

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**Cássio Dani de Almeida**

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE SISTEMAS  
ESTRUTURAIS PARA UM EDIFÍCIO COMERCIAL EM  
CONCRETO ARMADO**

Porto Alegre  
novembro 2015

**CÁSSIO DANI DE ALMEIDA**

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE SISTEMAS  
ESTRUTURAIS PARA UM EDIFÍCIO COMERCIAL EM  
CONCRETO ARMADO**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

**Orientador: Rubem Clecio Schwingel**

Porto Alegre  
novembro 2015

**CÁSSIO DANI DE ALMEIDA**

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE SISTEMAS  
ESTRUTURAIS PARA UM EDIFÍCIO COMERCIAL EM  
CONCRETO ARMADO**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo/a Professor/a Orientador/a da disciplina Trabalho de Diplomação Engenharia Civil II (ENG01040) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 26 de novembro de 2015

Prof. Rubem Clecio Schwingel  
Me. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
Orientador/a

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Rubem Clecio Schwingel (UFRGS)**  
Me. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Prof. Ronald José Ellwanger (UFRGS)**  
Dr. pela Universidade Federal do Rio de Janeiro

**Prof. Roberto Domingo Rios (UFRGS)**  
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho a meus pais, Délcio e Leía, que sempre me apoiaram e especialmente durante o período do meu Curso de Graduação estiveram ao meu lado.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço ao Prof. Rubem Clecio Schwingel, orientador deste trabalho, pelos conhecimentos transmitidos e por todo o apoio para a realização desse trabalho.

Agradeço a todos os professores que tive em minha trajetória acadêmica por toda a sua contribuição em minha formação.

Agradeço aos colegas de graduação pelo companheirismo, apoio, conversas e momentos de descontração nos intervalos das aulas.

Agradeço aos amigos Carlos, Fábio, Guilherme, João e Lucas por todas as experiências incríveis que compartilhamos e lições que aprendi durante a nossa convivência. Agradeço também a todos os companheiros de apartamento que tive, em especial ao Guilherme e ao Rafael, pelo companheirismo.

Agradeço aos meus pais pela educação que me deram e pelo amor que me dedicaram todos esses anos.

A vida é medida por realizações e não por anos.

*Bruce McLaren*

## RESUMO

Desenvolvimentos na engenharia possibilitaram a construção de edifícios mais altos, o que os torna mais suscetíveis às cargas horizontais. Consequentemente o estudo dessas cargas e de sistemas de contraventamento para resisti-las tornou-se necessário para estes edifícios. Este trabalho versa sobre a comparação, quanto aos estados limites de serviço relativos às cargas laterais, dos sistemas estruturais de pórticos rígidos, núcleo rígido e tubular para um edifício comercial em concreto armado. A partir da revisão bibliográfica, que aborda aspectos relativos às principais verificações necessárias para garantir a segurança e a usabilidade da estrutura; à determinação das cargas de vento; e aos sistemas estruturais propostos, definiu-se a metodologia que foi aplicada no trabalho. Primeiro definiu-se uma planta de edifício que possibilitasse a execução dos sistemas estruturais idealizados. Após, para um dado número de pavimentos, verificou-se as frequências naturais de vibração da estrutura, e a partir destas, averiguou-se o qual tipo de carregamento era necessário ser aplicado, estático ou dinâmico. Então, utilizando-se as combinações de serviço, foram obtidos os deslocamentos máximos no topo e entre pavimentos e as acelerações máximas, através da análise estrutural efetuada no *software* ETABS. O processo repetiu-se, acrescentando-se pavimentos para cada um dos sistemas estruturais, até que os limites últimos ou de serviço propostos na literatura fossem atingidos. Por fim, procedeu-se a comparação entre os resultados obtidos pelos diversos modelos dos três sistemas estruturais. Constatou-se que para a planta de edifício estudada, edifícios de até dez pavimentos são viáveis para o sistema de pórticos rígidos. Acima disso, a adoção de um núcleo rígido tornou-se vantajosa. Para edifícios mais altos, concluiu-se que a grande rigidez do núcleo ao carregamento lateral tornou a resistência às cargas verticais tão importante para a limitação da altura total do prédio quanto a resistência às cargas laterais.

Palavras-chave: Estados Limites de Serviço. Força do Vento  
Pórticos Rígidos. Núcleo Rígido. Sistema Tubular.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Fluxograma das etapas do trabalho .....	19
Figura 2 – Número de Strouhal para seções retangulares .....	24
Figura 3 – Deformação em pórticos rígidos .....	35
Figura 4 – Momento de inércia do núcleo .....	37
Figura 5 – Interação entre núcleo e pórticos .....	39
Figura 6 – Planta arquitetônica do edifício em estudo .....	42
Figura 7 – Lançamento da estrutura para o edifício aporticado .....	49
Figura 8 – Modelo do edifício aporticado .....	49
Figura 9 – Lançamento da estrutura do edifício com núcleo .....	56
Figura 10 – Modelo do primeiro edifício com núcleo .....	58
Figura 11 – Lançamento da estrutura do segundo edifício com núcleo .....	64
Figura 12 – Modelo do segundo edifício com núcleo .....	65
Figura 13 – Lançamento da estrutura tubular .....	72
Figura 14 – Comparação entre os deslocamentos devidos à força estática do vento na direção y nos edifícios com pórticos rígidos e núcleo rígido .....	75
Figura 15 – Comparação entre os deslocamentos devidos à força dinâmica do vento na direção y nos edifícios com pórticos rígidos e núcleo rígido .....	76



## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Parâmetros para a determinação da força estática do vento .....	50
Tabela 2 – Força estática do vento na direção y .....	50
Tabela 3 – Força estática do vento na direção x .....	51
Tabela 4 – Frequências naturais de vibração para o edifício aporticado .....	51
Tabela 5 – Frequências naturais de vibração para o edifício aporticado .....	52
Tabela 6 – Forças do vento na direção y para o edifício aporticado .....	52
Tabela 7 – Forças do vento na direção x para o edifício aporticado .....	52
Tabela 8 – Parâmetros para a determinação dos efeitos dinâmicos do vento para o edifício aporticado para a verificação da aceleração no topo .....	53
Tabela 9 – Forças do vento na direção y para o edifício aporticado para a determinação da aceleração no topo .....	53
Tabela 10 – Forças do vento na direção x para o edifício aporticado para a determinação da aceleração no topo .....	54
Tabela 11 – Deslocamento máximo por pavimento em mm para o edifício aporticado ..	54
Tabela 12 – Deslocamento máximo entre pavimentos para o edifício aporticado ( $h/\delta$ ) ..	55
Tabela 13 – Aceleração no topo para o edifício aporticado .....	55
Tabela 14 – Frequências naturais para o caso inicial do edifício com núcleo .....	56
Tabela 15 – Deslocamento máximo entre pavimentos para o caso inicial do edifício com núcleo ( $h/\delta$ ) .....	57
Tabela 16 – Deslocamento máximo por pavimento em mm para o caso inicial do edifício com núcleo .....	57
Tabela 17 – Frequências naturais para o caso final do edifício com núcleo .....	58
Tabela 18 – Parâmetros para a determinação dos efeitos dinâmicos do vento para o edifício com núcleo .....	59
Tabela 19 – Força do vento na direção y para o edifício com núcleo .....	59
Tabela 20 – Força do vento na direção x para o edifício com núcleo .....	60
Tabela 21 – Parâmetros para a determinação dos efeitos dinâmicos do vento para o edifício com núcleo para a determinação da aceleração no topo .....	60
Tabela 22 – Forças do vento na direção y para o edifício com núcleo para a determinação da aceleração no topo .....	61
Tabela 23 – Forças do vento na direção x para o edifício com núcleo para a determinação da aceleração no topo .....	61
Tabela 24 – Deslocamento máximo entre pavimentos para o edifício com núcleo .....	62
Tabela 25 – Deslocamento máximo por pavimento em mm para o edifício com núcleo	62
Tabela 26 – Aceleração no topo para o edifício com núcleo.....	63
Tabela 27 – Solicitações no pilar mais solicitado para o edifício com núcleo .....	63

Tabela 28 – Frequências naturais para o segundo edifício com núcleo .....	65
Tabela 29 – Parâmetros para a determinação dos efeitos dinâmicos do vento para o segundo edifício com núcleo .....	66
Tabela 30 – Força do vento na direção y para o segundo edifício com núcleo .....	66
Tabela 31 – Força do vento na direção x para o segundo edifício com núcleo .....	67
Tabela 32 – Parâmetros para a determinação dos efeitos dinâmicos do vento para o segundo edifício com núcleo para a determinação da aceleração no topo .....	68
Tabela 33 – Forças do vento na direção y para o segundo edifício com núcleo para a determinação da aceleração no topo .....	68
Tabela 34 – Forças do vento na direção x para o segundo edifício com núcleo para a determinação da aceleração no topo .....	69
Tabela 35 – Deslocamento máximo por pavimento em mm para o segundo edifício com núcleo .....	70
Tabela 36 – Deslocamento máximo entre pavimentos para o segundo edifício com núcleo .....	70
Tabela 37 – Aceleração no topo para o segundo edifício com núcleo .....	71
Tabela 38 – Solicitações no pilar mais solicitado para o segundo edifício com núcleo ..	71
Tabela 39 – Frequências naturais para o edifício com sistema tubular .....	73
Tabela 40 – Deslocamento máximo entre pavimentos para o edifício com sistema tubular .....	73
Tabela 41 – Aceleração no topo para o edifício com sistema tubular .....	73
Tabela 42 – Deslocamento máximo por pavimento em mm para o edifício com sistema tubular .....	74

## LISTA DE SÍMBOLOS

$a$  – aceleração máxima (  $m/s^2$  )

$A$  – área frontal efetiva (  $m^2$  )

$b$  – coeficiente adimensional que depende da rugosidade do terreno

$C$  – coeficiente de arrasto

$d$  – diâmetro do edifício (  $m$  )

$F$  – força devida ao vento (  $N$  )

$f$  – frequência de desprendimento de vórtices (  $Hz$  )

$f_1$  – frequência natural de vibração (  $Hz$  )

$F_t$  – solicitação resultante na direção perpendicular ao vento

$h$  – altura do edifício (  $m$  )

$p$  – coeficiente adimensional que depende da rugosidade do terreno

$q$  – pressão dinâmica (  $Pa$  )

$q_0$  – pressão básica média (  $Pa$  )

$S$  – número de Strouhal

$S_1$  – fator topográfico

$S_2$  – fator que depende da rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno

$S_3$  – fator estatístico

$T_{lc}$  – período fundamental para estruturas com cortinas (s)

$T_{lp}$  – período fundamental para estruturas aporricadas (s)

$u$  – deslocamento em determinado nível devido à resposta flutuante (m)

$v$  – velocidade média do vento no topo do edifício (m/s)

$V_0$  – velocidade básica do vento (m/s)

$V_k$  – velocidade característica do vento (m/s)

$V_p$  – velocidade de projeto (m/s)

$z$  – altura (m)

$z_r$  – altura de referência = 10 m

$\gamma$  – expoente adimensional da equação de vibração

$\zeta$  – razão de amortecimento crítico

$\xi$  – coeficiente de amplificação dinâmica

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	15
<b>2 DIRETRIZES DA PESQUISA</b> .....	17
2.1 QUESTÃO DA PESQUISA .....	17
2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA .....	17
<b>2.2.1 Objetivo principal</b> .....	17
<b>2.2.2 Objetivo secundário</b> .....	17
2.3 PRESSUPOSTOS .....	18
2.4 DELIMITAÇÕES .....	18
2.5 LIMITAÇÕES .....	18
2.6 DELINEAMENTO .....	18
<b>3 VERIFICAÇÕES NECESSÁRIAS</b> .....	21
3.1 ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO .....	21
<b>3.1.1 Deslocamento horizontal excessivo</b> .....	21
<b>3.1.2 Aceleração horizontal excessiva</b> .....	22
3.2 DESPRENDIMENTO DE VÓRTICES .....	23
3.3 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS .....	24
<b>4 FORÇAS DEVIDAS AO VENTO</b> .....	26
4.1 FORÇAS ESTÁTICAS .....	26
4.2 EFEITOS DINÂMICOS .....	27
<b>4.2.1 Características dinâmicas da estrutura</b> .....	28
<b>4.2.2 Cálculo da força devida a efeitos dinâmicos</b> .....	29
<b>4.2.3 Cálculo das acelerações máximas</b> .....	31
<b>5 SISTEMAS ESTRUTURAIS</b> .....	32
5.1 SISTEMA DE PÓRTICOS RÍGIDOS .....	33
<b>5.1.1 Aspectos gerais</b> .....	33
<b>5.1.2 Comportamento estrutural</b> .....	34
5.2 SISTEMA COM NÚCLEO RÍGIDO .....	36
<b>5.2.1 Paredes de contraentamento</b> .....	36
<b>5.2.2 Aspectos gerais dos núcleos</b> .....	36
<b>5.2.3 Comportamento estrutural do núcleo</b> .....	38
5.3 SISTEMA TUBULAR .....	39
<b>5.3.1 Aspectos gerais</b> .....	40
<b>5.3.2 Comportamento estrutural</b> .....	41

<b>6 DEFINIÇÃO DO EDIFÍCIO</b> .....	42
6.1 DEFINIÇÕES ARQUITETÔNICAS .....	42
6.2 CONSIDERAÇÕES REFERENTES À ANÁLISE ESTRUTURAL .....	43
6.3 DEFINIÇÃO DO CARREGAMENTO .....	44
6.3.1 Ações permanentes .....	44
6.3.2 Ações variáveis .....	45
6.3.3 Combinações de serviço .....	45
6.3.4 Combinações últimas .....	46
<b>7 ANÁLISE ESTRUTURAL</b> .....	48
7.1 SOLUÇÃO COM PÓRTICOS RÍGIDOS .....	48
7.1.1 Lançamento da estrutura .....	48
7.1.2 Forças estáticas devidas ao vento .....	50
7.1.3 Frequências naturais de vibração .....	51
7.1.4 Forças dinâmicas devidas ao vento .....	51
7.1.5 Resultados .....	54
7.2 PRIMEIRA SOLUÇÃO COM NÚCLEO RÍGIDO .....	55
7.2.1 Lançamento da estrutura .....	55
7.2.2 Frequências naturais para o caso inicial .....	56
7.2.3 Resultados iniciais .....	57
7.2.4 Frequências naturais para o caso final .....	58
7.2.5 Forças dinâmicas devidas ao vento .....	59
7.2.6 Resultados finais .....	62
7.2.7 Verificação do estado limite último .....	63
7.3 SEGUNDA SOLUÇÃO COM NÚCLEO RÍGIDO .....	63
7.3.1 Lançamento da estrutura .....	64
7.3.2 Frequências naturais .....	65
7.3.3 Forças dinâmicas devidas ao vento .....	65
7.3.4 Resultados .....	69
7.3.5 Verificação do estado limite último .....	71
7.3.6 Desprendimento de vórtices .....	71
7.4 SOLUÇÃO COM SISTEMA TUBULAR .....	72
7.4.1 Lançamento da estrutura .....	72
7.4.2 Frequências naturais .....	73
7.4.3 Resultados .....	73
7.5 ANÁLISE E COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS .....	74

<b>8 CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>78</b>
<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>79</b>





## 1 INTRODUÇÃO

A partir do século XX diversos fatores contribuíram para o aumento na altura dos edifícios, entre eles a descoberta de materiais e sistemas estruturais mais eficientes, a invenção do elevador, o fascínio por formas arquitetônicas arrojadas, o crescimento da população urbana e a conseqüente demanda por espaço em regiões mais nobres da cidade. Até aquele momento, os elementos estruturais das edificações eram projetados para resistirem somente a carregamentos verticais. No entanto, com o tempo, a evolução na resistência dos materiais de construção e dos projetos estruturais reduziu a massa dos elementos. Hoje, essa evolução associada com a crescente elevação na altura tornou as estruturas cada vez mais esbeltas e suscetíveis à flexão e torsão. Com isso, a determinação dos carregamentos horizontais e o estudo de sistemas de resistência às cargas laterais se tornaram fundamentais para o projeto estrutural.

Dentre os esquemas estruturais mais comuns está o de pórticos rígidos, constituído de vigas e pilares rigidamente conectados formando pórticos, que quando combinados tridimensionalmente conferem à estrutura sua rigidez e capacidade de suportar cargas. No entanto, conforme as cargas laterais aumentam, esse tipo de arranjo pode apresentar comportamento inadequado para a sua utilização. Por isso, desenvolveram-se sistemas de contraventamento, destinados a suportar as cargas laterais e conferir melhor comportamento à estrutura.

De todos os sistemas existentes, a adição de um núcleo rígido de concreto armado ao restante da estrutura é o mais comum e que se destaca por propiciar fácil compatibilização com o projeto arquitetônico, rapidez e facilidade de execução. Além disso, espera-se que um edifício com núcleo rígido possua maior inércia à flexão do que um edifício semelhante, porém sem o núcleo. Essa característica é especialmente interessante quando se avaliam acelerações, deslocamentos no topo e frequências naturais de vibração da estrutura, proporcionando, portanto, maior segurança em relação aos estados limites de serviço.

