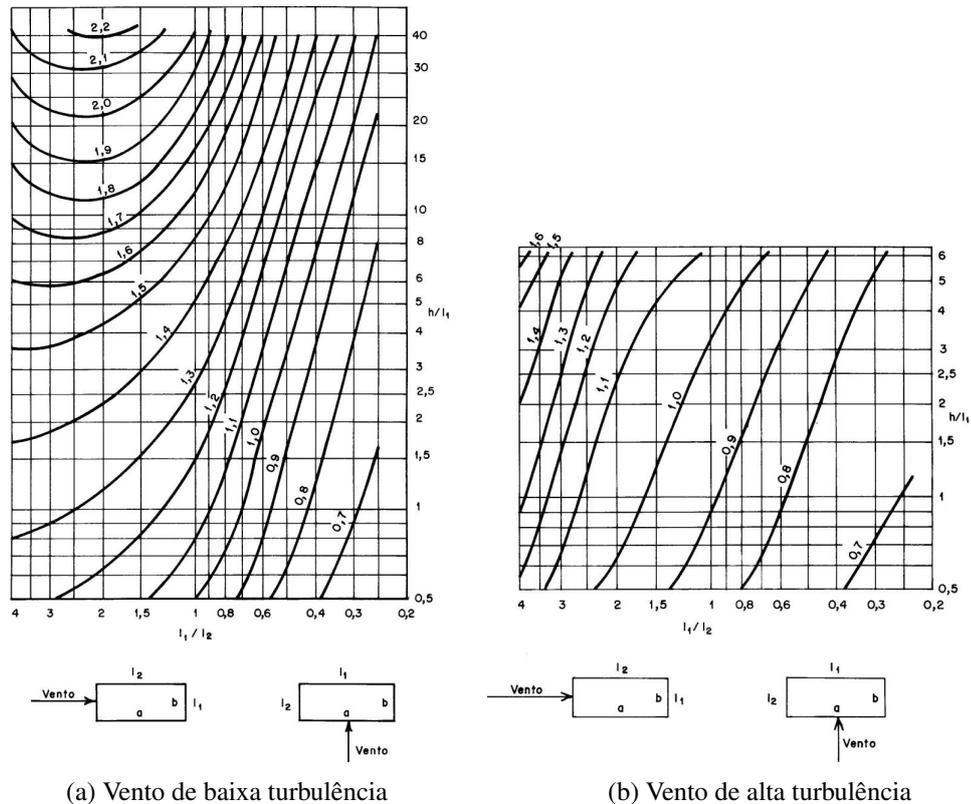
Sendo:  $q$  a pressão dinâmica do vento ( $N/m^2$ ) e  $V_k$  a velocidade característica ( $m/s$ ).

Assim, também é possível determinar a sua força resultante através da Equação 2.8.

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad (2.8)$$

De acordo com NBR 6123 (ABNT, 1988) , o coeficiente de arrasto deve ser obtido em função das condições de turbulência do vento que incide sobre a edificação. Na Figura 2.14 são apresentados gráficos de  $C_a$  para as turbulências baixa e alta. Onde o vento de baixa turbulência é definido pelo fluxo de ar moderadamente suave, ou seja, semelhante àquele que aparece em campo aberto e plano. Já o vento de alta turbulência, é típico ao o que aparece em grandes cidades, onde se tem uma diminuição da sucção na face de sotavento das edificações paralele-

Figura 2.14 – Coeficiente de arrasto para vento de baixa e alta turbulência.



Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988) .

pipédicas, conjuntamente à diminuição dos respectivos coeficientes de arrasto, ressalvadas as edificações com uma relação altura/largura de 1/3 ou menos.

Portanto, conforme a NBR 6123 (ABNT, 1988) uma edificação pode ser considerada com vento de alta turbulência quando a sua altura não for maior do que duas vezes a altura média das edificações vizinhas, que devem estar na direção e no sentido do vento incidente, com distância mínima de:

- 500 m, para uma edificação de até 40 m de altura;
- 1000 m, para uma edificação de até 55 m de altura;
- 2000 m, para uma edificação de até 70 m de altura;
- 3000 m, para uma edificação de até 80 m de altura.

## 2.4 ESTABILIDADE GLOBAL DAS ESTRUTURAS

Geralmente, nos projetos estruturais, os cálculos e as verificações são efetuados elemento a elemento, realizando-se assim a análise de cada parcela da estrutura (pilar, viga, laje,

etc.) de maneira isolada. Além disso é preciso dar atenção especial ao comportamento da estrutura como um todo, quando todos os elementos atuarem em conjunto para resistirem os esforços (CAMARGO, 2012).

Atualmente, com a construção de edifícios cada vez mais altos e mais esbeltos, a avaliação da estabilidade do conjunto estrutural em face a carregamentos como, por exemplo, o vento ao longo de um grande edifício, adquire considerável relevância nos projetos estruturais

Conforme a NBR 8800 (ABNT, 2008) , item 4.9.2, a análise estrutural tem como objetivo determinar os efeitos das ações na estrutura, visando efetuar verificações de estados-limites últimos e de serviço. A análise estrutural pode ser classificada em dois tipos dependendo das considerações do material e dos efeitos dos deslocamentos da estrutura.

Neste trabalho o foco principal será nos efeitos dos deslocamentos da estrutura. Efeitos que são comumente determinados por análises globais linear-elástica, conforme a teoria de primeira ordem, levando em consideração a geometria indeformada da estrutura, sendo assim uma abordagem simplificada e que nem sempre consegue refletir o comportamento real da estrutura. No entanto, a norma propoe uma análise não linear sempre que os deslocamentos sofridos pela estrutura afetarem de forma acentuada os esforços internos, esta análise se baseia na geometria deformada da estrutura.

Para a realização de tais análises, tanto a NBR 6118 (ABNT, 2014), quanto a NBR 8800 (ABNT, 2008), sugerem o uso de coeficientes denominados de parâmetros de estabilidade global.

Para analisarmos esses parâmetros, precisarmos primeiro saber a respeito da não linearidade. Segundo FUSCO (1976, p. 126):

[...] o comportamento linear da estrutura exige a existência do comportamento linear do material e de uma geometria adequada da estrutura. Quando uma dessas condições não é satisfeita, a estrutura apresenta um comportamento não linear, podendo existir uma não linearidade física ou uma não linearidade geométrica.

#### 2.4.1 Não linearidade geométrica (NLG)

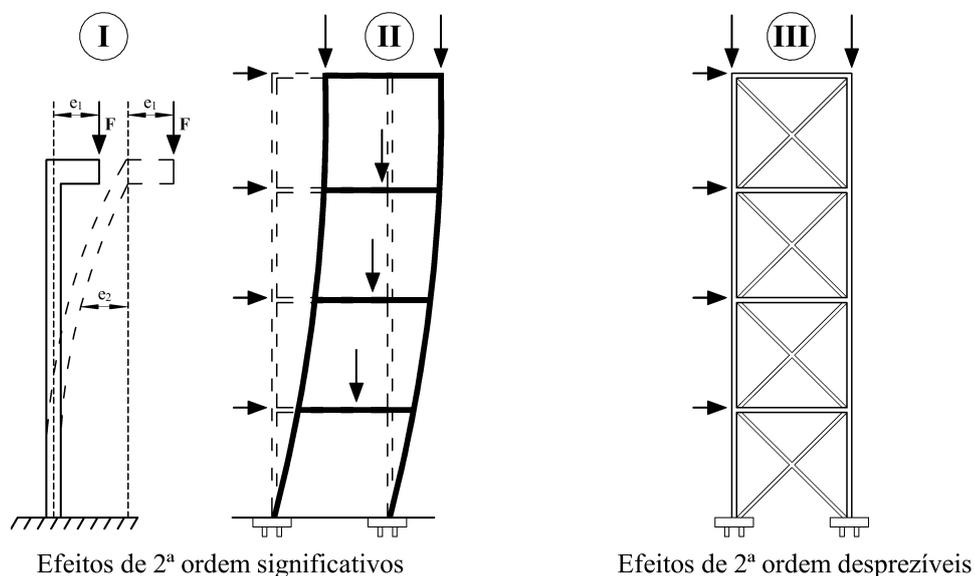
A não linearidade geométrica é relacionada com o deslocamento horizontal dos nós da estrutura quando a mesma recebe carregamentos, tendo que, então, analisar-se o arranjo estrutural na condição deformada, e não somente na condição geométrica inicial. Tal análise é fundamental em razão do surgimento dos chamados efeitos de segunda ordem: onde o deslocamento horizontal causa excentricidades nas cargas verticais atuantes nos pilares, gerando assim, momentos que anteriormente não existiam na condição anterior às deformações.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) classifica as estruturas conforme a deslocabilidade dos nós como: estruturas de nós fixos ou estruturas de nós móveis. Para efeito de cálculo, as estruturas são consideradas como sendo de nós fixos, quando os deslocamentos horizontais são pequenos

e, conseqüentemente, os efeitos de 2ª ordem são desprezíveis (menores que 10% dos esforços de 1ª ordem). Nas estruturas de nós móveis, onde os deslocamentos horizontais são maiores e os efeitos de 2ª ordem são ditos relevantes (superiores a 10% dos esforços de 1ª ordem), são pressupostos tanto os efeitos de 2ª ordem globais, quanto os locais.

Já a NBR 8800 (ABNT, 2008) classifica as estruturas conforme a sensibilidade a deslocamentos laterais, como sendo: estrutura de pequena deslocabilidade, onde em todos os andares, a relação entre o deslocamento lateral do andar em relação à base (obtido na análise de 2ª ordem e aquele obtido na análise de 1ª ordem) for menor ou igual a 1,1; estrutura de média deslocabilidade, quando esta mesma relação, for superior a 1,1 e menor ou igual a 1,4; estrutura de grande deslocabilidade quando esta relação for superior a 1,4.

Figura 2.15 – Efeitos globais de segunda ordem.



Fonte: Adaptado de Fusco (1995).

Na Figura 2.15, podemos perceber: na situação I, o acréscimo dos momentos fletores de segunda ordem, aos momentos fletores de primeira ordem; A situação II nos mostra como os efeitos de segunda ordem são significativos nas estruturas altas, podendo até ocorrer o risco de um colapso global da estrutura; Na situação III tem-se uma estrutura com elementos de grande rigidez, dependendo dessa rigidez os efeitos de segunda ordem podem se tornar desprezíveis. (FUSCO, 1995).

#### 2.4.2 Não linearidade física (NLF)

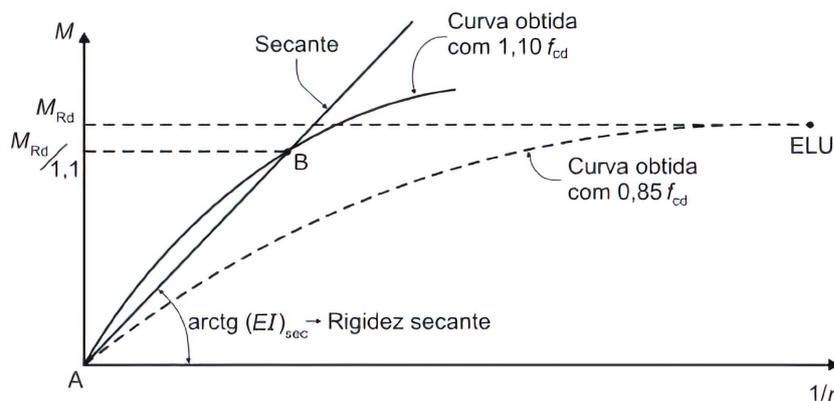
A não linearidade física é causada pelo comportamento do material, nesse caso, o concreto armado. Para o aço, BELLEI (2008) afirma que quando a estrutura for classificada como sendo de média ou grande deslocabilidade, o projetista deve reduzir a rigidez à flexão ( $EI$ ) e a rigidez axial ( $EA$ ) das barras para 80% ( $0,8EI$ ) dos valores iniciais, considerando assim as

imperfeições do material. Logo, essa característica está relacionada com as propriedades do material, ou seja, o material por não seguir a Lei de Hooke (não apresentar relação tensão-deformação linear), assim sendo, o valor do módulo de elasticidade ( $E$ ) não permanece constante.

Outro ponto importante são os efeitos causados pela fissuração, pela fluência e pelo escoamento da armadura, que ocorrem conforme o aumento das solicitações, fazendo com que o valor do momento de inércia ( $I$ ) das seções transversais caia significativamente, assim o valor da rigidez da peça não permanece constante (WORDELL, 2003).

Portanto, para que tais variações nas propriedades do concreto sejam consideradas ao realizar-se o processo iterativo, deve-se, conforme as circunstâncias, alterar a rigidez das barras em função do diagrama de momentos a cada etapa do cálculo, atualizando-se assim as relações momento-curvatura correspondentes às forças axiais atuantes (WORDELL, 2003). Tal procedimento é exposto pela NBR 6118 (ABNT, 2014), ao se declarar que “O principal efeito da não-linearidade pode, em geral, ser considerado através da construção da relação momento-curvatura para cada seção, com armadura suposta conhecida, e para o valor da força normal atuante”. A Figura 2.16 expressa essa relação.

Figura 2.16 – Relação momento-curvatura para o concreto.



Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).

