

UNIVERSIDADE FEDERAL DE ALAGOAS
CENTRO DE TECNOLOGIA – CTEC
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

VICTOR RAPHAEL MELO DO NASCIMENTO

**AS INFLUÊNCIAS DO CONTRAVENTAMENTO EM UM EDIFÍCIO DE
MÚLTIPLOS PAVIMENTOS**

Maceió, janeiro de 2021

VICTOR RAPHAEL MELO DO NASCIMENTO

**AS INFLUÊNCIAS DO CONTRAVENTAMENTO EM UM EDIFÍCIO DE
MÚLTIPLOS PAVIMENTOS**

Trabalho de conclusão de curso destinado à apreciação da banca avaliadora do Curso de Engenharia Civil do Centro de Tecnologia da Universidade Federal de Alagoas, como um dos pré-requisitos para a obtenção do diploma de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Dr. Luciano
Barbosa dos Santos

Maceió, janeiro de 2021

Catálogo na fonte
Universidade Federal de Alagoas
Biblioteca Central
Divisão de Tratamento Técnico
Bibliotecária: Taciana Sousa dos Santos – CRB-4 – 2062

N244i Nascimento, Victor Raphael Melo do.
As influências do contraventamento em um edifício de múltiplos pavimentos / Victor Raphael Melo do Nascimento. – 2021.
60 f. : il., figs. color.

Orientador: Luciano Barbosa dos Santos.
Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia Civil)
– Universidade Federal de Alagoas. Centro de Tecnologia. Maceió, 2021.

Bibliografia: f. 53-54.
Apêndices: f. 55-60.

1. Edifícios de múltiplos pavimentos. 2. Estruturas de aço. 3.
Otimização estrutural – Contraventamentos. I. Título.

CDU: 624.014.2: 72.011.27

FOLHA DE APROVAÇÃO

AUTOR: VICTOR RAPHAEL MELO DO NASCIMENTO

AS INFLUÊNCIAS DO CONTRAVENTAMENTO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

ASSINATURAS:

Prof. Dr. Luciano Barbosa dos Santos

Orientador

Prof. Dr. Flávio Barboza de Lima

Banca examinadora

Prof. Dr. João Carlos Cordeiro Barbirato

Banca examinadora

Victor Raphael Melo do Nascimento

Victor Raphael Melo do Nascimento

Orientado

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, em primeiro lugar, por ter me proporcionado o privilégio de ter tido tantas pessoas boas comigo durante todo o caminho até o fim da graduação, fator extremamente importante na minha evolução, seja como aluno, seja como pessoa.

Agradeço à minha família, que sempre me deu muito amor e muito apoio às minhas decisões. Em especial, agradeço aos meus pais (Leda e Laécio), que sempre me deram amor, sempre fizeram o possível pra que eu tivesse uma boa criação, uma boa educação e uma ótima vida, além de ótimos conselhos relacionados a estudos e ao meu futuro, ajudando principalmente nos momentos mais difíceis. Agradeço, também, aos meus irmãos (Victória e Gabriel), que trouxeram apoio nos momentos mais críticos, além de terem proporcionado toda a convivência com eles, gerando um laço realmente de irmandade. Não poderia deixar de agradecer a dois tios que estiveram presentes durante toda a minha vida, Cida e Geninho, que sempre me ajudaram e, juntamente com meus pais, possibilitaram todo esse caminho percorrido.

Agradeço a Stacy, que esteve presente durante quase todo o tempo da minha graduação e me deu muito apoio, principalmente nos momentos mais difíceis, tornando o caminho mais leve apesar de qualquer empecilho.

Aos meus amigos de graduação, principalmente Eric, Pedro, Perdigão, Vinicius, Yan e Eduardo, que compartilharam comigo momentos inesquecíveis durante a graduação, a vocês meu muito obrigado por tudo, inclusive pelos conselhos e por todo aprendizado.

A todos os professores, com quem tive o prazer de estar em sala de aula, tenho muito a agradecer. Saibam que vocês foram de extrema importância na minha formação, profissional e pessoal. Devo agradecer especialmente a aqueles que puderam me ajudar durante tempos difíceis, pois a ajuda de vocês ajudou bastante e de diversas formas.

A todos que me ajudaram de alguma forma, recebam de mim muita gratidão. Aqui foram enfatizados aqueles que estiveram mais presentes durante a graduação. Mas esse caminho não se trata apenas de um trecho de uma estrada, mas sim de uma estrada inteira, na qual muitas pessoas me ajudaram a chegar onde estou.

Muito obrigado a todos que contribuíram com esse caminho.

RESUMO

NASCIMENTO, Victor Raphael Melo. As influências do contraventamento em um edifício de múltiplos pavimentos. Trabalho de conclusão de curso de graduação em Engenharia Civil, Maceió, 2021.

O projeto estrutural de um edifício de múltiplos pavimentos envolve etapas complexas, dentre as quais se destacam as definições das ações atuantes, entre elas as forças devidas ao vento, que provocam deslocamentos laterais na estrutura, e a análise estrutural, que precisa ser feita a partir de um modelo de cálculo que reproduza adequadamente o comportamento da estrutura. Ademais, as estruturas de aço, quando comparadas às de concreto, são mais esbeltas, e por esse motivo sofrem de forma mais intensa a ação de fenômenos que podem desestabilizá-las. Com o intuito de evitar isso, são aplicadas nas estruturas diversas técnicas de estabilização horizontal, entre elas o uso de um sistema de contraventamento treliçado vertical, que apresenta como vantagens o baixo consumo de material e a alta eficiência. A utilização dessas barras, no entanto, provoca diversas alterações no comportamento da estrutura, sendo necessário um estudo acerca das influências que exercem. Diante disso, este trabalho fez um estudo de caso em um edifício de 50 pavimentos solicitado por cargas verticais (permanentes e acidentais) e horizontais (forças devidas ao vento) diante de três diferentes arranjos estruturais, quais sejam: estrutura sem contraventamento (A); estrutura com contraventamento na parte central dos pórticos (B); e estrutura com contraventamento na parte central dos pórticos e intercalado entre os pavimentos (C). Após o processamento dos casos A, B e C, verificaram-se a redistribuição de esforços internos solicitantes e a redução de deslocamentos horizontais entre as estruturas. Isso comprova a efetividade do uso de contraventamento para enrijecer os pórticos de edifícios multipavimentos em estruturas metálicas, neste trabalho utilizadas.

Palavras-chave: estruturas de aço; edifícios de múltiplos pavimentos; estabilização horizontal; contraventamento treliçado.

ABSTRACT

NASCIMENTO, Victor Raphael Melo. The influences of the stabilization technique in a multiple floor Building. Graduation Course Completion Work in Civil Engineering. Maceió, 2021.

The structural project of a tall building involves complex steps, for example the definitions of active loads, like wind forces, that results in horizontal displacements of the structure, and the structural analysis, that need to be done from a calculus model that represents the behavior of the structure. Besides, steel structures, when compared for concrete, are thinner, therefor are destabilized easier. Trying to avoid it, several stabilization techniques are applied, like truss bracing, which has a low consumption of material and high efficiency. The usage of this bars, however, changes the behavior of the structure, which makes necessary studies about the influences of it. Thus, this project makes a study about a building with 50 floors, all of them with vertical and horizontal loads, and with differentes structures: without diagonal bars (A); with diagonal bars along the central region (B), and with diagonal bars along the central region and along de floor (C), alternatively. After the analysis of the structures A, B and C, the changes in the requesting efforts and the decrease in the displacements have been noticed. After the analysis of the structures A, B and C, the changes in the requesting efforts and the decrease in the displacements have been noticed. Thus, the the usage of the diagonal bars is effective to increase the truss rigidity in steel structures.

Keywords: steel structures; multiple floor building; horizontal stabilization; truss bracing.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Exemplos de contraventamentos treliçados concêntricos.....	17
Figura 2 - Exemplos de contraventamentos treliçados excêntricos.....	17
Figura 3 – Encaminhamento de cargas em contraventamentos.....	18
Figura 4 - Coeficiente de arrasto para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência.	20
Figura 5 – Curva tensão x deformação linear.....	23
Figura 6 – Gráfico tensão x deformação não-linear.	24
Figura 7 – Barra vertical engastada submetida a duas forças: vertical e horizontal.....	24
Figura 8 – Deslocamentos horizontais no pórtico.	25
Figura 9 – Forças nodais fictícias.	26
Figura 10 – Forças horizontais fictícias aplicadas no pórtico em sua configuração original.	27
Figura 11 – Visão 3D dos dois primeiros pavimentos da estrutura sem contraventamento e sem considerar os elementos de ligação..	30
Figura 12 – Planta baixa estrutural do pavimento tipo – em mm.....	31
Figura 13 – Pórtico tipo da estrutura.	31
Figura 14 – Pórticos 01 ao 11, com contraventamento em “V” invertido, da Estrutura B.	33
Figura 15 – Pórticos 01 ao 11, com contraventamento em “V” invertido, da Estrutura C.	34
Figura 16 - Elementos mais solicitados nas Estrutura A, B e C.....	57

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Redução das cargas acidentais.....	19
Quadro 2 - Coeficientes de combinação e redução para ações variáveis.	22
Quadro 3 – Perfis utilizados de acordo com o pavimento.....	35
Quadro 4 – Estimativa do peso próprio da estrutura.	36
Quadro 5 - Cargas verticais de projeto.	37
Quadro 6 – Cálculo da pressão dinâmica do vento.	38
Quadro 7 – Parâmetros para obtenção do coeficiente de arrasto.....	39
Quadro 8 – Ações nodais agrupadas devido ao vento.	39
Quadro 9 – Cargas horizontais de projeto devido ao vento.....	39
Quadro 10 - Forças nocionais nos pavimentos de acordo com a natureza das cargas. ..	40
Quadro 11 – Forças nocionais nos pavimentos.	40
Quadro 12 – Forças nocionais de projeto.	41
Quadro 13 - Perfis escolhidos em cada pavimento.....	41
Quadro 14 – Esforços para verificação dos pilares no ELU da estrutura A.....	42
Quadro 15 - Esforços para verificação das vigas no ELU da estrutura A.	42
Quadro 16 – Verificação dos perfis adotados para os pilares segundo a NBR 8800/08.42	
Quadro 17 – Verificação dos perfis adotados para as vigas segundo a NBR 8800/08... 42	
Quadro 18 - Esforços e resistências de projeto das barras de contraventamento da Estrutura B.....	43
Quadro 19 – Comparação entre os esforços dos elementos mais solicitados na Estrutura A em relação aos mesmos elementos na Estrutura B – kN e kN.cm.....	43
Quadro 20 – Esforços para verificação dos pilares no ELU da estrutura B.	43
Quadro 21 - Esforços para verificação das vigas no ELU da estrutura B.	44
Quadro 22 – Esforços e resistências de projeto das barras de contraventamento da Estrutura C.....	44
Quadro 23 – Comparação dos esforços da Estrutura C com os esforços das Estruturas A e B – kN e kN.cm.	45
Quadro 24 – Esforços para verificação dos pilares no ELU da estrutura C.	45
Quadro 25 - Esforços para verificação das vigas no ELU da estrutura C.	45
Quadro 26 - Verificação do perfil CVS 650x351segundo a NBR 8800/08 – Estrutura C.	46

Quadro 27- Valores dos maiores deslocamentos horizontais em relação à base.....	46
Quadro 28 – Valores dos maiores deslocamentos horizontais relativos entre pavimentos consecutivos.	47
Quadro 29 – Valores de δ_2/δ_1 da Estrutura A.	48
Quadro 30 – Valores de δ_2/δ_1 da Estrutura B.	48
Quadro 31 - Valores de δ_2/δ_1 da Estrutura C.	49
Quadro 32 – Ações nodais devido ao vento.	55
Quadro 33 – Combinação de esforços nos pilares mais solicitados das Estruturas A, B e C.	58
Quadro 34 - Combinação de esforços nas vigas mais solicitados nas Estrutura A, B e C.	58
Quadro 35 - Esforços de projeto nas Estruturas A, B e C.	58
Quadro 36 – Deslocamentos de 1ª ordem (combinação normal) da Estrutura A	59
Quadro 37 - Deslocamentos de 2ª ordem (combinação normal) da Estrutura A	59
Quadro 38 - Deslocamentos de 1ª ordem (combinação normal) da Estrutura B	59
Quadro 39 - Deslocamentos de 2ª ordem (combinação normal) da Estrutura B	60
Quadro 40 - Deslocamentos de 1ª ordem (combinação normal) da Estrutura C	60
Quadro 41 - Deslocamentos de 2ª ordem (combinação normal) da Estrutura C	60

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ELS	Estados limites de serviço
ELU	Estados limites últimos
LF	Linearidade física
LG	Linearidade geométrica
PAV	Pavimento
NBR	Norma brasileira
NLF	Não linearidade física
NLG	Não linearidade geométrica

LISTA DE SÍMBOLOS

C_a	Coeficiente de arrasto
S_1	Fator de classificação da estrutura em relação à topografia
S_2	Fator de rugosidade, de dimensões da estrutura e de altura do terreno
S_3	Fator estatístico
V_0	Velocidade básica do vento (m/s)
V_k	Velocidade característica do vento (m/s)
q	Carga de vento distribuída (N/m ²)
AI	Área de influência
F_d	Carga de projeto
CP	Carga permanente
CA	Carga acidental
VE	Carga de vento
$F_{gi,k}$	Carga característica permanente
$F_{Qj,k}$	Carga acidental característica
$F_{Q1,k}$	Carga acidental principal característica
H	Altura total do edifício
h	Altura do pavimento
f_{yk}	Valor característico da resistência de escoamento do aço (kN/cm ²)
f_{uk}	Valor característico da resistência de ruptura do aço (kN/cm ²)
E	Módulo de Young do aço (kN/cm ²)
G	Módulo de cisalhamento do aço (kN/cm ²)
FN	Força nocional (kN)
N_{tsd}	Carga axial de tração de projeto das barras de contraventamento (kN)
N_{csd}	Carga axial de compressão de projeto das barras de contraventamento (kN)
N_{sd}	Carga axial de compressão de projeto dos pilares (kN)
M_{sd}	Momento fletor de projeto (kN.cm)
V_{sd}	Esforço cortante de projeto (kN)
N_{trd}	Resistência axial de tração de projeto (kN)
N_{crd}	Resistência axial de compressão de projeto (kN)
M_{rd}	Momento fletor resistente de projeto (kN.cm)
V_{rd}	Esforço cortante resistente de projeto (kN)

Δ	Deslocamento (mm)
ΔEsf	Varição nos esforços
δ_1	Deslocamento de primeira ordem (mm)
δ_2	Deslocamento de segunda ordem (mm)
δ_i	Deslocamento de um pavimento genérico i
ψ_0	Fator de combinação
ψ_1	Fator de redução da carga acidental principal
$\psi_{2,j}$	Fator de redução da carga acidental secundária

