

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

Maurel Dreyer

**ANÁLISE COMPARATIVA DA ESTABILIDADE GLOBAL DE
EDIFICAÇÕES DE CONCRETO ARMADO: SISTEMA DE
PAREDES E DE PÓRTICOS RÍGIDOS**

Porto Alegre
novembro 2018

MAUREL DREYER

**ANÁLISE COMPARATIVA DA ESTABILIDADE GLOBAL DE
EDIFICAÇÕES DE CONCRETO ARMADO: SISTEMA DE
PAREDES E DE PÓRTICOS RÍGIDOS**

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: Roberto Domingos Rios

Porto Alegre
novembro 2018

MAUREL DREYER

**ANÁLISE COMPARATIVA DA ESTABILIDADE GLOBAL DE
EDIFICAÇÕES DE CONCRETO ARMADO: SISTEMA DE
PAREDES E DE PÓRTICOS RÍGIDOS**

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 Professor Orientador e pela Coordenadora da disciplina Trabalho de Diplomação Engenharia Civil II (ENG01040) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 28 de novembro de 2018

Prof. Roberto Domingos Rios
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Profa. Luciani Somensi Lorenzi
Coordenadora

BANCA EXAMINADORA

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

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

Profa. Virgínia Maria Rosito d'Avila Bessa (UFRGS)
Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho a meus pais, Idair Delazzeri Dreyer e
Lari Paulo Dreyer (*in memoriam*) e meu irmão, Tael
Dreyer.

AGRADECIMENTOS

Agradeço, acima de tudo, à minha família: minha mãe Idair Delazzeri Dreyer, meu pai Lari Paulo Dreyer (*in memoriam*) e meu irmão Tael Dreyer, por estarem sempre juntos comigo me apoiando e por sempre incentivarem os estudos como forma de crescimento individual.

Agradeço a todos os professores que tive em minha vida. Afinal, todos contribuíram e continuam contribuindo para minha formação como pessoa e aluno. Agradeço aos professores do curso de Engenharia Civil, com destaques ao Prof. Roberto Domingos Rios, ao Prof. Ronald Ellwanger e ao Prof. Luis Alberto Segovia, por me auxiliarem durante a graduação – sejam como orientador de TCC, de estágio, de monitoria ou como professor – e instigarem em seus alunos o interesse pela engenharia civil.

Agradeço aos meus amigos. Sejam eles meus colegas ou amigos que fiz em Porto Alegre ou os bons e velhos amigos de Lajeado, mesmo que muitas vezes vistos com pouca frequência, mas sempre dispostos a se reunir nos finais de semana. Agradeço também aos meus amigos de intercâmbio no *Illinois Institute of Technology* que, por mais que tenha durado pouco tempo, são muito importantes para mim.

Agradeço a todos profissionais que conheci e convivi no tempo que estagiei na SimCon Soluções Estruturais. Agradeço, também, às pessoas que compartilham todos meus dias na Azambuja Engenharia e Geotecnia, em especial aos colegas de setor.

Make no little plans; they have no magic to stir men's
blood and probably themselves will not be realized. Make
big plans; aim high in hope and work.

Daniel H. Burnham

RESUMO

Este trabalho compara – para uma mesma planta de edificação de concreto armado arbitrada pelo autor – diferentes sistemas de contraventamento: constituído exclusivamente por pórticos rígidos, pórticos rígidos associado a um núcleo central com seção retangular vazada, pórticos rígidos associado a um núcleo central com seção U, o mesmo sistema com núcleo central mas com a seção U rotacionada e, por fim, pórticos rígidos associado a paredes rígidas (ou pilares-parede) dispostas nas 4 fachadas da edificação. Além de serem utilizados 5 sistemas de contraventamento distintos, variou-se a altura das edificações de 5 em 5 pavimentos, até 30 pavimentos, totalizando 30 estruturas analisadas (5 sistemas X 6 variações de número de pavimentos). Foram aplicadas cargas verticais de acordo com recomendações normativas, assim como cargas horizontais decorrentes do vento na estrutura. Como valores de comparação entre os edifícios foram calculados – para ambas direções do vento – o coeficiente γ_z , o parâmetro de instabilidade α e os deslocamentos horizontais, assim como foram comparados estes valores com valores limites descritos na revisão bibliográfica. A intenção por trás da determinação destes valores foi de comparar a estabilidade global das estruturas, essencial numa fase de concepção estrutural em um projeto de edifício. A análise da estrutura foi realizada através do *software* AltoQi Eberick V8 Gold, após ter sido realizado o pré-dimensionamento dos elementos estruturais. Com todos resultados obtidos foi feita então uma análise comparativa entre os diferentes sistemas de contraventamento; correlacionando o número de pavimentos, os deslocamentos encontrados, os coeficientes γ_z e os parâmetros α . A análise comparativa tem embasamento na revisão bibliográfica apresentada no início do trabalho.

Palavras-chave: Estruturas de concreto armado, efeitos de 2ª ordem, estabilidade global, parâmetro α , coeficiente γ_z , pórticos rígidos, paredes rígidas.

ABSTRACT

This work compares – for the same floor plan of a reinforced concrete building chosen by the author – different bracing systems: made exclusively by rigid frames, rigid frames associated with a hollow rectangular cross section central core, rigid frames associated with a U cross section central core, the same system as the previous but with the U section rotated in 90° and lastly, rigid frames associated with shear walls placed in the building's façade. In addition to these five bracing systems, the building's height was changed 5 to 5 floors up to 30 floors, totalizing 30 structures to be analyzed (5 bracing systems X 6 variations of pavement numbers). Vertical loads were applied according to normative recommendations, as well as horizontal loads due to wind. As comparison values among the structures, the coefficient γ_z , the instability parameter α and the horizontal displacements were calculated, for both wind directions. Also, these values were compared with limit values described in the literature review. The purpose of the determination of these values was to compare the structures' global stability, essential in the conceptional stages of a project. The structure analysis was performed using the software AltoQi Eberick V8 Gold, after pre-dimensioning the structural elements. With all the results, it was made a comparative analysis among the structures, correlating the building's height, the bracing systems, the displacements, the coefficient γ_z and the parameter α . The comparative analysis is based and confronted with the literature review presented at the beginning of the study.

Key-words: Reinforced concrete structures, 2nd order effects, global stability, parameter α , coefficient γ_z , rigid frames, shear walls.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Fluxograma das etapas do trabalho	20
Figura 2 – Efeitos de 2ª ordem	24
Figura 3 – Esquema estrutural de prédio alto: 1) perspectiva esquemática; 2) estrutura vertical indeformada; 3) edificação sujeita a instabilidade global; 4) instabilidade local de pilares centrais e inferiores.....	25
Figura 4 – Exemplo de subestruturas de contraventamento e subestruturas contraventadas ...	26
Figura 5 – Simplificações de análise para um pilar de contraventamento e pilares contraventados.....	26
Figura 6 – Deformada de uma estrutura contraventada por pilares-parede, por pórticos associados a pilares-parede e por pórticos (esquerda para direita)	31
Figura 7 – Relação entre γ_z e α	36
Figura 8 – Relação entre γ_z e α (com base em edifícios de alvenaria estrutural)	37
Figura 9 – Correlação entre α e γ_z	38
Figura 10 – Deformação pelo corte em paredes rígidas	41
Figura 11 – Deformação característica de paredes rígidas.....	42
Figura 12 – Paredes rígidas acopladas (com aberturas)	43
Figura 13 – Comportamento de paredes rígidas acopladas	43
Figura 14 – Sistema de pórticos, esquema de distribuição dos esforços nos elementos e nas ligações.....	45
Figura 15 – Deformação característica de pórticos	46
Figura 16 – Interação entre paredes rígidas e pórticos	47
Figura 17 – Propriedades do concreto utilizado	49
Figura 18 – Consideração da NLF pelo Eberick	49
Figura 19 – Coeficiente de arrasto (C_a) para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência.....	52
Figura 20 – Parâmetros meteorológicos	53
Figura 21 – Configurações para cálculo das cargas de vento no Eberick	54
Figura 22 – Corte esquemático do edifício de 10 pavimentos contraventado exclusivamente por pórticos.....	62
Figura 23 – Planta de forma da cobertura, edifício contraventado por pórticos rígidos (modelo 1).....	63
Figura 24 – Planta de forma da cobertura, edifício contraventado por núcleo central, considerado como um pilar com seção retangular vazada (modelo 2).....	64
Figura 25 – Planta de forma da cobertura, edifício contraventado por núcleo central, considerado como um pilar com seção U, com abertura na direção X (modelo 3)....	64

Figura 26 – Planta de forma da cobertura, edifício contraventado por núcleo central, considerado como um pilar com seção U, com abertura na direção Y (modelo 4) ...	65
Figura 27 – Planta de forma da cobertura, edifício contraventado por paredes de concreto armado nas fachadas (Modelo 5)	65
Figura 28 – Cargas horizontais concentradas no valor de 10 tf aplicadas nos nós das estruturas para cálculo da rigidez equivalente, modelo 1 com 30 pavimentos	75
Figura 29 – Resultado gráfico dos deslocamentos no topo do pilar P1 da cobertura do modelo 1 com 30 pavimentos	76
Figura 30 – Coeficientes γ_z na direção x	79
Figura 31 – Coeficientes γ_z na direção y	80
Figura 32 – Parâmetros de instabilidade α na direção x	82
Figura 33 – Parâmetros de instabilidade α na direção y	83
Figura 34 – Deslocamentos no topo das edificações na direção x	85
Figura 35 – Deslocamentos no topo das edificações na direção y	85
Figura 36 – Deslocamentos horizontais na direção X para as estruturas com 30 pavimentos	87
Figura 37 – Deslocamentos horizontais na direção Y para as estruturas com 30 pavimentos	88
Figura 38 – Deslocamento do modelo 1 com 30 pavimentos	89
Figura 39 – Deslocamento do modelo 2 com 30 pavimentos	89
Figura 40 – Diferença entre os deslocamentos horizontais na direção X entre o pavimento anterior e o pavimento considerado, para 30 pavimentos	90
Figura 41 – Diferença entre os deslocamentos horizontais na direção Y entre o pavimento anterior e o pavimento considerado, para 30 pavimentos	91
Figura 42 – Correlação entre γ_z e α por modelo	92
Figura 43 – Correlação entre γ_z e α para todos modelos	93
Figura 44 – Comparação entre diferentes correlações entre γ_z e α	94

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Coeficientes de ponderação e fatores de combinação considerados.....	55
Tabela 2 – Pré-dimensionamento das vigas.....	57
Tabela 3 – Pré-dimensionamento dos pilares pelo método de Pinheiro, Muzardo e Santos (2003).....	59
Tabela 4 – Pré-dimensionamento dos pilares pelo método de Giongo (2007), apenas para efeito de comparação.....	60
Tabela 5 – Resultado da análise estática linear na direção X para a combinação mais crítica, modelo 1 com 30 pavimentos.....	67
Tabela 6 – Resultado da análise estática linear na direção Y para a combinação mais crítica, modelo 1 com 30 pavimentos.....	68
Tabela 7 – Momento de tombamento, de 2ª ordem e γ_z para ambas direções para o modelo 1 com 30 pavimentos.....	69
Tabela 8 – Momentos de cálculo e coeficiente γ_z para cada uma das combinações últimas consideradas, modelo 1 com 30 pavimentos.....	70
Tabela 9 – Deslocamentos horizontais calculados no topo da estrutura, modelo 1 com 30 pavimentos.....	71
Tabela 10 – Deslocamentos horizontais entre dois pavimentos consecutivos, modelo 1 com 30 pavimentos.....	72
Tabela 11 – Planilha de cálculo desenvolvida para determinação do parâmetro α , seguindo metodologia de J. M. Araújo (2009).....	77
Tabela 12 – Coeficiente γ_z em ambas direções para as estruturas estudadas.....	79
Tabela 13 – Momentos de inércia das seções do núcleo dos modelos 2, 3 e 4; os momentos de inércia são os correspondentes ao vento na direção indicada.....	81
Tabela 14 – Parâmetro α em ambas direções para as estruturas estudadas.....	82
Tabela 15 – Deslocamento no topo em ambas direções para as estruturas estudadas.....	84
Tabela 16 – Classificação das estruturas de acordo com os coeficientes γ_z e α	92

LISTA DE SIGLAS

ELS – Estado-limite de serviço

ELU – Estado-limite último

NBR – Norma Brasileira

NLF – Não-linearidade física

NLG – Não-linearidade geométrica

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

LISTA DE SÍMBOLOS

α – parâmetro de instabilidade

α_1 – valor limite para α

γ_c – coeficiente de ponderação da resistência do concreto no ELU

γ_s – coeficiente de ponderação da resistência do aço no ELU

γ_f – coeficiente de ponderação das ações

γ_z – coeficiente de instabilidade

A_e – área frontal efetiva (m²)

A_s – área da seção transversal da armadura longitudinal de tração (cm²)

A_s' – área da seção transversal da armadura longitudinal de compressão (cm²)

C_a – coeficiente de arrasto

E_{ci} – módulo de elasticidade inicial (kN/cm²)

E_c – valor representativo do módulo de deformação (kN/cm²)

E_{cs} – módulo de deformação secante (kN/cm²)

EI_{eq} – rigidez equivalente do edifício (kN.cm²)

$(EI)_{sec}$ – rigidez secante do elemento estrutural (kN.cm²)

F_a – força de arrasto (N)

f_{ck} – resistência característica à compressão do concreto (MPa)

f_{yk} – resistência característica de escoamento do aço (MPa)

H_{tot} – altura total da estrutura (m)

I_c – momento de inércia da seção bruta de concreto (cm⁴)

$\Delta M_{\text{tot,d}}$ – soma dos produtos das forças verticais pelos deslocamentos horizontais (kN.cm)

$M_{1,\text{tot,d}}$ – momento de tombamento (kN.cm)

N_k : – somatório das cargas verticais atuantes na estrutura com seu valor característico (kN)

q – pressão dinâmica do vento (N/m²)

S_1 – fator topográfico

S_2 – fator que considera a influência da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação ou parte da edificação em estudo, e de sua altura sobre o terreno

S_3 – fator baseado em conceitos probabilísticos

V_0 – velocidade básica do vento (m/s)

V_k – velocidade característica do vento (m/s)

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	15
2 DIRETRIZES DA PESQUISA	17
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA.....	17
2.2 OBJETIVO DA PESQUISA.....	17
2.2.1 Objetivo principal	17
2.2.2 Objetivos secundários	17
2.3 HIPÓTESE.....	18
2.4 PRESUSPOSTO	18
2.5 PREMISA	18
2.6 DELIMITAÇÕES	18
2.7 LIMITAÇÕES	18
2.8 DELINEAMENTO	19
3 CONCEITOS BÁSICOS	22
3.1 ESTABILIDADE GLOBAL DE UMA ESTRUTURA	22
3.1.1 Efeitos de 2ª ordem	22
3.1.2 Subestruturas de contraventamento e subestruturas contraventadas	25
3.1.3 Estruturas de nós fixos e de nós móveis	27
3.1.4 Parâmetro de instabilidade α	30
3.1.5 Coeficiente γ_z	32
3.1.6 Correlação entre os parâmetros γ_z e α	35
3.2 SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTO	38
3.2.1 Sistema de paredes rígidas (<i>shear walls</i>)	40
3.2.1.1 Paredes rígidas acopladas.....	42
3.2.1.2 Núcleos.....	44
3.2.2 Sistema de pórticos	44
3.2.3 Sistema misto	47
4 METODOLOGIA	48
4.1 PROPRIEDADES DO CONCRETO.....	48
4.2 CARGAS APLICADAS NA ESTRUTURA.....	50
4.2.1 Cargas verticais	50
4.2.2 Cargas horizontais	51
4.2.3 Combinação de ações	55
4.2.3.1 Combinações últimas	55
4.2.3.2 Combinações de serviço.....	56
4.3 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS.....	56

4.3.1 Vigas.....	56
4.3.2 Pilares	57
4.3.3 Paredes de concreto armado.....	61
4.3.4 Lajes.....	61
4.4 LAYOUT DAS ESTRUTURAS	61
5 COLETA DOS DADOS	66
5.1.1 Coeficiente γ_z.....	66
5.1.2 Deslocamentos horizontais.....	70
5.1.3 Parâmetro de instabilidade α	72
6 RESULTADOS E ANÁLISE DOS RESULTADOS	78
6.1 Coeficiente γ_z.....	78
6.2 Parâmetro de instabilidade α	81
6.3 Deslocamentos.....	83
6.4 Correlação entre os parâmetros γ_z e α	91
7 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	95

1 INTRODUÇÃO

O uso de concreto armado como material estrutural se dá de forma consolidada e tradicional na construção civil brasileira. A experiência acumulada neste mercado, faz com que a grande maioria das edificações residenciais e comerciais sejam projetadas e executadas com este material. Esse fenômeno não se verifica apenas no Brasil, de uma forma geral existe uma tendência ao uso de concreto armado, levando em conta processos construtivos, custo de material e mão de obra disponível.

Percebe-se, também, a crescente necessidade de otimização do espaço em grandes cidades em centros urbanos nas últimas décadas. Reflexo disso é a construção de estruturas cada vez mais esbeltas, com intuito de se maximizar a área construída em um determinado terreno. Como consequência, cresce a importância de verificação destas estruturas quanto a sua estabilidade global.

Duas das possíveis formas de se avaliar a estabilidade global de uma edificação – bem conhecidas na área da engenharia estrutural – estão presentes na NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014). Nela são apresentados dois processos aproximados para determinação de valores indicativos referentes a estabilidade global das estruturas. Esses valores são obtidos através do cálculo do parâmetro de instabilidade α e do coeficiente γ_z . Tais parâmetros podem ser considerados essenciais nas fases iniciais de um projeto estrutural de um edifício, ainda na definição dos sistemas estruturais e lançamento dos elementos estruturais.

Existem diversos sistemas utilizados no contraventamento de edifícios de concreto armado que podem garantir sua estabilidade global. Um destes possíveis sistemas é o de pórticos rígidos, utilizado amplamente em edifícios convencionais. Esse sistema nada mais é que a associação de pilares e vigas formando pórticos rigidamente ligados em suas extremidades. Outra possível solução se dá pela utilização de paredes rígidas de concreto armado (*shear walls*) que tendem a aumentar consideravelmente a rigidez da estrutura às solicitações impostas pelas ações horizontais e, por consequência, aumentar a estabilidade global da edificação. Estas podem ser

associadas em forma de um núcleo central (comum em edificações nas “caixas de elevadores”) ou dispostas, por exemplo, nas fachadas da edificação.

Visto isso, para um engenheiro estrutural, se torna fundamental conhecer as alternativas possíveis para contraventamento das estruturas e de que forma esses contraventamentos impactam na estabilidade global de uma estrutura. Esse trabalho tem como intuito realizar um breve estudo comparativo entre o contraventamento realizado por pórticos rígidos e por paredes de concreto armado (tanto associadas formando um núcleo central na edificação quanto dispostas nas fachadas), além de ver como essa relação varia com a altura do edifício e comparar os resultados com a literatura pesquisada.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

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

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa deste trabalho é: em comparação ao sistema de pórticos rígidos como contraventamento estrutural, de que forma as paredes rígidas de concreto armado influenciam na estabilidade global de uma edificação?

2.2 OBJETIVO DA PESQUISA

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

2.2.1 Objetivo principal

O objetivo principal do trabalho é: utilizando-se de um *software* de análise estrutural, verificar de que forma uma estrutura se comporta quanto a sua estabilidade global com o emprego de paredes rígidas de concreto armado quando comparadas com o sistema de pórticos rígidos e, como essa influência varia de acordo com a altura da estrutura considerada.

2.2.2 Objetivos secundários

Os objetivos secundários deste trabalho são:

- a) revisar os conceitos de análise e projeto estrutural em conjunto do emprego de um *software* de análise estrutural;
- b) revisar a bibliografia referente a estabilidade global de uma estrutura;
- c) revisar a bibliografia referente aos sistemas de contraventamento de edifícios de concreto armado;
- d) gerar gráficos que demonstrem como os parâmetros e coeficientes de estabilidade global variam de acordo com a altura da edificação e os sistemas de contraventamento adotados neste estudo.

2.3 HIPÓTESE

A hipótese deste trabalho é de que é possível utilizar o parâmetro de instabilidade α e o coeficiente γ_z para estimar um valor para classificação das estruturas frente a sua estabilidade global.

2.4 PRESUSPOSTO

É pressuposto deste trabalho que o parâmetro de instabilidade α e o coeficiente γ_z são representações suficientemente adequadas para o modelo estrutural escolhido e são parâmetros válidos para comparação da estabilidade global da edificação proposta. Assim como é pressuposto que os resultados obtidos através da análise por *software* (estática linear) representam de forma satisfatória o comportamento da estrutura para este estudo.

2.5 PREMISSA

Este trabalho tem como premissa que é fundamental a determinação do parâmetro de instabilidade α e o coeficiente γ_z para determinação da estabilidade global da estrutura e, conseqüentemente, para definição do sistema a ser adotado para resistir aos esforços horizontais causados pelo vento.

2.6 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se a determinação e comparação dos parâmetros de instabilidade global α , os coeficientes γ_z e os deslocamentos horizontais de um conjunto de edificações em concreto armado proposto pelo próprio autor.

2.7 LIMITAÇÕES

São limitações do trabalho:

- a) a não consideração de efeitos dinâmicos na estrutura e, por consequência, a não consideração do efeito da ressonância;
- b) a utilização de apenas um *software* de análise estrutural, a saber: AltoQi Eberick V8 Gold.

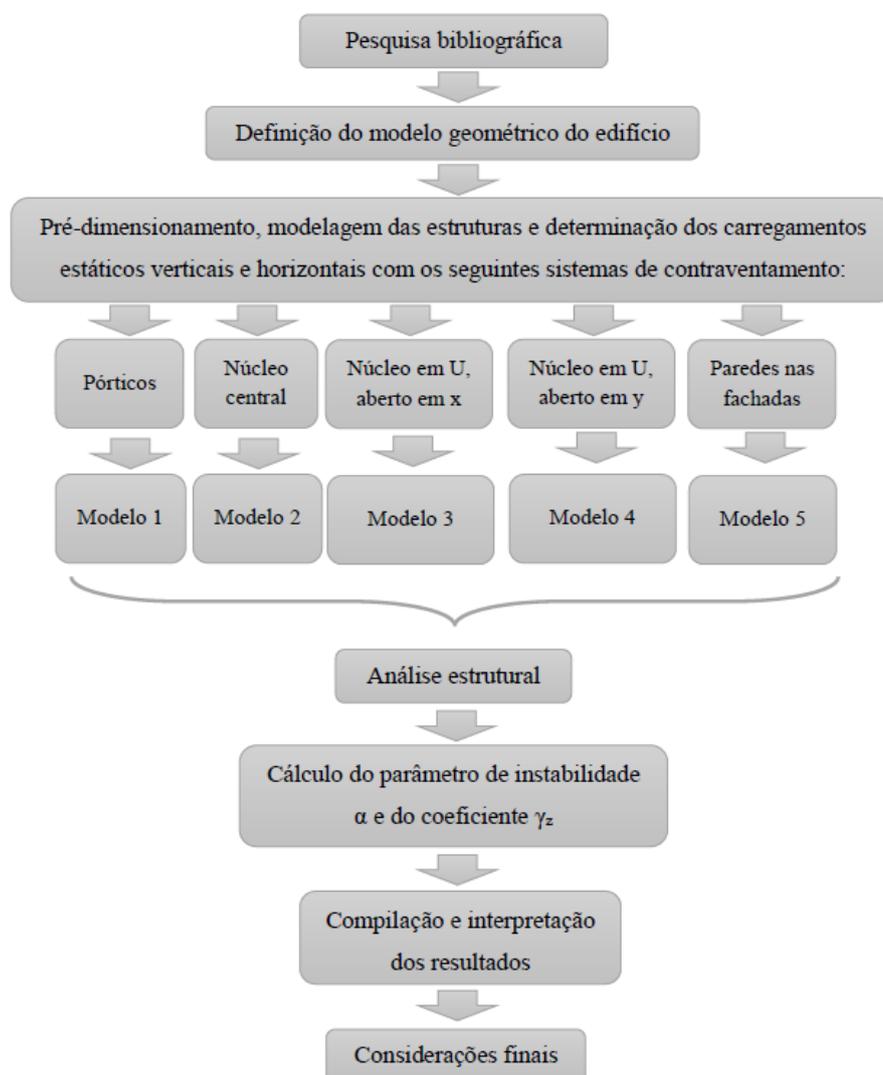
- c) a utilização de uma planta regular definida pelo autor com dois eixos de simetria;
- d) a definição da carga estática de vento de acordo com a NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988), calculada pelo próprio *software*;
- e) a não consideração de ações sísmicas;
- f) a não modelagem de escadas entre pavimentos.

2.8 DELINEAMENTO

O trabalho foi realizado através das etapas apresentadas a seguir, que estão representadas na Figura 1 e descritas a seguir:

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) definição de uma planta arquitetônica básica de um edifício;
- c) determinação dos carregamentos verticais e horizontais;
- d) pré-dimensionamento dos elementos estruturais;
- e) modelagem das estruturas propostas e definição dos dados de entrada no *software* (30 modelos, havendo 5 sistemas de contraventamento diferentes variando em 6 vezes a altura cada);
- f) análise estrutural e cálculo do coeficiente γ_z ;
- g) análise estrutural e cálculo do parâmetro de instabilidade α ;
- h) análise estrutural e cálculo dos deslocamentos horizontais;
- i) compilação e interpretação dos resultados;
- j) considerações finais.

Figura 1 – Fluxograma das etapas do trabalho



(fonte: elaborado pelo autor)

A revisão bibliográfica foi feita com base na bibliografia nacional e internacional disponível sobre sistemas contraventamento para estruturas de concreto armado. Também é apresentado e discutido o parâmetro de instabilidade α e o coeficiente γ_z para se avaliar a estabilidade global das edificações e de que forma os determinar. Em conjunto são revisados conceitos fundamentais para a compreensão deste tema. Essa etapa tem por finalidade embasar o restante do trabalho.

A definição de um modelo geométrico foi feita com vistas de possibilitar o emprego dos sistemas de contraventamento propostos: pórticos rígidos, núcleo central (primeiramente

considerando um núcleo retangular de seção vazada e em seguida em seção U, com abertura em X e posteriormente em Y) e com paredes de concreto armado na fachada. Com os modelos definidos, foram então aplicados os carregamentos verticais na estrutura de acordo com a NBR 6120 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980) e os carregamentos de vento na estrutura seguindo a NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988).

Com os carregamentos devidamente definidos, foi então realizado um pré-dimensionamento dos elementos estruturais. Posteriormente, as estruturas foram modeladas no AltoQi Eberick V8 Gold. Primeiramente foram modeladas as estruturas com apenas pórticos como sistema de contraventamento. Em seguida os outros elementos de contraventamento foram acrescentados para obter-se as outras estruturas, portanto as dimensões dos pilares, vigas e lajes se mantiveram inalterados para todos os sistemas analisados. Com os modelos prontos pode-se executar a análise estática linear e coletar os valores de γ_z e de deslocamentos. Para obtenção do parâmetro α foi necessário realizar uma análise diferenciada explicada ao longo do trabalho.

Com isso, obteve-se os resultados de deslocamentos horizontais, coeficiente γ_z e parâmetro α para ambas direções (em x e em y). A partir disso, foi realizada a comparação dos resultados entre os diferentes sistemas estruturais propostos e analisado de que forma estes resultados variam em função da altura do edifício e se eles confirmam ou não a revisão bibliográfica realizada.

3 CONCEITOS BÁSICOS

Este capítulo versa sobre os conceitos básicos para o entendimento satisfatório deste trabalho. Os conceitos mais importantes serão abordados a fim de justificar as decisões tomadas, bem como embasar as interpretações dos resultados das análises.

Primeiramente será feita uma revisão a respeito da estabilidade global de uma estrutura, passando pelos conceitos de efeitos de 2ª ordem, necessidade de sua consideração ou não (estrutura de nós fixos ou nós móveis) e parâmetros indicativos de instabilidade da estrutura (α e γ_z). Em seguida, serão apresentados os conceitos e comportamentos de sistemas de contraventamento frente às ações do vento: estrutura com pórticos e estrutura com paredes rígidas de concreto armado.