A respeito da Figura 2.16, a NBR 6118 (ABNT, 2014) explica o seguinte:

A curva cheia AB, que, a favor da segurança, pode ser linearizada pela reta AB, é utilizada no cálculo das deformações. A curva tracejada, obtida com os valores de cálculo das resistências do concreto e do aço, é utilizada somente para definir os esforços resistentes  $M_{Rd}$  e  $N_{Rd}$  (ponto de máximo). A reta AB é caracterizada pela rigidez secante  $(EI)_{sec}$ , que pode ser utilizada em processos aproximados para flexão composta normal ou oblíqua.

É perceptível que tal procedimento para análise da NLF acaba por ser, na maioria das vezes, um pouco trabalhoso, devido a isso, a própria norma adota um método simplificado para

esta análise. A NBR 6118 (ABNT, 2014) afirma que: para a consideração dos esforços de 2ª ordem, em estruturas reticuladas com no mínimo quatro andares, pode-se pressupor a NLF de forma aproximada. Para isso, são adotados para valores de rigidez dos elementos estruturais conforme as relações apresentados nas Equações 2.9 a 2.12:

- Para lajes:

$$(EI)_{sec} = 0,3 \cdot E_{ci} \cdot I_c \quad (2.9)$$

- Para vigas com armadura negativa diferente da armadura positiva:

$$(EI)_{sec} = 0,4 \cdot E_{ci} \cdot I_c \quad (2.10)$$

- Para vigas com armadura negativa e positiva idênticas:

$$(EI)_{sec} = 0,5 \cdot E_{ci} \cdot I_c \quad (2.11)$$

- Para pilares:

$$(EI)_{sec} = 0,8 \cdot E_{ci} \cdot I_c \quad (2.12)$$

Onde:

$(EI)_{sec}$ : rigidez secante;

$E_{ci}$ : módulo de deformação tangente inicial;

$I_c$ : momento de inércia da seção bruta de concreto.

Ainda segunda a norma, quando a estrutura de contraentamento for composta exclusivamente por vigas e pilares e  $\gamma_z$  for menor que 1,3, permite-se calcular a rigidez das vigas e pilares pela Equação 2.13.

$$(EI)_{sec} = 0,7 \cdot E_{ci} \cdot I_c \quad (2.13)$$

A Norma salienta, no entanto, que esses valores de rigidez são aproximados, não podendo ser adotados na avaliação de esforços locais de segunda ordem.

#### 2.4.3 Critérios para consideração dos efeitos globais de 2ª ordem

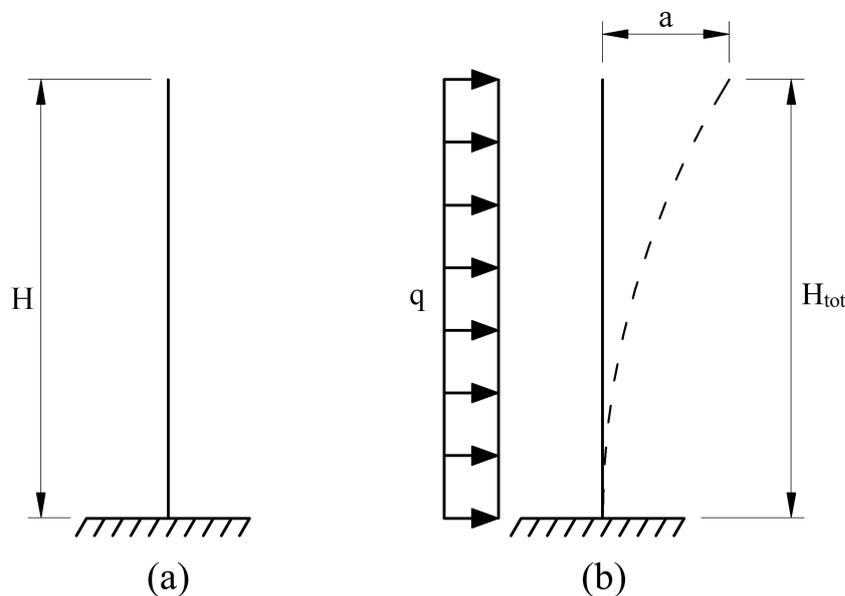
Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), as estruturas podem ser classificadas como sendo de nós fixos ou de nós móveis. Quando os deslocamentos dos nós da estrutura forem pequenos e, por consequência, os esforços de segunda ordem forem desprezíveis (menores que 10% dos esforços de primeira ordem), estas são ditas de nós fixos. Porém, quando os esforços de 2ª ordem forem superiores aos 10% dos de 1ª ordem, estas estruturas são classificadas como de nós móveis. A seguir são apresentados esses critérios aproximados, e, também, o método de cálculo rigoroso que foi utilizado no trabalho.

### 2.4.3.1 Parâmetro de instabilidade $\alpha$

O parâmetro  $\alpha$  é uma forma de se avaliar a estabilidade global de estruturas de concreto armado, no entanto, não é capaz de estimar os efeitos de 2ª ordem. Deduzido em 1967 por Beck e König, e foi definido como parâmetro de instabilidade por FRANCO (1985).

Adotando-se um pilar de seção constante (Figura 2.17-a) e no regime elástico de deformação, dá-se início a definição do parâmetro  $\alpha$ . Assim sendo, esse pilar, engastado na base e com o topo livre, seria então submetido a uma carregamento vertical uniforme distribuído ao longo de toda a sua altura, por exemplo, o seu peso próprio. Com isso, se define o parâmetro  $\alpha$  a partir da Equação 2.14.

Figura 2.17 – Pilar usado para cálculo do parâmetro  $\alpha$  (a), linha elástica do pilar com rigidez equivalente (b).



Fonte: Adaptado de Vasconcelos (2004).

$$\alpha = H \cdot \sqrt{\frac{F_v}{EI}} \quad (2.14)$$

Onde:  $H$  é a altura do pilar;  $F_v$  é a força vertical no pilar e  $EI$  a rigidez da seção transversal do pilar.

Conforme esse modelo, para valores de  $\alpha$  menores que 0,6, não se teria a necessidade de uma análise de 2ª ordem, já que os momentos gerados devido à posição deformada do pilar seriam inferiores do que os 10% dos de 1ª ordem.

Quando se fala de um edifício como um todo e não apenas de um elemento estrutural, o valor do parâmetro  $\alpha$  passa a ser calculado pela Equação 2.15.

$$\alpha = H_{tot} \cdot \sqrt{\frac{N_k}{(EI)_{eq}}} \quad (2.15)$$

Onde:

$H_{tot}$  é altura total da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

$N_k$  é o somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir do nível considerado para o cálculo de  $H_{tot}$ ), com seu valor característico;

$(EI)_{eq}$  é módulo de rigidez da estrutura do edifício equivalente a um pilar de seção constante engastado na base e livre no topo.

O valor de  $(EI)_{eq}$  é encontrado verificando-se o deslocamento do topo do edifício quando submetido a um carregamento lateral uniformemente distribuído. Associa-se a um pilar de seção constante engastado na base e livre no topo, de altura  $H_{tot}$ , que quando submetido ao mesmo carregamento apresenta deslocamento idêntico. A Figura 2.17-b demonstra o deslocamento do topo do edifício.

Dessa forma, a equação da linha elástica fornece o valor do módulo de rigidez  $(EI)$  do pilar equivalente, conforme a Equação 2.16.

$$(EI)_{eq} = \frac{q \cdot H_{tot}^4}{8a} \quad (2.16)$$

Onde:

$q$  é a ação lateral distribuída, geralmente unitária;

$H_{tot}$  é a altura total do edifício;

$a$  é o deslocamento do topo do edifício.

Para interpretar o resultado de  $\alpha$ , temos, segundo a norma NBR 6118 (ABNT, 2014) os seguintes valores limites. Sendo  $n$  o número de níveis de barras horizontais (andares) acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo.

$$\text{Se } n \leq 3 : \quad \alpha_1 = 0,2 + 0,1n$$

$$\text{Se } n \geq 4 : \quad \alpha_1 = 0,6$$

Assim, para edifício com mais de 4 pavimentos, um valor limite de  $\alpha = 0,6$  divide um edifício de nós fixos e nós móveis. No caso de contraventamentos constituídos, somente, por pilares paredes, considerar limite de  $\alpha = 0,7$ . Quando houver exclusivamente pórtico, usar limite de  $\alpha = 0,5$ .

#### 2.4.3.2 Coeficiente $\gamma_z$

O coeficiente  $\gamma_z$  é um parâmetro que, de forma simplificada, avalia a estabilidade global de uma estrutura em concreto armado, criado por FRANCO e VASCONCELOS (1991). Sendo ainda capaz de estimar os esforços de segunda ordem por majoração dos esforços de primeira ordem.

O coeficiente  $\gamma_z$  é válido para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares. É calculo pela Equação 2.17.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (2.17)$$

Onde:

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

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

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014) considera-se que a estrutura é de nós fixos se for obedecida a condição de  $\gamma_z \leq 1,1$ . A norma também preconiza que o cálculo dos esforços finais, de 1ª e 2ª ordem, podem ser definidos pela majoração adicional dos esforços horizontais da combinação considerada por  $0,95\gamma_z$ , nos casos em que  $\gamma_z \leq 1,3$ .

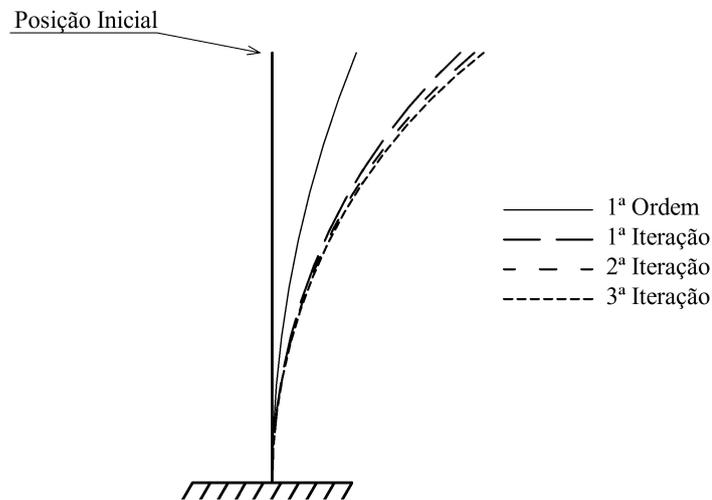
O cálculo do  $\gamma_z$  requer estruturas com pavimentos tipos idênticos e elementos estruturais homogêneos de um piso para outro, e em edifícios a partir de 4 pavimentos. Nas situações em que o  $\gamma_z$  não se mostra tão eficiente, é sugerido a utilização do parâmetro  $\alpha$  para verificação da estabilidade, e o processo P- $\Delta$  para avaliação dos efeitos globais de 2ª ordem.

#### 2.4.3.3 Processo P- $\Delta$

O P- $\Delta$  não é um parâmetro de estabilidade, mas sim um procedimento que analisa a estabilidade global. Sendo um processo de análise não linear geométrica. Diz-se, geralmente, que é um processo que relaciona a carga axial ( $P$ ) com o deslocamento horizontal ( $\Delta$ ). Dessa

forma, realizada a análise de 1ª ordem, inicia-se as iterações necessárias até uma uma posição de equilíbrio, como demonstrado na Figura 2.18.

Figura 2.18 – Posições deslocadas em iterações sucessivas.



Fonte: Adaptado de Lima (2001)

A cada iteração, obtêm-se uma nova força fictícia (também chamadas de “sway forces”) e, com essa força, é provocado um novo deslocamento horizontal. O processo poderá ser interrompido quando os deslocamentos de uma iteração “ $i_n$ ” não exceder mais do que 5% da iteração anterior, ou seja, como condição de parada têm-se que  $i_n < 5\%(i_{n-1})$  deve ser satisfeito.

Este método é aplicado a edifícios de múltiplos andares conforme a Figura 2.19. De forma a explicar a Figura 2.19, os esforços cortantes fictícios  $V'_i$  são encontrados conforme a Equação 2.18:

$$V'_i = \sum \frac{P_i}{h_i} (\Delta_{i+1} - \Delta_i) \quad (2.18)$$

Onde:

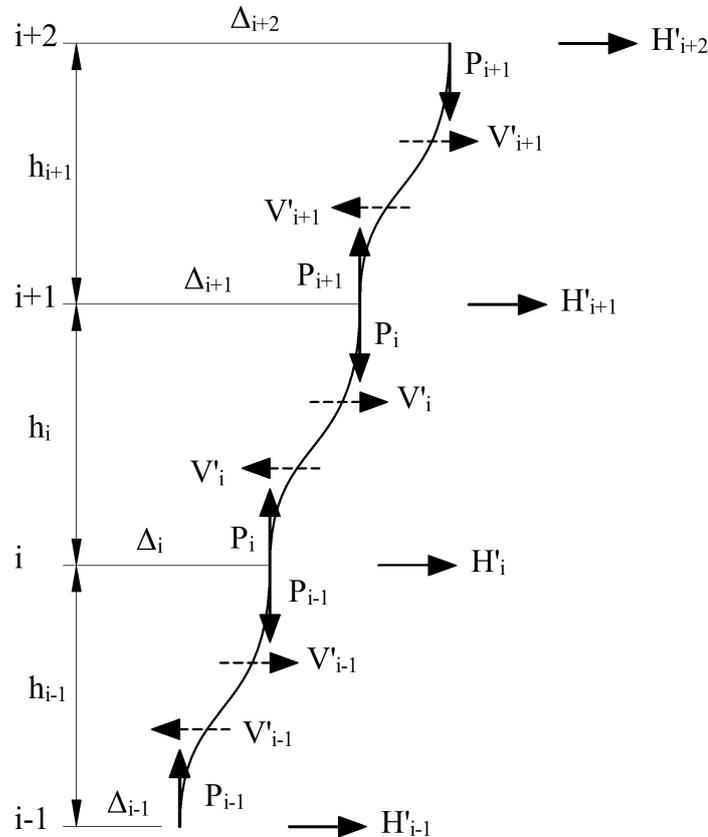
$V'_i$  é o esforço cortante fictício no pavimento  $i$ ;

$P_i$  é o esforço normal fictício no pavimento  $i$ ;

$h_i$  é a distância entre os eixos das vigas no pavimento  $i$ ;

$\Delta_{i+1}$  é o deslocamento horizontal da viga inferior do pavimento  $i + 1$ ;

$\Delta_i$  é o deslocamento horizontal da viga inferior do pavimento  $i$ .