Mais recentemente o sistema estrutural tubular se popularizou como uma solução adequada para prédios altos, principalmente por mover para o contorno da edificação os pilares, permitindo melhor aproveitamento do espaço interno. Isso também possibilita o uso

conjugado do sistema tubular com o núcleo rígido, criando uma estrutura adequada para edifícios de grande elevação.

Constituindo-se, assim, nos mais importantes esquemas estruturais para concreto armado, torna-se justificável um estudo mais aprofundado sobre suas vantagens, desvantagens, aplicabilidade e efetividade. Dessa forma, este trabalho pretende avaliar comparativamente, através de modelos computacionais, a resposta dos sistemas estruturais de pórticos rígidos, de núcleo rígido e tubular em um edifício, de forma a atender os níveis de segurança dispostos em normas técnicas adequadas e obter a melhor utilização de cada sistema.

O trabalho foi dividido em 8 capítulos. Após este capítulo inicial onde foram apresentadas a motivação e uma breve descrição do trabalho, o capítulo 2 apresentará as diretrizes do trabalho. O capítulo 3 será sobre as verificações relevantes a este estudo e o capítulo 4 abordará o processo de determinação das forças devidas ao vento. O capítulo 5 discutirá as características e princípios de funcionamento dos sistemas estruturais de pórticos rígidos, de núcleo rígido e tubular. Os capítulos 6 e 7 são dedicados ao desenvolvimento do estudo, primeiro com a definição da geometria e cargas atuantes no edifício e depois com a análise estrutural e discussão dos resultados. Por último, o capítulo 8 apresenta as considerações finais.

## **2 DIRETRIZES DA PESQUISA**

As diretrizes para desenvolvimento do trabalho são descritas nos próximos itens.

### **2.1 QUESTÃO DE PESQUISA**

A questão de pesquisa do trabalho é: como se comportam, comparativamente, os sistemas de pórticos rígidos, com núcleo rígido e tubular, quando submetidos às cargas laterais, no edifício estudado?

### **2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA**

Os objetivos da pesquisa estão classificados em principal e secundário e são descritos a seguir.

#### **2.2.1 Objetivo principal**

O objetivo principal do trabalho é a comparação, quanto aos estados limites de serviço, entre as resistências ao carregamento lateral dos sistemas estruturais de pórticos rígidos, com núcleo rígido e tubular, utilizando *softwares* comerciais, para um edifício.

#### **2.2.2 Objetivo secundário**

O objetivo secundário do trabalho é a apresentação das soluções de projeto para os sistemas estruturais propostos.

## 2.3 PRESSUPOSTOS

O trabalho tem por pressuposto que, para o edifício em estudo, os sistemas propostos são alternativas possíveis de serem executadas sob os aspectos econômico e arquitetônico. Além disso, o mesmo tem por pressuposto que são válidas as disposições das seguintes normas:

- a) NBR 6118:2014 – projeto de estruturas de concreto – procedimento;
- b) NBR 6123:1988 – forças devidas ao vento em edificações;
- c) NBR 8681:2003 – ações e segurança nas estruturas – procedimento.

## 2.4 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se a comparação dos sistemas estruturais de pórticos rígidos, com núcleo rígido e tubular para uma única planta de edifício.

## 2.5 LIMITAÇÕES

São limitações do trabalho:

- a) a verificação somente quanto aos estados limites de serviço relativos às cargas laterais;
- b) o uso do software ETABS para análise do edifício.

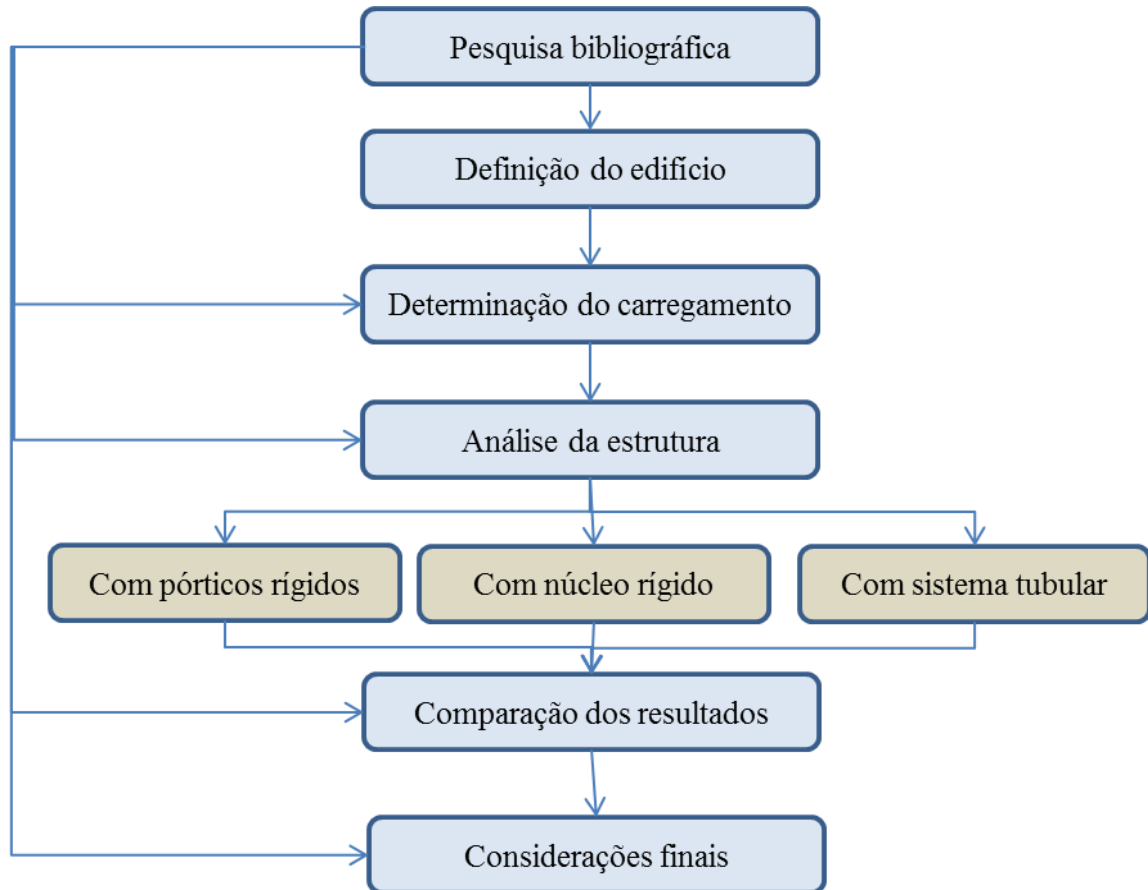
## 2.6 DELINEAMENTO

O trabalho será realizado através das etapas apresentadas a seguir que estão representadas na figura 1 e são descritas nos próximos parágrafos:

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) definição do edifício a ser analisado;
- c) determinação do carregamento;
- d) análise da estrutura com o sistema de pórticos rígidos;
- e) análise da estrutura com núcleo rígido;
- f) análise da estrutura tubular;
- g) comparação dos resultados;

h) considerações finais.

Figura 1 – Fluxograma das etapas do trabalho



(fonte: elaborado pelo autor)

A primeira etapa, que se estenderá por todo o trabalho, será a **pesquisa bibliográfica**. Ela consistirá na consulta a normas técnicas e conhecimento teórico e prático sobre o assunto, de forma a embasar e promover as etapas posteriores.

A etapa seguinte será a **definição do edifício**, realizada de forma a possibilitar a execução de qualquer um dos sistemas estruturais propostos. Para o edifício escolhido, será feita então a **determinação do carregamento** lateral a que ele está sujeito, através de normas relevantes e de observações presentes na literatura especializada.

Após, prosseguir-se-á para a **análise da estrutura** em três configurações distintas, uma utilizando o sistema de pórticos rígidos, uma o sistema com núcleo rígido e a última com o sistema tubular. Para todos os casos a estrutura será definida com base nas observações descritas na literatura e também na arquitetura do edifício. A análise propriamente dita será

executada com o auxílio de *software* para todos os sistemas estruturais, variando o número de pavimentos. Desse modo, para cada diferente altura total de edifício serão obtidos os dados relevantes para a utilização da estrutura, isto é, deslocamentos, acelerações e vibrações.

Já na parte final do trabalho, realizar-se-á a **comparação dos resultados** obtidos da análise das estruturas, de forma a obter o melhor uso de cada sistema estrutural. Por fim serão feitas **considerações finais** sobre os resultados e suas implicações.

### 3 VERIFICAÇÕES NECESSÁRIAS

Um dos principais fatores condicionantes no projeto de um edifício alto é a resposta ao vento. Além da resistência da estrutura frente ao colapso, deslocamento entre pavimentos e conforto dos ocupantes são critérios de desempenho limitantes em um projeto. Também se somam a estes o desprendimento de vórtices que, em estruturas altas e esbeltas, pode provocar efeitos muito piores do que os considerados para o cálculo dos estados limites últimos (KLEMENCIC, c2014, p. 2, tradução nossa).

#### 3.1 ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO

Estados limites de serviço são, segundo a NBR 8681, “Estados que, por sua ocorrência, repetição ou duração, causam efeitos estruturais que não respeitam as condições especificadas para o uso normal da construção, ou que são indícios de comprometimento da durabilidade da estrutura.” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003, p. 2).

Segundo a mesma norma, usualmente são considerados os seguintes estados limites de serviço (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003, p. 2):

- a) danos que comprometam a estética ou a durabilidade da estrutura;
- b) deformações excessivas;
- c) vibrações excessivas.

Então, no que se refere aos sistemas de suporte de cargas horizontais de edifícios altos, são dois os estados limites de serviço mais importantes: deslocamentos horizontais e vibrações, estas últimas melhor caracterizadas pelas acelerações horizontais. Estes estados são descritos nos próximos itens.

##### 3.1.1 Deslocamento horizontal excessivo

Conforme a altura do prédio e, conseqüentemente, as cargas laterais aumentam, as deformações laterais acabam sendo excessivas. Em muitos casos, o que acontece é que para

limitar os deslocamentos sob a influência de cargas laterais, as dimensões dos elementos em edifícios altos são definidas pela rigidez, ao invés da resistência. Um dos motivos para isso acontecer é a preservação da integridade do revestimento da edificação sob a ação de carga lateral. Sendo assim, um critério importante de limitação dos deslocamentos é o deslocamento lateral de um pavimento em relação ao pavimento abaixo, também conhecido como *drift*. Limites de deslocamento comumente usados no projeto de estruturas sujeitas ao vento são da ordem de 1/400 a 1/500 da altura do andar. Crê-se que estes limites são geralmente suficientes para minimizar os danos ao revestimento e paredes ou divisórias não estruturais (TARANATH, c2010, p. 206, tradução nossa).

Os mesmos limites, de 1/400 a 1/500 da altura, são citados por Klemencic (c2014, p. 17, tradução nossa) como sendo tradicionalmente aceitos para ventos com período de retorno de até 50 anos. Sarkisian (2012, p. 70-71, tradução nossa) concorda com os mesmos critérios, com a recomendação adicional de que estruturas de até 150m com paredes de contraventamento limitem os deslocamentos à razão de 1/800.

Já a norma NBR 6118 prescreve como deslocamento lateral máximo entre pavimentos consecutivos, limitado por danos às paredes e devido à ação de cargas horizontais, 1/1700 da altura total do edifício ou 1/850 do desnível entre pavimentos. A norma ainda menciona que esses valores são válidos para combinações frequente, onde a força do vento é ponderada por um coeficiente igual a 0,3. Tomando-se uma relação linear entre a força e a deformação provocada, tem-se, portanto, deslocamentos limites de 1/510 da altura do edifício ou 1/255 da altura do andar, para uma força de vento não ponderada. Além disso, a norma ainda cita um deslocamento limite de 1/250 do comprimento do elemento para elementos estruturais por razões de aceitabilidade sensorial (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 77-78).

### **3.1.2 Aceleração horizontal excessiva**

Dentre os estados limites de serviço, deslocamentos e acelerações laterais dos pisos superiores dos edifícios devem ser considerados do ponto de vista da facilidade de manutenção e do conforto dos ocupantes. (TARANATH, c2010, p. 696, tradução nossa).



É geralmente aceito que o melhor padrão para avaliação da percepção do usuário ao movimento de um edifício alto é a aceleração provocada pelo vento, incluindo os efeitos de torção. Um critério normalmente usado é limitar as acelerações dos pisos superiores do edifício para não mais do que  $0,2 \text{ m/s}^2$  para um vento de 10 anos de recorrência (TARANATH, c2010, p. 255, tradução nossa).

A falta de um limite para acelerações induzidas pelo vento pode tornar um edifício inutilizável. Há casos registrados de ocupantes sentindo náuseas e deixando o edifício durante vendavais. Normalmente a percepção do movimento é maior nos casos de torção. Os limites de aceleração são (SARKISIAN, 2012, p. 74-75, tradução nossa):

- a)  $0,2$  a  $0,25 \text{ m/s}^2$  para edifícios comerciais;
- b)  $0,15$  a  $0,2 \text{ m/s}^2$  para hotéis;
- c)  $0,12$  a  $0,15 \text{ m/s}^2$  para edifícios residenciais.

Klemencic (c2014, p. 17-18, tradução nossa) escreve que as acelerações devidas aos efeitos dinâmicos são frequentemente consideradas em projeto. Ele também afirma que, através de ensaios em túnel de vento, as acelerações podem ser previstas e comparadas com os valores tradicionalmente aceitos de:

- a)  $0,2$  a  $0,25 \text{ m/s}^2$  para edifícios comerciais;
- b)  $0,15$  a  $0,18 \text{ m/s}^2$  para hotéis e edifícios residenciais.

Já a NBR 6123 sugere, de forma geral, a aceleração máxima de  $0,1 \text{ m/s}^2$ . Ela ainda afirma que essa verificação deve ser feita para ventos com maior frequência de ocorrência do que aqueles utilizados para o projeto estrutural, recomendando um período de retorno de dez anos (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 36).

### 3.2 DESPRENDIMENTO DE VÓRTICES

Toda estrutura tem uma frequência natural de vibração. Se um carregamento dinâmico com frequência próxima ou igual à frequência natural ocorrer, danos estruturais severos podem acontecer (TARANATH, c2010, p. 259, tradução nossa).

Quando um fluxo laminar de vento atinge uma edificação, ele é dividido, com uma parcela indo para cada lado da edificação. O vento então flui junto à borda da edificação até se desprender em determinado ponto periodicamente. A baixas velocidades, o desprendimento de vórtices é paralelo e as forças transversais geradas são anuladas, restando somente a força na direção do fluxo. Contudo, em altas velocidades, os vórtices começam a desprenderem-se alternadamente e então as forças transversais não mais se anulam e o edifício passa a oscilar. Este fenômeno é conhecido como vórtices de Von Karman e a frequência de vibração da estrutura será dada pela fórmula 1 (TARANATH, c2010, p. 262-263, tradução nossa):

$$f = v S / d \quad (\text{fórmula 1})$$

Onde:

$f$  = frequência de desprendimento de vórtices em Hz;

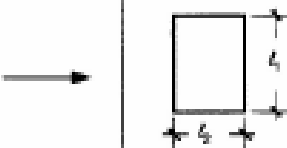
$v$  = velocidade média do vento no topo do edifício;

$S$  = número de Strouhal, função do formato de edifício e da velocidade do vento;

$d$  = dimensão característica do edifício.

O desprendimento de vórtices é mais organizado, e, portanto produz efeitos mais adversos em seções circulares; e menos organizado em seções quadradas, produzindo efeitos mais brandos. Para edificações de seção quadrada o número de Strouhal é igual a 0,11 (SARKISIAN, 2012, p. 85, tradução nossa). Para seções retangulares ele pode ser obtido pela figura 2.

Figura 2 – Número de Strouhal para seções retangulares

Direção do vento	Forma da seção	$S_s$
	Retângulo	
	$l_1 / l_2 = 0,5$ .....	0,15
	1,0 .....	0,12
	1,5 .....	0,09
	2,0 .....	0,07
	2,5 .....	0,07
	3,0 .....	0,15
	4,0 .....	0,13
	4,5 .....	0,12

(fonte: adaptado de BLESSMANN, 1998)

A frequência de vibração causada pelo desprendimento de vórtices deve ser diferente da frequência natural da estrutura. Se não o for, a estrutura entrará em ressonância, as deformações serão muito grandes e ela correrá o risco de colapsar.

