

UNIVERSIDADE DE CAXIAS DO SUL
ÁREA DO CONHECIMENTO DE CIÊNCIAS EXATAS E ENGENHARIAS
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

JÚLIA MARIÁ FIGUEREDO LEAL

**ANÁLISE COMPARATIVA DA ESTABILIDADE GLOBAL DE DIFERENTES
CONCEPÇÕES ESTRUTURAIS DE EDIFICAÇÕES DE CONCRETO
ARMADO EM FUNÇÃO DOS MATERIAIS UTILIZADOS PARA
DIVISÓRIAS INTERNAS**

CAXIAS DO SUL

2020

JÚLIA MARIÁ FIGUEREDO LEAL

**ANÁLISE COMPARATIVA DA ESTABILIDADE GLOBAL DE DIFERENTES
CONCEPÇÕES ESTRUTURAIS DE EDIFICAÇÕES DE CONCRETO
ARMADO EM FUNÇÃO DOS MATERIAIS UTILIZADOS PARA
DIVISÓRIAS INTERNAS**

Trabalho apresentado como requisito parcial
para obtenção de aprovação na disciplina de
Trabalho de Conclusão de Curso II na
Universidade de Caxias do Sul.

Orientador Prof.: Me. Luciano Zatti

CAXIAS DO SUL

2020

JÚLIA MARIÁ FIGUEREDO LEAL

**ANÁLISE COMPARATIVA DA ESTABILIDADE GLOBAL DE DIFERENTES
CONCEPÇÕES ESTRUTURAIS DE EDIFICAÇÕES DE CONCRETO
ARMADO EM FUNÇÃO DOS MATERIAIS UTILIZADOS PARA
DIVISÓRIAS INTERNAS**

Trabalho apresentado como requisito parcial
para obtenção de aprovação na disciplina de
Trabalho de Conclusão de Curso II na
Universidade de Caxias do Sul.

Aprovada em 04/12/2020.

Banca examinadora

Prof. Me. Luciano Zatti

Universidade de Caxias do Sul

Prof. Me. Gustavo Ribeiro da Silva

Universidade de Caxias do Sul

Prof. Esp. Sérgio Paulo da Silva Pacheco

Universidade de Caxias do Sul

"Não sou livre enquanto outra mulher for prisioneira, mesmo que as correntes dela sejam diferentes das minhas."

Audre Lorde

RESUMO

A análise da estabilidade global é uma das principais verificações a serem realizadas nas estruturas. Considerando o crescente processo de verticalização das cidades, e uma consequente busca por agilidade e produtividade no canteiro de obras, apresentam-se no mercado diversas possibilidades de materiais a serem empregados. No que se refere a divisórias internas em edifícios residenciais, o gesso acartonado é uma opção interessante, considerando seu processo executivo rápido e a possibilidade de alteração de *layout*, oferecida ao cliente. Sendo assim, este trabalho tem por objetivo entender que diferenças estruturais existem, referentes a quantidade e disposição de elementos, e também os deslocamentos globais e locais, em relação aos eixos, em função da escolha de duas diferentes divisórias internas possíveis a serem utilizadas, sendo uma delas o gesso acartonado, e a outra a alvenaria de blocos cerâmicos. Visto que, por consequência, essas escolhas demandam diferentes configurações estruturais, este trabalho se preocupa com a estabilidade global de dois edifícios altos de concreto armado. Para isso, inicialmente foi realizado pré-dimensionamento e posterior lançamento das estruturas no Eberick, sendo processadas e corrigidos os erros encontrados. Prescrições normativas de dimensionamento e limites aceitáveis dos elementos de concreto armado foram seguidas adequadamente. A partir disso, foi analisada a estabilidade global e foram comparados os deslocamentos globais e locais obtidos, sendo avaliado, assim, a influência do material escolhido para divisória interna. Com isso, foi possível observar as estruturas apresentaram deslocamentos diferentes, tanto globalmente quanto localmente, sendo que, no contexto global, uma delas deslocou menos em relação ao eixo x e a outra deslocou menos em relação ao eixo y. Dessa forma é possível concluir cada configuração se comportou de maneira mais favorável em relação a um dos eixos. Já quanto aos deslocamentos locais, a estrutura composta por uma quantidade maior de elementos teve maiores deslocamentos locais em ambos os eixos, considerando a menor rigidez dos mesmos. Nesse sentido, entendeu-se que as diferenças acontecem não apenas em função da quantidade e disposição em relação aos eixos, mas também à rigidez isolada e localização dos elementos empregados na estrutura, não se relacionando, portanto, com a escolha do tipo de divisória interna.

Palavras-chave: Edifício alto. Concreto armado. Estabilidade global.

ABSTRACT

The analysis of overall stability is one of the main checks to be made in the structures. Considering the growth of high rise buildings, and a consequent search for agility and productivity at the construction site, various possibilities of materials for employees are presented on the market. With regard to internal partitions in residential buildings, drywall is an interesting option, considering its quick executive process and the possibility of changing the layout, offered to the client. Therefore, this work aims to understand what structural differences exist, regarding the quantity and arrangement of elements, and also the global and local displacements, in relation to the axes, depending on the choice of two different possible internal partitions to be used, being one of them the drywall, and the other the masonry of ceramic blocks. As, consequently, these choices demand different structural configurations, this work is concerned with the overall stability of two tall reinforced concrete buildings. For this, initially, pre-dimensioning and subsequent launch of the structures in Eberick were performed, being processed and corrected the errors found. Normative prescriptions for design and acceptable limits of reinforced concrete elements were followed properly. From this, the overall stability was analyzed and the global and local displacements obtained were compared, thus evaluating the influence of the material chosen for the internal partition. With that, it was possible to observe the structures presented different displacements, both globally and locally, being that, in the global context, one of them displaced less in relation to the x axis and the other displaced less in relation to the y axis. In this way it is possible to conclude each configuration behaves more favorably in relation to one of the axes. As for local displacements, the structure composed of a larger number of elements had greater local displacements in both axes, considering their less rigidity. In this sense, it was understood that the differences happen not only due to the quantity and disposition in relation to the axes, but also to the isolated stiffness and location of the elements used in the structure, therefore not being related to the choice of the type of internal partition.

Palavras-chave: Tall building. Reinforced concrete. Global stability.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Critérios de altura da CTBUH	17
Figura 2 – Velocidade média do vento em relação à altura para três tipos de zonas	17
Figura 3 – Elementos estruturais de concreto armado.....	21
Figura 4 – Domínios de estado-limite último de uma seção transversal	27
Figura 5 – Desaprumo de elementos verticais.....	35
Figura 6 – Efeito de 2ª ordem em estrutura	40
Figura 7 – Deslocabilidade das estruturas	42
Figura 8 – Elementos de contraventamento e pilares contraventados.....	45
Figura 9 – Pórticos rígidos de contraventamento	46
Figura 10 – Croqui pavimento tipo	48
Figura 11 – Localização da edificação	51
Figura 12 – Pórtico 3D (configuração 1).....	55
Figura 13 – Pórticos paralelos ao eixo X (configuração 1)	57
Figura 14 – Pórticos paralelos ao eixo Y (configuração 1)	57
Figura 15 – Posição dos pilares (configuração 1).....	58
Figura 16 – Deslocamentos horizontais considerando o efeito de 1ª e 2ª ordem no eixo X (configuração 1).....	72
Figura 17 – Deslocamentos horizontais considerando o efeito de 1ª e 2ª ordem no eixo Y (configuração 1).....	73
Figura 18 – Deslocamento horizontal pilares do topo da estrutura (configuração 1).....	75
Figura 19 – Pórtico 3D (configuração 2).....	76
Figura 20 – Pórticos paralelos ao eixo X (configuração 2)	78
Figura 21 – Pórticos paralelos ao eixo Y (configuração 2)	78
Figura 22 – Posição dos pilares (configuração 2).....	79
Figura 23 – Deslocamentos horizontais considerando o efeito de 1ª e 2ª ordem no eixo X (configuração 2).....	92
Figura 24 – Deslocamentos horizontais considerando o efeito de 1ª e 2ª ordem no eixo Y (configuração 2).....	92
Figura 25 – Deslocamento horizontal pilares do topo da estrutura (configuração 2).....	94
Figura 26 – Croqui planta de formas com seções dos principais elementos estruturais (configuração 1).....	98

Figura 27 – Croqui planta de formas com seções dos principais elementos estruturais (configuração 2).....	99
Figura 28 – Deslocamentos P-Delta para casos máximos – eixo X	102
Figura 29 – Deslocamentos P-Delta para casos máximos – eixo Y	102
Figura 30 – Deslocamentos máximos pilares do topo da estrutura (configuração 1).....	104
Figura 31 – Deslocamentos máximos pilares do topo da estrutura (configuração 2).....	105

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Classificação das ações segundo a sua natureza (CEB)	28
Quadro 2 – Classificação das ações segundo a sua frequência de ocorrência (CEB)	28
Quadro 3 – Classificação das ações segundo a ABNT NBR 6118:2014	29

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Classes de resistência de concretos estruturais	19
Tabela 2 – Propriedades mecânicas de aços para armaduras de concreto armado	19
Tabela 3 – Valores característicos para carregamentos variáveis	30
Tabela 4 – Peso específico aparente de materiais de construção	30
Tabela 5 – Peso de forro e revestimento para piso	31
Tabela 6 – Coeficiente $\gamma_f = \gamma_1 \gamma_3$	31
Tabela 7 – Valores do coeficiente γ_{f2}	31
Tabela 8 – Valores mínimos do fator estatístico S_3	34
Tabela 9 – Peso de estrutura drywall conforme espessura	38
Tabela 10 – Cargas variáveis para paredes não definidas em projeto	38
Tabela 11 – Cargas verticais (configuração 1)	55
Tabela 12 – Forças horizontais de vento (configuração 1)	56
Tabela 13 – Vigas que compõe os pórticos por eixo (configuração 1)	58
Tabela 14 – Rigidez dos pilares em relação aos eixos (configuração 1)	59
Tabela 15 – Seção vigas - Fundações a Tipo 4 (configuração 1)	60
Tabela 16 – Seção vigas - Tipo 5 a Tipo 9 (configuração 1)	61
Tabela 17 – Seção vigas - Tipo 10 a Tipo 14 (configuração 1)	62
Tabela 18 – Seção vigas - Tipo 15 a Platibanda (configuração 1)	62
Tabela 19 – Espessura lajes - Tipo 1 a Tipo 9 (configuração 1)	63
Tabela 20 – Espessura lajes - Tipo 10 a Tipo 17 (configuração 1)	64
Tabela 21 – Espessura lajes - Tipo 18 (configuração 1)	66
Tabela 22 – Seção pilares (configuração 1)	67
Tabela 23 – γ_z por combinação (configuração 1)	69
Tabela 24 – Momento de cálculo para γ_z por pavimento eixo X (configuração 1)	69
Tabela 25 – Momento de cálculo para γ_z por pavimento eixo Y (configuração 1)	70
Tabela 26 – Deslocamentos frequentes para eixos X e Y (configuração 1)	73
Tabela 27 – Deslocamentos frequentes por pavimento para X e Y (configuração 1)	74
Tabela 28 – Cargas verticais (configuração 2)	76
Tabela 29 – Forças horizontais de vento (configuração 2)	77
Tabela 30 – Vigas que compõe os pórticos por eixo (configuração 2)	79
Tabela 31 – Rigidez dos pilares em relação aos eixos (configuração 2)	80
Tabela 32 – Seção vigas - Fundações a Tipo 4 (configuração 2)	81

Tabela 33 – Seção vigas - Tipo 5 a Tipo 9 (configuração 2).....	81
Tabela 34 – Seção vigas - Tipo 10 a Tipo 14 (configuração 2).....	82
Tabela 35 – Seção vigas - Tipo 15 a Platibanda (configuração 2)	83
Tabela 36 – Espessura lajes - Tipo 1 a Tipo 9 (configuração 2)	84
Tabela 37 – Espessura lajes - Tipo 10 a Tipo 17 (configuração 2)	84
Tabela 38 – Espessura lajes - Tipo 18 (configuração 2).....	85
Tabela 39 – Seção pilares (configuração 2).....	86
Tabela 40 – γ_z por combinação (configuração 2).....	88
Tabela 41 – Momento de cálculo para γ_z por pavimento eixo X (configuração 2)	89
Tabela 42 – Momento de cálculo para γ_z por pavimento eixo X (configuração 2)	90
Tabela 43 – Deslocamentos frequentes para eixos X e Y (configuração 2).....	93
Tabela 44 – Deslocamentos frequentes por pavimento para X e Y (configuração 2)	93
Tabela 45 – Diferença de forças devidas ao vento	96
Tabela 46 – Momentos para cálculo do γ_z (configuração 1 e 2).....	99
Tabela 47 – Deslocamentos P-Delta para casos máximos (configuração 1 e 2)	100
Tabela 48 – Deslocamentos máximos e seções pilares (configuração 1).....	104
Tabela 49 – Deslocamentos máximos e seções pilares (configuração 2).....	105

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	13
1.1	TEMA DA PESQUISA	14
1.2	QUESTÃO DE PESQUISA	14
1.3	OBJETIVO PRINCIPAL.....	14
1.4	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	14
1.5	HIPÓTESES	14
1.6	PRESSUPOSTOS.....	14
1.7	DELIMITAÇÕES.....	15
2	EDIFÍCIOS ALTOS	16
3	CONCRETO ARMADO	18
3.1	PROPRIEDADES	18
3.1.1	Classes e resistências características	18
3.1.2	Massa específica	20
3.1.3	Coefficiente de dilatação térmica	20
3.1.4	Módulo de elasticidade	20
3.1.5	Coefficiente de Poisson	21
3.2	ELEMENTOS ESTRUTURAIS	21
3.2.1	Lajes	22
3.2.2	Vigas	23
3.2.3	Pilares	24
3.3	ESTADOS LIMITES	25
4	AÇÕES ATUANTES	28
4.1	AÇÕES HORIZONTAIS	32
4.1.1	Vento	32
4.1.2	Desaprumo	35

4.2	AÇÕES VERTICAIS	36
4.2.1	Vedações internas	36
5	ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL	39
5.1	INSTABILIDADE E EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM	40
6	CONTRAVENTAMENTO	44
7	METODOLOGIA	48
8	RESULTADOS	53
8.1	CONFIGURAÇÃO 1	54
8.1.1	Dimensionamento	59
8.1.2	Estabilidade global	68
8.1.3	Deslocamentos	72
8.2	CONFIGURAÇÃO 2	75
8.2.1	Dimensionamento	80
8.2.2	Estabilidade global	87
8.2.3	Deslocamentos	91
9	ANÁLISE DOS RESULTADOS	95
9.1	CONFIGURAÇÕES	95
9.2	DIMENSIONAMENTO	97
9.3	ESTABILIDADE GLOBAL	99
9.4	DESLOCAMENTOS	100
10	CONCLUSÃO	107
	REFERÊNCIAS	109
	APÊNDICE A – PLANTA DE FORMAS PAV. TIPO 1 (CONFIGURAÇÃO 1)	
	APÊNDICE B – ESFORÇOS APLICADOS 1ª + 2ª ORDEM POR EIXO (tf) – CONFIGURAÇÃO 1	
	APÊNDICE C – PLANTA DE FORMAS PAV. TIPO 1 (CONFIGURAÇÃO 2)	
	APÊNDICE D – ESFORÇOS APLICADOS 1ª + 2ª ORDEM POR EIXO (tf) – CONFIGURAÇÃO 2	

1 INTRODUÇÃO

O processo de verticalização das cidades pode ser considerado um processo típico das cidades brasileiras, visto que vem se tornando cada vez mais frequente desde os anos 80, podendo ser analisado sob dimensão temporal, espacial, técnico, ambiental, econômico, política e cultural, como se apresenta no artigo “As pesquisas sobre a verticalização das cidades: breve histórico e dimensões de análise”, de Queiroz e Costa (2017). Verticalização essa muito necessária, pois grande parte das áreas já se encontram ocupadas. Como será detalhado ao longo deste trabalho, edifícios altos trazem consigo a necessidade de avaliação da estabilidade global, considerando que, além das ações verticais atuantes, provenientes dos carregamentos de uso e peso da própria estrutura, existe o efeito significativo causado pela força horizontal do vento.

Nesse sentido, por parte das construtoras e incorporadoras, é possível que busquem maior produtividade e agilidade nas construções, além disso, algum fator que as diferencie dentro de um mercado bastante concorrido. Uma alternativa é a possibilidade da substituição de elementos de divisórias internas tradicionais por materiais mais leves e desmontáveis, visando, além de um processo executivo mais rápido, o aumento das áreas úteis e liberdade para o usuário de escolha de *layout* que atenda às suas expectativas.

A escolha das divisórias geralmente é feita em função de concepções arquitetônicas, mão de obra especializada e disponibilidade de material na região, pois entende-se que estes fatores se relacionam diretamente aos custos, mas, conseqüentemente acabam influenciando em questões de concepção estrutural.