Figura 2.19 – Forças fictícias devido ao processo P- $\Delta$ .

Fonte: Adaptado de GAIOTTI e SMITH (1989).

Assim, é possível determinar a carga lateral fictícia ( $H_i$ ) do andar  $i$  pela simples subtração do cortante do mesmo andar pelo cortante do andar imediatamente inferior ( $V'_{i-1}$ ). Utilizando para isso a Equação 2.19.

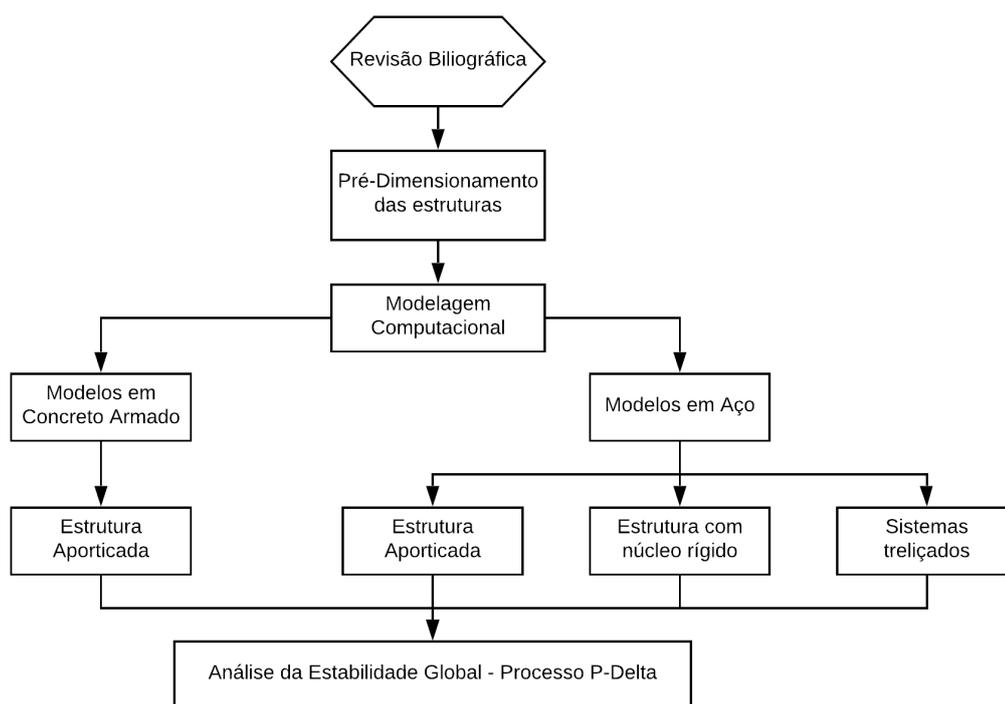
$$H'_i = V'_{i-1} - V'_i \quad (2.19)$$

Quanto à não linearidade física, pode-se seguir as recomendações da NBR 8800 (ABNT, 2008) a respeito da redução da rigidez de pilares e vigas. De acordo com OLIVEIRA (2009), o número de iterações está diretamente ligado ao grau de rigidez da estrutura, sendo, portanto, verificada a instabilidade da estrutura quando os deslocamentos aumentarem indefinidamente.

### 3 METODOLOGIA

Os métodos utilizados neste trabalho para alcançar os objetivos geral e específicos estão representados, de forma esquemática, seguindo a ordem cronológica a qual tais métodos foram aplicados nas análises do estudo.

Figura 3.1 – Fluxograma da metodologia utilizada.



A etapa de Revisão Bibliográfica terá papel fundamental para a aprendizagem do material já existente do objeto em estudo. Assim sendo, haverá grande embasamento teórico para a apresentação dos resultados encontrados. Tal etapa possui papel importante também no processo de Modelagem Computacional, já que foi utilizado o software AUTODESK ROBOT®. Onde o mesmo foi responsável pelas análises pretendidas pelo estudo e pela obtenção dos resultados almejados.

Na segunda etapa é feito o pré-dimensionamento dos elementos estruturais dos modelos a serem analisados, com o auxílio de planilhas e rotinas de dimensionamento.

Na fase de Modelagem Computacional foram realizadas as modelagens dos tipos de estruturas utilizados nas análises de estabilidade global. Sendo que os modelos se dividem em estruturas de Aço e Concreto Armado, possuindo diferentes tipos de sistemas de contraventamento estrutural. Tais modelagens no software de elementos finitos ROBOT STRUCTURAL® v2018 fornecerão os deslocamentos finais dos edifícios após o processo  $P-\Delta$  ser utilizado.

A última etapa consiste basicamente na realização das análises para obtenção dos resul-

tados almejados no estudo.

### 3.1 CARACTERÍSTICAS DOS EDIFÍCIOS

Os modelos analisados possuem as mesmas características arquitetônicas, diferenciando-se no sistema de contraventamento, no material estrutural utilizado e nas dimensões em planta dos mesmos. A estrutura utilizada consiste de um edifício comercial de 10 pavimentos e com pé direito de 3 metros. As dimensões em planta variam em 12x18m, 12x30m e 12x42m, obtendo-se assim proporções em planta de, respectivamente: 1:1,5; 1:2,5; 1:3,5. Em todos os casos utilizados foram adotadas as mesmas distância entre eixos.

Nas Figuras 3.2, 3.3 e 3.4 são mostradas os eixos, e as filas das edificações, bem como as distâncias entre os mesmos. Foram utilizadas distâncias diferentes para cada sentido da edificação, sendo de 3 metros para a menor dimensão e 6 metros para a maior dimensão. No centro, entre as filas 2 e 3 foi considerado um vão destinado à caixa do elevador (nos casos onde este elemento é utilizado).

Figura 3.2 – Pavimento tipo para o edifício com dimensões 12x18 metros.

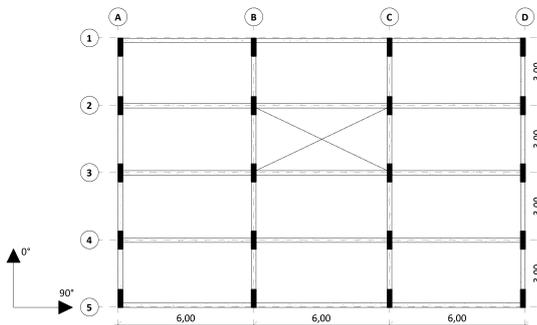


Figura 3.3 – Pavimento tipo para o edifício com dimensões 12x30 metros.

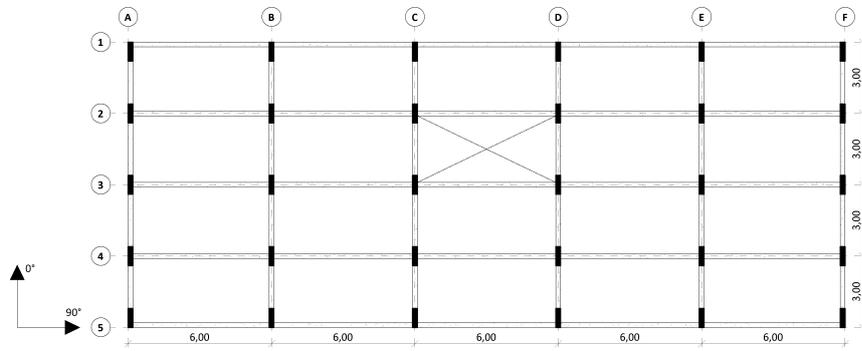
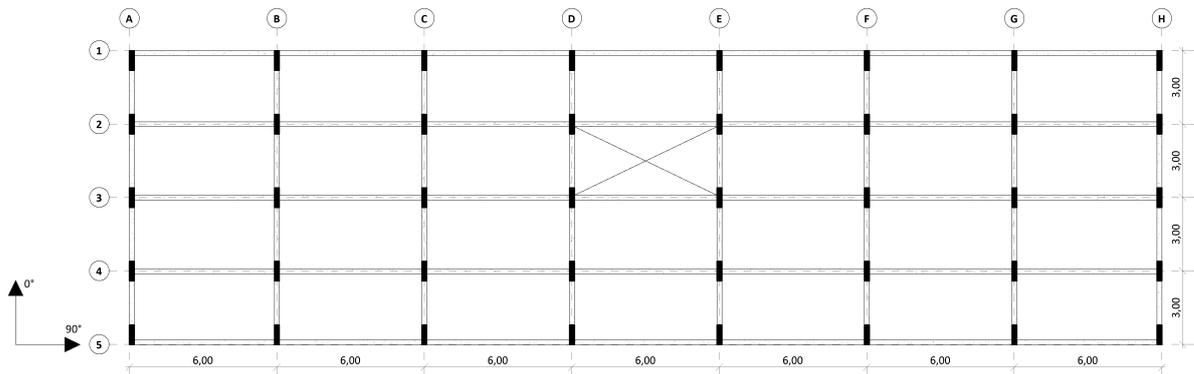
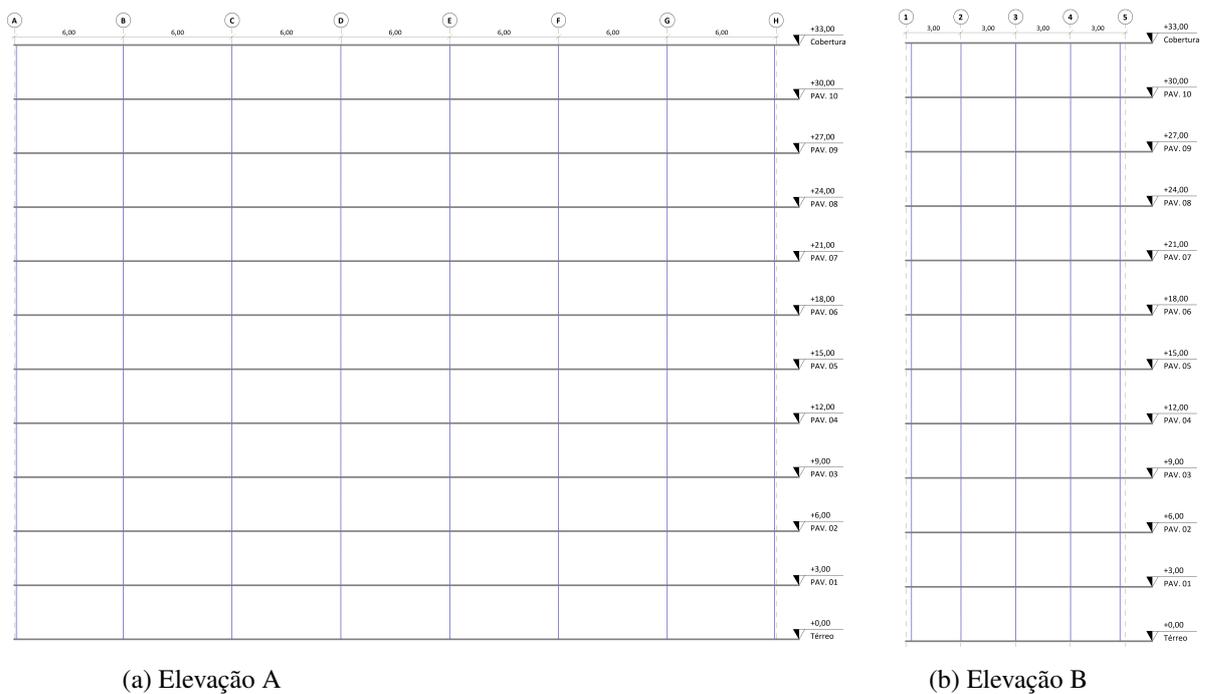


Figura 3.4 – Pavimento tipo para o edifício com dimensões 12x42 metros.



Para a representação das elevações das estruturas, é mostrado o modelo com dimensões de 12x42 metros, conforme a Figura 3.5.

Figura 3.5 – Elevações do edifício de 12x42 metros.

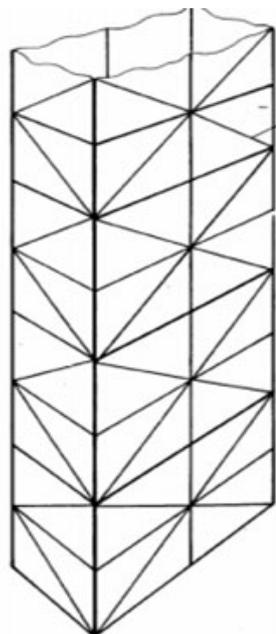


Para os modelos com núcleos rígidos de concreto armado, foram empregadas paredes estruturais com 20 centímetros de espessura. Modeladas na forma de "U", servindo de caixa para 2 elevadores.