3.1 ESTABILIDADE GLOBAL DE UMA ESTRUTURA

Neste item será discutido os conceitos de estabilidade global de uma estrutura e como estimá-la. Inicialmente, é interessante ter em mente a definição de Kimura (2007, p. 558), que relaciona a estabilidade global da estrutura com os efeitos de 2ª ordem (efeitos que serão melhor explicados no próximo item):

A estabilidade global de uma estrutura é inversamente proporcional à sua sensibilidade perante os efeitos de segunda ordem. Em outras palavras, quanto mais estável for a estrutura, menores serão os efeitos de segunda ordem. Ou ainda, quanto maiores forem os efeitos de segunda ordem, menos estável será a estrutura.

3.1.1 Efeitos de 2ª ordem

Para compreensão do que se tratam os efeitos de 2ª ordem, é preciso primeiramente entender o que são os efeitos de 1ª ordem. Eles são os efeitos na estrutura quando analisada em sua configuração geométrica inicial, isto é, não deformada. Os efeitos de 1ª ordem são utilizados de forma a simplificar a análise das estruturas e é com essa análise que é desenvolvida praticamente toda a graduação de um engenheiro civil. Os efeitos de 1ª ordem se mostram, em geral e dentro de certos limites, satisfatórios para representação dos esforços atuantes em estruturas convencionais.

Por outro lado, os efeitos de 2ª ordem são aqueles que surgem quando a estrutura é analisada com sua configuração deformada. Segundo Carvalho e Pinheiro (2009, p. 216) esses efeitos de 2ª ordem levam a uma não-linearidade entre as ações e deformações na estrutura e, devido a sua origem, ela é denominada de não-linearidade geométrica (NLG).

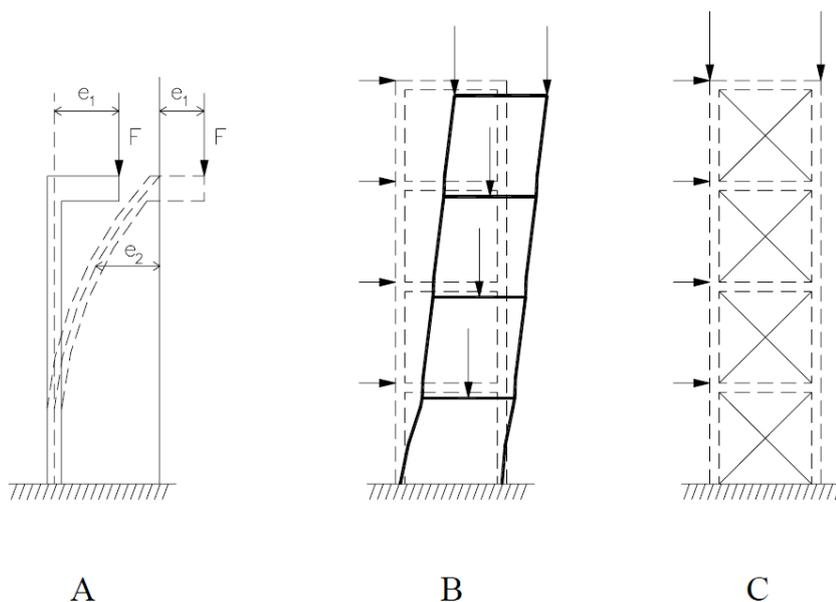
Sabe-se também que a curva tensão-deformação do concreto não é linear, fazendo com que o módulo de elasticidade não seja constante. Ainda, a fissuração que aparece em estruturas de concreto devido ao carregamento, faz com que seu momento de inércia seja reduzido significativamente. Esses fenômenos levam também a uma não-linearidade entre as ações e deformações na estrutura, mas nesse caso, devido a sua origem, é chamada de não-linearidade física (NLF). Ambas considerações de não-linearidade devem ser sempre consideradas nas análises de 2ª ordem.

Para conceituar efeitos de 2ª ordem é conveniente citar o que está apresentado na NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 100) no item 15.2:

Efeitos de 2ª ordem são aqueles que se somam aos obtidos em uma análise de primeira ordem (em que o equilíbrio da estrutura é estudado na configuração geométrica inicial), quando a análise do equilíbrio passa a ser efetuada considerando a configuração deformada.

Portanto, os efeitos finais que ocorrem na estrutura podem ser considerados como a soma dos efeitos de 1ª ordem e dos efeitos de 2ª ordem. Para exemplificação, são apresentadas na Figura 2 algumas estruturas sujeitas a cargas que tendem a criar efeitos de 2ª ordem. Em A, tem-se uma barra submetida a uma força vertical. Ela fica submetida a um certo valor de momento fletor quando em sua configuração não deformada (momento fletor de 1ª ordem) e submetida a um valor maior de momento fletor – soma do momento fletor de 1ª ordem com o momento fletor de 2ª ordem – ocasionado pela amplificação do “braço de alavanca” relativo a força F. Em B se observa um pórtico plano cujos efeitos de 2ª ordem podem apresentar valores elevados (devido à aparente baixa rigidez horizontal), colocando em risco a estabilidade global da estrutura. Por outro lado, em C, é apresentado um pórtico cujos deslocamentos parecem ser nulos (aparentemente pela presença de elementos de contraventamento), o que tornaria os efeitos de 2ª ordem desprezíveis nesse caso, não representando risco a estabilidade global da estrutura. (FUSCO, 1994, p. 366).

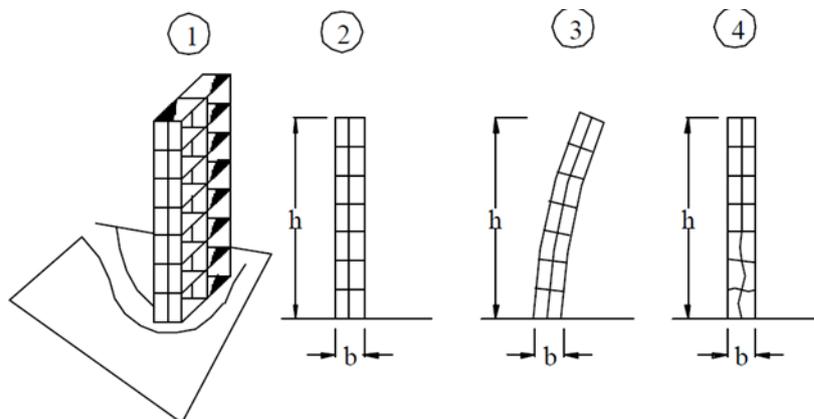
Figura 2 – Efeitos de 2ª ordem



(fonte: FUSCO, 1994, p. 366)

Segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 102) os efeitos de 2ª ordem em uma estrutura de concreto podem ser divididos em globais, locais e localizados. Os efeitos globais de 2ª ordem estão relacionados com a deformação da estrutura como um todo, como por exemplo o deslocamento lateral dos nós de um edifício devido às cargas do vento. Por outro lado, os efeitos locais de 2ª ordem ocorrem em partes isoladas da estrutura, como por exemplo em um pilar submetido a um momento fletor no topo e compressão simultaneamente. O pilar tende a se deformar com o momento fletor e a deformação irá gerar um “braço de alavanca” para atuação da carga de compressão, acarretando em uma deformação ainda maior. Já os efeitos localizados de 2ª ordem aparecem em regiões específicas de um elemento, como por exemplo em um pilar-parede, que pode apresentar uma retilineidade ainda menor do que a do eixo de um pilar (citado no caso anterior), favorecendo o surgimento dos efeitos localizados de 2ª ordem. Uma representação esquemática dos efeitos de instabilidades global e local é apresentada na Figura 3. Por fim, é importante lembrar que todos esses efeitos (globais, locais e localizados) ocorrem simultaneamente na estrutura, entretanto são analisados de formas independentes e, este trabalho tem foco apenas nos efeitos globais.

Figura 3 – Esquema estrutural de prédio alto: 1) perspectiva esquemática; 2) estrutura vertical indeformada; 3) edificação sujeita a instabilidade global; 4) instabilidade local de pilares centrais e inferiores



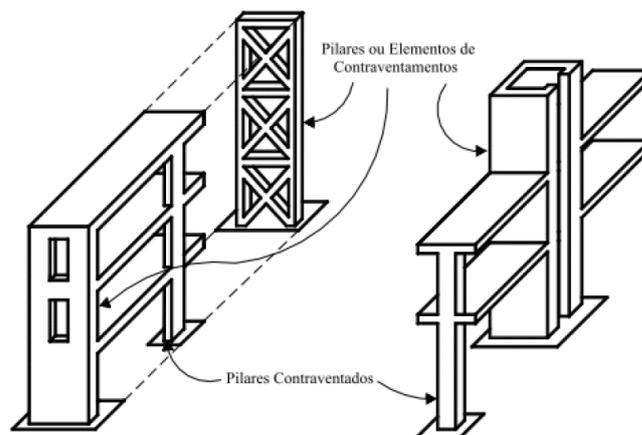
(fonte: CARVALHO e PINHEIROS, 2009, p 217)

A consideração dos efeitos de 2ª ordem acaba levando a um processo iterativo, no qual torna-se conveniente uso de alguma ferramenta computacional de análise estrutural. Isso ocorre pois a cada vez que forem considerados os efeitos de 2ª ordem, surgirá um incremento no deslocamento da estrutura, que acarretará em outro efeito adicional de 2ª ordem e assim sucessivamente, até se obter a configuração final deformada e os esforços que nela aparecem. Para simplificar esse processo que nos é útil calcular o valor de γ_z ou de α . Pois caso esses valores fiquem dentro de um certo limite, os efeitos de 2ª ordem podem ser desprezados.

3.1.2 Subestruturas de contraventamento e subestruturas contraventadas

Outra definição, conveniente a ser mencionada, é da função das subestruturas de uma edificação com relação ao contraventamento. A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 103) classifica-as em: subestruturas de contraventamento e subestruturas contraventadas. As subestruturas que têm maior rigidez às ações horizontais acabam absorvendo a maior parte dos esforços provenientes destas ações e podem, portanto, ser chamadas de subestruturas de contraventamento. Por outro lado, as subestruturas contraventadas são as que apresentam menor rigidez às ações horizontais e, podem ter sua contribuição relativa à absorção destas ações desprezadas. Um exemplo é mostrado na Figura 4. Nela são indicadas as subestruturas de contraventamento e as contraventadas. É possível perceber uma maior rigidez das subestruturas de contraventamento com relação às contraventadas.

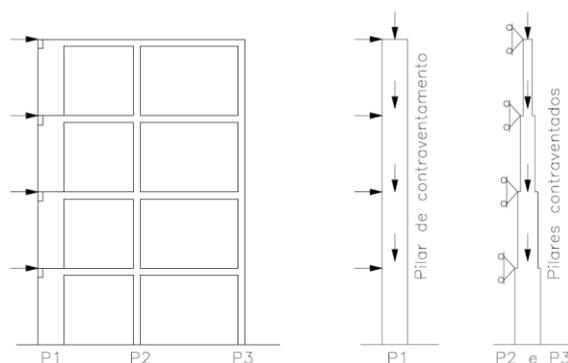
Figura 4 – Exemplo de subestruturas de contraventamento e subestruturas contraventadas



(fonte: FUSCO, 1981, p. 235)

Esta forma de separar as subestruturas de uma edificação pode ser conveniente para simplificar a análise estrutural, principalmente se não houver auxílio computacional. Por exemplo, como indicado na Figura 5, é possível analisar um pilar contraventado adicionando-se apoios horizontais restringindo seu movimento lateral, sem aplicar neste pilar nenhuma força lateral externa (como o vento). Nessa forma de análise, deve-se considerar que a estrutura de contraventamento absorve por completo todas as forças horizontais externas. No exemplo, a estrutura de contraventamento é um pilar engastado em sua base e sujeito a todas as forças horizontais que são impostas à edificação, somando-se ainda as forças horizontais de reação dos apoios do pilar contraventado. Relembrando, isso só é possível uma vez que a subestrutura de contraventamento possui maior rigidez às forças laterais e por isso ela irá absorver a majoritária parcela destas forças (FUSCO, 1994, p. 368).

Figura 5 – Simplificações de análise para um pilar de contraventamento e pilares contraventados



(fonte: FUSCO, 1994, p. 368)

Entretanto, como bem observado por Franco e Vasconcelos¹ (1991 apud Wordell, 2003, p. 17) esta classificação só existe na teoria. Na realidade todas as subestruturas participam na resistência e são afetadas pelas forças horizontais atuantes na edificação, umas subestruturas com maior e outras com menor grau de intensidade. Embora isso não signifique que as considerações de cálculo citadas nos parágrafos acima não sejam válidas, elas são simplificações de cálculo.

Enfim, é importante dizer que, com o avanço da tecnologia e de programas computacionais de análise estrutural, tornou-se mais fácil simular a estrutura de uma forma mais realística e precisa. Tornando mais simples a consideração das parcelas de contribuição de todas as subestruturas no que diz respeito à rigidez as cargas laterais, mesmo as com baixa rigidez lateral. Cabe dizer também que este trabalho considerou todos os elementos em conjunto resistindo às forças horizontais, sem dividi-los em elementos contraventados e de contraventamento.

3.1.3 Estruturas de nós fixos e de nós móveis

Os efeitos de 2ª ordem podem levar a estruturas a situações de instabilidade. Idealmente, poderiam sempre serem considerados estes efeitos de 2ª ordem, porém eles tendem a tornar a análise mais complexa e a demandar um esforço de cálculo muito maior quando comparado a análise em 1ª ordem. Por isso, se torna conveniente saber de antemão quando esses efeitos de 2ª ordem são relevantes ou não.

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 103) utiliza o conceito de “nós fixos” e “nós móveis” para definir quando os efeitos de 2ª ordem devem obrigatoriamente ser considerados, conforme texto apresentado no item 15.4.2:

As estruturas são consideradas, para efeito de cálculo, de nós fixos, quando os deslocamentos horizontais dos nós são pequenos e, por decorrência, os efeitos globais de 2ª ordem são desprezíveis (inferiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem). Nessas estruturas, basta considerar os efeitos locais e localizados de 2ª ordem.

As estruturas de nós móveis são aquelas onde os deslocamentos horizontais não são pequenos, e, em decorrência, os efeitos globais de 2ª ordem são importantes

¹ FRANCO, M.; VASCONCELOS, A.C. Practical assessment of second order effects in tall buildings. In: COLLOQUIUM ON THE CEB-FIP MC90, 1991, Rio de Janeiro. Proceedings... Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 1991. p.307-324.

(superiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem). Nessas estruturas devem ser considerados tanto os esforços de 2ª ordem globais como os locais e localizados.

Franco e Vasconcelos² (1991 apud Wordell, 2003, p. 17-18), todavia, afirmam não haver na prática estruturas de nós não deslocáveis. Sendo essa denominação apenas um conceito teórico que define um limite de 10%, acima do qual se torna indispensável a análise de 2ª ordem. Após essa análise, os elementos estruturais podem ser tratados isoladamente e como não deslocados, desde que considerando os momentos e as forças normais de 2ª ordem.

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 104) indica ainda que “Na análise de estabilidade global que trata a estrutura como um todo, o valor representativo do módulo de deformação secante, conforme 8.2.8, pode ser majorado em 10%.”. Contudo, essa majoração não será adotada neste trabalho. A equação apresentada em 8.2.8 é vista a seguir:

$$E_{cs} = \alpha_1 \cdot E_{ci} \quad \text{equação 1}$$

Sendo:

E_{cs} : o módulo de elasticidade secante;

α_1 : dado pela equação 2;

E_{ci} : módulo de elasticidade inicial dado pela equação 3, válida para valores de f_{ck} de 20MPa a 50MPa.

$$\alpha_1 = 0,8 + 0,2 \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad \text{equação 2}$$

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad \text{equação 3}$$

² FRANCO, M.; VASCONCELOS, A.C. Practical assessment of second order effects in tal buildings. In: COLLOQUIUM ON THE CEB-FIP MC90, 1991, Rio de Janeiro. Proceedings... Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 1991. p.307-324.

Sendo:

$\alpha_E = 1,2$ para basalto e diabásio;

$\alpha_E = 1,0$ para granito e gnaisse;

$\alpha_E = 0,9$ para calcário;

$\alpha_E = 0,7$ para arenito;

f_{ck} : valor característico da resistência à compressão do concreto, em MPa.

Entretanto, como o *software* utilizado neste estudo foi lançado antes de 2014, ele ainda utiliza a versão anterior da norma, fazendo a relação entre os módulos de elasticidade conforme a equação 4 presente na NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003, p. 23):

$$E_{cs} = 0,85 \cdot E_{ci} \quad \text{equação 4}$$

O módulo de elasticidade secante tem influência direta na determinação da estabilidade global da estrutura e em seus deslocamentos. Dessa forma, os diferentes valores encontrados entre a equação 1 e a equação 4 irão apresentar variações nos valores de deslocamentos da estrutura. Contudo, para este estudo, as variações podem ser consideradas relativamente pequenas. Sabe-se também que o valor utilizado pelo *software* está sempre a favor da segurança, pois um menor módulo de elasticidade secante tende a apresentar maiores deslocamentos na estrutura. Portanto o autor considerou satisfatórios os valores de deslocamentos encontrados mesmo com a utilização do valor de E_{cs} através da equação 5.

Por fim, existem duas formas práticas para definir uma estrutura em de nós fixos (dispensável as considerações dos esforços globais de 2ª ordem) ou de nós móveis (indispensável a verificação da estrutura perante esforços de 2ª ordem). São elas através do cálculo de dois índices, que estão apresentados nos tópicos a seguir.

3.1.4 Parâmetro de instabilidade α

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 104) apresenta a equação 5 para cálculo do parâmetro de instabilidade α e as equações subsequentes para cálculo de α_1 .

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{N_k / (E_{cs} I_c)} \quad \text{equação 5}$$

Sendo:

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

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

$E_{cs} I_c$: somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada. No caso de estruturas de pórticos, de treliças ou mistas, ou com pilares de rigidez variável ao longo da altura, pode ser considerado o valor da expressão $E_{cs} I_c$ de um pilar equivalente de seção constante.

Para a definição da rigidez de um pilar equivalente à estrutura a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 104) indica o seguinte processo:

–calcular o deslocamento do topo da estrutura de contraventamento, sob a ação do carregamento horizontal na direção considerada;

–calcular a rigidez de um pilar equivalente de seção constante, engastado na base e livre no topo, de mesma altura H_{tot} , tal que, sob a ação do mesmo carregamento, sofra o mesmo deslocamento no topo.

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1n \quad \text{equação 6}$$

$$\alpha_1 = 0,6 \quad \text{equação 7}$$

Sendo:

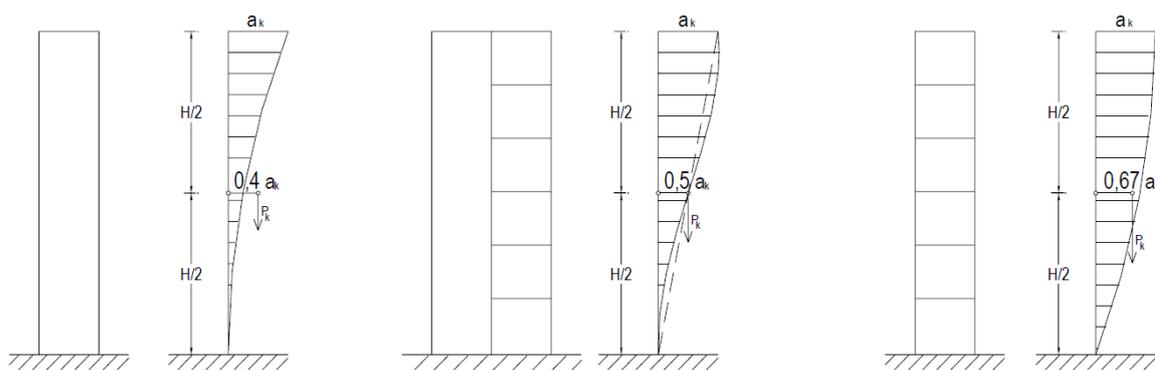
n : número de pavimentos acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo.

A equação 6 é válida para valores de $n \leq 3$ e a equação 7 para $n \geq 4$. Caso o valor calculado de α seja menor que o valor de α_1 , a estrutura pode ser considerada como de nós fixos e é dispensada sua análise global de 2ª ordem, caso contrário, os efeitos de 2ª ordem devem ser obrigatoriamente considerados numa análise global. A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 105) ainda indica os seguintes valores para α_1 :

- $\alpha_1 = 0,5$ para uma estrutura constituída somente por pórticos;
- $\alpha_1 = 0,6$ para pórticos associados a pilares parede ou para associações de pilares parede;
- $\alpha_1 = 0,7$ para contraventamentos exclusivamente compostos por pilares-parede.

Estes limites apresentados pela norma podem ser entendidos através dos formatos da linha elástica que estes diferentes tipos de contraventamento apresentam. A Figura 6 mostra uma aproximação por parábolas do 4º, 3º e 2º (esquerda para direita) da linha elástica de um edifício contraventado pelas estruturas acima citadas. (CARMO, 1995).

Figura 6 – Deformada de uma estrutura contraventada por pilares-parede, por pórticos associados a pilares-parede e por pórticos (esquerda para direita)



(fonte: BUENO, 2009, p. 36)

Conforme mostra Araújo (2010), os valores de α_1 apresentados pela norma não são extremamente precisos pois estes na verdade variam conforme o número de pavimentos da estrutura considerada. Contudo, como demonstrado pelo mesmo autor, essa diferença com relação aos valores da norma é mais acentuada em estruturas com menos de 5 pavimentos e ainda assim essa diferença é pequena. Como este trabalho pretende estudar estruturas superiores

a 5 pavimentos, os valores apresentados pela norma para α_1 serão tomados como valores de comparação.

Neste método apresentado pela norma, deve-se usar a rigidez integral da seção pois na própria dedução do parâmetro limite α_1 a NLF é considerada (de forma aproximada, reduzindo-se os valores de $E_{cs}I_c$). Da mesma forma, deve-se usar os valores dos esforços característicos uma vez que na própria dedução as cargas são majoradas em 1,4 (FRANCO³, 1985 apud MONCAYO, 2011,p. 32).

Não é aconselhável a aplicação deste parâmetro para estruturas muito assimétricas ou com “deslocamentos apreciáveis” horizontais sob efeito das cargas verticais. É importante deixar claro, também, que este parâmetro α não tem função de estimar os valores dos esforços de 2ª ordem. Sua função é auxiliar na identificação da necessidade, ou não, da consideração destes esforços na análise global da estrutura em estudo. Sendo esse um dos grandes motivos de que, na prática, o parâmetro α seja menos utilizado do que o coeficiente γ_z , inclusive estando atualmente e desuso (MONCAYO, 2011, p. 32).

3.1.5 Coeficiente γ_z

Este coeficiente γ_z teve seu desenvolvimento em 1991 por dois engenheiros brasileiros: Mário Franco e Augusto Carlos Vasconcelos. Ele é apresentado no item 15.5.3 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) como mostra a equação 8:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad \text{equação 8}$$

Sendo:

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

³ FRANCO, M. Problemas de estabilidade nos edifícios de concreto armado. In: Reunião Anual do Ibracon: Colóquio sobre Estabilidade Global das Estruturas de Concreto Armado, São Paulo, 1985. Anais...

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

No mesmo item da norma, é indicado que esta equação é válida para estruturas reticuladas de, no mínimo, 4 andares. A consideração de estrutura de nós fixos se dá quando $\gamma_z \leq 1,10$. Ou seja, para valores de γ_z abaixo de 1,10 considera-se que os efeitos globais de 2ª ordem sejam inferiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem e, portanto, os efeitos de 2ª ordem globais podem ser desprezados. Este valor se dá para qualquer tipo de contraventamento (pórticos, pilares parede, etc.), diferentemente do valor limite α_1 que é dependente da solução de contraventamento adotada.

Para ajudar no entendimento da equação 8 pode-se considerar que “[...] o termo $\Delta M_{tot,d}$ procura retratar a magnitude do esforço de segunda ordem inicial, enquanto o termo $M_{1,tot,d}$ representa a magnitude do esforço de primeira ordem” (KIMURA, 2007, p. 561).

É válido ressaltar que, para o cálculo dos momentos, os valores utilizados são os de cálculo, ou seja, os valores característicos multiplicados pelos coeficientes de ponderação das forças. Outro ponto interessante de ser citado é que o valor de γ_z não depende da magnitude da força horizontal aplicada na estrutura, pois ela afeta proporcionalmente tanto os valores de $M_{1,tot,d}$ quanto de $\Delta M_{tot,d}$ (GIONGO, 2007, p. 78).

Uma das grandes vantagens de γ_z com relação ao parâmetro α , se dá pelo fato de que o γ_z serve como um coeficiente que estima os acréscimos dos esforços globais de 2ª ordem. Como indicado na NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 106), é possível majorar – adicionalmente aos coeficientes de ponderação – os esforços horizontais da combinação de carregamento pelo valor de $0,95 \gamma_z$ para se obter uma estimativa satisfatória dos esforços globais finais (1ª ordem + 2ª ordem) na estrutura, desde que respeitado um limite máximo de $\gamma_z \leq 1,30$.

Considerando-se essa aproximação da norma, pode-se também afirmar que, de maneira ampla, para um $\gamma_z = 1,05$ os efeitos de 2ª ordem representam um acréscimo de aproximadamente 5% nos respectivos efeitos de 1ª ordem; para um $\gamma_z = 1,10$ eles representam 10%; para $\gamma_z = 1,20$ representam 20% e assim sucessivamente até o limite de $\gamma_z = 1,30$.

Embora pela NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) uma estrutura seja considerada como de nós móveis nos limites $1,1 < \gamma_z \leq 1,3$, existe uma tendência prática de não se projetar estruturas com γ_z superiores a 1,2 (MONCAYO, 2007, p. 33). O mesmo autor também ressalta que “[...] o coeficiente γ_z consiste em uma análise linear, que considera de forma aproximada os efeitos da não-linearidade geométrica”.

Enquanto na dedução do parâmetro de instabilidade α a NLF já é considerada, na dedução de γ_z isso não ocorre. Dessa forma, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 105-106) permite, em estruturas reticuladas com no mínimo quatro pavimentos, a consideração aproximada da NLF através da redução das rigidezes dos elementos envolvidos conforme as próximas equações. Sendo a equação 9 válida para lajes, a equação 10 válida para vigas quando $A_s' \neq A_s$, a equação 11 válida para vigas quando $A_s' = A_s$ e a equação 12 válida para pilares.

$$(EI)_{sec} = 0,3E_{ci}I_c \quad \text{equação 9}$$

$$(EI)_{sec} = 0,4E_{ci}I_c \quad \text{equação 10}$$

$$(EI)_{sec} = 0,5E_{ci}I_c \quad \text{equação 11}$$

$$(EI)_{sec} = 0,8E_{ci}I_c \quad \text{equação 12}$$

Sendo:

$(EI)_{sec}$: o valor da rigidez secante do elemento estrutural considerando aproximadamente a NLF;

E_{ci} : o valor do módulo de deformação inicial;

I_c : o momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo, quando for o caso, as mesas colaborantes;

A_s : área da seção transversal da armadura longitudinal de tração;

A_s' : área da seção transversal da armadura longitudinal de compressão.