Depois de a estrutura entrar em ressonância, um pequeno aumento percentual na velocidade de vento não vai mudar a frequência do desprendimento, porque o desprendimento é agora controlado pela frequência natural da estrutura. O que ocorre é um travamento da frequência de desprendimento de vórtices pela frequência natural do edifício, que agora é quem controla o desprendimento de vórtices. Este fenômeno de travamento só cessará quando a velocidade do vento for significativamente maior do que aquela que está causando o fenômeno. A frequência do desprendimento voltará, então, a ser, mais uma vez, controlada pela velocidade do vento. Portanto, a estrutura vibra com a frequência de ressonância apenas no intervalo de travamento. Para velocidades de vento abaixo ou acima desse intervalo, o desprendimento de vórtices não será crítico (TARANATH, c2010, p. 263, tradução nossa). Fica claro, portanto, que a estrutura deve ser definida de forma que, para ventos de ocorrência esperada, a frequência de vibração da estrutura fique fora do intervalo de travamento.

Arranha-céus esbeltos devem ser projetados para resistir aos efeitos dinâmicos de desprendimento de vórtices, ajustando a rigidez (para alterar a frequência natural) ou as propriedades aerodinâmicas da estrutura (para alterar a frequência de desprendimento de vórtices) tal que as duas frequências não coincidam (TARANATH, c2010, p. 696, tradução nossa).

### 3.3 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

Segundo a NBR 6118 as estruturas de concreto sempre devem ter sua segurança verificada em relação aos estados limites últimos de perda do equilíbrio da estrutura; esgotamento da capacidade resistente; esgotamento da capacidade resistente, considerando efeitos de segunda ordem; esgotamento da capacidade resistente, provocado por solicitações dinâmicas; colapso progressivo; esgotamento da capacidade resistente, considerando a exposição ao fogo; e esgotamento da capacidade resistente, considerando ações sísmicas (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 54-55).

## 4 FORÇAS DEVIDAS AO VENTO

O estudo do vento é importante para qualquer projeto de edifício alto, sendo a carga lateral dominante e comumente a única carga lateral considerada no projeto, hoje, no Brasil. O vento pode criar condições adversas no passeio ao redor da edificação ou criar uma brisa refrescante no verão. Ele pode auxiliar ou impedir a circulação natural de ar. Pode trazer ou dispersar poluentes e particulados. Em certas circunstâncias ele pode inclusive ser utilizado para geração de energia através de turbinas eólicas em prédios de vanguarda (DAVIES et al., c2014, p. 1, tradução nossa).

Nos próximos itens, é apresentada a metodologia de determinação das forças do vento segundo a NBR 6123.

### 4.1 FORÇAS ESTÁTICAS

Os procedimentos para a determinação desta força aerodinâmica que age sobre a estrutura são descritos na NBR 6123. Segundo esta norma, a velocidade característica do vento a ser adotada para o projeto é função da localização do edifício, da topografia, da altura e de um fator estatístico, sendo determinada a partir da fórmula 2 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 4):

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (\text{fórmula 2})$$

Onde:

$V_k$  = velocidade característica do vento, em m/s;

$V_0$  = velocidade básica do vento, determinada através do mapa de isopletas disposto na norma, em m/s;

$S_1$  = fator topográfico;

$S_2$  = fator que depende da rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno;

$S_3$  = fator estatístico.

Definida a velocidade característica, a pressão dinâmica é determinada pela fórmula 3 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 4):

$$q = 0,613 V_k^2 \quad (\text{fórmula 3})$$

Onde:

$q$  = pressão dinâmica, em Pa;

$V_k$  = velocidade característica do vento, em m/s.

Finalmente, as forças devidas ao vento, agindo perpendicularmente a estrutura são calculadas pela fórmula 4 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 5):

$$F = C q A \quad (\text{fórmula 4})$$

Onde:

$F$  = força devida ao vento, em N;

$C$  = coeficiente de arrasto;

$q$  = pressão dinâmica, em Pa;

$A$  = área frontal efetiva: área da projeção ortogonal da edificação, estrutura ou elemento estrutural sobre um plano perpendicular à direção do vento ("área de sombra"), em  $m^2$ .

Um momento de torção também é gerado devido às excentricidades causadas por ventos oblíquos à estrutura. Estas podem ser tomadas como 7,5% da largura da face sobre a qual o vento incide, para edificações sem efeitos de vizinhança (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 21).

## 4.2 EFEITOS DINÂMICOS

A NBR 6123 considera que para edificações com período fundamental de vibração igual ou inferior a 1s (o que corresponde a uma frequência natural igualou superior a 1 Hz) a influência da flutuação da velocidade do vento é pequena e seu efeito já é considerado na determinação da velocidade característica para o cálculo da carga estática. Porém, para

edifícios com frequência inferior a 1 Hz, os efeitos dinâmicos não podem ser negligenciados (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 33).

Para o cálculo dos efeitos dinâmicos é utilizada uma velocidade de projeto semelhante a obtida pela fórmula 2, mas utilizando-se um fator  $S_2$  referente à uma velocidade média em um intervalo de 10 minutos. Tem-se então a fórmula 5 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 34):

$$V_p = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (\text{fórmula 5})$$

Onde:

$V_p$  = velocidade de projeto, em m/s;

$V_0$  = velocidade básica do vento, em m/s;

$S_1$  = fator topográfico;

$S_2$  = fator que depende da rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno;

$S_3$  = fator estatístico.

#### 4.2.1 Características dinâmicas da estrutura

A norma permite a determinação das características dinâmicas da estrutura através de dois modelos distintos, o modelo contínuo simplificado e o modelo discreto.

O modelo contínuo simplificado conduz a resultados satisfatórios quando a edificação em análise possuir seção constante, distribuição ao menos aproximadamente uniforme de massa, altura inferior a 150 metros e for apoiada exclusivamente na base. Este método leva em conta somente a contribuição do modo fundamental de vibração, ocasionando erros inferiores a 10% (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 34).

Para o modelo contínuo simplificado, a NBR 6123 apresenta valores aproximados para a razão de amortecimento crítico  $\zeta$  e para o expoente da equação de vibração  $\gamma$ . O valor de  $\zeta$  para edifícios com estrutura aperturada de concreto é 0,020, e para edifícios em concreto com cortinas para absorção de forças horizontais é 0,015. Já  $\gamma$  vale 1,2 para estruturas aperturadas de concreto e 1,6 para estruturas de concreto com cortinas para absorção de forças

horizontais. O período fundamental, que é o inverso da frequência natural ou fundamental, para estruturas em pórtico, sem cortinas, é dado pela fórmula 6 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 35):

$$T_{1p} = 0,05 + 0,015 h \quad (\text{fórmula 6})$$

Onde:

$T_{1p}$  = período fundamental para estruturas aporticadas, em s;

$h$  = altura do edifício, em m.

Já para estruturas com cortinas é utilizada a fórmula 7 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 35):

$$T_{1c} = 0,05 + 0,012 h \quad (\text{fórmula 7})$$

Onde:

$T_{1c}$  = período fundamental para estruturas com cortinas, em s;

$h$  = altura do edifício, em m.

Alternativamente, a frequência natural pode ser determinada através da análise dinâmica da estrutura. Essa análise pode ser feita por programas de computador que utilizam autovalores e autovetores para determiná-la. Geralmente somente os três primeiros modos de vibração são utilizados, que correspondem a deslocamentos nas direções  $x$  e  $y$  e à torção em relação ao eixo  $z$  (TARANATH, c2010, p. 336, tradução nossa).

#### **4.2.2 Cálculo da força devida a efeitos dinâmicos**

Para se calcular a variação da pressão dinâmica é necessário primeiro calcular a pressão básica média devida à velocidade de projeto. Assim, analogamente à fórmula 3, tem-se a fórmula 8 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 35):

$$q_0 = 0,613 V_p^2 \quad (\text{fórmula 8})$$

Onde:

$q_0$  = pressão básica média, em Pa;

$V_p$  = velocidade de projeto do vento, em m/s.

Então, a variação da pressão dinâmica com a altura é dada pela fórmula 9 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 35):

$$q(z) = q_0 b^2 \left[ \left( \frac{z}{z_r} \right)^{2p} + \left( \frac{h}{z_r} \right)^p \left( \frac{z}{h} \right)^\gamma (1 + 2\gamma)/(1 + \gamma + p) \xi \right] \quad (\text{fórmula 9})$$

Onde:

$q(z)$  = pressão dinâmica em função da altura, em Pa;

$q_0$  = pressão básica média, em Pa;

$b$  = coeficiente adimensional que depende da rugosidade do terreno;

$z$  = altura, em metros;

$z_r$  = altura de referência igual a 10 m;

$p$  = coeficiente adimensional que depende da rugosidade do terreno;

$h$  = altura total da estrutura;

$\gamma$  = expoente adimensional da equação de vibração;

$\xi$  = coeficiente de amplificação dinâmica, função das dimensões da edificação, da razão de amortecimento crítico, da frequência de vibração e da rugosidade do terreno, é dado em gráficos na norma.

Finalmente, a força estática equivalente para determinada altura, que considera ações estáticas e dinâmicas do vento pode ser calculada pela fórmula 4 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 35).

A flutuação aleatória da velocidade instantânea de vento em relação à sua velocidade média também provoca vibrações na estrutura, perpendicularmente ao fluxo de vento. Essa vibração provoca solicitações perpendiculares ao fluxo, que podem ser calculadas pela fórmula 10 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 36):



$$F_t = 1/3 F \quad \text{(fórmula 10)}$$

Onde:

$F_t$  = solicitação resultante na direção perpendicular ao vento;

$F$  = força efetiva na direção do vento.

### 4.2.3 Cálculo das acelerações máximas

A aceleração máxima em determinado pavimento devida às oscilações pode ser determinada pela fórmula 10, tanto para acelerações paralelas ao vento quanto para perpendiculares (GRIFFIS, 2003, p. 8):

$$a = 4 \pi^2 f_1^2 u \quad \text{(fórmula 10)}$$

Onde:

$a$  = aceleração máxima, em  $m/s^2$ ;

$f_1$  = frequência natural de vibração, em Hz;

$u$  = deslocamento em determinado nível devido à resposta flutuante, em m.

## 5 SISTEMAS ESTRUTURAIS

A NBR 6118 define como subestruturas de contraventamento àquelas que, por terem grande rigidez a ações horizontais, resistem a maior parte dos efeitos dessas ações (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 111).

Os tipos mais comuns de contraventamento são (CARNEIRO; MARTINS, 2008, p. 33):

- a) pórticos;
- b) paredes de contraventamento;
- c) paredes e pórticos associados;
- d) núcleos,
- e) tubos;
- f) treliças

Diferentes fatores devem ser considerados na escolha do sistema estrutural para um edifício alto, como segurança, conforto para os ocupantes, economia, uso do prédio e estética. Além desses, disponibilidade dos materiais de construção, prazo para construção, experiência dos empreiteiros e condições do solo muitas vezes têm um papel importante na decisão (SARKISIAN, 2012, p. 89, tradução nossa).

É possível a execução de edifícios altos em estrutura de concreto armado, aço ou mista. Contudo vários dos prédios mais altos do mundo utilizam o concreto armado, por este apresentar um melhor amortecimento das vibrações geradas pelo vento, devido às seções de tamanho consideravelmente maior que as de aço (CARNEIRO; MARTINS, 2008, p. 50-51).

Para os sistemas estudados, as estruturas de contraventamento são, portanto, os pórticos rígidos, o núcleo rígido e o tubo. A seguir serão descritos os três sistemas estruturais considerados para este trabalho.

## 5.1 SISTEMA DE PÓRTICOS RÍGIDOS

O primeiro sistema estrutural a ser estudado será o de pórticos rígidos. A seguir estão descritos aspectos gerais e o comportamento estrutural do sistema.

### 5.1.1 Aspectos gerais

O sistema estrutural de pórticos rígidos é um dos mais utilizados em edifícios correntemente por sua simplicidade e efetividade construtiva e de projeto, além da conveniência de seu formato retangular. Entre suas outras vantagens estão a possibilidade de um arranjo sem grandes obstruções nos pavimentos, como paredes estruturais; o que possibilita uma liberdade maior para o *layout* interno e também para o livre posicionamento de aberturas internas e externas (TARANATH, c2010, p. 205, tradução nossa).

Os pórticos normalmente são compostos de pilares quadrados ou retangulares e vigas retangulares. As conexões devem ser cuidadosamente detalhadas para as vigas desenvolverem sua capacidade completa de resistir à flexão. O espaçamento entre pilares tipicamente varia de 4,5m a 9m. Quanto mais alto o prédio, mais próximas as colunas e mais altas as vigas serão (SARKISIAN, 2012, p. 103, tradução nossa). Este é o principal fator a limitar a viabilidade do uso do sistema em edifícios muito altos.

Considera-se que os pórticos rígidos são uma solução econômica para edifícios de até 25 pavimentos, sendo que acima disso o incremento na seção dos elementos torna esta solução menos competitiva. Se, no entanto, uma estrutura de pórticos rígidos for combinada com paredes estruturais, a estrutura resultante é muito mais rígida, podendo sua altura se estender por 50 andares ou mais (TARANATH, c2010, p. 205, tradução nossa).

No entanto, limites de altura para sistemas estruturais são bastante subjetivos. Apesar de eles serem baseados em anos de estudos direcionados a obtenção dos sistemas mais eficientes e seguros, às vezes os requisitos de cada projeto impõe determinadas soluções. O sistema de pórticos rígidos, por exemplo, foi usado com sucesso em um dos edifícios mais altos e famosos do mundo, o Empire State Building, de 382 metros de altura (SARKISIAN, 2012, p. 93-94, tradução nossa)

### 5.1.2 Comportamento estrutural

Este sistema é estruturalmente composto por elementos lineares paralelos ou ortogonalmente dispostos (vigas e pilares) e por conexões rígidas resistentes ao momento. A combinação de vários pórticos em uma estrutura contínua é desejável, por reduzir os momentos positivos nas vigas e, conseqüentemente aumentar a resistência ao carregamento vertical (TARANATH, c2010, p. 205 tradução nossa).

No que se refere ao suporte às cargas laterais, a rigidez horizontal do sistema é regida principalmente pela resistência à flexão de vigas, colunas e conexões, e em uma estrutura alta, pela rigidez axial das colunas. Seu mecanismo de funcionamento baseia-se na interação entre duas componentes de deformação (TARANATH, c2010, p. 205 tradução nossa).

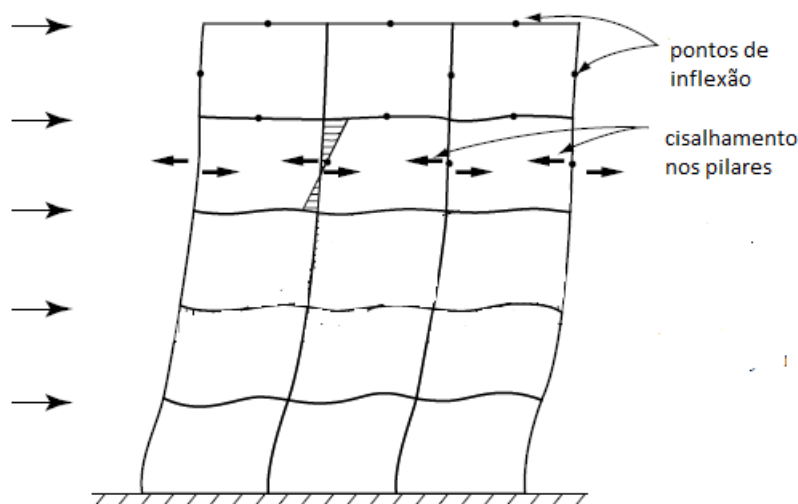
A primeira componente é devida ao momento externo total e o pórtico reage flexionando as colunas em uma deformação análoga a de uma viga em balanço. Esta flexão acaba gerando uma pequena rotação das vigas que formam o pórtico, em relação a horizontal. A segunda componente é causada pelo cisalhamento horizontal acumulado acima de qualquer pavimento de uma estrutura de pórticos rígidos, que é resistido pelas colunas do mesmo pórtico. Este cisalhamento faz com que as colunas do pórtico se deformem em dupla concavidade com ponto de inflexão aproximadamente na metade da altura do pilar. Enquanto isso, os momentos aplicados pela deformação dos pilares à conexão dos mesmos, acima e abaixo de um determinado pavimento, são resistidos pelas vigas adjacentes, que também se deformam em dupla concavidade, com ponto de inflexão aproximadamente no meio do vão. Estas deformações rotacionais das colunas e vigas resultam na componente da deflexão horizontal causada pelo cisalhamento (TARANATH, c2010, p. 205-208, tradução nossa). A configuração deformada típica de um edifício em pórticos rígidos é apresentada na figura 3.

No que se refere à parcela da deformação causada por flexão, a rotação de um pórtico qualquer causada pela flexão acaba se acumulando com a rotação dos pórticos abaixo, o que acaba amplificando os efeitos dessa componente à medida que a altura cresce. Dessa forma, o deslocamento lateral em um andar no topo recebe uma maior contribuição dessa componente do que um andar próximo à base. Mesmo assim, à exceção de edifícios muito altos, a componente do deslocamento causada pelo cisalhamento é a mais importante e a configuração geral deformada do edifício é governada por esta. Assim sendo, a deformação lateral de um

edifício em pórticos rígidos é uma combinação das seguintes contribuições (TARANATH, c2010, p. 205-208, tradução nossa):

- a) 15 a 20% de deformação axial dos pilares por momentos externos;
- b) 50 a 60 % de flexão das vigas provocada pelo esforço cortante nos pilares;
- c) 15 a 20% de flexão dos pilares provocada pelo cisalhamento;
- d) uma parcela desprezível de deformação nas conexões entre pilares e vigas.