Nos modelos com treliças, foram adotadas treliças do tipo "X" nos pórticos laterais da menor dimensão das estruturas, além de treliças do tipo "K" nos quadros mais externos do pórtico com maior dimensão dos edifícios. Conforme a Figura 3.6.

Dessa forma, foram analisados ao todo 12 modelos de estruturas, com as características apresentadas na Tabela 3.1.

Figura 3.6 – Modelo de sistema de contraventamento em treliças utilizado.



Fonte: METÁLICA (2015).

Tabela 3.1 – Características dos modelos analisados.

Modelos	Características				
	Material	Contraventamento	Dimensões	Base	Altura dos pilares
A1-18	Aço	Pórticos	12x18	Engastada	Constante
A1-30	Aço	Pórticos	12x30	Engastada	Constante
A1-42	Aço	Pórticos	12x42	Engastada	Constante
A2-18	Aço	Treliças	12x18	Engastada	Constante
A2-30	Aço	Treliças	12x30	Engastada	Constante
A2-42	Aço	Treliças	12x42	Engastada	Constante
A3-18	Aço	Núcleo Rígido	12x18	Engastada	Constante
A3-30	Aço	Núcleo Rígido	12x30	Engastada	Constante
A3-42	Aço	Núcleo Rígido	12x42	Engastada	Constante
CA-18	Concreto Armado	Pórticos	12x18	Engastada	Constante
CA-30	Concreto Armado	Pórticos	12x30	Engastada	Constante
CA-42	Concreto Armado	Pórticos	12x42	Engastada	Constante

### 3.1.1 Pré-dimensionamento das estruturas

O pré-dimensionamento das estruturas foi realizado conforme as normas brasileiras NBR 6118 (ABNT, 2014) e NBR 8800 (ABNT, 2008). Foi considerada uma sobrecarga de  $1,0 t/m^2$  para os pavimentos tipo e  $0,7 t/m^2$  para a cobertura.

As propriedades dos perfis de aço utilizados foram consultadas nas tabelas da GERDAU AÇOMINAS, do tipo ASTM A572 Grau 50 para o pré-dimensionamento da estrutura. Para esses cálculos foram utilizadas planilhas de dimensionamento com as cargas obtidas nos membros

mais solicitados nos modelos com dimensões de 12x42 metros.

O concreto utilizado para os modelos em concreto armado, possui  $f_{ck}$  de 30 MPa ( $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ ).

As Tabelas 3.2 e 3.3 resumem as seções utilizadas na modelagem dos edifícios de aço e concreto armado.

Tabela 3.2 – Seções de concreto armado utilizadas.

<b>Modelos em concreto armado</b>		
<b>Elemento</b>	<b>Seção (cm)</b>	<b><math>f_{ck}</math> (MPa)</b>
Pilar	20x80	
Viga	20x55	30,0
Laje	h=15	

Tabela 3.3 – Seções de perfis metálicos utilizados.

<b>Modelos em aço</b>	
<b>Elemento</b>	<b>Seção</b>
Pilar	W 410 x 38,8
Viga	W 410 x 46,1
Laje	h=15 cm

### 3.1.2 Ações atuantes nas estruturas

#### 3.1.2.1 Ações permanentes

As ações permanentes, cujos valores atuam ao longo da vida útil da edificação são constantes variando muito pouco, e as ações variáveis que apresentam alterações significativas ao longo da vida útil da construção, foram consideradas para os pisos e vigas conforme as Tabelas 3.4 e 3.5. As sobrecargas de utilização foram consideradas de  $2,0 \text{ kN/m}^2$  nos pavimentos tipo e  $1,0 \text{ kN/m}^2$  na cobertura, conforme a NBR 6120 (ABNT, 1980) e a NBR 8800 (ABNT, 2008)

Tabela 3.4 – Cargas aplicadas nas lajes.

<b>Lajes</b>	
<b>Tipo</b>	<b>Valor (<math>\text{kN/m}^2</math>)</b>
Peso Próprio	3,75
Revestimento	0,8
Total	4,55

As cargas referentes às lajes foram aplicadas em função da área de piso das mesmas, possuindo valores iguais para todos os modelos de estruturas considerados. Já para as vigas, as cargas são aplicados de forma linear em razão do seu comprimento.

Tabela 3.5 – Cargas aplicadas nas vigas.

<b>Vigas</b>	
<b>Tipo</b>	<b>Valor (<math>kN/m^2</math>)</b>
Alvenaria	4,7775
Total	4,7775

O peso próprio das vigas e pilares são calculados diretamente no software de modelagem estrutural (para os constituídos em concreto armado). Sendo considerados nas combinações de ações da análise estrutural.

### 3.1.2.2 Ação devido ao vento

O carregamento lateral devido ao vento foi obtido de acordo com a NBR 6123 (ABNT, 1988). As considerações e cálculos foram realizados conforme demonstrado no item 2.3 (Ação do vento segundo a NBR 6123 (ABNT, 1988)) deste trabalho.

De forma resumida, os parâmetros obtidos são mostrados a seguir e na Tabela 3.6.

- Velocidade básica ( $V_0$ ) = 35 m/s;
- $S1 = 1,0$ ;
- $S2$  (Classe) = B;
- $S1 = 1,0$ ;
- Categoria do terreno = IV;
- $b = 0,85$ ;
- $F_r = 0,98$ ;
- $p = 0,125$ ;

Tabela 3.6 – Valores dos coeficientes de arrasto para as 3 dimensões de estruturas.

<b>Dimensões</b>	<b>Coeficiente de Arrasto</b>	
	<b>V0</b>	<b>V90</b>
12X18	1,32	1,11
12X30	1,3	0,87
12X42	1,32	0,78

Os valores das pressões dinâmicas e força de arrasto para a estruturas com dimensões de 12x42 metros, por exemplo, estão representadas na Tabela 3.7. Adotou-se uma variação do coeficiente  $S2$  a cada 3,0 metros, pois é a distância equivalente ao pé-direito.

Tabela 3.7 – Forças devido ao vento.

Pavimento	z (m)	S2	Vento V0		Vento V90	
			q(KN/m <sup>2</sup> )	Fa (KN)	q(KN/m <sup>2</sup> )	Fa (KN)
PAV. 1	3	0,717	0,386	13,188	0,386	63,166
PAV. 2	6	0,781	0,459	15,684	0,459	75,117
PAV. 3	9	0,822	0,508	17,357	0,508	83,131
PAV. 4	12	0,852	0,545	18,651	0,545	89,330
PAV. 5	15	0,876	0,577	19,721	0,577	94,455
PAV. 6	18	0,897	0,604	20,641	0,604	98,860
PAV. 7	21	0,914	0,627	21,452	0,627	102,744
PAV. 8	24	0,929	0,649	22,180	0,649	106,231
PAV. 9	27	0,943	0,668	22,843	0,668	109,406
PAV. 10	30	0,956	0,686	23,453	0,686	112,326
COBERT.	33	0,967	0,702	12,009	0,702	57,517

### 3.1.3 Combinações de ações

#### 3.1.3.1 Combinações últimas normais

Para as combinações últimas normais, conforme a NBR 8800:2008, aplica-se a Equação 3.1.

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \Psi_{0j} F_{Qj,k}) \quad (3.1)$$

Onde:

$\gamma_{gi}$  representa os coeficientes de ponderação das ações permanentes;

$F_{Gi,k}$  representa os valores característicos das ações permanentes;

$\gamma_{q1}$  é o coeficiente de ponderação da ação variável principal;

$F_{Q1,k}$  é o valor característico da ação variável considerada principal para a combinação;

$\gamma_{qj}$  representa os coeficientes de ponderação das demais ações variáveis;

$\Psi_{0j}$  representa os fatores de combinação das ações variáveis;

$F_{Qj,k}$  representa os valores característicos das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal.

Nesses casos foram consideradas quatro situações diferentes de combinações de carregamento já contendo os valores dos coeficientes de ponderamento e fatores de combinação assumidos (Utilizando-se os mesmos para os modelos em aço e concreto armado). Considerando-se as cargas de vento ( $V$ ), o peso próprio da estrutura ( $PP$ ), as cargas permanentes de revestimento ( $CP$ ) e a sobrecarga de projeto ( $SC$ ). Conforme mostrado abaixo:

1) Sobrecarga como ação variável principal:

$$1,25 \cdot PP + 1,35 \cdot CP + 1,50 \cdot SC + 0,6 \cdot 1,40 \cdot V \quad (3.2)$$

2) Vento como ação variável principal:

$$1,25 \cdot PP + 1,35 \cdot CP + 0,5 \cdot 1,50 \cdot SC + 1,40 \cdot V \quad (3.3)$$

3) Vento como ação variável principal, sem atuação de sobrecarga:

$$1,00 \cdot PP + 1,00 \cdot CP + 1,40 \cdot V \quad (3.4)$$

4) Sobrecarga como ação variável principal, sem atuação do vento:

$$1,25 \cdot PP + 1,35 \cdot CP + 1,50 \cdot SC \quad (3.5)$$

### 3.1.3.2 Combinações raras de limites de serviço

As combinações de raras de limites de serviço foram empregadas para a verificação das flechas das vigas, dos deslocamentos laterais e os deslocamentos entre pavimentos dos edifícios. Nestas combinações, a ação variável  $F_{Q1}$  é considerada no seu valor característico, já as demais ações variáveis são consideradas com os seus valores frequentes.

$$F_d = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\Psi_1 F_{Qj,k}) \quad (3.6)$$

Dessa forma, a combinação utilizada é da conforme a Equação 3.7.

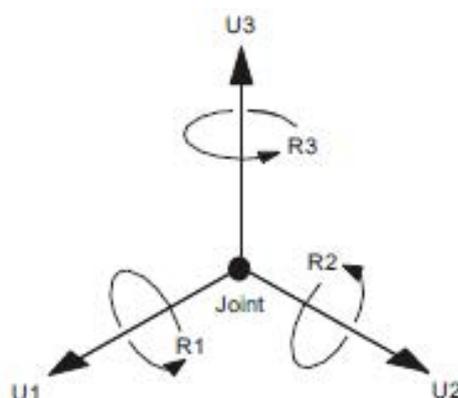
$$1,00 \cdot PP + 1,00 \cdot CP + 0,6 \cdot SC + 0,7 \cdot V \quad (3.7)$$

## 3.2 MODELAGEM NUMÉRICA COMPUTACIONAL

As vigas e os pilares dos modelos estudados, foram modelados como elementos de barra unidimensional (*frame element*). Os elementos de barra do ROBOT STRUCTURAL têm uma formulação do tipo viga-coluna genérica, tridimensional, que inclui os efeitos de flexão biaxial, torção, deformação axial e deformações biaxiais por cisalhamento. As estruturas que podem ser modeladas com esses elementos incluem os pórticos e treliças planas, pórticos e treliças tridimensionais, e cabos.

Esse tipo de elemento possui seis graus de liberdade em cada nó: deslocamentos em três direções e rotações nas três direções (Figura 3.7). Cada elemento tem o seu próprio sistema local de coordenadas usado para definir as propriedades da seção, carregamentos e dados de

Figura 3.7 – Graus de liberdade de cada nó.



Fonte: CSI (2005).

saída. Os eixos deste sistema local são chamados de 1, 2 e 3. O primeiro eixo é dirigido ao longo do comprimento do elemento e fica localizado no centroide da seção. Os outros dois eixos remanescentes encontram-se no plano perpendicular ao elemento, orientados conforme especificado pelo usuário (CAMARGO, 2012).

As lajes foram modeladas como diafragamas rígidos, sendo assim, desconsiderada a flexão no seu plano. Este tipo de elemento tem a grande vantagem de redução do número de graus de liberdade a serem solucionados, tornando, dessa forma, a análise mais rápida. Além disso, a sua utilização garante os chamados *links rígidos* entre os nós dos elementos em barra, o que fornece deslocamentos conjuntos dos nós a cada nível de pavimento.

As paredes dos núcleos de contraventamento, nos modelos em que forem utilizadas, são adotadas como elementos de casca poliédrica.

## 4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Nesse capítulo são apresentadas as discussões acerca dos resultados obtidos nas análises de estabilidade global dos modelos estruturais adotados no capítulo anterior.

O Apêndice A traz as tabelas com os resultados de deslocamentos horizontais encontrados para cada um dos modelos na análise não linear. Agrupando pelas combinações limites últimas de cargas empregadas, sendo "COMB. 1" a combinação com a sobrecarga como ação variável principal; "COMB. 2" a combinação com o vento como ação variável principal; "COMB. 3" a combinação com o vento como ação variável principal, sem atuação de sobrecarga. Além disso são mostrados também os valores em função da direção de incidência do vento ( $0^\circ$  e  $90^\circ$ ).

As apresentações e discussões dos resultados foram organizados conforme as características de material estrutural, esbeltez e contraventamento utilizados nos modelos.

### 4.1 AVALIAÇÃO DA DESLOCABILIDADE LATERAL

Quanto a análise dos efeitos de 1ª ordem é possível verificar as características de deslocabilidade das estruturas dos modelos estudados. Dessa forma, foram calculados os valores de  $\gamma_z$  para todos os modelos de edifícios, no entanto são representados apenas os valores para a combinação "COMB. 2" que possui o vento como ação variável principal.

Os valores de  $\gamma_z$  são representados abaixo pelas Tabelas 4.1 e 4.2.