Sumário

1. Introdução.....	15
1.1. Objetivos.....	15
1.2. Justificativa	16
2. Referencial teórico.....	17
2.1. Contraventamentos	17
2.2. Cálculo das ações atuantes.....	18
2.2.1. Ações verticais.....	18
2.2.1.1. Permanentes	18
2.2.1.2. Variáveis	19
2.2.2. Ações horizontais	19
2.3. Estados limites e combinações de cargas	20
2.4. Análise estrutural	22
2.4.1. Influência na análise estrutural devido ao material dos perfis.....	23
2.4.2. Influência na análise estrutural devido à geometria da estrutura.....	24
2.4.2.1. Método P-Delta.....	25
2.5. Verificação dos estados limites último e de serviço	27
2.5.2. Verificação dos estados limites de serviço	28
2.5.2.1. Deslocamento horizontal máximo global em relação à base	28
2.5.2.2. Deslocamento horizontal relativo máximo entre pavimentos consecutivos	28
2.6. Classificação da estrutura quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais	28
3. Apresentação das estruturas	30
3.1. Estrutura A	30
3.2. Estrutura B	32
3.3. Estrutura C	33
4. Apresentação e discussão dos resultados.....	35

4.1.	Estimativa das cargas atuantes.....	35
4.1.1.	Ações verticais.....	35
4.1.2.	Ações horizontais	37
4.1.3.	Consideração das imperfeições geométricas por meio das forças nocionais	40
4.2.	Análise estrutural	41
4.2.1.	Análise NLG da Estrutura A - ELU	41
4.2.2.	Análise NLG da Estrutura B - ELU	42
4.2.3.	Análise NLG da Estrutura C – ELU.....	44
4.3.	Verificação do ELS.....	46
4.3.1.	Verificação dos deslocamentos horizontais em relação à base – ELS	46
4.3.2.	Verificação dos deslocamentos horizontais relativos entre pavimentos consecutivos – ELS	47
4.4.	Classificação das estruturas quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais .	47
4.4.1.	Classificação da Estrutura A quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais	47
4.4.2.	Classificação da Estrutura B quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais	48
4.4.3.	Classificação da Estrutura C quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais	49
4.5.	Consideração para determinação dos esforços solicitantes do ELU em estruturas de média deslocabilidade.....	49
5.	Considerações finais	51
	REFERÊNCIAS	53
	APÊNDICE A – AÇÕES NODAIS DEVIDO AO VENTO.....	55
	APÊNDICE B – REPRESENTAÇÃO GRÁFICA DOS ELEMENTOS MAIS SOLICITADOS	57

APÊNDICE C – DESLOCAMENTOS DE 1ª A 2ª ORDEM OBTIDOS COM COMBINAÇÃO ÚLTIMA NORMAL PARA CLASSIFICAÇÃO DA ESTRUTURA QUANTO À SENSIBILIDADE A DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS.....	59
--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	----

1. Introdução

A elaboração do projeto estrutural em aço de um edifício de múltiplos pavimentos envolve uma sequência de etapas que abrange a definição da geometria da estrutura, a escolha dos perfis a serem utilizados em cada elemento, a determinação das ações e suas combinações, a análise estrutural e a verificação dos perfis quando submetidos aos estados limites último e de serviço. A análise estrutural consiste numa das principais etapas do projeto estrutural de um edifício, pois é a etapa que aplica os modelos teóricos que melhor representam a estrutura real e o comportamento estrutural dos materiais.

Dessa forma, podem-se utilizar diversos tipos de materiais, como aço e concreto. Quando comparada à estrutura de concreto armado, as estruturas metálicas são mais esbeltas e, devido a menores dimensões, também possuem peso próprio menor, ficando a estrutura mais suscetível aos deslocamentos e à flambagem (TELES *et al.*, 2016). Sendo assim, a análise elástica de primeira ordem, que aplica as equações de equilíbrio na configuração inicial da estrutura, muito utilizada na engenharia principalmente para estruturas menos complexas, pode não ser a mais adequada na análise uma vez que não engloba os efeitos de segunda ordem causados pelos deslocamentos, como menciona Teles *et al.* (2016).

Em edifícios altos, a maior parte dos deslocamentos são devidos ao vento, que age na direção horizontal e gera a maior parcela de momentos fletores nos pilares. Sabendo do deslocamento horizontal causado por essa carga e da ação simultânea de cargas verticais (peso próprio da estrutura, revestimentos, carga acidental etc.), é de extrema importância a consideração de efeitos de segunda ordem na análise estrutural de edifícios de múltiplos andares. Com o objetivo de diminuir os efeitos gerados pela carga de vento, surge a necessidade de utilizar técnicas de estabilização horizontal, que auxiliam na redução dos deslocamentos locais e globais da estrutura.

Os efeitos de segunda ordem são obtidos a partir de uma análise não linear geométrica da estrutura, que aplica as equações de equilíbrio na estrutura deformada. A NBR 8800/08 traz, em seu Anexo D, formulações para que seja feita a amplificação dos esforços solicitantes de forma simplificada, levando em conta os efeitos globais (P- Δ) e locais (P- δ) para a obtenção dos efeitos de segunda ordem.

1.1. Objetivos

Este trabalho teve como objetivo fazer o estudo dos efeitos do contraventamento em três estruturas, sendo a primeira sem contraventamento; a segunda com

contraventamento ao longo da região central do pórtico; e a terceira com pórtico na região central e intercalado entre os pavimentos.

1.2.Justificativa

Sabendo que os deslocamentos horizontais excessivos podem causar danos à estrutura e grande desconforto para quem a utiliza, faz-se necessário o estudo de técnicas que diminuam esses deslocamentos, bem como da influência que as soluções empregadas exercem no comportamento da estrutura.

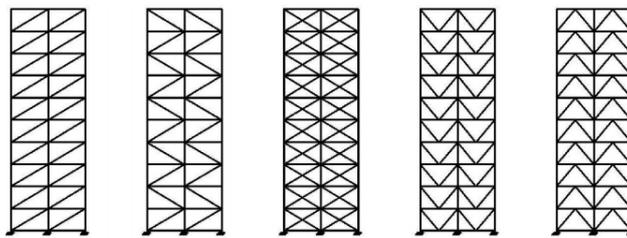
2. Referencial teórico

2.1. Contraventamentos

A utilização do contraventamento surge como uma técnica de estabilização horizontal de edifícios. Para Smith e Coull (1991), o contraventamento treliçado é um método com ótimo custo x benefício para auxiliar a estrutura a resistir aos esforços horizontais. Segundo Chaves (2009), o contraventamento treliçado produz de forma eficiente um acréscimo de rigidez lateral e, devido ao uso na posição diagonal, está submetido principalmente a esforços axiais de compressão e tração.

De acordo com Smith e Coull (1991), os sistemas mais eficientes são aqueles que formam triângulos totais, apesar de serem os que mais obstruem a visão dos usuários. A Figura 1 apresenta exemplos de contraventamentos treliçados: diagonal simples, dupla diagonal, “X”, “V” e “V” invertido, respectivamente.

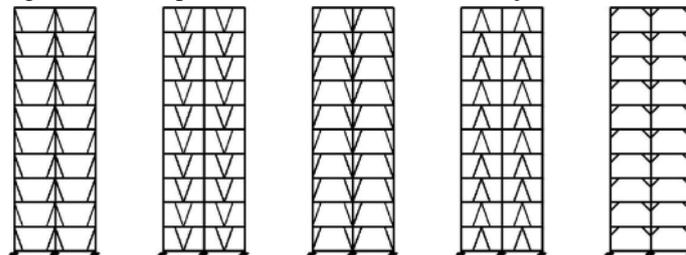
Figura 1 - Exemplos de contraventamentos treliçados concêntricos.



Fonte: Smith e Coull (1991).

Para uma menor obstrução da vista dos usuários da edificação, podem ser utilizados contraventamentos excêntricos (Figura 2). Entretanto, por estarem mais afastados das ligações entre vigas e pilares, tornam-se menos eficientes em comparação aos contraventamentos concêntricos mostrados na Figura 1 (CHAVES, 2009).

Figura 2 - Exemplos de contraventamentos treliçados excêntricos.

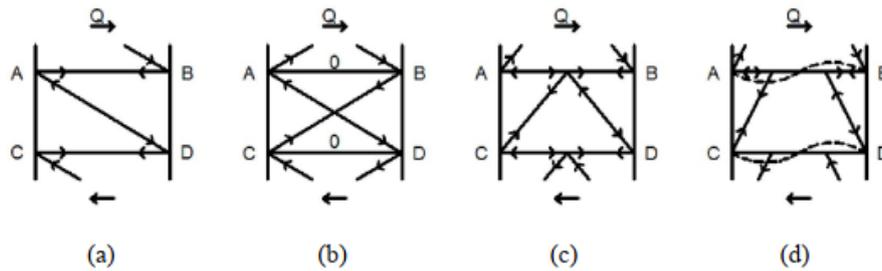


Fonte: Smith e Coull (1991).

A escolha do tipo de contraventamento interfere não somente na arquitetura da edificação, como também na distribuição de esforços nos elementos estruturais. Ao receber as cargas horizontais, as diagonais de contraventamento as encaminham em direção às fundações e, portanto, vigas e pilares também sofrem essas ações.

A Figura 3 mostra exemplos de caminhos seguidos por uma força horizontal.

Figura 3 – Encaminhamento de cargas em contraventamentos.



Fonte: Chaves, 2009.

Devido a alternância de esforços nas diagonais de contraventamento, essas tendem a sofrer tanto compressão quanto tração, sendo o primeiro caso o mais crítico devido à flambagem. Sendo assim, a utilização de barras com pequeno comprimento pode ser mais interessante.

2.2. Cálculo das ações atuantes

As cargas podem ser classificadas de duas formas: quanto à direção (vertical e horizontal) e quanto ao tempo de atuação (permanente e acidental).

Segundo a NBR 8800/08, as cargas permanentes são as que atuam praticamente ao longo de toda vida útil da estrutura e as que crescem com o tempo, tendendo a um valor limite. Podem ser divididas entre diretas, que englobam o peso próprio da estrutura, de materiais construtivos e empuxos, e indiretas, que são causadas por deslocamentos na estrutura, como o recalque das fundações. As ações acidentais ou variáveis são aquelas que apresentam variações significativas ao longo da vida útil da construção. São exemplos de cargas variáveis: sobrecarga em pisos e coberturas, ação do vento, pressões hidrostáticas e pesos de equipamentos.

2.2.1. Ações verticais

2.2.1.1. Permanentes

As ações permanentes verticais foram, para este trabalho, estimadas de acordo com as informações do projeto em conjunto com a NBR 6120/80 e a literatura técnica. Devido à presença de elementos que não são distribuídos uniformemente no plano do pavimento, como peso próprio e paredes, foi preciso calcular o peso total do respectivo grupo de elementos no edifício e distribuir uniformemente pelas áreas dos pavimentos.

2.2.1.2. Variáveis

As ações variáveis também são englobadas pela NBR 6120/80 e dependem do tipo de utilização da edificação. Para este trabalho, foi utilizada a carga de 2 kN/m² como carga acidental vertical, pois é um valor referente a edifícios residenciais e escritórios.

Em situações em que há a repetição de carga acidental em diversos pavimentos, é possível realizar uma redução significativa dessa ação de acordo com o pavimento analisado. O Quadro 1 apresenta as reduções recomendadas.

Quadro 1 – Redução das cargas acidentais.

Número de pisos que atuam sobre o elemento	Redução percentual das cargas acidentais (%)
1, 2 e 3	0
4	20
5	40
6 ou mais	60

Fonte: NBR 6120/80.

2.2.2. Ações horizontais

As ações horizontais que mais atuam nas estruturas são as cargas de vento, as quais produzem acréscimos nos esforços solicitantes e nos deslocamentos da estrutura. Essas cargas dependem, necessariamente, de fatores como a geometria da estrutura; de aspectos meteorológicos, que podem ser definidos de acordo com a região; e da topografia da região, ou dos obstáculos encontrados nela.

Neste trabalho, a estrutura não é solicitada por cargas horizontais permanentes, somente acidentais, como o vento. Para o cálculo das cargas nodais de vento, foram utilizadas as recomendações da NBR 6123/88.

Neste trabalho as cargas de vento foram calculadas por meio do coeficiente de arrasto (C_a). Após determinar os valores dos fatores S_1 , S_2 e S_3 , que dependem da classificação da estrutura quanto a topografia; rugosidade do terreno, dimensões da edificação, altura sobre o terreno; e conceitos probabilísticos, respectivamente, juntamente com a velocidade básica do vento, V_0 , foi possível calcular a velocidade característica do vento com a equação 1.

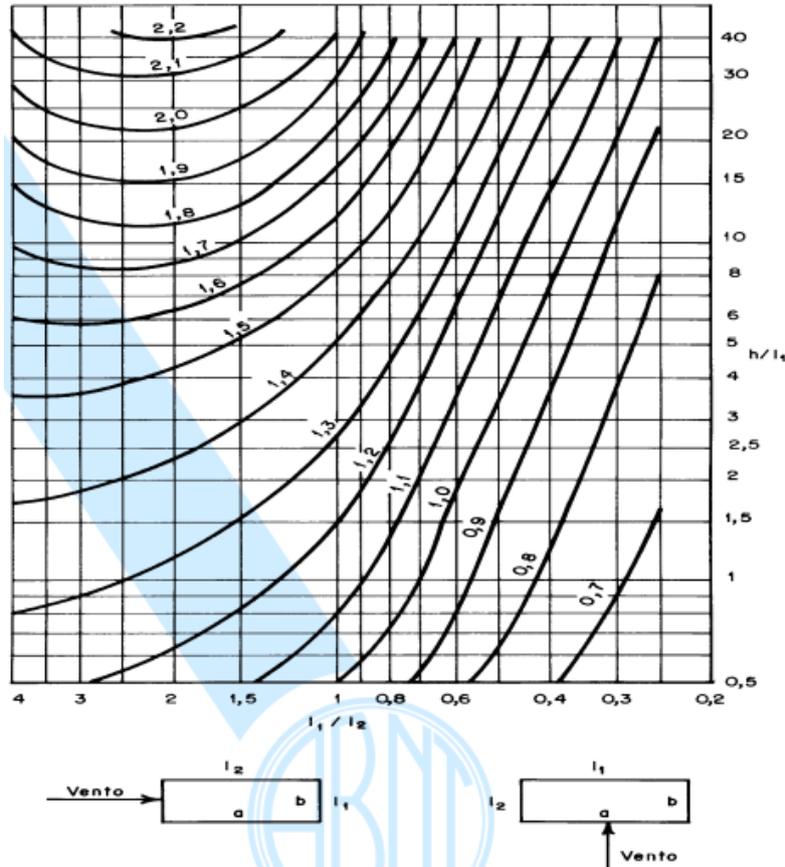
$$V_k = S_1 * S_2 * S_3 * V_0 \quad (1)$$

Os valores de pressão dinâmica do vento, em N/m², foram obtidos por meio da equação 2.