Nesse contexto, de forma a verificar também a segurança dessas estruturas, este trabalho visa, considerando o uso de materiais diferentes para divisórias internas, avaliar a estabilidade global de dois edifícios altos, compostos por lajes, vigas e pilares de concreto armado associados, visto que estes elementos são os responsáveis por, além de absorver e distribuir os carregamentos e ações atuantes, atuar no contraventamento da estrutura. E, considerando as duas diferentes configurações de pórticos que serão adotadas em função das divisórias, comparar a estabilidade global nessas situações, sendo a primeira com a escolha de blocos cerâmicos para divisórias internas e a segunda com a escolha de gesso acartonado, verificando ainda se há vantagem em algum dos sistemas sob o ponto de vista estrutural.

1.1 TEMA DA PESQUISA

Estabilidade global em edifícios altos de concreto armado.

1.2 QUESTÃO DE PESQUISA

A escolha do tipo de divisória a ser utilizada em uma estrutura de concreto armado é relevante na análise da estabilidade global?

1.3 OBJETIVO PRINCIPAL

Analisar a estabilidade global através de modelagem pelo Eberick, de duas edificações de concreto armado arquitetonicamente semelhantes, mas com a concepção estrutural diferente em função do material escolhido para divisória interna, sendo um deles o bloco cerâmico e o outro o gesso acartonado.

1.4 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- a) desenvolver o projeto estrutural para dois edifícios semelhantes de concreto armado, porém com diferentes materiais escolhidos para divisórias internas (bloco cerâmico e gesso acartonado);
- b) analisar os deslocamentos horizontais causados pelas ações em cada situação;
- c) comparar os resultados obtidos;

1.5 HIPÓTESES

A estabilidade global de uma edificação alta de concreto armado é influenciada pelo material escolhido para divisórias internas, sendo a escolha desse material relevante do ponto de vista técnico.

1.6 PRESSUPOSTOS

Uma determinada edificação estruturada por pórticos de concreto armado tem a estabilidade global garantida quando verificadas as condições normativas. Estruturas com

configurações de pórticos diferentes não apresentam os mesmos resultados, variando deslocamentos e deformações, mesmo que a disposição arquitetônica seja a mesma.

1.7 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se à análise da estabilidade global de edificação de duas edificações semelhantes de concreto armado e à comparação dos resultados em situações previstas em normas.

- a) escolha de duas plantas arquitetônicas semelhantes, diferenciadas pelos materiais para divisórias internas utilizados;
- b) pavimento tipo igual para todos os pavimentos;
- c) verificação da estabilidade global e deformações realizada por um *software* (Eberick);
- d) características padrão dos dois materiais escolhidos para divisórias internas;
- e) resistência característica do concreto armado, cargas de uso, tipo de fundação e localização da edificação escolhidos pela autora sem considerar aspectos técnicos que poderiam influenciar no comportamento estrutural do conjunto.

2 EDIFÍCIOS ALTOS

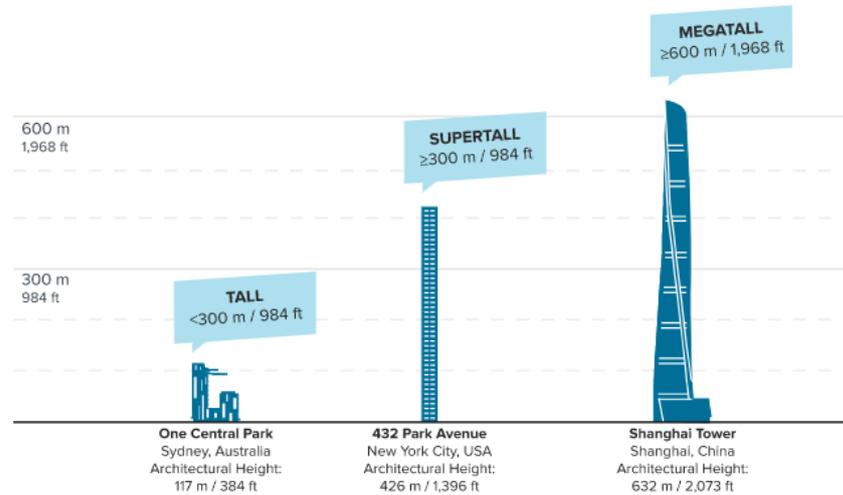
Qualitativamente o Conselho de Prédios Altos e Habitat Urbano (2020) desenvolveu alguns critérios para identificar edifícios altos considerando suas dimensões. No entanto, explicam que o conceito de edifício alto é subjetivo não havendo uma definição absoluta para classificá-los.

Para o CTBUH (2020), o primeiro critério refere-se a altura em relação ao contexto. Um edifício de 20 metros pode não ser considerado alto no centro de São Paulo, mas em uma pequena cidade de interior sim. O segundo refere-se à proporção, ou seja, deve ser avaliada a esbeltez da estrutura, onde se analisa a relação de altura com a largura. Se for muito esbelto, mesmo que não seja tão alto, vai parecer alto. O terceiro, fala sobre tecnologias que podem ser atribuídas à edifícios altos, como por exemplo, tecnologias de estruturas de transporte vertical ou sustentação estrutural do vento. Dessa forma, se um edifício for considerado alto em alguma dessas situações, ou em mais de uma, é classificado como um edifício alto.

Visto que é difícil classificar um prédio como alto considerando critérios subjetivos, mesmo não sendo totalmente adequado, o CTBUH (2020) define que um prédio com 14 pavimentos, cerca de 50 metros, já pode ser considerado um prédio alto. A medida de altura é a utilizada para fins de classificação dos edifícios mais altos do mundo. O CTBUH (2020) ainda possui parâmetros que classificam os prédios em Super e Mega altos, sendo Super alto quando possui 300 metros ou mais de altura, e Mega alto quando possui 600 metros ou mais de altura, conforme demonstra a Figura 1.

Para medir a altura de um edifício o CTBUH (2020) subdivide as estruturas segundo 3 categorias:

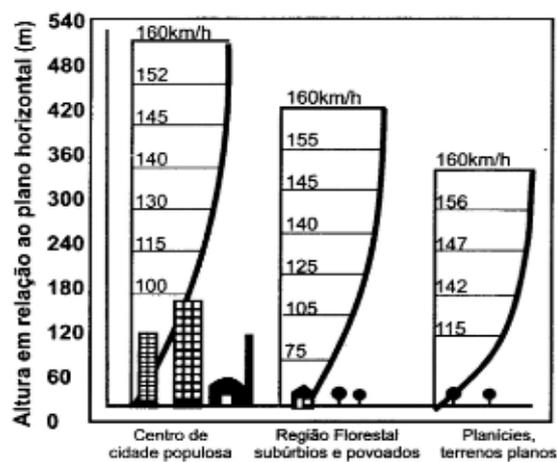
- a) altura do topo arquitetônico: não incluindo elementos que possam ser facilmente substituídos como antenas, sinalizações, etc.;
- b) altura até o piso mais alto ocupado: considera o nível do piso do pavimento mais alto que pode ser ocupado com segurança por pessoas, não incluindo espaços existentes apenas para manutenção;
- c) altura até a ponta da edificação: altura até a ponta do prédio, sem considerar o material ou função deste elemento.

Figura 1 – Critérios de altura da CTBUH¹

Fonte: CTBUH (2020).

Quanto a influência de ações em relação à altura, Mascaro (2010) explica que conforme aumenta a altura de uma edificação, também há um aumento da ação dos esforços horizontais, relacionada a força do vento, conforme se verifica na Figura 2. Dessa forma, sabendo que a pressão exercida pelo vento é proporcional a velocidade, quanto mais alto, maior será a pressão atuante. Por isso, geralmente, para edifícios com mais de cinco andares (a depender de outras variáveis como topografia, rugosidade do terreno, dimensões da edificação, etc.), é preciso considerar a existência de elementos de contraventamento.

Figura 2 – Velocidade média do vento em relação à altura para três tipos de zonas



Fonte: MASCARO (2010).

¹: A palavras em inglês na figura 2 são traduzidas como *Tall*: Alto, *Supertall*: Super alto e *Megatall*: Mega alto.

3 CONCRETO ARMADO

Concreto armado é um dos materiais mais utilizados na construção civil. Fusco (1976) define o concreto como uma mistura homogênea composta basicamente por um ou mais aglomerantes, agregados (brita e areia) e água. Dentre as vantagens da utilização deste material, Adão e Hemerly (2002) citam o baixo custo diante da resistência oferecida e a abundância dos agregados e da água na natureza. Além disso:

- a) A tecnologia do concreto é simples.
- b) O concreto é basicamente elaborado com materiais locais.
- c) Os materiais para o concreto são corriqueiros em todo o mundo.
- d) O concreto tem uma alta resistência à compressão.
- e) O concreto permanece tempo suficiente em estado plástico para ser transportado e colocado.
- f) O concreto é um material de construção versátil.
- g) O concreto é durável.
- h) O concreto é ambientalmente favorável (ADÃO; HEMERLY, 2002, p. 28).

Adão e Hemerly (2002) explicam que a principal propriedade do concreto é a resistência à compressão, sendo cerca de 20 MPa em concretos usuais. Isso, na prática, significa que em 1 cm² de área ele resiste a compressão de uma massa de 200 kg. Porém, segundo Fusco (1976), o concreto simples tem poucas aplicações devido a sua baixa resistência à tração, devendo ser, portanto, associado a outros materiais que sejam capazes de absorver tais esforços, por exemplo as armaduras de aço. Além dos esforços de compressão e tração a qual uma estrutura estará submetida, é importante entender que o concreto não é um material totalmente sólido, visto que possui poros, e que, ao longo de sua vida útil, eles vão levar a estrutura a processos de retração e deformação lenta, causados pela própria acomodação do material.

Portanto, entende-se que o concreto armado existe, como definem Botelho e Marchetti (2015), para suprir a limitação do concreto simples proveniente da sua baixa resistência à tração, que é em média, dez vezes menor que a compressão. Em estruturas sujeitas a diferentes solicitações, utiliza-se o aço para resistir a parte tracionada, enquanto o concreto fica responsável por resistir à parte comprimida. Fusco (1976), porém, explica que as armaduras não se restringem à tração, podendo vir a resistir à compressão em alguns casos.

3.1 PROPRIEDADES

3.1.1 Classes e resistências características

Segundo a ABNT NBR 5983:2015, o concreto pode ser classificado de acordo com classes de resistência nos grupos I e grupo II, conforme sua resistência característica a compressão (f_{ck}), não sendo considerados concretos estruturais àqueles com resistência inferior à 20 MPa. A ABNT NBR 6118:2014 ainda categoriza a utilização do concreto de acordo com a agressividade do meio, o que posteriormente define questões como relação água cimento e cobrimentos necessários. As classes podem ser verificadas de acordo com a Tabela 1:

Tabela 1 – Classes de resistência de concretos estruturais

Classe de resistência Grupo I	Resistência característica à compressão MPa	Classe de resistência Grupo II	Resistência característica à compressão MPa
C20	20	C55	55
C25	25	C60	60
C30	30	C70	70
C35	35	C80	80
C40	40	C90	90
C45	45	C100	100
C50	50		

Fonte: ABNT NBR 8953 (2015).

De acordo com sua função principal no concreto armado, a tração, o aço pode ser classificado quanto as suas resistências características de escoamento (f_{yk}), conforme ABNT NBR 7480:2007. Os valores relativos à resistência do aço de acordo com as categorias podem ser verificados conforme Tabela 2:

Tabela 2 – Propriedades mecânicas de aços para armaduras de concreto armado

Categoria	Valores mínimos de tração			
	Resistência característica de escoamento f_{yk} MPa^e	Limite de resistência f_{st} MPa^f	Alongamento pós ruptura em 10 Φ A %	Alongamento total na força máxima Agt %
CA 25	250	1,20 f_y	18	-
CA 50	500	1,08 f_y	8	5
CA 60	600	1,05 f_y	5	-

Fonte: Adaptada de ABNT NBR 7480 (2007).

3.1.2 Massa específica

Massa específica (ρ) é uma relação entre massa e volume. Para cálculo, segundo a ABNT NBR 6118:2014 quando não são realizados ensaios em laboratório, pode-se adotar para concreto armado o valor de 2.500 kg/m³. Sendo este, por definição da ABNT NBR 5953:2015, considerado um concreto normal visto que possui massa específica seca entre 2.000 e 2.800 kg/m³.

3.1.3 Coeficiente de dilatação térmica

O coeficiente de dilatação térmica (α) segundo Furnas (1997) é relevante quando se trata de durabilidade, visto que influencia diretamente na variação volumétrica da estrutura, e neste efeito ao longo do tempo. Define-se o coeficiente de dilatação térmica como a variação linear do comprimento unitário dada pela variação unitária de temperatura, sendo expresso em termos de temperatura em °C. Segundo a ABNT NBR 6118:2014, para o concreto esse valor é 10-5/°C. Para o aço, o mesmo valor pode ser adotado entre as temperaturas de -20 °C e 100 °C.

3.1.4 Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade (E_{ci}) pode ser entendido de acordo com Furnas (1997) como uma relação entre a resistência e a deformação elástica de um determinado material. No concreto, ao se aplicar uma carga de compressão se percebe uma deformação proporcional, no limite elástico, de acordo com a Lei de Hook. O mesmo pode ser calculado segundo equações propostas na ABNT NBR 6118:2014, variando conforme o f_{ck} e o agregado utilizado.

Por definição da ABNT NBR 6118 (2014, p. 25) “na avaliação do comportamento de um elemento estrutural ou seção transversal, pode ser adotado módulo de elasticidade único, à tração e à compressão, igual ao módulo de deformação secante E_{cs} ”, sendo este obtido a partir do módulo de elasticidade, segundo equação prevista na Norma.

Na falta da realização de ensaios, o módulo de elasticidade do aço deve ser considerado 200 GPa, de acordo com a ABNT NBR 6118:2014.

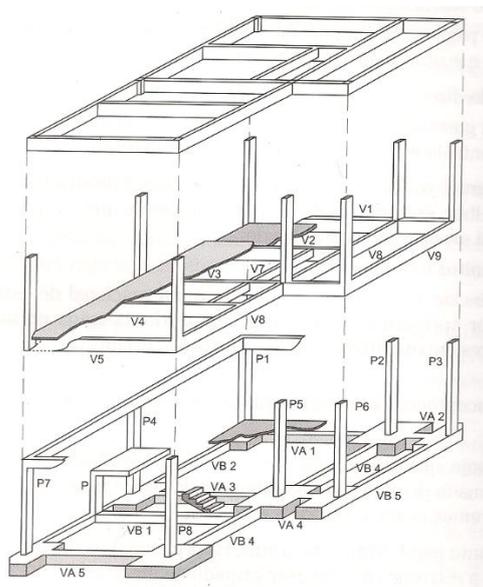
3.1.5 Coeficiente de Poisson

Coeficiente de Poisson é outro parâmetro que verifica a questão da deformação de elementos de concreto. Furnas (1997) define como uma relação entre deformações transversais e longitudinais dadas por carregamentos axiais. Este parâmetro varia conforme o agregado utilizado, o teor de pasta de cimento e também pela proporção entre estas quantidades. Por definição da ABNT NBR 6118 (2014, p. 25), “para tensões de compressão menores que $0,5 f_c$ e tensões de tração menores que f_{ct} , o coeficiente de Poisson (ν) pode ser tomado como igual a 0,2”. Sendo f_c a resistência a compressão do concreto e f_{ct} a resistência do concreto à tração direta.

3.2 ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Quando se realizam os cálculos para dimensionamento de estruturas é comum que se subdivida a estrutura em três partes principais a serem vinculadas: lajes, vigas e pilares. De acordo com Fusco (1976, p. 65) “para efeito de projeto, a estrutura de uma construção é decomposta em partes, analisando-se cada uma delas separadamente, como se elas não pertencessem a um todo integrado”. Dessa forma, as verificações para cada elemento são feitas isoladamente, sendo as reações transmitidas como cargas para o elemento de apoio subsequente. Os elementos estruturais podem ser representados conforme Figura 3.

Figura 3 – Elementos estruturais de concreto armado



Fonte: BOTELHO; MARCHETTI (2010).

3.2.1 Lajes

Lajes, segundo Adão e Hemerly (2002), são elementos que possuem suas maiores dimensões em planos horizontais, sendo geralmente utilizados para pisos e tetos de prédios. Estes elementos devem ser dimensionados para o momento fletor, levando-se em conta sua largura e espessura, em metros. Os carregamentos a serem considerados sobre as lajes são seu peso próprio, contrapisos, revestimentos e cargas acidentais, relativas ao uso do local. Esse carregamento é considerado como uniformemente distribuído.

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, as lajes podem ser classificadas em maciças, nervuradas ou pré-moldadas, conforme escolha do projetista, havendo condições e limites específicos previstos para cada uma delas. Botelho e Marchetti (2010) explicam que a fixação de espessuras mínimas para lajes serve, por exemplo, para limitar as flechas. A ABNT NBR 6118:2014 ainda traz uma tabela com os valores de deslocamentos limite, relacionados às flechas, para cada laje a fim de garantir o funcionamento adequado da estrutura.