Tabela 4.1 –  $\gamma_z$  para os modelos em concreto e aço aporticados.

	<b>Modelos</b>					
	<b>CA-18</b>	<b>CA-30</b>	<b>CA-42</b>	<b>A1-18</b>	<b>A1-30</b>	<b>A1-42</b>
Vento V0	1,124	1,200	1,234	1,445	1,618	1,874
Vento V90	1,018	1,060	1,125	1,043	1,117	1,264

Tabela 4.2 –  $\gamma_z$  para os modelos em aço treliçado e com núcleo rígido.

	<b>Modelos</b>					
	<b>A2-18</b>	<b>A2-30</b>	<b>A2-42</b>	<b>A3-18</b>	<b>A3-30</b>	<b>A3-42</b>
Vento V0	1,364	1,622	1,854	1,067	1,023	1,027
Vento V90	1,031	1,079	1,187	1,035	1,045	1,108

Pelas tabelas verifica-se que na direção do vento V0, os modelos A3-18, A3-30 e A3-42 apresentam valores de  $\gamma_z$  menores que 1,1, o que classifica tais estruturas como de pequena deslocabilidade. O que significaria que não seria necessária uma análise de 2ª ordem, apenas

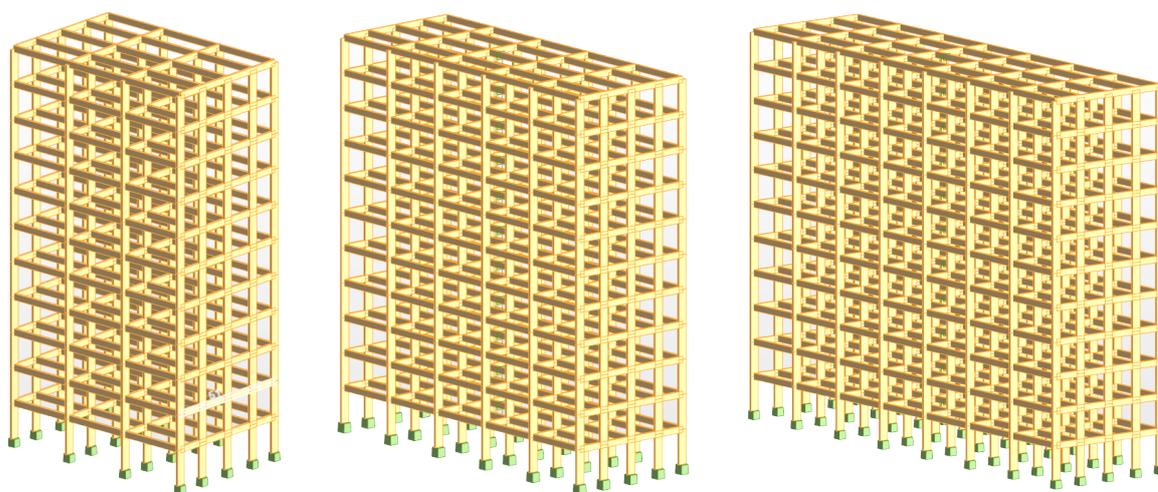
a consideração da NLG. Os modelos CA-18, CA-30 e CA-42 apresentam valores de  $\gamma_z$  compreendidos entre 1,1 e 1,3, já para o modelo em aço A2-18 está entre 1,1 e 1,4, nesses casos é necessária a consideração da NLF e NLG das estruturas. O restante dos modelos apresentam valores de  $\gamma_z$  maiores que 1,4, o que acaba necessitando de análises mais rigorosas a respeito dos efeitos de 2ª ordem, o que pela complexidade acaba fazendo com que tais modelos sejam evitados.

Na direção V90, apenas os modelos CA-42, A1-30, A1-42, A2-42 e A3-42 possuem  $\gamma_z$  maiores que 1,1, mesmo assim estão dentro dos limites de classificação de estruturas de média deslocabilidade, sendo assim considera-se a NLF e NLG. Os demais modelos são de pequena deslocabilidade, o que acaba dispensando a verificação dos efeitos de 2ª ordem.

## 4.2 INFLUÊNCIA DO MATERIAL ESTRUTURAL

Os modelos de edifício em concreto armado (CA-18, CA-30 e CA-42) possuem as características apresentadas na Tabela 3.1. E são mostrados pela Figura 4.1

Figura 4.1 – Modelos CA-18, CA-30 e CA-42, respectivamente.



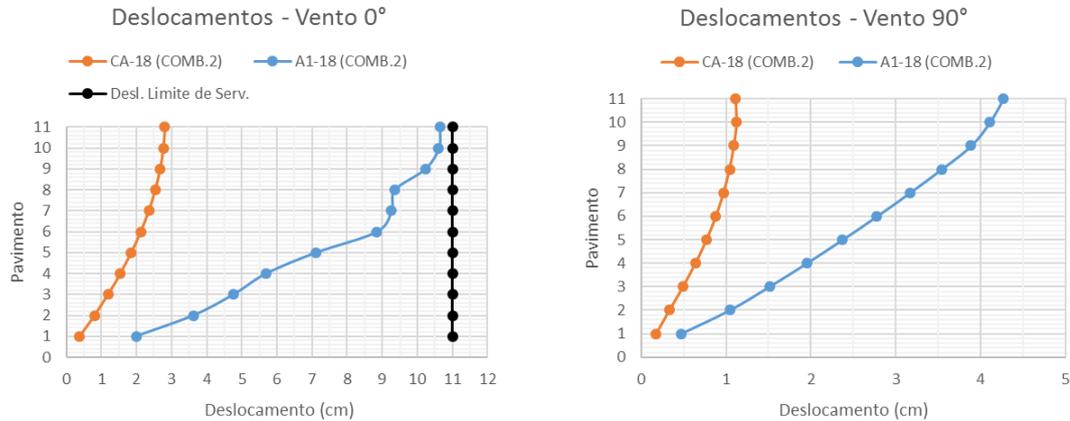
Fonte: Autor (2019).

Os mesmos apresentam deslocamentos horizontais por pavimento conforme as Tabelas A.1, A.2 e A.3.

Já os modelos em aço com sistema estrutural aporticado (A1-18, A1-30 e A1-42) estão com os seus resultados nas Tabelas A.4, A.5 e A.6.

Com base nessas tabelas foram construídos os seguintes gráficos (Figuras 4.2, 4.3 e 4.4). Que mostram, de forma simplificada, a comparação dos deslocamentos laterais entre modelos em aço e concreto armado com mesmas dimensões, nas direções de vento a 0° e 90°.

Figura 4.2 – Deslocamentos modelos 12x18, com sistema aporticado.



Pelas tabelas, do Apêndice A, de resultados de deslocamentos podemos perceber os valores dos deslocamentos horizontais aumentam conforme se altera a combinação de cargas principal. O que já é esperado devido aos coeficientes ponderadores da ação do vento serem maiores nas combinações "COMB. 1" e "COMB. 2", por isso os resultados dos gráficos são mostrados apenas para a "COMB. 2".

A Figura 4.2 ilustra que os deslocamentos horizontais são maiores na direção de incidência do vento em 0° (não há razão motivo aparente para que os deslocamentos dos pavimento 6 a 8 apresentem valores praticamente constantes). No entanto, tal direção é a que possui maior rigidez a flexão em planta do modelo. Pela planta de fôrma do próprio modelo (Figura 3.2) o fato de o deslocamento a 0° ser maior é pertinente apesar de os elementos estarem com a maior inércia nessa direção, pois os esforços horizontais são combatidos pelos pórticos paralelos a essa direção (4 pórticos) e já a 90° tem-se 5 pórticos combatendo os deslocamentos horizontais.

Figura 4.3 – Deslocamentos modelos 12x30, com sistema aporticado.

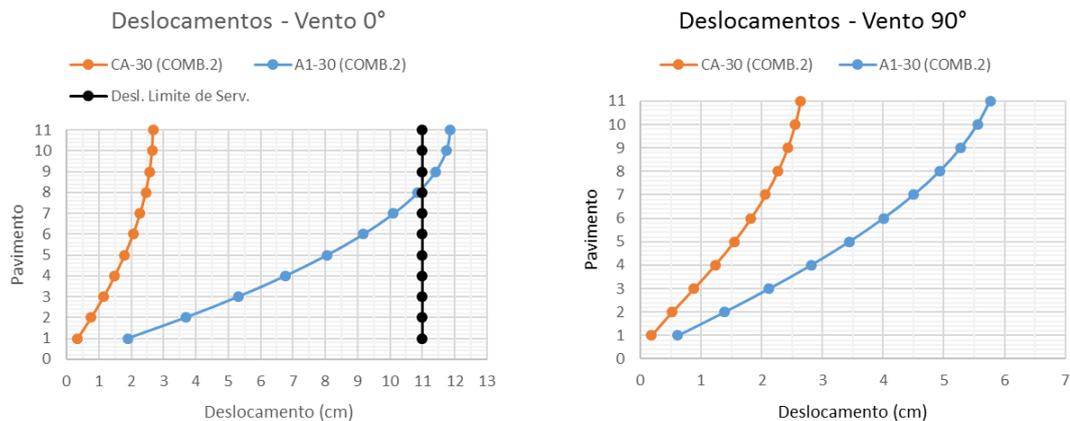
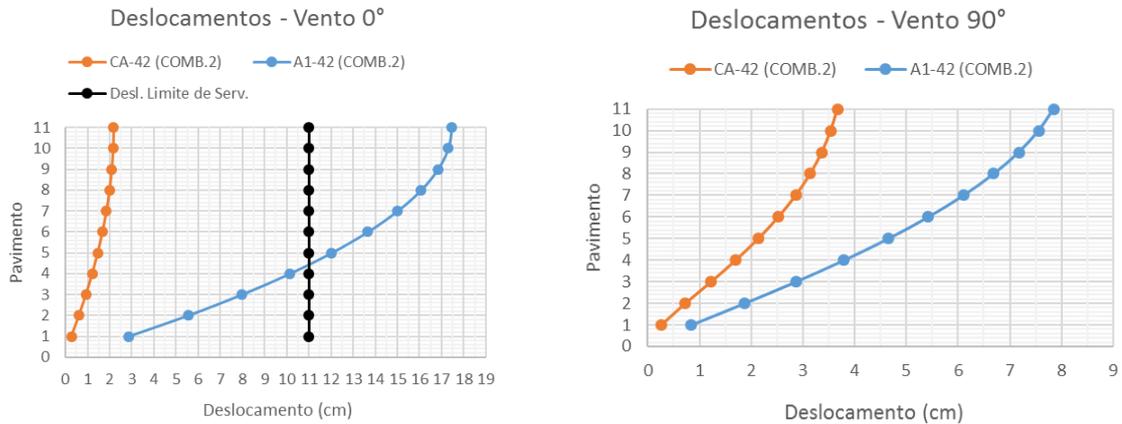


Figura 4.4 – Deslocamentos modelos 12x42, com sistema aperticado.



As Figura 4.3 e 4.4 seguem a mesma linha dos resultados obtidos para a dimensão anterior. Apresentando apenas uma maior linearidade entre os resultados no caso da ação do vento a 0°. Dessa forma, para este caso, vale as mesmas considerações já feitas.

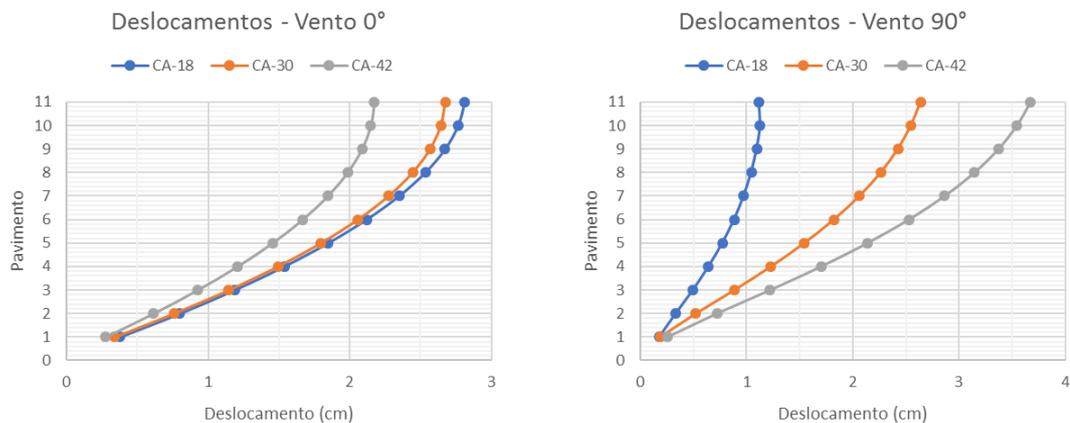
Logo, os resultados dos modelos estruturais em aço apresentaram maiores deslocamentos horizontais que os modelos em concreto armado de forma geral. Isso apenas ressalta o que já é sábio pela literatura, que as peças de aço, estruturalmente, apresentam maior esbelteza que as peças de concreto (que acabam por vezes possuindo seções muito robustas).

### 4.3 INFLUÊNCIA DA ESBELTEZ

Para a análise dos resultados em função da esbelteza dos modelos de edifícios foi considerada, a fim de simplificar a apresentação de dados, apenas a combinação de cargas "COMB. 2" (com o vento como ação variável principal).