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

O coeficiente de arrasto depende, para efeitos da NBR 6123/88, da relação entre as dimensões da edificação e foi obtido com o ábaco da Figura 4.

Figura 4 - Coeficiente de arrasto para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência.



Fonte: NBR 6123/88.

As forças nodais, por sua vez, foram calculadas com a equação 3.

$$F = C_a * q * A_l \quad (3)$$

2.3. Estados limites e combinações de cargas

A NBR 8800/08 recomenda a verificação da estrutura os estados limites últimos e de serviço. Os ELU têm como principal objetivo identificar a combinação de cargas a que está submetida a estrutura para que seus elementos possam ser dimensionados para os piores casos que possam ocorrer durante a vida útil da estrutura. Os ELS, por sua vez, estão voltados para o conforto do usuário, aspectos estéticos e prevenção a diversas patologias que podem surgir devido a deslocamentos excessivos da estrutura.

2.3.1. Estado limite último

De acordo com o item 4.7.7.2 da NBR 8800/08, as combinações do ELU podem ser classificadas em: normal, especial, de construção e excepcional.

As combinações últimas normais decorrem do uso previsto para a edificação, diferentemente das demais. As combinações últimas especiais, por sua vez, têm duração muito pequena em relação a vida útil da estrutura e decorrem da atuação de cargas variáveis de natureza ou intensidade especial. Já as combinações últimas de construção devem ser consideradas quando a estrutura sofre riscos ainda durante a fase de construção. Sendo também de duração curta e transitória, carregamentos excepcionais são aqueles que podem provocar danos catastróficos na estrutura.

Conhecendo os objetivos desse trabalho, foi utilizada apenas a combinação última normal. Além disso, como a carga acidental vertical tem valor 2 kN/m² e atua na direção não favorável a segurança, foi utilizada a combinação última normal para cargas agrupadas com valor do coeficiente de ponderação igual a 1,40, conforme a equação 4.

$$F_d = 1,40 * \sum (CP + CA) \quad (4)$$

2.3.2. Estado limite de serviço

Descrita na NBR 8800/08, item 4.7.7.3, uma combinação de serviço pode ser classificada em quase permanente, frequente e rara. A classificação das combinações de serviço é feita de acordo com o tempo durante o qual atua a combinação.

A combinação quase permanente de serviço ocorre durante boa parte do período da vida útil da estrutura, da ordem da metade desse período. Trata de deslocamentos que não provocam danos permanentes e irreversíveis a elementos da construção.

A combinação frequente de serviço ocorre cerca de 10⁵ vezes em 50 anos e não causa dano permanente à estrutura, diferentemente da combinação rara de serviço, que ocorre durante algumas horas e causa danos irreversíveis.

Para o estudo dos deslocamentos feito neste trabalho, é suficiente utilizar apenas combinação frequente de serviço pela equação 5.

$$F_d = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \Psi_1 F_{q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{2j} F_{Qj,k} \quad (5)$$

Os valores dos coeficientes de combinação e redução para ações variáveis são os apresentados no Quadro 2.

Quadro 2 - Coeficientes de combinação e redução para ações variáveis.

Ações		γ_{fz} ^a		
		ψ_0	ψ_1 ^d	ψ_2 ^e
Ações variáveis causadas pelo uso e ocupação	Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^{b)}	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ^c	0,7	0,6	0,4
	Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens e sobrecargas em coberturas (ver B.5.1)	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos	Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
	Vigas de rolamento de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5
	Pilares e outros elementos ou subestruturas que suportam vigas de rolamento de pontes rolantes	0,7	0,6	0,4
^a Ver alínea c) de 4.7.5.3. ^b Edificações residenciais de acesso restrito. ^c Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público. ^d Para estado-limite de fadiga (ver Anexo K), usar ψ_1 igual a 1,0. ^e Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para ψ_2 o valor zero.				

Fonte: NBR 8800/08.

2.4. Análise estrutural

De acordo com Fontes e Pinheiro (2009), a análise de uma estrutura consiste em determinar esforços solicitantes e deslocamentos por meio de modelos matemáticos após a idealização de diversos fatores, como o comportamento das ações, dos materiais constituintes, das ligações entre os elementos e da resposta destes frente às ações.

A análise deve ser feita de acordo com a complexidade da estrutura. Sendo assim, em edifícios altos, a análise que melhor aproxima a situação real é a análise não linear. De acordo com Pinto (2002), os efeitos não lineares dividem-se em efeitos referentes ao comportamento não linear do material, conhecidos por não linearidade física, e aqueles devidos à mudança de posição da estrutura no espaço, conhecidos por não linearidade geométrica.

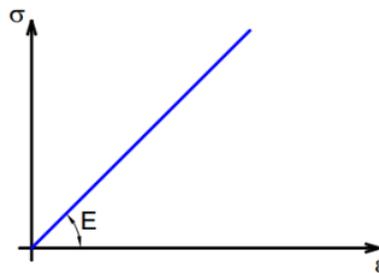
Para este trabalho foram utilizados dois tipos de análise estrutural: linear e não linear geométrica. A análise linear serviu para classificar a estrutura e forneceu uma visão inicial do comportamento da estrutura, tendo sido recomendado pela NBR 8800/08 comparar os resultados com a análise não linear geométrica para se conhecer melhor o comportamento da estrutura em projeto (item 4.9.4 da NBR 8800/08).

2.4.1. Influência na análise estrutural devido ao material dos perfis

Apesar de não ter sido utilizada a influência do material, neste trabalho, é importante mencionar alguns de seus aspectos. Sabe-se que a composição do material é um fator de grande influência no seu comportamento, principalmente em relação à resistência e ao deslocamento. Nesse sentido, os perfis de diferentes materiais apresentam curvas de tensão x deformação também diferentes, que podem apresentar limites diferentes de elasticidade. É importante, pois, que em cada situação seja verificada a necessidade de realizar uma análise estrutural considerando a linearidade ou a não linearidade física (do material).

A linearidade do material está relacionada com seu comportamento elástico-linear, isto é, é considerada a capacidade do material de voltar à sua configuração inicial após ter sofrido deformações decorrentes de ações externas com posterior alívio de carregamentos (FONTE E PINHEIRO, 2009). Sendo assim, há uma relação linear entre tensão e deformação, como na Figura 5.

Figura 5 – Curva tensão x deformação linear.

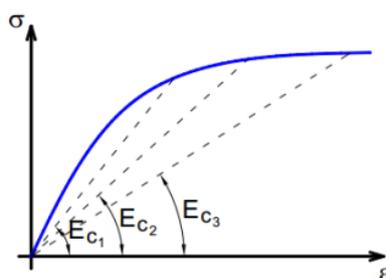


Fonte: Moncayo, 2011.

A análise linear física, apesar de ser mais simples quando comparada à não linear, representa muito bem o comportamento de diversas estruturas, principalmente as de pequeno porte. Em estruturas de poucos pavimentos, onde a ação do vento não for tão prejudicial e for válida a hipótese de pequenas deformações, a análise linear física é suficiente (SCADELAI, 2004).

Materiais utilizados em estruturas não têm comportamento completamente linear e, por esse motivo, é importante tentar manter as deformações dentro de um limite elástico como meio para simplificação das análises. Entretanto, nem sempre é possível fazer isso com alternativas viáveis e, conseqüentemente, a relação entre tensão e deformação perde sua linearidade. A Figura 6 serve como exemplo para esse caso.

Figura 6 – Gráfico tensão x deformação não-linear.



Fonte: Moncayo, 2011.

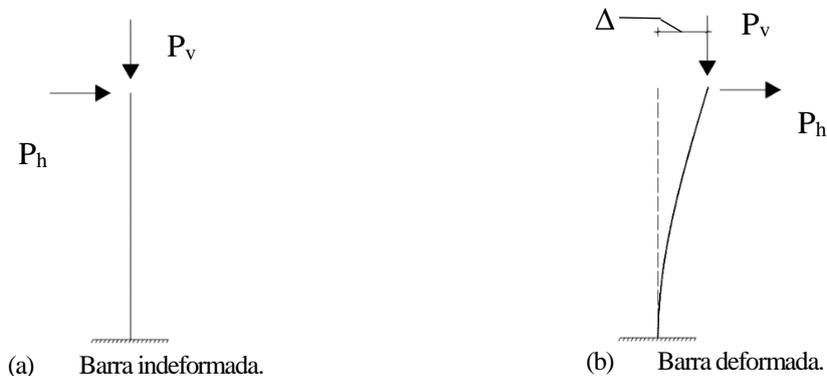
Quando a relação entre tensão e deformação perde a linearidade, a estrutura deve ser analisada por meio da não linearidade física.

2.4.2. Influência na análise estrutural devido à geometria da estrutura

A linearidade geométrica, por sua vez, considera a análise da estrutura apenas em sua configuração indeformada. Isso ocorre quando agem apenas pequenos deslocamentos na estrutura e podem ser desconsiderados os efeitos de segunda ordem que surgem devido aos deslocamentos locais e globais.

A NLG, por sua vez, leva em conta os efeitos de segunda ordem que surgem devido a ação das cargas na estrutura deformada, que devem ser somados aos efeitos de primeira ordem (FONTES E PINHEIRO, 2009). Quando os deslocamentos são grandes, acréscimos de esforços surgem na estrutura. Como exemplo, veja a Figura 7.

Figura 7 – Barra vertical engastada submetida a duas forças: vertical e horizontal.



Fonte: Autor, 2021.

Ao analisar a barra em seu estado indeformado, percebe-se que apenas a carga horizontal provoca momento fletor na base. Entretanto a barra em seu estado deformado, com deslocamento horizontal Δ , tem seu momento fletor resultante da aplicação tanto da carga vertical como da carga horizontal. O mesmo acontece em estruturas aporticadas, como é o caso da estrutura analisada neste trabalho.

Em ambos os casos, NLF e NLG, a análise é feita por meio de análise incremental, iterativa ou incremental-iterativa, sendo sempre atualizadas as informações em cada estágio do material ou da estrutura.

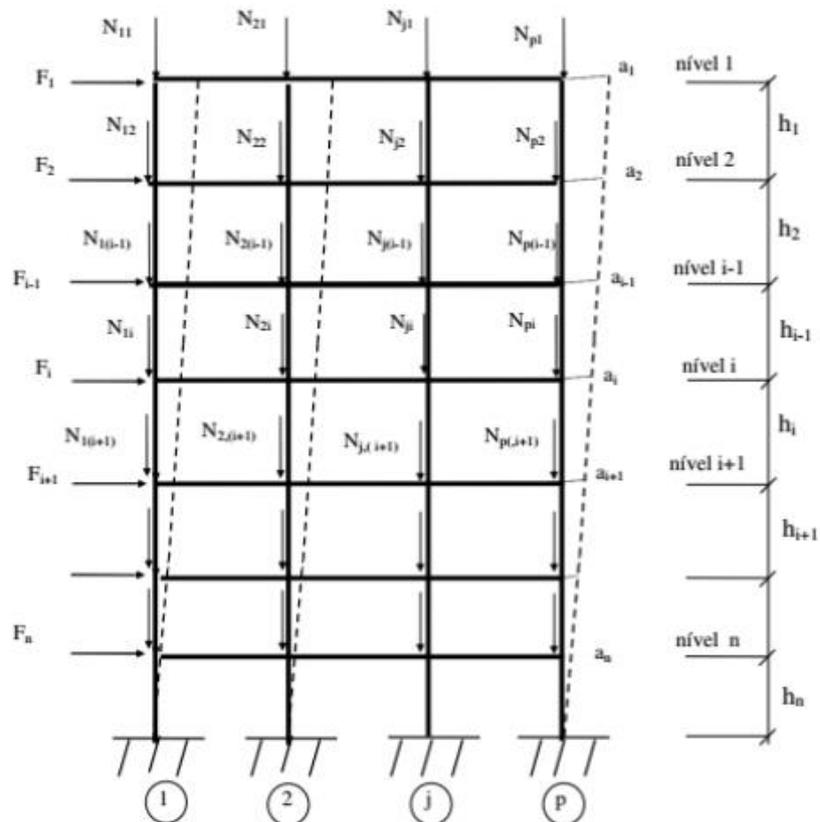
Neste trabalho será utilizada apenas a NLG por meio do Método P-Delta para obtenção dos efeitos de segunda ordem na estrutura.

2.4.2.1. Método P-Delta

A ideia do Método P-Delta consiste em uma sequência de análises lineares da estrutura aperturada. A literatura dispõe de vários modelos para a aplicação do método, e um deles é o método das forças fictícias. De forma simplificada, é possível explicar o processo da seguinte maneira.

Inicialmente é feita uma análise de primeira ordem na estrutura para a determinação dos deslocamentos horizontais em cada pavimento. Logo depois são determinadas as forças horizontais fictícias equivalentes aos momentos de segunda ordem de uma forma aproximada (LONGO, 2016). Na Figura 8 é apresentado um exemplo para um melhor entendimento.

Figura 8 – Deslocamentos horizontais no pórtico.



Fonte: Longo, 2016.

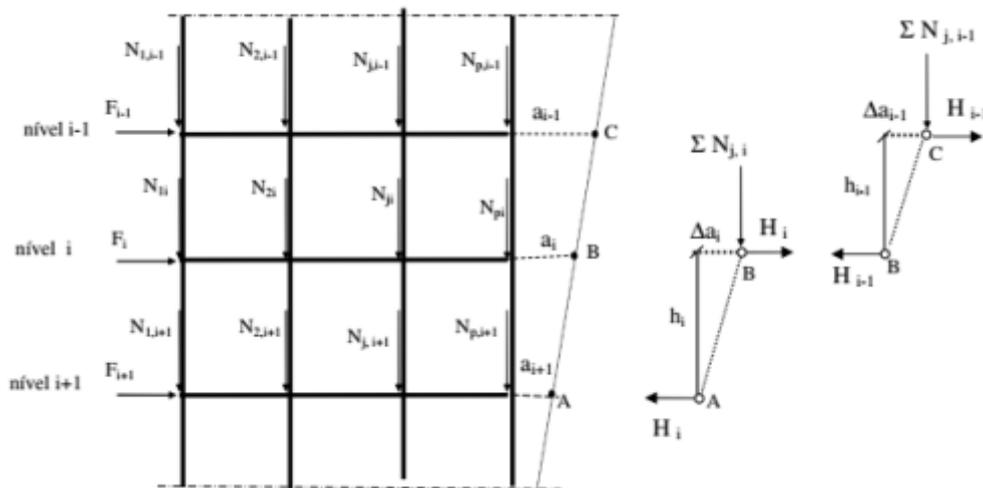
As forças horizontais são determinadas da seguinte forma:

- Os deslocamentos a_i são determinados pela análise linear;
- Calcula-se os deslocamentos relativos Δa_i de cada pavimento;
- As forças totais H_i podem ser calculadas pela fórmula a seguir;

$$H_i = \frac{\sum N_{j,i} x \Delta a_i}{h_i}$$

- Como mostrado na Figura 9, a força lateral fictícia é a diferença entre as forças em cada nó;

Figura 9 – Forças nodais fictícias.