Figura 3 – Deformação em pórticos rígidos



(fonte: adaptado de TARANATH, c2010, p. 206)

Nota-se que, em relação aos deslocamentos provocados pelo esforço cortante, a flexão das vigas prevalece sobre a flexão dos pilares. Isso geralmente acontece porque a rigidez (razão entre o momento de inércia e o comprimento do elemento) dos pilares é consideravelmente superior a das vigas. Na prática, isso significa que para reduzir deslocamentos laterais, é mais eficiente aumentar a rigidez das vigas (TARANATH, c2010, p. 208, tradução nossa).

Nem todas as conexões em um sistema de contraventamento por pórticos rígidos precisam ser rígidas. Por simplicidade de cálculo, e atendendo aos limites de deslocamento estabelecidos, algumas ligações podem ser substituídas por rótulas. Assim a estrutura possuirá dois tipos de pórticos, os responsáveis pelo contraventamento e os contraventados. Os pilares contraventados não resistem às forças horizontais. Para isso, os demais pórticos devem ser capazes de resistirem sozinhos a todas as forças horizontais e garantirem os limites de deslocabilidade (CARNEIRO; MARTINS, 2008, p. 33).

## 5.2 SISTEMA COM NÚCLEO RÍGIDO

A seguir estão descritos aspectos gerais e o comportamento estrutural do sistema de núcleo rígido.

### 5.2.1 Paredes de contraventamento

Paredes de contraventamento são paredes de função estrutural cuja principal função é resistir às cargas laterais, embora também possam resistir ao carregamento vertical. Mesmo assim, é comum elas serem projetadas para receber toda a carga lateral de um edifício, deixando para os pilares somente a tarefa de resistir aos esforços gravitacionais, já que estes acabam tendo uma contribuição muito menor para a rigidez total. As paredes sempre estão conectadas às lajes, que agem como diafragma rígido, compatibilizando as deformações elásticas induzidas pelo vento e distribuindo tensões (TARANATH, c2010, p. 212, tradução nossa). “Esta distribuição de esforços [pela laje] depende da rigidez do diafragma, da posição do centro de massa e do centro de rigidez/torção do sistema estrutural da edificação.” (CARNEIRO; MARTINS, 2008, p. 35).

As paredes de contraventamento podem concentrar esforços nas fundações, além de estarem submetidas a esforços laterais e verticais, por isso a escolha da posição e o balanceamento das cargas são importantes para minimizar as tensões aplicadas (SARKISIAN, 2012, p. 104, tradução nossa).

De acordo com Carneiro e Martins (2008, p. 37) o comportamento da parede de contraventamento frente ao carregamento horizontal é o mesmo de uma barra engastada. Portanto, ao ser solicitada lateralmente, ela irá fletir, com as maiores deformações ocorrendo no topo.

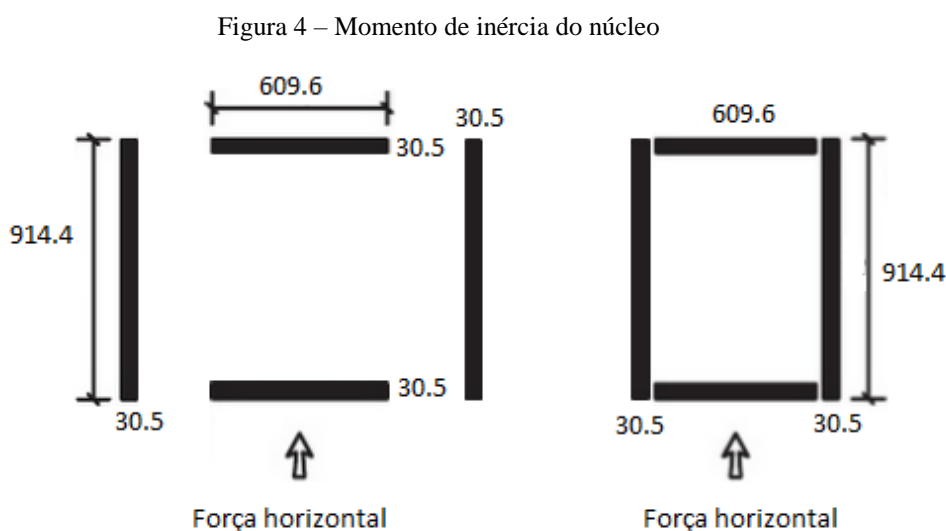
### 5.2.2 Aspectos gerais dos núcleos

Difícilmente são adotadas paredes de contraventamento separadas em uma estrutura. Elas geralmente são colocadas ao redor de espaços de circulação vertical como sistemas de elevadores e escadas, dutos de ventilação ou de passagem de tubulação, normalmente

formando uma estrutura fechada ou quase fechada denominada núcleo. Além de tirar proveito da arquitetura do edifício, essa solução também potencializa a resistência lateral do sistema (TARANATH, c2010, p. 212, tradução nossa).

O espaçamento das paredes no núcleo varia, mas a distância entre paredes paralelas normalmente é de 9m para possibilitar espaço suficiente para dois elevadores e um corredor. Nos segmentos onde a necessidade de portas ou equipamentos impossibilitar a continuidade da parede, vigas de ligação ou lintéis são instalados para conectar as paredes. A altura destes elementos deve ser a maior possível, respeitando as dimensões das portas, para possibilitar uma maior resistência ao corte e à flexão. (SARKISIAN, 2012, p. 104, tradução nossa).

Há também uma vantagem estrutural ao se posicionar as paredes de contraventamento juntas em um núcleo. Isso é mais bem exemplificado na figura 4. O momento de inércia efetivo para a seção com paredes não conectadas é de  $38,86 \text{ m}^4$ , enquanto que, para a seção com as paredes conectadas formando um núcleo, ele assume o valor de  $111,45 \text{ m}^4$ . Isso corresponde a um aumento de mais de 180% na rigidez (SARKISIAN, 2012, p. 90, tradução nossa).



(fonte: adaptado de SARKISIAN, 202, p. 90)

A adoção de um núcleo rígido é, sem dúvida, um dos mais populares sistemas para resistir cargas laterais em edifícios médios a altos. O sistema tem uma ampla gama de aplicação e tem sido utilizado para edifícios de 10 andares até 50 andares ou ainda mais altos (TARANATH, c2010, p. 215, tradução nossa).

### 5.2.3 Comportamento estrutural do núcleo

Um núcleo rígido em uma edificação pode ser considerado como um sistema espacial capaz de resistir cargas laterais em ambas as direções. A vantagem disso é que, sendo uma estrutura espacial, ele é capaz de resistir às forças de cisalhamento e momentos fletores em duas direções. Este sistema também apresenta boa resistência à torção, particularmente quando vigas adicionais são posicionadas ligando os maiores vãos entre as paredes ou quando as paredes formam um núcleo fechado ou muito próximo disso. Na maioria dos casos, a forma do núcleo geralmente acaba por ser ditada pela arquitetura do edifício e pelo posicionamento dos elevadores e escadas, sendo possível, inclusive, a presença de múltiplos núcleos (TARANATH, c2010, p. 212, tradução nossa).

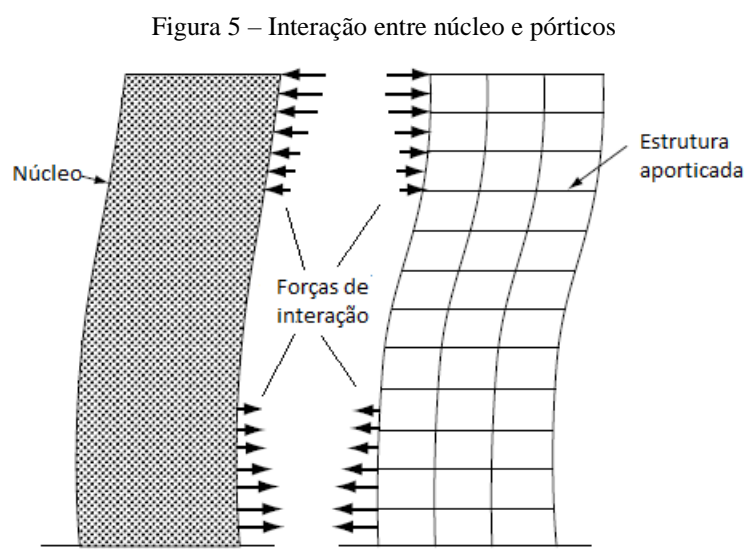
Núcleos estruturais são formados pela união de paredes maciças, que podem ter seções quaisquer, de concreto armado. Além da rigidez a flexão, um núcleo completamente fechado apresenta grande rigidez à torção. Essa rigidez, porém é limitada pelo fato dos núcleos possuírem pequenas dimensões e estarem no centro da edificação. O sistema tubular, que nada mais é do que um “núcleo” que agora envolve o edifício utiliza os mesmos princípios e apresenta a melhor resistência à torção. Os sistemas de núcleo e tubular, quando combinados, dão origem ao sistema *tube in tube*, indicado para edifícios com mais de 40 andares (CARNEIRO; MARTINS, 2008, p. 38, 41).

O núcleo possui, ainda, capacidade de resistir ao empenamento, isto é o deslocamento na direção longitudinal da seção causado pela rotação da mesma em torno do centro de torção (CARNEIRO; MARTINS, 2008, p. 38, 41). Essa capacidade é dada pela restrição oferecida por vigas e lajes, que por sua vez passam a sofrer esforços adicionais.

Na prática as edificações com núcleos rígidos também possui pórticos rígidos em sua periferia. Se estes pórticos também forem projetados para resistir ao carregamento horizontal, ocorrerá uma interação entre os dois sistemas e suas formas deformadas distintas. Essa interação pode ser bastante eficaz na redução de deflexões laterais, de modo que edifícios de até 50 andares ou mais se tornam viáveis. O comportamento de uma estrutura combinada de paredes de contraventamento e pórticos rígidos depende da intensidade de interação horizontal, que é regida pela rigidez relativa das paredes e pórticos, e pela altura da estrutura. Quanto mais alto o edifício e mais rígidos os pórticos, maior será a interação (TARANATH, c2010, p. 215, tradução nossa).



Em uma interação entre paredes de contraventamento e pórticos rígidos, o pórtico deforma-se predominantemente devido ao cisalhamento, como visto anteriormente, enquanto a parede responde flexionando-se como uma barra engastada. Devido à compatibilidade de deformação horizontal possibilitada pela laje, uma interação entre os dois é gerada. Assim, a tendência à deformação linear do pórtico é combinada com a tendência à deformação parabólica da parede, resultando em maior rigidez do sistema. Isso acontece porque a deformação da parede é restringida pelo pórtico nos andares superiores, enquanto que nos níveis inferiores, a deformação no pórtico é restringida pela parede. No entanto, o comportamento dos pórticos depende muito das dimensões de seus elementos e do espaçamento entre pilares, enquanto que o comportamento da parede é afetado pela presença de aberturas. Por isso, a ação combinada da estrutura depende, fundamentalmente, da rigidez relativa entre os dois e seus modos de deformação (TARANATH, c2010, p. 217, tradução nossa). A figura 5 esquematiza a interação entre pórticos e núcleo.



(fonte: adaptado de TARANATH, c2010, p. 206)

### 5.3 SISTEMA TUBULAR

A seguir estão descritos aspectos gerais e o comportamento estrutural do sistema tubular.

### 5.3.1 Aspectos gerais

Este sistema, relativamente recente, originou-se da evolução estrutural dos edifícios altos. Os pórticos de contraventamento são posicionados nas faces externas da estrutura, ao longo de todo o seu contorno. Obtém-se como resultado um tubo apertado envolvendo a edificação, que é resistente à flexão e à torção (CARNEIRO; MARTINS, 2008, p. 42).

Para ser eficiente, um sistema de contraventamento em tubo deve ser constituído por pilares pouco espaçados conectados por vigas altas. Na prática são adotados espaçamentos entre pilares de 4 a 6 m e vigas com alturas de 0,90 a 1,50 m. Estas características são necessárias para que o sistema efetivamente tenha o comportamento esperado (TARANATH, c2010, p. 224, tradução nossa).

O deslocamento lateral do tubo é dependente de sua geometria, sendo que edificações com relação das dimensões em planta maiores do que 1:2,5 podem exigir reforços, principalmente em seu eixo de menor inércia, para garantir que os limites máximos sejam respeitados. Assim sendo, a viabilidade econômica do sistema tubular é dependente das dimensões de seus elementos constituintes e da relação das dimensões em planta do edifício. É recomendada a consideração da utilização deste sistema para edifícios de mais de 40 andares (TARANATH, c2010, p. 224, tradução nossa).

A eficiência do tubo pode ainda ser aumentada através da adoção de contraventamentos suplementares posicionados no exterior do edifício, em posição diagonal e ao longo de um ou mais pórticos que compõe o tubo. Também é possível utilizar mais de um tubo por edificação para formar um único tubo multicelular, e assim adequar o sistema a diferentes plantas de edifícios (TARANATH, c2010, p. 224, tradução nossa).

### 5.3.2 Comportamento estrutural

A laje, em uma estrutura tubular, é considerada infinitamente rígida em seu próprio plano e de rigidez desprezível fora dele. Então o papel dela é o de distribuir a carga lateral entre os vários elementos, de acordo com as respectivas rigidezes relativas (TARANATH, c2010, p. 225, tradução nossa).

O sistema de contraventamento é, enquanto isso, composto de pórticos planares conectados formando um tubo. O resultado é que o comportamento geral do sistema é o de um tubo engastado no solo. Este comportamento, na verdade, é uma simplificação, já que o tubo é composto por pórticos e, portanto sofre as mesmas deformações que uma estrutura em pórticos rígidos, ou seja, por corte e por momento. A componente da deformação causada pelo esforço cortante é minimizada através de um projeto eficiente, aproximando-se a estrutura de um tubo sólido (TARANATH, c2010, p. 225, tradução nossa).

Diferentemente de um tubo prismático sólido, onde as tensões em uma face perpendicular à solitação seriam iguais, a estrutura está sujeita ao efeito *shear lag*, que modifica a distribuição axial de tensões nos pilares. Este efeito aumenta as tensões em pilares de canto e as reduz nos pilares centrais de uma mesma face. Isso ocorre, pois as vigas que ligam os pilares flexionam-se de acordo com a sua própria rigidez, transferindo, portanto, apenas uma parcela da tensão para o pilar adjacente. Como resultado, a rigidez de um edifício tubular é menor do que a de um tubo sólido, já que a distribuição de tensões é menos eficiente (TARANATH, c2010, p. 225-228, tradução nossa).

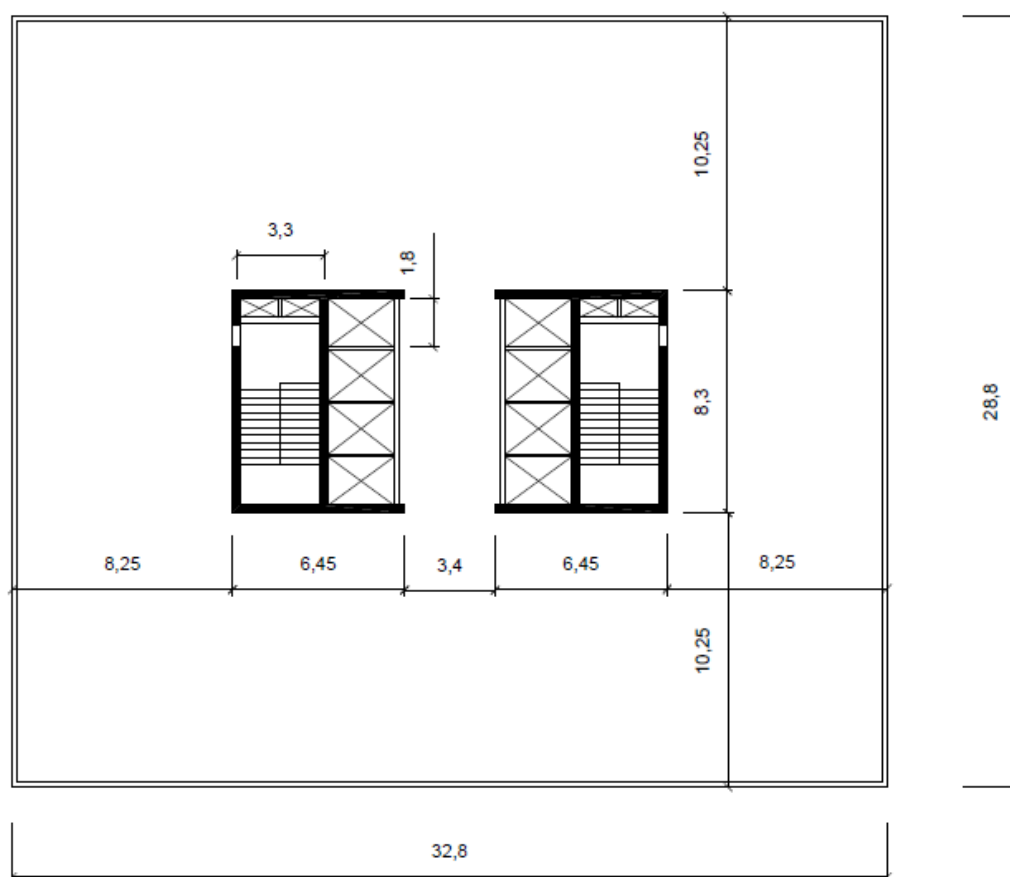
## 6 DEFINIÇÃO DO EDIFÍCIO

Neste capítulo serão definidos a geometria e o carregamento do edifício em estudo.