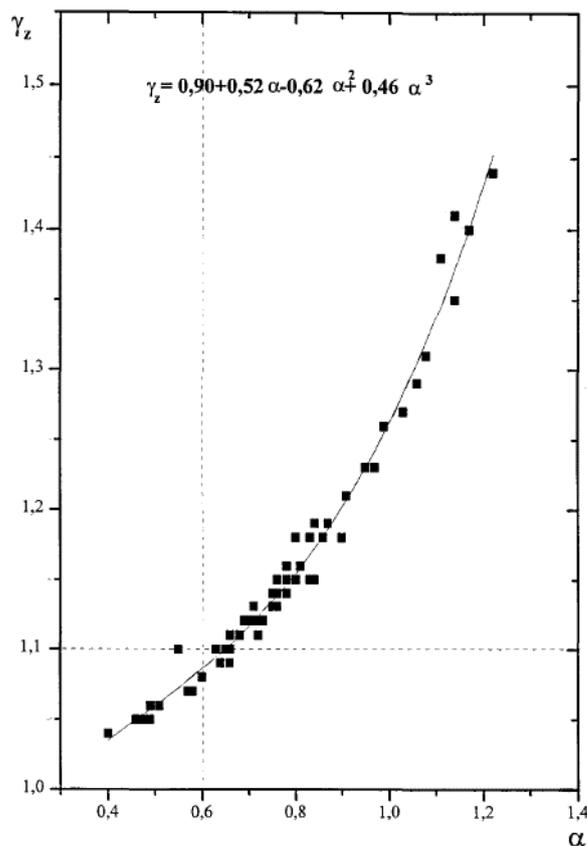
Kimura (2007, p. 560) explica ainda que, na prática de um engenheiro estrutural, a determinação deste coeficiente acaba sendo corriqueira, em função de sua simplicidade, rapidez e eficiência de aplicação. Ele também apresenta uma sucinta descrição de como podem ser interpretados os valores calculados de γ_z :

1. Valores coerentes e comuns de γ_z são números um pouco maiores do que 1 (um). Ex.: 1.10, 1.15, 1.20, etc.
2. Valores superiores a 1,5 revelam que a estrutura é instável e impraticável. Ex.: 1.8, 1.9, 2.0, 3.0, 10.0, etc.
3. Valores inferiores a 1 (um), ou mesmo negativos, são incoerentes e indicam que a estrutura é totalmente instável ou que houve algum erro durante o cálculo ou análise estrutural.

3.1.6 Correlação entre os parâmetros γ_z e α

Embora os parâmetros γ_z e α tenham abordagens e métodos diferentes para estimar a estabilidade global de uma estrutura, existem alguns estudos que estabelecem uma correlação entre eles.

Carmo (1995, p. 83) utilizou parâmetros γ_z e α que haviam sido previamente calculados para duas direções do vento em 30 edificações diferentes e, com esses valores, desenvolveu o gráfico apresentado na Figura 7, do qual foi possível aproximar a equação 13.

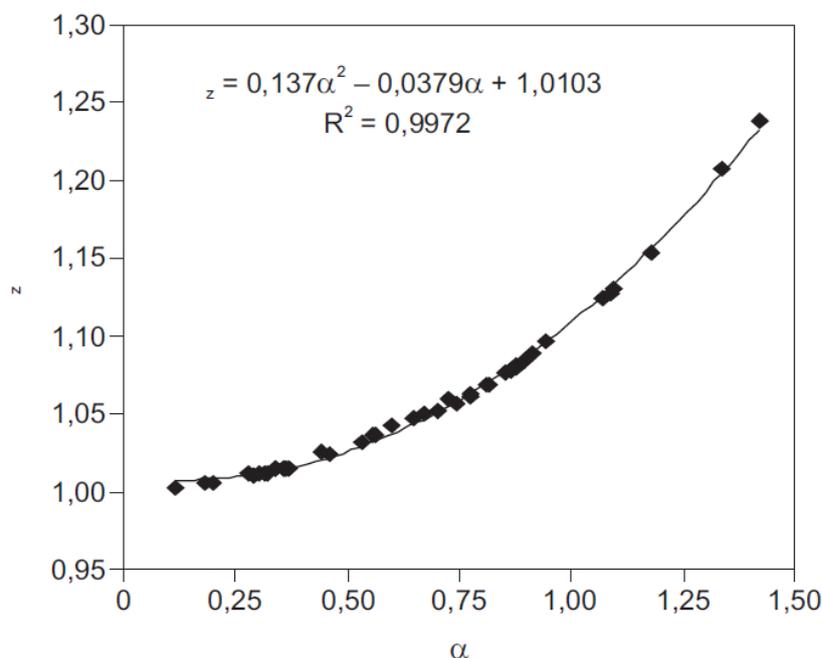
Figura 7 – Relação entre γ_z e α 

(fonte: CARMO, 1995, p. 82)

$$\gamma_z = 0,90 + 0,52\alpha - 0,62\alpha^2 + 0,46\alpha^3$$

equação 13

Campoó et al. (2005) realizaram um trabalho semelhante. Contudo, este trabalho foi baseado em 11 edifícios de alvenaria estrutural, e não com estrutura de concreto armado. Seguindo a mesma ideia do trabalho apresentado anteriormente, foi gerado o gráfico apresentado na Figura 8, do qual foi possível aproximar equação 14.

Figura 8 – Relação entre γ_z e α (com base em edifícios de alvenaria estrutural)

(fonte: CAMPOÓ et al., 2005, p. 183)

$$\gamma_z = 0,137\alpha^2 - 0,0379\alpha + 1,0103 \quad \text{equação 14}$$

Segundo publicado no Instituto de Engenharia⁴ (1997, apud Wordell, 2003, p. 23) pode-se simplificar a equação 13 para a equação 15 (apresentada pelos professores Márcio Corrêa e Márcio Ramalho). Dessa forma, ambas equações devem apresentar resultados muito próximos ou iguais.

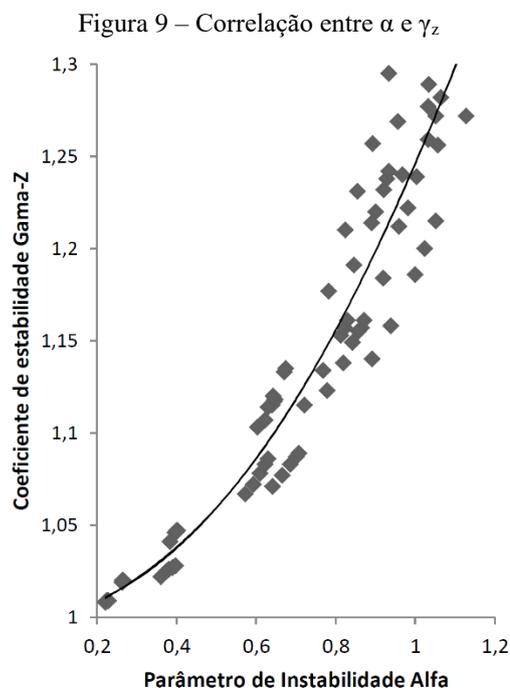
$$\gamma_z = 1,10 - 0,33\alpha + 0,50\alpha^2 \quad \text{equação 15}$$

Ainda pode-se citar a equação 16 retirada de Freitas (2015, p. 118), a qual relacionou os parâmetros calculados para 80 modelos estruturais de concreto armado. A nuvem de pontos obtida está apresentada Figura 9.

⁴ INSTITUTO DE ENGENHARIA (1997). Publicações Técnicas: Coletânea de trabalhos sobre estabilidade global e local das estruturas de edifícios. São Paulo.

$$\gamma_z = 0,2577\alpha^2 - 0,013\alpha + 1,0014$$

equação 16



(fonte: FREITAS, 2015, p. 118)

As equações acima apresentadas serão utilizadas para comparação entre os valores calculados neste trabalho. Também será apresentada uma relação entre os parâmetros calculados pelo autor.

3.2 SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTO

A estrutura de um edifício deve suportar, além dos esforços verticais (cargas gravitacionais), os esforços horizontais atuantes nela – sejam eles decorrentes das ações de vento ou de sismos. Para isso, deve-se prover à estrutura algum tipo de reforço lateral (contraventamento) tanto no sentido transversal quanto no longitudinal da edificação. A ideia geral da absorção/dissipação dos esforços horizontais se dá da seguinte maneira: as forças laterais são absorvidas pelos pavimentos que transmitem os esforços para os sistemas de contraventamento que, por sua vez, levam estes esforços até a fundação da edificação (ELLWANGER, 2002, p.15).

Ainda referente a função dos contraventamentos, Carneiro e Martins (2008, p. 3, tradução nossa) afirmam que:

[...] os contraventamentos têm sua razão de ser:

- a) Na necessidade de limitar os deslocamentos das estruturas, quer por restringir ou inibir o aparecimento de efeitos de 2ª ordem, quer por verificação de Estados Limites de Utilização;
- b) Na necessidade de absorver forças excepcionais (sismo e vento) para as quais a estrutura principal não está habilitada, ou outras forças secundárias cuja natureza é indireta [...].

Para compreender o funcionamento dos sistemas de contraventamento é conveniente separá-los em categorias. Taranath (2010, p. 32, tradução nossa) traz a seguinte divisão:

Pode-se dizer que existem tantos tipos de contraventamento lateral quanto existem de engenheiros. Contudo, a maioria dos sistemas podem ser agrupadas em três tipos básicos: (1) sistema de paredes rígidas (*shear wall system*), (2) sistema de pórticos (*frame system*), e (3) combinação dos dois, sistema pórtico-parede (*shear wall-frame system*).

Como bem observa Taranath, existem inúmeros sistemas de contraventamento, pois estes podem ser associados de diversas maneiras levando a comportamentos distintos da estrutura como um todo. Portanto, é fundamental para um engenheiro estrutural compreender o comportamento, pelo menos, dos sistemas de contraventamento mais usuais e simples. Este é o objetivo desta seção do trabalho.

É válido tecer um comentário a respeito de outros fatores (que não dizem respeito a análise estrutural diretamente) que devem ser levados em consideração nos projetos de edifícios altos – embora não serão tratados neste trabalho de forma direta. Ellwanger (2002, p. 7-10) cita alguns deles:

- a) questões econômicas;
- b) condições do solo;
- c) relação altura/largura da edificação;
- d) processos de fabricação e montagem;
- e) sistemas mecânicos;
- f) risco de incêndio;
- g) questões locais;
- h) disponibilidade e custos dos materiais.

Cabe ainda, antes de introduzir os tipos de sistemas de contraventamento, comentar sobre a consideração dos pavimentos como diafragmas rígidos. Essa consideração é usada para representar, de forma muito próxima à realidade, o comportamento dos pavimentos e serve de base para as explicações das próximas seções. Nessa hipótese, o pavimento é considerado infinitamente rígido em seu plano. Ou seja, as rotações em um pavimento são iguais em todos os pontos e os deslocamentos horizontais podem ser relacionados por relações geométricas simples (ELLWANGER, 2002, p. 29).

Nas seções abaixo são descritos os sistemas de contraventamento constituídos por paredes rígidas, pórticos rígidos e por combinação destes sistemas. Lembrando que este trabalho tem como objetivo a análise de estruturas de concreto armado apenas, e não serão discutidas particularidades referentes a estruturas de aço.

3.2.1 Sistema de paredes rígidas (*shear walls*)

As paredes rígidas são elementos planos verticais que têm elevada rigidez lateral e por isso apresentam ótimo desempenho na resistência das forças laterais na direção do seu próprio plano. Podem ser arranjadas na direção transversal do edifício, longitudinal ou em ambas direções (ELLWANGER, 2002, p. 34). De forma geral, quase sempre estruturas com paredes rígidas são mais rígidas do que estruturas formadas por pórticos, auxiliando no controle de deformações excessivas (TARANATH, 2011, p. 33).

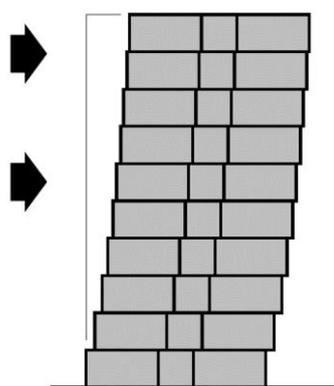
Um ponto negativo considerável nesse tipo de sistema é a limitação criada pelas paredes estruturais que restringem consideravelmente a arquitetura (com relação a disposição de paredes não-estruturais, portas, janelas, etc.). Entretanto, para estruturas de edifícios residenciais ou hotéis – cujos pavimentos, normalmente, são repetitivos, o que favorece a continuidade vertical das paredes – esse sistema pode ser mais facilmente adotado e ainda pode-se tirar proveito do fato de paredes de concreto servirem como ótimos isolantes acústicos e promoverem grande resistência ao fogo (SMITH e COULL, 1991, p. 41).

Com relação ao número usual de pavimentos em edificações que utilizam sistema de contraventamento de paredes rígidas, Taranath (2011, p. 43, tradução nossa) afirma: “Para edificações até 20 andares, o uso de paredes estruturais é frequentemente uma questão de escolha. Para edificações acima de 30 andares, parede estruturais podem vir a ser imperativo do ponto de vista econômico e de controle de deflexão lateral.”. Ellwanger (2002, p. 49)

comenta que, para contraventamentos exclusivos de paredes rígidas, se torna impraticável estruturas acima de 150m (algo em torno de 50 pavimentos). Limitação essa devido às grandes dimensões que as paredes assumiriam para suportar os esforços e, mesmo se isso fosse possível, as deformações da estrutura se tornariam excessivas.

De acordo com Taranath (2011, p. 33) existem dois esforços que surgem em uma estrutura composta de parede rígidas: esforço cortante e momento de tombamento. O esforço cortante tende a mudar o formato da edificação de um retângulo para um paralelogramo, conforme Figura 10. Essa mudança de geometria devido ao esforço cortante é genericamente chamada de *racking*. Já o momento de tombamento faz com que surja, junto à base da face de aplicação da força lateral, uma tendência de levantamento da parede e, na face oposta, surja uma tendência de “afundamento” da parede. É válido o comentário de que apesar do nome em inglês ser *shear wall*, os esforços cortantes não necessariamente são mais importantes ou comandam o comportamento deste tipo de estrutura.

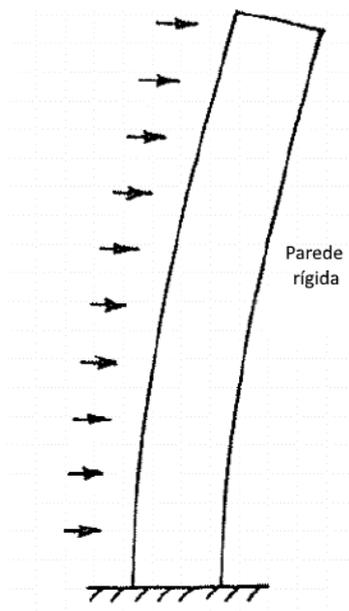
Figura 10 – Deformação pelo corte em paredes rígidas



(fonte: TARANATH, 2011, p.33)

De maneira geral, as paredes rígidas – sendo elas dispostas internamente ou nas fachadas, acopladas entre si ou em arranjo de núcleos que serão explicados na sequência – têm sua deformada similar à de uma barra engastada na base e livre no topo quando submetida à flexão, com sua declividade máxima junto ao topo e mínima na base, conforme mostra Figura 11 (ELLWANGER, 2002, p. 49-50).

Figura 11 – Deformação característica de paredes rígidas



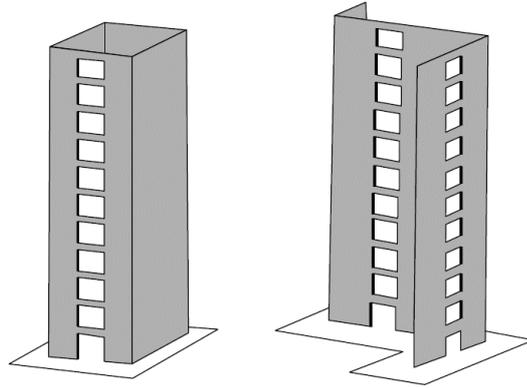
(fonte: adaptado de HALLEBRAND e JAKOBSSON, 2016)

Com relação ao posicionamento das paredes rígidas e distribuição de cargas na estrutura, Taranath (2011, p. 35) aponta que é conveniente direcionar o máximo possível de cargas gravitacionais às paredes rígidas pois isso faz com que a necessidade de armadura de flexão nelas seja reduzida. Essa estratégia também diminui uma possível tendência ao arrancamento nas fundações onde estão apoiadas as paredes rígidas.

3.2.1.1 Paredes rígidas acopladas

Um dos grandes problemas do sistema de paredes rígidas é a limitação de liberdade na disposição de aberturas (portas, janelas, etc.) em sua extensão. Quando possível, é conveniente evitar-se quaisquer aberturas, evitando assim descontinuidades no elemento estrutural. Entretanto, é muito difícil evitá-las por completo, sendo então comum a existência de aberturas com um padrão regular (preferível) distribuídas nas paredes rígidas. Pode-se considerar com estas aberturas, que a parede foi “dividida” em duas e que há um elemento (viga ou laje, com sua respectiva rigidez) ligando-as. Estas podem ser chamadas de paredes rígidas acopladas, como ilustrado na Figura 12.

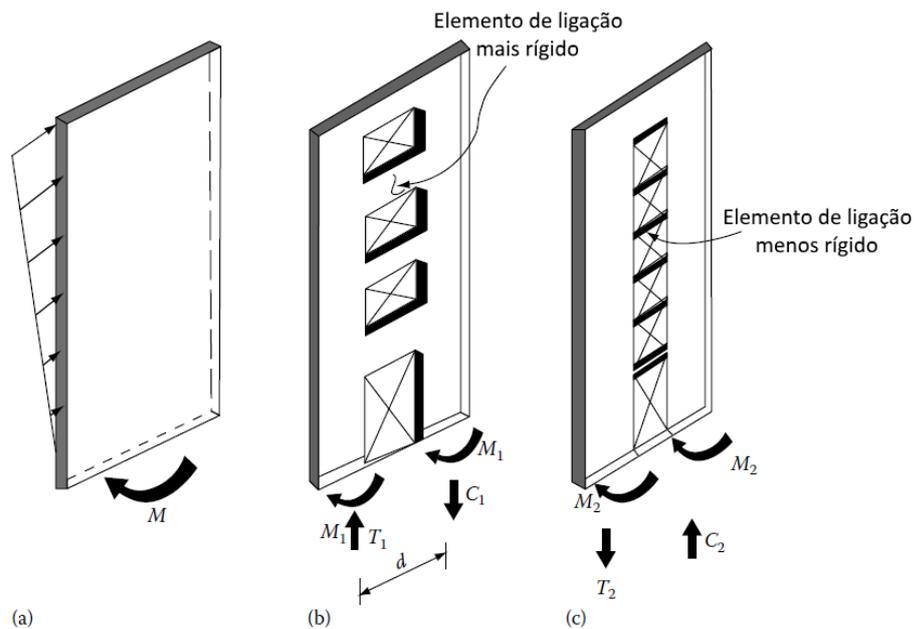
Figura 12 – Paredes rígidas acopladas (com aberturas)



(fonte: TARANATH, 2011, p. 204)

O comportamento das paredes rígidas acopladas é explicado por Taranath (2011, p. 36) e está ilustrado na Figura 13. Enquanto nas paredes rígidas sem aberturas o momento de tombamento devido às cargas laterais é resistido pela base através de esforço de momento, nas paredes acopladas há uma tendência de aparecerem, além de esforço de momento, forças axiais. O módulo destas forças axiais depende da rigidez da ligação (formada por uma viga ou laje) entre as duas “porções” da parede: quanto mais rígida for essa ligação, maior será o módulo das forças axiais.

Figura 13 – Comportamento de paredes rígidas acopladas



(fonte: adaptado de TARANATH, 2011, p. 36)

É importante deixar claro que o comportamento de paredes rígidas acopladas apresenta uma rigidez muito superior ao somatório das rigidezes das mesmas paredes de forma isolada. Isso ocorre porque o elemento de ligação entre elas restringe sua flexão, forçando-as a trabalharem em conjunto (TARANATH, 2011, p. 204).

3.2.1.2 Núcleos

O posicionamento das paredes rígidas pode se dar através de diversos arranjos. Por exemplo, elas podem ser dispostas internamente ou externamente à edificação, podem ter formato aberto (como por exemplo em formato de H, L, X, T) ou fechado (em formato retangular, quadrado, etc.) e podem ser simétricas ou assimétricas. Entretanto, uma prática muito comum é o agrupamento das paredes nos chamados núcleos. Esse tipo de arranjo é uma das formas mais comuns de posicionamento das paredes rígidas. Um dos motivos para tal é que se pode facilmente posicionar esse núcleo ao redor de caixas de escada, de elevador ou de casa de máquinas e, dessa forma, garantir uma certa liberdade arquitetônica no restante do pavimento da edificação. (ELLWANGER, 2002, p. 29).

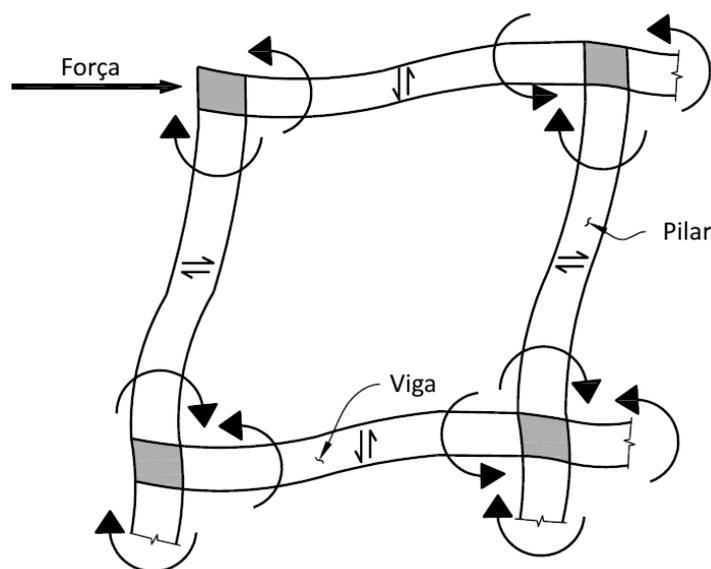
Da mesma forma que para as paredes rígidas acopladas, a rigidez de um núcleo é muito superior à rigidez das paredes que o formam individualmente somadas (CARNEIRO e MARTINS, 2008, p. 42).

O comportamento dos núcleos submetidos a esforço lateral é, segundo Ellwanger (2002, p. 38) “dependente de seu formato, do grau de homogeneidade e rigidez, e da direção das cargas.”.

3.2.2 Sistema de pórticos

O sistema de pórticos com função de contraventamento é constituído por um reticulado formado por vigas e pilares rigidamente conectados entre si, como mostra esquematicamente a Figura 14. Essa ligação rígida entre os elementos é fundamental na garantia da resistência às ações laterais. Elas ajudam a garantir que o pórtico não se deforme e adquira a forma de um paralelogramo (TARANATH, 2011, p. 37-38).

Figura 14 – Sistema de pórticos, esquema de distribuição dos esforços nos elementos e nas ligações



(fonte: adaptado de TARANATH, 2011, p. 37)

A Figura 14 ainda ajuda a entender o motivo deste sistema ser chamado em inglês de “pórtico resistente a momentos” (*moment-resisting frame*). Fica evidente o surgimento de esforços de momento aplicados nos nós das barras, para os quais as ligações rígidas devem ser projetadas para suportar. Essas ligações rígidas são, de maneira geral, ligações de fácil execução em elementos de concreto armado (SMITH e COULL, 1991, p. 39).

Evidentemente, outro fator que influencia na rigidez lateral do sistema de pórticos de contraventamento é a rigidez individual de seus elementos (vigas e pilares), que irá depender das dimensões destes. Contudo, de forma geral, quando comparado com o sistema de paredes rígidas, o sistema de pórticos apresenta baixa rigidez, sendo economicamente viável – como única forma de contraventamento – em edifícios de até 25 andares. Isso porque, para edifícios acima de 25 andares, os pilares e vigas constituintes dos pórticos necessitam ser excessivamente robustos para limitar o deslocamento horizontal, inviabilizando sua execução (SMITH e COULL, 1991, p. 38).

Uma das grandes e mais evidentes vantagens do sistema de pórticos com relação ao sistema de paredes rígidas é a liberdade arquitetônica que ele permite. Pilares – geralmente com vãos livres entre si de 6m a 9m – permitem uma maior liberdade no posicionamento de paredes, assim

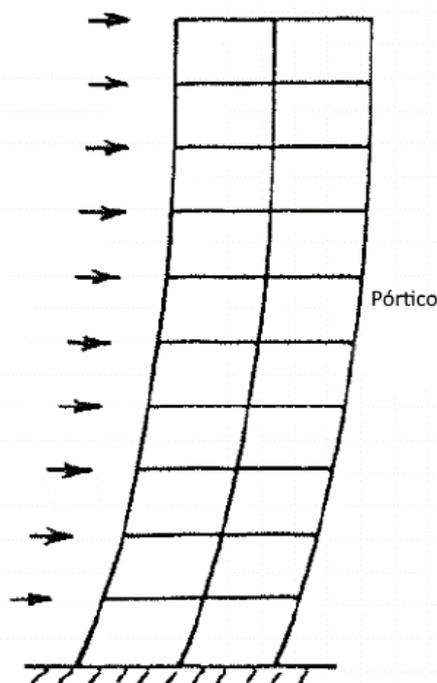
como no posicionamento de portas e janelas ao longo das paredes dos pórticos (SMITH e COULL, 2011, p. 38).

Com relação a deformada de sistemas de pórticos, Ellwanger (2002, p.43-44) explica que ela se dá pela superposição das seguintes parcelas:

- a) deformação devida à flexão do conjunto: o pórtico funciona como uma viga vertical em balanço, cuja flexão provoca deformações longitudinais em suas fibras. Neste caso, o alongamento de alguns pilares e o encurtamento de outros é que provoca uma componente de deformação da ordem de 20% da deformação lateral total.
- b) deformação devida à flexão das vigas e colunas: a atuação de esforços cortantes e momentos fletores, causando deformação por flexão em cada barra isolada, faz com que todo o pórtico fique distorcido. Este fator contribui com aproximadamente 80% da deformação lateral da estrutura, sendo 65% devido a flexão das vigas e 15% devido a flexão dos pilares. A curvatura da deformada corresponde ao diagrama de esforços cortantes por andar; a declividade da deformada é máxima na base da estrutura, onde ocorre o máximo cortante.

Assim, as estruturas de pórticos de contraventamento adquirem uma deformada similar à mostrada na Figura 15.

Figura 15 – Deformação característica de pórticos



(fonte: adaptado de HALLEBRAND e JAKOBSSON, 2016)

3.2.3 Sistema misto

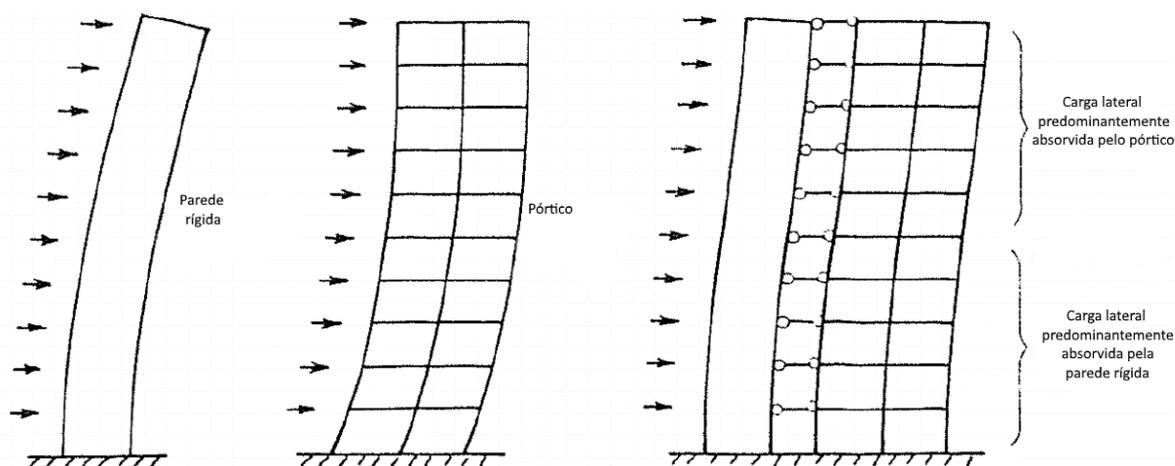
O sistema em que são combinadas paredes rígidas e pórticos rígidos são extremamente eficientes e apropriados para estruturas entre, aproximadamente, 40 e 60 andares como citado por Smith e Coull (1991, p. 44). Já Carneiro e Martins (2008, p. 37) afirma que esse sistema pode ser usado em estruturas até 40 andares.