Ainda sobre lajes, Adão e Hemerly (2002, p.65) explicam que “as lajes tradicionais de concreto armado são comumente denominadas maciças. Elas formam, juntamente com as vigas e pilares uma estrutura, um conjunto monolítico com transmissão, entre todos os seus elementos, de esforços, deslocamentos e deformações”. No entanto, Botelho e Marchetti (2010) advertem que em situações onde a laje precisa vencer vãos superiores a 6 metros é interessante o uso de lajes nervuradas. Quanto à escolha do tipo de laje eles ainda comentam que em casos de escolha de lajes pré-moldadas em prédios altos é sugerida a utilização de lajes maciças em no mínimo 3 andares para garantir maior rigidez à estrutura.

Adão e Hemerly (2002) classificam as lajes em lajes retangulares armadas em uma direção ou lajes retangulares armadas nas duas direções de acordo com a relação que se faz entre suas dimensões principais (horizontais), sendo l_x a maior e l_y a menor. Em relação as deformações e consequentes fissuras que vão ocorrer nas lajes a partir dos carregamentos, é importante definir quais serão as condições de apoio em seus quatro lados. Isso influenciará na direção dos momentos e também nos quinhões das cargas, ou seja, que área de laje resiste a qual carregamento. Com isso, a partir dos dados de dimensões das lajes (l_x e l_y) e os respectivos carregamentos, encontra-se as reações de apoio em suas extremidades, carga essa que será transmitida para as vigas.

Como define a ABNT NBR 6118:2014, as lajes submetidas a esforços normais, cortantes, momentos fletores e punção devem ser dimensionadas e verificadas a partir dos princípios por ela estabelecidos, considerando o Estado Limite Último e Estado Limite de Serviço. As armaduras mínimas e máximas também devem ser verificadas.

3.2.2 Vigas

Assim como as lajes, as vigas devem ser dimensionadas e verificadas a partir de critérios estabelecidos pela ABNT NBR 6118:2014, considerando o Estado Limite Último e Estado Limite de Serviço. Viga é considerada um elemento estrutural linear, em geral, sujeito à solicitação normal, cortante, momento fletor, torção, etc. Considerada a extensão desse elemento, devem ser avaliados também os valores de flechas imediatas e diferidas.

Adão e Hemerly (2002) explicam que as vigas são os elementos estruturais onde se apoiam as lajes ou vigas que não possuem pilar para apoio. Além disso, as vigas devem suportar seu peso próprio e paredes, que segundo Botelho e Marchetti (2010), geralmente, em fase de concepção de projeto, deve ser prevista uma viga abaixo de cada parede.

Em relação aos apoios, segundo Botelho e Marchetti (2010), as vigas apoiam-se em outras vigas ou em pilares e classificam-se, de acordo com Adão e Hemerly (2002), em três tipos. O primeiro é o apoio de primeiro gênero, quando impede somente uma direção de deslocamento ou a rotação, sendo este o menos convencional. O segundo é o apoio do segundo gênero, conhecido como rótula, neste caso, são impedidos deslocamentos em duas direções (x e y) ou em uma delas e na rotação, sendo este considerado nos casos em que uma viga é apoiada em outra viga ou quando a viga é apoiada em um pilar, na menor direção. O terceiro é o apoio do terceiro gênero, conhecido como engaste, neste, todos os deslocamentos são impedidos, inclusive a rotação. Quando a viga é apoiada em um pilar na maior direção pode ser dita engastada.

Em relação a vigas que se apoiam em outras vigas, Botelho e Marchetti (2010, p.22) ainda explicam que “no cruzamento de vigas, nomeia-se uma viga como portante e a outra como portada. A viga portante deve ser a que tem menor vão e deve ter a maior altura (no mínimo 10 cm a mais que a portada)”.

Ainda quanto aos apoios das vigas, além do vão (distância entre apoios), serão determinantes para definir a altura das vigas em fase de pré-dimensionamento. Como definem

Botelho e Marchetti (2010), as vigas podem ser biapoiadas, contínuas ou em balanço, com equações específicas para caso:

- a) bi-apoiadas: $h=1/10$ do vão;
- b) contínuas: $h=1/12$ do vão;
- c) balanço: $h= 1/5$ do vão.

3.2.3 Pilares

Para absorver as cargas verticais resultantes existem os pilares. Como explicam Adão e Hemerly (2002), em geral essas cargas são transmitidas pelas vigas, sendo o peso próprio dos pilares muito baixo comparado ao peso do restante da estrutura. Botelho e Marchetti (2010) complementam em relação aos pontos onde preferencialmente devem ser alocados os pilares em fase de concepção de projeto, sendo essenciais nos cantos da edificação e em locais de cruzamento de vigas, exceto em casos de pequenos carregamentos, sendo em algumas ocasiões considerado “desperdício”. Outros pontos críticos na avaliação do projetista podem ser considerados.

Um ponto importante em relação aos pilares, para Hemerly e Adão (2002), é que estes são a única parte efetivamente contínua da estrutura, ou seja, devem receber as cargas desde o último pavimento até o primeiro, chegando nas fundações.

Quanto as cargas atuantes nos pilares, Hemerly e Adão (2002) citam as principais como as provenientes das vigas e lajes. Sendo os esforços aos quais eles estarão submetidos as forças normais, de compressão, flexão e flexão composta (combinação de normal e flexão). Botelho e Marchetti (2010) ainda trazem a questão de estruturas altas, onde principalmente nos pilares a ação do vento e rigidez da estrutura devem ser consideradas.

O dimensionamento dos pilares, assim como os demais elementos estruturais, deve respeitar prescrições conforme a ABNT NBR 6118:2014, podendo o mesmo ser pré-dimensionado para fins de lançamento de estrutura, segundo Botelho e Marchetti (2010), conforme a seguinte equação:

$$A_c = \frac{N}{0,55 f_{ck}}$$

Sendo:

A_c : área da seção do pilar;

N : carga aplicada;

f_{ck} : resistência característica a compressão.

3.3 ESTADOS LIMITES

Conforme define a ABNT NBR 6118 (2014, p.4), Estado-limite último é o “estado-limite relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura” e Estados-limites de serviço “são aqueles relacionados ao conforto do usuário e à durabilidade, aparência e boa utilização das estruturas, seja em relação aos usuários, seja em relação às máquinas e aos equipamentos suportados pelas estruturas.” (ABNT NBR 6118:2014, p. 55).

Para entender o que são os estados limites e como devem ser analisados, Fusco (1976) explica que uma estrutura de concreto deixa de estar segura quando atinge os estados limites, causados pelas ações atuantes ao longo do tempo. Podendo ser classificados em a) Estado Limite Último e b) Estado Limite de Utilização, sendo este definido como Estado Limite de Serviço pela ABNT NBR 6118:2014.

Para Fusco (1976) a ruptura de seções críticas, instabilidade por deformação, instabilidade do corpo rígido, deterioração por fadiga, ressonância, entre outros, caracterizam os estados limites últimos. Já os estados limites de utilização, ou serviço, são caracterizados pela fissuração prematura ou excessiva, deformações excessivas, vibrações com amplitude excessiva, entre outros.

Segundo Fusco (1976), o Estado Limite Último acontece quando a estrutura tem sua capacidade de suporte atingida e acontece, conseqüentemente, uma deficiência estrutural. Este Estado envolve principalmente a perda de estabilidade ou ruptura de estruturas, visto que estas podem levar ao colapso da mesma. É importante destacar que podem surgir outros estados em decorrência de fenômenos que não necessariamente caracterizem uma situação de ruptura, onde a estrutura simplesmente deixa de manter características de segurança mínimas para utilização, devendo haver nestes casos margens de segurança adequadas para cada situação. Fusco (1976, p. 191) lista como causas que podem levar uma estrutura a um Estado Limite Último:

- a) Perda de estabilidade de uma parte ou do conjunto da estrutura assimilada a um corpo rígido;

- b) Ruptura de seções críticas da estrutura;
- c) Transformação da estrutura em um mecanismo;
- d) Instabilidade por deformação;
- e) Deterioração por efeito de fadiga, e
- f) Deformações elásticas ou plásticas, deformações lentas e fissuração que provoquem uma mudança de geometria que exija uma substituição da estrutura.

O Estado Limite de Serviço acontece quando há um comprometimento da durabilidade da estrutura ou quando sua funcionalidade fica prejudicada. Já como causas para que a estrutura chegue a um Estado Último de Serviço, Fusco (1976, p. 192) cita:

- a) Deformações excessivas para uma utilização normal da estrutura;
- b) Fissuração prematura ou excessiva;
- c) Danos indesejáveis (corrosão);
- d) Deslocamentos excessivos sem perda de equilíbrio, e
- e) Vibrações excessivas etc.

Ainda de acordo com Fusco (1981, p.2), inicialmente caracterizava-se a ruptura de elementos de concreto estruturais somente pela ruptura do concreto, devido a compressão, independente do escoamento das armaduras existentes, chamando-se esta ruptura de estado último de ruptura. Posteriormente foi percebido a necessidade de avaliar uma limitação referente ao alongamento da armadura tracionada em peças sujeitas a solicitações normais, visto que este alongamento excessivo também leva à fissuração, atingindo-se, neste caso também um estado limite último, sem que desta vez tenha ocorrido ruptura da parte de concreto do elemento. Com isso, a verificação de segurança deve ser feita admitindo-se que a capacidade resistente pode ser atingida tanto pela deformação excessiva da armadura tracionada quanto pela ruptura do concreto comprimido.

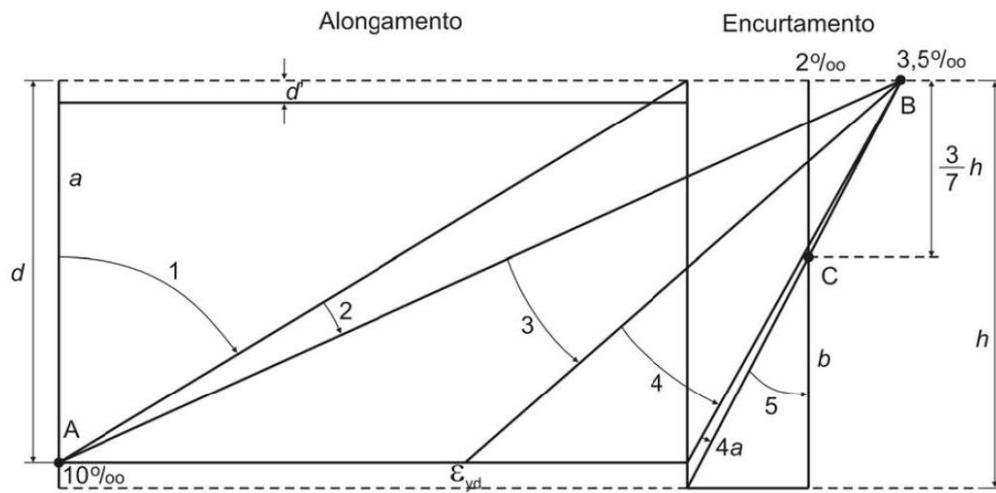
Nesse sentido, Fusco (1981) esclarece que como não é tão simples identificar o início da ruptura do elemento estrutural, apresentam-se em diagramas de deformação, valores convencionados experimentalmente, que relacionam as fibras comprimidas do concreto (encurtamento) ou as armaduras tracionadas (alongamento) para definir quando a estrutura atinge o estado limite último.

A ABNT NBR 6118 (2014, p. 122) relaciona as deformações através de um diagrama, representado na Figura 4, subdividindo em domínios, sendo:

- Ruptura convencional por deformação plástica excessiva:
 - reta a: tração uniforme;
 - domínio 1: tração não uniforme, sem compressão;
 - domínio 2: flexão simples ou composta sem ruptura à compressão do concreto ($\epsilon_c < \epsilon_{cu}$ e com o máximo de alongamento permitido).
- Ruptura convencional por encurtamento-limite do concreto:
 - domínio 3: flexão simples (seção subarmada) ou composta por ruptura à compressão do concreto e com escoamento do aço ($\epsilon_s \geq \epsilon_{yd}$);
 - domínio 4: flexão simples (seção superarmada) ou composta com ruptura à compressão do concreto e aço tracionado sem escoamento ($\epsilon_s < \epsilon_{yd}$);

- domínio 4a: flexão composta com armaduras comprimidas;
- domínio 5: compressão não uniforme, sem tração;
- reta b: compressão uniforme.

Figura 4 – Domínios de estado-limite último de uma seção transversal



Fonte: ABNT NBR 6118 (2014).

4 AÇÕES ATUANTES

Existem algumas maneiras de classificar as ações atuantes em uma estrutura. Segundo Kripka (2008, p. 41), três condições são essenciais para análise estrutural, sendo a primeira a intensidade, a segunda a forma de atuação e a terceira a distribuição das ações atuantes. Podendo as mesmas serem classificadas quanto à frequência, em estáticas ou dinâmicas, e quanto à duração, em permanentes, variáveis ou excepcionais.

Fusco (1976, p. 192) define que “o termo ação designa qualquer influência ou conjunto influências capazes de produzir estados de tensão na estrutura. Assim, as forças são ditas ações diretas e as deformações impostas são chamadas ações indiretas”. Exemplos dos tipos de ações apresentam-se conforme o Quadro 1, onde dividem-se em ações diretas e indiretas, e o Quadro 2, onde dividem-se em permanentes e variáveis.

Quadro 1 – Classificação das ações segundo a sua natureza (CEB)

AÇÕES	DIRETAS (cargas)	Pesos próprios, pesos de equipamentos fixos, cargas estáticas e dinâmicas de utilização, vento, neve, etc.
	INDIRETAS (deformações ou deslocamentos impostos)	Deformações térmicas, deformações reológicas, deslocamentos de apoios, sismos, etc.

Fonte: FUSCO (1976).

Quadro 2 – Classificação das ações segundo a sua frequência de ocorrência (CEB)

AÇÕES F	PERMANENTES G			Pesos próprios, pesos de equipamentos fixos, deformações permanentes por protensões, deslocamentos permanentes de apoio etc.
	VÁRIÁVEIS Q	com representação estatística	USUAIS Q1	Cargas de utilização, vento usual, neve, deformações térmicas, deformações reológicas, etc.
			EXCEPCIONAIS Q2	Vento extraordinário, sismos
		sem representação estatística	ACIDENTAIS Q3	Explosões, choque de veículos, fogo etc.

Fonte: FUSCO (1976).

Considerando os estados-limites últimos a serem explicados posteriormente, a ABNT NBR 6118:2014 considera as ações que possam vir a comprometer a segurança da estrutura, classificando as mesmas, conforme o Quadro 3, em:

Quadro 3 – Classificação das ações segundo a ABNT NBR 6118:2014

Permanentes	Diretas	Peso próprio; Peso dos elementos construtivos fixos e instalações permanentes, empuxos permanentes
	Indiretas	Retração do concreto, fluência do concreto, deslocamentos de apoios, imperfeições geométricas (globais ou locais), protensão
Variáveis	Diretas	Cargas acidentais previstas para uso da edificação, ação do vento, ação da água, ações variáveis durante a construção
	Indiretas	Variações uniformes de temperatura, variações não uniformes da temperatura, ações dinâmicas (choques, vibrações)

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118 (2014).

Para as ações excepcionais, ABNT NBR 6118 (2014, p. 63) define que “no projeto de estruturas sujeitas a situações excepcionais de carregamento, cujos efeitos não possam ser controlados por outros meios, devem ser consideradas ações excepcionais com os valores definidos, em cada caso particular, por Normas Brasileiras específicas”. Algumas normas a serem utilizadas para consideração das ações:

- a) ABNT NBR 6120:2019 Ações para o cálculo de estrutura de edificações;
- b) ABNT NBR 6123:1988 Forças devidas ao vento em edificações;
- c) ABNT NBR 15421: 2006 Projeto de estruturas resistentes a sismos – Procedimento;
- d) ABNT NBR 14323:2013 Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio;
- e) ABNT NBR 15200:2012 Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio.

A ABNT NBR 6120:2019 trata de Ações para o cálculo de estruturas de edificações, orienta os valores de cargas variáveis conforme Tabela 3, e para alguns materiais conforme Tabela 4 e 5, a serem utilizados para fins de projeto. A norma ainda indica que em bordas de sacadas, quando possuem guarda-corpo, deve ser previsto além do peso próprio do guarda-corpo, a carga variável de 2 kN/m. Nesses casos, ainda a força variável horizontal de 1kN/m deve ser considerada. O mesmo para a escada de emergência do edifício, se houver.

Tabela 3 – Valores característicos para carregamentos variáveis

Ambiente	Carga uniformemente distribuída kN/m ²
Dormitórios	1,5
Sala, copa, cozinha	1,5
Despensa, área de serviço, lavanderia	2
Corredores dentro de unidades autônomas	1,5
Sanitários	1,5
Sacada	2,5
Escritório	3

Fonte: Adaptada de ABNT NBR 6120 (2019).

Tabela 4 – Peso específico aparente de materiais de construção

Material	Peso aparente específico γ_{ap} kN/m ³
Porcelanato	23
Lajotas cerâmicas	18
Argamassa de cal, cimento e areia	19
Concreto simples (contrapiso)	24
Bloco cerâmico vazado com paredes vazadas (função estrutural)	12

Fonte: Adaptada de ABNT NBR 6120 (2019).