### 6.1 DEFINIÇÕES ARQUITETÔNICAS

O edifício selecionado para estudo possui planta retangular com lados de 32,8 e 28,8 metros de comprimento. O pé-direito adotado foi 5,4 metros para o térreo e 4,14 metros para os demais pavimentos. No centro da planta estão posicionados os espaços destinados à circulação vertical, com oito caixas de corrida para elevadores e duas escadas com dutos para entrada e saída de ar. A planta arquitetônica do pavimento tipo é detalhada na figura 6.

Figura 6 – Planta arquitetônica do edifício em estudo



(fonte: elaborado pelo autor)

Além do pavimento tipo, existe um pavimento para casa de máquinas e reservatórios, localizado no topo da edificação, com dimensões em planta de 16,3 metros por 8,3 metros e pé-direito de 3,5 metros. Por fim, dois andares de subsolo são destinados à garagem, possuindo 3 metros de altura cada.

O edifício estudado é destinado ao uso comercial e por isso são desejáveis a maximização da área bruta locável e a inexistência de pilares internos, de forma a possibilitar o livre posicionamento de divisórias. Estes aspectos foram considerados no posterior posicionamento dos elementos estruturais.

Para o cálculo das forças devidas ao vento, o edifício está localizado em uma região com velocidade básica do vento de 45m/s, em terreno plano, de categoria IV (correspondente a uma cota média do topo dos obstáculos de 10m).

## 6.2 CONSIDERAÇÕES REFERENTES À ANÁLISE ESTRUTURAL

Para a análise estrutural utilizou-se o *software* ETABS, um programa que utiliza o método dos elementos finitos e que foi desenvolvido especificamente para a análise de edifícios (COMPUTERS AND STRUCTURES INC., 2015). Na interface desse programa, pilares e vigas foram modelados como elementos de barra; paredes de contraventamento, como elementos de casca; e lajes também como elementos de casca e consideradas diafragmas rígidos.

O sistema global de eixos é tal que a face maior do edifício (32,8 m) é perpendicular à direção y. Isto significa que a força dos ventos na direção y terá uma magnitude maior do que na direção x.

Como material, definiu-se para o projeto o concreto com resistência característica à compressão de 40 Mpa e módulo de elasticidade secante 30000 Mpa, por ser de uso relativamente comum em edifícios dessas características.

No que se refere às restrições ao deslocamento da estrutura, os pilares foram considerados engastados nas fundações e os andares de subsolo, por estarem circundados por paredes-diafragma, tem impedida qualquer translação horizontal.

Para a análise modal, foi utilizado o método dos autovalores e autovetores, utilizando-se como massa modal a massa dos elementos estruturais, calculada pelo programa, acrescida de toda a carga permanente e de uma parcela de 25% da carga acidental. Esta consideração deve-se ao julgamento de que essa parcela da carga acidental estará presente em praticamente toda a vida da estrutura e de que as frequências de vibração obtidas serão menores, levando, portanto, a carregamentos dinâmicos mais críticos.

Os deslocamentos foram obtidos através de análise estática linear, aplicando-se a carga de vento diretamente no diafragma (considerando-se as excentricidades). Já as solicitações nos elementos verticais no estado limite último foram obtidas através de análise não linear, considerando-se os efeitos P- $\Delta$  e também a não linearidade geométrica através da redução da rigidez dos elementos. A NBR 6118 recomenda a consideração de 80% da rigidez para pilares e 40% para vigas, quando se considera o módulo de elasticidade tangente. Como se optou por manter sempre o módulo de elasticidade secante em todas as análises, os elementos verticais e vigas tiveram seus momentos de inércia multiplicados pelos fatores 0,941 e 0,471, respectivamente.

## 6.3 DEFINIÇÃO DO CARREGAMENTO

Neste capítulo serão definidos os carregamentos atuantes e as combinações utilizadas para as verificações necessárias.

### 6.3.1 Ações permanentes

Segundo a NBR 6118, ações permanentes são aquelas cujo valor praticamente não varia durante a existência da estrutura (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 56). Segundo esse critério, para o pavimento tipo, as seguintes ações foram consideradas:

- a) Peso próprio da estrutura;
- b) Uma sobrecarga permanente de  $2 \text{ kN/m}^2$ , em cada pavimento, referente as camadas de regularização, assentamento e revestimento do piso e ao forro em gesso;

- c) Uma carga linearmente distribuída sobre as vigas posicionadas junto às fachadas de 8 kN/m, referente a uma fachada em pele de vidro;
- d) Uma carga linearmente distribuída de 1 kN/m, referente a divisórias leves com placas cimentíceas para vedação dos espaços de circulação vertical.
- e) Carga de escadas: considerando o peso próprio e forro. As reações de apoio foram aplicadas nas vigas onde a escada foi considerada apoiada, como cargas distribuídas de 10 KN/m.

Já para o pavimento correspondente a casa de máquinas e ao reservatório foram consideradas as seguintes cargas:

- a) Peso próprio da estrutura;
- b) Carga de escadas;
- c) Peso dos equipamentos: Foram consideradas duas caixas d'água de 10000L, cuja carga foi distribuída pela área da base do reservatório, resultando em 9 KN/m<sup>2</sup> e 8 elevadores de 109 kN, cuja carga foi distribuída pela área da caixa de corrida, resultando em 22 KN/m<sup>2</sup>.

### **6.3.2 Ações variáveis**

Ao contrário das ações permanentes, as ações variáveis são aquelas cujo valor varia bastante ao longo da vida da estrutura. Foram consideradas para este trabalho como variáveis, as ações resultantes da força do vento e a carga acidental de uso da construção. Esta última foi considerada igual a 3KN/m<sup>2</sup> em todos os pavimentos. Já a força do vento foi determinada conforme o item 4 para todas as configurações.

### **6.3.3 Combinações de serviço**

Para a avaliação de deformações excessivas decorrentes do vento a norma NBR 6118 estabelece a utilização de combinações de ações frequentes, que se caracterizam por repetirem-se muitas vezes durante o período de vida da estrutura. A fórmula 11 é prescrita para a obtenção das combinações (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 68-69).

$$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + \psi_1 F_{q1k} + \Sigma \psi_{2j} F_{qjk} \quad (\text{fórmula 11})$$

Onde:

$F_{d,ser}$  = valor de cálculo das ações para combinações de serviço;

$F_{gik}$  = cada uma das ações permanentes;

$\psi_1$  = fator de redução de combinação frequente;

$F_{q1k}$  = valor característico da ação variável principal;

$\psi_2$  = fator de redução de combinação quase permanente;

$F_{qjk}$  = valor característico das demais ações variáveis.

Embora a norma brasileira preveja um fator de redução  $\psi_1$  igual a 0,3 para a força do vento nessa combinação, neste trabalho optou-se pela utilização de seu valor integral. Esta prática é a mesma adotada na literatura e em normas estrangeiras.

### 6.3.4 Combinações últimas

Para a avaliação do esgotamento da capacidade resistente de elementos de concreto armado, a NBR 6118 prevê a fórmula 12 para o cálculo das combinações normais do estado limite último (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 67).

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_q (F_{q1k} + \Sigma \psi_{0j} F_{qjk}) \quad (\text{fórmula 12})$$

Onde:

$F_d$  = valor de cálculo das ações para combinação última;

$\gamma_g$  = coeficiente de ponderação das ações permanentes no estado limite último;

$F_{gk}$  = ações permanentes;

$\gamma_q$  = coeficiente de ponderação das ações variáveis no estado limite último;

$F_{q1k}$  = valor característico da ação variável principal;

$\psi_0$  = fator de redução de combinação;

$F_{qjk}$  = valor característico das demais ações variáveis.



Os coeficientes de ponderação  $\gamma$ , tanto para ações permanentes quanto para variáveis são iguais a 1,4. Já o fator de redução  $\psi_0$  é igual a 0,7 para cargas acidentais de edifícios comerciais ou igual a 0,6 para a carga de vento.

## **7 ANÁLISE ESTRUTURAL**

O estudo foi feito adicionando-se pavimentos ao edifício e executando-se a análise para obter os deslocamentos nos pavimentos. O processo repetiu-se até que, para dada configuração estrutural, os estados limites de serviço fossem atingidos ou que as seções não mais resistissem às solicitações do estado limite último.

### **7.1 SOLUÇÃO COM PÓRTICOS RÍGIDOS**

O sistema estrutural proposto inicialmente para o edifício foi o de pórticos rígidos.

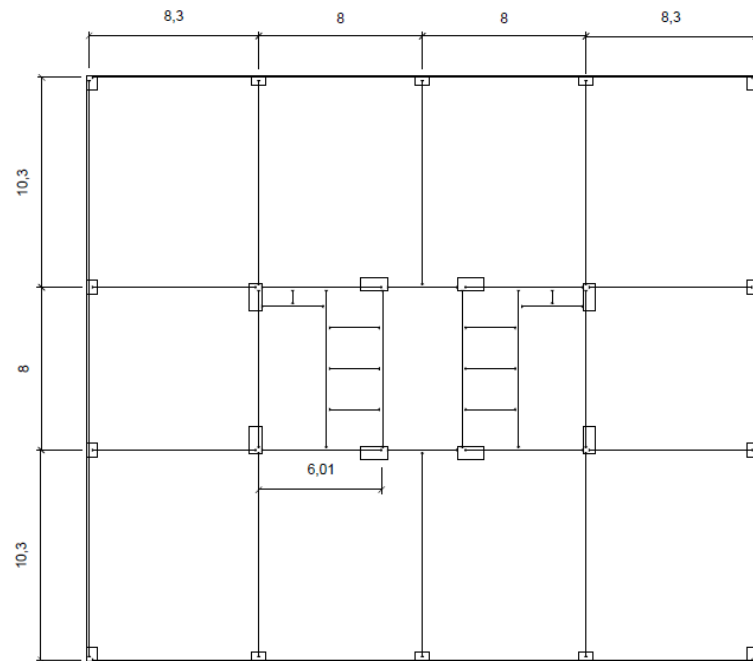
#### **7.1.1 Lançamento da estrutura**

Como definido inicialmente, buscou-se posicionar os pilares junto às fachadas e ao sistema de circulação vertical, aproveitando a presença de elementos de vedação. Com isso, os pilares são todos retangulares, os externos possuindo lados com 50 e 70 centímetros de comprimento, e os internos, 60 e 130 centímetros.

A figura 7 apresenta o lançamento de pilares e vigas para o edifício em questão. As vigas entre pilares externos e as vigas entre pilares externos e internos possuem 20 centímetros de largura e 70 centímetros de altura. As vigas que circundam elevadores e escadas têm 30 centímetros de largura e 140 cm de altura. Finalmente, as vigas que separam caixas de elevadores, a escada dos dutos de ventilação e os próprios dutos possuem 15 cm de largura e 30 cm de altura.

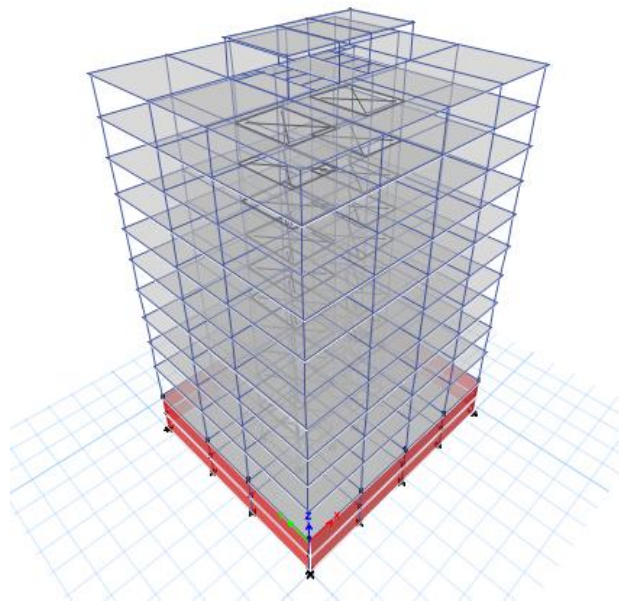
Nesse caso, o número máximo de pavimentos possível foi 10 mais o pavimento da casa de máquinas e reservatórios, e o critério limitante foi o deslocamento entre pavimentos. Essa última configuração é apresentada nos próximos itens. A figura 8 mostra o modelo final do edifício.

Figura 7 – Lançamento da estrutura para o edifício aporticado



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 8 – Modelo do edifício aporticado



(fonte: elaborado pelo autor)

### 7.1.2 Forças estáticas devidas ao vento

Os parâmetros usados para a determinação dessas forças e seus respectivos valores para as direções x e y estão expostos nas tabelas 1, 2 e 3. As forças são aplicadas com uma excentricidade de 7,5%.

Tabela 1 – Parâmetros para a determinação da força estática do vento

$V_0$ (m/s) =	45	$S_3$ =	1	cat IV
$S_1$ =	1	Ca=	1,2	classe B

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 2 – Força estática do vento na direção y

pavimento	z(m)	$S_2$	$V_k$ (m/s)	q (Pa)	A (m <sup>2</sup> )	F (KN)
casa maq.	46,80	0,92	41,21	1041,03	28,525	35,63
10	42,66	0,90	40,60	1010,63	96,421	116,93
9	38,52	0,89	39,95	978,14	135,792	159,39
8	34,38	0,87	39,23	943,19	135,792	153,69
7	30,24	0,85	38,43	905,25	135,792	147,51
6	26,10	0,83	37,53	863,59	135,792	140,72
5	21,96	0,81	36,51	817,16	135,792	133,16
4	17,82	0,78	35,31	764,32	135,792	124,55
3	13,68	0,75	33,85	702,31	135,792	114,44
2	9,54	0,72	32,40	643,50	135,792	104,86
1	5,40	0,72	32,40	643,50	245,016	189,20

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 3 – Força estática do vento na direção x

pavimento	z(m)	S <sub>2</sub>	V <sub>k</sub> (m/s)	q (Pa)	A (m <sup>2</sup> )	F (KN)
casa maq.	46,80	0,92	41,21	1041,03	14	17,49
10	42,66	0,90	40,60	1010,63	73,616	89,28
9	38,52	0,89	39,95	978,14	119,232	139,95
8	34,38	0,87	39,23	943,19	119,232	134,95
7	30,24	0,85	38,43	905,25	119,232	129,52
6	26,10	0,83	37,53	863,59	119,232	123,56
5	21,96	0,81	36,51	817,16	119,232	116,92
4	17,82	0,78	35,31	764,32	119,232	109,36
3	13,68	0,75	33,85	702,31	119,232	100,49
2	9,54	0,72	32,40	643,50	119,232	92,07
1	5,40	0,72	32,40	643,50	215,136	166,13

(fonte: elaborado pelo autor)

### 7.1.3 Frequências naturais de vibração

As frequências naturais obtidas através da modelagem no ETABS são apresentadas na tabela 4. Como as frequências obtidas foram menores do que 1 Hz, torna-se necessária a consideração dos efeitos dinâmicos do vento.

Tabela 4 – Frequências naturais de vibração para o edifício aporticado

modo	direção	T (s)	f (Hz)
1	y	3,215	0,311
2	x	3,172	0,315
3	torção	2,853	0,351

(fonte: elaborado pelo autor)

### 7.1.4 Forças dinâmicas devidas ao vento

Para um vento com período de retorno de 50 anos, as forças devidas aos efeitos dinâmicos do vento são calculadas por meio dos parâmetros nas tabelas 5, 6 e 7.