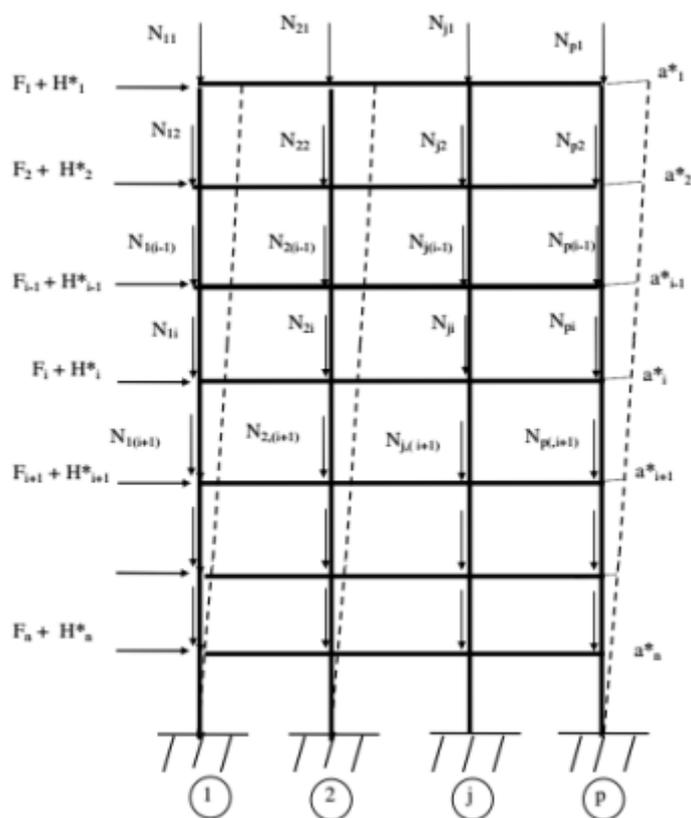
Fonte: Longo, 2016.

$$H_i^* = \frac{\sum N_{j,i} x \Delta a_i}{h_i} - \frac{\sum N_{j,i-1} x \Delta a_{i-1}}{h_{i-1}}$$

- As forças H_i^* são adicionadas ao carregamento horizontal já existente e é realizada uma nova análise linear; e
- Para cada iteração são encontradas novas forças H_i^* até que os resultados converjam dentro de um limite pré-estabelecido.

A Figura 10 apresenta o arranjo da estrutura e das cargas ao final de cada iteração.

Figura 10 – Forças horizontais fictícias aplicadas no pórtico em sua configuração original.



Fonte: Longo, 2016.

2.5. Verificação dos estados limites último e de serviço

A verificação dos estados limites é feita de acordo com as informações obtidas da aplicação das combinações atuantes e do tipo de análise realizado na estrutura. São essas verificações que garantem a segurança e o conforto dos usuários

2.5.1. Verificação dos estados limites últimos

As verificações do ELU tratam da segurança da estrutura e da sua capacidade em resistir a cargas a que está submetida. Sendo assim, são utilizados os esforços solicitantes obtidos por meio da análise NLG e da combinação última normal mostrada em 2.3.1 para verificar se os perfis adotados satisfazem as condições recomendadas pela NBR 8800/08.

Todos os perfis adotados foram dimensionados como perfis I bissimétricos soldados e fletidos na direção de maior inércia. As verificações foram realizadas em cada elemento de acordo com os esforços a que foram submetidos:

- Pilares: flexo-compressão;
- Vigas: flexão simples e esforço cortante; e
- Diagonais de contraventamento: tração e compressão.

2.5.2. Verificação dos estados limites de serviço

As verificações do ELS englobam fatores que afetam o conforto e a aparência da edificação. Isto é, são analisados os deslocamentos e deformações que podem levar desconforto ao usuário, como deslocamentos excessivos e repetitivos, e que podem gerar patologias devido a deslocamentos relativos, que geram cisalhamento em alvenaria, vidros e outros componentes de vedação ou até mesmo estrutural.

Para este trabalho, foram realizados 2 tipos de verificações: deslocamento horizontal máximo global em relação à base e deslocamento horizontal relativo máximo entre pavimentos consecutivos.

2.5.2.1. Deslocamento horizontal máximo global em relação à base

Os deslocamentos horizontais da estrutura foram obtidos com a combinação calculada com a (5 apresentada em 2.3.2. Por se tratar de um edifício de múltiplos pavimentos e ter a ação do vento como a principal causadora de deslocamentos horizontais, os resultados para verificação foram obtidos por meio da análise NLG.

A NBR 8800/08, Tabela C.1 – Deslocamentos máximos, recomenda que o maior deslocamento no topo dos pilares em relação à base não seja superior a $H/400$, em que H é a altura total da estrutura.

2.5.2.2. Deslocamento horizontal relativo máximo entre pavimentos consecutivos

Essa verificação, segundo a Tabela C.1 da NBR 8800/08, deve ser feita apenas com os esforços cortantes de cada andar considerado. Dessa forma, será utilizada a combinação da (5 apenas com as forças horizontais (vento).

O maior valor de deslocamento horizontal relativo entre pavimentos consecutivos não deve ser superior a $h/500$, em que h é a altura entre eixos consecutivos de vigas.

2.6. Classificação da estrutura quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais

A NBR 8800/08 faz, em seu item 4.9.4, a classificação da estrutura quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais. Essa classificação se divide em 3: pequena, média e grande deslocabilidade.

Para isso, é preciso calcular a relação entre os deslocamentos laterais dos andares relativos à base obtidos na análise de segunda ordem e aquele obtido na análise de primeira ordem em todas as combinações últimas de projeto. Como a combinação utilizada neste trabalho permite o agrupamento de cargas com um fator de majoração igual a 1,40, tais deslocamentos foram obtidos com essa combinação.

O resultado indica a qual classificação a estrutura pertence:

- $\frac{\delta_2}{\delta_1} < 1,10$: Pequena deslocabilidade;
- $1,10 < \frac{\delta_2}{\delta_1} < 1,40$: Média deslocabilidade; e
- $\frac{\delta_2}{\delta_1} > 1,40$: Grande deslocabilidade.

A classificação da estrutura indica os tipos de considerações que devem ser realizadas devido ao grau de deslocabilidade.

Estruturas de pequena ou média deslocabilidade devem ser analisadas considerando-se a imperfeição geométrica do material. De modo simplificado, pode ser acrescentado 0,3% do valor total das cargas verticais à estrutura como cargas horizontais para compensar a imperfeição mencionada. Ainda, para estruturas de média deslocabilidade, deve ser feita a análise da estrutura considerando a rigidez axial das barras com uma redução de 20% em relação ao valor original. Estruturas de grande deslocabilidade devem, segundo a NBR 8800/08, ser analisadas de forma rigorosa com a consideração de imperfeições iniciais e outros fatores.

3. Apresentação das estruturas

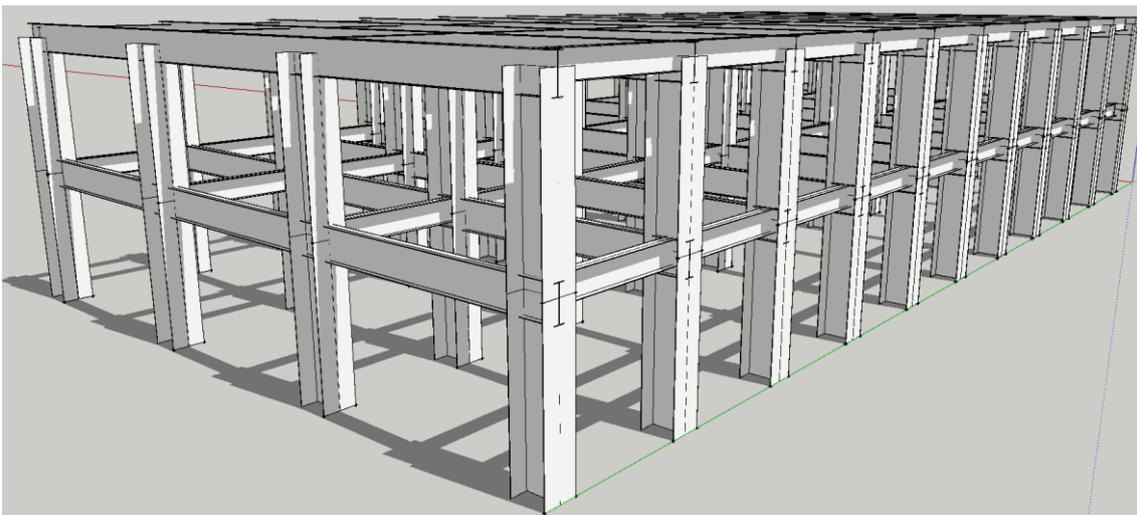
As estruturas analisadas neste trabalho são compostas por pilares, vigas e diagonais de contraventamento feitos de aço ASTM A572 com $f_{yk} = 345$ MPa e $f_{uk} = 450$ MPa. As constantes físicas do aço utilizadas foram $E = 20.000,00$ kN/cm² e $G = 7.700,00$ kN/cm².

O estudo foi realizado tendo como base 3 estruturas: A, B e C. As dimensões do edifício para todos os casos são as mesmas: 15m x 30m e 150m de altura, com 50 pavimentos, tendo cada um 3,00m de altura para efeitos de projeto (distância entre eixos de vigas consecutivas).

3.1. Estrutura A

A Estrutura A é composta por vigas e pilares que formam pórticos em ambas as direções, como mostrado na Figura 11.

Figura 11 – Visão 3D dos dois primeiros pavimentos da estrutura sem contraventamento e sem considerar os elementos de ligação..



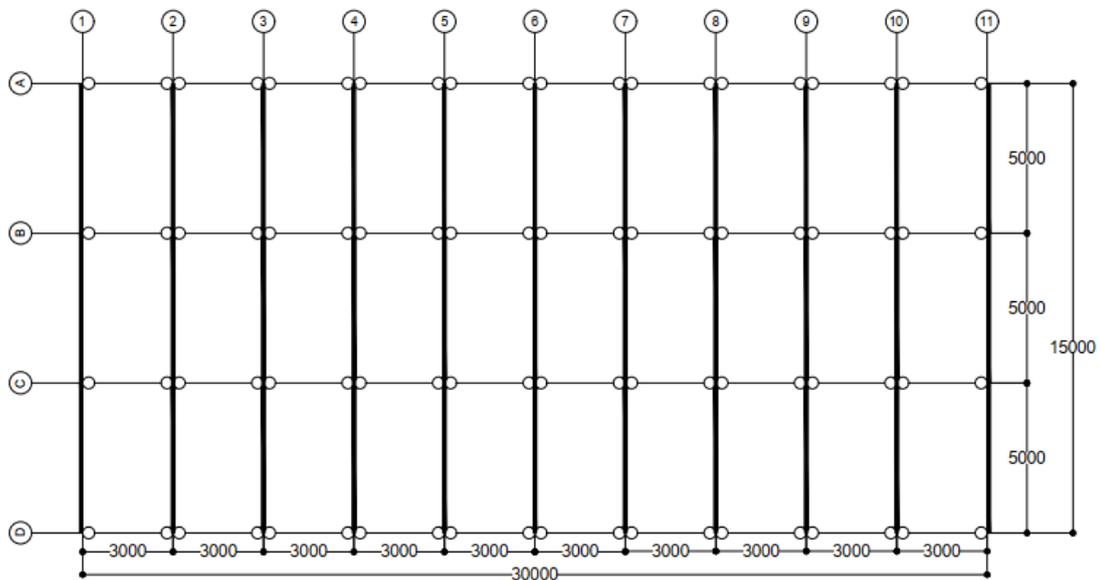
Fonte: Autor, 2021.

As ligações entre vigas e pilares que estão na direção de maior rigidez dos pilares são rígidas. Na direção de menor inércia dos pilares, as ligações entre esses elementos são rotuladas. A Figura 12 mostra a planta baixa com os eixos dos elementos estruturais do pavimento tipo da estrutura.

Os pórticos A, B, C e D (Figura 12) não serão analisados, pois não são os pórticos mais críticos para o estudo em questão. Estruturas de aço já utilizam sistemas de contraventamento na direção de menor inércia dos pilares, onde as ligações entre vigas e pilares são rotuladas. Sendo assim, os pórticos a serem avaliados serão os pórticos de 2 a

10 que, devido a sua área de influência, resistem às maiores cargas verticais e horizontais que os pórticos 1 e 11.

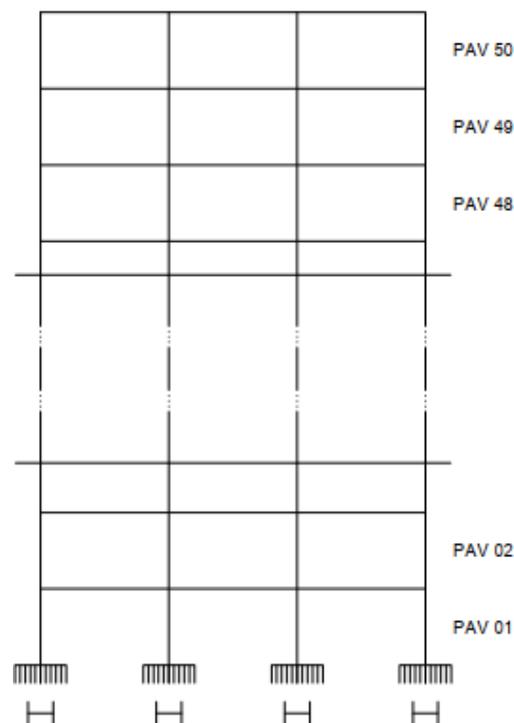
Figura 12 – Planta baixa estrutural do pavimento tipo – em mm.