Tabela 5 – Peso de forro e revestimento para piso

Material	Peso kN/m ²
Forro de gesso em placas, incluindo suporte	0,15
Revestimentos de pisos de edifícios residenciais e comerciais	1,0

Fonte: Adaptada de ABNT NBR 6120 (2019).

Por definição da ABNT NBR 6118:2014, os valores de cálculo a serem utilizados para as ações devem ser calculados a partir da multiplicação do valor das ações por coeficientes de ponderação (γ_f), obtidos através das Tabelas 6 e 7:

Tabela 6 – Coeficiente $\gamma_f = \gamma_1 \gamma_3$

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,4 ^a	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0

Onde

D é desfavorável, F é favorável, G representa as cargas variáveis em geral e T é a temperatura.

^a Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014).

Tabela 7 – Valores do coeficiente γ_{f2}

(continua)

Ações		γ_{f2}		
		Ψ_0	Ψ_1^a	Ψ_2
Cargas acidentais	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^b	0,5	0,4	0,3

(conclusão)

Ações		γ_{f2}		
		Ψ_0	Ψ_1^a	Ψ_2
Cargas acidentais	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas ^c	0,7	0,6	0,4
	Bibliotecas, arquivos, oficinas e garagens	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

^a Para os valores de Ψ_1 relativos às pontes e principalmente para os problemas de fadiga.

^b Edifícios residenciais.

^c Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.

Fonte: Adaptada de ABNT NBR 6118 (2014).

Esses efeitos consideram o quanto as ações são favoráveis ou desfavoráveis dentro do contexto que está sendo analisado. De acordo com Fusco (1976), este coeficiente visa, em geral, majorar os efeitos locais das ações ou majorar um conjunto de ações características. Este coeficiente é obtido a partir da multiplicação dos coeficientes parciais γ_1 , γ_2 e γ_3 .

4.1 AÇÕES HORIZONTAIS

Em relação às ações horizontais atuantes em uma estrutura destacam-se a ação do vento e o desaprumo. Por definição da ABNT NBR 6118 (2014, p. 59), a consideração dessas ações deve ser realizada de acordo com os seguintes casos:

- a) Quando 30% da ação do vento for maior que a ação do desaprumo, considera-se somente a ação do vento.
- b) Quando a ação do vento for inferior a 30% da ação do desaprumo, considera-se somente o desaprumo respeitando a consideração de θ_{1min} [...].
- c) Nos demais casos, combina-se a ação do vento e desaprumo, sem necessidade da consideração de θ_{1min} . Nessa combinação, admite-se considerar ambas as ações atuando na mesma direção e sentido, como equivalentes a uma ação do vento, portanto, como carga variável, artificialmente amplificada para cobrir a superposição.

4.1.1 Vento

A ação do vento deve ser considerada obrigatoriamente em estruturas aporticadas com nós deslocáveis, como explica Fusco (1981), visto que nestes casos produz efeitos estáticos ou dinâmicos relevantes. Adão e Hemerly (2002) complementam falando sobre a importância de se levar em consideração as forças horizontais, do vento, em prédios altos, dispensando a avaliação da mesma em prédios pequenos. Kripka (2008) também destaca que a ação do vento é a principal a ser considerada em edifícios altos, pavilhões industriais e torres. Durante a atuação do vento, o prédio pode ser interpretado como uma viga em balanço engastada, onde:

Esta carga irá atuar exercendo tração no lado do prédio onde incide o vento, e compressão no lado contrário. Com o engaste, sendo concreto armado elástico, haverá deformação que se percebe em oscilações na parte mais alta do prédio. O que acontece é o conjunto monolítico da estrutura do prédio está se movimentando e provocando tensões internas nas peças estruturais (ADÃO; HEMERLY, 2002, p. 51).

A força do vento aplicada em uma estrutura deve ser dimensionada conforme a ABNT NBR 6123 (1988, p.5), onde a mesma define uma velocidade básica V_o , dada em m/s, como “a velocidade de uma rajada de 3 s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano”. Esta velocidade básica é obtida a partir das Isopletas presentes na Norma. Quando multiplicada pelos fatores S_1 , S_2 e S_3 , fornece a velocidade característica do vento V_k .

$$V_k = V_o S_1 S_2 S_3$$

O fator topográfico S_1 , segundo a ABNT NBR 6123:1988, está relacionado com o relevo da região, havendo 3 classificações previstas. Para terrenos planos ou pouco acidentados S_1 é igual a 1,0. Para taludes e morros devem ser utilizados valores conforme situações indicadas na Norma, a depender do ponto considerado. E por fim para vales profundos deve ser utilizado S_1 igual a 0,9.

O fator S_2 , por definição da ABNT NBR 6123:1988, relaciona a questão da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação e altura da mesma sobre o terreno. Quanto a rugosidade, a Norma classifica em categorias de I a V, sendo I, as superfícies lisas a V, as superfícies com muitos obstáculos. Já quanto as dimensões da edificação, a Norma subdivide em Classes A, B e C. Variando de situações onde a maior dimensão da edificação não excedam 20 metros à situação onde a maior dimensão seja superior a 50 metros. Com os valores da classe e categoria definidos, o fator S_2 é encontrado em Tabela na Norma, variando conforme alturas da edificação.

O fator S_3 está relacionado a estatísticas quanto ao grau de segurança esperado e vida útil. A Norma estabelece valores mínimos a serem considerados para S_3 , classificando em grupos de 1 a 5, conforme o uso da edificação.

Tabela 8 – Valores mínimos do fator estatístico S_3

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

Fonte: ABNT NBR 6123 (1988).

A partir da velocidade característica, é determinada a pressão dinâmica (q), em N/m^2 , dada, segundo a ABNT NBR 6123:1988 por:

$$q = 0,613V_k^2 \quad (3)$$

Outras definições importantes para definição da força estática do vento em edificações estão contidas na NBR 6123:1988, devendo ser verificadas, e estão relacionadas a coeficientes de pressão (interna e externa), variando devido às diferentes regiões de pressão ou sucção, e coeficientes de forma, referentes às áreas em que a força vai atuar. Com estas variáveis definidas, calcula-se a força global na direção do vento, que de fato, atuará na estrutura, dada pela ABNT NBR 6123:1988 por:

$$F_a = C_a q A_e$$

Onde:

F_a : força de arrasto;

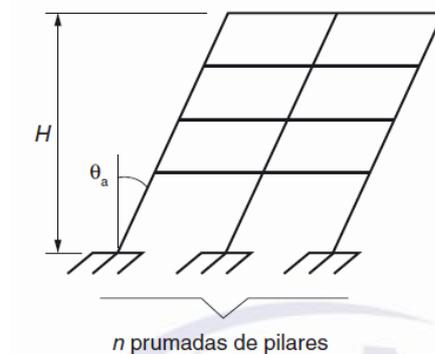
C_a : coeficiente de arrasto na direção analisada;

A_e : área frontal efetiva: área de incidência do vento, no plano perpendicular à direção do vento.

4.1.2 Desaprumo

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, o desaprumo é uma imperfeição global que vem a causar uma ação permanente indireta na estrutura, conforme apresenta-se na Figura 5 e equações abaixo, sendo θ_1 o desaprumo de um elemento vertical contínuo, utilizado para cálculo do θ_a , que é, em radianos, o desaprumo total da estrutura em análise:

Figura 5 – Desaprumo de elementos verticais



Fonte: ABNT NBR 6118:2014.

$$\theta_1 = \frac{1}{100\sqrt{H}}$$

$$\theta_a = \theta_1 \sqrt{\frac{1 + \frac{1}{n}}{2}}$$

Sendo, de acordo com a ABNT NBR 6118:2014:

H: altura total da edificação (m);

N: número de prumadas de pilares no pórtico plano;

θ_{1min} : 1/300 para estruturas reticuladas e imperfeições locais;

θ_{1max} : 1/200.

Ainda de acordo com a ABNT NBR 6118:2014, por simplificação, em edifícios onde a maior parte das lajes sejam lisas, deve ser considerado $\theta_a = \theta_1$. E, para cálculo da força horizontal equivalente (F_d), a cada pavimento, resultante deste ângulo de desaprumo:

$$F_d = \Delta P \times \theta_a$$

Sendo:

ΔP : carga correspondente ao peso de cada pavimento;

4.2 AÇÕES VERTICAIS

À exceção das ações horizontais, as outras atuantes são consideradas predominantemente verticais, como carga de uso, peso próprio da estrutura, etc. Como explica Mascaro (2010), pode-se dividir uma estrutura em parte horizontal e vertical, incluindo-se nesta, as paredes portantes e contraventamentos. Deste princípio, as vedações internas também podem ser incluídas. Nesse sentido, Mascaro (2010) destaca, por exemplo, a importância de considerar o peso da fachada. É importante observar que, mesmo que um elemento seja horizontal, sua carga na estrutura acaba sendo transmitida para os elementos verticais.

4.2.1 Vedações internas

Segundo Franco (1998) a vedação vertical em uma edificação tem como principais funções compartimentar e garantir aos ambientes condições para que as atividades para que foram projetados possam ser desenvolvidas. Se tratando ainda de vedações verticais, é preciso considerar sua interface com outros elementos construtivos, como estruturas, instalações elétricas e hidráulicas, etc. Sendo, sob esse ponto de vista, um dos elementos que possui maior custo de produção, considerando não só a produção em si, mas os desperdícios que estes serviços geram, no que se refere a materiais e também mão de obra.

Nesse sentido Franco (1998) enfatiza a importância da escolha da vedação considerando o planejamento e organização da produção da obra. E, portanto, explica que a racionalização do edifício como um todo depende da racionalização do sistema de vedação vertical.

Para Franco (1998), a vedação vertical ainda define qual será o desempenho do edifício, sendo responsável por questões como conforto higro-térmico e acústico, segurança de utilização e também em caso de ações excepcionais, como incêndio, além do desempenho estético. Considerando tudo isso, os profissionais tem dado maior atenção na escolha desses materiais, investindo na aplicação de tecnologias racionalizadas.

Segundo definições da ABNT NBR 15575-4:2013, apesar de não ter função estrutural, as vedações podem participar do contraventamento de estruturas reticuladas e sofrer efeitos das deformações da estrutura, necessitando, portanto, que se analise o desempenho do conjunto. Também segundo a Norma, as vedações verticais possuem funções relativas à estanqueidade à água, isolamento térmico e acústico, devendo ser capazes de suporte para fixação de peças suspensas e esforços de uso, etc. Diante disso, a Norma estabelece critérios de desempenho térmico, acústico, lumínico e de segurança ao fogo, que devem ser verificados individual e isoladamente para os elementos de vedação vertical.

Os principais sistemas de vedação vertical interna de edificações são definidos como paredes e painéis. Sendo as paredes tradicionalmente de alvenaria, de blocos cerâmicos ou concreto, e os painéis de materiais leves, como gesso acartonado. Segundo Azeredo (1997), alvenaria se refere a obras compostas por pedras, tijolos ou blocos de concreto, podendo ou não serem assentados por meio de argamassas. Esse componente deve garantir durabilidade e resistência. Além disso, deve ser isolante térmico e acústico e impermeável.

Fusco (1976) explica que, em geral, para simplificação, uma estrutura se divide em partes estruturais e partes não estruturais, não levando-se em conta a função estrutural em muitos casos das alvenarias, por exemplo. O autor comenta que em arranha céus, a resistência de alvenarias pode ser muito importante e, inclusive, decisiva na resistência horizontal da estrutura, em função da ação do vento. Para Guerra *et al.* (2018) a consideração das alvenarias de vedação em análises de estabilidade contribui para redução dos deslocamentos laterais das estruturas, visto que nestes casos apresentam coeficientes γ_z menores do que em situações em que as mesmas não são consideradas.

Guerra *et al.* (2018) explicam que, para diminuir mão de obra e agilizar o processo de execução, tem se buscado diminuir a quantidade de vigas e pilares nas estruturas. E com isso, tem existido uma procura maior por sistemas mais limpos, sem interferir na proposta arquitetônica. Sendo estas alternativas possíveis somente pelo avanço tecnológico dos materiais e pelo uso de *softwares* para cálculos e verificações mais rigorosas. O gesso acartonado é um material que tem sido empregado como sistema de divisória vertical interna, sendo definido pela ABNT NBR 15758-1 (2009, p.2) o sistema construtivo em chapas de gesso para *drywall*:

Conjunto de componentes formado por chapas de gesso para *drywall*, estrutura de perfis de aço, acessórios de fixação e insumos, destinados a atender determinadas funções de compartimentação, as quais definem e limitam verticalmente os ambientes internos dos edifícios controlando o fluxo de agentes solicitantes, cumprindo as exigências dos usuários.

Para dois materiais citados, gesso acartonado, para *drywall*, e blocos cerâmicos vazados, se apresenta na Tabela 9 valores de pesos a serem utilizados para considerações de projeto, conforme espessuras nominais dos elementos:

Tabela 9 – Peso de estrutura *drywall* conforme espessura

Material	Espessura nominal do elemento (cm)	Peso kN/m²
<i>Drywall</i> (montantes metálicos, quatro chapas com 12,5 mm de espessura cada e isolamento acústico com lã de rocha ou lã de vidro com 50 mm de espessura)	7 a 30	0,5

Fonte: Adaptada de ABNT NBR 6120 (2019).

Em situações onde as divisórias não são previstas em projeto, mas existirão, a ABNT NBR 6120 (2019, p. 27) define:

Quando forem previstas paredes divisórias sem posição definida em projeto, sobre estruturas com adequada capacidade de distribuição dos esforços solicitantes, pode-se considerar, além dos demais carregamentos, uma carga uniformemente distribuída adicional [...]. A consideração dessa carga adicional pode ser dispensada para pavimentos cuja carga variável de projeto seja maior ou igual a 4,0 kN/m², exceto para paredes divisórias com peso próprio da parede acabada superior a 3,0 kN/m.

Para isso, as cargas devem ser consideradas de acordo com a Tabela 10:

Tabela 10 – Cargas variáveis para paredes não definidas em projeto

Peso próprio (p.p.) da parede acabada kN/m	Carga adicional kN/m ²
$p.p \leq 1,0$	0,5
$1,0 \leq p.p. \leq 2,0$	0,75
$2,0 \leq p.p. \leq 3,0$	1,0
$p.p > 3,0$	A carga linear deve ser considerada permanente, seguindo definição de projeto.

Fonte: Adaptada de ABNT NBR:6120 (2019).

5 ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL

A palavra estabilidade é um substantivo feminino, definido por Scottini (2009) como segurança e firmeza, podendo ser considerado uma qualidade do que é estável. O mesmo pode ser entendido do ponto de vista da engenharia civil quando se trata da estabilidade de uma estrutura.

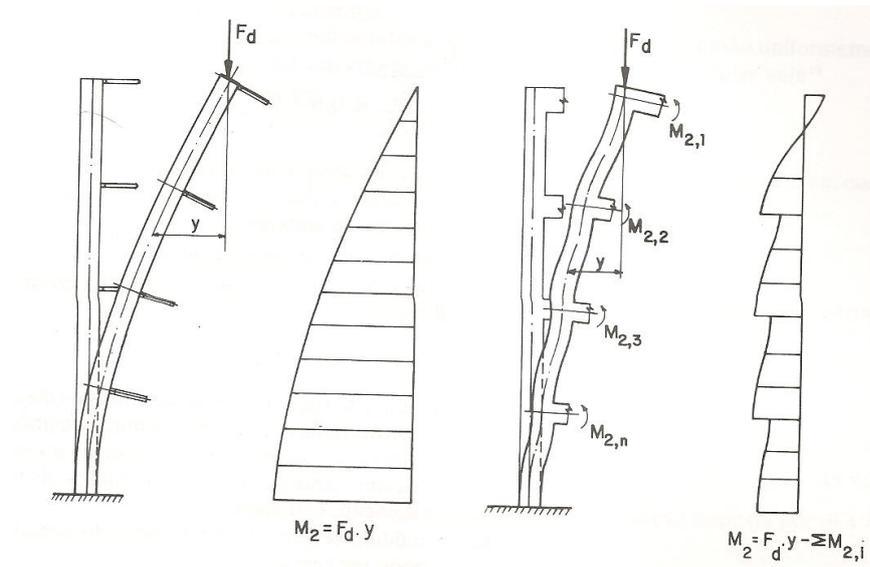
Em decorrência das ações tanto horizontais quanto verticais, observa-se um efeito de deformações e deslocamentos, que aumentam em função da altura da edificação, como afirma Lacerda et. al (2014). Com a estrutura já deformada, outras ações podem ter efeitos críticos na mesma. Sendo assim, a análise da estabilidade global em uma estrutura serve para verificar se está garantida a estabilidade a partir do dimensionamento escolhido pelo projetista e previsto em Norma.

De acordo com Lacerda et. al (2014, p. 25), “a avaliação da estabilidade global é dos mais importantes fatores para a concepção estrutural de um edifício, pois ela visa garantir a segurança da estrutura mediante a perda da sua capacidade resistente causada pelo aumento das deformações em decorrência das ações”.