Tabela 5 – Parâmetros para a determinação dos efeitos dinâmicos do vento para o edifício aporticado

$V_0$ (m/s)	45	$q_0$ (Pa)	590,99	$h$ (m)	46,16	$\xi$	1,8
$S1=$	1	$b$	0,71	$\Upsilon$	1,2		
$S3=$	1	$z_r$ (m)	10	$C_a$	1,2		
$V_p$ (m/s)	31,05	$p$	0,23	$\zeta$	0,02		

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 6 – Forças do vento na direção y para o edifício aporticado

pav	z(m)	q (Pa)	A (m <sup>2</sup> )	F (KN)	Ft
Casa máq.	46.16	1668.74	28.525	57.12	19.04
10	42.66	1550.99	96.421	179.46	59.82
9	38.52	1412.48	135.792	230.16	76.72
8	34.38	1274.75	135.792	207.72	69.24
7	30.24	1137.74	135.792	185.39	61.80
6	26.10	1001.29	135.792	163.16	54.39
5	21.96	865.19	135.792	140.98	46.99
4	17.82	729.01	135.792	118.79	39.60
3	13.68	591.97	135.792	96.46	32.15
2	9.54	452.36	135.792	73.71	24.57
1	5.40	305.63	245.016	89.86	29.95

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 7 – Forças do vento na direção x para o edifício aporticado

pav	z(m)	q (Pa)	A (m <sup>2</sup> )	F (KN)	Ft
Casa máq.	46.16	1668.75	14	28.04	9.35
10	42.66	1551.00	73.616	137.01	45.67
9	38.52	1412.49	119.232	202.10	67.37
8	34.38	1274.76	119.232	182.39	60.80
7	30.24	1137.75	119.232	162.79	54.26
6	26.10	1001.30	119.232	143.26	47.75
5	21.96	865.20	119.232	123.79	41.26
4	17.82	729.02	119.232	104.31	34.77
3	13.68	591.97	119.232	84.70	28.23
2	9.54	452.37	119.232	64.72	21.57
1	5.40	305.63	215.136	78.90	26.30

(fonte: elaborado pelo autor)

Já para um vento com período de retorno de 10 anos, necessário para a verificação das acelerações máximas nos pavimentos, um conjunto de forças diferentes é gerado. A determinação das forças devidas ao efeito dinâmico do vento para esse caso é dada a seguir nas tabelas 8, 9 e 10, onde o fator S3 igual a 0,78 representa um vento com 63% de probabilidade de ser excedido em um período de 10 anos.

Tabela 8 – Parâmetros para a determinação dos efeitos dinâmicos do vento para o edifício apertado para a verificação da aceleração no topo

$V_0$ (m/s)	45	$q_0$ (Pa)	590.99	$h$ (m)	46.16	$\xi$	1.7
S1=	1	$b$	0.71	$\Upsilon$	1.2		
S3=	0.78	$z_r$ (m)	10	$C_a$	1.2		
$V_p$ (m/s)	24.219	$p$	0.23	$\zeta$	0.02		

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 9 – Forças do vento na direção y para o edifício apertado para a determinação da aceleração no topo

pav	$z$ (m)	$q$ (Pa)	$A$ (m <sup>2</sup> )	$F$ (KN)	$F_t$
Casa máq.	46.16	979.22	28.525	33.52	11.17
10	42.66	910.83	96.421	105.39	35.13
9	38.52	830.34	135.792	135.30	45.10
8	34.38	750.25	135.792	122.25	40.75
7	30.24	670.50	135.792	109.26	36.42
6	26.10	591.00	135.792	96.30	32.10
5	21.96	511.60	135.792	83.37	27.79
4	17.82	432.03	135.792	70.40	23.47
3	13.68	351.78	135.792	57.32	19.11
2	9.54	269.78	135.792	43.96	14.65
1	5.40	183.20	245.016	53.86	17.95

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 10 – Forças do vento na direção x para o edifício aporricado para a determinação da aceleração no topo

pav	z(m)	q (Pa)	A (m <sup>2</sup> )	F (KN)	Ft
Casa máq	46.16	979.22	14	16.45	5.48
10	42.66	910.83	73.616	80.46	26.82
9	38.52	830.34	119.232	118.80	39.60
8	34.38	750.25	119.232	107.34	35.78
7	30.24	670.50	119.232	95.93	31.98
6	26.10	591.00	119.232	84.56	28.19
5	21.96	511.60	119.232	73.20	24.40
4	17.82	432.03	119.232	61.81	20.60
3	13.68	351.78	119.232	50.33	16.78
2	9.54	269.78	119.232	38.60	12.87
1	5.40	183.20	215.136	47.30	15.77

(fonte: elaborado pelo autor)

## 7.1.5 Resultados

A seguir são apresentados os deslocamentos máximos em cada pavimento, o deslocamento entre pavimentos e as acelerações máximas previstas no topo, nas tabelas 11, 12 e 13 respectivamente.

Tabela 11 – Deslocamento máximo por pavimento em mm para o edifício aporricado

pavimento	caso estático		caso dinâmico	
	vento x	vento y	vento x	vento y
Casa maq.	45,5	58,2	56,1	72,9
10	49	60,9	60,3	75,7
9	47,1	58,4	57,7	72,2
8	44,6	55,2	54,2	67,6
7	41,2	50,8	49,6	61,7
6	36,9	45,4	43,9	54,6
5	31,7	38,9	37,3	46,2
4	25,7	31,5	29,8	36,8
3	19,1	23,3	21,8	26,9
2	12,2	14,9	13,7	16,8
1	5,7	6,9	6,2	7,6

(fonte: elaborado pelo autor)



Tabela 12 – Deslocamento máximo entre pavimentos para o edifício aporticado ( $h/\delta$ )

pavimento	caso estático		caso dinâmico	
	vento x	vento y	vento x	vento y
3	601	488	510	412

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 13 – Aceleração no topo para o edifício aporticado

	x	y
deslocamento maximo (mm)	35,8	44,9
Acelerações ( $m/s^2$ )	0,14	0,17

(fonte: elaborado pelo autor)

Os resultados mostram, para o deslocamento máximo na direção y, um aumento de 25% no valor para o caso dinâmico, em relação ao caso estático. A taxa máxima de deslocamento entre pavimentos também aumentou de 1/488 para 1/412, deixando claro que os efeitos dinâmicos do vento não devem ser desprezados.

Como é possível observar, o critério limitante para a adição de mais pavimentos ao edifício foi o deslocamento entre pavimentos, que chegou a um valor de 1/412, muito próximo do limite máximo admissível de 1/400.

## 7.2 PRIMEIRA SOLUÇÃO COM NÚCLEO RÍGIDO

Após ser atingido o limite da estrutura aportificada, partiu-se para a análise da estrutura com o núcleo.

### 7.2.1 Lançamento da estrutura

Para essa configuração, utilizou-se a mesma estrutura básica do edifício, apenas os pilares centrais foram substituídos por um núcleo rígido de concreto, composto de paredes de concreto armado de 30 cm de espessura, onde o acesso às escadas se dá por meio de aberturas nas paredes de 1,10 m de largura por 2,70 de altura. A configuração é detalhada na figura 9.

Figura 9 – Lançamento da estrutura do edifício com núcleo



(fonte: elaborado pelo autor)

### 7.2.2 Frequências naturais para o caso inicial

As frequências naturais obtidas através da modelagem no ETABS são apresentadas na tabela 14. Pelo período fundamental estar situado muito próximo a 1 segundo foram desconsiderados os efeitos dinâmicos e utilizaram-se somente as forças estáticas devidas ao vento, que são exatamente iguais às do caso anterior.

Tabela 14 – Frequências naturais para o caso inicial do edifício com núcleo

modo	direção	T (s)	f (Hz)
1	y	1.01	0.99
2	x	0.99	1.01
3	torção	0.878	1.139

(fonte: elaborado pelo autor)

### 7.2.3 Resultados iniciais

São apresentados nas tabelas 15 e 16 os deslocamentos máximos de cada pavimento e os deslocamentos máximos entre pavimentos, para este caso.

Os resultados deixam claro que o sistema estrutural está longe de atingir o seu limite. Desse modo, adicionaram-se pavimentos a essa configuração até que a seção dos pilares externos não fosse mais suficiente para absorver as cargas verticais. Esse limite foi atingido com 16 pavimentos, além da casa de máquinas e subsolos. Essa configuração é detalhada nos próximos itens e ilustrada na figura 10.

Tabela 15 – Deslocamento máximo entre pavimentos para o caso inicial do edifício com núcleo ( $h/\delta$ )

pavimento	vento x	vento y
4	7299	
7		5650

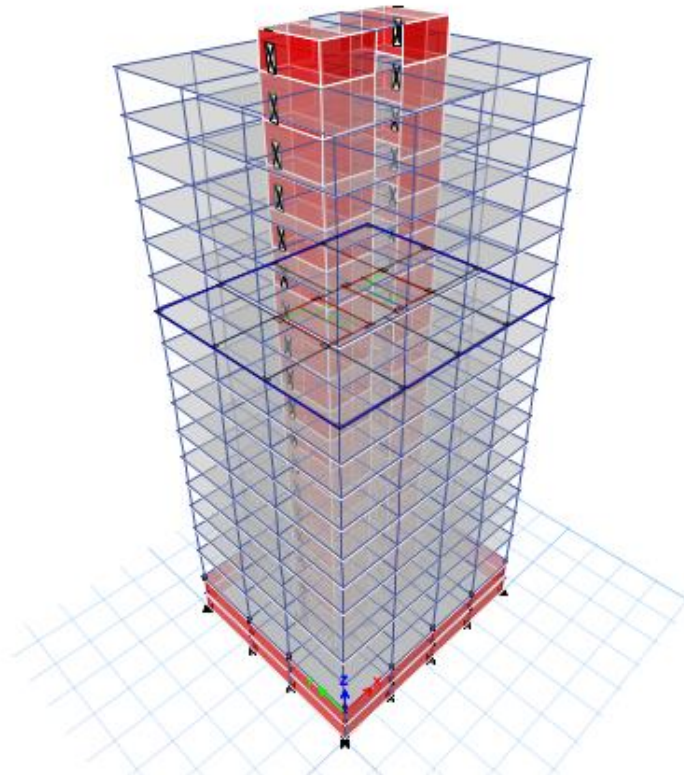
(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 16 – Deslocamento máximo por pavimento em mm para o caso inicial do edifício com núcleo

pavimento	vento x	vento y
Casa máq.	4.8	6.7
10	4.9	6.7
9	4.5	6
8	4.1	5.3
7	3.6	4.6
6	3.1	3.8
5	2.6	3.1
4	2	2.4
3	1.5	1.7
2	1	1.1
1	0.5	0.5

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 10 – Modelo do primeiro edifício com núcleo



(fonte: elaborado pelo autor)

#### 7.2.4 Frequências naturais para o caso final

As frequências naturais obtidas através da modelagem no ETABS para essa configuração com 16 pavimentos-tipo são apresentadas na tabela 17. Como agora as frequências obtidas foram menores do que 1 Hz, torna-se necessária a consideração dos efeitos dinâmicos do vento.

Tabela 17 – Frequências naturais para o caso final do edifício com núcleo

modo	direção	T (s)	f (Hz)
1	y	1,660	0,602
2	x	1,603	0,624
3	torção	1,145	0,873

(fonte: elaborado pelo autor)

### 7.2.5 Forças dinâmicas devidas ao vento

Para um vento com período de retorno de 50 anos, as forças devidas aos efeitos dinâmicos do vento são calculadas por meio dos parâmetros nas tabelas 18, 19 e 20.

Tabela 18 – Parâmetros para a determinação dos efeitos dinâmicos do vento para o edifício com núcleo

$V_0$ (m/s)	45	$q_0$ (Pa)	590,99	$h$ (m)	71,00	$C_{a,y}$	1,3
$S1=$	1	$b$	0,71	$\Upsilon$	1,6	$C_{a,x}$	1,2
$S3=$	1	$z_r$ (m)	10	$\xi$	1,41		
$V_p$ (m/s)	31,05	$p$	0,23	$\zeta$	0,015		

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 19 – Força do vento na direção y para o edifício com núcleo

pav	$z$ (m)	$q$ (Pa)	$A$ (m <sup>2</sup> )	$F$ (KN)	$F_t$
Casa maq.	71,00	1712,50	28,525	63,50	21,17
16	67,50	1619,59	96,421	203,01	67,67
15	63,36	1512,10	135,792	266,93	88,98
14	59,22	1407,20	135,792	248,41	82,80
13	55,08	1304,92	135,792	230,36	76,79
12	50,94	1205,25	135,792	212,76	70,92
11	46,80	1108,20	135,792	195,63	65,21
10	42,66	1013,75	135,792	178,96	59,65
9	38,52	921,85	135,792	162,73	54,24
8	34,38	832,43	135,792	146,95	48,98
7	30,24	745,38	135,792	131,58	43,86
6	26,10	660,51	135,792	116,60	38,87
5	21,96	577,49	135,792	101,94	33,98
4	17,82	495,77	135,792	87,52	29,17
3	13,68	414,31	135,792	73,14	24,38
2	9,54	330,97	135,792	58,43	19,48
1	5,40	240,25	245,016	76,53	25,51

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 20 – Força do vento na direção x para o edifício com núcleo

pav	z(m)	q (Pa)	A (m <sup>2</sup> )	F (KN)	Ft
Casa maq.	71,00	1712,50	14	28,77	9,59
16	67,50	1619,59	73,616	143,07	47,69
15	63,36	1512,10	119,232	216,35	72,12
14	59,22	1407,20	119,232	201,34	67,11
13	55,08	1304,92	119,232	186,71	62,24
12	50,94	1205,25	119,232	172,45	57,48
11	46,80	1108,20	119,232	158,56	52,85
10	42,66	1013,75	119,232	145,05	48,35
9	38,52	921,85	119,232	131,90	43,97
8	34,38	832,43	119,232	119,10	39,70
7	30,24	745,38	119,232	106,65	35,55
6	26,10	660,51	119,232	94,50	31,50
5	21,96	577,49	119,232	82,63	27,54
4	17,82	495,77	119,232	70,93	23,64
3	13,68	414,31	119,232	59,28	19,76
2	9,54	330,97	119,232	47,35	15,78
1	5,40	240,25	215,136	62,02	20,67

(fonte: elaborado pelo autor)

Já para um vento com período de retorno de 10 anos, necessário para a verificação das acelerações máximas nos pavimentos, um conjunto de forças diferentes é gerado. A determinação das forças devidas ao efeito dinâmico do vento para esse caso é dada a seguir, nas tabelas 21, 22 e 23.

Tabela 21 – Parâmetros para a determinação dos efeitos dinâmicos do vento para o edifício com núcleo para a determinação da aceleração no topo

$V_0$ (m/s)	45	$q_0$ (Pa)	359,56	$h$ (m)	71,00	$C_{a,y}$	1,3
S1=	1	$b$	0,71	$\Upsilon$	1,6	$C_{a,x}$	1,2
S3=	0,78	$z_r$ (m)	10	$\xi$	1,32		
$V_p$ (m/s)	24,219	$p$	0,23	$\zeta$	0,015		

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 22 – Forças do vento na direção y para o edifício com núcleo para a determinação da aceleração no topo

pav	z(m)	q (Pa)	A (m <sup>2</sup> )	F (KN)	Ft
Casa maq.	71,00	1003,88	28,525	37,23	12,41
16	67,50	950,31	96,421	119,12	39,71
15	63,36	888,29	135,792	156,81	52,27
14	59,22	827,71	135,792	146,12	48,71
13	55,08	768,60	135,792	135,68	45,23
12	50,94	710,94	135,792	125,50	41,83
11	46,80	654,73	135,792	115,58	38,53
10	42,66	599,94	135,792	105,91	35,30
9	38,52	546,57	135,792	96,49	32,16
8	34,38	494,54	135,792	87,30	29,10
7	30,24	443,79	135,792	78,34	26,11
6	26,10	394,19	135,792	69,59	23,20
5	21,96	345,53	135,792	61,00	20,33
4	17,82	297,46	135,792	52,51	17,50
3	13,68	249,34	135,792	44,02	14,67
2	9,54	199,83	135,792	35,28	11,76
1	5,40	145,55	245,016	46,36	15,45

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 23 – Forças do vento na direção x para o edifício com núcleo para a determinação da aceleração no topo

pav	z(m)	q (Pa)	A (m <sup>2</sup> )	F (KN)	Ft
Casa maq.	71,00	1003,88	14	16,87	5,62
16	67,50	950,31	73,616	83,95	27,98
15	63,36	888,29	119,232	127,09	42,36
14	59,22	827,71	119,232	118,43	39,48
13	55,08	768,60	119,232	109,97	36,66
12	50,94	710,94	119,232	101,72	33,91
11	46,80	654,73	119,232	93,68	31,23
10	42,66	599,94	119,232	85,84	28,61
9	38,52	546,57	119,232	78,20	26,07
8	34,38	494,54	119,232	70,76	23,59
7	30,24	443,79	119,232	63,50	21,17
6	26,10	394,19	119,232	56,40	18,80
5	21,96	345,53	119,232	49,44	16,48
4	17,82	297,46	119,232	42,56	14,19
3	13,68	249,34	119,232	35,67	11,89
2	9,54	199,83	119,232	28,59	9,53
1	5,40	145,55	215,136	37,58	12,53

(fonte: elaborado pelo autor)

### 7.2.6 Resultados finais

Na sequência são apresentados os deslocamentos máximos de cada pavimento, os deslocamentos máximos entre pavimentos e as acelerações máximas no topo, nas tabelas 24, 25 e 26.