O funcionamento da estrutura combinada se dá pela interação entre os dois sistemas e das características de suas deformações. Em síntese Smith e Coull (1991, p. 43-45) afirmam que, quando trabalhando em conjunto, os sistemas de contraventamento tendem a adquirir um mesmo formato de deformada devido a rigidez horizontal das vigas e lajes. Resultado disso é uma interação que Ellwanger (2002, p. 50) explica da seguinte forma:

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

Pode-se visualizar a interação do comportamento conjunto destas estruturas conforme Figura 16.

Figura 16 – Interação entre paredes rígidas e pórticos



(fonte: adaptado de HALLEBRAND e JAKOBSSON, 2016)

4 METODOLOGIA

Este capítulo tem como objetivo descrever e justificar os métodos e decisões tomados para obtenção dos resultados. Envolvendo desde decisões feitas pelo autor, exigências das normas ainda não mencionadas, simplificações adotadas, métodos de cálculo e configurações do *software* utilizado.

4.1 PROPRIEDADES DO CONCRETO

Por se tratarem de estruturas que variam de 5 a 30 pavimentos, optou-se por um concreto com f_{ck} de 35 MPa para todos os elementos estruturais (lajes, vigas, pilares e pilares-paredes). Valor este que atende à classe de agressividade ambiental II (usual em obras corriqueiras) conforme Tabela 7.1 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 18). O peso específico foi adotado em 2.500 kgf/m³ conforme recomendação dessa mesma norma.

Os módulos de elasticidade foram calculados pelo próprio *software*, seguindo as recomendações ainda da antiga NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007) conforme já discutido na seção 3.1.3. Portanto o módulo de elasticidade inicial utilizado foi $E_{ci} = 331.300 \text{ kgf/cm}^2$ conforme equação 1 e o módulo de elasticidade secante é $E_{cs} = 281.605 \text{ kgf/cm}^2$ conforme equação 4.

Todas as informações relativas ao concreto podem ser visualizadas na Figura 17, retirada do *software* Eberick.

Figura 17 – Propriedades do concreto utilizado

Classes de concreto

Classes de resistência

- C-10
- C-20
- C-25
- C-30
- C-35**
- C-40
- C-45
- C-50

Identificação: C-35

Resistência à compressão

Resistência característica (fck): 350 kgf/cm²

Coefficiente de minoração (γ_c): 1.4

Resistência de cálculo (fcd): 250 kgf/cm²

Peso específico: 2500 kgf/m³

Abatimento (slump): 5 cm

Tipo de agregado: granito

Módulo de elasticidade

Obter a partir do fck

Módulo secante (Ecs): 281605 kgf/cm²

Módulo inicial (Eci): 331300 kgf/cm²

Resistência à tração

Obter a partir do fck

Resistência média (fctm): 32.1 kgf/cm²

Característica inferior (fctk,inf): 22.47 kgf/cm²

Característica superior (fctk,sup): 41.73 kgf/cm²

Resistência de cálculo (fctd): 16.05 kgf/cm²

OK Cancelar Ajuda

(fonte: elaborado pelo autor)

Cabe lembrar ainda que para a determinação de γ_z deve-se considerar uma redução nos módulos de elasticidade dos elementos – de maneira a simular, simplificadamente, a NLF do concreto. No próprio *software* há a possibilidade de se entrar com estes coeficientes de redução conforme demonstrado na Figura 18.

Figura 18 – Consideração da NLF pelo Eberick

Não linearidade física

Rigidez das vigas: 0.4 Eci.lc

Rigidez dos pilares: 0.8 Eci.lc

Rigidez das lajes: 0.3 Eci.lc

(fonte: elaborado pelo autor)

A consideração da NLF não será feita no momento de determinar o parâmetro α – ela é considerada na dedução do parâmetro limite α_1 . Portanto deve-se atentar para rodar a análise da estrutura com todos os campos da Figura 18 preenchidos com valor igual a um. Dessa forma o módulo de elasticidade é considerado com seu valor integral.

Vale comentar que a rigidez das lajes não tem influência no comportamento global da estrutura, uma vez que o Eberick calcula a estrutura como pórtico espacial e considera as lajes como diafragma rígido (rigidez infinita). Portanto, na realidade, não haveria necessidade de adotar esta redução quando o interesse está no comportamento global do edifício. Isso é confirmado pela seguinte passagem encontrada no Guia de Conteúdo (ALTOQI TECNOLOGIA EM INFORMÁTICA LTDA., 2013):

Embora as lajes não participem efetivamente do modelo de pórtico espacial (um "esqueleto" composto pelas vigas e pilares da estrutura), sua presença na estrutura é considerada através de uma hipótese de diafragma rígido. Esta hipótese considera as lajes infinitamente rígidas no seu plano, garantindo um comportamento mais real da estrutura no tocante aos deslocamentos horizontais.

Os resultados obtidos neste estudo dependem sempre da área bruta da seção transversal dos elementos, sem consideração da presença de armaduras neles. Portanto não há necessidade de se configurar ou discutir as propriedades do aço.

4.2 CARGAS APLICADAS NA ESTRUTURA

A seguir estão descritas as cargas que foram consideradas na estrutura, assim como as combinações das ações realizadas pelo próprio *software*.

4.2.1 Cargas verticais

As cargas verticais foram estimadas com base na NBR 6120 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980). Elas podem ser divididas em cargas permanentes e variáveis. As permanentes consideradas foram:

- a) peso próprio de todos os elementos da estrutura;
- b) carga adicional de 200 kgf/m² (aproximadamente 2 kN/m²) distribuída nas lajes, devido ao peso de elementos construtivos fixos e instalações permanentes;
- c) carga adicional linear distribuída de 546 kgf/m em todas as vigas (internas e externas) equivalente a uma parede de alvenaria com espessura de 15 cm, altura de 280 cm e peso de 1300 kgf/m³, sem consideração de aberturas para janelas ou portas.

As cargas variáveis verticais consideradas foram:

- d) carga acidental no valor de 200 kgf/m² (aproximadamente 2 kN/m²), distribuída nas lajes representando o valor mínimo indicado pela NBR 6120 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980, p. 3) para edifícios residenciais. As cargas acidentais são decorrentes da ação de pessoas, móveis ou utensílios.

4.2.2 Cargas horizontais

As cargas horizontais impostas na estrutura são decorrentes da ação do vento, que é considerada uma ação variável. Elas são estimadas pelo próprio Eberick de acordo com a NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988) através da seguinte equação da referida norma:

$$F_a = C_a q A_e \quad \text{equação 17}$$

Sendo:

F_a : a força de arrasto, componente da força devida ao vento na direção do vento;

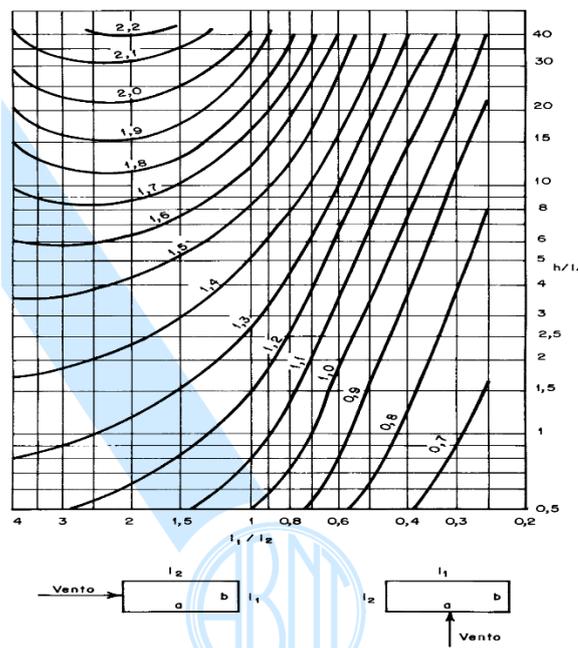
C_a : o coeficiente de arrasto;

q : a pressão dinâmica do vento;

A_e : a área frontal efetiva, a área da projeção ortogonal da edificação sobre um plano perpendicular à direção do vento;

A força de arrasto (F_a) é a força do vento em cada pavimento – no Eberick ela é dividida igualmente entre todos pilares do pavimento na forma de carga concentrada horizontal na direção e sentido do vento considerado na combinação. O coeficiente de arrasto (C_a) é obtido em cada direção através da Figura 19 para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência, a pressão dinâmica (q) é calculada de acordo com a equação 18 e a área frontal efetiva (A_e) é tomada como a área de contribuição de cada pavimento da fachada (altura de contribuição de cada pavimento pela largura da edificação perpendicular à direção do vento).

Figura 19 – Coeficiente de arrasto (C_a) para edificações paralelepédicas em vento de baixa turbulência



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 20)

$$q = 0,613V_k^2 \quad \text{equação 18}$$

Sendo:

V_k : a velocidade característica do vento, em m/s.

A velocidade característica do vento é obtida através da equação 19:

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad \text{equação 19}$$

Sendo:

V_0 : a velocidade básica do vento;

S_1 : o fator topográfico;

S_2 : o fator que considera a influência da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação ou parte da edificação em estudo, e de sua altura sobre o terreno;

S_3 : o fator baseado em conceitos probabilísticos;

A velocidade básica do vento (V_0) foi tomada para a cidade de Porto Alegre de acordo com o Anexo C da NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 46), sendo 45 m/s. O fator S_1 foi tomado como igual a 1, de acordo com item 5.2 da NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 5). O fator S_2 foi calculado automaticamente pelo *software* conforme equação 20. para uma classe de edificação B (quando até 15 pavimentos) e classe C de 20 a 30 pavimentos, e categoria III para todos os casos. O fator S_3 foi tomado como igual a 1, de acordo com item 5.4 da NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 10).

$$S_2 = b \cdot F_r \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad \text{equação 20}$$

Sendo:

b: parâmetro meteorológico encontrado na Figura 20;

p: parâmetro meteorológico encontrado na Figura 20;

F_r : fator de rajada encontrado na Figura 20, sempre correspondente à categoria II;

z: altura acima do nível geral do terreno, em m.

Figura 20 – Parâmetros meteorológicos

Tabela 1 - Parâmetros meteorológicos

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

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 9)

A Figura 21 demonstra como as considerações acima citadas são feitas dentro do *software*. O nível do solo está considerado em 100 cm pois no lançamento das estruturas foi considerado um “pavimento baldrame” de 100 cm, partindo do topo das fundações (estas indeslocáveis, considerando apoio engastado) até o topo das vigas de baldrame. Na figura a opção “Entre 20 e 50 m” refere-se à classe B de edificação, para a classe C deve-se selecionar a opção “Maior que 50 m”.

Figura 21 – Configurações para cálculo das cargas de vento no Eberick

The image shows two windows from the Eberick software. The left window, 'Configurações de Vento', contains settings for wind velocity (45 m/s), application direction (X and Y checked), topography (radio buttons for various cases, with 'Demais casos' selected), and building parameters (level 100 cm, horizontal/vertical dimension 'Entre 20 e 50 m', terrain category III, and statistical factor S3 with 'Edificações para hotéis e residências' selected). The right window, 'Forças devido ao vento', shows a table of wind forces and options for drag coefficient calculation (checked) and turbulence (Baixa). The table lists various building parts with their dimensions, levels, and resulting forces.

	Pavimento	Fachada X (cm)	Fachada Y (cm)	Nível (cm)	S2	Coef. Arrasto X	Coef. Arrasto Y	Força X (tf)	Força Y (tf)
1	Cobertura	2400.00	3000.00	1600.00	0.96	0.98	1.07	4.06	5.58
2	Tipo 4	2400.00	3000.00	1300.00	0.94	0.98	1.07	7.82	10.75
3	Tipo 3	2400.00	3000.00	1000.00	0.91	0.98	1.07	7.36	10.11
4	Tipo 2	2400.00	3000.00	700.00	0.87	0.98	1.07	6.73	9.25
5	Térreo	2400.00	3000.00	400.00	0.80	0.98	1.07	5.70	7.83
6	Baldrame	2400.00	3000.00	100.00	0.38	0.98	1.07	0.63	0.87
7									
8									

(fonte: elaborado pelo autor)

O efeito do desaprumo em uma estrutura – tratada no item 11.3.4.1 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 54) como “imperfeições globais” — é considerado no Eberick como uma ação permanente indireta nas 4 direções (X positivo e negativo e Y positivo e negativo). Na Guia de Conteúdo do *software* (ALTOQUI TECNOLOGIA EM INFORMÁTICA LTDA., 2013) é possível consultar a metodologia empregada. Ela se baseia no:

[...] no equilíbrio de uma barra em sua posição deslocada, bem semelhante aos critérios utilizados no processo P-Delta. Supondo que a uma barra sujeita a um esforço axial V é aplicado um ângulo θ , são necessárias cargas horizontais H para equilibrar os momentos gerados. Da mesma forma, cargas fictícias podem ser aplicadas à estrutura para simular o acréscimo devido ao desaprumo da edificação.

Na mesma Guia de Conteúdo também fica claro que as imperfeições globais têm menos influência do que o vento em estruturas mais altas conforme o seguinte parágrafo:

Os efeitos das imperfeições globais sobre uma estrutura diminuem na medida em que a altura do edifício aumenta. Essa afirmativa deixa de ser verdadeira quando está se tratando do vento, que se torna cada vez mais significativo para pórticos com várias

prumadas. Por conta disto, pode-se desprezar o desvio acidental global em edifícios altos, onde os esforços de vento serão sempre superiores e conseqüentemente mais desfavoráveis. Quanto menor o número de pavimentos, contudo, o desaprumo deverá ser considerado.

4.2.3 Combinação de ações

As combinações de ações geradas pelo Eberick se dividem em combinações últimas para verificação do ELU e combinações de serviço para verificação do ELS. Elas estão definidas na NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014).

Os coeficientes de ponderação e fatores de combinação, tratados na equação 21 e equação 22, são apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 – Coeficientes de ponderação e fatores de combinação considerados

Ação	Coeficientes de ponderação		Fatores de combinação			
	Desfavorável	Favorável	ψ_0	ψ_1	ψ_2	
Peso próprio (G1)	1,30	1,00	-	-	-	
Adicional (G2)	1,40	1,00	-	-	-	
Ações permanentes	Desaprumo X+ (D1)	1,20	1,00	-	-	-
	Desaprumo X- (D2)	1,20	1,00	-	-	-
	Desaprumo Y+ (D3)	1,20	1,00	-	-	-
	Desaprumo Y- (D4)	1,20	1,00	-	-	-
Ações variáveis	Acidental (Q)	1,40	-	0,70	0,60	0,40
	Vento X+ (V1)	1,40	-	0,60	0,30	0,00
	Vento X- (V2)	1,40	-	0,60	0,30	0,00
	Vento Y+ (V3)	1,40	-	0,60	0,30	0,00
	Vento Y- (V4)	1,40	-	0,60	0,30	0,00

(fonte: elaborado pelo autor)

4.2.3.1 Combinações últimas

As combinações últimas são determinadas conforme equação 21.

$$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \Psi_{0j} \cdot F_{qjk}) \quad \text{equação 21}$$

Sendo:

F_d : valor de cálculo das ações para combinação última;

γ_g : coeficiente de ponderação das ações permanentes no ELU;

F_{gk} : ações permanentes diretas;

γ_q : coeficiente de ponderação das ações variáveis no ELU;

F_{q1k} : valor característico da ação variável principal;

Ψ_{0j} : fator de redução de combinação para as ações variáveis diretas secundárias;

F_{qjk} : valor característico das ações variáveis secundárias.

4.2.3.2 Combinações de serviço

Para as combinações de serviço foram consideradas as combinações frequentes de serviço (recomendada pela norma para verificações de estados-limites de deformações excessivas decorrentes da ação do vento), conforme equação 22.

$$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + \Psi_1 \cdot F_{q1k} + \Sigma \Psi_{2j} \cdot F_{qjk} \quad \text{equação 22}$$

Sendo:

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

F_{gik} : ações permanentes;

Ψ_1 : fator de redução de combinação frequente para ELS;

Ψ_2 : fator de redução de combinação quase permanente para ELS.

4.3 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Para os dados de entrada das dimensões das seções no *software* foi realizado um pré-dimensionamento dos elementos estruturais conforme literatura pesquisada. Os métodos empregados estão subdivididos por elemento e descritos nas seções a seguir.

4.3.1 Vigas

Para o pré-dimensionamento das vigas foi seguido o recomendado como dimensões econômicas por Giongo (2007, p. 58). Ele sugere a equação 23 para vigas internas e a equação 24 para as vigas externas. A dimensão da base das vigas foi fixada em 20 cm.

$$\frac{L}{13} \leq h \leq \frac{L}{11} \quad \text{equação 23}$$

$$\frac{L}{11} \leq h \leq \frac{L}{9} \quad \text{equação 24}$$

Sendo:

L: vão livre da viga;

h: altura da seção transversal da viga.

Como a planta da estrutura é regular, simétrica e os vãos das vigas (eixo a eixo) alternam apenas entre 6 e 8 m o pré-dimensionamento das vigas pode ser resumido na Tabela 2.

Tabela 2 – Pré-dimensionamento das vigas

Vigas Internas			Vigas Externas		
L (m)	coef.	h (m)	L (m)	coef.	h (m)
6	13	0,46	6	11	0,55
6	11	0,55	6	9	0,67
8	13	0,62	8	11	0,73
8	11	0,73	8	9	0,89

(fonte: elaborado pelo autor)

Analisados os resultados obtidos na Tabela 2 optou-se pela utilização de uma altura de 80 cm para as vigas externas com vão de 8 m, 70 cm para as vigas internas com vão de 8 m; 60 cm para as externas com vão de 6 metros e 50 cm para as internas com vão de 6 m.

4.3.2 Pilares

Definiu-se que as seções dos pilares sejam padronizadas a cada 5 andares. Em outras palavras, as seções se alteram a cada 5 andares para resistir a crescente carga gravitacional juntamente com o aumento da altura da estrutura. Nas estruturas com 5 pavimentos, não há mudança nas seções; nas estruturas com 10 pavimentos, há apenas uma mudança na seção de cada pilar; nas estruturas com 15 pavimentos, há duas mudanças na seção de cada pilar e assim sucessivamente

até as estruturas com 30 pavimentos, em que as seções mudam cinco vezes ao longo da prumada de cada pilar. Essa padronização é comum na prática de engenharia a fim de se evitar muitas mudanças nas dimensões dos elementos (tornar o projeto muito complexo e detalhado pode acarretar em erros de execução) e para possibilitar o reaproveitamento de formas.

Para o pré-dimensionamento dos pilares utilizou-se a metodologia sugerida por Pinheiro, Muzardo e Santos (2003) conforme a equação 25.

$$A_c = \frac{30 \times \alpha \times A \times (n + 0,7)}{f_{ck} + 0,01 \times (69,2 - f_{ck})} \quad \text{equação 25}$$

Sendo:

A_c : área da seção transversal de concreto, em cm^2 ;

α : coeficiente que leva em conta as excentricidades da carga, tomado como 1,3 para pilares internos, 1,5 para pilares de extremidade e 1,8 para pilares de canto;

A : área de influência do pilar, definida pela geometria formada pelo contorno das lajes e por retas que passam pela mediatriz dos segmentos de retas que unem pilares adjacentes, em m^2 ;

n : número de pavimentos-tipo;

f_{ck} : resistência característica à compressão do concreto, em kN/cm^2 .

Através da equação 25, sabendo que o concreto foi definido com f_{ck} de 35MPa e determinando em planta as áreas de influência de cada pilar, foi possível montar a Tabela 3, que apresenta as dimensões dos pilares utilizadas neste trabalho. Para definição da base (b) e altura (h) da seção transversal de cada pilar, optou-se por dimensões múltiplas de 5 e que a altura fosse, aproximadamente, o dobro da base.

Tabela 3 – Pré-dimensionamento dos pilares pelo método de Pinheiro, Muzardo e Santos (2003)

n	Pilar	α	Área de influência (m ²)	Ac necessária (cm ²)	Seção Transversal		Ac real (cm ²)
					base b (cm)	altura h (cm)	
5	Interno	1,3	48	2.567	40	65	2.600
5	Extremidade	1,5	24	1.481	30	50	1.500
5	Canto	1,8	12	889	25	40	1.000
10	Interno	1,3	48	4.818	50	100	5.000
10	Extremidade	1,5	24	2.780	40	70	2.800
10	Canto	1,8	12	1.668	30	60	1.800
15	Interno	1,3	48	7.070	60	120	7.200
15	Extremidade	1,5	24	4.079	50	85	4.250
15	Canto	1,8	12	2.447	35	70	2.450
20	Interno	1,3	48	9.322	70	135	9.450
20	Extremidade	1,5	24	5.378	55	100	5.500
20	Canto	1,8	12	3.227	45	75	3.375
25	Interno	1,3	48	11.573	80	145	11.600
25	Extremidade	1,5	24	6.677	60	115	6.900
25	Canto	1,8	12	4.006	45	90	4.050
30	Interno	1,3	48	13.825	85	165	14.025
30	Extremidade	1,5	24	7.976	65	125	8.125
30	Canto	1,8	12	4.786	50	100	5.000

(fonte: elaborado pelo autor)

Apenas para efeito de comparação, também foi realizado um pré-dimensionamento usando a metodologia indicada por Giongo (2007, p. 64-70). Para tal, foi considerada utilização de aço CA-50 como armadura longitudinal numa taxa de 0,8% e uma carga distribuída uniforme nos pavimentos de 12 kN/m². A partir disso pode-se obter a Tabela 4.

Tabela 4 – Pré-dimensionamento dos pilares pelo método de Giongo (2007), apenas para efeito de comparação

n	Pilar	α	Área de influência (m ²)	Carga total (kN)	Carga total * α (kN)	Taxa de armadura	Tensão Ideal (kN/cm ²)	Ac necessária (cm ²)	Seção Transversal		Ac real (cm ²)
									b (cm)	h (cm)	
5	Interno	1,8	48	3.283	5.910	0,8%	2,46	2.406	35	70	2.450
5	Extremidade	2,2	24	1.642	3.612	0,8%	2,46	1.471	30	50	1.500
5	Canto	2,5	12	821	2.052	0,8%	2,46	836	25	35	875
10	Interno	1,8	48	6.163	11.094	0,8%	2,46	4.517	50	95	4.750
10	Extremidade	2,2	24	3.082	6.780	0,8%	2,46	2.761	40	70	2.800
10	Canto	2,5	12	1.541	3.852	0,8%	2,46	1.569	30	55	1.650
15	Interno	1,8	48	9.043	16.278	0,8%	2,46	6.628	60	115	6.900
15	Extremidade	2,2	24	4.522	9.948	0,8%	2,46	4.051	50	85	4.250
15	Canto	2,5	12	2.261	5.652	0,8%	2,46	2.301	35	70	2.450
20	Interno	1,8	48	11.923	21.462	0,8%	2,46	8.739	70	125	8.750
20	Extremidade	2,2	24	5.962	13.116	0,8%	2,46	5.341	55	100	5.500
20	Canto	2,5	12	2.981	7.452	0,8%	2,46	3.034	40	80	3.200
25	Interno	1,8	48	14.803	26.646	0,8%	2,46	10.850	75	145	10.875
25	Extremidade	2,2	24	7.402	16.284	0,8%	2,46	6.631	60	115	6.900
25	Canto	2,5	12	3.701	9.252	0,8%	2,46	3.767	45	85	3.825
30	Interno	1,8	48	17.683	31.830	0,8%	2,46	12.961	85	155	13.175
30	Extremidade	2,2	24	8.842	19.452	0,8%	2,46	7.921	65	125	8.125
30	Canto	2,5	12	4.421	11.052	0,8%	2,46	4.500	50	95	4.750

(fonte: elaborado pelo autor)

Uma rápida análise comparando as tabelas acima, permite perceber que o método de Pinheiro, Muzardo e Santos (2003) é relativamente conservador quando comparado com Giongo (2007). Mesmo arbitrando uma taxa de aço pequena, de 0,8%, a área de concreto necessária para os pilares no método de Giongo (2007) se mostrou sempre inferior à necessária no método de Pinheiro, Muzzardo e Santos (2003).

É fato que as dimensões estimadas para os pilares afetam os resultados obtidos neste trabalho, uma vez que influenciam na rigidez global da estrutura. Segundo Pereira (2015, p. 124) o método de Pinheiro, Muzardo e Santos tende a superestimar as seções dos pilares quando comparadas com as seções provenientes do dimensionamento realizado pelo Eberick ou quando comparadas com as seções de outros métodos de pré-dimensionamento – conforme trabalho citado. Dessa forma, pode-se dizer que o método adotado neste estudo tende, por si só, a gerar uma estrutura relativamente mais rígida e estável do que poderia se obter com outros métodos de pré-dimensionamento.

4.3.3 Paredes de concreto armado

Para definição das dimensões utilizadas nas paredes de concreto armado (tanto nos núcleos centrais quanto nas paredes junto à fachada) foram arbitradas dimensões compatíveis com o layout proposto (comprimentos de 6 ou 8 m) com uma espessura fixada em 20 cm. Optou-se por manter constante a seção transversal das paredes de concreto armado ao longo de toda altura dos edifícios. As dimensões e configurações das paredes poderão ser melhor compreendidas e visualizadas a partir da página 63.

4.3.4 Lajes

Para o pré-dimensionamento das lajes foi tomada a recomendação de Giongo (2007, p. 58) para lajes armadas em ambas as direções, ou seja, com a relação entre os vãos efetivos maior e menor sendo inferior a 2 – que é o caso de todas as lajes deste estudo. Essa recomendação está apresentada na equação 26.

$$\frac{L_{menor}}{50} \leq h \leq \frac{L_{menor}}{40} \quad \text{equação 26}$$

Sendo:

L_{menor} : vão teórico menor da laje;

h: espessura da laje.

Utilizando 6 m como o vão teórico menor, conclui-se que a laje deve ter entre 12 e 15 cm de espessura. Neste estudo, foi adotado uma espessura de 15 cm para todas as lajes.

4.4 LAYOUT DAS ESTRUTURAS

A definição das estruturas analisadas foi feita com intuito de não haver interferências nos resultados dos cálculos dos parâmetros α e do coeficiente γ_z , como explica Wordell (2003, p. 33):

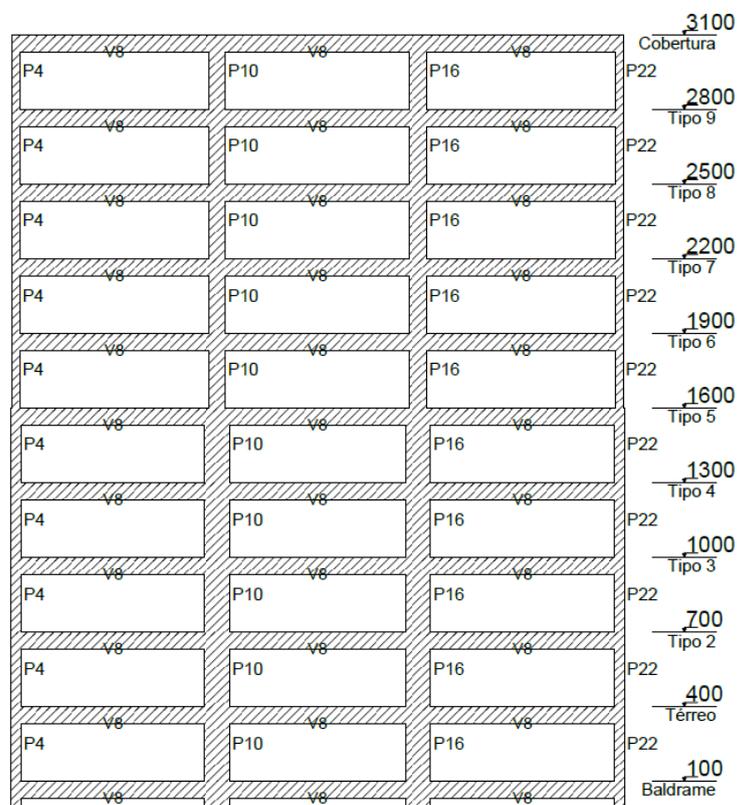
Em edifícios com pavimentos na forma de L em planta, ou com o centro de rigidez deslocado em relação ao centro da estrutura, ou, ainda, quando não existir um eixo de

simetria aplicável simultaneamente à estrutura e aos carregamentos, podem surgir giros relativos entre os pavimentos. Estes giros podem prejudicar os resultados dos cálculos do parâmetro γ_z .