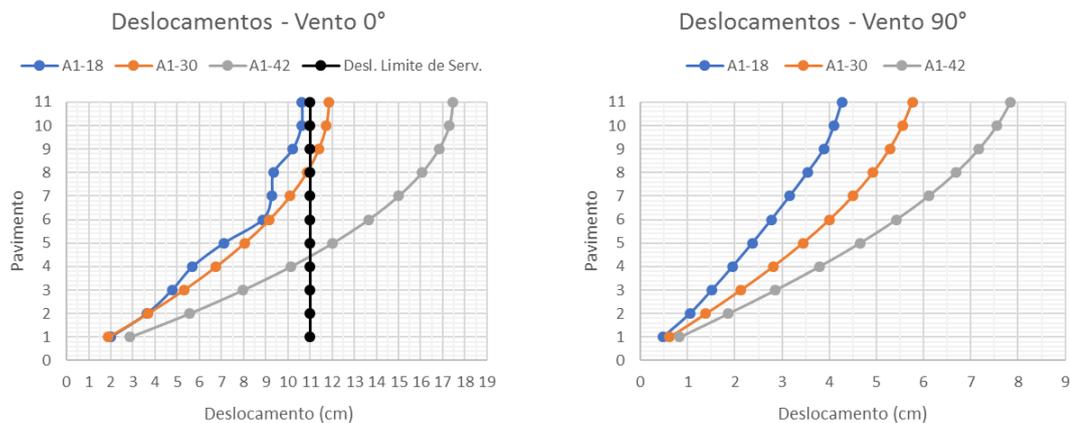
Os gráficos a seguir são baseados em todas as tabelas do Apêndice A.

Figura 4.5 – Deslocamentos modelos em concreto armado aperticado.



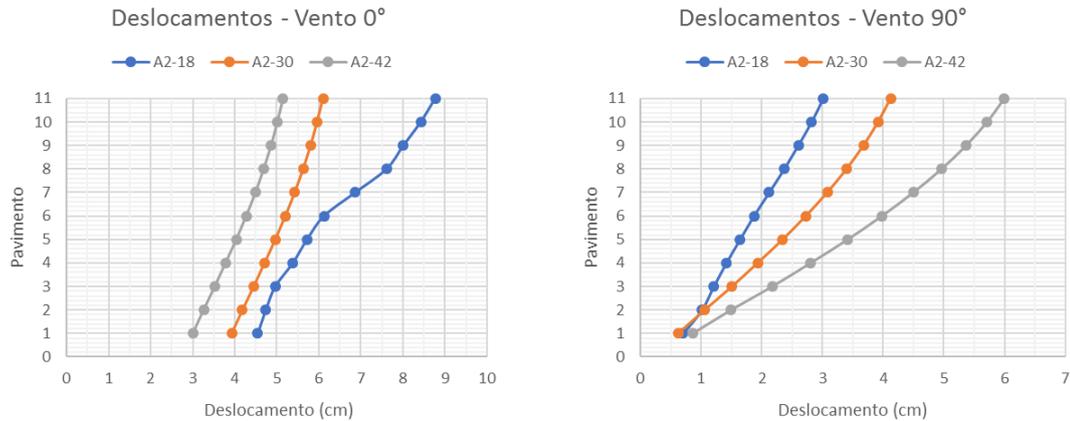
Pela Figura 4.5 é possível notar que para os resultados com a ação do vento a  $0^\circ$  os deslocamentos tendem a diminuir conforme se aumenta esbelteza. Isso é explicado devido a esse ângulo de incidência, o vento encontra a direção de maior inércia e, conseqüentemente, de maior rigidez do modelo, e quando se aumenta o comprimento do edifício na direção perpendicular à ação do vento, a rigidez estrutural tende também a aumentar (pode-se falar também do aumento do número de pilares a resistirem os esforços horizontais no modelo). Ao verificar os valores dos deslocamento obtidos para o vento a  $90^\circ$ , observa-se que acontece justamente o contrário, ou seja, com o aumento da esbelteza dos edifícios também há aumento nos deslocamentos horizontais, pois o vento ao agir na direção de menor inércia dos pilares tende a provocar efeitos bem mais significativos.

Figura 4.6 – Deslocamentos modelos em aço aporticado.



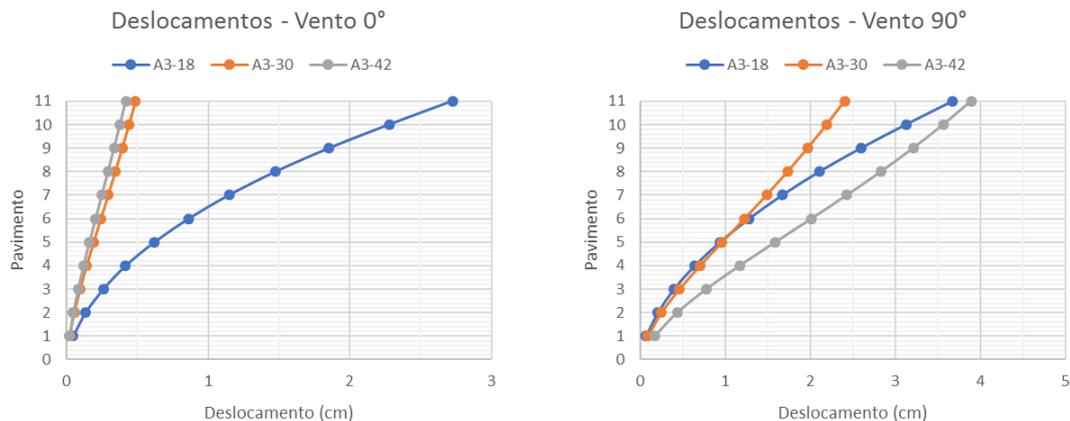
Os gráficos da Figura 4.6 acabam sendo bastante interessantes a apresentar situações diferentes ao debatido no parágrafo anterior. Já que ao contrário de antes, na direção de vento  $0^\circ$ : no primeiro caso (modelo em CA), os deslocamento diminuem conforme se eleva a esbelteza dos modelos; no segundo (modelo em aço), eles aumentam conforme a esbelteza também aumenta. Portanto, o efeito da inércia dos elementos (pórticos, por consequência) passa a ser mais determinante em edifícios mais esbeltos. Destacando que para estruturas de CA inclusive houve uma redução dos deslocamentos. Já no aço os deslocamentos foram mais sensíveis. Para o caso com o vento a  $90^\circ$  os resultados seguem o esperado, com deslocamento maiores nos modelos mais esbeltos, seguindo inclusive um padrão linear entre os valores.

Figura 4.7 – Deslocamentos modelos em aço treliçado.



Nas Figuras 4.7 e 4.8 são apresentados os resultados dos deslocamento horizontais dos modelos que apresentam contraventamentos estruturais em treliças e núcleo rígido, respectivamente. Os gráficos apresentam resultados mais concisos que os do modelo anterior em concreto armado, onde na direção 0° do vento os deslocamentos do edifício tendem a diminuir conforme a esbeltez aumenta, já no caso do vento a 90° acontece justamente o contrário, os deslocamentos laterais aumentam conjuntamente com a esbeltez. No caso do gráfico dos modelos A3 (Figura 4.8), na direção V90, a um cruzamento das curvas "A3-18" e "A3-30" ocorrendo algo que contraria o padrão de resultados até então encontrados. O modelo A3-30 a partir do 5° pavimento começa a possuir deslocamentos menores que o modelo A3-18, isso pode ser explicado pelo próprio sistema de contraventamento dos modelos (que são uma associação entre pórticos núcleo rígido), onde nesses casos esse contraventamento conjunto acaba oferecendo uma maior estabilidade para os modelos que apresentam maior esbeltez.

Figura 4.8 – Deslocamentos modelos em aço com núcleo rígido.

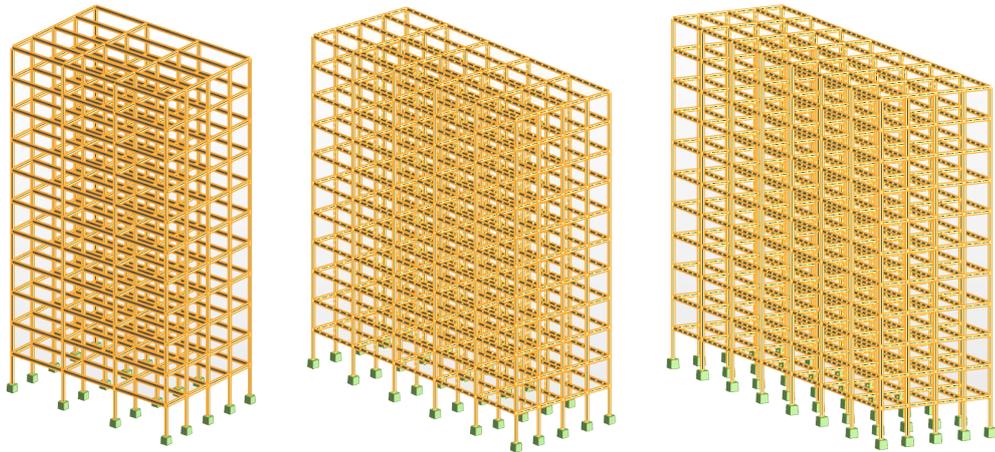


#### 4.4 INFLUÊNCIA DO TIPO DE CONTRAVENTAMENTO

A partir de agora, consideraremos as influências do sistema de contraventamento nos nossos resultados. Os modelos utilizados para esta avaliação foram todos modelados com o emprego de aço como material estrutural.

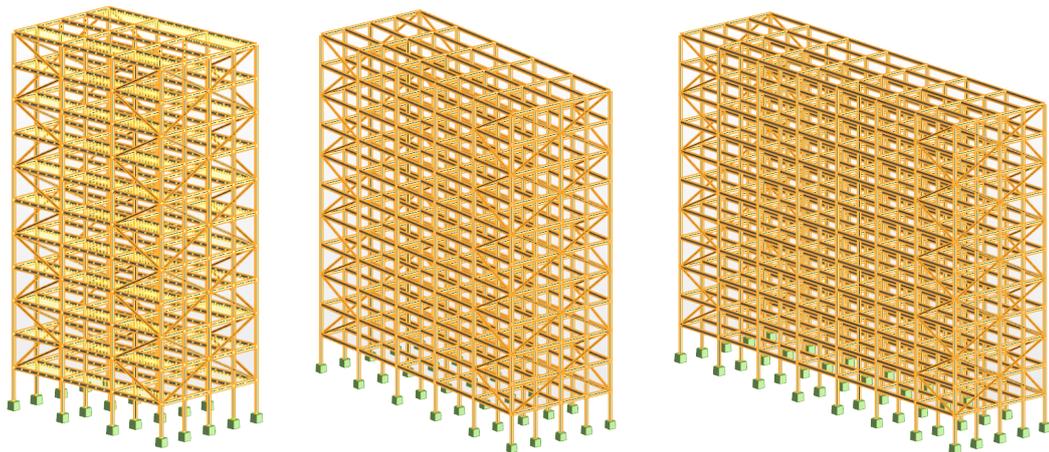
Os modelos são apresentados pelas Figuras 4.9, 4.10 e 4.11, onde apresentam estruturas aporticadas, treliçadas e núcleo rígido como sistema de contraventamento, respectivamente.

Figura 4.9 – Modelos A1-18, A1-30 e A1-42, respectivamente.



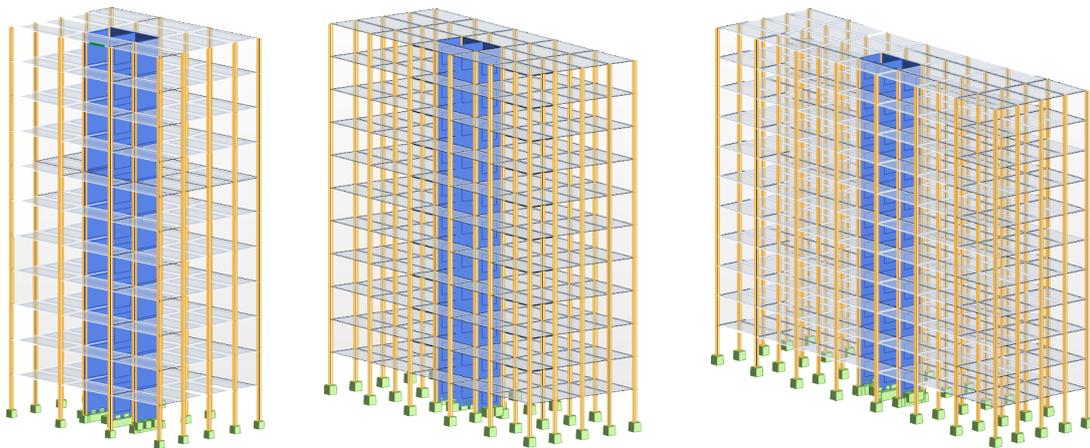
Fonte: Autor (2019).

Figura 4.10 – Modelos A2-18, A2-30 e A2-42, respectivamente.



Fonte: Autor (2019).