Tabela 24 – Deslocamento máximo entre pavimentos para o edifício com núcleo (h/δ)

pavimento	vento x	vento y
12		2445
8	3731	

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 25 – Deslocamento máximo por pavimento em mm para o edifício com núcleo

pavimento	vento x	vento y
Casa máq.	14,9	23
16	15,1	22,8
15	14,3	21,1
14	13,5	19,5
13	12,6	17,8
12	11,6	16,1
11	10,6	14,4
10	9,6	12,8
9	8,5	11,1
8	7,4	9,5
7	6,3	8
6	5,2	6,5
5	4,1	5,1
4	3,1	3,8
3	2,1	2,6
2	1,3	1,6
1	0,6	0,7

(fonte: elaborado pelo autor)



Tabela 26 – Aceleração no topo para o edifício com núcleo

	x	y
deslocamento maximo (mm)	8,8	13,5
Acelerações (m/s <sup>2</sup> )	0,13	0,19

(fonte: elaborado pelo autor)

### 7.2.7 Verificação do estado limite último

O pilar mais solicitado no estado limite último, foi o pilar central da face maior, junto à base do edifício. As suas solicitações de cálculo são dadas na tabela 27.

Tabela 27 – Solicitações no pilar mais solicitado para o edifício com núcleo

	N (KN)	Mx (KNm)	My (KNm)
topo	-9048.36	-142.11	11.91
base	-9083	125.42	-3.43

(fonte: elaborado pelo autor)

Para esse caso, considerando a excentricidade mínima prescrita na NBR 6118, fazendo o dimensionamento a flexo-compressão com armaduras iguais nos dois lados e respeitando-se a envoltória solicitante, resulta em uma área de aço necessária de 34,5 cm<sup>2</sup> de aço em cada lado. Adotando-se três barras de 40 mm em cada face, a taxa de armadura resultante será de 2,9%. Caso fosse necessário adicionar mais um pavimento ao prédio, a taxa de armadura obtida no dimensionamento passaria um pouco de 4%. Preferiu-se então manter-se a estrutura com 16 pavimentos-tipo.

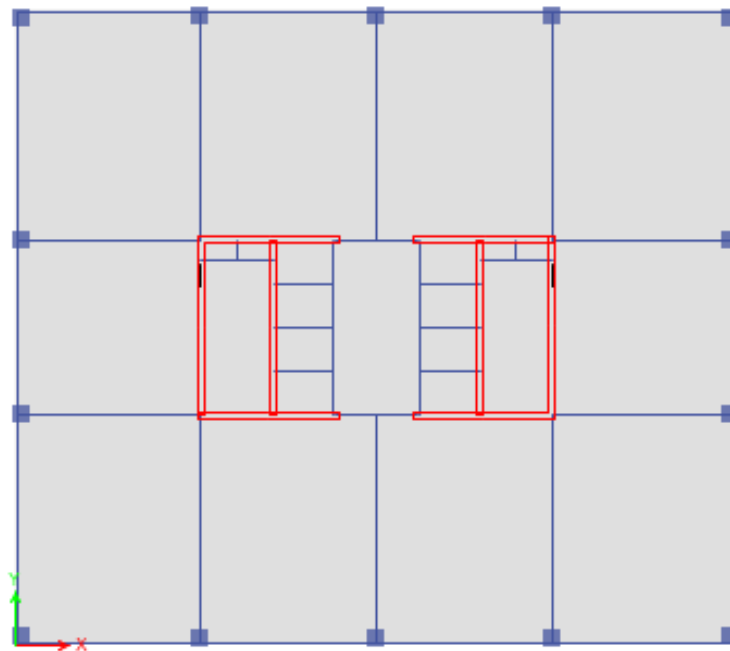
## 7.3 SEGUNDA SOLUÇÃO COM NÚCLEO RÍGIDO

O modelo de edifício com núcleo rígido mostrou-se bastante eficiente na contenção dos deslocamentos laterais, sendo restringida a adição de novos pavimentos somente pelo estado limite último. Dessa forma, buscou-se aumentar a seção dos pilares para melhorar a resistência da estrutura às crescentes cargas verticais.

### 7.3.1 Lançamento da estrutura

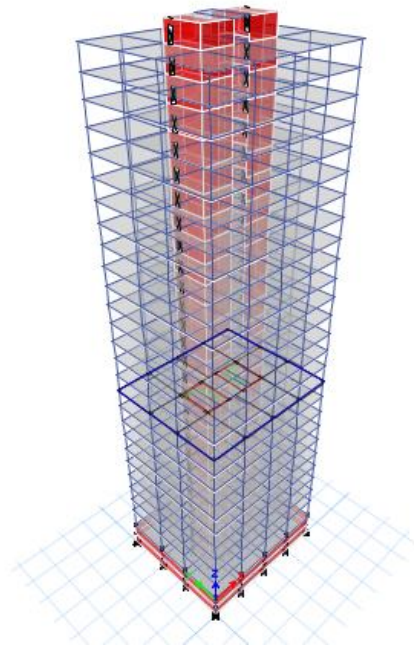
Para a nova configuração, mantiveram-se as vigas e laje nas mesmas posições e com as mesmas dimensões. No entanto, os pilares passaram a ter seção quadrada de lado 80 cm e o núcleo recebeu 10 cm extras em sua espessura a cada 10 pavimentos. O limite de pavimentos para essa configuração novamente deveu-se ao esgotamento da capacidade resistente dos pilares no estado limite último. A configuração final do modelo possui 26 pavimentos, além da casa de máquinas e subsolos. Desse modo, o núcleo possui 50 cm de espessura até o décimo pavimento; 40 cm de espessura do décimo ao vigésimo pavimento; e 30 cm de espessura a partir do vigésimo pavimento. A configuração é detalhada nas figuras 11 e 12

Figura 11 – Lançamento da estrutura do segundo edifício com núcleo



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 12 – Modelo do segundo edifício com núcleo



(fonte: elaborado pelo autor)

### 7.3.2 Frequências naturais

As frequências naturais obtidas através da modelagem no ETABS são apresentadas na tabela 28. Como as frequências obtidas foram menores do que 1 Hz, torna-se necessária a consideração dos efeitos dinâmicos do vento.

Tabela 28 – Frequências naturais para o segundo edifício com núcleo

modo	direção	T (s)	f (Hz)
1	y	3,555	0,281
2	x	3,07	0,326
3	torção	1,959	0,510

(fonte: elaborado pelo autor)

### 7.3.3 Forças dinâmicas devidas ao vento

Para um vento com período de retorno de 50 anos, as forças devidas aos efeitos dinâmicos do vento são calculadas por meio dos parâmetros nas tabelas 29, 30 e 31.

Tabela 29 – Parâmetros para a determinação dos efeitos dinâmicos do vento para o segundo edifício com núcleo

$V_0$ (m/s)	45	$q_0$ (Pa)	590,99	$h$ (h)	112,40	$C_{a,y}$	1,4
S1=	1	$b$	0,71	$\Upsilon$	1,6	$C_{a,x}$	1,3
S3=	1	$z_r$ (m)	10	$\xi$	1,42		
$V_p$ (m/s)	31,05	$p$	0,23	$\zeta$	0,015		

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 30 – Força do vento na direção y para o segundo edifício com núcleo

pav	z(m)	q (Pa)	A (m <sup>2</sup> )	F (KN)	Ft
Casa maq.	112,40	2001,96	28,525	79,95	26,65
26	108,90	1934,81	96,421	261,18	87,06
25	104,76	1856,41	135,792	352,92	117,64
24	100,62	1779,14	135,792	338,23	112,74
23	96,48	1703,00	135,792	323,75	107,92
22	92,34	1627,98	135,792	309,49	103,16
21	88,20	1554,10	135,792	295,45	98,48
20	84,06	1481,34	135,792	281,62	93,87
19	79,92	1409,71	135,792	268,00	89,33
18	75,78	1339,20	135,792	254,59	84,86
17	71,64	1269,79	135,792	241,40	80,47
16	67,50	1201,48	135,792	228,41	76,14
15	63,36	1134,25	135,792	215,63	71,88
14	59,22	1068,08	135,792	203,05	67,68
13	55,08	1002,92	135,792	190,66	63,55
12	50,94	938,75	135,792	178,47	59,49
11	46,80	875,50	135,792	166,44	55,48
10	42,66	813,10	135,792	154,58	51,53
9	38,52	751,43	135,792	142,85	47,62
8	34,38	690,36	135,792	131,24	43,75
7	30,24	629,68	135,792	119,71	39,90
6	26,10	569,09	135,792	108,19	36,06
5	21,96	508,15	135,792	96,60	32,20
4	17,82	446,12	135,792	84,81	28,27
3	13,68	381,79	135,792	72,58	24,19
2	9,54	312,70	135,792	59,45	19,82
1	5,40	232,90	245,016	79,89	26,63

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 31 – Força do vento na direção x para o segundo edifício com núcleo

pav	z(m)	q (Pa)	A (m <sup>2</sup> )	F (KN)	Ft
Casa maq.	112,40	2001,96	14	36,44	112,40
26	108,90	1934,81	73,616	185,16	108,90
25	104,76	1856,41	119,232	287,75	104,76
24	100,62	1779,14	119,232	275,77	100,62
23	96,48	1703,00	119,232	263,97	96,48
22	92,34	1627,98	119,232	252,34	92,34
21	88,20	1554,10	119,232	240,89	88,20
20	84,06	1481,34	119,232	229,61	84,06
19	79,92	1409,71	119,232	218,51	79,92
18	75,78	1339,20	119,232	207,58	75,78
17	71,64	1269,79	119,232	196,82	71,64
16	67,50	1201,48	119,232	186,23	67,50
15	63,36	1134,25	119,232	175,81	63,36
14	59,22	1068,08	119,232	165,55	59,22
13	55,08	1002,92	119,232	155,45	55,08
12	50,94	938,75	119,232	145,51	50,94
11	46,80	875,50	119,232	135,70	46,80
10	42,66	813,10	119,232	126,03	42,66
9	38,52	751,43	119,232	116,47	38,52
8	34,38	690,36	119,232	107,01	34,38
7	30,24	629,68	119,232	97,60	30,24
6	26,10	569,09	119,232	88,21	26,10
5	21,96	508,15	119,232	78,76	21,96
4	17,82	446,12	119,232	69,15	17,82
3	13,68	381,79	119,232	59,18	13,68
2	9,54	312,70	119,232	48,47	9,54
1	5,40	232,90	215,136	65,14	5,40

(fonte: elaborado pelo autor)

Já para um vento com período de retorno de 10 anos, necessário para a verificação das acelerações máximas nos pavimentos, a determinação das forças devidas ao efeito dinâmico do vento para esse caso é mostrada nas tabelas 32, 33 e 34.

Tabela 32 – Parâmetros para a determinação dos efeitos dinâmicos do vento para o segundo edifício com núcleo para a determinação da aceleração no topo

$V_0$ (m/s)	45	$q_0$ (Pa)	359,56	$h$ (h)	112,40	$C_{a,y}$	1,4
S1=	1	$b$	0,71	$\Upsilon$	1,6	$C_{a,x}$	1,3
S3=	0,78	$z_r$ (m)	10	$\xi$	1,33		
$V_p$ (m/s)	24,219	$p$	0,23	$\zeta$	0,015		

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 33 – Forças do vento na direção y para o segundo edifício com núcleo para a determinação da aceleração no topo

pav	$z$ (m)	$q$ (Pa)	$A$ (m <sup>2</sup> )	$F$ (KN)	$F_t$
Casa maq.	112,40	1175,76	28,525	46,95	15,65
26	108,90	1136,99	96,421	153,48	51,16
25	104,76	1091,70	135,792	207,54	69,18
24	100,62	1047,05	135,792	199,05	66,35
23	96,48	1003,02	135,792	190,68	63,56
22	92,34	959,63	135,792	182,43	60,81
21	88,20	916,86	135,792	174,30	58,10
20	84,06	874,72	135,792	166,29	55,43
19	79,92	833,19	135,792	158,40	52,80
18	75,78	792,29	135,792	150,62	50,21
17	71,64	752,00	135,792	142,96	47,65
16	67,50	712,30	135,792	135,42	45,14
15	63,36	673,20	135,792	127,98	42,66
14	59,22	634,67	135,792	120,66	40,22
13	55,08	596,69	135,792	113,44	37,81
12	50,94	559,23	135,792	106,31	35,44
11	46,80	522,26	135,792	99,29	33,10
10	42,66	485,72	135,792	92,34	30,78
9	38,52	449,56	135,792	85,47	28,49
8	34,38	413,67	135,792	78,64	26,21
7	30,24	377,93	135,792	71,85	23,95
6	26,10	342,15	135,792	65,05	21,68
5	21,96	306,06	135,792	58,18	19,39
4	17,82	269,20	135,792	51,18	17,06
3	13,68	230,83	135,792	43,88	14,63
2	9,54	189,43	135,792	36,01	12,00
1	5,40	141,37	245,016	48,49	16,16

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 34 – Forças do vento na direção x para o segundo edifício com núcleo para a determinação da aceleração no topo

pav	z(m)	q (Pa)	A (m <sup>2</sup> )	F (KN)	Ft
Casa maq.	112,40	1175,76	14	21,40	7,13
26	108,90	1136,99	73,616	108,81	36,27
25	104,76	1091,70	119,232	169,22	56,41
24	100,62	1047,05	119,232	162,29	54,10
23	96,48	1003,02	119,232	155,47	51,82
22	92,34	959,63	119,232	148,74	49,58
21	88,20	916,86	119,232	142,11	47,37
20	84,06	874,72	119,232	135,58	45,19
19	79,92	833,19	119,232	129,15	43,05
18	75,78	792,29	119,232	122,81	40,94
17	71,64	752,00	119,232	116,56	38,85
16	67,50	712,30	119,232	110,41	36,80
15	63,36	673,20	119,232	104,35	34,78
14	59,22	634,67	119,232	98,37	32,79
13	55,08	596,69	119,232	92,49	30,83
12	50,94	559,23	119,232	86,68	28,89
11	46,80	522,26	119,232	80,95	26,98
10	42,66	485,72	119,232	75,29	25,10
9	38,52	449,56	119,232	69,68	23,23
8	34,38	413,67	119,232	64,12	21,37
7	30,24	377,93	119,232	58,58	19,53
6	26,10	342,15	119,232	53,03	17,68
5	21,96	306,06	119,232	47,44	15,81
4	17,82	269,20	119,232	41,73	13,91
3	13,68	230,83	119,232	35,78	11,93
2	9,54	189,43	119,232	29,36	9,79
1	5,40	141,37	215,136	39,54	13,18

(fonte: elaborado pelo autor)

### 7.3.4 Resultados

Nas tabelas 35, 36 e 37 são apresentados os deslocamentos máximos de cada pavimento, os deslocamentos máximos entre pavimentos e as acelerações máximas no topo, para este caso.

Tabela 35 – Deslocamento máximo por pavimento em mm para o segundo edifício com núcleo

pavimento	vento x	vento y
Casa máq.	65,8	123,5
26	67,2	122,8
25	65,3	117,5
24	63,2	112,1
23	61,1	106,7
22	58,8	101,2
21	56,4	95,7
20	53,9	90,1
19	51,3	84,4
18	48,6	78,8
17	45,8	73,2
16	42,9	67,6
15	40	62
14	37	56,4
13	33,9	50,9
12	30,8	45,5
11	27,6	40,3
10	24,5	35,1
9	21,4	30,2
8	18,3	25,5
7	15,4	21
6	12,5	16,9
5	9,8	13
4	7,2	9,5
3	5	6,5
2	3	3,9
1	1,4	1,8

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 36 – Deslocamento máximo entre pavimentos para o segundo edifício com núcleo

pavimento	vento x	vento y
18		734
12	1319	

(fonte: elaborado pelo autor)



Tabela 37 – Aceleração no topo para o segundo edifício com núcleo

	x	y
deslocamento maximo (mm)	39,6	72,8
Acelerações (m/s <sup>2</sup> )	0,12	0,23

(fonte: elaborado pelo autor)

### 7.3.5 Verificação do estado limite último

O pilar mais solicitado no estado limite último, foi o pilar central da face maior, junto a base do edifício. As suas solicitações de cálculo são dadas na tabela 38.

Tabela 38 – Solicitações no pilar mais solicitado para o segundo edifício com núcleo

	N (KN)	Mx (KNm)	My (KNm)
topo	-16694.8	-141.32	68.87
base	-16758.1	173.03	-17.83

(fonte: elaborado pelo autor)

Para esse caso, considerando a excentricidade mínima prescrita na NBR 6118, fazendo o dimensionamento a flexo-compressão com armaduras iguais nos dois lados e respeitando-se a envoltória mínima solicitante, resulta em uma área de aço necessária de 58,9 cm<sup>2</sup> de aço em cada lado. Adotando-se cinco barras de 40 mm em cada face, a taxa de armadura resultante será de 3,1%.