Dessa forma, as estruturas definidas têm uma planta-baixa simétrica em relação aos dois eixos ortogonais – exceto nos modelos 3 e 4, com núcleo central em U, que, como será visto adiante, acaba causando torção global na estrutura. Também foi considerada toda a edificação com apenas um pavimento tipo, não havendo alterações arquitetônicas entre os andares. Somente se altera as dimensões dos pilares a cada 5 pavimentos.

As distâncias entre os eixos dos pilares e vigas na direção X é de 6 m e na direção Y de 8 m. A distância entre topo das vigas foi adotada em 3 m. Abaixo do térreo adotou-se um “pavimento baldrame” de 1 m de altura, com vigas de baldrame e pilares com apoios engastados na base – sem lajes neste pavimento ou no pavimento térreo. Para os pilares e as vigas do nível baldrame foram adotadas as dimensões dos pilares e vigas do pavimento térreo. Para facilitar o entendimento é apresentado um corte típico da estrutura com 10 pavimentos na Figura 22. Nesta figura é possível também perceber a mudança de seção dos pilares.

Figura 22 – Corte esquemático do edifício de 10 pavimentos contraventado exclusivamente por pórticos



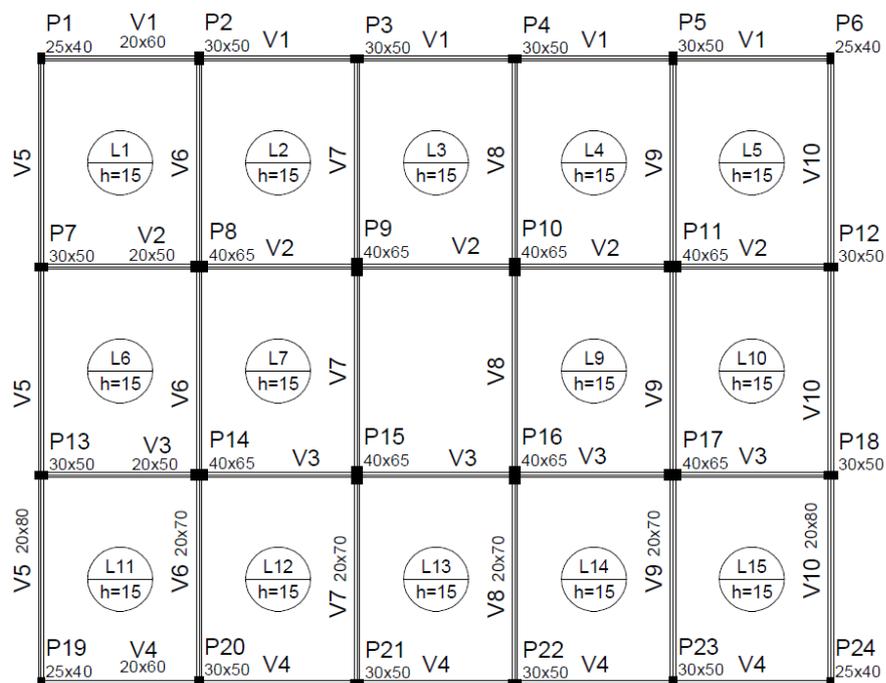
(fonte: elaborado pelo autor)

Foram analisados 5 “modelos” de contraventamento distintos descritos a seguir. Na sequência são apresentadas as plantas de forma de cada um destes sistemas. O pavimento escolhido para representação nas próximas figuras foi a cobertura, portanto são mostrados os pilares com menores dimensões possíveis nas estruturas. Percebe-se também que a laje central foi desconsiderada, pois na configuração 2 não é possível adicionar uma laje interna à seção do pilar (o núcleo central foi modelado como um pilar vazado), então optou-se por eliminar esta laje em todas configurações a fim de se uniformizar os carregamentos nas estruturas propostas.

- a) modelo 1: pórticos rígidos (Figura 23);
- b) modelo 2: núcleo central, considerado como um pilar com seção retangular vazada (Figura 24);
- c) modelo 3: núcleo central, considerado como um pilar com seção U, com abertura na direção X (Figura 25);
- d) modelo 4: núcleo central, considerado como um pilar com seção U, com abertura na direção Y (Figura 26);
- e) modelo 5: paredes de concreto armado nas fachadas (Figura 27).

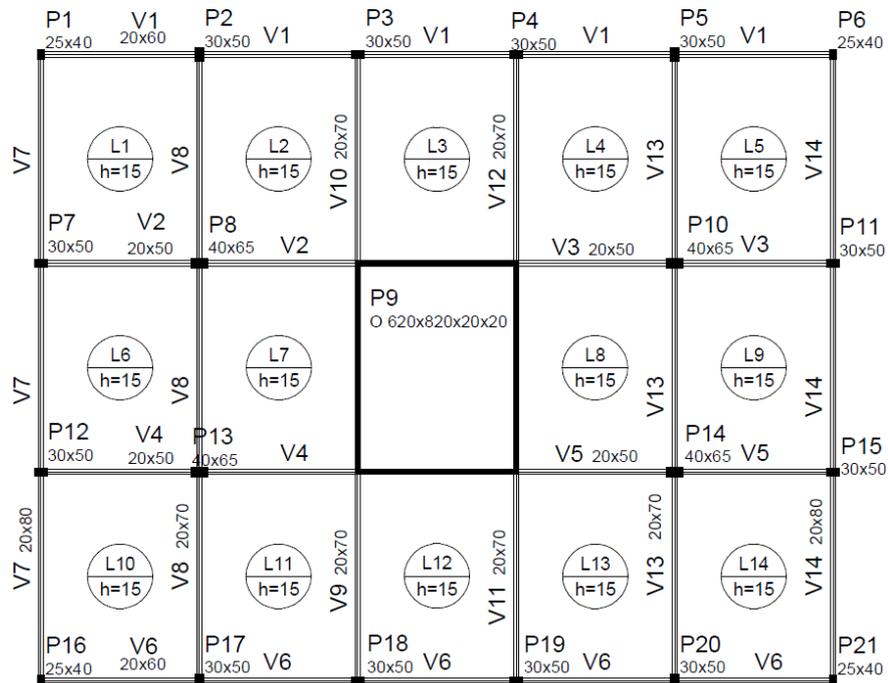
As fundações não serão consideradas, assim como qualquer outra interação entre o solo e a estrutura.

Figura 23 – Planta de forma da cobertura, edifício contraventado por pórticos rígidos (modelo 1)



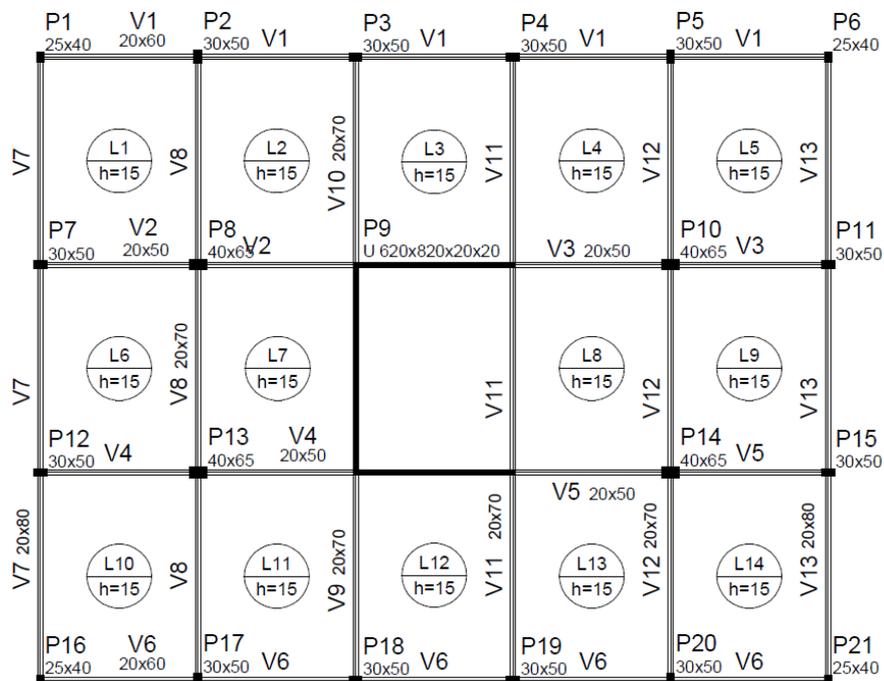
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 24 – Planta de forma da cobertura, edifício contraventado por núcleo central, considerado como um pilar com seção retangular vazada (modelo 2)



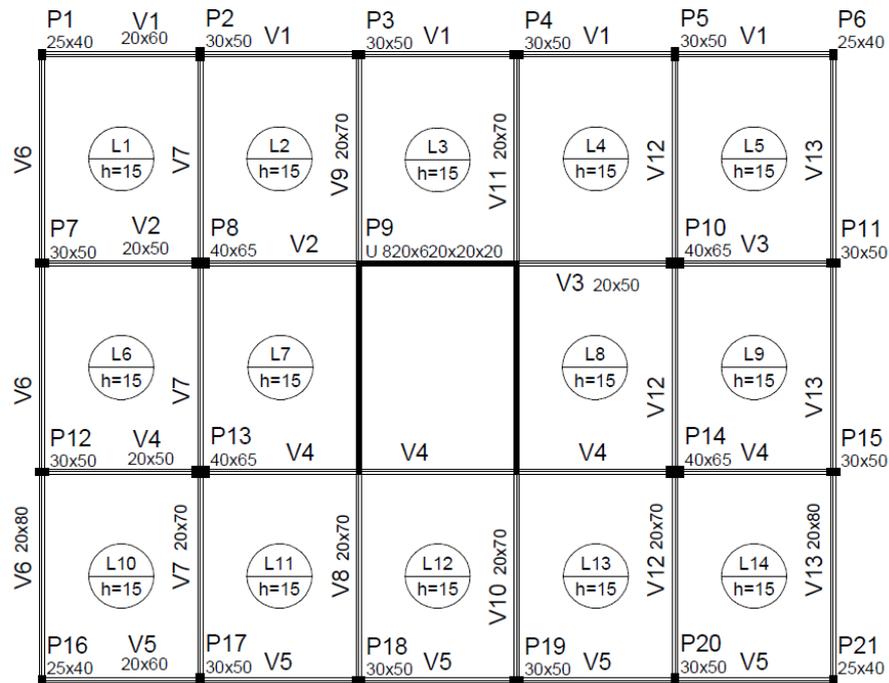
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 25 – Planta de forma da cobertura, edifício contraventado por núcleo central, considerado como um pilar com seção U, com abertura na direção X (modelo 3)



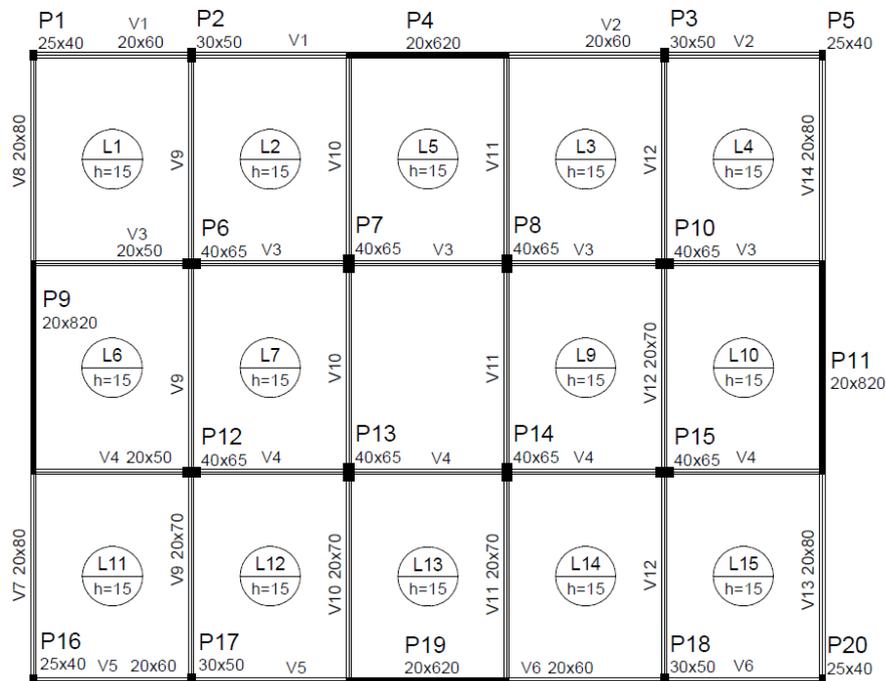
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 26 – Planta de forma da cobertura, edifício contraventado por núcleo central, considerado como um pilar com seção U, com abertura na direção Y (modelo 4)



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 27 – Planta de forma da cobertura, edifício contraventado por paredes de concreto armado nas fachadas (Modelo 5)



(fonte: elaborado pelo autor)

5 COLETA DOS DADOS

Este capítulo tem como objetivo apresentar a forma de obtenção dos resultados do *software* e qual procedimento realizado com eles para obtenção dos parâmetros, quando necessário. Como exemplo, são apresentados, neste capítulo, os resultados detalhados obtidos para o modelo 1 com 30 pavimentos. No capítulo seguinte os resultados são apresentados para todas situações de forma resumida.

5.1.1 Coeficiente γ_z

A obtenção do coeficiente γ_z se dá de forma “direta” através do Eberick. Após modelagem da estrutura – e todas demais definições já mencionadas – roda-se a análise estática linear da estrutura. A análise é realizada da seguinte maneira, conforme AltoQI Tecnologia em Informática Ltda. (2013):

- os painéis de lajes são montados e calculados, de acordo com o processo que estiver configurado;
- as reações das lajes são transmitidas às vigas onde estas se apoiam;
- é montado o pórtico espacial da estrutura, recebendo o carregamento calculado pelas lajes;
- o pórtico é processado e os esforços solicitantes são utilizados para o detalhamento dos elementos estruturais;
- a análise estrutural é feita pelo método matricial da rigidez direta, cujo objetivo é determinar os efeitos das ações na estrutura para que possam ser feitas as verificações dos estados limites últimos e de utilização. Os resultados da análise, basicamente, são os deslocamentos nodais, os esforços internos e as reações nos vínculos de apoio.

Uma vez concluída esta análise, são gerados diversos relatórios da estrutura. Entre eles tem-se o relatório da estabilidade global. Neste relatório são apresentadas quatro tabelas. Elas são apresentadas a seguir e são referentes ao modelo 1 (contraventamento exclusivamente composto por pórticos) para a estrutura com 30 pavimentos.

A primeira tabela gerada no relatório apresenta os resultados da análise estática linear para a combinação que apresenta o maior valor de γ_z na direção X. Ou seja, o resultado mais crítico quanto a estabilidade global da estrutura. Ela pode ser vista na Tabela 5. Nela são apresentadas

as alturas de cada pavimento com relação a base da edificação, a soma das cargas verticais atuantes no pavimento, as cargas de vento calculadas para ambas direções e os deslocamentos médios que acontecem no pavimento para a combinação considerada. Na parte superior da tabela é apresentada a qual combinação ela é relativa.

Tabela 5 – Resultado da análise estática linear na direção X para a combinação mais crítica, modelo 1 com 30 pavimentos

Eixo X (1,3G1+1,4G2+1,4Q+0,84V1)						
Pavimento	Altura	Carga	Carga		Desloc,	
	Relativa	Vertical	Horizontal (tf)		Horizontal (cm)	
	(cm)	(tf)	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
Cobertura	9.100	1.054,63	6,29	8,44	21,63	0,00
Tipo 29	8.800	1.054,63	12,51	16,78	21,50	0,00
Tipo 28	8.500	1.054,63	12,41	16,65	21,30	0,00
Tipo 27	8.200	1.054,63	12,30	16,51	21,01	0,00
Tipo 26	7.900	1.054,63	12,20	16,36	20,62	0,00
Tipo 25	7.600	1.085,19	12,09	16,22	20,16	0,00
Tipo 24	7.300	1.085,19	11,97	16,07	19,67	0,00
Tipo 23	7.000	1.085,19	11,86	15,91	19,14	0,00
Tipo 22	6.700	1.085,19	11,74	15,75	18,55	0,00
Tipo 21	6.400	1.085,19	11,61	15,58	17,90	0,00
Tipo 20	6.100	1.124,59	11,48	15,41	17,19	0,00
Tipo 19	5.800	1.125,08	11,35	15,22	16,45	0,00
Tipo 18	5.500	1.125,08	11,21	15,04	15,67	0,00
Tipo 17	5.200	1.125,08	11,06	14,84	14,85	0,00
Tipo 16	4.900	1.125,08	10,91	14,63	13,98	0,00
Tipo 15	4.600	1.147,91	10,75	14,42	13,08	0,00
Tipo 14	4.300	1.147,91	10,58	14,19	12,15	0,00
Tipo 13	4.000	1.147,91	10,40	13,95	11,20	0,00
Tipo 12	3.700	1.147,91	10,21	13,70	10,22	0,00
Tipo 11	3.400	1.147,91	10,00	13,42	9,21	0,00
Tipo 10	3.100	1.179,47	9,79	13,13	8,19	0,00
Tipo 9	2.800	1.179,47	9,55	12,82	7,16	0,00
Tipo 8	2.500	1.179,47	9,30	12,47	6,13	0,00
Tipo 7	2.200	1.179,47	9,01	12,10	5,11	0,00
Tipo 6	1.900	1.179,47	8,70	11,67	4,11	0,00
Tipo 5	1.600	1.212,21	8,34	11,19	3,16	0,00
Tipo 4	1.300	1.212,21	7,92	10,62	2,28	0,00
Tipo 3	1.000	1.212,21	7,40	9,93	1,48	0,00
Tipo 2	700	1.212,21	6,72	9,01	0,80	0,00
Térreo	400	1.212,21	5,60	7,51	0,29	0,00
Baldrame	100	358,98	0,61	0,82	0,02	0,00

(fonte: elaborado pelo autor)

No mesmo relatório, uma tabela com as mesmas informações é apresentada para a direção Y, conforme Tabela 6.

Tabela 6 – Resultado da análise estática linear na direção Y para a combinação mais crítica, modelo 1 com 30 pavimentos

Pavimento	Eixo Y (1,3G1+1,4G2+1,4Q+0,84V3)					
	Altura Relativa (cm)	Carga Vertical (tf)	Carga Horizontal (tf)		Desloc. Horizontal (cm)	
			Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
Cobertura	9.100	1.054,63	6,29	8,44	0,03	22,22
Tipo 29	8.800	1.054,63	12,51	16,78	0,03	22,08
Tipo 28	8.500	1.054,63	12,41	16,65	0,03	21,85
Tipo 27	8.200	1.054,63	12,30	16,51	0,03	21,54
Tipo 26	7.900	1.054,63	12,20	16,36	0,03	21,14
Tipo 25	7.600	1.085,19	12,09	16,22	0,03	20,66
Tipo 24	7.300	1.085,19	11,97	16,07	0,03	20,18
Tipo 23	7.000	1.085,19	11,86	15,91	0,03	19,65
Tipo 22	6.700	1.085,19	11,74	15,75	0,03	19,07
Tipo 21	6.400	1.085,19	11,61	15,58	0,03	18,43
Tipo 20	6.100	1.124,59	11,48	15,41	0,03	17,73
Tipo 19	5.800	1.125,08	11,35	15,22	0,02	17,01
Tipo 18	5.500	1.125,08	11,21	15,04	0,02	16,25
Tipo 17	5.200	1.125,08	11,06	14,84	0,01	15,45
Tipo 16	4.900	1.125,08	10,91	14,63	0,01	14,60
Tipo 15	4.600	1.147,91	10,75	14,42	0,00	13,71
Tipo 14	4.300	1.147,91	10,58	14,19	0,00	12,79
Tipo 13	4.000	1.147,91	10,40	13,95	0,00	11,84
Tipo 12	3.700	1.147,91	10,21	13,70	0,00	10,86
Tipo 11	3.400	1.147,91	10,00	13,42	0,00	9,85
Tipo 10	3.100	1.179,47	9,79	13,13	0,00	8,81
Tipo 9	2.800	1.179,47	9,55	12,82	0,00	7,76
Tipo 8	2.500	1.179,47	9,30	12,47	0,00	6,70
Tipo 7	2.200	1.179,47	9,01	12,10	0,00	5,63
Tipo 6	1.900	1.179,47	8,70	11,67	0,00	4,58
Tipo 5	1.600	1.212,21	8,34	11,19	0,00	3,56
Tipo 4	1.300	1.212,21	7,92	10,62	0,00	2,59
Tipo 3	1.000	1.212,21	7,40	9,93	0,00	1,70
Tipo 2	700	1.212,21	6,72	9,01	0,00	0,93
Térreo	400	1.212,21	5,60	7,51	0,00	0,34
Baldrame	100	358,98	0,61	0,82	0,00	0,02

(fonte: elaborado pelo autor)

A próxima tabela no relatório de estabilidade global apresenta os valores calculados de $M_{1,tot,d}$ (momento de tombamento de cálculo) e $\Delta M_{tot,d}$ (momento de 2ª ordem de cálculo). Esses valores

são obtidos conforme explicado na página 32 deste trabalho, utilizando como base os valores calculados na Tabela 5 e na Tabela 6. Com estes valores de momento é possível calcular o coeficiente γ_z . Juntamente é apresentado o valor limite de γ_z , que classifica a estrutura como de nós deslocáveis ou de nós fixos. A tabela é apresentada abaixo.

Tabela 7 – Momento de tombamento, de 2ª ordem e γ_z para ambas direções para o modelo 1 com 30 pavimentos

	Coeficiente Gama-Z	
	Eixo X	Eixo Y
Momento de tombamento de cálculo (tf.m)	15.565,76	20.886,61
Momento de 2a ordem de cálculo (tf.m)	4.133,13	4.306,29
Gama-Z	1,36	1,26
Valor limite	1,10	

(fonte: elaborado pelo autor)

Por fim, é apresentada no relatório de estabilidade global a Tabela 8. Nela podem ser vistos os momentos de cálculo e o γ_z para cada uma das combinações últimas consideradas na estrutura. Em **negrito** é apresentado os valores mais elevados de γ_z .

Tabela 8 – Momentos de cálculo e coeficiente γ_z para cada uma das combinações últimas consideradas, modelo 1 com 30 pavimentos

Combinação	Gama-Z por Combinação					
	Momento de tombamento de cálculo (tf.m)		Momento de 2a ordem de cálculo (tf.m)		Gama-Z	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
1,3G1+1,4G2+0,98Q+1,4V1	25.942,93	34.811,02	6.532,62	0,00	1,34	1,00
1,3G1+1,4G2+0,98Q+1,4V2	25.942,93	34.811,02	6.532,62	0,00	1,34	1,00
1,3G1+1,4G2+0,98Q+1,4V3	25.942,93	34.811,02	4,01	6.809,93	1,00	1,24
1,3G1+1,4G2+0,98Q+1,4V4	25.942,93	34.811,02	4,01	6.809,93	1,00	1,24
1,3G1+1,4G2+1,4Q+0,84V1	15.565,76	20.886,61	4.133,13	0,00	1,36	1,00
1,3G1+1,4G2+1,4Q+0,84V2	15.565,76	20.886,61	4.133,13	0,00	1,36	1,00
1,3G1+1,4G2+1,4Q+0,84V3	15.565,76	20.886,61	4,55	4.306,29	1,00	1,26
1,3G1+1,4G2+1,4Q+0,84V4	15.565,76	20.886,61	4,55	4.306,29	1,00	1,26
1,3G1+1,4G2+1,4V1	25.942,93	34.811,02	5.709,35	0,00	1,28	1,00
1,3G1+1,4G2+1,4V2	25.942,93	34.811,02	5.709,35	0,00	1,28	1,00
1,3G1+1,4G2+1,4V3	25.942,93	34.811,02	2,88	5.953,06	1,00	1,21
1,3G1+1,4G2+1,4V4	25.942,93	34.811,02	2,88	5.953,06	1,00	1,21
G1+G2+0,98Q+1,4V1	25.942,93	34.811,02	5.083,52	0,00	1,24	1,00
G1+G2+0,98Q+1,4V2	25.942,93	34.811,02	5.083,52	0,00	1,24	1,00
G1+G2+0,98Q+1,4V3	25.942,93	34.811,02	2,47	5.299,96	1,00	1,18
G1+G2+0,98Q+1,4V4	25.942,93	34.811,02	2,47	5.299,96	1,00	1,18
G1+G2+1,4Q+0,84V1	15.565,76	20.886,61	3.262,93	0,00	1,27	1,00
G1+G2+1,4Q+0,84V2	15.565,76	20.886,61	3.262,93	0,00	1,27	1,00
G1+G2+1,4Q+0,84V3	15.565,76	20.886,61	2,90	3.400,31	1,00	1,19
G1+G2+1,4Q+0,84V4	15.565,76	20.886,61	2,90	3.400,31	1,00	1,19
G1+G2+1,4V1	25.942,93	34.811,02	4.260,51	0,00	1,20	1,00
G1+G2+1,4V2	25.942,93	34.811,02	4.260,51	0,00	1,20	1,00
G1+G2+1,4V3	25.942,93	34.811,02	1,60	4.443,10	1,00	1,15
G1+G2+1,4V4	25.942,93	34.811,02	1,60	4.443,10	1,00	1,15

(fonte: elaborado pelo autor)

O interesse do engenheiro projetista está na situação em que o γ_z tem seu valor mais elevado, mostrando a situação com “menor estabilidade global” da estrutura. Dessa forma, o procedimento aqui descrito foi realizado para todas as estruturas propostas deste trabalho, mas serão apresentados para elas somente os resultados críticos.

5.1.2 Deslocamentos horizontais

Da mesma forma que para a estabilidade global, após rodada a análise da estrutura, o próprio *software* gera um relatório de deslocamentos horizontais. Nele existem duas tabelas que são apresentadas abaixo e que foram retiradas da análise do modelo 1 (contraventamento exclusivamente composto por pórticos) para a estrutura com 30 pavimentos.

A primeira tabela pode ser visualizada na Tabela 9. Ela contém a altura da edificação da base ao topo; o deslocamento limite no topo da edificação calculado conforme a Tabela 13.3 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 77) sendo ele

$H/1700$, em que H é a altura total da edificação; o deslocamento característico, que é o deslocamento médio no topo da edificação sob ação exclusivamente do vento na direção considerada (sem peso próprio ou quaisquer outras cargas); o fator de redução de combinação frequente Ψ_1 , que já foi apresentado na Tabela 1 deste trabalho; e o deslocamento frequente que é a multiplicação do deslocamento característico por Ψ_1 . O valor do deslocamento frequente é o que deve ser comparado com o deslocamento limite. Os valores negativos na tabela indicam apenas o sentido do deslocamento.

Tabela 9 – Deslocamentos horizontais calculados no topo da estrutura, modelo 1 com 30 pavimentos

Verificações	Deslocamentos Horizontais			
	X+	X-	Y+	Y-
Altura total da edificação (cm)			9.100	
Deslocamento limite (cm)			5,35	
Deslocamento característico (cm)	25,71	-25,71	26,45	-26,45
ψ_1	0,30	0,30	0,30	0,30
Deslocamento freqüente (cm)	7,71	-7,71	7,94	-7,94

(fonte: elaborado pelo autor)

A Tabela 10 também é apresentada no relatório dos deslocamentos horizontais. Ela segue a mesma metodologia da tabela anterior, entretanto tem como objetivo a verificação dos deslocamentos entre os pavimentos. Nela são apresentados a altura de cada pavimento com relação ao pavimento anterior; os deslocamentos frequentes no topo de cada pavimento; a diferença entre o deslocamento frequente do pavimento inferior com o pavimento considerado e o valor de deslocamento limite conforme a Tabela 13.3 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 77) sendo ele $H_i/850$, em que H_i é o desnível entre o pavimento considerado e o anterior.