Na análise de estabilidade, os esforços calculados a partir da geometria inicial da estrutura, sem deformação, são chamados efeitos de primeira ordem. Aqueles advindos da deformação da estrutura são chamados de efeito de segunda ordem. A consideração dos efeitos de segunda ordem conduz à não-linearidade entre as ações e deformações; essa não-linearidade, devido sua origem, é chamada de não-linearidade geométrica. A fissuração e fluência do concreto levam também a uma não-linearidade (entre ações e deformações) chamada, neste caso, de não-linearidade física (CHUST; MIRANDA, 2013 apud PAIXÃO; ALVES, 2016, p. 49).

Araújo (2009) avalia a complexidade da estrutura dos edifícios por se tratar de estruturas tridimensionais. Mas explica que atualmente com *softwares* é possível realizar a análise tridimensional, considerando todas as cargas atuantes ao mesmo tempo. É com esta análise que se encontram os esforços finais para o dimensionamento, podendo ou não se incluir os efeitos da não linearidade geométrica, relacionados aos efeitos de segunda ordem, causados pela deformação e deslocamentos da própria estrutura, e da não linearidade física, relacionada à fissuração. Sendo assim, torna-se mais precisa a verificação dos efeitos de 2ª ordem quando atuantes simultaneamente. A Figura 6 demonstra os efeitos de 2ª ordem em uma estrutura de concreto armado:

Figura 6 – Efeito de 2ª ordem em estrutura



Fonte: FUSCO (1981).

Por definição da ABNT NBR 6118 (2014, p. 81) “as equações de equilíbrio podem ser estabelecidas com base na geometria indeformada da estrutura (teoria de 1ª ordem), exceto nos casos em que os deslocamentos alterem de maneira significativa os esforços internos (teoria de 2ª ordem, ver Seção 15)”. Dessa forma, é preciso avaliar conforme recomendação da ABNT NBR 6118:2014 quais são as situações onde despreza-se os efeitos de 2ª e em quais situações esses efeitos devem ser avaliados.

5.1 INSTABILIDADE E EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM

Fusco (1981) explica que se considera a possibilidade de ruína por instabilidade para pilares quando o índice de esbeltez (λ) do elemento é maior que 25. De forma semelhante deve ser pensado para estrutura como um todo. A esbeltez está diretamente relacionada com a instabilidade de uma estrutura. Sendo o índice de esbeltez calculado para um elemento, como pilar, segundo a ABNT NBR 6118:2014 por:

$$\lambda = \frac{l_e}{i}$$

Onde:

l_e : comprimento da barra (m);

i : raio de giração (m).

Segundo a ABNT NBR 6118:2014 existem dois processos para definir a necessidade ou não da avaliação dos efeitos de segunda ordem. O primeiro deles é o parâmetro de instabilidade (α) e o segundo é o coeficiente γ_z , válido para estruturas com mais de 4 andares, podendo ser calculado da seguinte maneira:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}}$$

Onde, de acordo com a ABNT NBR 6118 (2014, p.105):

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

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

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, a estrutura pode ser considerada de nós fixos desde que esse parâmetro seja menor ou igual a 1,1. Ou seja, quando o parâmetro calculado for superior a este, os efeitos de segunda ordem obrigatoriamente devem ser considerados.

Uma estrutura pode ser considerada de nós fixos, ou seja, indeslocável, quando seu parâmetro de instabilidade α calculado for menor do que α_1 . Ao analisar a equação abaixo, verifica-se que quanto maior a altura da estrutura, maior será o parâmetro α , e, portanto, menor a chance de a estrutura ser considerada indeslocável. O parâmetro pode ser calculado segundo:

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs} I_c}}$$

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1 n \text{ se } n \leq 3$$

$$\alpha_1 = 0,6 \text{ se } n \geq 4$$

Onde, de acordo com a ABNT NBR 6118 (2014, p. 104):

n = é o número de níveis de barras horizontais (andares) acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

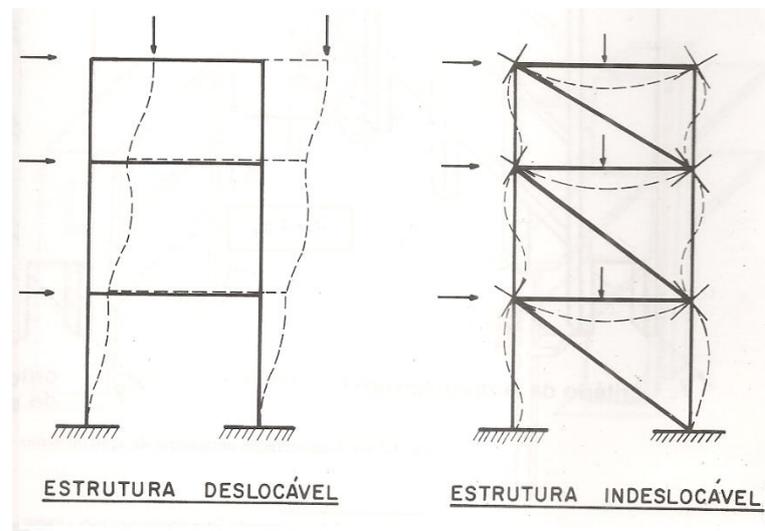
H_{tot} = é a altura total da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

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

$E_{cs} I_c$ = representa o 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.

Fusco (1981) ainda explica que em estruturas compostas por pórticos de nós deslocáveis o efeito do vento é de extrema importância considerando seu efeito deslocamentos que podem acontecer. Nesses casos, podem ser previstas estruturas de travamento a fim de diminuir os efeitos. Sendo outros métodos de contraventamento serão citados posteriormente. A Figura 7 apresenta duas estruturas sendo a primeira deslocável e a segunda indeslocável, devido aos travamentos que impedem seu deslocamento:

Figura 7 – Deslocabilidade das estruturas



Fonte: FUSCO (1981).

Conforme já visto, de acordo com a ABNT NBR 6118 (2014, p.100) “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”. A norma propõe que, para $\gamma_z \leq 1,3$, de forma aproximada a simular os esforços globais de segunda ordem através de um processo que “consiste na avaliação dos esforços finais (1ª ordem + 2ª ordem) a partir da majoração adicional dos esforços horizontais da combinação de carregamento considerada por $0,95 \gamma_z$ ”. (ABNT NBR 6118:2014, p. 106)

Os efeitos de 2ª ordem, resultantes do carregamento vertical P, multiplicados pelos deslocamentos delta, podem ser calculados em *softwares* como o Eberick sendo também conhecidos como efeito P-Delta. Carneiro e Martins (p. 24, 2008) explicam que estes efeitos “são um fenômeno não-linear (segunda ordem) que ocorre em cada estrutura onde existem elementos que estão sujeitos a carga de axial de compressão. É um "efeito" genuíno que é associado com a magnitude da carga axial aplicada (P) e um deslocamento (delta)”. No processo de cálculo destes esforços no *software*, é possível observar os deslocamentos que acontecem no

topo da estrutura em relação a base para verificar novamente as condições de equilíbrio, a fim de garantir da estabilidade estrutural ou, então, realizar novo dimensionamento.

Iglesia (2016) apresenta como um dos métodos mais utilizados para cálculo deste efeito P-Delta nas estruturas de edifícios o método dos **coeficientes amplificadores dos efeitos de 1ª ordem**. Este, utiliza, com exceções em algumas situações, o mesmo γ_z calculado conforme a ABNT NBR 6118:2014.

Iglesia (2016) traz ainda como método bastante utilizado, o **método iterativo**, onde neste realiza-se uma análise de primeira ordem com os carregamentos horizontais e deslocamentos horizontais resultantes, onde estes são utilizados com as cargas verticais atuantes, para cálculo em cada nível do incremento equivalente de carga horizontal, sendo este valor, somado ao carregamento horizontal inicial. O processo é repetido até que o valor de deslocamento horizontal seja desprezível. Além destes, outros métodos trazidos pelo autor são o método direto, método do pilar com área cortante negativa, método do pilar com rigidez a flexão negativa e efeitos combinados de torção e translação.

Segundo Iglesia (2016), o método utilizado pelo *software* Eberick, da AltoQi é o iterativo, onde o estudo do equilíbrio da estrutura deformada é realizado após a análise de primeira ordem, de maneira semelhante ao explicado anteriormente.

Em algumas situações, o processo P- Δ pode não convergir, significando que a estrutura é excessivamente instável. Após a última iteração, caso haja convergência, obtêm-se os deslocamentos finais. [...] Com base nestes deslocamentos serão calculados os esforços internos para o dimensionamento. Esta forma simplificada de análise não considera os efeitos P- δ . (IGLESIA, 2016, p. 14)

Ainda segundo Carneiro e Martins (2008) o efeito P-Delta está diretamente relacionado com a intensidade da carga axial P, com a rigidez e conseqüente suscetibilidade a deformação dos elementos individuais e da estrutura. Portanto, em relação a deformabilidade, de acordo com os autores, é possível controlar o efeito de P-Delta, a ponto de poder ser desconsiderado em projeto, aplicando sob ponto de vista da estrutura, sistemas de contraventamento mais robustos e mais rígidos, e sob ponto de vista dos elementos estruturais, seções maiores.

Outro método aproximado que pode ser realizado quando não se possui um *software* para análise dos esforços globais de 2ª ordem, é dado conforme o que estabelece a ABNT NBR 6118:2014 em seus itens 15.7, que trata da análise de estruturas de nós móveis, e 15.8, 15.9 e 15.10, que tratam dos elementos isolados, pilares-parede e instabilidade lateral de vigas, sucessivamente.

6 CONTRAVENTAMENTO

Sobre a necessidade de estruturas de contraventamento, Botelho e Marchetti (2010) explicam que o vento é capaz de causar danos a edificações, como levar telhados ou trincar estruturas. A forma mais grave, ou menos, depende de variáveis como o contexto em que se encontram e características da própria edificação. Campos abertos, por exemplo, sofrem danos mais graves do que em áreas urbanas, onde o vento encontra obstáculos, diminuindo assim sua força. Técnicas para controlar a ação do vento nas estruturas são publicadas na NBR 6123:1988.

Botelho e Marchetti (2010) definem que uma estrutura de contraventamento pode ser considerada quase indeslocável, e, portanto, estável, desde que obedeça à restrição de indeslocabilidade, citada anteriormente, considerado o número de pavimentos. Atendendo a essa especificação em uma direção, entende-se que a estrutura está indeslocável nessa direção, não havendo, portanto, necessidade de avaliar a estabilidade global visto que a segurança está garantida.

Botelho e Marchetti (2010) ainda comentam que em edifícios baixos a ação do vento só deve ser considerada quando se tratar de uma estrutura de nós deslocáveis. Isso acontece quando a relação altura total e menor largura da edificação é maior que 4 ou quando em uma das direções o número de fila de pilares for menor que 4.

Conforme Araújo (2009), para simplificar o projeto, geralmente separa-se a estrutura em duas outras, sendo a primeira a subestrutura de contraventamento, formada por elementos de maior rigidez, resistindo principalmente às ações horizontais, mas também a parte do carregamento vertical. Essa subestrutura deve absorver as ações citadas e também, através de sua rigidez, garantir a indeslocabilidade horizontal do edifício. O autor ainda explica que a outra subestrutura é chamada de subestrutura contraventada, onde esta, por sua vez, resiste apenas o carregamento vertical. Visto que os pilares desta subestrutura são também apenas contraventados, são calculados como se fossem apoiados nas lajes, sendo, portanto, os efeitos de segunda ordem localizados.

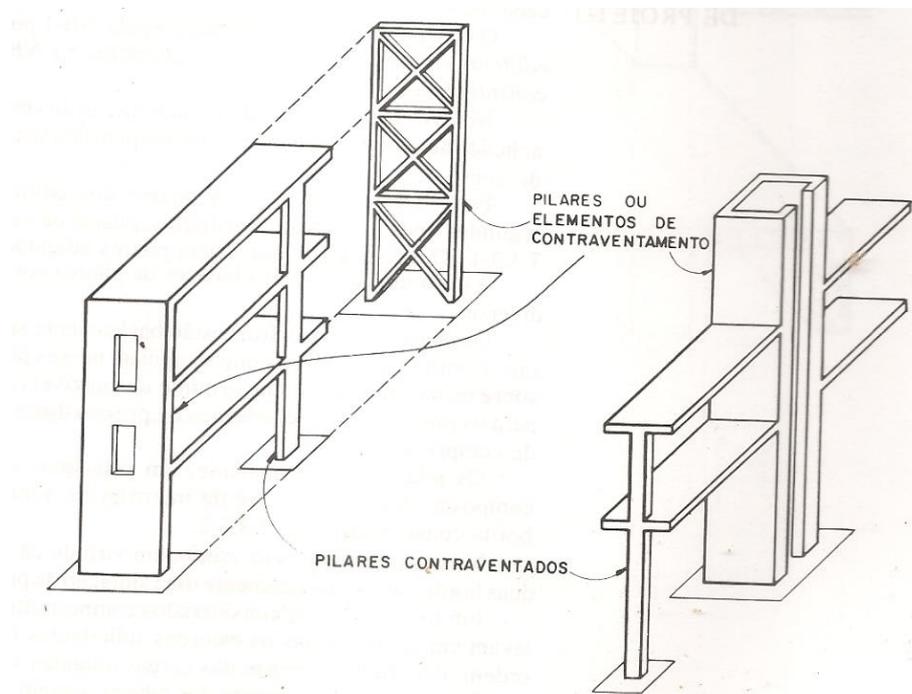
Como explicam Botelho e Marchetti (2010) uma estrutura de contraventamento pode ser composta por paredes estruturais em balanço, como caixa de elevadores ou escadas, ou pórticos múltiplos, engastados na fundação. Fala-se em parte da estrutura contraventada e estrutura de contraventamento porque não é adequado considerar que todos os pilares sejam responsáveis pela estabilidade da estrutura. Fusco (1981) complementa dizendo que se todos os

pilares, por exemplo, participassem da estrutura de contraventamento, isso levaria a uma complexidade extrema de cálculo.

Neste sentido, Fusco (1981) explica que a parte contraventada da estrutura é considerada como indeslocável. Por sua vez, a estrutura de contraventamento deve ter rigidez suficiente para garantir essa hipótese.

Desde que a estrutura de contraventamento seja suficientemente rígida para que seus deslocamentos não afetem a segurança dos pilares contraventados, estes podem continuar sendo tratados como se pertencessem a uma estrutura indeslocável. Quando isso acontece, isto é, quanto a estrutura de contraventamento é quase-undeslocável, ela pode efetivamente garantir a estabilidade global da construção. Caso contrário, não se pode admitir a estrutura como contraventada, e todos os pilares devem ser tratados como se pertencentes a elementos estruturais de nós deslocáveis (FUSCO, 1981, p. 355).

Figura 8 – Elementos de contraventamento e pilares contraventados



Fonte: FUSCO (1981).

Fusco (1981) classifica os sistemas de contraventamento como rígidos ou flexíveis, sendo flexíveis aqueles em que se precisa calcular os efeitos de 2ª ordem e os rígidos aqueles que não se precisa calcular os efeitos de 2ª ordem, o que torna a análise mais simplificada.

Alguns tipos de contraventamento podem ser observados conforme Figura 8. Carneiro e Martins (2008) os distinguem pela forma em que se comportam quando submetidos às cargas. Sendo os sistemas de contraventamentos mais comuns:

- a) pórticos;

Nos sistemas de paredes de contraventamento, Carneiro e Martins (2008) explicam que a resistência às ações laterais acontece a partir de um sistema formado pelos pisos e paredes da edificação. Nesse caso, as lajes são consideradas diafragmas rígidos e transmitem às paredes os esforços recebidos pela ação do vento. A forma como se distribuirão os esforços vai depender da rigidez do diafragma e questões de geometria do sistema estrutural, como centro de massa e centro de rigidez/torção.

Quanto a paredes associadas a pórticos, para Carneiro e Martins (2008), esse sistema pode ser utilizado em edificações de até 40 pavimentos. Nesse sistema, as paredes são associadas aos pórticos contribuindo no contraventamento da estrutura, devendo se ter cuidado aos comportamentos diferentes dos materiais. Ou seja, sob a mesma ação, os deslocamentos e deformações podem ser diferentes.

Núcleos de contraventamento, conforme Carneiro e Martins (2008), são um conjunto de paredes perpendiculares formando seções transversais abertas ou semi-fechadas e que ocupam, em planta, uma pequena área quando comparada a área total de um pavimento. Essas estruturas costumam apresentar elevada rigidez nas duas direções e, por possuírem dimensões transversais mais elevadas que os outros elementos que venham a participar do contraventamento, a rigidez à flexão dos núcleos pode ser dita como a principal na resistência global da estrutura, sendo mais importantes à medida que aumenta a altura. Em geral, posicionados em regiões centrais dos edifícios, em torno de elevadores ou escadas, os núcleos estruturais também podem ser compostos por paredes maciças de concreto armado ou por pilares metálicos tubulares treliçados.