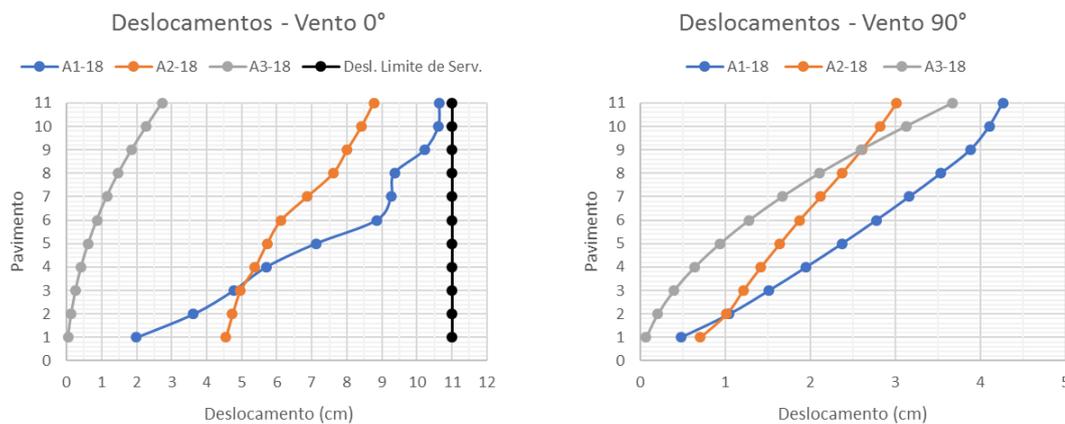
Figura 4.11 – Modelos A3-18, A3-30 e A3-42, respectivamente.



Fonte: Autor (2019).

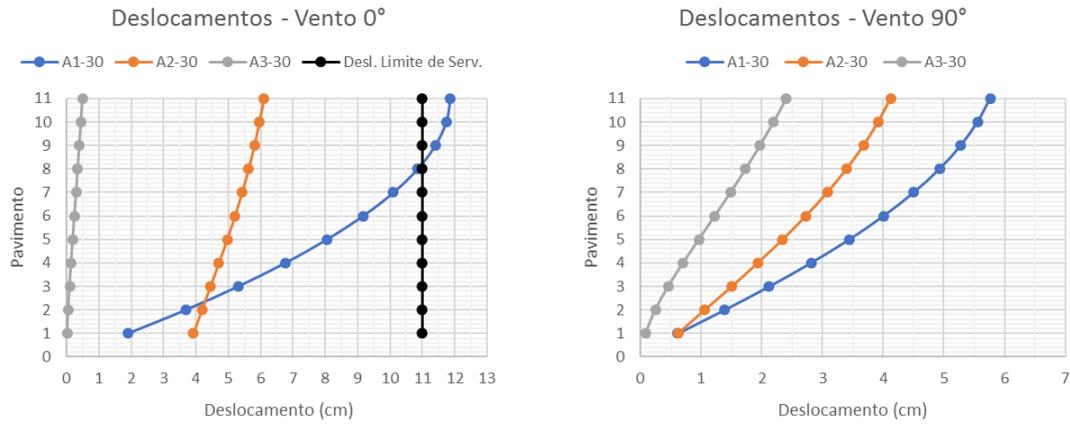
Para a apresentação dos resultados em função do tipo de contraventamento, também foi considerado os valores dos deslocamentos dados pela combinação mais crítica ("COMB. 2"). Utilizando-se das Tabelas A.4 a A.12, foram montados os gráficos das Figuras 4.12, 4.13 e 4.14.

Figura 4.12 – Deslocamentos modelos nas dimensões 12x18 metros.



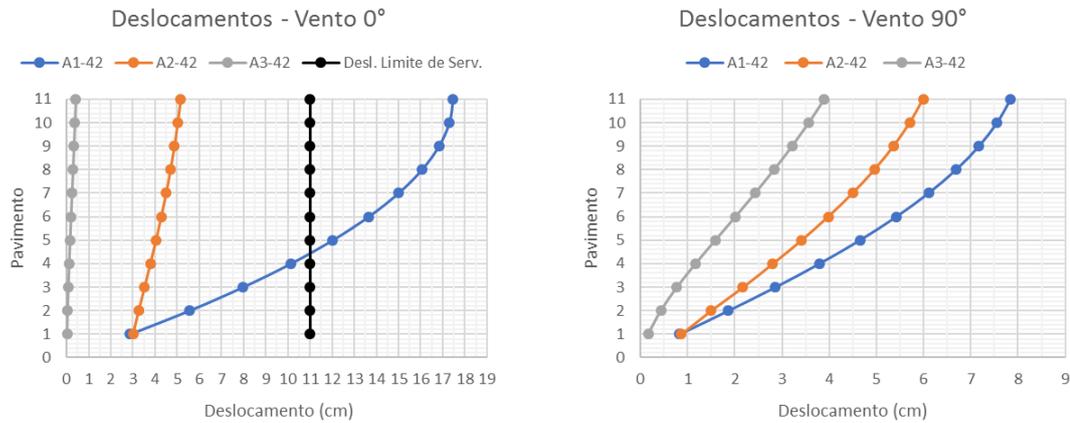
Os gráficos da Figura 4.12 no caso de vento a 0°, mostram que o modelo com núcleo rígido (A3-18) apresenta menor deslocabilidade lateral em relação aos demais modelos. O modelo com treliças como contraventamento (A2-18) possui deslocamentos menores que o modelo com estrutura aporricada (A1-18) a partir do 4° pavimento. De forma esperada, o modelo A1-18 foi o que apresentou os maiores deslocamentos. No caso com o vento a 90°, o modelo A1-18 continua sendo o que possui maior deslocabilidade dentre os modelos, já os modelos A2-18 e A3-18 apresentam, dessa vez, uma relação onde o modelo com treliças estruturais passa a ser mais estável nos últimos dois pavimentos, mostrando que para grandes alturas de edifícios esse tipo de sistema de contraventamento pode ser mais eficiente que o com núcleos rígidos.

Figura 4.13 – Deslocamentos modelos nas dimensões 12x30 metros.



As Figuras 4.13 e 4.14 possuem resultados semelhantes nas duas direções de ação do vento. Para a direção V0: o modelo com núcleo rígido (A3) desloca muito pouco, demonstrando a validade desse sistema como associação entre pórticos; o modelo com treliças (A2) acaba, no geral, deslocando menos que o modelo aperticado (A1), conforme esperado. Para a direção V90 os resultados as ressalvas são coincidentes.

Figura 4.14 – Deslocamentos modelos nas dimensões 12x42 metros.



## 5 CONCLUSÕES

Em relação ao material estrutural (utilizando-se apenas de modelos com sistema apor-ticado de contraventamento), os modelos em aço se mostraram mais suscetíveis aos efeitos causados pela ação lateral do vento, apresentando deslocamentos bem superiores aos modelos em concreto armado com mesmas dimensões e altura. De forma numérica apresentando em alguns casos relações deslocamentos na ordem de aproximadamente 3,66 vezes (366,0%) dos modelos em concreto.

A respeito da esbeltez, os resultados mostram que para a direção do vento V0, quanto maior for a esbeltez da estrutura, maior será a estabilidade lateral do modelo, apresentando redução de até 22,70% dos deslocamentos nos modelos em concreto armado e até 84,0% para os modelos em aço. De forma contrária, para a direção V90 do vento, quanto maior for a esbeltez, menor será a estabilidade da estrutura, nos casos em concreto armado houve aumento de até 228,0% nos deslocamentos e nos modelos de até 100,0%.

Sobre os sistemas de contraventamento é possível concluir que para os casos estrutu-rais analisados, a sistema associativo entre pórtico-núcleo apresentou melhor estabilidade em relação aos outros tipos de contraventamento, reduzindo os de locamentos na direção V0 em até 23 vezes (2.300%), na direção V90 há redução de até 239,0%. Os modelos com estruturas treliçadas, em alguns casos, tiveram bons resultados, porém o ponto principal que se pode aferir é que esse tipo de sistema produziria resultados ainda melhores em estruturas mais elevadas. Os modelos apor-ticados apresentaram pequena estabilidade, deslocando bastante em determinados casos, mostrando que possivelmente não seria o modelo ideal para contraventamento do tipo de estruturas analisadas neste trabalho.

### 5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A seguir são apresentadas algumas sugestões, a respeito do tema estudado, para a reali-zação de pesquisas futuras.

- Realização de análises em estruturas reais de edifícios, dando possibilidade para avalia-ções mais precisas e confiáveis;
- Utilização de estruturas mais altas, preferencialmente acima de 20 pavimentos, com o intuito a avaliar até onde o sistema pórtico-núcleo é mais vantajoso que o com treliças;
- Avaliação da influência da posição dos pilares em aço na estabilidade global dos modelos estruturais;
- Utilização de diferentes tipos de contraventamentos em treliças estruturais, utilização de modelos em "V", "K" e "X".

## REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de Estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- . **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.
- . **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.
- . **NBR 8800**: Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios (método dos estados limites). Rio de Janeiro, 1986.
- . **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.
- BELLEI, I. H. et al. **Edifícios de múltiplos andares em aço**. 2. ed. São Paulo: Pini, 2008.
- CAMARGO, R. E. M. de. **Contribuição ao Estudo da Estabilidade de Edifícios de Andares Múltiplos em Aço**. 2012. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos da USP, São Carlos, 2012.
- CAMPOS, A.S. **Estudo sobre os critérios de dimensionamento de pilares mistos de aço e concreto**. 2006. 158 f. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, 2006.
- 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.
- CSI. **Analysis Reference Manual**. Berkeley, California: Computers and Structures Inc., 2005. 415 p.
- FUSCO, P. B. **Estruturas de concreto: solicitações tangenciais**. 1. ed. São Paulo: Pini, 2008.
- . **Técnicas de armar estruturas de concreto**. 1. ed. São Paulo: Pini, 1995.
- . **Tecnologia do concreto estrutural: tópicos aplicados**. 1. ed. São Paulo: Pini, 2008.
- LIMA, J. S. (2001). **Verificações da punção e da estabilidade global de edifícios de concreto**: desenvolvimento e aplicação de recomendações normativas. Tese (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.
- MARTINS, C. H. (1998). **Contribuição da rigidez transversal à flexão das lajes na distribuição dos esforços em estruturas de edifícios de andares múltiplos, em teoria de segunda ordem**. São Carlos. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

MARTINS, C.H. **Análise não linear de estruturas tridimensionais de edifícios de andares múltiplos com núcleos resistentes, considerando a rigidez transversal à flexão das lajes.** 2001. 222 f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.

OLIVEIRA, B. D. C. (2014). **Efeito do Vento como Ação Dinâmica em Edifícios Altos.** Porto. Dissertação (Mestrado) - Instituto Superior de Engenharia do Porto.

QUEIROZ, G. et al. **Estruturas mistas.** 2. ed. Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil/CBCA, 2012. Volume 1 e 2. Disponível em:  
<<http://www.cbca-acobrasil.org.br/site/publicacoesmanuais.php>>. Acesso em: 04 mai. 2019.

RIBEIRO, J. F. **Estabilidade Global de Edifícios:** análise dos efeitos de segunda ordem nas estruturas de concreto. 2010, 81 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) - Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

SÁLES, J. J. **Estudo do projeto e da construção de edifícios de andares múltiplos com estruturas de aço.** 1995. 257 f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.

VASCONCELLOS, A. L. **Curso Cálculo Completo de um Edifício de aço com Estruturas Mistas.** Goiânia, 2004.

WORDELL, F. **Avaliação da Instabilidade Global de Edifícios Altos.** 2003. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

## **APÊNDICES**

## A RESULTADOS DOS DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DOS MODELOS ESTUDADOS

Tabela A.1 – Deslocamentos horizontais do modelo CA-18 em centímetros.

	Vento V0			Vento V90		
	COMB. 1	COMB. 2	COMB. 3	COMB. 1	COMB. 2	COMB. 3
PAV. 1	0,2279	0,3774	0,3764	0,1044	0,1753	0,1758
PAV. 2	0,4811	0,7999	0,7991	0,1956	0,3305	0,3322
PAV. 3	0,7146	1,1867	1,1851	0,289	0,4932	0,4976
PAV. 4	0,9264	1,5365	1,5335	0,371	0,6402	0,6486
PAV. 5	1,1153	1,8473	1,8428	0,4418	0,7714	0,785
PAV. 6	1,2806	2,1183	2,1121	0,4986	0,882	0,9018
PAV. 7	1,4212	2,3477	2,3396	0,5415	0,9718	0,9986
PAV. 8	1,5357	2,5332	2,523	0,572	1,043	1,0776
PAV. 9	1,623	2,6728	2,6604	0,5898	1,0948	1,138
PAV. 10	1,6817	2,7645	2,7496	0,5946	1,1272	1,1797
Cobertura	1,7164	2,8114	2,7924	0,5759	1,1164	1,1769

Tabela A.2 – Deslocamentos horizontais do modelo CA-30 em centímetros.

	Vento V0			Vento V90		
	COMB. 1	COMB. 2	COMB. 3	COMB. 1	COMB. 2	COMB. 3
PAV. 1	0,2037	0,3395	0,3395	0,1101	0,1837	0,1837
PAV. 2	0,4553	0,7588	0,7588	0,3127	0,5218	0,522
PAV. 3	0,6874	1,1457	1,1457	0,5294	0,8835	0,884
PAV. 4	0,8955	1,4925	1,4925	0,7358	1,2286	1,2294
PAV. 5	1,0784	1,7973	1,7973	0,9238	1,5432	1,5445
PAV. 6	1,2352	2,0586	2,0586	1,0902	1,8221	1,824
PAV. 7	1,365	2,2749	2,2749	1,2334	2,0626	2,0652
PAV. 8	1,467	2,445	2,445	1,3527	2,2635	2,2668
PAV. 9	1,5408	2,568	2,568	1,4479	2,4243	2,4285
PAV. 10	1,5861	2,6435	2,6435	1,5199	2,5468	2,5519
Cobertura	1,6043	2,6738	2,6738	1,573	2,6377	2,6437

Tabela A.3 – Deslocamentos horizontais do modelo CA-42 em centímetros.