### 7.3.6 Desprendimento de vórtices

Utilizando a menor frequência encontrada para este edifício, 0,281Hz na direção y do vento, a dimensão da face perpendicular a essa direção (32,8 m), um número de Strouhal igual a 0,12 e rearranjando-se a fórmula 1 obtém-se como velocidade crítica para a ocorrência desse fenômeno 76,8 m/s. Tal velocidade é suficientemente maior do que as velocidades de ocorrência esperada para a área no nível do topo do edifício que seriam de 50 m/s para poderem ser dispensados estudos aerodinâmicos adicionais com relação a esse fenômeno.

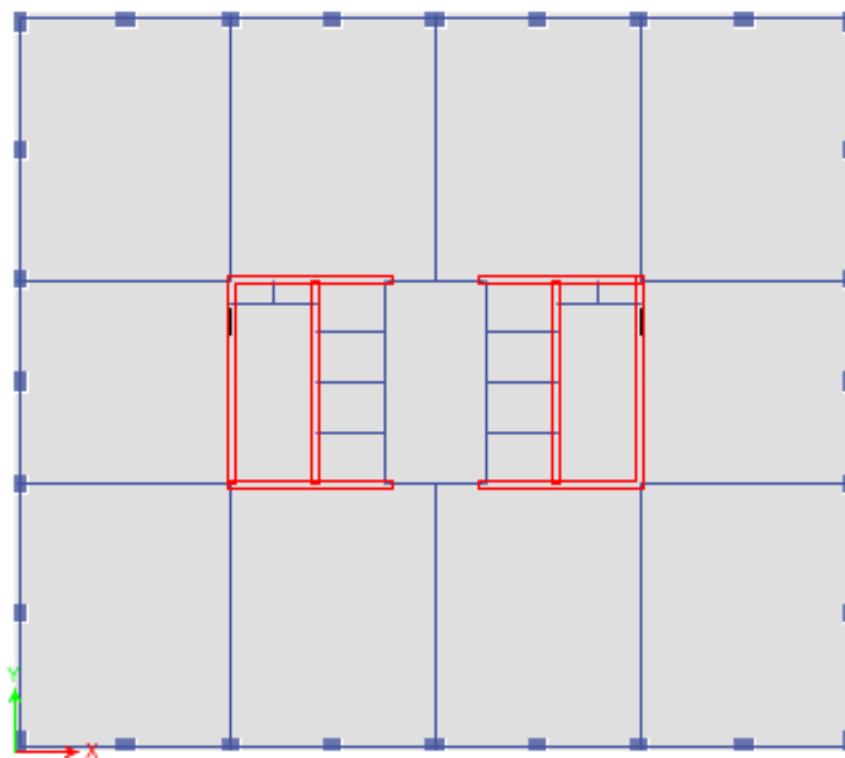
## 7.4 SOLUÇÃO COM SISTEMA TUBULAR

Como última alternativa decidiu-se testar uma solução do tipo *tube in tube*, com pórticos de contraventamento circundando a estrutura.

### 7.4.1 Lançamento da estrutura

Em relação à estrutura anterior, a mudança foi o posicionamento de novos pilares no ponto médio do vão dos pilares já existentes. Além disso, todos os pilares tiveram as dimensões reduzidas para as dimensões originais, ou seja, 50 cm por 70 cm. Núcleo, vigas internas e lajes mantiveram-se inalterados, enquanto que as vigas externas tiveram sua altura aumentada para 120 cm. O modelo testado possui a mesmo número de pavimentos do anterior, 26 pavimentos mais o pavimento de casa de máquinas e reservatórios. A planta é detalhada na figura 13.

Figura 13 – Lançamento da estrutura tubular



(fonte: elaborado pelo autor)

### 7.4.2 Freqüências naturais

As frequências naturais obtidas através da modelagem no ETABS são apresentadas na tabela 39. Como as frequências obtidas foram muito similares às do último caso, as forças dinâmicas do vento agindo sobre os dois modelos foram consideradas as mesmas

Tabela 39 – Freqüências naturais para o edifício com sistema tubular

modo	direção	T (s)	f (Hz)
1	y	3.399	0.294
2	x	2.944	0.340
3	torção	1.942	0.515

(fonte: elaborado pelo autor)

### 7.4.3 Resultados

Nas tabelas 40, 41 e 42 são apresentados os deslocamentos máximos de cada pavimento, os deslocamentos máximos entre pavimentos e as acelerações máximas no topo, para este caso.

Tabela 40 – Deslocamento máximo entre pavimentos para o edifício com sistema tubular

pavimento	vento x	vento y
18		854
12	1481	

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 41 – Aceleração no topo para o edifício com sistema tubular

	x	y
deslocamento maximo (mm)	34.1	61
Acelerações (m/s <sup>2</sup> )	0.12	0.21

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 42 – Deslocamento máximo por pavimento em mm para o edifício com sistema tubular

pavimento	vento x	vento y
Casa máq.	58.4	108
26	59.6	107.4
25	57.9	102.9
24	56.2	98.4
23	54.4	93.8
22	52.5	89.1
21	50.5	84.4
20	48.4	79.7
19	46.2	74.9
18	43.9	70.1
17	41.5	65.3
16	39	60.4
15	36.5	55.6
14	33.9	50.8
13	31.2	46
12	28.4	41.3
11	25.6	36.7
10	22.9	32.2
9	20.1	27.8
8	17.3	23.6
7	14.6	19.6
6	12	15.9
5	9.5	12.4
4	7.2	9.3
3	5.1	6.5
2	3.2	4.1
1	1.7	2.1

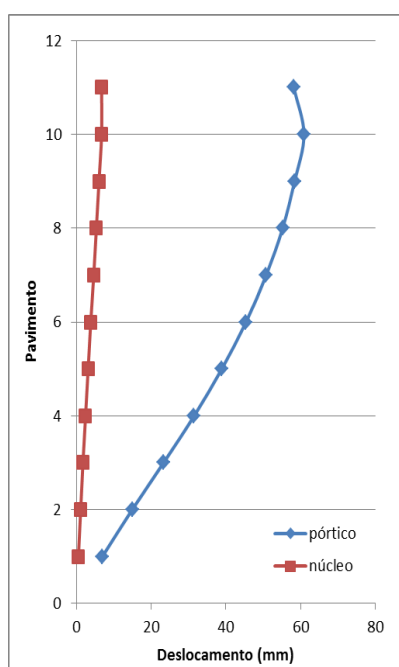
(fonte: elaborado pelo autor)

## 7.5 ANÁLISE E COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS

Um primeiro aspecto importante a ser ressaltado é a diferença que a adição do núcleo faz na rigidez e na frequência de vibração da estrutura. Para o edifício estudado, em sua configuração com 10 pavimentos-tipo, obteve-se um período fundamental de vibração de 3,2 segundos. Já para a configuração com o núcleo, com os mesmos 10 pavimentos, obteve-se o período de 1s. E mesmo considerando a configuração do edifício com 16 pavimentos e núcleo rígido, o período fundamental ainda é inferior a 1,7 s. Considerando-se que o coeficiente de

amplificação dinâmica do vento é maior quanto maior for o período de vibração, tem-se uma razão para os melhores resultados dos edifícios que possuem o núcleo. A outra razão está no fato de que mesmo considerando-se apenas a resposta aos efeitos estáticos do vento, a maior rigidez do núcleo conduz a menores deformações. Esse segundo fenômeno é ilustrado pela figura 14, onde se observa claramente que o deslocamento no topo tem seu valor reduzido em quase dez vezes com a adição de um núcleo rígido em relação ao edifício com pórticos de contraventamento, para o caso estático.

Figura 14 – Comparação entre os deslocamentos devidos à força estática do vento na direção y nos edifícios com pórticos rígidos e núcleo rígido



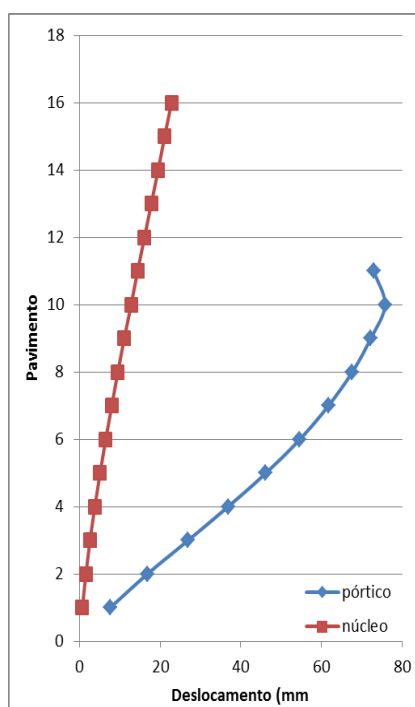
(fonte: elaborado pelo autor)

Como o edifício com 10 pavimentos-tipo e núcleo rígido não está sujeito aos efeitos dinâmicos, os deslocamentos representados na figura 14 são os deslocamentos máximos esperados, ao passo que para o edifício com pórticos rígidos, deslocamentos ainda maiores (7,6 cm no décimo pavimento) são esperados. Por isso, e pelo deslocamento máximo entre pavimentos estar perigosamente próximo do limite aceitável, a solução em pórticos rígidos propostas é indiscutivelmente inferior à solução com núcleo rígido, mesmo desconsiderando-se aspectos econômicos e construtivos. Naturalmente seria possível adicionar mais pórticos de contraventamento a fim de aumentar a rigidez da estrutura, mas não sem interferir com o *layout* interno, o que também implicaria em perdas nas receitas com a locação dos espaços.

Portanto, para essa planta, soluções com estrutura exclusivamente aporticada, seriam recomendadas apenas para edifícios com menos de dez pavimentos.

Analisando agora os deslocamentos devidos ao vento dinâmico na direção y para o edifício com 10 pavimentos-tipo em pórticos rígidos e o edifício com 16 pavimentos e núcleo outro aspecto vem à tona. A figura 15 e os deslocamentos máximos entre pavimentos (1/412 no terceiro pavimento para o edifício sem o núcleo e 1/2445 no décimo segundo pavimento para o edifício com o núcleo) mostram não só que a taxa de inclinação da estrutura aporticada é bem maior, mas também que as maiores taxas para essa estrutura ocorrem nos andares mais baixos, diminuindo com o aumento da altura. Já para a estrutura com núcleo a taxa é praticamente constante nos andares iniciais e tem um pico na metade superior, para depois voltar a reduzir. Nota-se também o quão crítico é para a primeira estrutura o deslocamento entre pavimentos, ficando bem próximo do limite máximo aceitável.

Figura 15 – Comparação entre os deslocamentos devidos à força dinâmica do vento na direção y nos edifícios com pórticos rígidos e núcleo rígido



(fonte: elaborado pelo autor)

Com relação ao deslocamento máximo no topo é interessante notar que nenhuma das estruturas chegou muito perto dos limites aceitáveis. Estes seriam da ordem de 90 mm para o edifício de 10 andares e 140 mm para o de 16 andares.

Como o edifício de 16 pavimentos e núcleo rígido passou com relativa folga em relação aos limites de serviço, optou-se por aumentar a dimensão dos pilares, em todos os andares, e do núcleo, nos andares inferiores, para melhor lidarem com as cargas verticais e a flambagem localizada. Desse modo chegou-se a configuração com 26 pavimentos, que já apresenta um deslocamento máximo significativo de 123 mm. No entanto esse valor ainda está bem distante do máximo aceitável que seria da ordem de 220 mm. A aceleração no último andar ocupado (ou seja, excluindo-se o pavimento da casa de máquinas e caixa d'água), por outro lado, chega a  $0,23 \text{ m/s}^2$ , dentro da faixa limite segundo alguns autores, mas bem acima do que a NBR 6123 propõe. Como essa aceleração é determinada para um vento com período de recorrência de 10 anos, é possível que em uma tempestade mais severa os ocupantes sejam submetidos a acelerações que os façam deixar o prédio por causa do desconforto, o que é certamente indesejável.

Embora a configuração com núcleo tenha satisfeito as exigências de desempenho impostas, decidiu-se por testar uma configuração alternativa, com o sistema *tube in tube*. Essa nova configuração apresentou uma redução de pouco mais de um centímetro no valor do máximo deslocamento no topo, além de pequenas reduções em acelerações e deslocamentos entre pavimentos máximos. Essas reduções, no entanto não justificariam o aumento na quantidade de pilares e no consumo de concreto. Dessa forma, portanto optou-se por não acrescentar mais pavimentos a estrutura, embora fosse possível.

Claramente o motivo para a pouca melhora nos resultados com o sistema tubular está na grande rigidez do núcleo, que na prática é composto por dois núcleos interconectados por uma viga alta. Por isso, o aumento na rigidez do sistema de contraventamento formado por pórticos não foi suficiente para aumentar significativamente a parcela da carga horizontal absorvida por eles. Além disso, o núcleo está posicionado bem no centro da edificação, trazendo o centro elástico do pavimento também para o centro. Por isso, a torção provocada pelo vento no edifício é mínima, sendo devida somente a excentricidade do ponto de aplicação da própria força. Desse modo, a grande contribuição que o sistema tubular traz para a rigidez a torção não é percebida.

## 8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A verificação do conforto dos usuários, muitas vezes colocada em segundo plano, mostrou-se importante em todas as análises efetuadas e foi uma condição limitante para o edifício contraventado através de pórticos rígidos. Em edifícios altos e esbeltos, verificou-se que os efeitos do vento, estáticos ou principalmente dinâmicos, são severos não só na amplificação das solicitações atuantes como também nessa avaliação de desempenho. Nesse contexto, a correta seleção do sistema estrutural torna-se fundamental para maximizar-se a eficiência no uso dos materiais.

A seleção do sistema estrutural adequado obviamente deve respeitar as condicionantes econômicas, arquitetônicas, técnicas e de facilidade de execução. Este processo é, portanto, complexo e não deve ser baseado somente na avaliação da estrutura aos estados limites de serviço. Contudo, nesse trabalho, buscou-se manter um padrão no posicionamento dos elementos e na racionalização do uso dos materiais, de forma a respeitar as condições arquitetônicas e econômicas impostas.

Dessa forma, é possível dizer que para a planta de edifício estudada o sistema de pórticos rígidos é viável para até dez pavimentos. Após isso os incrementos necessários na seção dos elementos tornam a alternativa pouco competitiva em relação à adoção de um núcleo rígido. Esta, por sua vez, mostrou-se bastante eficiente até uma altura de 26 pavimentos. Acima disso, aumentar a seção dos pilares possivelmente não é tão interessante quanto adicionar mais pilares. Esta constatação se deve ao fato de que além de contribuir para a diminuição dos deslocamentos experimentados pela edificação, um maior número de pilares com dimensões menores é mais fácil de ser compatibilizado com a arquitetura do prédio.

Quando um edifício atinge alturas como as utilizadas nos modelos finais deste trabalho ou mais altas, começa a ser interessante, ou muitas vezes essencial o teste de modelos em túnel de vento. Tendo em vista que as simplificações presentes nas normas podem conduzir ao superdimensionamento ou pior, ao subdimensionamento, por não representarem fielmente particularidades na forma ou a vizinhança real do edifício, esta prática é recomendável.



## REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.
- \_\_\_\_\_. **NBR 8681**: ações e segurança nas estruturas – procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- \_\_\_\_\_. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- BLESSMANN, J. **Introdução ao estudo das ações dinâmicas do vento**. Porto Alegre: Editora Universidade/UFRGS, 1998.
- CARNEIRO, F; MARTINS, J. **Análise de estruturas** - contraventamento de edifícios. Série estruturas. Porto: UFP, 2008.
- COMPUTERS AND STRUCTURES INC. **ETABS**: integrated building design software. Berkeley, USA, 2015.
- DAVIES, A.; GALSWORTHY, J.; GIBBONS, M.; IRWIN, P.; MORAVA, B.; SIFTON, V.; TANG, V.; WU, H. Wind Engineering for Tall and Supertall Buildings. In: TAMBOLI, A. **Tall and supertall buildings: planning and design**. New York, USA: McGraw-Hill Education, c2014. Disponível em: <<http://accessengineeringlibrary.com/browse/tall-and-supertall-buildings-planning-and-design>> mediante assinatura do serviço ou acesso em computador da UFRGS. Acesso em: 14 jun. 2015
- GRIFFIS, L. Serviceability limit states under wind load. **Engineering journal**: american institute of steel construction. First quarter, 1993.
- KLEMENCIC, R. Design considerations for tall and supertall buildings. In: TAMBOLI, A. **Tall and supertall buildings: planning and design**. New York, USA: McGraw-Hill Education, c2014. Disponível em: <<http://accessengineeringlibrary.com/browse/tall-and-supertall-buildings-planning-and-design>> mediante assinatura do serviço ou acesso em computador da UFRGS. Acesso em: 14 jun. 2015
- SARKISIAN, M. **Designing tall buildings: structure as architecture**. New York, USA: Routledge, 2012.
- TARANATH, B. S. **Reinforced concrete design of tall buildings**. Boca Raton, USA: CRC, c2010.