Tabela 10 – Deslocamentos horizontais entre dois pavimentos consecutivos, modelo 1 com 30 pavimentos

Pavimento	Altura (cm)	Deslocamento freqüente (cm)				Diferença (cm)				Limite (cm)
		X+	X-	Y+	Y-	X+	X-	Y+	Y-	
Cobertura	300	7,71	-7,71	7,94	-7,94	0,05	-0,05	0,05	-0,05	0,35
Tipo 29	300	7,67	-7,67	7,88	-7,88	0,07	-0,07	0,08	-0,08	0,35
Tipo 28	300	7,59	-7,59	7,80	-7,80	0,10	-0,10	0,11	-0,11	0,35
Tipo 27	300	7,49	-7,49	7,69	-7,69	0,14	-0,14	0,14	-0,14	0,35
Tipo 26	300	7,35	-7,35	7,55	-7,55	0,17	-0,17	0,17	-0,17	0,35
Tipo 25	300	7,19	-7,19	7,38	-7,38	0,17	-0,17	0,17	-0,17	0,35
Tipo 24	300	7,01	-7,01	7,21	-7,21	0,19	-0,19	0,19	-0,19	0,35
Tipo 23	300	6,82	-6,82	7,02	-7,02	0,21	-0,21	0,21	-0,21	0,35
Tipo 22	300	6,61	-6,61	6,81	-6,81	0,23	-0,23	0,23	-0,23	0,35
Tipo 21	300	6,38	-6,38	6,58	-6,58	0,25	-0,25	0,25	-0,25	0,35
Tipo 20	300	6,13	-6,13	6,33	-6,33	0,26	-0,26	0,26	-0,26	0,35
Tipo 19	300	5,87	-5,87	6,08	-6,08	0,28	-0,28	0,27	-0,27	0,35
Tipo 18	300	5,59	-5,59	5,80	-5,80	0,29	-0,29	0,29	-0,29	0,35
Tipo 17	300	5,30	-5,30	5,52	-5,52	0,31	-0,31	0,30	-0,30	0,35
Tipo 16	300	4,99	-4,99	5,22	-5,22	0,32	-0,32	0,32	-0,32	0,35
Tipo 15	300	4,67	-4,67	4,90	-4,90	0,33	-0,33	0,33	-0,33	0,35
Tipo 14	300	4,34	-4,34	4,57	-4,57	0,34	-0,34	0,34	-0,34	0,35
Tipo 13	300	4,00	-4,00	4,23	-4,23	0,35	-0,35	0,35	-0,35	0,35
Tipo 12	300	3,65	-3,65	3,88	-3,88	0,36	-0,36	0,36	-0,36	0,35
Tipo 11	300	3,29	-3,29	3,52	-3,52	0,37	-0,37	0,37	-0,37	0,35
Tipo 10	300	2,92	-2,92	3,15	-3,15	0,37	-0,37	0,37	-0,37	0,35
Tipo 9	300	2,56	-2,56	2,77	-2,77	0,37	-0,37	0,38	-0,38	0,35
Tipo 8	300	2,19	-2,19	2,39	-2,39	0,36	-0,36	0,38	-0,38	0,35
Tipo 7	300	1,82	-1,82	2,01	-2,01	0,36	-0,36	0,38	-0,38	0,35
Tipo 6	300	1,47	-1,47	1,63	-1,63	0,34	-0,34	0,36	-0,36	0,35
Tipo 5	300	1,13	-1,13	1,27	-1,27	0,32	-0,32	0,34	-0,34	0,35
Tipo 4	300	0,81	-0,81	0,93	-0,93	0,29	-0,29	0,32	-0,32	0,35
Tipo 3	300	0,53	-0,53	0,61	-0,61	0,24	-0,24	0,28	-0,28	0,35
Tipo 2	300	0,28	-0,28	0,33	-0,33	0,18	-0,18	0,21	-0,21	0,35
Térreo	300	0,10	-0,10	0,12	-0,12	0,10	-0,10	0,11	-0,11	0,35
Baldrame	100	0,01	-0,01	0,01	-0,01	0,01	-0,01	0,01	-0,01	0,12

(fonte: elaborado pelo autor)

Neste item foram apresentadas as tabelas referentes ao modelo 1 com 30 pavimentos. O mesmo processo foi realizado para todas as 30 estruturas e pode-se encontrar o resumo deles no capítulo dos resultados.

5.1.3 Parâmetro de instabilidade α

Ao contrário do coeficiente γ_z e dos deslocamentos, o Eberick não gera automaticamente um relatório contendo os parâmetros de instabilidade α da estrutura. Provavelmente devido ao seu próprio desuso e maior uso do coeficiente γ_z nos últimos anos. Também pode-se citar o fato de, em teoria, o parâmetro α apenas ser válido para estruturas reticuladas e simétricas, o que, de

forma geral, não acontece no cotidiano de um escritório de cálculo estrutural. Portanto, teve-se de utilizar as metodologias a seguir descritas para o cálculo de α .

Primeiramente, é necessário aplicar algum método para determinação da rigidez ($E_{cs}I_c$) da estrutura – uma vez que os outros dois valores necessários para calcular α são de simples obtenção. Conforme Araújo (2009), é possível determinar a rigidez equivalente EI_{eq} de um edifício através da aplicação da uma carga horizontal concentrada no seu topo e medindo seu deslocamento horizontal. Feito isso, deve-se utilizar a equação 27 para obter a rigidez equivalente da estrutura.

$$EI_{eq} = \frac{F_H \cdot h_{tot}^3}{3U} \quad \text{equação 27}$$

Sendo:

EI_{eq} : rigidez equivalente do edifício, em kN.m²;

F_H : força horizontal aplicada no topo da edificação na direção considerada, em kN;

h_{tot} : altura total da edificação, em m;

U : deslocamento medido no topo da edificação na direção considerada, em m.

De forma alternativa, pode-se aplicar uma carga horizontal distribuída uniformemente na face do edifício perpendicular à direção que se deseja obter a rigidez equivalente. Uma vez determinado o deslocamento horizontal, a rigidez equivalente é calculada através da equação 28.

$$EI_{eq} = \frac{p \cdot h_{tot}^4}{8U} \quad \text{equação 28}$$

Sendo:

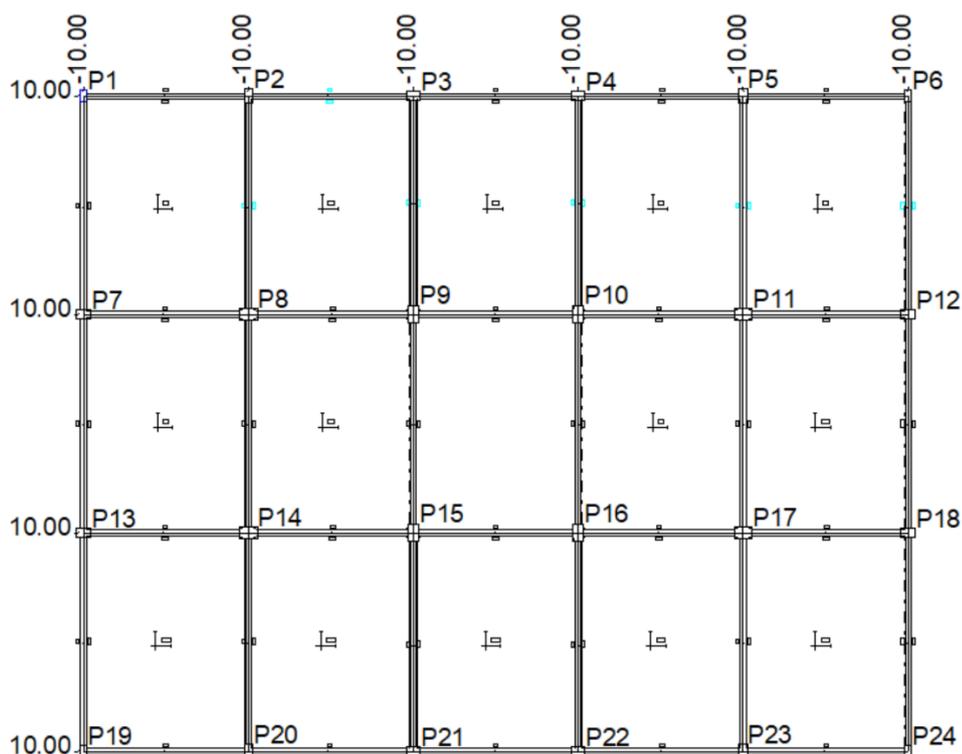
p : carga horizontal distribuída uniformemente na face da edificação na direção considerada, em kN/m.

Conforme Araújo (2009) as equações acima geram valores de EI_{eq} diferentes para uma mesma edificação e, segundo França⁵ (1985, apud Carmo, 1995, p. 44), a equação 28 resulta em valores de α um pouco maiores, ou seja, é um método um pouco mais conservador. Ele também afirma ser este o método mais “conveniente”, principalmente pelo fato das forças não se concentrarem apenas no topo da estrutura. Contudo, a metodologia da equação 27 – com cargas horizontais concentradas – foi adotada neste trabalho em função da praticidade de aplicação das cargas nos modelos.

Com isso, foram adicionadas cargas horizontais concentradas no topo dos pilares de cobertura (conforme Figura 28, retirada do modelo 1 com 30 pavimentos) e removidas as cargas de vento. As cargas adicionadas, com valor de 10 tf (aproximadamente 100 kN), foram aplicadas em ambas direções da edificação – entretanto as forças em direções diferentes não foram consideradas atuando simultaneamente pois os deslocamentos em uma determinada direção devem ser exclusivamente decorrentes das forças nesta mesma direção.

⁵ FRANÇA, R. L. S. Exemplo de cálculo do esforço de 2ª ordem em um edifício de concreto armado. In: REUNIÃO ANUAL DO IBRACON: Colóquio sobre Estabilidade Global das Estruturas de Concreto Armado, 1985, São Paulo. Anais... p. 22-26.

Figura 28 – Cargas horizontais concentradas no valor de 10 tf aplicadas nos nós das estruturas para cálculo da rigidez equivalente, modelo 1 com 30 pavimentos

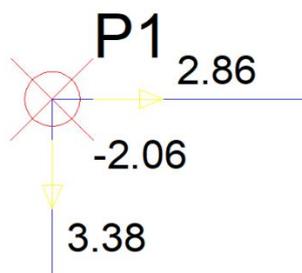


(fonte: elaborado pelo autor)

Como já mencionado no texto, as rigidezes dos elementos foram consideradas com seu valor integral (sem NLF) e as combinações foram configuradas para atuarem todas com seus valores característicos. Com o modelo configurado, rodou-se então análise estática linear. Com isso, é possível visualizar graficamente os deslocamentos característicos horizontais no topo de cada um dos pilares da cobertura. Para exemplificar, na Figura 29 estão apresentados os resultados de um único pilar apenas. Na figura são indicados os deslocamentos em centímetros na direção X, na direção Z e na direção Y – na ordem de cima para baixo.

O relatório de deslocamentos, explicado no item anterior, não pode ser utilizado neste caso, uma vez que nele são consideradas somente cargas de vento e não cargas adicionadas manualmente pelo usuário.

Figura 29 – Resultado gráfico dos deslocamentos no topo do pilar P1 da cobertura do modelo 1 com 30 pavimentos



(fonte: elaborado pelo autor)

Com o somatório dos valores das cargas horizontais na direção considerada (F_H), os deslocamentos horizontais característicos (U) e a altura total da edificação (h_{tot}), calcula-se a rigidez equivalente (EI_{eq}) com a equação 27. Em seguida, utilizando o somatório das cargas verticais com valor característico (N_k), calculado e fornecido pelo próprio Eberick, pode-se utilizar a equação 5 para determinar o valor de α na direção considerada. Este processo foi realizado tanto na direção X quanto em Y para cada estrutura – com auxílio de planilha de cálculo, apresentada na Tabela 11 – totalizando 60 valores de α que serão apresentados de forma resumida no capítulo dos resultados. Nesta tabela estão presentes os valores utilizados para todos as estruturas deste trabalho, ainda assim no capítulo dos resultados os valores de α serão novamente apresentados.

É válido comentar que para as edificações consideradas com 5 pavimentos, as cargas F_H tiveram seu valor aumentado para que gerassem deslocamentos U não nulos. Também se observou efeito de torção consideráveis nas estruturas dos modelos 3 e 4 em função da não simetria na direção da carga aplicada. Isso acabou gerando rotação nas lajes de cobertura e deslocamentos com valores distintos no topo dos pilares. Por isso, foi utilizado então uma média aritmética dos deslocamentos nestes modelos.

Tabela 11 – Planilha de cálculo desenvolvida para determinação do parâmetro α , seguindo metodologia de J. M. Araújo (2009)

			Dados para o cálculo de α					
Número de Pavimentos			5	10	15	20	25	30
Altura total (m)			16	31	46	61	76	91
Modelo Estrutural	Direção							
Modelo 1	Nk (kN)	Z	41.360	81.580	123.420	165.990	209.860	255.019
	Fh (kN)	X	400	400	400	400	400	400
	Fh (kN)	Y	600	600	600	600	600	600
	Deslocamento (cm)	X	0,68	1,17	1,61	2,04	2,45	2,86
		Y	0,80	1,52	1,87	2,37	2,87	3,38
	Eieq (kN.m ²)	X	8,03E+07	3,39E+08	8,06E+08	1,48E+09	2,39E+09	3,51E+09
		Y	1,02E+08	3,92E+08	1,04E+09	1,92E+09	3,06E+09	4,46E+09
	α	X	0,36	0,48	0,57	0,65	0,71	0,78
		Y	0,32	0,45	0,50	0,57	0,63	0,69
	Modelo 2	Nk (kN)	Z	41.873	82.430	124.270	166.680	210.030
Fh (kN)		X	4000	400	400	400	400	400
Fh (kN)		Y	6000	600	600	600	600	600
Deslocamento (cm)		X	0,42	0,24	0,58	0,98	1,40	1,81
		Y	0,41	0,25	0,62	1,09	1,59	2,12
Eieq (kN.m ²)		X	1,30E+09	1,66E+09	2,24E+09	3,09E+09	4,18E+09	5,55E+09
		Y	2,00E+09	2,38E+09	3,14E+09	4,16E+09	5,52E+09	7,11E+09
α		X	0,09	0,22	0,34	0,45	0,54	0,62
		Y	0,07	0,18	0,29	0,39	0,47	0,54
Modelo 3		Nk (kN)	Z	41.620	80.900	123.462	165.600	208.670
	Fh (kN)	X	400	400	400	400	400	400
	Fh (kN)	Y	6000	600	600	600	600	600
	Deslocamento (cm)	X	0,23	1,10	2,24	3,37	4,43	5,41
		Y	0,94	0,285	0,69	1,17	1,68	2,21
	Eieq (kN.m ²)	X	2,37E+08	3,61E+08	5,79E+08	8,98E+08	1,32E+09	1,86E+09
		Y	8,76E+08	2,09E+09	2,82E+09	3,88E+09	5,23E+09	6,82E+09
	α	X	0,21	0,46	0,67	0,83	0,96	1,06
		Y	0,11	0,19	0,30	0,40	0,48	0,55
	Modelo 4	Nk (kN)	Z	41.639	81.945	123.540	165.705	208.810
Fh (kN)		X	4000	400	400	400	400	400
Fh (kN)		Y	600	600	600	600	600	600
Deslocamento (cm)		X	0,55	0,26	0,62	1,03	1,44	1,86
		Y	0,14	0,75	1,67	2,69	3,71	4,7
Eieq (kN.m ²)		X	1,00E+09	1,53E+09	2,11E+09	2,95E+09	4,06E+09	5,40E+09
		Y	5,85E+08	7,94E+08	1,17E+09	1,69E+09	2,37E+09	3,21E+09
α		X	0,10	0,23	0,35	0,46	0,54	0,62
		Y	0,13	0,31	0,47	0,60	0,71	0,81
Modelo 5		Nk (kN)	Z	41.760	81.147	123.374	165.493	208.509
	Fh (kN)	X	300	300	300	300	300	300
	Fh (kN)	Y	1000	500	500	500	500	500
	Deslocamento (cm)	X	0,11	0,42	0,77	1,10	1,42	1,74
		Y	0,17	0,38	0,75	1,14	1,55	1,96
	Eieq (kN.m ²)	X	3,72E+08	7,09E+08	1,26E+09	2,06E+09	3,09E+09	4,33E+09
		Y	8,03E+08	1,31E+09	2,16E+09	3,32E+09	4,72E+09	6,41E+09
	α	X	0,17	0,33	0,45	0,55	0,62	0,69
		Y	0,12	0,24	0,35	0,43	0,51	0,57

(fonte: elaborado pelo autor)

6 RESULTADOS E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo serão apresentados os resultados obtidos para todas as estruturas propostas, de forma resumida, através de tabelas. Com elas pôde-se criar gráficos que refletem os comportamentos dos diferentes sistemas estruturais e compará-los entre si. Também serão apresentadas observações a respeito destes dados, indicando se condizem com os resultados esperados ou não.

6.1 Coeficiente γ_z

Os coeficientes γ_z calculados para ambas as direções nas 30 estruturas divididas em 5 modelos de contraventamento distintos podem ser visualizados na Tabela 12. Nela, os valores acima do limite 1,10 estão em negrito, indicando que a estrutura deve ser analisada como de nós móveis. As que não estão em negrito, ficam abaixo do valor 1,10 e podem ser consideradas como de nós fixos e, portanto, sem necessidade de consideração dos efeitos de 2º ordem. Foi aplicado uma escala de cor para facilitar a identificação dos valores mais elevados das estruturas, indicando maior instabilidade na direção considerada.

Os casos de carregamento que geraram os maiores valores do coeficiente γ_z calculados pelo Eberick foram sempre o seguinte: 1.3G1+1.4G2+1.4Q+0.84V. O caso de carregamento que gerou os próximos valores mais elevados de γ_z foi: 1.3G1+1.4G2+0.98Q+1.4V. Esse padrão pode ser observado pela Tabela 8, que se repete para todos os outros modelos com quaisquer números de pavimentos. Com isso confirma-se a ideia de que os carregamentos horizontais não têm influência na estabilidade da estrutura, enquanto os carregamentos verticais têm. Pois mesmo na combinação com maior coeficiente de majoração considerado para as cargas de vento o coeficiente γ_z calculado é inferior às combinações com maiores coeficientes de majoração para as cargas verticais.

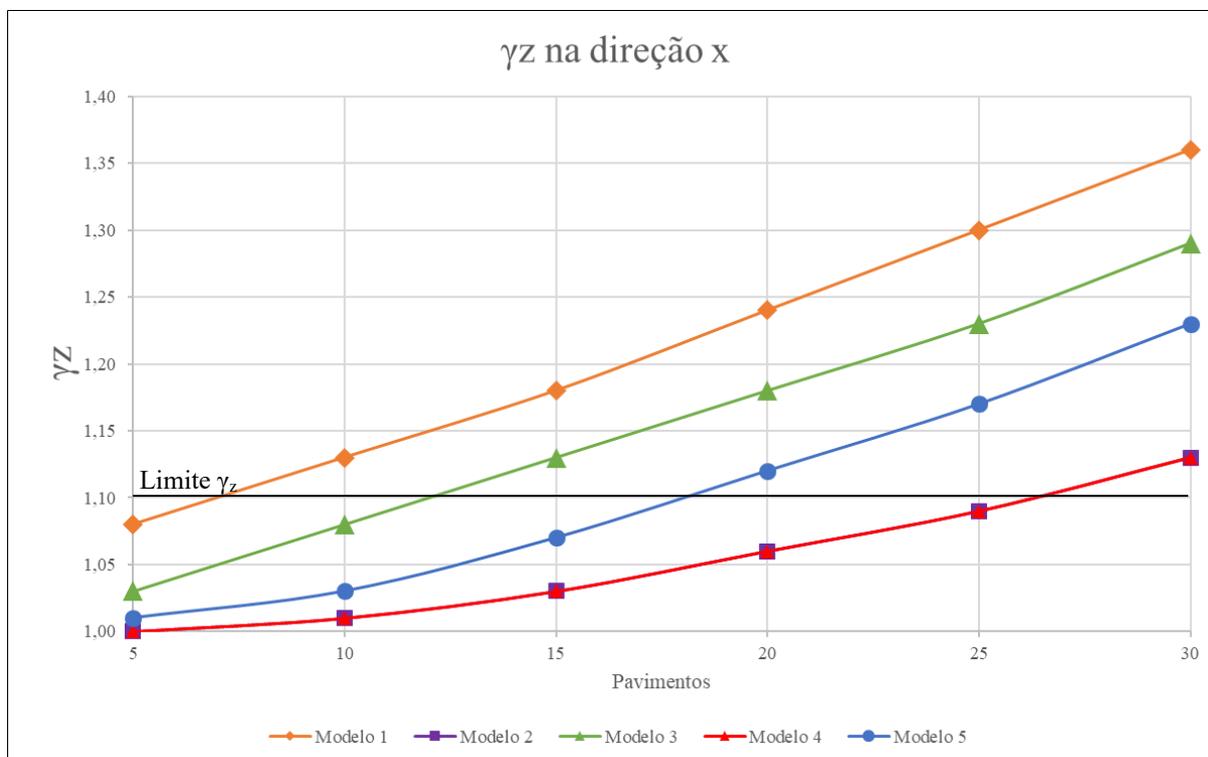
Vale também comentar que o valor encontrado para o modelo 1 no caso de 30 pavimentos está acima do limite de 1,30 recomendado como aceitável para as estruturas de edifício, indicando severa instabilidade lateral.

Tabela 12 – Coeficiente γ_z em ambas direções para as estruturas estudadas

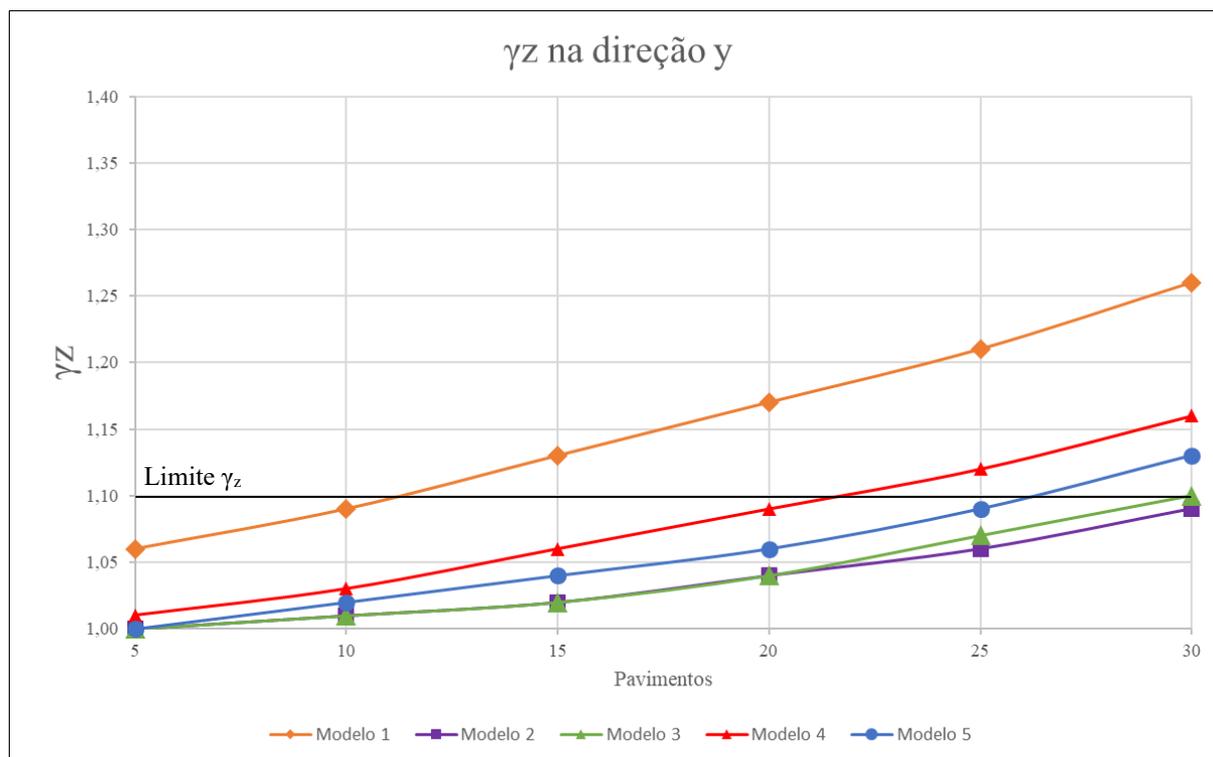
		Coeficiente γ_z					
Número de Pavimentos		5	10	15	20	25	30
Altura total (m)		16	31	46	61	76	91
Modelo Estrutural	Direção						
Modelo 1	X	1,08	1,13	1,18	1,24	1,30	1,36
	Y	1,06	1,09	1,13	1,17	1,21	1,26
Modelo 2	X	1,00	1,01	1,03	1,06	1,09	1,13
	Y	1,00	1,01	1,02	1,04	1,06	1,09
Modelo 3	X	1,03	1,08	1,13	1,18	1,23	1,29
	Y	1,00	1,01	1,02	1,04	1,07	1,10
Modelo 4	X	1,00	1,01	1,03	1,06	1,09	1,13
	Y	1,01	1,03	1,06	1,09	1,12	1,16
Modelo 5	X	1,01	1,03	1,07	1,12	1,17	1,23
	Y	1,00	1,02	1,04	1,06	1,09	1,13

(fonte: elaborado pelo autor)

Com os dados da Tabela 12 foram gerados dois gráficos relacionando o número de pavimentos das edificações com o valor de γ_z calculado para cada direção, conforme Figura 30 e Figura 31.

Figura 30 – Coeficientes γ_z na direção x

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 31 – Coeficientes γ_z na direção y

(fonte: elaborado pelo autor)

Analisando os gráficos, é possível perceber alguns comportamentos esperados. O modelo 1 sempre se apresentou como o modelo com maior grau de instabilidade. Percebe-se também que o layout proposto (a posição e direção dos pilares constituintes dos pórticos) possui maior estabilidade horizontal na direção Y, pois os valores de γ_z se mostraram inferiores na direção Y quando comparados com a direção X.

Também como esperado, o modelo 2 apresentou o maior grau de estabilidade dentre todos modelos. Explicitando o fato da associação dos pilares-parede trabalhando em conjunto como um núcleo central apresentar maior rigidez do que quando estes pilares não estão associados, o que é representado pelo modelo 5, com os pilares-parede (de mesma dimensão dos pilares-parede do núcleo) dispostos nas fachadas. Dessa forma, o modelo 5 sempre apresenta menor estabilidade quando comparado com o modelo 2

Já os modelos 3 e 4 representam um “meio termo” entre os modelos 1 e 2. Sendo o modelo 3 mais estável na direção Y e o modelo 4 na direção X. Ou seja, os modelos são mais estáveis na direção em que não apresentam abertura na seção do núcleo. Sendo que o modelo 3 apresenta praticamente a mesma estabilidade na direção Y que o modelo 2, e o modelo 4 apresenta praticamente a mesma estabilidade na direção X que o modelo 2. Quando os modelos 3 e 4 são

analisados na outra direção, ocorre uma significativa perda na estabilidade, apresentando os maiores valores de γ_z (apenas menores que os do modelo 1). Uma forma de ajudar a explicar esse comportamento dos modelos 3 e 4 é analisar os momentos de inércia da seção transversal dos núcleos centrais. Os valores dos momentos de inércia, com relação seu centro de massa, na direção em que “resistem” esforço do vento estão apresentados na Tabela 13. É possível perceber uma diferença bastante significativa na rigidez que o núcleo do modelo 3 apresenta com relação às diferentes direções do vento, sendo compreensível que o modelo apresente uma maior estabilidade quando submetido ao vento na direção Y. Percebe-se também que o modelo 2 apresenta um momento de inércia na direção X mais próximo ao modelo 4 e na direção Y mais próximo ao modelo 3, o que fica perceptível nos valores muito próximos calculados de γ_z destes modelos nestas direções.