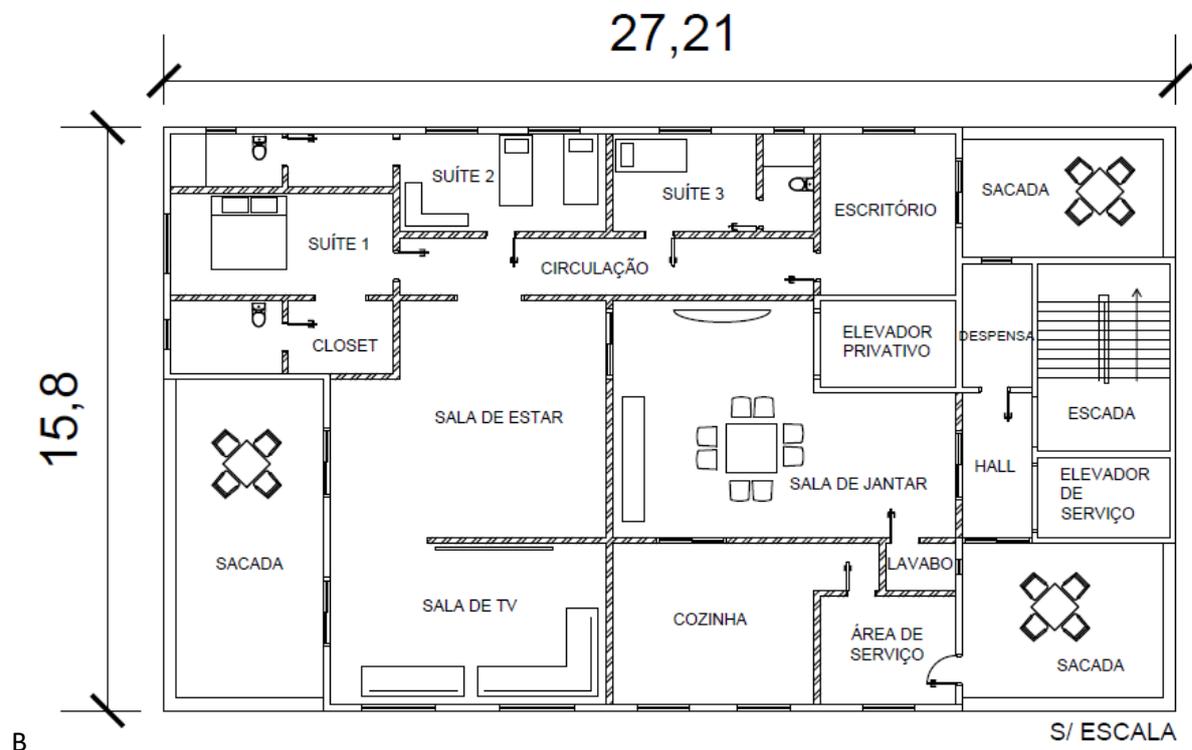
Para solucionar a questão da rigidez dos pórticos que pode não ser suficiente para garantia da estabilidade, se encontra a possibilidade da estrutura reticulada contraventada. Carneiro e Martins (2008) explicam esse sistema como uma composição onde são implementadas diagonais que prendem os nós os tornando indeslocáveis, resistindo tanto à compressão quanto à tração. Podendo esse sistema ser aplicado em concreto armado, mas, de forma, mais adequada em estruturas metálicas.

Para Carneiro e Martins (2008) apesar do método de funcionamento dos tipos de contraventamento serem diferentes, em fase de concepção estrutural, muitas vezes, é preciso se considerar a combinação de mais de um tipo de contraventamento, considerando as condições e restrições impostas, de forma a atender adequadamente questões funcionais, arquitetônicas e estruturais com segurança.

7 METODOLOGIA

Para realização deste trabalho inicialmente foi realizado um estudo bibliográfico a respeito dos materiais e técnicas a serem utilizadas no dimensionamento e especificações de uma estrutura de concreto armado. Em seguida, escolheu-se um modelo de projeto em planta baixa arquitetônica, a ser realizado o dimensionamento estrutural e verificações. Como apresenta a Figura 10:

Figura 10 – Croqui pavimento tipo



Fonte: Autora (2020).

As dimensões externas do edifício com a configuração 1 são 15,71 x 21,04 metros e 15,80 x 21,27 metros na configuração 2, sendo estes ajustes realizados em função do lançamento. Para ambas as configurações, o edifício terá 18 pavimentos com pé-direito de 2,8 metros, e platibanda de 1,5 metros e pavimento fundações com 1,5 metros. Quanto às escadas, serão dimensionadas com degraus de 27 cm de piso e 17,5 cm de espelho e 13 cm de espessura para as lajes.

As divisórias internas hachuradas representam os locais onde serão aplicados materiais diferentes, sendo no primeiro modelo alvenaria de blocos cerâmicos e no segundo modelo o gesso acartonado, sendo as características técnicas definidas conforme orientações normativas.

As ações variáveis (carga acidental) a serem consideradas foram definidas conforme o uso de cada ambiente apresentado na Figura 9, sendo as cargas variáveis, de materiais e revestimentos determinadas segundo padrão da referência normativa, de acordo com a Tabela 3, 4 e 5 citadas anteriormente.

Sendo:

- a) carga de revestimentos: 1 kN/m²;
- b) carga de contrapiso: 1,05 kN/m²;

Somando 2,05 kN/m² ou 209,04 kgf/m² de carga adicional na configuração 1.

Para a configuração 2 a esse valor ainda, é somado 0,75 kN/m² referente ao gesso acartonado (ou 76,48 kgf/m²). Nesse caso, arredondando, é definido 286 kgf/m² de carga adicional. Para a carga acidental nas lajes, considerando que os ambientes poderão ser utilizados de acordo com critério do proprietário, foi definido, a favor da segurança, a carga acidental de 3kN/m² para todos os ambientes, exceto as escadas.

No que se refere à concepção estrutural, será previsto onde terão vigas, pilares e lajes, considerado pré-dimensionamento para valores mínimos de vãos. Foram adotadas as dimensões mínimas iniciais para os pilares de 19 x 19 cm, sendo eles sempre posicionados abaixo de duas vigas primárias. Sendo as vigas primárias aquelas com maior dimensão, posicionadas abaixo das prumadas de paredes mais extensas. Dessa forma, as vigas primárias serão sempre apoiadas em dois pilares, as secundárias apoiadas em duas vigas, e as terciárias apoiadas em viga primária e secundária.

Abaixo de todas as paredes de alvenaria de blocos cerâmicos deverão ser posicionadas vigas. Ainda, de forma a limitar as lajes a, no máximo, 20 m², serão também posicionadas vigas. As lajes maciças deverão ter, no mínimo, 8 cm, variando de acordo com o dimensionamento conforme carregamentos e área.

Em relação a estrutura com divisórias de gesso acartonado, serão definidas vigas de forma a não ter nenhuma laje com área maior que 20 m², e o carregamento será considerado conforme previsto em ABNT NBR 6120:2019, de forma que seja possível alterar o *layout* conforme interesse do cliente posteriormente.

O lançamento das estruturas pré dimensionadas, parâmetros e ações atuantes será feito com valores característicos definidos previamente, no *software* Eberick, para dimensionamento final, detalhamentos e verificações de segurança da estrutura.

Para a configuração 1, onde as paredes serão vedadas em alvenaria, escolheu-se um bloco cerâmico de vedação, com furos na vertical, de forma a permitir passagem de eletrodutos e tubulações, com espessura de 14 cm. Encontrou-se o peso aparente específico de blocos cerâmicos, conforme Tabela 4, adaptada da ABNT NBR 6120:2019, de 12 kN/m^3 , sendo utilizado $12,75 \text{ kN/m}^3$ a favor da segurança, por não ser especificado o modelo que será utilizado.

Nos revestimentos das paredes, será considerado 0,5 cm de chapisco, 1,5 cm de emboço e 0,5 cm de reboco de cada lado da parede. Segundo definição da ABNT NBR 6120:2019, o peso específico aparente de argamassas de cal, cimento e areia é 19 kN/m^3 , sendo utilizado 21 kN/m^3 , a favor da segurança, considerando as possíveis variações de espessura em ambos os lados. Sendo, portanto, para ambientes revestidos com reboco para posterior pintura.

Para a configuração 2, as paredes de vedação das fachadas serão de blocos cerâmicos idênticos aos utilizados na configuração 1, porém nesta, será utilizado o gesso acartonado como divisória interna do apartamento, as cargas devem ser consideradas segundo a ABNT NBR 6120:2019, para divisórias do tipo *drywall*, com espessura de 10 cm, conforme apresenta Tabela 9, na página 37. Além disso, será avaliado como distribuir as cargas de divisórias leves, considerando a possibilidade de mudança de *layout*, conforme Tabela 10.

Considerando a localização onde o edifício seria construído, conforme classificação da ABNT NBR 6118:2014, será utilizada a Classe de agressividade II: Agressividade Moderada, considerado o ambiente urbano, possuindo risco pequeno de deterioração da estrutura.

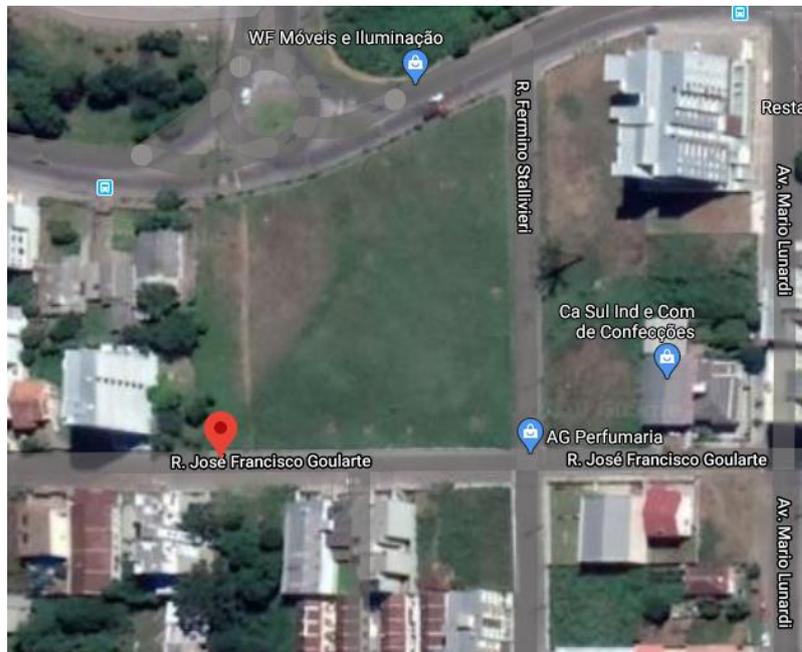
Sendo a Classe de Agressividade II, para concreto armado, segundo a ABNT NBR 6118:2014, a relação a/c, em massa, deve ser igual ou menor que 0,60. E a classe de resistência, maior ou igual a C25. Dessa forma, para este trabalho escolheu-se a relação água cimento, em massa, igual a 0,60 e a resistência característica igual a 25 MPa. Os aços utilizados deverão ser CA 50 e CA 60, dependendo dos elementos dimensionados pelo *software*.

Quanto aos cobrimentos, ainda considerando a Classe de Agressividade II, nos elementos de concreto armado, para as lajes será usado o valor de 25 mm e para vigas e pilares 30 mm, seguindo recomendações da ABNT NBR 6118:2014. Apenas para os elementos em contato com o solo (pilares do pavimento fundações) será adotado o cobrimento de 45 mm.

Para definições de variáveis relativas às ações do vento, segundo a ABNT NBR 6123:1988, é necessário considerar a localização, vizinhança e questões topográficas. Nesse

caso, o terreno escolhido na Rua José Francisco Goularte, Bairro Villagio Iguatemi, Caxias do Sul – RS, com dimensões de 30 x 36 metros. Terreno plano com edifícios ao redor como apresenta a Figura 11.

Figura 11 – Localização da edificação



Fonte: Google Earth (2020).

Em relação às variáveis V_o , S_1 e S_2 , considerando a localização, no Rio Grande do Sul, a planicidade do terreno, a rugosidade do terreno referente à vizinhança, sendo a cota média definida como 10 metros, as dimensões da edificação (15,80 x 21,27m) e a altura maior que 50 metros, serão utilizados:

- a) $V_o = 45$ m/s;
- b) $S_1 = 1,0$;
- c) categoria: III;
- d) classe: C;
- e) S_2 : considerando categoria e classe, varia em função da altura.

Quanto a S_3 , considerado o uso da edificação, que é residencial, o fator estatístico é classificado como Grupo 2, sendo:

- a) $S_3 = 1,0$;

Considerando ainda a localização da edificação, o vento será configurado no *software* como de baixa turbulência, sendo os valores dos coeficientes de arrasto para os sentidos X e Y utilizados, de acordo com o item 6.3 da NBR 6123:1988:

- a) Coeficiente de arrasto X: 1,07;
- b) Coeficiente de arrasto Y: 1,35;

Todos os valores pré definidos deverão ser inseridos no *software* conforme solicitação. Em seguida, será realizado o dimensionamento e detalhamento das estruturas. Por fim, serão avaliados os resultados obtidos através da modelagem, considerando as verificações de segurança previstas na norma. Os deslocamentos horizontais máximos serão comparados nas duas diferentes configurações, sendo identificados durante o desenvolvimento das estruturas os elementos com maiores deformações, caso seja necessário torná-los mais rígidos. Quando necessário, o processo P-Delta será realizado, conforme método iterativo, utilizado pelo Eberick, e assim será analisada a estabilidade global das duas estruturas, verificando se as condições normativas de deslocamentos estão garantidas conforme dimensionamento.

8 RESULTADOS

Conforme pré-dimensionamento realizado, as configurações 1 e 2 foram lançadas no Eberick com os carregamentos e ações pertinentes e, em seguida, foi realizado o processamento da estrutura. Encontrados erros, estes foram corrigidos tantas vezes quanto necessárias, de forma a obter as estruturas finais exibidas nas seções 8.1 e 8.2.

Algumas considerações sobre as estruturas:

- a) sendo necessário redimensionar, após pré-dimensionamento lançado, as dimensões dos elementos pilares e vigas foram alteradas de 5 em 5 cm;
- b) sendo necessário redimensionar, as espessuras das lajes foram alteradas de 1 em 1 cm;
- c) por conveniência, foi definida a não variação de seção nas prumadas de pilares;
- d) a estrutura foi pré-dimensionada para o pavimento Tipo 1 e reproduzida para todos os outros, porém, conforme necessidade diante dos erros encontrados no processamento, as vigas e lajes finais não são iguais em todos os pavimentos;

O principal erro encontrado nos pilares foi:

- a) **ERRO D09**: “Nenhuma bitola configurada pode ser usada”.

Neste caso, a seção do pilar foi redimensionada, visto que necessitava de bitolas e espaçamentos superior a seção pré-dimensionada. Preferencialmente foi aumentado o lado do pilar que garantia maior rigidez à estrutura, considerando a condição de contraventamento.

Os principais erros encontrados nas vigas foram:

- a) **ERRO A16**: “Impossível calcular seção à torção”;
- b) **ERRO D15**: “Erro na armadura positiva. Nenhuma bitola pode ser configurada”;
- c) **ERRO D16**: “Erro na armadura negativa. Nenhuma bitola pode ser configurada”.

No caso a), foram aumentadas as bases (larguras) das vigas, que são as responsáveis por impedir a torção.

Nos casos b) e c), os esforços estavam sendo superiores à resistência dos dimensionados, portanto, foi aumentada a altura das vigas, e em alguns casos a base. Problemas de flechas excessivas nas vigas foram corrigidos aumentando a altura (h) dos elementos.

Os principais erros encontrados nas lajes foram:

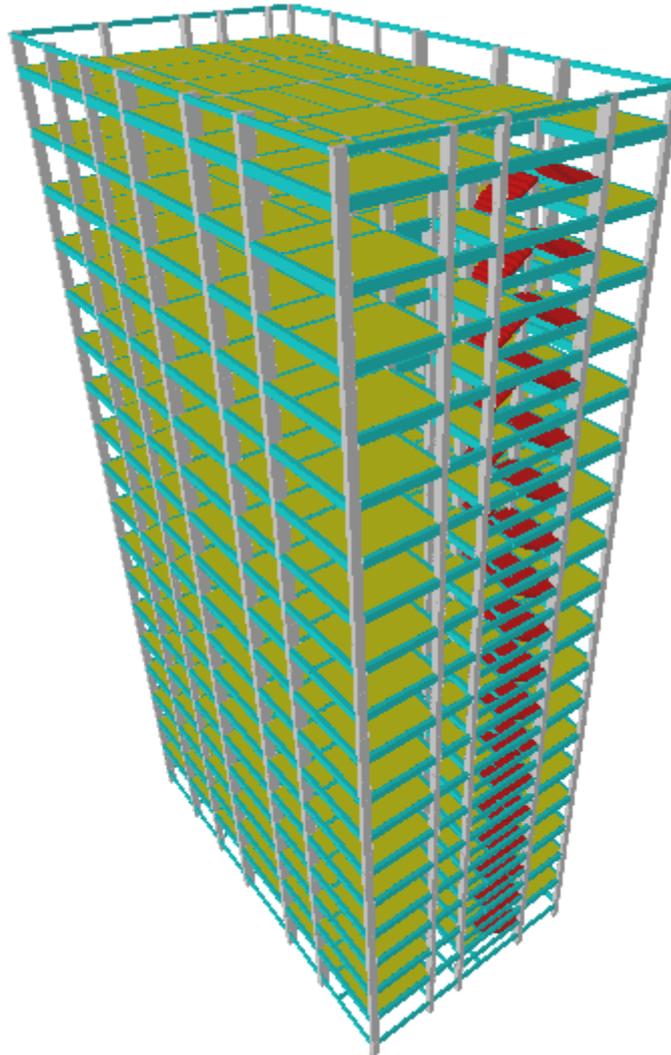
- a) **ERRO D31:** “Erro no cálculo da armadura principal”;
- b) **ERRO D32:** “Erro no cálculo da armadura secundária”.