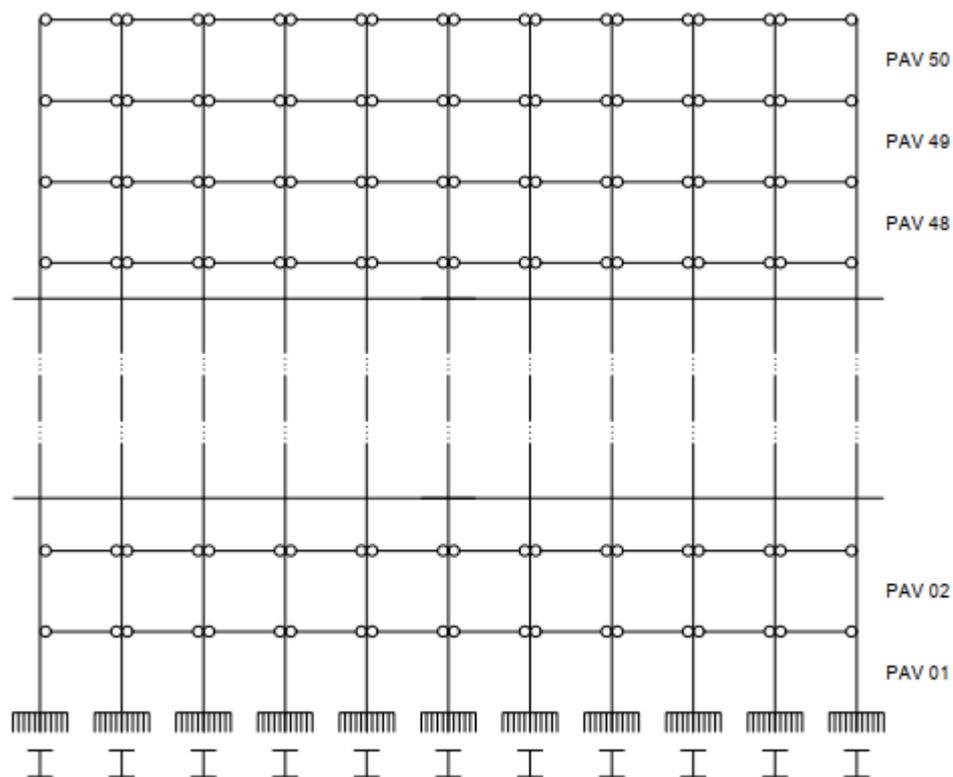
Fonte: Autor, 2021.

Sendo as lajes apoiadas na direção de maior comprimento da estrutura, foi considerado, para efeitos de cálculo, que toda carga vertical é sustentada apenas pelos pórticos da Figura 13, nos quais o vínculo entre os pilares e as fundações do edifício foi considerada como rígida.

Figura 13 – Pórtico tipo da estrutura.



(a) Pórticos 01 ao 11.



(b) Pórticos A ao D.

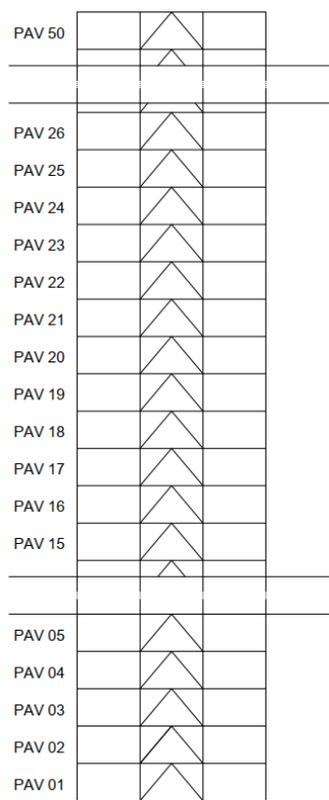
Fonte: Autor, 2021.

O posicionamento dos pilares mostrado na Figura 13 foi feito para garantir uma maior rigidez da estrutura na direção de menor comprimento dela e foi assim considerado em todos os pórticos analisados.

3.2. Estrutura B

A Estrutura B é composta por pórticos semelhantes aqueles da Estrutura A, sendo incluídos diagonais de contraventamento em “V” invertido, que atua na região central dos pórticos, como na Figura 14. As ligações entre vigas e pilares são rígidas, e as ligações entre as barras diagonais e os demais elementos são rotuladas, estando, portanto, resistindo apenas a esforços de tração e compressão.

Figura 14 – Pórticos 01 ao 11, com contraventamento em “V” invertido, da Estrutura B.



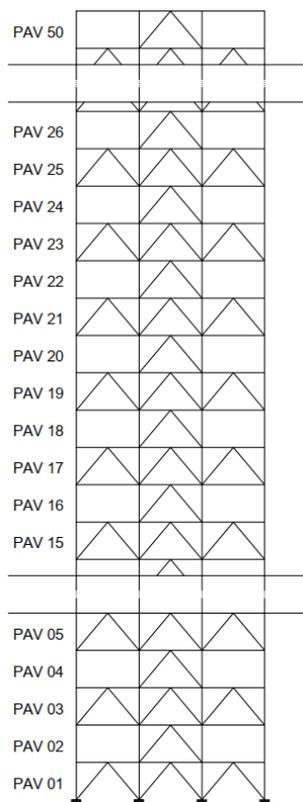
Fonte: Autor, 2021.

3.3. Estrutura C

Os pórticos que compõem a Estrutura C são iguais aos pórticos da Estrutura B, sendo incluídos apenas os contraventamentos em “V” invertido de forma intercalada nos pórticos 01 ao 11, conforme apresentado na Figura 15.

As barras de contraventamento, para efeito de análise estrutural do pórtico, resistem apenas a cargas axiais de tração e compressão. Sendo assim, têm-se, em relação aos pórticos 01 ao 11, ligações rígidas entre vigas e pilares, e diagonais de contraventamento com extremidades rotuladas.

Figura 15 – Pórticos 01 ao 11, com contraventamento em “V” invertido, da Estrutura C.



Fonte: Autor, 2021.

4. Apresentação e discussão dos resultados

4.1. Estimativa das cargas atuantes

O cálculo da estimativa de cargas verticais atuantes na estrutura foi realizado com auxílio da NBR 6120/80, que trata das cargas para o cálculo de estruturas de edificações. As cargas horizontais, por sua vez, foram estimadas seguindo as recomendações dispostas na NBR 6123/88, que trata das forças devido ao vento em edificações.

4.1.1. Ações verticais

Neste trabalho, as ações verticais são compostas por: peso próprio da estrutura, peso das paredes, do forro de gesso, das lajes, dos revestimentos dos pisos, da impermeabilização e da carga accidental. A seguir são apresentados os elementos que compõem as ações verticais.

- Peso próprio da estrutura

O peso próprio da estrutura metálica foi estimado adotando-se os perfis indicados no Quadro 3.

Quadro 3 – Perfis utilizados de acordo com o pavimento.

Referência	Pavimento	Perfil
Pilares	01 ao 18	CVS 650x351
	19 ao 50	CVS 650x211
Vigas	01 ao 15	VS 600x86
	16 ao 50	VS 450x60
Vigas*	01 ao 50	VS 450x60

*Vigas dos pórticos A, B, C e D.

Fonte: Autor, 2021.

Como se trata de uma estimativa inicial, não foi considerado, para o primeiro dimensionamento, o peso do contraventamento. Entretanto, após realizar as análises estruturais nos 3 sistemas, foi visto que nas estruturas com contraventamento há uma redistribuição de esforços e, conseqüentemente, os pilares mais solicitados sofrem diminuição na relação N_{sd}/N_{rd} e M_{sd}/M_{rd} , podendo, portanto, resistir ao acréscimo do peso do contraventamento sem descumprir as recomendações da NBR 8800/08.

Distribuídos os pilares e as vigas, foi estimado o peso próprio da estrutura metálica conforme o Quadro 4.

Quadro 4 – Estimativa do peso próprio da estrutura.

Perfil	Comprimento (m)	Peso linear (kgf/m)	Peso (kgf)	Peso total (kN)	Área total (m ²)	Peso/área (kN/m ²)
CVS 650x351	2.376	351	833.976	26.445,90	22.500,00	1,18
CVS 650x211	4.224	211	891.264			
VS 600x86	2.475	86	212.850			
VS 450x60	5.775	60	346.500			
*VS 450x60	6.000	60	360.000			

*Vigas dos pórticos A, B, C e D.

Fonte: Autor, 2021.

Portanto, o peso próprio da estrutura a ser considerado no projeto é de 1,18 kN/m².

- Paredes

Para efeito de cálculos, as paredes são compostas por alvenaria, argamassa e revestimento. Considerando os pesos específicos aparentes de cada material, fornecido pela NBR 6120/80, foi possível estimar o peso próprio das paredes em 3,08 kN/m².

- Forro de gesso

Segundo a NBR 6120/80, o gesso possui peso específico aparente igual a 12,50 kN/m². Considerando o forro com espessura de 2,50 cm, o peso devido ao forro de gesso calculado foi de 0,31 kN/m².

- Laje em concreto armado

Foi considerada uma espessura uniforme igual a 12,00 cm em todos os pavimentos. Sendo o peso específico do concreto armado igual a 25 kN/m², a carga atuante calculada é de 3,00 kN/m².

- Revestimento dos pisos

O revestimento do piso tem espessura de 2,00cm e possui peso específico aparente igual a 21 kN/m², conforme recomendações de Bellei *et al.* (2008). Portanto, o peso do revestimento dos pisos é 0,42 kN/m².

- Impermeabilização

A impermeabilização pode ser feita de diversas formas e com diferentes materiais. Para este caso, pode-se utilizar, para estimar a carga, o peso específico aparente do concreto (BELLEI *et. al*, 2008). Considerando uma impermeabilização com espessura de 2,00 cm, a carga distribuída nas lajes impermeabilizadas é igual a 0,50 kN/m².

- Carga acidental vertical

A carga acidental a ser adotada é recomendada na Tabela 2 da NBR 6120/80. Com o intuito de uniformizar e simplificar o cálculo dos esforços, foi adotado o valor de 2,00

kN/m² para a carga acidental com as reduções do Quadro 1 de acordo com o pavimento considerado.

Todas as cargas estimadas acima agem vertical e uniformemente nas vigas, sendo necessário, ainda, o cálculo das cargas nodais devidas ao vento e as considerações devidas às imperfeições geométricas em estruturas de pequena e média deslocabilidade.

Considerando a largura de influência de 3,00m para os pórticos a serem estudados, no Quadro 5, encontram-se os valores de cargas permanente e acidental de projeto para cada estado limite a ser analisado.

Quadro 5 - Cargas verticais de projeto.

Cargas ponderadas distribuídas nas vigas				
Combinação	Tipo de carga	Pavimento	ψ	Carga distribuída de projeto
ELU	Permanente	01 ao 49	1,40	33,45 kN/m
		50	1,40	22,65 kN/m
	Acidental	01 ao 45	1,40	3,36 kN/m
		46	1,40	5,04 kN/m
		47	1,40	6,72 kN/m
		48 ao 50	1,40	8,40 kN/m
ELS - CA principal	Permanente	01 ao 49	1,00	23,89 kN/m
		50	1,00	16,18 kN/m
	Acidental	01 ao 45	0,60	1,44 kN/m
		46	0,60	2,16 kN/m
		47	0,60	2,88 kN/m
		48 ao 50	0,60	3,60 kN/m
ELS - VE principal	Permanente	01 ao 49	1,00	23,89 kN/m
		50	1,00	16,18 kN/m
	Acidental	01 ao 45	0,40	0,96 kN/m
		46	0,40	1,44 kN/m
		47	0,40	1,92 kN/m
		48 ao 50	0,40	2,40 kN/m

Fonte: Autor, 2021.

4.1.2. Ações horizontais

A edificação foi classificada de acordo com os critérios da NBR 6123/88 para a estimativa da carga de vento. A obtenção dos fatores S_1 , S_2 e S_3 para o cálculo da pressão dinâmica do vento será feito adiante.

- Fator topográfico: S_1

Para efeitos de cálculo, a estrutura foi considerada localizada em terreno plano ou fracamente acidentado ($S_1 = 1,00$).

- Fator S_2

Quanto à rugosidade do terreno, foi considerado um terreno plano com cota média do topo dos obstáculos igual a 3,00m. Logo, a edificação encontra-se na Categoria III.

Sendo a maior dimensão da edificação igual a 150,00m, a estrutura encontra-se na Classe C. O valor de S_2 varia de acordo com a altura onde o pavimento é analisado e seus valores serão apresentados no Quadro 6.

- Fator estatístico (S_3) e pressão dinâmica do vento

O edifício encontra-se no grupo 2: edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação. Sendo assim, $S_3 = 1,00$.

Conhecendo os fatores e a velocidade básica do vento ($V_0 = 30\text{m/s}$ – Alagoas), elabora-se o Quadro 6.

Quadro 6 – Cálculo da pressão dinâmica do vento.

$V_0 = 30,00 \text{ m/s}$					
$z \text{ (m)}$	S_1	S_2	S_3	$V_k \text{ (m/s)}$	$q \text{ (kN/m}^2\text{)}$
5	1,00	0,82	1,00	24,60	0,37
10	1,00	0,88	1,00	26,40	0,43
15	1,00	0,93	1,00	27,90	0,48
20	1,00	0,96	1,00	28,80	0,51
30	1,00	1,00	1,00	30,00	0,55
40	1,00	1,04	1,00	31,20	0,60
50	1,00	1,06	1,00	31,80	0,62
60	1,00	1,09	1,00	32,70	0,66
80	1,00	1,12	1,00	33,60	0,69
100	1,00	1,15	1,00	34,50	0,73
120	1,00	1,18	1,00	35,40	0,77
140	1,00	1,20	1,00	36,00	0,79
150	1,00	1,22	1,00	36,60	0,82

Fonte: Autor, 2021.

- Coeficiente de arrasto

Para obter o coeficiente de arrasto por meio do ábaco da Figura 4, é preciso utilizar os parâmetros do Quadro 7.

Quadro 7 – Parâmetros para obtenção do coeficiente de arrasto.

I1 (m)	30	I1/I2	2
I2 (m)	15	h/I1	5
h (m)	150	C_a = 1,52	

Fonte: Autor, 2021.

Dessa forma, foi adotado o valor de $C_a = 1,52$.

- Forças nodais devido ao vento

As forças nodais devido ao vento foram calculadas com a (3) e tem seus valores apresentados no Quadro 32 do APÊNDICE A. Para simplificar a utilização dessas forças horizontais, as ações utilizadas foram as apresentadas no Quadro 8, obtidas a partir da média das forças dos pavimentos agrupados.

Quadro 8 – Ações nodais agrupadas devido ao vento.

Pavimentos	Força (kN)
01	7,61
02 ao 05	6,19
6 ao 10	7,43
11 ao 20	8,58
21 ao 33	9,74
34 ao 49	10,78
50	5,62

Fonte: Autor, 2021.

Para as análises estrutural em cada estado limite, foram utilizados os valores do Quadro 9.

Quadro 9 – Cargas horizontais de projeto devido ao vento.