	<b>Vento V0</b>			<b>Vento V90</b>		
	<b>COMB. 1</b>	<b>COMB. 2</b>	<b>COMB. 3</b>	<b>COMB. 1</b>	<b>COMB. 2</b>	<b>COMB. 3</b>
PAV. 1	0,1658	0,2763	0,2763	0,1521	0,2536	0,2536
PAV. 2	0,3688	0,6146	0,6146	0,4319	0,7203	0,7204
PAV. 3	0,5563	0,9272	0,9272	0,732	1,2208	1,2212
PAV. 4	0,7248	1,208	1,208	1,0188	1,6997	1,7003
PAV. 5	0,8733	1,4556	1,4556	1,281	2,1377	2,1387
PAV. 6	1,0011	1,6685	1,6685	1,5138	2,5268	2,5282
PAV. 7	1,1072	1,8454	1,8454	1,7148	2,8631	2,865
PAV. 8	1,191	1,985	1,985	1,8826	3,1444	3,1469
PAV. 9	1,2517	2,0861	2,0861	2,0171	3,3702	3,3734
PAV. 10	1,289	2,1483	2,1483	2,1196	3,5428	3,5467
Cobertura	1,3038	2,173	2,173	2,1959	3,6718	3,6763

Tabela A.4 – Deslocamentos horizontais do modelo A1-18 em centímetros.

	<b>Vento V0</b>			<b>Vento V90</b>		
	<b>COMB. 1</b>	<b>COMB. 2</b>	<b>COMB. 3</b>	<b>COMB. 1</b>	<b>COMB. 2</b>	<b>COMB. 3</b>
PAV. 1	1,185	1,9909	1,997	0,2766	0,4742	0,4791
PAV. 2	2,152	3,6223	3,6359	0,6082	1,0464	1,0588
PAV. 3	2,8219	4,7635	4,7862	0,875	1,5121	1,5324
PAV. 4	3,3607	5,6941	5,7291	1,1255	1,9513	1,9798
PAV. 5	4,1861	7,1119	7,1629	1,3649	2,3735	2,4107
PAV. 6	5,2017	8,8508	8,9192	1,5921	2,7778	2,8248
PAV. 7	5,4484	9,264	9,3533	1,807	3,1658	3,224
PAV. 8	5,4969	9,3582	9,4755	2,0116	3,5388	3,609
PAV. 9	6,1327	10,2231	10,3544	2,203	3,8852	3,9659
PAV. 10	6,4957	10,6096	10,7577	2,3232	4,1054	4,1936
Cobertura	6,692	10,6391	10,7959	2,4113	4,2657	4,3588

Tabela A.5 – Deslocamentos horizontais do modelo A1-30 em centímetros.

	<b>Vento V0</b>			<b>Vento V90</b>		
	<b>COMB. 1</b>	<b>COMB. 2</b>	<b>COMB. 3</b>	<b>COMB. 1</b>	<b>COMB. 2</b>	<b>COMB. 3</b>
PAV. 1	1,1371	1,8951	1,8951	0,3686	0,6154	0,6159
PAV. 2	2,2071	3,6785	3,6785	0,8282	1,3847	1,3864
PAV. 3	3,1803	5,3004	5,3003	1,2677	2,1228	2,1266
PAV. 4	4,0556	6,7593	6,7593	1,6763	2,8116	2,8183
PAV. 5	4,8298	8,0497	8,0496	2,0488	3,4424	3,4528
PAV. 6	5,5015	9,1691	9,169	2,3817	4,009	4,0239
PAV. 7	6,065	10,1083	10,1083	2,6721	4,5066	4,5266
PAV. 8	6,5127	10,8545	10,8545	2,9183	4,9317	4,9573
PAV. 9	6,8387	11,3979	11,3979	3,119	5,2823	5,3139
PAV. 10	7,0405	11,734	11,7339	3,2739	5,5572	5,5951
Cobertura	7,1178	11,8625	11,8623	3,3893	5,7646	5,8082

Tabela A.6 – Deslocamentos horizontais do modelo A1-42 em centímetros.

	<b>Vento V0</b>			<b>Vento V90</b>		
	<b>COMB. 1</b>	<b>COMB. 2</b>	<b>COMB. 3</b>	<b>COMB. 1</b>	<b>COMB. 2</b>	<b>COMB. 3</b>
PAV. 1	1,7196	2,8659	2,8659	0,4979	0,8304	0,8307
PAV. 2	3,328	5,5465	5,5465	1,1165	1,8639	1,8651
PAV. 3	4,7821	7,97	7,97	1,7117	2,8601	2,8629
PAV. 4	6,0802	10,1336	10,1336	2,2682	3,7934	3,7984
PAV. 5	7,2191	12,0318	12,0318	2,7786	4,6515	4,6592
PAV. 6	8,1946	13,6576	13,6576	3,2372	5,4248	5,4358
PAV. 7	9,0023	15,0038	15,0038	3,64	6,1061	6,121
PAV. 8	9,6379	16,0631	16,0631	3,9841	6,6908	6,7098
PAV. 9	10,0972	16,8286	16,8286	4,2676	7,1754	7,1989
PAV. 10	10,3774	17,2954	17,2953	4,4899	7,5583	7,5867
Cobertura	10,4795	17,4651	17,4649	4,6565	7,8467	7,8797

Tabela A.7 – Deslocamentos horizontais do modelo A2-18 em centímetros.

	<b>Vento V0</b>			<b>Vento V90</b>		
	<b>COMB. 1</b>	<b>COMB. 2</b>	<b>COMB. 3</b>	<b>COMB. 1</b>	<b>COMB. 2</b>	<b>COMB. 3</b>
PAV. 1	0,1423	4,5464	4,4574	0,1445	0,7032	0,6836
PAV. 2	0,2283	4,7354	4,6282	0,2088	1,0123	0,9898
PAV. 3	0,3486	4,9598	4,8242	0,2967	1,2077	1,1595
PAV. 4	0,4579	5,3795	5,2074	0,4024	1,416	1,3452
PAV. 5	0,6056	5,7168	5,4924	0,5597	1,6409	1,5387
PAV. 6	0,7584	6,1226	5,8409	0,7339	1,8708	1,7325
PAV. 7	0,8904	6,8673	6,4968	0,9992	2,122	1,9365
PAV. 8	1,0308	7,6116	7,1515	1,2683	2,3712	2,1346
PAV. 9	1,2091	8,0116	7,4826	1,4804	2,603	2,3156
PAV. 10	1,3806	8,4252	7,8222	1,7098	2,8221	2,4845
Cobertura	1,5315	8,7674	8,1014	1,9046	3,0157	2,6324

Tabela A.8 – Deslocamentos horizontais do modelo A2-30 em centímetros.

	<b>Vento V0</b>			<b>Vento V90</b>		
	<b>COMB. 1</b>	<b>COMB. 2</b>	<b>COMB. 3</b>	<b>COMB. 1</b>	<b>COMB. 2</b>	<b>COMB. 3</b>
PAV. 1	2,3613	3,9253	3,9217	0,3707	0,6176	0,6175
PAV. 2	2,5123	4,1812	4,1789	0,632	1,056	1,057
PAV. 3	2,6761	4,4492	4,4451	0,901	1,5077	1,51
PAV. 4	2,8271	4,707	4,7051	1,1514	1,9312	1,9358
PAV. 5	2,9842	4,9654	4,9624	1,3968	2,3467	2,3537
PAV. 6	3,124	5,2031	5,2018	1,6208	2,7287	2,739
PAV. 7	3,2603	5,4284	5,4264	1,8284	3,0838	3,0975
PAV. 8	3,3779	5,6277	5,6269	2,0124	3,4012	3,419
PAV. 9	3,4851	5,8058	5,8047	2,1739	3,6812	3,7031
PAV. 10	3,5754	5,9582	5,9579	2,3116	3,9224	3,9487
Cobertura	3,6686	6,0999	6,0945	2,4316	4,1281	4,1566

Tabela A.9 – Deslocamentos horizontais do modelo A2-42 em centímetros.

	<b>Vento V0</b>			<b>Vento V90</b>		
	<b>COMB. 1</b>	<b>COMB. 2</b>	<b>COMB. 3</b>	<b>COMB. 1</b>	<b>COMB. 2</b>	<b>COMB. 3</b>
PAV. 1	1,8112	3,0068	3,0023	0,5174	0,8621	0,862
PAV. 2	1,9609	3,2603	3,2574	0,8963	1,4958	1,4966
PAV. 3	2,1237	3,5266	3,5217	1,3015	2,1735	2,1752
PAV. 4	2,2727	3,7816	3,7792	1,678	2,806	2,8095
PAV. 5	2,4283	4,0375	4,0339	2,0422	3,4183	3,4238
PAV. 6	2,5658	4,2718	4,27	2,3759	3,9816	3,9898
PAV. 7	2,7	4,4935	4,4911	2,6831	4,5009	4,5118
PAV. 8	2,8148	4,6886	4,6876	2,9557	4,9639	4,9782
PAV. 9	2,9194	4,8623	4,8611	3,1936	5,3692	5,3868
PAV. 10	3,0066	5,0098	5,0094	3,3945	5,714	5,7352
Cobertura	3,099	5,1484	5,1422	3,5636	5,9978	6,0199

Tabela A.10 – Deslocamentos horizontais do modelo A3-18 em centímetros.

	<b>Vento V0</b>			<b>Vento V90</b>		
	<b>COMB. 1</b>	<b>COMB. 2</b>	<b>COMB. 3</b>	<b>COMB. 1</b>	<b>COMB. 2</b>	<b>COMB. 3</b>
PAV. 1	0,0134	0,0458	0,0246	0,0169	0,0673	0,0641
PAV. 2	0,0406	0,1334	0,0632	0,0497	0,2047	0,1983
PAV. 3	0,0785	0,2582	0,1115	0,0963	0,3942	0,3808
PAV. 4	0,1166	0,4169	0,1638	0,1423	0,6388	0,6182
PAV. 5	0,1487	0,6207	0,2147	0,1815	0,9362	0,9002
PAV. 6	0,1739	0,8629	0,259	0,2077	1,2797	1,2215
PAV. 7	0,2774	1,1467	0,2935	0,2212	1,6695	1,5807
PAV. 8	0,422	1,4763	0,339	0,3504	2,1076	1,9777
PAV. 9	0,6094	1,8554	0,4358	0,5197	2,5965	2,4139
PAV. 10	0,8433	2,2787	0,5448	0,7339	3,1262	2,8788
Cobertura	1,1025	2,7261	0,6619	0,9724	3,6784	3,3595

Tabela A.11 – Deslocamentos horizontais do modelo A3-30 em centímetros.

	<b>Vento V0</b>			<b>Vento V90</b>		
	<b>COMB. 1</b>	<b>COMB. 2</b>	<b>COMB. 3</b>	<b>COMB. 1</b>	<b>COMB. 2</b>	<b>COMB. 3</b>
PAV. 1	0,0144	0,0224	0,0218	0,0511	0,0863	0,0871
PAV. 2	0,0339	0,0548	0,0542	0,1424	0,2452	0,2485
PAV. 3	0,0583	0,0957	0,0952	0,263	0,4571	0,4646
PAV. 4	0,0861	0,1422	0,1417	0,3995	0,7018	0,7157
PAV. 5	0,1159	0,1919	0,1915	0,5418	0,9625	0,9851
PAV. 6	0,1464	0,243	0,2426	0,6831	1,2268	1,2603
PAV. 7	0,177	0,2942	0,2939	0,8182	1,4861	1,5325
PAV. 8	0,2071	0,3445	0,3442	0,9444	1,7351	1,7961
PAV. 9	0,2362	0,3932	0,3931	1,061	1,9716	2,0486
PAV. 10	0,2643	0,4403	0,4403	1,1693	2,1959	2,2896
Cobertura	0,2942	0,4872	0,486	1,2709	2,4055	2,5144

Tabela A.12 – Deslocamentos horizontais do modelo A3-42 em centímetros.

	<b>Vento V0</b>			<b>Vento V90</b>		
	<b>COMB. 1</b>	<b>COMB. 2</b>	<b>COMB. 3</b>	<b>COMB. 1</b>	<b>COMB. 2</b>	<b>COMB. 3</b>
PAV. 1	0,0134	0,019	0,0185	0,0983	0,1657	0,1664
PAV. 2	0,0284	0,0457	0,0451	0,2548	0,4319	0,4346
PAV. 3	0,0486	0,0794	0,0789	0,4548	0,7742	0,7803
PAV. 4	0,0717	0,1182	0,1177	0,6831	1,1684	1,1798
PAV. 5	0,0968	0,1602	0,1597	0,9238	1,5885	1,6071
PAV. 6	0,1229	0,2039	0,2035	1,1648	2,0143	2,042
PAV. 7	0,1494	0,2482	0,2478	1,3982	2,4319	2,4704
PAV. 8	0,1757	0,2922	0,2919	1,6193	2,833	2,8838
PAV. 9	0,2015	0,3353	0,3352	1,8263	3,2134	3,2777
PAV. 10	0,2266	0,3775	0,3774	2,0167	3,5677	3,646
Cobertura	0,253	0,4192	0,4183	2,1934	3,8961	3,9872