Estes erros aconteceram principalmente por problema na ancoragem das lajes nas vigas ou lajes adjacentes, devido a espessuras diferentes, ou base das vigas insuficientes. Sendo assim, algumas lajes foram redimensionadas de forma a ser mantida a mesma espessura que a laje lateral, a ser ancorada e em alguns casos foi necessário aumentar a base das vigas. Problemas de flechas excessivas nas lajes foram corrigidos aumentando a espessura dos elementos.

8.1 CONFIGURAÇÃO 1

A configuração 1 final é composta por 41 pilares, 30 vigas e 36 lajes, conforme se apresenta na planta de formas do pavimento Tipo 1 no Apêndice A e modelo 3D apresentado na Figura 12. Em relação aos níveis a estrutura é composta pelo nível Fundações, de 150 cm, 18 pavimentos Tipo, de 280 cm cada, e Platibanda, de 150 cm, incluindo níveis intermediários, a 140 cm, entre todos os pavimentos para o patamar e os lances da escada.

Figura 12 – Pórtico 3D (configuração 1)



Fonte: Autora (2020).

Como resultados finais de cargas verticais na estrutura, foram encontrados os valores apresentados na Tabela 11:

Tabela 11 – Cargas verticais (configuração 1)

	Carga (tf)
Peso próprio	4.471,45
Adicional	4.805,19
Acidental	1315,15
Total	10.591,79

Fonte: Autora (2020).

Sendo a área aproximada total da estrutura 7.143,67 m², a relação carga vertical/área encontrada foi de 1.482,68 kgf/m².

Em relação às definições lançadas para o vento, relativas às características geométricas de fachadas, localização e altura da edificação, as forças de vento atuantes em X e Y são trazidas de acordo com a Tabela 12:

Tabela 12 – Forças horizontais de vento (configuração 1)

Pavimento	Fachada X (cm)	Fachada Y (cm)	Nível (cm)	S2	Coef. Arrasto X	Coef. Arrasto Y	Força X (tf)	Força Y (tf)
Platibanda	1571,15	2704,80	5190	1,07	1,07	1,35	1,82	3,95
Tipo 18	1571,15	2704,80	5040	1,06	1,07	1,35	5,17	11,26
Tipo 17	1571,15	2704,80	4760	1,06	1,07	1,35	6,66	14,49
Tipo 16	1571,15	2704,80	4480	1,05	1,07	1,35	6,56	14,29
Tipo 15	1571,15	2704,80	4200	1,04	1,07	1,35	6,47	14,08
Tipo 14	1571,15	2704,80	3920	1,03	1,07	1,35	6,37	13,86
Tipo 13	1571,15	2704,80	3640	1,02	1,07	1,35	6,26	13,62
Tipo 12	1571,15	2704,80	3360	1,02	1,07	1,35	6,14	13,38
Tipo 11	1571,15	2704,80	3080	1,01	1,07	1,35	6,02	13,11
Tipo 10	1571,15	2704,80	2800	0,99	1,07	1,35	5,89	12,83
Tipo 9	1571,15	2704,80	2520	0,98	1,07	1,35	5,75	12,52
Tipo 8	1571,15	2704,80	2240	0,97	1,07	1,35	5,60	12,18
Tipo 7	1571,15	2704,80	1960	0,95	1,07	1,35	5,43	11,81
Tipo 6	1571,15	2704,80	1680	0,94	1,07	1,35	5,24	11,40
Tipo 5	1571,15	2704,80	1400	0,92	1,07	1,35	5,02	10,93
Tipo 4	1571,15	2704,80	1120	0,89	1,07	1,35	4,77	10,37
Tipo 3	1571,15	2704,80	840	0,86	1,07	1,35	4,45	9,70
Tipo 2	1571,15	2704,80	560	0,82	1,07	1,35	4,04	8,80
Tipo 1	1571,15	2704,80	280	0,75	1,07	1,35	3,37	7,34
Fundações	1571,15	2704,80	0	0,35	1,07	1,35	0,37	0,81

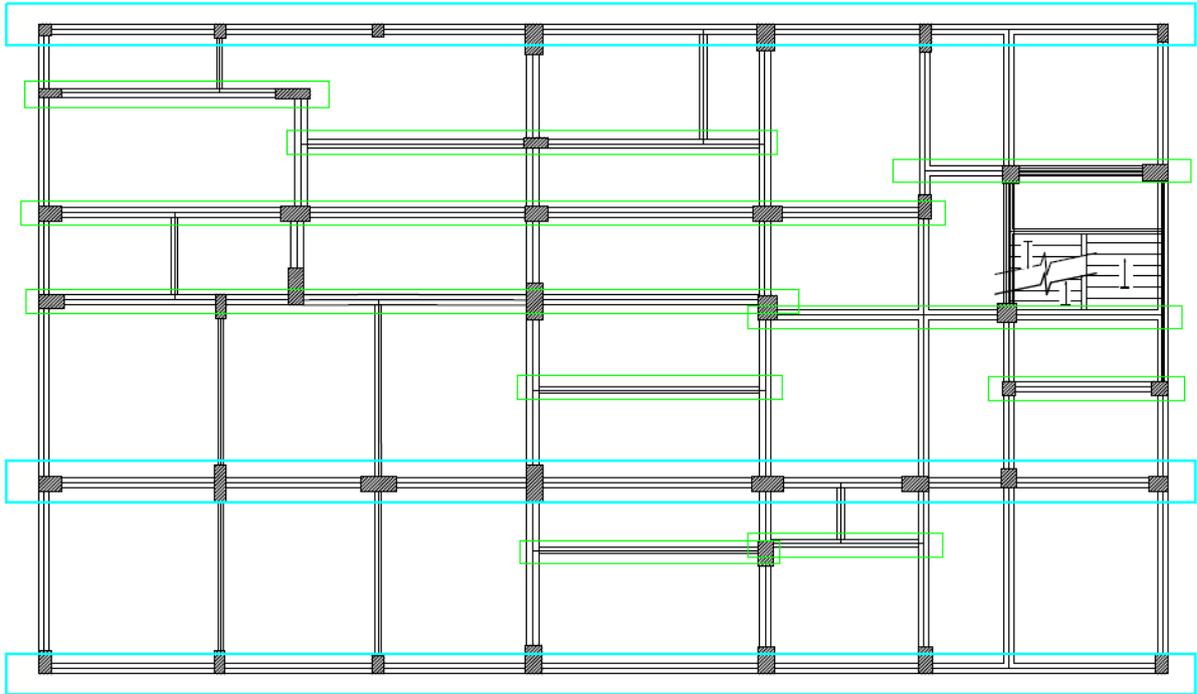
Fonte: Autora (2020).

Em relação a configuração de pórticos, para organização dos resultados, foram definidos como pórticos principais aqueles contínuos, ou seja, que recebem carga de vento em ambos os lados da estrutura, e definidos como auxiliares os demais existentes, que se localizam em apenas em parte da estrutura.

Os pórticos principais, paralelos ao eixo X, estão marcados em azul e os auxiliares em verde, conforme croqui da planta de formas do pavimento Tipo 1 na Figura 13. Os pórticos paralelos ao eixo Y estão marcados em vermelho, e os pórticos auxiliares marcados em amarelo, de acordo com croqui da planta de formas do pavimento Tipo 1 na Figura 14. Os trechos de

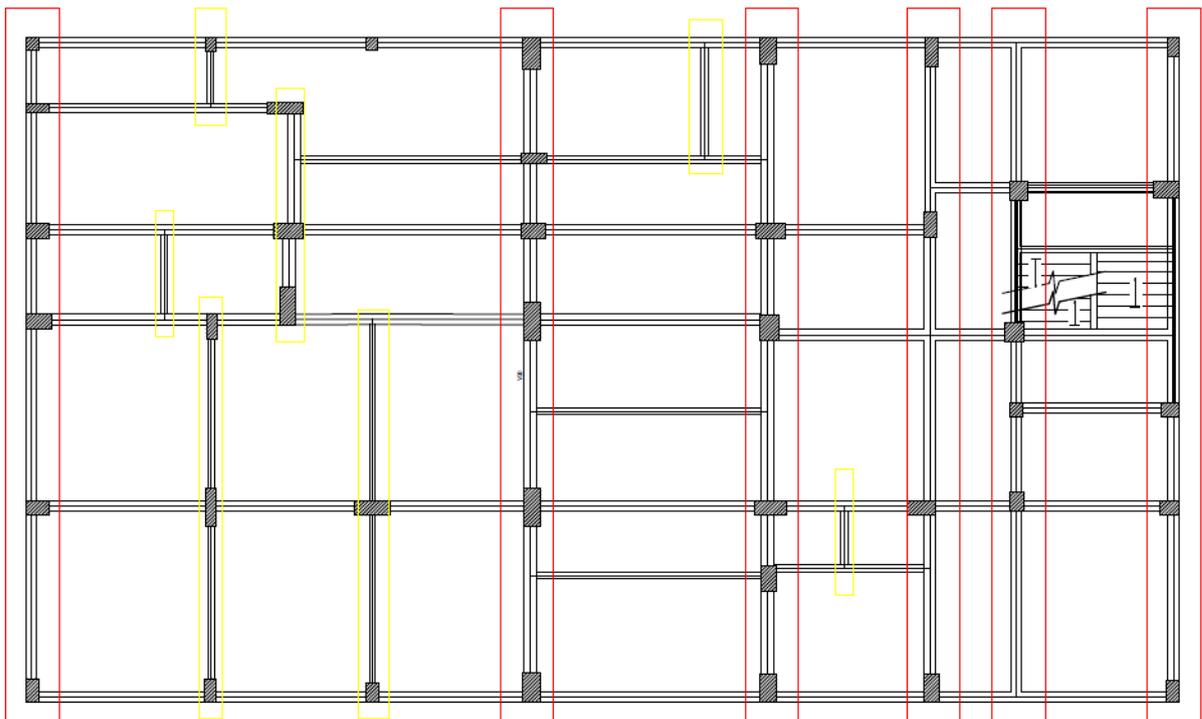
vigas referentes ao nível intermediário da escada, compostos pelas vigas 27, 28, 29 e 30 não serão analisados por questão de simplificação.

Figura 13 – Pórticos paralelos ao eixo X (configuração 1)



Fonte: Autora (2020).

Figura 14 – Pórticos paralelos ao eixo Y (configuração 1)



Fonte: Autora (2020).

A partir disso, é possível estabelecer uma relação entre quais vigas compõe os pórticos principais e auxiliares, para cada eixo, conforme se demonstra na Tabela 13:

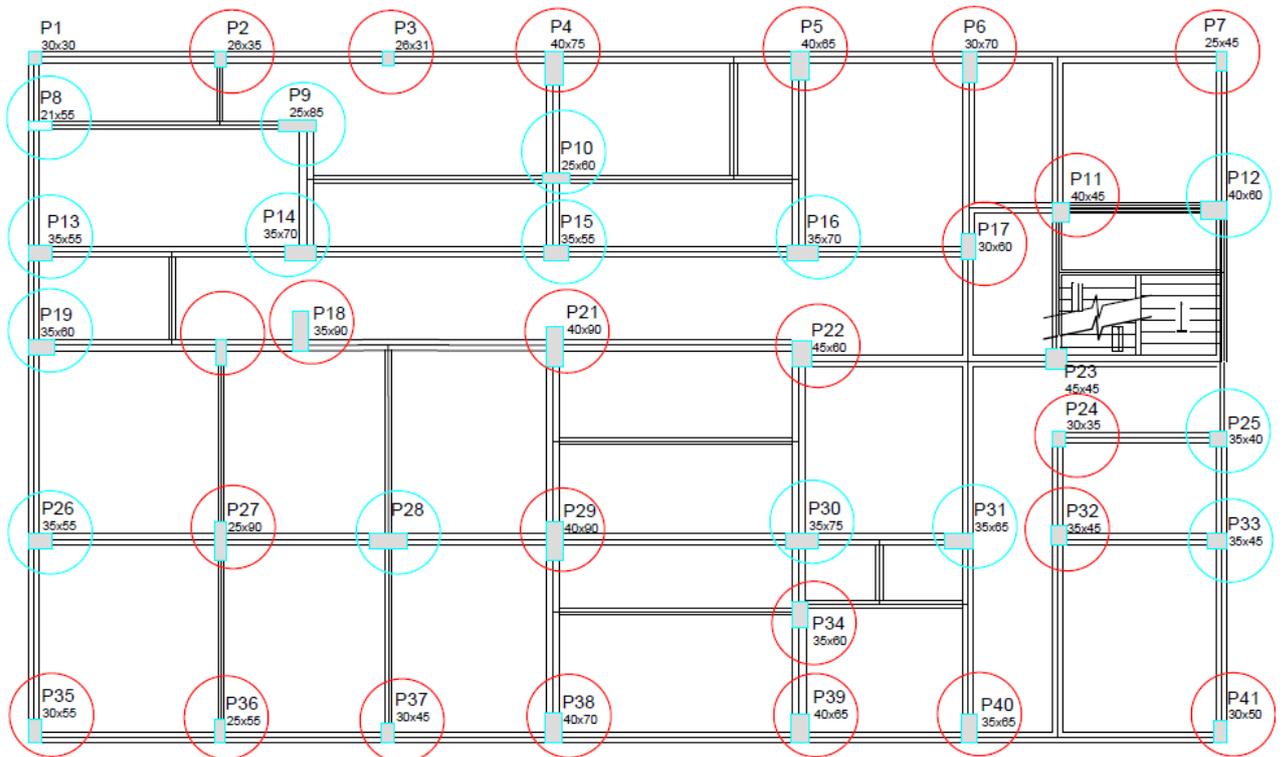
Tabela 13 – Vigas que compõe os pórticos por eixo (configuração 1)

	Pórtico principal	Pórtico auxiliar
Eixo X	V1; V10; V13;	V2; V3; V4; V5; V6; V7; V8; V9; V11; 12;
Eixo Y	V14; V20; V22; V24; V25; V26;	V15; V16; V17; V18; V19; V21; V23;

Fonte: Autora (2020).

Quanto ao posicionamento dos pilares em relação aos eixos, nos pórticos, de acordo com croqui da planta de formas do pavimento Tipo 1, apresentado na Figura 15, com exceção do Pilar P1 e P23 que são quadrados, estão circulado em vermelho os pilares com a maior dimensão da seção na direção paralela ao eixo Y, e em azul os pilares com a maior dimensão na direção paralela ao eixo X. A relevância dessa consideração é analisar que os pilares apresentam maior rigidez na direção (e, portanto, no eixo) em que apresentam maior dimensão da seção.

Figura 15 – Posição dos pilares (configuração 1)



Fonte: Autora (2020).

Quanto aos pilares apresentados na Figura 15, os mesmos podem ser organizados de acordo com o demonstrado na Tabela 14, sendo divididos em pilares com maior rigidez em relação ao eixo X, ou seja, aqueles que contribuem mais no contraventamento nesse eixo, na primeira coluna, e pilares com maior rigidez em relação ao eixo Y na segunda.

Tabela 14 – Rigidez dos pilares em relação aos eixos (configuração 1)

Pilares com maior rigidez em relação ao eixo X	Pilares com maior rigidez em relação ao eixo Y
P8; P9; P10; P12; P13; P14; P15; P16; P19; P25; P26; P28; P30; P31; P33;	P2; P3; P4; P5; P6; P7; P11; P17; P18; P20; P21; P22; P24; P27; P29; P32; P34; P35; P36; P37; P38; P39; P40; P41;

Fonte: Autora (2020).

8.1.1 Dimensionamento

Os resultados finais de dimensionamento da estrutura foram obtidos a partir do pré-dimensionamento e posteriores correções à medida que aconteceram erros no *software*, conforme ações atuantes e carregamentos considerados. E, visto que as únicas alterações realizadas, em função do objetivo deste trabalho, relacionado a rigidez da estrutura, sendo esta obtida principalmente em função das características geométricas de seções e espessuras dos elementos estruturais, serão somente estes os dados de dimensionamento apresentados, por critério de simplificação e resultados a serem analisados e comparados entre as duas estruturas.

Considerando que, apesar da configuração (disposição de vigas e lajes) ser semelhante em todos os pavimentos, com exceção do pavimento Fundações que não possui lajes, do pavimento Tipo 18, que possui duas lajes a mais referentes ao fechamento dos vãos de elevador, e do pavimento Platibanda, que possui apenas 4 vigas, houveram algumas diferenças nas seções das vigas e lajes para cada pavimento. E, visto que é apresentado somente a planta de formas do pavimento Tipo 1, são apresentadas as seções das vigas de todos os pavimentos, espessuras das lajes e seções dos pilares nas Tabelas a seguir.