Pavimento	ELU	ELS - CA principal	ELS - VE principal
01	10,66	0,00	2,28
02 ao 05	8,66	0,00	1,86
6,00 ao 10	10,40	0,00	2,23
11,00 ao 20	12,01	0,00	2,57
21,00 ao 33	13,64	0,00	2,92
34,00 ao 49	15,09	0,00	3,23
50	7,86	0,00	1,69

Fonte: Autor, 2021.

4.1.3. Consideração das imperfeições geométricas por meio das forças nocionais

A NBR 8800/08 recomenda, para estruturas de pequena e média deslocabilidade, que sejam consideradas as imperfeições geométricas iniciais por meio de duas formas:

- Acréscimo de um deslocamento relativo igual a $h/333$ interpavimentos, sendo h igual a altura do andar, medido de eixo a eixo entre vigas consecutivas; ou
- Acréscimo de uma força horizontal equivalente a 0,3% do valor das cargas gravitacionais de cálculo aplicadas em todos os elementos resistentes a cargas verticais no pavimento considerado.

Para este trabalho, será utilizado o acréscimo de forças horizontais como consideração das imperfeições geométricas iniciais da estrutura.

As forças nocionais de acordo com cada pavimento e natureza de carga são apresentadas no Quadro 10.

Quadro 10 - Forças nocionais nos pavimentos de acordo com a natureza das cargas.

Referência	Pavimento	Carga (kN/m)	Comprimento (m)	Carga (kN)	FN (kN)
Permanente	01 ao 49	23,89	15,00	358,35	1,08
	50	16,18	15,00	242,70	0,73
Acidental	01 ao 47	2,40	15,00	36,00	0,11
	46	3,60	15,00	54,00	0,16
	47	4,80	15,00	72,00	0,22
	48 ao 50	6,00	15,00	90,00	0,27

Fonte: Autor, 2021.

Dessa forma, o acréscimo total de cargas horizontais pôde ser resumido no Quadro 11.

Quadro 11 – Forças nocionais nos pavimentos.

Pavimento	FN (kN)
01 ao 47	1,18
46	1,24
47	1,29
48 e 49	1,35
50	1,00

Fonte: Autor, 2021.

De acordo com a NBR 8800/08, as forças nocionais não precisam ser adicionadas nos nós dos apoios. Além disso, as forças nocionais, neste trabalho, recebem os mesmos coeficientes de ponderação que o vento nas combinações dos estados limites último e de serviço, como no quadro a seguir.

Quadro 12 – Forças nocionais de projeto.

Pavimento	ELU	ELS - CA principal	ELS - VE principal
01 ao 47	1,65	0,00	0,35
46	1,74	0,00	0,37
47	1,81	0,00	0,39
48 e 49	1,89	0,00	0,41
50	1,40	0,00	0,30

Fonte: Autor, 2021.

4.2. Análise estrutural

Todas as análises foram realizadas no *Robot Structural Analysis* © (Autodesk) para que fossem obtidos os valores de esforços solicitantes e deslocamentos por meio de análises NLG (ELU e ELS) e LG (classificação da estrutura quanto à deslocabilidade).

A primeira análise estrutural foi realizada na Estrutura A para o devido dimensionamento dos pilares e vigas e estudo dos deslocamentos existentes, bem como da classificação da estrutura quanto a sua deslocabilidade. É importante lembrar que o estudo realizado engloba apenas os pórticos 02 ao 10, visto que as larguras de influência deles são maiores que as larguras de influência dos pórticos 01 e 11. Ademais, destaque-se que esses pórticos possuem ligações rígidas entre vigas e pilares. Sendo assim, os pórticos A, B, C e D não serão verificadas neste trabalho.

4.2.1. Análise NLG da Estrutura A - ELU

Após uma etapa de pré-dimensionamento, foram escolhidos 3 perfis para os pilares e 2 perfis para as vigas, todos apresentados no Quadro 13.

Quadro 13 - Perfis escolhidos em cada pavimento.

Referência	Pavimento	Perfil
Pilares	01 ao 15	CVS 650x351
	16 ao 20	CVS 650x310
	21 ao 50	CVS 650x211
Vigas	01 ao 20	VS 600x86
	21 ao 50	VS 450x60

Fonte: Autor, 2021.

A obtenção dos esforços para a verificação dos perfis para o ELU foi realizada por meio da análise NLG e os resultados obtidos estão dispostos no Quadro 14 e no Quadro 15.

Quadro 14 – Esforços para verificação dos pilares no ELU da estrutura A.

Referência	PAV	Perfil	(1)		(2)	
			N _{sd}	M _{sd}	N _{sd}	M _{sd}
Pilares	1	CVS 650x351	10.487,54	66.113,00	8.464,80	70.591,00
	16	CVS 650x310	6.751,47	25.260,00	5.765,59	39.287,00
	21	CVS 650x211	5.466,06	38.773,00	4.910,81	51.684,00

Fonte: Autor, 2021.

Quadro 15 - Esforços para verificação das vigas no ELU da estrutura A.

Referência	PAV	Perfil	M _{sd}	V _{sd}
Vigas	20	VS 600x86	53.591,00	273,59
	24	VS 450x60	39.460,00	218,60

Fonte: Autor, 2021.

Os pilares foram verificados à flexo-compressão seguindo as recomendações da NBR 8800/08, assim como as vigas foram verificadas a esforços cortantes e momentos fletores simples. Realizadas as verificações, foram calculados os resultados do Quadro 16 e do Quadro 17, sendo todos os perfis adotados aprovados.

Quadro 16 – Verificação dos perfis adotados para os pilares segundo a NBR 8800/08.

Referência	Perfil	(1)		(2)		$\frac{N_{csd}}{N_{crd}} + \frac{8 M_{sd}}{9 M_{rd}}$	
		N _{csd} /N _{crd}	M _{sd} /M _{rd}	N _{csd} /N _{crd}	M _{sd} /M _{rd}	(1)	(2)
Pilares	CVS 650x351	0,82	0,19	0,66	0,20	0,99	0,84
	CVS 650x310	0,60	0,08	0,51	0,13	0,67	0,63
	CVS 650x211	0,73	0,19	0,66	0,25	0,90	0,88

Fonte: Autor, 2021.

Quadro 17 – Verificação dos perfis adotados para as vigas segundo a NBR 8800/08.

Referência	Perfil	M _{rd}	V _{rd}	$\frac{M_{sd}}{M_{rd}}$	$\frac{V_{sd}}{V_{rd}}$
Vigas	VS 600x86	75.420,00	720,67	0,71	0,38
	VS 450x60	41.340,00	448,00	0,95	0,49

Fonte: Autor, 2021.

4.2.2. Análise NLG da Estrutura B - ELU

Os perfis verificados e adotados na Estrutura A serão mantidos na Estrutura B. Uma nova análise estrutural será realizada, no entanto, com barras de contraentamento em “V” invertido distribuídas ao longo da parte central dos pórticos, cujo perfil escolhido foi o CVS 300x47. Os elementos diagonais estão submetidos apenas a esforços axiais de tração e compressão.

As barras mais solicitadas encontram-se no pavimento 2 (tração e compressão), cujos esforços são apresentados no Quadro 18, que também dispõe os valores resultantes da verificação dos perfis de acordo com a NBR 8800/08.

Quadro 18 - Esforços e resistências de projeto das barras de contraventamento da Estrutura B.

N_{tsd}	N_{csd}	N_{trd}	N_{crd}	$\frac{N_{tsd}}{N_{trd}}$	$\frac{N_{csd}}{N_{crd}}$
73,29	532,69	1.489,80	937,27	0,05	0,57

Fonte: Autor, 2021.

Com as diagonais de contraventamento aprovadas nas verificações, foi observada uma redistribuição nos esforços solicitantes, principalmente naqueles elementos mais solicitados na Estrutura A, conforme pode ser visto no Quadro 19.

Quadro 19 – Comparação entre os esforços dos elementos mais solicitados na Estrutura A em relação aos mesmos elementos na Estrutura B – kN e kN.cm

Perfil	PAV	Esforço	Estrutura		ΔEsf	
			A	B		
CVS 650x351	1	N_{csd}	10.487,54	9.019,53	-1.468,01	-14%
		M_{sd}	66.113,00	32.055,00	-34.058,00	-52%
CVS 650x310	16	N_{csd}	6.751,47	6.068,61	-682,86	-10%
		M_{sd}	25.260,00	21.746,00	-3.514,00	-14%
CVS 650x211	21	N_{csd}	5.466,06	4.896,09	-569,97	-10%
		M_{sd}	38.773,00	22.964,00	-15.809,00	-41%
VS 600x86	20	V_{sd}	273,59	240,88	-32,71	-12%
		M_{sd}	57.591,00	44.500,00	-13.091,00	-23%
VS 450x60	26	V_{sd}	218,6	173,89	-44,71	-20%
		M_{sd}	39.460,00	28.003,00	-11.457,00	-29%

Fonte: Autor, 2021.

Ademais, como consequência da redistribuição de cargas, os elementos mais solicitados na Estrutura B não são os mesmos da Estrutura A, conforme representação gráfica no APÊNDICE B. Com efeito, todas as cargas de projeto sofreram redução.

Com a nova configuração da estrutura, as cargas de projeto para verificação dos perfis dos pilares e das vigas são as exibidas no Quadro 20 e Quadro 21, respectivamente.

Quadro 20 – Esforços para verificação dos pilares no ELU da estrutura B.

Referência	PAV	Perfil	(1)		(2)	
			N_{sd}	M_{sd}	N_{sd}	M_{sd}
Pilares	1	CVS 650x351	9.458,33	29.238,00	9.019,53	32.055,00
	16 e 18	CVS 650x310	6.068,61	21.746,00	5.374,64	23.088,00
	21	CVS 650x211	5.020,70	12.195,00	4.896,09	22.964,00

Fonte: Autor, 2021.

Quadro 21 - Esforços para verificação das vigas no ELU da estrutura B.

Referência	PAV	Perfil	M_{sd}	V_{sd}
Vigas	20	VS 600x86	44.500,00	240,88
	27	VS 450x60	28.065,00	174,13

Fonte: Autor, 2021.

De acordo com os quadros, é possível notar que os valores das cargas de projeto da Estrutura B são menores que os valores das cargas de projeto da Estrutura A. Com isso, não será necessário verificar a estrutura novamente para os novos esforços solicitantes, pois os perfis continuarão sendo aprovados. Contudo, em uma situação prática de projeto, isso significa que, com esse novo arranjo estrutural, poderiam ser utilizados perfis mais leves na estrutura, ficando o trabalho de redimensionamento como sugestão para trabalhos futuros.

4.2.3. Análise NLG da Estrutura C – ELU

Os perfis dos pilares e das vigas da Estrutura C, assim como na Estrutura B, são os mesmos da Estrutura A. Uma nova análise estrutural será realizada, no entanto, com barras de contraventamento em “V” invertido distribuídas ao longo da parte central dos pórticos e de forma intercalada entre os pavimentos, cujo perfil escolhido foi o CVS 300x47. Os elementos diagonais estão submetidos apenas a esforços axiais de tração e compressão.

As barras mais solicitadas encontram-se nos pavimentos 3 (compressão) e 4 (tração), cujos valores são apresentados no Quadro 22. No mesmo quadro são mostrados os valores de resistência para tração e compressão do perfil CVS 300x47, obtidos por meio das recomendações sugeridas na NBR 8800/08.

Quadro 22 – Esforços e resistências de projeto das barras de contraventamento da Estrutura C.

N_{tsd}	N_{csd}	N_{trd}	N_{crd}	$\frac{N_{tsd}}{N_{trd}}$	$\frac{N_{csd}}{N_{crd}}$
286,07	734,67	1.489,80	937,27	0,19	0,78

Fonte: Autor, 2021.

Além das verificações realizadas nas diagonais, foi observada uma redistribuição de esforços nos elementos estruturais quando comparados com aqueles das Estruturas A e B. O Quadro 23 apresenta as variações dos esforços nos elementos mais solicitados da Estrutura A.

Quadro 23 – Comparação dos esforços da Estrutura C com os esforços das Estruturas A e B – kN e kN.cm.

Perfil	PAV	Esforço	Estrutura			ΔEsf	
			A	B	C	A e C	B e C
CVS 650x351	1	N _{csd}	10.487,54	9.019,53	10.154,31	-3%	13%
		M _{sd}	66.113,00	32.055,00	25.062,00	-62%	-22%
CVS 650x310	16	N _{csd}	6.751,47	6.068,61	6.809,97	1%	12%
		M _{sd}	25.260,00	21.746,00	23.461,00	-7%	8%
CVS 650x211	21	N _{csd}	5.466,06	4.896,09	5.342,30	-2%	9%
		M _{sd}	38.773,00	22.964,00	19.899,00	-49%	-13%
VS 600x86	20	V _{sd}	273,59	240,88	130,37	-52%	-46%
		M _{sd}	57.591,00	44.500,00	16.692,00	-71%	-62%
VS 450x60	26	V _{sd}	218,6	173,89	108,87	-50%	-37%
		M _{sd}	39.460,00	28.003,00	11.649,00	-70%	-58%

Fonte: Autor, 2021.

Exceto pelo esforço de compressão no perfil CVS 650x310, todos os demais sofreram redução. Sendo assim, para a Estrutura C, os esforços de projeto para verificação nos pilares e vigas são os mostrados a seguir no Quadro 24 e no Quadro 25. Além disso, foi possível notar uma nova redistribuição de esforços quando comparados com aqueles da Estrutura B.

Quadro 24 – Esforços para verificação dos pilares no ELU da estrutura C.

Referência	PAV*	Perfil	(1)		(2)	
			N _{sd}	M _{sd}	N _{sd}	M _{sd}
Pilares	2	CVS 650x351	10.251,14	25.062,00	3.916,89	26.664,00
	16	CVS 650x310	6.809,97	23.461,00	---	---
	22	CVS 650x211	5.357,09	19.899,00	---	---

Fonte: Autor, 2021.

Quadro 25 - Esforços para verificação das vigas no ELU da estrutura C.

Referência	PAV*	Perfil	M _{sd}	V _{sd}
Vigas	3	VS 600x86	49.409,00	404,13
	26	VS 450x60	12.543,00	144,96

Fonte: Autor, 2021.

Os perfis CVS 650x351, CVS 350x211 e VS 450x60 não precisam ser verificados novamente, pois os esforços atuantes são menores que os apresentados no Quadro 14 e no Quadro 15. O esforço cortante de projeto no perfil VS 600x86, apesar de ser maior que a carga de projeto no mesmo perfil da Estrutura A, é menor que o esforço resistente da seção (Quadro 17). O perfil CVS 650x310, por sua vez, com os novos valores de compressão e de momento fletor, é aprovado com as relações entre solicitação e resistência mostradas a seguir.