Tabela 13 – Momentos de inércia das seções do núcleo dos modelos 2, 3 e 4; os momentos de inércia são os correspondentes ao vento na direção indicada

Núcleo	Vento na direção	Momento de Inércia (m ⁴)
Modelo 2	X	36,03
	Y	55,51
Modelo 3	X	16,57
	Y	47,60
Modelo 4	X	32,78
	Y	32,09

(fonte: elaborado pelo autor)

6.2 Parâmetro de instabilidade α

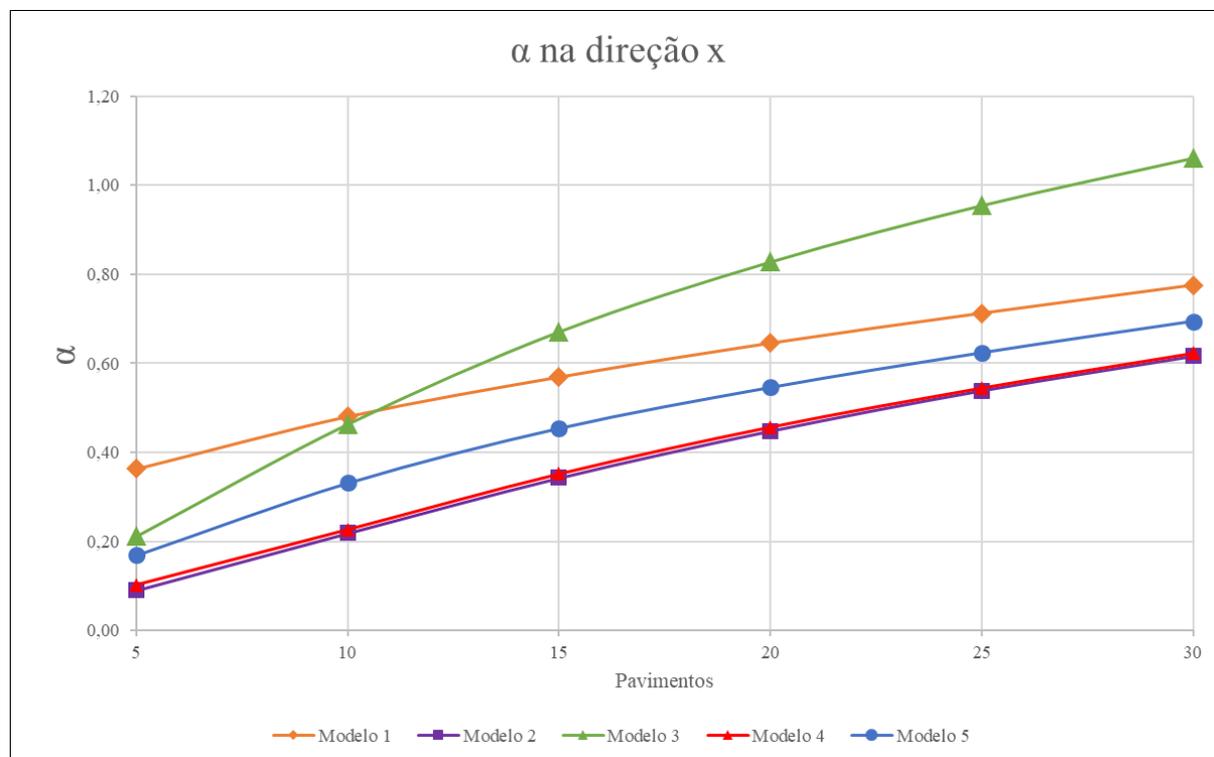
Os valores calculados de α para as estruturas propostas podem ser visualizados na Tabela 14. A tabela foi gerada de forma similar à tabela de γ_z . Entretanto, o valor limite para ser considerada uma estrutura de nós fixos é 0,50 para contraventamentos formados apenas por pórticos rígidos (modelo 1) e 0,60 para contraventamentos formados pela associação de pórticos com pilares parede (modelos 2, 3, 4 e 5). Dessa forma, os valores que passam do seu limite α_1 estão em negrito.

Tabela 14 – Parâmetro α em ambas direções para as estruturas estudadas

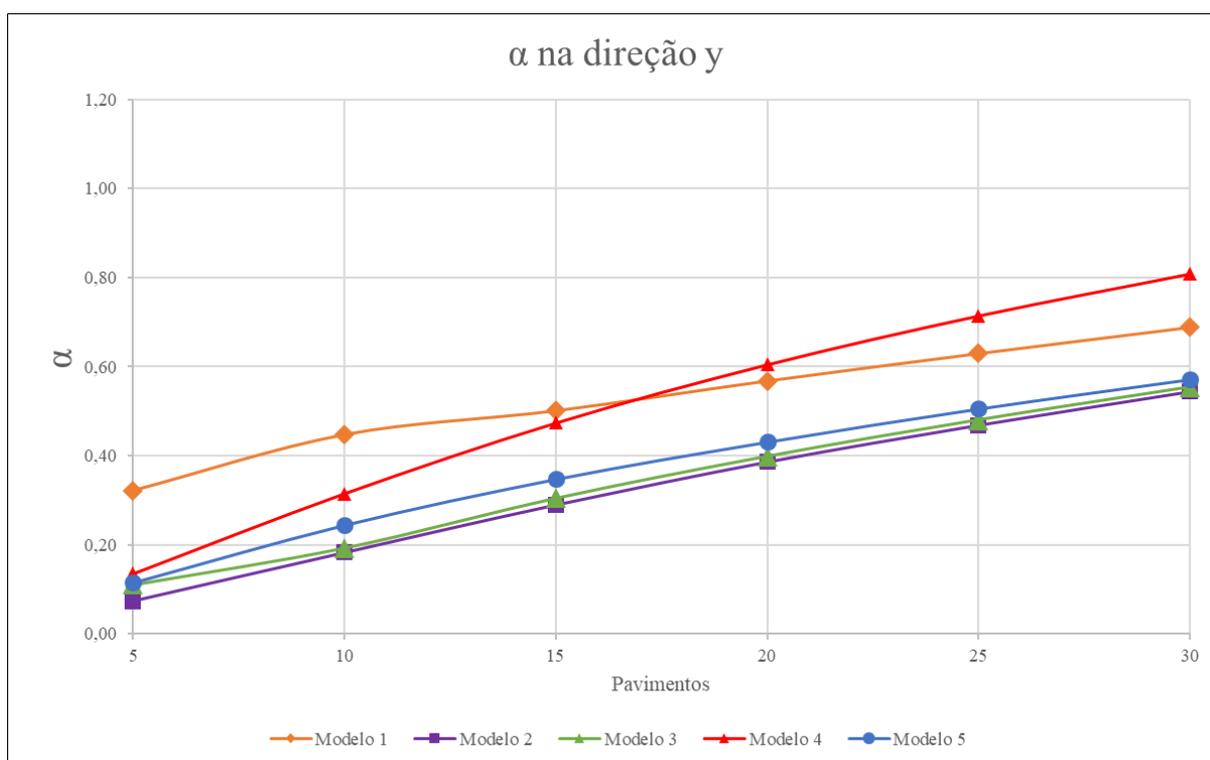
		Parametro α					
Número de Pavimentos		5	10	15	20	25	30
Altura total (m)		16	31	46	61	76	91
Modelo Estrutural	Direção						
Modelo 1	X	0,36	0,48	0,57	0,65	0,71	0,78
	Y	0,32	0,45	0,50	0,57	0,63	0,69
Modelo 2	X	0,09	0,22	0,34	0,45	0,54	0,62
	Y	0,07	0,18	0,29	0,39	0,47	0,54
Modelo 3	X	0,21	0,46	0,67	0,83	0,96	1,06
	Y	0,11	0,19	0,30	0,40	0,48	0,55
Modelo 4	X	0,10	0,23	0,35	0,46	0,54	0,62
	Y	0,13	0,31	0,47	0,60	0,71	0,81
Modelo 5	X	0,17	0,33	0,45	0,55	0,62	0,69
	Y	0,12	0,24	0,35	0,43	0,51	0,57

(fonte: elaborado pelo autor)

Com estes dados foram gerados dois gráficos, um para cada direção de vento considerada. Eles estão apresentados abaixo na Figura 32 e Figura 33.

Figura 32 – Parâmetros de instabilidade α na direção x

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 33 – Parâmetros de instabilidade α na direção y

(fonte: elaborado pelo autor)

As observações feitas para os modelos 1, 2 e 5 dos gráficos de γ_z podem ser replicadas para α . A grande diferença aparece nos modelos 3 e 4 nas direções X e Y, respectivamente. Eles apresentam um comportamento um pouco diferente do dos gráficos de γ_z . Para α , a rigidez que estes núcleos acrescentam nas direções citadas parece ter menos eficiência. Entretanto, o autor acredita que, como na verdade deve-se levar em conta que os valores de α do modelo 1 devem ser comparados com o limite 0,50 e os demais modelos com o limite 0,60, exista uma pequena “distorção” no gráfico. Fazendo com que na verdade, o modelo 1 possa ser considerado menos estável que todos demais modelos em ambas direções, afinal, para este modelo um α calculado de 0,55 – por exemplo – representa uma estrutura de nós móveis, enquanto que para os outros modelos este valor representaria ainda uma estrutura de nós fixos.

6.3 Deslocamentos

Na Tabela 15 estão representados os deslocamentos calculados no topo das estruturas juntamente com o deslocamento limite definido em norma. Aplicou-se também nesta tabela

uma escala de cor para facilitar a visualização dos maiores deslocamentos. Em negrito estão os deslocamentos acima dos deslocamentos limite calculados.

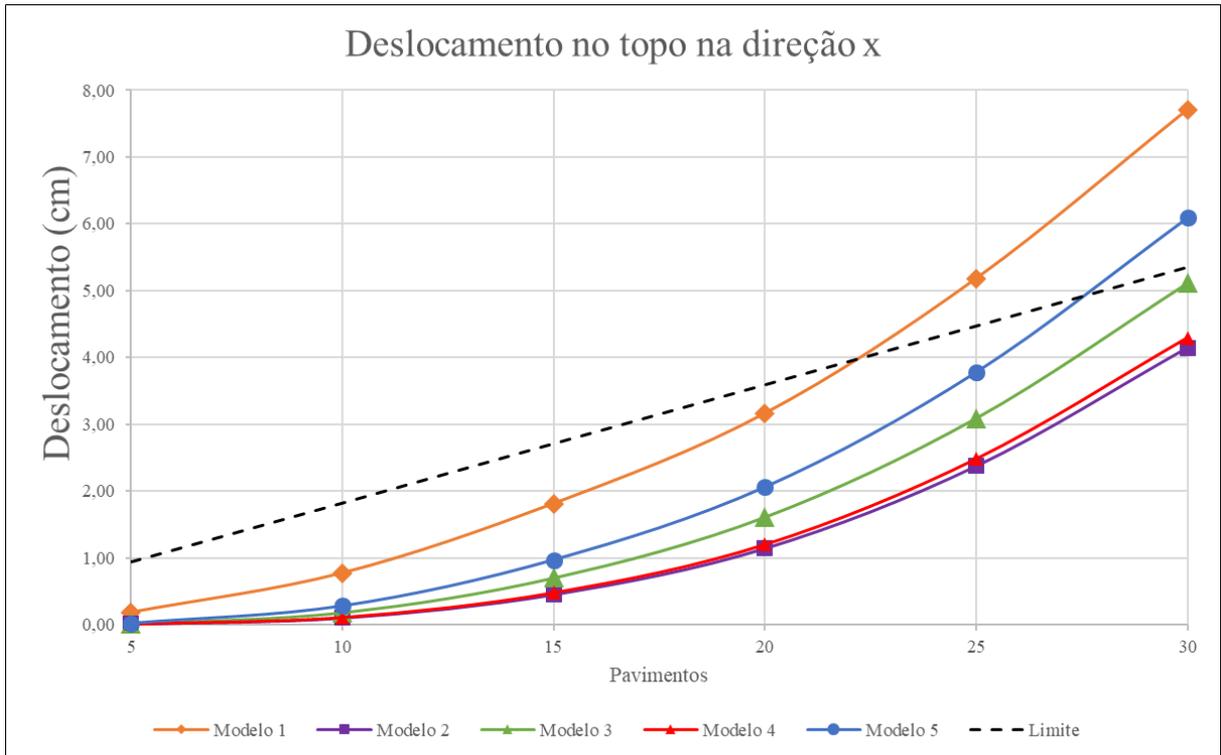
Tabela 15 – Deslocamento no topo em ambas direções para as estruturas estudadas

		Deslocamento no topo (cm)					
Número de Pavimentos		5	10	15	20	25	30
Altura total (m)		16	31	46	61	76	91
Modelo Estrutural	Direção						
Modelo 1	X	0,18	0,77	1,81	3,16	5,18	7,71
	Y	0,19	0,79	1,86	3,28	5,34	7,94
Modelo 2	X	0,01	0,10	0,45	1,14	2,37	4,14
	Y	0,01	0,09	0,42	1,10	2,31	4,10
Modelo 3	X	0,01	0,18	0,70	1,61	3,09	5,11
	Y	0,01	0,11	0,47	1,20	2,47	4,32
Modelo 4	X	0,01	0,11	0,48	1,20	2,48	4,29
	Y	0,01	0,14	0,59	1,45	2,86	4,86
Modelo 5	X	0,02	0,28	0,97	2,06	3,78	6,09
	Y	0,01	0,19	0,73	1,65	3,11	5,14
Deslocamento limite (NBR 6118)		0,94	1,82	2,71	3,59	4,47	5,35

(fonte: elaborado pelo autor)

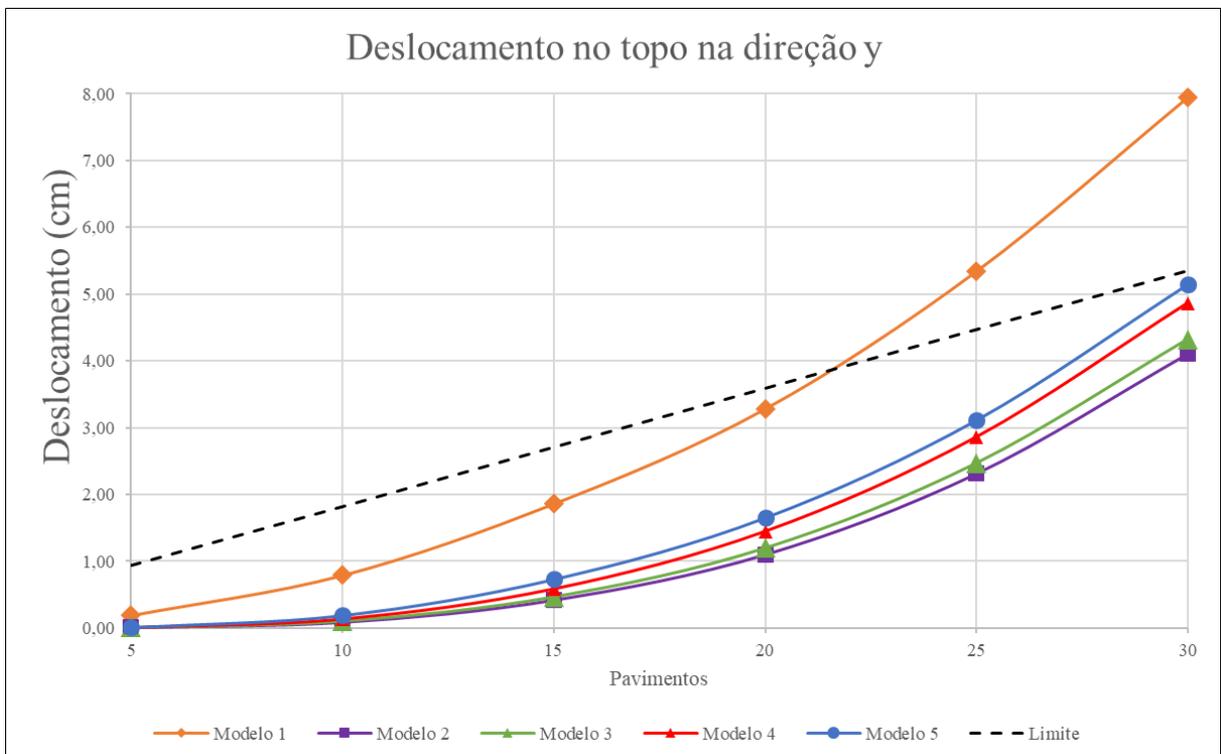
Com os dados da Tabela 15 foram gerados os gráficos apresentados na Figura 34 e na Figura 35.

Figura 34 – Deslocamentos no topo das edificações na direção x



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 35 – Deslocamentos no topo das edificações na direção y



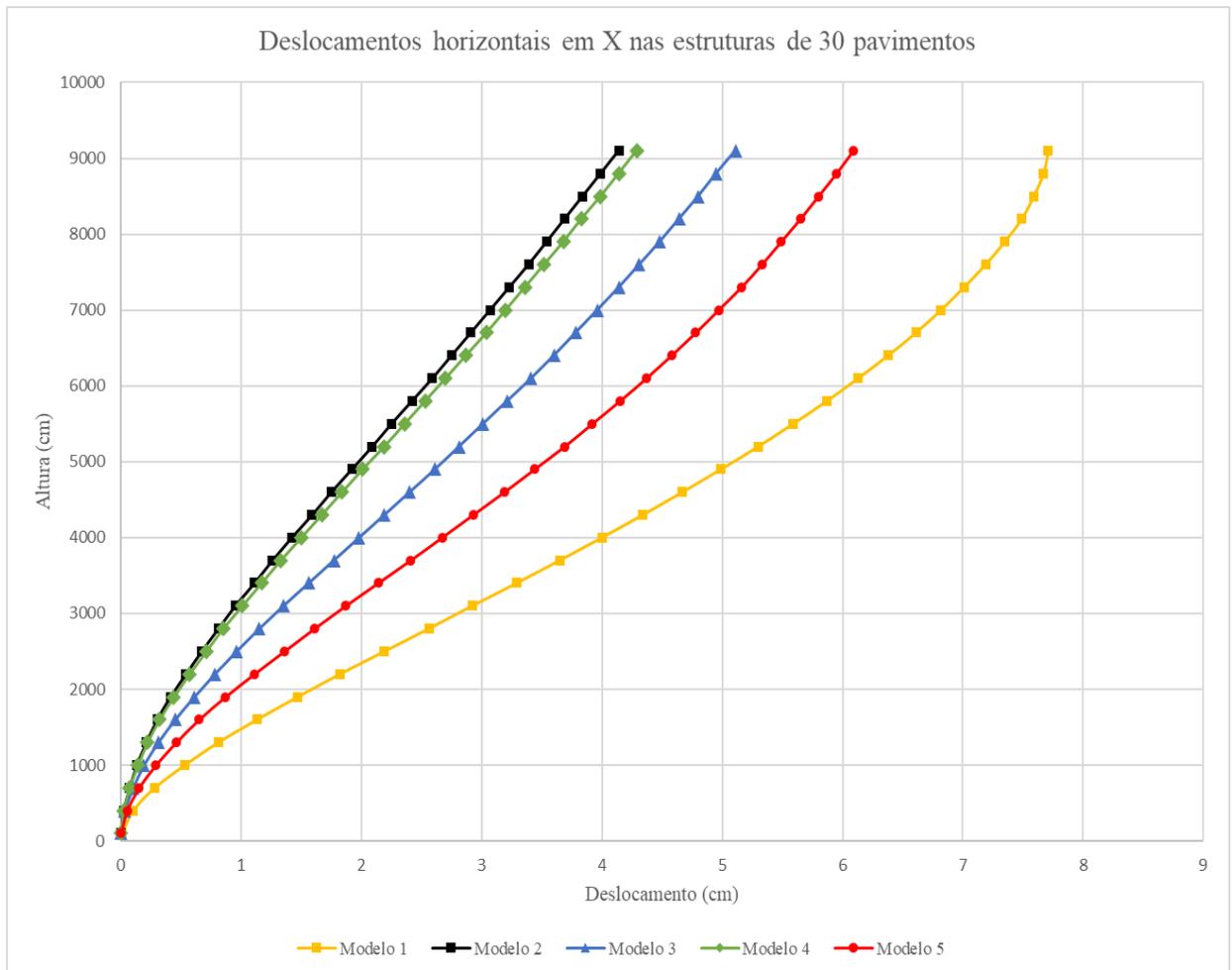
(fonte: elaborado pelo autor)

Os deslocamentos no topo da estrutura estão, de forma geral, dentro dos limites. Uma vez que dos 60 valores calculados apenas 5 estão acima do limite exigido pela norma. Fica claro que o modelo 1 é o que apresenta maiores deslocamentos, seguido do modelo 5, e o modelo 2 é o que apresenta os menores deslocamentos para ambas as direções. Já os modelos 3 e 4 apresentam comportamento semelhante ao modelo 2 quando o vento é considerado em sua direção de maior rigidez.

É importante lembrar que estes deslocamentos são calculados através da análise estática linear, sem considerar efeitos de 2ª ordem. Na verdade, os deslocamentos nas estruturas deveriam – quando a estrutura for classificada como de nós móveis – ser calculados considerando os esforços de 2ª ordem na estrutura.

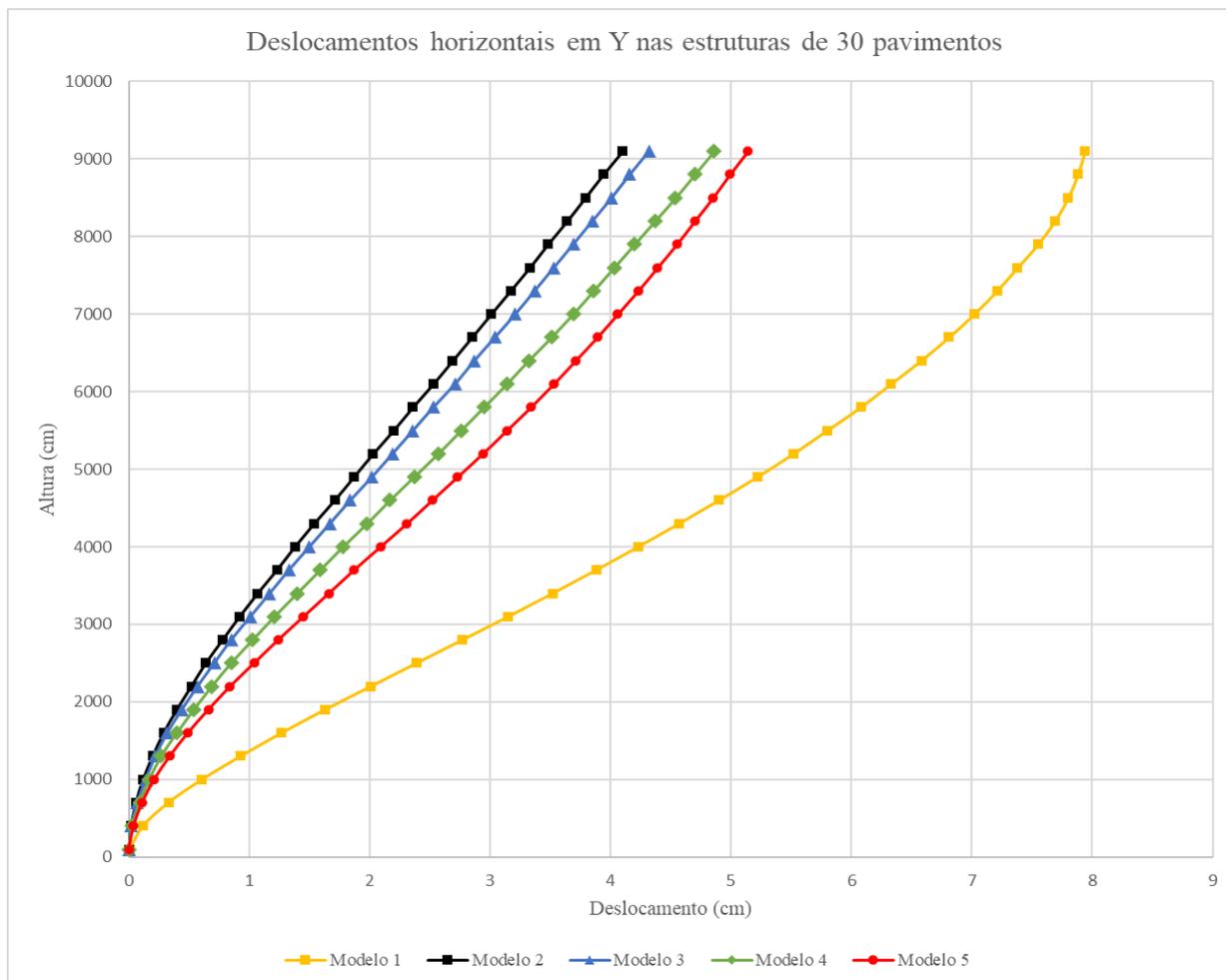
Foram gerados mais 2 gráficos para analisar o comportamento global da deformação das estruturas a partir dos deslocamentos em cada pavimento ilustrados na Figura 36 e Figura 37. Estes gráficos representam a deformada da estrutura ao longo de sua altura. Pode-se perceber que as deformadas condizem com a bibliografia pesquisada, uma vez que o modelo 1, composto exclusivamente por pórticos, apresenta um comportamento similar ao ilustrado na Figura 15. Já o modelo 2 é o que mais se assemelha a um comportamento ilustrado na Figura 11. Os modelos 3, 4 e 5 também têm um comportamento mais próximos ao do modelo 2. Entretanto é possível perceber, principalmente no modelo 5, um comportamento conjunto entre as paredes rígidas e os pórticos rígidos, um pouco mais próximo do ilustrado na Figura 16.

Figura 36 – Deslocamentos horizontais na direção X para as estruturas com 30 pavimentos



(fonte: elaborado pelo autor)

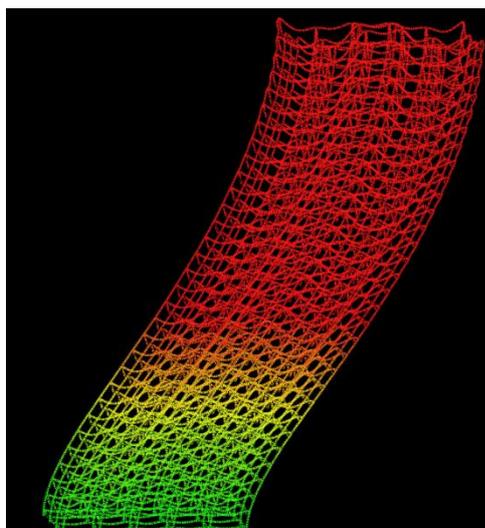
Figura 37 – Deslocamentos horizontais na direção Y para as estruturas com 30 pavimentos



(fonte: elaborado pelo autor)

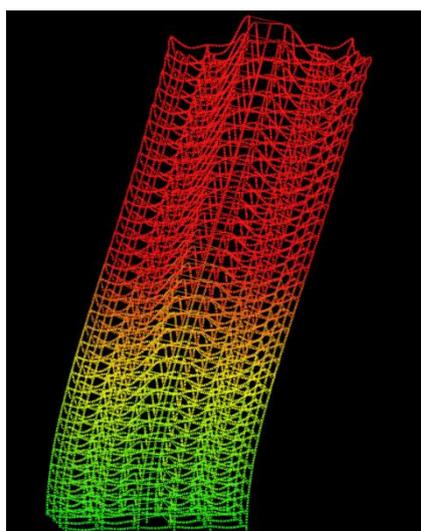
Mais uma forma de comparar o comportamento dos diferentes sistemas estruturais propostos é através dos deslocamentos dos pórticos gerados pelo próprio Eberick. Na Figura 38 é apresentada a deformação do modelo 1 com 30 pavimentos, com um exagero de 500 vezes. Percebe-se um deslocamento condizente com o indicado pelos gráficos acima. Na Figura 39 é apresentada a deformação do modelo 2 com 30 pavimentos, em que também é possível perceber claramente uma semelhança com o apresentado nos gráficos acima. Ambas deformadas foram obtidas da combinação de serviço G1+G2+0,3V1.