Quadro 26 - Verificação do perfil CVS 650x351 segundo a NBR 8800/08 – Estrutura C.

Referência	Perfil	(1)		(2)		$\frac{N_{csd}}{N_{crd}} + \frac{8 M_{sd}}{9 M_{rd}}$	
		N_{csd}/N_{crd}	M_{sd}/M_{rd}	N_{csd}/N_{crd}	M_{sd}/M_{rd}	(1)	(2)
Pilares	CVS 650x351	0,61	0,08	---	---	0,67	---

Fonte: Autor, 2021.

Assim como ocorrido na Estrutura B, seria possível utilizar perfis mais leves na estrutura devido ao novo arranjo estrutural, ficando esse redimensionamento como proposta para trabalhos futuros.

No APÊNDICE B apresenta-se, graficamente, onde estão localizados os perfis mais solicitados em cada estrutura analisada.

4.3. Verificação do ELS

As estruturas serão verificadas no ELS de duas formas: deslocamento horizontal global máximo em relação à base e deslocamento máximo relativo entre pavimentos consecutivos, ambas sugeridas pela NBR 8800/08.

4.3.1. Verificação dos deslocamentos horizontais em relação à base – ELS

De acordo com o que foi mencionado no item 2.5.2.1, o deslocamento máximo horizontal dos pilares em relação à base deve ser menor ou igual a $H/400$, sendo H a altura total da edificação. Sendo assim, o maior deslocamento encontrado em qualquer uma das estruturas não deve ser maior que 375,00mm.

Para a obtenção dos deslocamentos horizontais em relação à base, foi realizada uma análise NLG nas Estruturas A, B e C. Os maiores valores de deslocamentos foram obtidos com a atuação do vento como ação variável principal e atuam no pavimento 50, conforme o Quadro 27.

Quadro 27- Valores dos maiores deslocamentos horizontais em relação à base.

Estrutura	Pavimento	Δ (mm)
A	50	151,90 < 375,00
B	50	128,60 < 375,00
C	50	85,70 < 375,00
Redução	A e B	15,34%
	A e C	43,58%

Fonte: Autor, 2021.

A atuação do contraventamento fez com que o maior deslocamento encontrado na Estrutura A **diminuísse em até 43,58%**. Além disso, os valores de deslocamento encontrados em todas as estruturas estão dentro do limite permitido por norma, estando as estruturas, portanto, aprovadas nos requisitos para o ELS verificado.

4.3.2. Verificação dos deslocamentos horizontais relativos entre pavimentos consecutivos – ELS

Conforme tratado no item 2.5.2.2, o maior valor de deslocamento horizontal relativo entre pavimentos consecutivos não deve exceder o valor de $h/500$, sendo h a altura de eixo a eixo de vigas consecutivas (3,00m). Logo, deve ser verificado se todos os deslocamentos relativos estão abaixo de 6,00mm.

Após realizar uma análise NLG nas estruturas, foram obtidos os maiores deslocamentos relativos de cada estrutura nos pavimentos indicados no Quadro 28.

Quadro 28 – Valores dos maiores deslocamentos horizontais relativos entre pavimentos consecutivos.

Estrutura	Pavimento	$\delta_{i+i} - \delta_i$ (mm)
A	24 e 25	3,80 < 6,00
B	28, 29, 31, 32, 33 e 36	3,00 < 6,00
C	35, 37, 38, 40, 41, 43, 45 e 48	2,60 < 6,00
Redução	A e B	21,05%
	A e C	31,58%

Fonte: Autor, 2021.

A utilização do contraventamento mostrou-se, assim como no caso anterior, útil para diminuir os valores de deslocamentos horizontais relativos entre pavimentos consecutivos, ocasionando, dessa forma, menores chances de ocorrerem patologias nas alvenarias, nos elementos de vedação e na própria estrutura. Além disso, todos os valores estão dentro do deslocamento limite permitido pela NBR 8800/08.

4.4. Classificação das estruturas quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais

De acordo com o que foi apresentado no item 2.6, é necessário, para cada estrutura, realizar análises de primeira e segunda ordem com as combinações últimas de projeto para, depois, comparar os valores de deslocamento horizontal de cada análise.

4.4.1. Classificação da Estrutura A quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais

Os deslocamentos horizontais de primeira e segunda ordem de cada pavimento necessários para a classificação da estrutura encontram-se no Quadro 36 (deslocamentos de primeira ordem) e no Quadro 37 (deslocamentos de segunda ordem) do APÊNDICE C. Com esses valores, foi criada o Quadro 29 a seguir.

Quadro 29 – Valores de $\frac{\delta_2}{\delta_1}$ da Estrutura A.

PAV	δ_2/δ_1	PAV	δ_2/δ_1	PAV	δ_2/δ_1	PAV	δ_2/δ_1	PAV	δ_2/δ_1
Base	---	11	1,14	22	1,16	33	1,19	44	1,19
1	1,07	12	1,14	23	1,17	34	1,19	45	1,19
2	1,09	13	1,14	24	1,17	35	1,19	46	1,19
3	1,10	14	1,15	25	1,18	36	1,19	47	1,19
4	1,11	15	1,15	26	1,18	37	1,19	48	1,19
5	1,12	16	1,15	27	1,18	38	1,19	49	1,19
6	1,12	17	1,15	28	1,18	39	1,19	50	1,19
7	1,13	18	1,15	29	1,18	40	1,19	Maior valor	
8	1,13	19	1,15	30	1,19	41	1,19		
9	1,13	20	1,16	31	1,19	42	1,19	1,19	
10	1,14	21	1,16	32	1,19	43	1,19		

Fonte: Autor, 2021.

Sendo o maior valor entre os deslocamentos horizontais em relação a base igual a 1,19, a Estrutura A deve ser classificada como uma estrutura de média deslocabilidade.

4.4.2. Classificação da Estrutura B quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais

Assim como na Estrutura A, na Estrutura B foram feitas análises de primeira e segunda ordem para obtenção dos respectivos deslocamentos, os quais se encontram no Quadro 38 e no Quadro 39 do APÊNDICE C. Dessa forma, os valores resultantes das relações de deslocamentos não lineares e lineares são os organizados a seguir.

Quadro 30 – Valores de $\frac{\delta_2}{\delta_1}$ da Estrutura B.

PAV	δ_2/δ_1	PAV	δ_2/δ_1	PAV	δ_2/δ_1	PAV	δ_2/δ_1	PAV	δ_2/δ_1
Base	---	11	1,13	22	1,15	33	1,17	44	1,18
1	1,07	12	1,13	23	1,15	34	1,17	45	1,18
2	1,06	13	1,13	24	1,16	35	1,17	46	1,18
3	1,08	14	1,13	25	1,16	36	1,17	47	1,18
4	1,09	15	1,14	26	1,16	37	1,17	48	1,18
5	1,09	16	1,14	27	1,16	38	1,17	49	1,18
6	1,10	17	1,14	28	1,16	39	1,17	50	1,18
7	1,11	18	1,14	29	1,16	40	1,17	Maior valor	
8	1,11	19	1,15	30	1,17	41	1,17		
9	1,12	20	1,15	31	1,17	42	1,17	1,18	
10	1,12	21	1,15	32	1,17	43	1,17		

Fonte: Autor, 2021.

Como resultado, foi obtido o valor de 1,18. Portanto, a Estrutura B deve ser classificada, assim como a Estrutura A, como uma estrutura de média deslocabilidade.

4.4.3. Classificação da Estrutura C quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais

A Estrutura C foi submetida a análises de primeira e segunda ordem, assim como as Estruturas A e B, e seus deslocamentos horizontais em relação à base obtidos a partir da combinação última estão no Quadro 40 e no Quadro 41 do APÊNDICE C. Os valores da relação entre os dois tipos de deslocamento são os apresentados no Quadro 31.

Quadro 31 - Valores de $\frac{\delta_2}{\delta_1}$ da Estrutura C.

PAV	δ_2/δ_1	PAV	δ_2/δ_1	PAV	δ_2/δ_1	PAV	δ_2/δ_1	PAV	δ_2/δ_1
Base	---	11	1,10	22	1,11	33	1,12	44	1,13
1	1,11	12	1,10	23	1,11	34	1,12	45	1,13
2	1,06	13	1,10	24	1,12	35	1,12	46	1,13
3	1,05	14	1,10	25	1,12	36	1,12	47	1,13
4	1,07	15	1,11	26	1,12	37	1,12	48	1,13
5	1,08	16	1,11	27	1,12	38	1,12	49	1,13
6	1,08	17	1,11	28	1,12	39	1,12	50	1,13
7	1,09	18	1,11	29	1,12	40	1,12	Maior valor	
8	1,10	19	1,11	30	1,12	41	1,12		
9	1,10	20	1,11	31	1,12	42	1,12	1,13	
10	1,10	21	1,11	32	1,12	43	1,13		

Fonte: Autor, 2021.

O maior valor de δ_2/δ_1 encontra-se dentro dos limites de uma estrutura de média deslocabilidade e, portanto, deve ser assim classificada. Apesar de existir uma redução nessa relação, quando comparada com os valores das Estruturas A e B, não foi possível, mesmo com o contraventamento mais distribuído, obter um valor abaixo de 1,10 para classificar a estrutura como uma estrutura de pequena deslocabilidade.

4.5. Consideração para determinação dos esforços solicitantes do ELU em estruturas de média deslocabilidade

Além de considerar as imperfeições iniciais geométricas dos perfis por meio de forças nocionais ou deslocamentos horizontais iniciais, as estruturas de média deslocabilidade devem ser analisadas considerando as imperfeições iniciais do material, que podem ser representadas reduzindo a rigidez à flexão e a rigidez axial das barras para 80% dos valores originais.

As Estruturas A, B e C foram analisadas, inicialmente, como estruturas de pequena deslocabilidade e tiveram suas imperfeições geométricas consideradas. Entretanto, sabendo que todas as estruturas são de média deslocabilidade, é preciso

realizar nova análise com redução de 20% nas rigidezes das barras e verificar se os perfis adotados continuam sendo aprovados nas recomendações da NBR 8800/08.

5. Considerações finais

De início, pode-se mencionar a facilidade proporcionada pelo *Robot Structural Analysis* © (Autodesk) nas diversas análises estruturais realizadas. Nesse sentido, o *software* possui interface que possibilita a rápida e interativa modelagem das estruturas; a inserção de cargas atuantes e de ligações e apoios de forma intuitiva; e a fácil obtenção dos resultados, os quais são imprimidos pelo programa de forma simples, mas completa, podendo ser escolhido o tipo de análise estrutural e vários outros aspectos importantes, como as combinações de cargas.

Ainda, de posse desses resultados, foram notáveis as influências devidas à inserção do contraventamento, e de sua configuração, no comportamento das estruturas. De certo, podem ser mencionadas:

- Redistribuição de esforços solicitantes; e
- Diminuição nos valores de deslocamentos.

No primeiro caso, foram observadas alterações nos valores de esforços solicitantes quando comparados os mesmos elementos nas três diferentes estruturas. Além disso, houve mudança nos esforços de projeto, utilizados para verificação dos perfis, o que comprova a redistribuição de esforços. Ademais, houve uma diminuição dos esforços de projeto quando comparadas as Estruturas A e B., isto é, após a inserção de barras de contraventamento ao longo da região central do pórtico. Entretanto, quando comparadas as Estruturas B e C, foi visto que esses esforços aumentaram. Dessa forma, é possível observar que o acréscimo de barras de contraventamento não necessariamente implica a diminuição dos esforços de projeto.

No segundo caso, foi notada a diminuição dos valores de deslocamento, tanto os calculados em relação à base, quanto aqueles calculados entre pavimentos consecutivos. Sendo assim, espera-se que a inclusão do contraventamento na estrutura diminua os riscos de patologias nela e até mesmo aumente o conforto dos seus usuários.

Outrossim, quando comparadas as estruturas B e C, seus desempenhos podem ser julgados de duas formas: quanto aos esforços solicitantes e quanto aos deslocamentos. Quando comparados os esforços solicitantes, inclusive o de projeto, a Estrutura B pode ser vista como mais eficiente. Contudo, ao comparar os deslocamentos dessas estruturas, a Estrutura C mostra-se mais eficiente.

Por fim, diante de tantas variáveis que surgiram no decorrer da execução do trabalho, surgem algumas sugestões de trabalhos futuros, quais sejam:

- Redução no consumo de material utilizado em estruturas metálicas devido à inclusão do contraventamento;
- Reanálise das Estruturas A, B e C considerando a classificação em estruturas de média deslocabilidade; e
- Otimização dos esforços dos pilares mediante diferentes configurações de contraventamento.

REFERÊNCIAS

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, p. 6. 1980.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, p. 66. 1988.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimentos**. Rio de Janeiro, p. 15. 2003.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro, p. 247. 2008.
- [5] BELLEI, I. H.; PINHO, F. O.; PINHO, M. O. **Edifício de múltiplos andares em aço**. 2ª edição. São Paulo. PINI, 2008.
- [6] CHAVES, J. R. F. **Análise dinâmica de pórticos metálicos contraventados**. Brasília, 2009.
- [7] FONTES, F. F.; PINHEIRO, L. M. **Tipos de análise estrutural para elementos lineares segundo a NBR 6118:2003**. 2009. 25 páginas. Engenharia de estruturas. Escola de Engenharia de São Carlos. São Paulo, 2009.
- [8] LONGO, H. I., 2016, **Apostila do curso de Estruturas de Concreto Armado 1**. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- [9] **Manual de construção em aço: galpões para usos gerais**. 4ª edição. Centro Brasileiro de Construção em Aço (CBCA). Rio de Janeiro, 2010.
- [10] MONCAYO, W. J. Z. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**. Dissertação de M. Sc., Universidade de São Paulo. São Carlos, SP, Brasil, 2011.
- [11] PINTO, R. S. **Análise não-linear das estruturas de contraventamento de edifícios em concreto armado**. (2002). 204f. Tese (Doutorado em Engenharia das Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2002.
- [12] SCADELAI, M. A. **Dimensionamento de pilares de acordo com a NBR 6118:2003**. 2004. 122f. Dissertação - Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2004.

[13] SMITH, B. S.; COULL, A. **Tall Building Structures: analysis and design**. 1^a edição. Wiley-Interscience Publication. Nova Iorque, 1991.

[14] TELES, B. O.; Dias Júnior, P. H.; Quinan, T. B. **Avaliação da estabilidade global em estruturas em aço**. 2016. 143 f. TCC (Graduação), 2016, Universidade Federal de Goiás, Goiânia.

APÊNDICE A – AÇÕES NODAIS DEVIDO AO VENTO

Quadro 32 – Ações nodais devido ao vento.

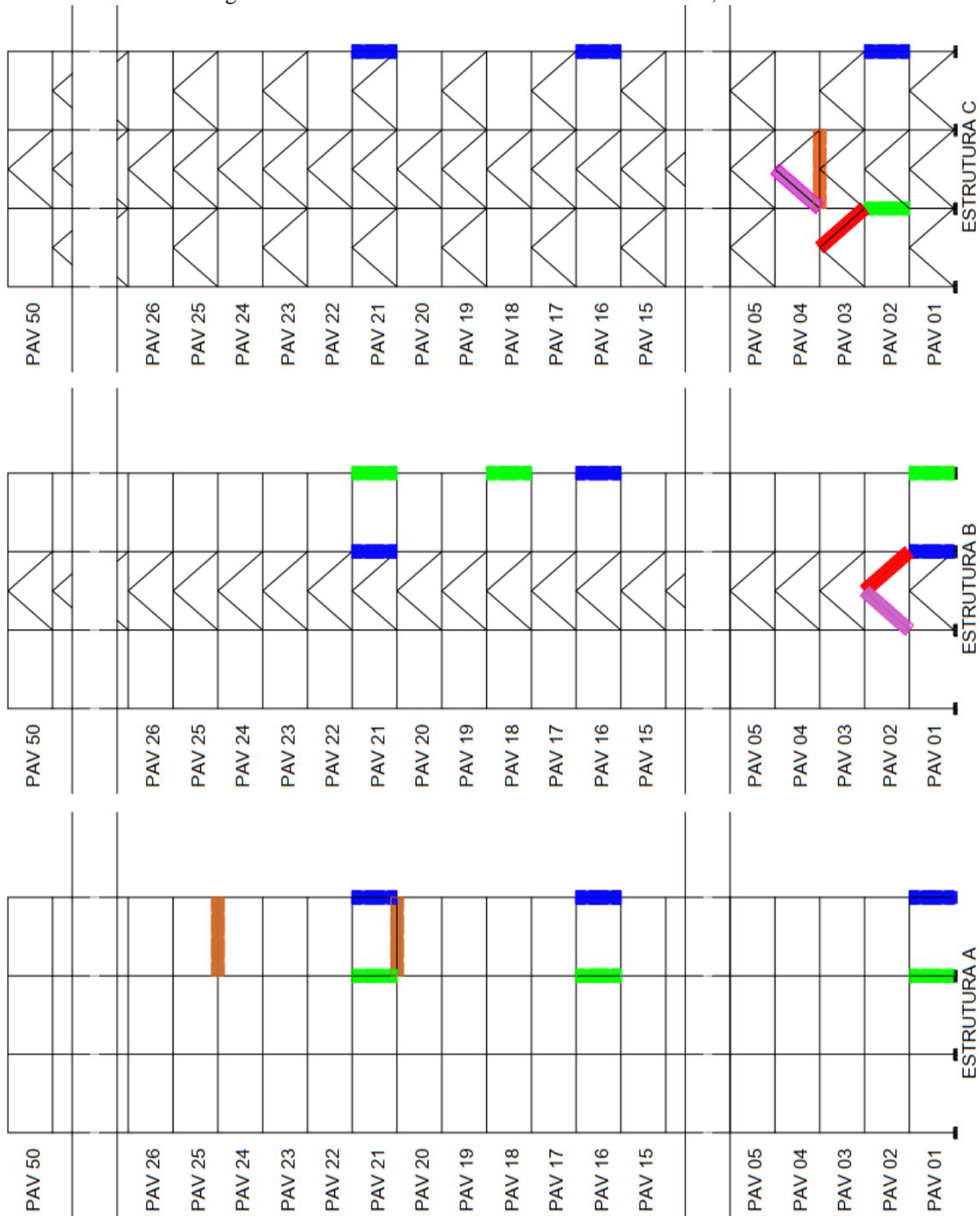
Pavimento	dh	LI	AI	Ca	q (kN/m²)	F (kN)
1	4,50	3,00	13,50	1,52	0,37	7,61
2	3,00	3,00	9,00	1,52	0,43	5,84
3	3,00	3,00	9,00	1,52	0,43	5,84
4	3,00	3,00	9,00	1,52	0,48	6,53
5	3,00	3,00	9,00	1,52	0,48	6,53
6	3,00	3,00	9,00	1,52	0,51	6,96
7	3,00	3,00	9,00	1,52	0,55	7,55
8	3,00	3,00	9,00	1,52	0,55	7,55
9	3,00	3,00	9,00	1,52	0,55	7,55
10	3,00	3,00	9,00	1,52	0,55	7,55
11	3,00	3,00	9,00	1,52	0,60	8,16
12	3,00	3,00	9,00	1,52	0,60	8,16
13	3,00	3,00	9,00	1,52	0,60	8,16
14	3,00	3,00	9,00	1,52	0,62	8,48
15	3,00	3,00	9,00	1,52	0,62	8,48
16	3,00	3,00	9,00	1,52	0,62	8,48
17	3,00	3,00	9,00	1,52	0,66	8,97
18	3,00	3,00	9,00	1,52	0,66	8,97
19	3,00	3,00	9,00	1,52	0,66	8,97
20	3,00	3,00	9,00	1,52	0,66	8,97
21	3,00	3,00	9,00	1,52	0,69	9,47
22	3,00	3,00	9,00	1,52	0,69	9,47
23	3,00	3,00	9,00	1,52	0,69	9,47
24	3,00	3,00	9,00	1,52	0,69	9,47
25	3,00	3,00	9,00	1,52	0,69	9,47
26	3,00	3,00	9,00	1,52	0,69	9,47
27	3,00	3,00	9,00	1,52	0,73	9,98
28	3,00	3,00	9,00	1,52	0,73	9,98
29	3,00	3,00	9,00	1,52	0,73	9,98
30	3,00	3,00	9,00	1,52	0,73	9,98
31	3,00	3,00	9,00	1,52	0,73	9,98
32	3,00	3,00	9,00	1,52	0,73	9,98
33	3,00	3,00	9,00	1,52	0,73	9,98
34	3,00	3,00	9,00	1,52	0,77	10,51
35	3,00	3,00	9,00	1,52	0,77	10,51
36	3,00	3,00	9,00	1,52	0,77	10,51
37	3,00	3,00	9,00	1,52	0,77	10,51
38	3,00	3,00	9,00	1,52	0,77	10,51
39	3,00	3,00	9,00	1,52	0,77	10,51
40	3,00	3,00	9,00	1,52	0,77	10,51

Pavimento	dh	LI	AI	Ca	q (kN/m²)	F (kN)
41	3,00	3,00	9,00	1,52	0,79	10,87
42	3,00	3,00	9,00	1,52	0,79	10,87
43	3,00	3,00	9,00	1,52	0,79	10,87
44	3,00	3,00	9,00	1,52	0,79	10,87
45	3,00	3,00	9,00	1,52	0,79	10,87
46	3,00	3,00	9,00	1,52	0,79	10,87
47	3,00	3,00	9,00	1,52	0,82	11,23
48	3,00	3,00	9,00	1,52	0,82	11,23
49	3,00	3,00	9,00	1,52	0,82	11,23
50	1,50	3,00	4,50	1,52	0,82	5,62

Fonte: Autor, 2021.

APÊNDICE B – REPRESENTAÇÃO GRÁFICA DOS ELEMENTOS MAIS SOLICITADOS

Figura 16 - Elementos mais solicitados nas Estrutura A, B e C.



Fonte: Autor, 2021.

- **Quadros auxiliares da Figura 16.**

Quadro 33 – Combinação de esforços nos pilares mais solicitados das Estruturas A, B e C.

Estrutura	PAV	Perfil	(1)		(2)	
			Nsd	Msd	Nsd	Msd
A	1	CVS 650x351	10.487,54	66.113,00	8.468,80	70.591,00
	16	CVS 350x310	6.751,47	25.260,00	5.765,59	39.287,00
	21	CVS 350x211	5.466,06	38.773,00	4.910,81	51.684,00
B	1	CVS 650x351	9.458,33	29.238,00	9.019,53	32.055,00
	16 e 18	CVS 350x310	6.068,61	21.746,00	5.374,64	23.088,00
	21	CVS 350x211	5.020,70	12.195,00	4.896,09	22.964,00
C	2	CVS 650x351	10.251,14	25.062,00	3.916,89	26.664,00
	16	CVS 350x310	6.809,97	23.461,00	---	---
	22	CVS 350x211	5.357,09	19.899,00	---	---

Fonte: Autor, 2021.

Quadro 34 - Combinação de esforços nas vigas mais solicitados nas Estrutura A, B e C.

Estrutura	PAV	Perfil	Msd	Vsd
A	20	VS 600x86	53.591,00	273,59
	24	VS 450x60	39.460,00	218,6
B	20	VS 600x86	44.500,00	240,88
	27	VS 450x60	28.065,00	174,13
C	20	VS 600x86	49.409,00	404,13
	21	VS 450x60	12.543,00	144,96

Fonte: Autor, 2021.

Quadro 35 - Esforços de projeto nas Estruturas A, B e C.

Estrutura	PAV	N _{tsd}	N _{cscd}
A	---	---	---
B	2	73,29	532,69
C	4 e 3	286,07	734,67

Fonte: Autor, 2021.

**APÊNDICE C – DESLOCAMENTOS DE 1ª A 2ª ORDEM OBTIDOS COM
COMBINAÇÃO ÚLTIMA NORMAL PARA CLASSIFICAÇÃO DA
ESTRUTURA QUANTO À SENSIBILIDADE A DESLOCAMENTOS
HORIZONTAIS**

Quadro 36 – Deslocamentos de 1ª ordem (combinação normal) da **Estrutura A**.

BASE	0,00	11	93,60	22	225,70	33	412,50	44	566,80
1	2,90	12	104,20	23	242,90	34	428,20	45	578,60
2	9,20	13	114,90	24	260,50	35	443,60	46	590,10
3	16,90	14	125,80	25	278,00	36	458,70	47	601,10
4	25,30	15	136,80	26	295,50	37	473,50	48	611,70
5	34,20	16	148,00	27	312,80	38	487,90	49	622,10
6	43,50	17	159,40	28	330,00	39	502,00	50	632,60
7	53,00	18	170,90	29	346,90	40	515,70		
8	62,80	19	182,60	30	363,70	41	529,10		
9	72,90	20	195,00	31	380,20	42	542,00		
10	83,10	21	209,40	32	396,50	43	554,60		

Fonte: Autor, 2021.

Quadro 37 - Deslocamentos de 2ª ordem (combinação normal) da **Estrutura A**.

BASE	0,00	11	106,60	22	262,70	33	490,40	44	675,50
1	3,10	12	119,00	23	283,70	34	509,30	45	689,60
2	10,00	13	131,50	24	305,20	35	527,90	46	703,20
3	18,60	14	144,20	25	326,70	36	546,10	47	716,40
4	28,20	15	157,10	26	348,10	37	563,80	48	729,10
5	38,30	16	170,20	27	369,30	38	581,10	49	741,50
6	48,90	17	183,50	28	390,20	39	598,00	50	754,00
7	59,80	18	197,10	29	410,90	40	614,40		
8	71,10	19	210,90	30	431,20	41	630,40		
9	82,70	20	225,70	31	451,30	42	645,90		
10	94,50	21	242,90	32	471,00	43	660,90		

Fonte: Autor, 2021.

Quadro 38 - Deslocamentos de 1ª ordem (combinação normal) da **Estrutura B**.

BASE	0,00	11	62,30	22	173,80	33	323,50	44	468,10
1	1,50	12	70,90	23	186,60	34	337,30	45	480,30
2	4,70	13	79,70	24	199,70	35	351,00	46	492,30
3	8,80	14	88,90	25	213,10	36	364,60	47	504,20
4	13,70	15	98,30	26	226,60	37	378,00	48	516,00
5	19,20	16	108,00	27	240,30	38	391,40	49	527,60
6	25,20	17	118,10	28	254,10	39	404,50	50	539,60
7	31,70	18	128,30	29	268,00	40	417,60		
8	38,80	19	138,90	30	281,90	41	430,50		
9	46,20	20	149,80	31	295,80	42	443,20		
10	54,10	21	161,40	32	309,70	43	455,70		

Fonte: Autor, 2021.

Quadro 39 - Deslocamentos de 2ª ordem (combinação normal) da **Estrutura B**.

BASE	0,00	11	70,10	22	200,30	33	378,20	44	550,10
1	1,60	12	80,00	23	215,40	34	394,60	45	564,60
2	5,00	13	90,20	24	231,00	35	410,90	46	578,90
3	9,50	14	100,90	25	246,80	36	427,00	47	593,10
4	14,90	15	111,80	26	262,90	37	443,10	48	607,00
5	21,00	16	123,10	27	279,20	38	458,90	49	620,80
6	27,80	17	134,80	28	295,60	39	474,60	50	634,90
7	35,20	18	146,80	29	312,10	40	490,10		
8	43,20	19	159,20	30	328,60	41	505,40		
9	51,70	20	171,90	31	345,20	42	520,50		
10	60,70	21	185,60	32	361,70	43	535,40		

Fonte: Autor, 2021.

Quadro 40 - Deslocamentos de 1ª ordem (combinação normal) da **Estrutura C**.

BASE	0,00	11	40,60	22	125,10	33	240,60	44	365,60
1	0,90	12	46,80	23	134,50	34	251,80	45	377,00
2	3,30	13	53,30	24	144,40	35	263,20	46	388,10
3	5,50	14	60,20	25	154,30	36	274,50	47	399,50
4	8,20	15	67,20	26	164,60	37	285,90	48	410,50
5	11,90	16	74,70	27	175,00	38	297,30	49	422,00
6	15,40	17	82,30	28	185,60	39	308,80	50	433,20
7	19,70	18	90,40	29	196,30	40	320,10		
8	24,20	19	98,50	30	207,20	41	331,60		
9	29,30	20	107,10	31	218,20	42	342,90		
10	34,80	21	115,80	32	229,30	43	354,40		

Fonte: Autor, 2021.

Quadro 41 - Deslocamentos de 2ª ordem (combinação normal) da **Estrutura C**.

BASE	0,00	11	44,60	22	139,30	33	269,80	44	411,40
1	1,00	12	51,60	23	149,90	34	282,50	45	424,40
2	3,50	13	58,80	24	161,10	35	295,40	46	437,00
3	5,80	14	66,50	25	172,20	36	308,20	47	449,90
4	8,80	15	74,30	26	183,90	37	321,20	48	462,30
5	12,80	16	82,70	27	195,60	38	334,00	49	475,30
6	16,70	17	91,20	28	207,60	39	347,10	50	488,00
7	21,40	18	100,30	29	219,70	40	359,90		
8	26,50	19	109,40	30	232,10	41	372,90		
9	32,10	20	119,00	31	244,50	42	385,70		
10	38,20	21	128,80	32	257,10	43	398,70		

Fonte: Autor, 2021.