Figura 38 – Deslocamento do modelo 1 com 30 pavimentos



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 39 – Deslocamento do modelo 2 com 30 pavimentos

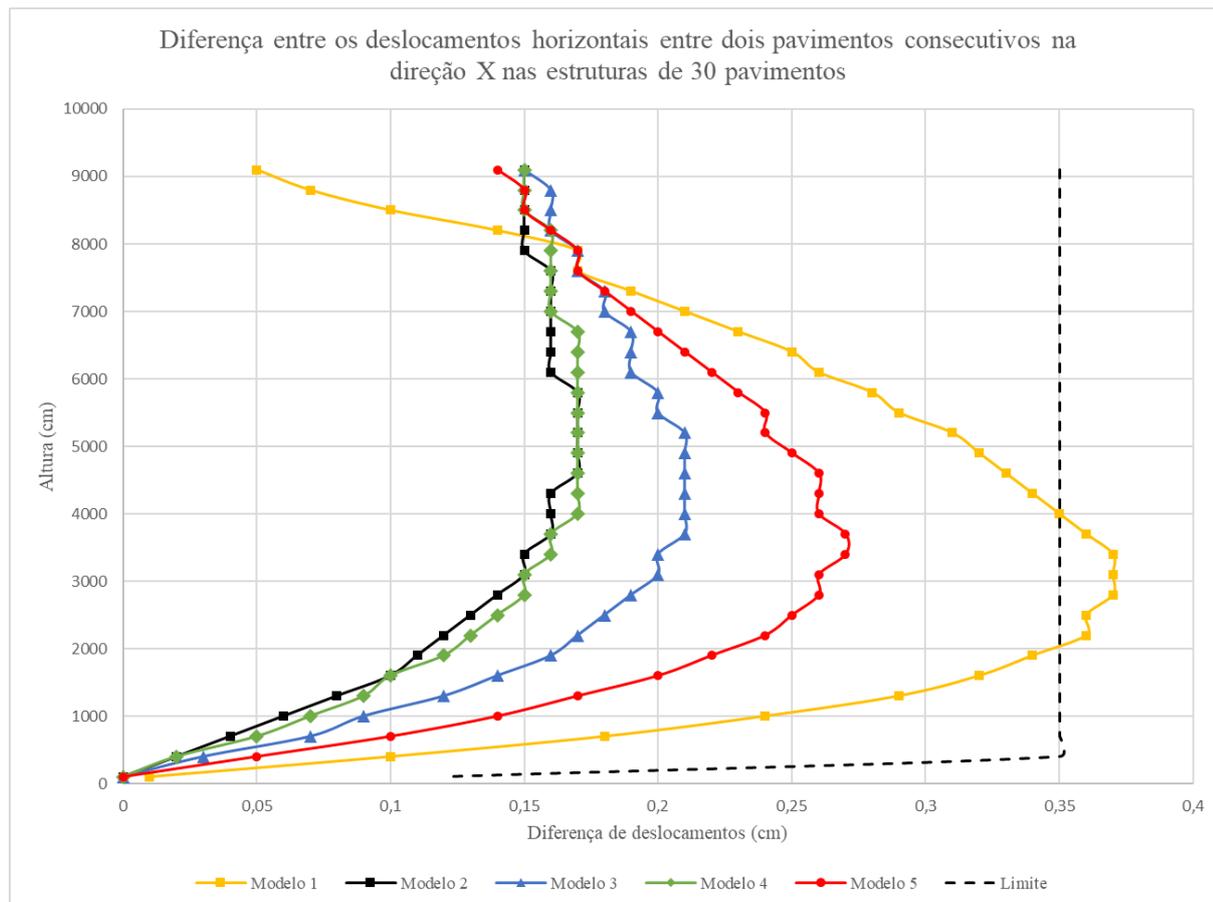


(fonte: elaborado pelo autor)

Ainda mais 2 gráficos podem ser apresentados comparando os deslocamentos das estruturas, que podem ser vistos na Figura 40 e Figura 41. Neles estão representados a diferença entre o deslocamento horizontal do pavimento considerado e o pavimento anterior. As estruturas presentes no gráfico são todas de 30 pavimentos. Pode-se perceber que, no geral, o modelo 1 apresenta um valor mais elevado que os demais modelos, seguido do modelo 5. O mais interessante de se perceber nesse gráfico é que embora estes dois modelos são os que apresentem maiores diferenças de deslocamentos nos andares intermediários, no topo da edificação são os modelos que apresentam menores diferenças de deslocamentos. Isso

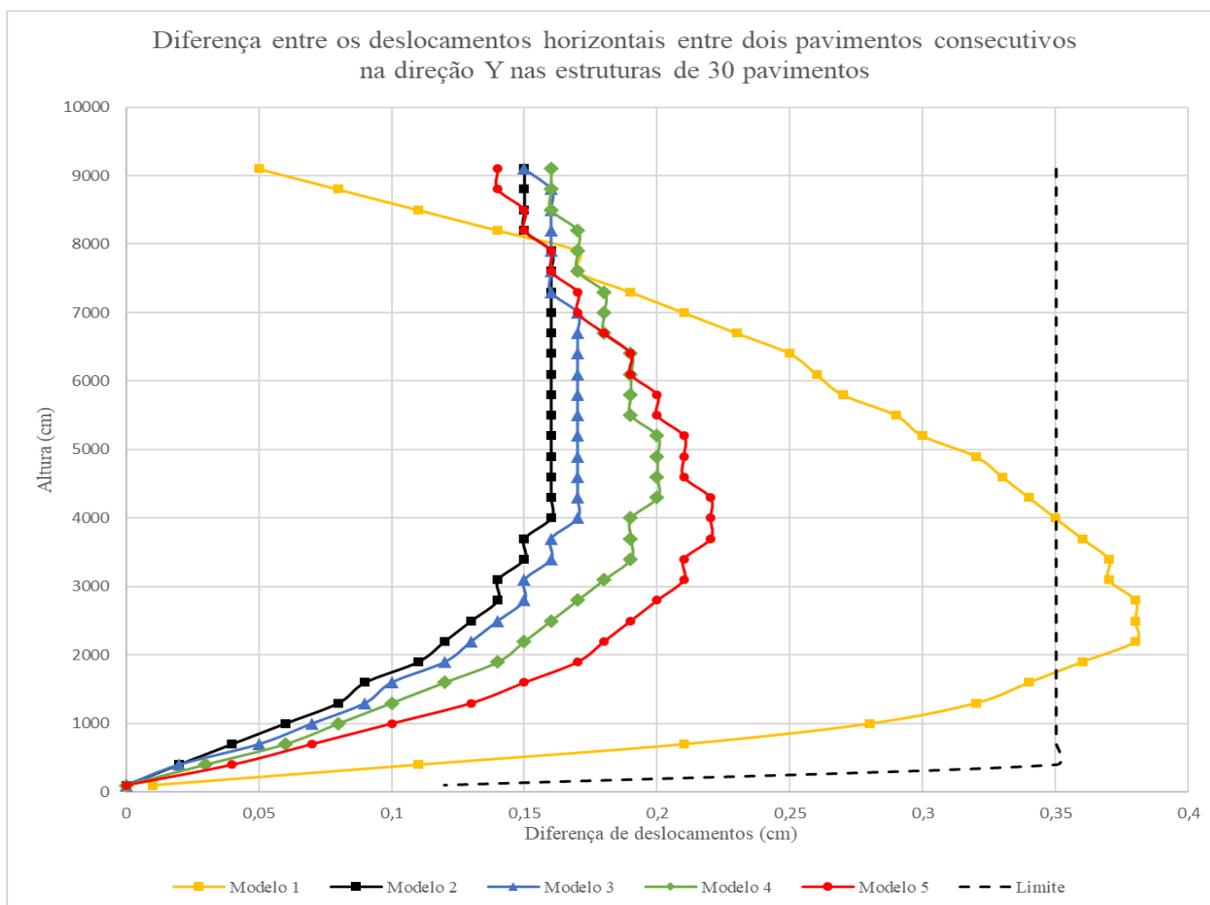
corroborar com as ideias apresentadas de comportamento da deformada de estruturas compostas exclusivamente por pórticos rígidos e quando associadas a paredes rígidas. Em ambos gráficos também está presente uma linha preta tracejada contendo o valor limite de deslocamento entre dois pavimentos consecutivos e apenas o modelo 1 ultrapassa esse valor, para ambas direções.

Figura 40 – Diferença entre os deslocamentos horizontais na direção X entre o pavimento anterior e o pavimento considerado, para 30 pavimentos



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 41 – Diferença entre os deslocamentos horizontais na direção Y entre o pavimento anterior e o pavimento considerado, para 30 pavimentos



(fonte: elaborado pelo autor)

6.4 Correlação entre os parâmetros γ_z e α

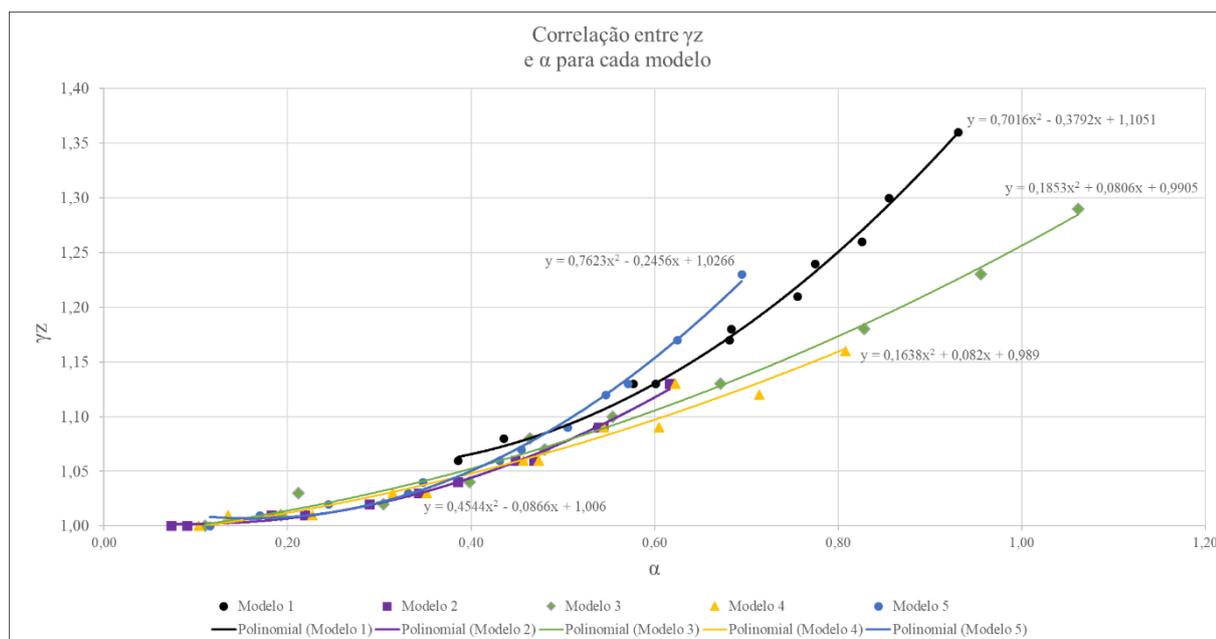
Este item foi desenvolvido com base nos resultados já apresentados. Primeiramente, a Tabela 16 foi desenvolvida para comparar a consideração, ou não, dos esforços globais de 2ª ordem nas estruturas. Quando em pelo menos uma das direções o valor de α ou de γ_z passou do valor limite, a estrutura está indicada como de nós móveis. Quando em nenhuma das direções o valor limite é excedido, a estrutura está indicada como de nós fixos. É possível perceber que, de forma geral os coeficientes apontaram a mesma classificação para as 30 estruturas analisadas. Apenas em 3 situações os coeficientes apresentaram divergência na classificação.

Tabela 16 – Classificação das estruturas de acordo com os coeficientes γ_z e α

		Consideração dos esforços globais de 2ª ordem					
Número de Pavimentos		5	10	15	20	25	30
Altura total (m)		16	31	46	61	76	91
Modelo Estrutural	Coeficiente						
Modelo 1	γ_z	fixos	móveis	móveis	móveis	móveis	móveis
	α	fixos	fixos	móveis	móveis	móveis	móveis
Modelo 2	γ_z	fixos	fixos	fixos	fixos	fixos	móveis
	α	fixos	fixos	fixos	fixos	fixos	móveis
Modelo 3	γ_z	fixos	fixos	móveis	móveis	móveis	móveis
	α	fixos	fixos	móveis	móveis	móveis	móveis
Modelo 4	γ_z	fixos	fixos	fixos	fixos	móveis	móveis
	α	fixos	fixos	fixos	móveis	móveis	móveis
Modelo 5	γ_z	fixos	fixos	fixos	móveis	móveis	móveis
	α	fixos	fixos	fixos	fixos	móveis	móveis

(fonte: elaborado pelo autor)

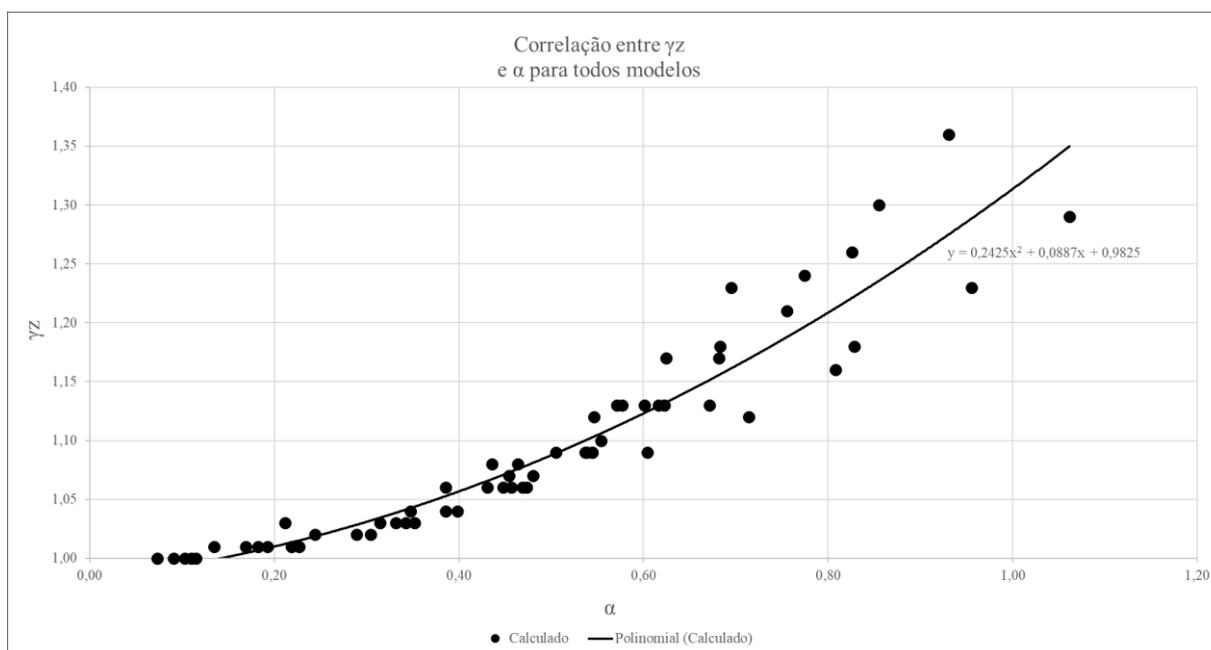
Foram ainda gerados gráficos correlacionando os valores de γ_z e α calculados. Na Figura 42 são apresentadas as correlações para cada modelo proposto de forma separada e aproximadas equações polinomiais de 2º ordem para cada modelo. Já na Figura 43, os pontos de todos os modelos foram plotados em conjunto e aproximada uma equação polinomial de 2ª ordem para todos valores encontrados neste trabalho.

Figura 42 – Correlação entre γ_z e α por modelo

(fonte: elaborado pelo autor)

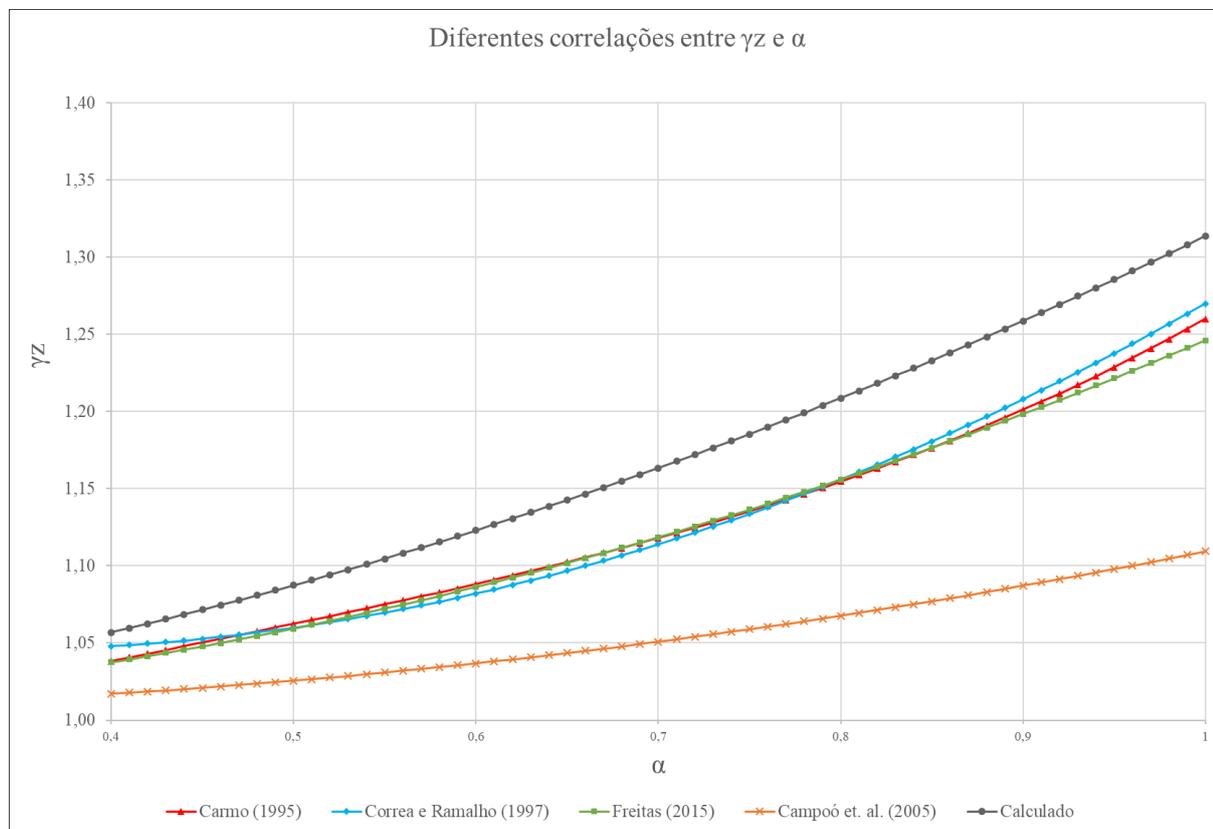
Percebe-se que para um mesmo valor de γ_z , o α calculado diverge dependendo do modelo estrutural, essa diferença é mais pronunciada principalmente quando os valores de γ_z e α são mais elevados.

Figura 43 – Correlação entre γ_z e α para todos modelos



(fonte: elaborado pelo autor)

A equação encontrada para todos modelos foi comparada com as correlações pesquisadas na bibliografia. A comparação pode ser visualizada de forma gráfica na Figura 44. Algumas observações podem ser feitas a partir desta figura. A equação sugerida por Campoó et al. (2005) apresenta considerável divergência com relação às demais equações; o fato desta equação ter sido obtida através de estruturas compostas por alvenaria estrutural é provavelmente a razão principal para isso. Já a equação obtida através deste estudo (apresentada no gráfico como “Calculado”) também apresenta uma visível diferença quando comparada com as outras equações. O autor não soube precisar o motivo disto, entretanto é provável que um dos fatores que influenciaram nessa diferença foi o método adotado para determinar $(EI)_{eq}$ no processo de cálculo de α . Neste trabalho foi aplicada uma carga concentrada no topo da estrutura, enquanto nos trabalhos de Carmo (1995) e de Freitas (2015) a determinação de $(EI)_{eq}$ é feita através da aplicação de uma carga horizontal distribuída na estrutura. A metodologia adotada pelo autor tende a apresentar valores de α menores. A equação de Correa e Ramalho (1997) não passa de uma simplificação da equação obtida por Carmo (1995).

Figura 44 – Comparação entre diferentes correlações entre γ_z e α 

(fonte: elaborado pelo autor)

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os principais objetivos deste trabalho podem ser sintetizados em:

- a) entender os conceitos de estabilidade global de uma estrutura, os efeitos de segunda ordem e sua importância;
- b) entender os conceitos de estruturas de nós fixos e de nós móveis;
- c) compreender o parâmetro de instabilidade α e o coeficiente γ_z para classificação do comportamento global da estrutura;
- d) realizar uma breve revisão de sistemas de contraventamento e seus comportamentos, vantagens e desvantagens e a forma de interação entre os sistemas;
- e) propor modelos estruturais com diferentes sistemas de contraventamento para comparar seu comportamento global;
- f) utilizar um *software* de análise estrutural para obtenção dos resultados;
- g) variar o número de pavimentos para compreender como os resultados variam conforme a altura da edificação;
- h) compilar e interpretar os resultados.

Com as etapas acima descritas realizadas pôde-se chegar a algumas conclusões. De maneira estrita às estruturas analisadas, pode-se concluir a respeito dos sistemas de contraventamento que o sistema de pórticos (modelo 1) foi satisfatório apenas para 5 pavimentos; o sistema com núcleo central em U com maior rigidez em torno do eixo X (modelo 3) foi satisfatório até 10 pavimentos; o sistema com núcleo central em U com maior rigidez em torno do eixo Y (modelo 4) foi satisfatório até 15 pavimentos; o sistema de paredes rígidas dispostas nas fachadas também foi satisfatório até 15 pavimentos e o sistema de núcleo central de seção retangular vazada foi satisfatório até 25 pavimentos. Aqui está sendo considerado como “satisfatório” as situações em que a estrutura é classificada como de nós fixos tanto pelo parâmetro γ_z quanto por α .

Quanto ao coeficiente γ_z pode-se concluir que sua utilização é mais corriqueira nos dias de hoje, inclusive sendo calculado como procedimento padrão no *software* utilizado neste trabalho, ao contrário de α . Isso se justifica pela vantagem de se poder utilizar γ_z como fator que estima os acréscimos dos esforços globais de 2ª ordem. Ainda assim, os dois coeficientes se mostraram coerentes entre si na maioria dos casos.

Quanto aos deslocamentos no topo, pode-se perceber que apenas a estrutura constituída exclusivamente por pórticos (modelo 1) com 25 e 30 pavimentos e a de paredes rígidas na fachada com 30 pavimentos excederam o valor limite estipulado pela norma. A diferença de deslocamentos entre dois pavimentos consecutivos foi analisada apenas para as estruturas com 30 pavimentos, em que somente o modelo 1 apresentou valores acima do exigido por norma.

Agora de forma mais ampla, percebe-se que os métodos de pré-dimensionamento de pilares tendem, junto com o aumento da altura da edificação, a torná-la cada vez mais instável. Essa afirmação só é verdade caso não ocorra um cuidado mais criterioso por parte do engenheiro estrutural com relação a uma otimização dos pórticos lançados. Seja pelo melhor posicionamento dos pilares e vigas, seja por suas dimensões mais otimizadas. Fato é que se torna indispensável em edifícios altos uma análise mais detalhada quanto aos sistemas de contraventamento da edificação – acima de 10 pavimentos já é possível perceber claramente essa necessidade neste trabalho.

Para a realização deste estudo diversas condições de contorno tiveram de ser definidas ou arbitradas para que fosse possível comparar os modelos entre si de forma mais direta e simples. O trabalho presente poderia se estender caso outras abordagens fossem adotadas, como por exemplo:

- a) aumentar o número de pavimentos das estruturas analisadas;
- b) utilizar outros sistemas estruturais, como por exemplo estruturas tubulares ou até núcleos com diferentes seções, como em T ou em I;
- c) utilizar outros *softwares* para comparação de resultados;
- d) utilizar outros métodos de análise estrutural, como por elementos finitos;
- e) utilizar plantas arquitetônicas de edificações reais;
- f) variar o valor de f_{ck} ;
- g) utilizar diferentes métodos de pré-dimensionamento para os elementos estruturais, bem como variar as dimensões dos pilares parede;
- h) utilizar uma proporção de 1:5 entre os lados dos pilares (valor limite pela NBR 6118/2014) – diferente do presente trabalho que buscou, no pré-dimensionamento, uma proporção de 1:2);
- i) considerar, nos modelos acrescidos de paredes rígidas, uma diminuição na área da seção dos pilares que constituem os pórticos rígidos, em função da diminuição de sua área de influência;
- j) utilizar o processo P-Delta para obtenção dos deslocamentos totais;
- k) considerar o vento como ação dinâmica;

- l) utilizar elementos estruturais de aço ao invés de concreto armado;
- m) comparar quantitativos/custo.

Todos estes itens levariam a uma gama muito maior de resultados obtidos pra comparação e podem ser considerados como sugestões de futuras pesquisas.

REFERÊNCIAS

ALTOQI TECNOLOGIA EM INFORMÁTICA LTDA. AltoQi Eberick V8 Gold, **Guia de Conteúdo**. Florianópolis, 2013.

ARAÚJO, J. M. **Avaliação do parâmetro de instabilidade para os edifícios altos**. Teoria e prática na engenharia civil, n. 15, p. 41-55. Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande, Rio Grande, 2010.

ARAÚJO, J. M.; **Projeto Estrutural de Edifícios de Concreto Armado: Um exemplo completo**, 2 ed. Rio Grande: Dunas, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 6120**: cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.

_____. **NBR 6123**: forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

_____. **NBR 7480**: aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – especificação. Rio de Janeiro, 2007.

_____. **NBR 8953**: concreto para fins estruturais – classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. Rio de Janeiro, 2015.

BUENO, M. M. E. **Avaliação dos parâmetros de instabilidade global em estruturas de concreto armado**. 2009. 84 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Universidade de Brasília, Brasília.

CAMPOÓ, L. B.; CORRÊA, M. R. S.; RAMALHO, M. A. Efeitos de segunda ordem em edifícios de alvenaria estrutural. **Revista Minerva – Pesquisa e tecnologia**, São Paulo, v. 2, n 2, p. 173-184, 2005.

CARMO, R. M. S. **Efeitos de segunda ordem em edifícios usuais de concreto armado**. 1995. 109 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) –Universidade de São Paulo, São Carlos.

CARNEIRO, F.; MARTINS, J. G. **Análise de estruturas**: contraentamento de edifícios. Série Estruturas. 1 ed. Universidade Porto, Porto, Portugal. p. 87, 2008.

CARVALHO, R. C.; PINHEIRO, L. M. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**, Volume 2. São Paulo: Pini. 2009.

ELLWANGER, R. J. **Estruturas de edifícios altos**. 3 ed. Escola de Engenharia, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2002.

FREITAS, F. C. **Avaliação da estabilidade global de edifícios com e sem elementos de contraventamento**. 2015. 161 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória.

FUSCO, P. B. **Técnicas de armar as estruturas de concreto armado**. São Paulo: Pini, 1994.

_____. **Estruturas de concreto armado: solicitações normais**. Rio de Janeiro, Guanabara 2, 1981.

GIONGO, J. S. **Concreto armado: projeto estrutural de edifícios**. Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

HALLEBRAND E.; JAKOBSSON, W. **Structural design of high-rise buildings**. 2016. 142 f. Dissertation (Master's degree in Structural Mechanics) – Division of Structural Mechanics, Lund University, Lund, 2016.

KIMURA, A. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado: cálculo de edifícios com uso de sistemas computacionais**. 1 ed. São Paulo: Pini, 2007.

PEREIRA, R. R. B. **Avaliação do pré-dimensionamento de peças estruturais de concreto armado: vigas, lajes e pilares**. 2015. 126 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015.

PINHEIRO, L. M.; MUZARDO, C. D.; SANTOS, S.P. **Pré-dimensionamento**. Faculdade de Engenharia, Departamento de Estruturas, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2003.

SMITH, B. S.; COULL, A. **Tall buildings structures: analysis and design**. New York: John Wiley & Sons Inc, 1991.

TARANATH, B. S. **Reinforced concrete design of tall buildings**. Boca Raton: CRC, 2010.

WORDELL, F. **Avaliação da Instabilidade Global de Edifícios Altos**. 2003. 91 f. Dissertação (Mestrado-Profissional em Estruturas) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.