Conforme apresentado na planta de formas do pavimento Tipo 1, no Apêndice A, sendo as vigas V27, V28, V29 e V30 referentes ao nível intermediário, apoiando a escada, estão apresentadas as seções finais dimensionadas para cada pavimento de acordo com as Tabelas 15, 16, 17 e 18. As espessuras finais das lajes dimensionadas para cada pavimento estão apresentadas nas Tabelas 19, 20 e 21. Os pilares, considerando seção constante para todos os pavimentos, tem suas seções apresentadas na Tabela 22. Sendo bw a base e h a altura da seção da viga. E sendo e a espessura da laje.

Tabela 15 – Seção vigas - Fundações a Tipo 4 (configuração 1)

(continua)

VIGA	Fundações		Tipo 1		Tipo 2		Tipo 3		Tipo 4	
	bw (cm)	h (cm)								
V1	14	45	25	45	25	45	25	45	25	45
V2	14	35	19	35	19	35	19	35	19	35
V3	14	45	19	35	19	45	19	45	19	45
V4	14	25	25	45	25	45	25	45	25	45
V5	14	40	25	45	25	45	25	45	25	45
V6	14	45	25	45	25	45	25	45	25	45
V7	14	45	25	45	25	45	25	45	25	45
V8	14	60	25	40	25	40	25	40	25	40
V9	14	25	14	60	14	60	14	60	14	60
V10	14	35	25	45	25	45	25	45	25	45
V11	14	30	19	30	19	30	19	30	19	30
V12	14	45	14	45	14	45	14	45	14	45
V13	14	45	25	45	25	45	25	45	25	45
V14	14	30	25	45	25	45	25	45	25	45
V15	14	25	14	30	14	30	14	30	14	30
V16	14	30	14	30	14	30	14	30	14	30
V17	14	20	14	25	14	25	14	25	14	25
V18	14	55	30	55	25	55	25	55	25	55
V19	14	35	14	35	14	35	14	35	14	35
V20	14	65	30	65	30	65	30	65	30	65
V21	19	30	19	30	19	30	19	30	19	30
V22	14	65	30	65	30	65	30	65	30	65
V23	14	25	19	20	19	20	19	20	19	20
V24	14	45	25	45	25	45	25	45	25	45
V25	14	40	25	45	25	45	25	45	25	45
V26	14	45	25	45	25	45	25	45	25	45
V27			14	25	14	25	14	25	14	25
V28			14	40	14	40	14	40	14	40
V29			14	45	14	45	14	45	14	45

(conclusão)

VIGA	Fundações		Tipo 1		Tipo 2		Tipo 3		Tipo 4	
	bw (cm)	h (cm)								
V30			14	40	14	40	14	40	14	40

Fonte: Autora (2020).

Tabela 16 – Seção vigas - Tipo 5 a Tipo 9 (configuração 1)

VIGA	Tipo 5		Tipo 6		Tipo 7		Tipo 8		Tipo 9	
	bw (cm)	h (cm)								
V1	25	45	25	45	25	45	25	45	25	45
V2	19	35	19	35	19	35	19	35	19	35
V3	19	45	19	45	19	45	19	45	19	45
V4	25	45	25	45	25	45	25	45	25	45
V5	25	45	25	45	25	45	25	45	25	45
V6	25	45	25	45	25	45	25	45	25	45
V7	25	45	25	45	25	45	25	45	25	45
V8	25	40	25	40	25	40	25	40	25	40
V9	14	60	14	60	14	60	14	60	14	60
V10	25	45	25	45	25	45	25	45	25	45
V11	19	30	19	30	19	30	19	30	19	30
V12	14	45	14	45	14	45	14	45	14	45
V13	25	45	25	45	25	45	25	45	25	45
V14	25	45	25	45	25	45	25	45	25	45
V15	14	30	14	30	14	30	14	30	14	30
V16	14	30	14	30	14	30	14	30	14	30
V17	14	25	14	25	14	25	14	25	14	25
V18	25	55	25	55	25	55	25	55	25	55
V19	14	35	14	35	14	35	14	35	14	35
V20	30	65	30	65	30	65	30	65	30	65
V21	19	30	19	30	19	30	19	30	19	30
V22	30	65	30	65	30	65	30	65	30	65
V23	19	20	19	20	19	20	19	20	19	20
V24	25	45	25	45	25	45	25	45	25	45
V25	25	45	25	45	25	45	25	45	25	45
V26	25	45	25	45	25	45	25	45	25	45
V27	14	25	14	25	14	25	14	25	14	25
V28	14	40	14	40	14	40	14	40	14	40
V29	14	45	14	45	14	45	14	45	14	45
V30	14	40	14	40	14	40	14	40	14	40

Fonte: Autora (2020).

Tabela 17 – Seção vigas - Tipo 10 a Tipo 14 (configuração 1)

VIGA	Tipo 10		Tipo 11		Tipo 12		Tipo 13		Tipo 14	
	bw (cm)	h (cm)								
V1	25	45	25	45	25	45	25	45	25	45
V2	19	35	19	35	19	35	19	35	19	35
V3	19	45	19	45	19	45	19	45	19	45
V4	25	45	25	45	25	45	25	45	25	45
V5	25	45	25	45	25	45	25	45	25	45
V6	25	45	25	45	25	45	25	45	25	45
V7	25	45	25	45	25	45	25	45	25	45
V8	25	40	25	40	25	40	25	40	25	40
V9	14	60	14	60	14	60	14	60	14	60
V10	25	45	25	45	25	45	25	45	25	45
V11	19	30	19	30	19	30	19	30	19	30
V12	14	45	14	45	14	45	14	45	14	45
V13	25	45	25	45	25	45	25	45	25	45
V14	25	45	25	45	25	45	25	45	25	45
V15	14	30	14	30	14	30	14	30	14	30
V16	14	30	14	30	14	30	14	30	14	30
V17	14	25	14	25	14	25	14	25	14	25
V18	25	55	25	55	25	55	25	55	19	55
V19	14	35	14	35	14	35	14	35	14	35
V20	30	65	30	65	30	65	30	65	30	65
V21	25	30	19	30	19	30	19	30	19	30
V22	30	65	30	65	30	65	30	65	30	65
V23	19	20	19	20	19	20	19	20	19	20
V24	25	45	25	45	25	45	25	45	25	45
V25	25	45	25	45	25	45	25	45	25	45
V26	25	45	25	45	25	45	25	45	25	45
V27	14	25	14	25	14	25	14	25	14	25
V28	14	40	14	40	14	40	14	40	14	40
V29	14	45	14	45	14	45	14	45	14	45
V30	14	40	14	40	14	40	14	40	14	40

Fonte: Autora (2020).

Tabela 18 – Seção vigas - Tipo 15 a Platibanda (configuração 1)

(continua)

VIGA	Tipo 15		Tipo 16		Tipo 17		Tipo 18		Platibanda	
	bw (cm)	h (cm)								
V1	25	45	25	45	25	45	25	45	14	25
V2	19	35	19	35	19	35	19	35	14	25

(conclusão)

LAJE	TIPO 10	TIPO 11	TIPO 12	TIPO 13	TIPO 14	TIPO 15	TIPO 16	TIPO 17
	e							
	(cm)							
L3	12	12	12	12	12	12	12	12
L4	12	12	12	12	12	12	12	12
L5	10	10	10	10	10	10	10	10
L6	10	10	10	10	10	10	10	10
L7	10	10	10	10	10	10	10	10
L8	10	10	10	10	10	10	10	10
L9	10	10	10	10	10	10	10	10
L10	12	12	12	12	12	12	12	12
L11	10	10	10	10	10	10	10	10
L12	8	8	8	8	8	8	8	8
L13	8	8	8	8	8	8	8	8
L14	10	10	10	10	10	10	10	10
L15	10	10	10	10	10	10	10	10
L16	11	11	11	11	11	11	11	11
L17	10	10	10	10	10	10	10	10
L18	10	10	10	10	10	10	10	10
L19	10	10	10	10	10	10	10	10
L20	10	10	10	10	10	10	10	10
L21	8	8	8	8	8	8	8	8
L22	10	10	10	10	10	10	10	10
L23	10	10	10	10	10	10	10	10
L24	11	11	11	11	11	11	11	11
L25	11	11	11	11	11	11	11	11
L26	11	11	11	11	11	11	11	11
L27	11	11	11	11	11	11	11	11
L28	11	11	11	11	11	11	11	11
L29	11	11	11	11	11	11	11	11
L30	11	11	11	11	11	11	11	11
L31	11	11	11	11	11	11	11	11
L32	11	11	11	11	11	11	11	11
L33	11	11	11	11	11	11	11	11

Fonte: Autora (2020).

Tabela 21 – Espessura lajes - Tipo 18 (configuração 1)

LAJE	TIPO
	18
	e
	(cm)
L1	12
L2	10
L3	12
L4	12
L5	10
L6	10
L7	10
L8	10
L9	10
L10	12
L11	10
L12	8
L13	8
L14	10
L15	10
L16	10
L17	0
L18	10
L19	10
L20	10
L21	10
L22	8
L23	10
L24	10
L25	10
L26	11
L27	11
L28	11
L29	11
L30	11
L31	11
L32	11
L33	11
L34	11
L35	11

Fonte: Autora (2020).

Tabela 22 – Seção pilares (configuração 1)
(continua)

Pilar	Seção (cm)
P1	30 x 30
P2	26 x 35
P3	26 x 31
P4	40 x 75
P5	40 x 65
P6	30 x 70
P7	25 x 45
P8	21 x 55
P9	25 x 85
P10	25 x 60
P11	40 x 45
P12	40 x 60
P13	35 x 55
P14	35 x 70
P15	35 x 55
P16	35 x 70
P17	30 x 60
P18	35 x 90
P19	35 x 60
P20	25 x 60
P21	40 x 90
P22	45 x 60
P23	45 x 45
P24	30 x 35
P25	35 x 40
P26	35 x 55
P27	25 x 90
P28	35 x 85
P29	40 x 90
P30	35 x 75
P31	35 x 65
P32	35 x 45
P33	35 x 45
P34	35 x 60
P35	30 x 55
P36	25 x 55
P37	30 x 45
P38	40 x 70
P39	40 x 65

(conclusão)

Pilar	Seção (cm)
P40	35 x 65
P41	30 x 50

Fonte: Autora (2020).

8.1.2 Estabilidade global

Para verificar a deslocabilidade dos nós, e constatar se são significativos os esforços de 2ª ordem, foi calculado o coeficiente γ_z , a partir dos resultados da análise linear de 1ª ordem, pelo processo de pórtico espacial para os eixos X e Y.

O coeficiente foi calculado para cada combinação de ações consideradas na estrutura (configurados no menu "Configurações – Ações"), sendo comparado com os valores limite a partir dos quais a estrutura deve ser considerada como de nós móveis. Os valores foram verificados nos eixos X e Y para cada combinação de cálculo definida. Por fim, os máximos valores foram adotados como valores críticos, determinando o valor final do γ_z .

Neste processo, foram calculados os momentos de tombamento de cálculo para cada combinação (referentes às forças horizontais e alturas da edificação), e os momentos referentes aos produtos das forças verticais atuantes na estrutura, nas combinações consideradas, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, para cada pavimento.

Sendo:

- a) G1: peso próprio;
- b) G2: adicional;
- c) S: solo;
- d) Q: acidental;
- e) A: água;
- f) V1: vento X+;
- g) V2: vento X-;
- h) V3: vento Y+;
- i) V4: vento Y-.

Os momentos de tombamento de cálculo e γ_z para cada combinação estão apresentados na Tabela 23, sendo que os momentos referentes às forças verticais e deslocamentos, calculados

para cada pavimento e seu somatório ao final, utilizados também para o cálculo do γ_z , estão apresentados nas Tabelas 24 e 25:

Tabela 23 – γ_z por combinação (configuração 1)

Combinação	Momento de tombamento de cálculo (tf.m)		γ_z	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
1,4G1+1,4G2+1,4S+0,7Q+1,2A+1,4V1	4314,24	9392,30	1,14	1,01
1,4G1+1,4G2+1,4S+0,7Q+1,2A+1,4V2	4314,24	9392,30	1,14	1,01
1,4G1+1,4G2+1,4S+0,7Q+1,2A+1,4V3	4314,24	9392,30	1,01	1,08
1,4G1+1,4G2+1,4S+0,7Q+1,2A+1,4V4	4314,24	9392,30	1,01	1,08
1,4G1+1,4G2+1,4S+1,4Q+1,2A+0,84V1	2588,55	5635,38	1,15	1,01
1,4G1+1,4G2+1,4S+1,4Q+1,2A+0,84V2*	2588,55	5635,38	1,15	1,01
1,4G1+1,4G2+1,4S+1,4Q+1,2A+0,84V3	2588,55	5635,38	1,01	1,09
1,4G1+1,4G2+1,4S+1,4Q+1,2A+0,84V4*	2588,55	5635,38	1,01	1,09
1,4G1+1,4G2+1,4S+1,4V1	4314,24	9392,30	1,13	1,00
1,4G1+1,4G2+1,4S+1,4V2	4314,24	9392,30	1,13	1,00
1,4G1+1,4G2+1,4S+1,4V3	4314,24	9392,30	1,00	1,08
1,4G1+1,4G2+1,4S+1,4V4	4314,24	9392,30	1,00	1,08
G1+G2+S+0,7Q+1,2A+1,4V1	4314,24	9392,30	1,10	1,00
G1+G2+S+0,7Q+1,2A+1,4V2	4314,24	9392,30	1,10	1,00
G1+G2+S+0,7Q+1,2A+1,4V3	4314,24	9392,30	1,00	1,06
G1+G2+S+0,7Q+1,2A+1,4V4	4314,24	9392,30	1,00	1,06
G1+G2+S+1,4Q+1,2A+0,84V1	2588,55	5635,38	1,11	1,01
G1+G2+S+1,4Q+1,2A+0,84V2	2588,55	5635,38	1,11	1,01
G1+G2+S+1,4Q+1,2A+0,84V3	2588,55	5635,38	1,01	1,07
G1+G2+S+1,4Q+1,2A+0,84V4	2588,55	5635,38	1,01	1,07
G1+G2+S+1,4V1	4314,24	9392,30	1,09	1,00
G1+G2+S+1,4V2	4314,24	9392,30	1,09	1,00
G1+G2+S+1,4V3	4314,24	9392,30	1,00	1,05
G1+G2+S+1,4V4	4314,24	9392,30	1,00	1,05

Fonte: Autora (2020).

Tabela 24 – Momento de cálculo para γ_z por pavimento eixo X (configuração 1)

(continua)

Pavimento	Altura Relativa (cm)	Carga Vertical (tf)	Eixo X (1,4G1+1,4G2+1,4S+1,4Q+1,2A+0,84V2) *		Momento de cálculo (tf.m)
			Carga Horizontal (tf)	Deslocamento Horizontal (cm)	
			Eixo X	Eixo X	Eixo X
Platibanda	5340	46,62	1,53	3,75	1,75
Tipo 18	5190	809,16	4,34	3,72	30,10
Tipo 17	4910	801,12	5,59	3,66	29,32
Tipo 16	4630	801,15	5,51	3,58	28,68

(conclusão)

Eixo X (1,4G1+1,4G2+1,4S+1,4Q+1,2A+0,84V2) *					
Pavimento	Altura Relativa (cm)	Carga Vertical (tf)	Carga Horizontal (tf)	Deslocamento Horizontal (cm)	Momento de cálculo (tf.m)
			Eixo X	Eixo X	Eixo X
Tipo 15	4350	801,15	5,43	3,49	27,96
Tipo 14	4070	801,15	5,35	3,37	27,00
Tipo 13	3790	801,15	5,26	3,24	25,96
Tipo 12	3510	801,61	5,16	3,08	24,69
Tipo 11	3230	801,62	5,06	2,91	23,33
Tipo 10	2950	801,79	4,95	2,72	21,81
Tipo 9	2670	801,16	4,83	2,50	20,03
Tipo 8	2390	801,16	4,70	2,28	18,27
Tipo 7	2110	801,40	4,56	2,03	16,27
Tipo 6	1830	801,55	4,40	1,77	14,19
Tipo 5	1550	801,55	4,22	1,49	11,94
Tipo 4	1270	801,31	4,00	1,20	9,92
Tipo 3	990	801,16	3,74	0,90	7,21
Tipo 2	710	801,40	3,40	0,59	4,73
Tipo 1	430	807,02	2,83	0,30	2,42
Fundações	150	344,31	0,31	0,05	0,17
$\Delta M, \text{ tot., d (tf.m)}$					345,43

Fonte: Autora (2020).

Tabela 25 – Momento de cálculo para γz por pavimento eixo Y (configuração 1)

(continua)

Eixo Y (1,4G1+1,4G2+1,4S+1,4Q+1,2A+0,84V4) *					
Pavimento	Altura Relativa (cm)	Carga Vertical (tf)	Carga Horizontal (tf)	Deslocamento Horizontal (cm)	Momento de cálculo (tf.m)
			Eixo Y	Eixo Y	Eixo Y
Platibanda	5340	46,62	3,32	5,90	2,75
Tipo 18	5190	809,16	9,46	5,71	46,20
Tipo 17	4910	801,12	12,17	5,54	44,38
Tipo 16	4630	801,15	12,01	5,34	42,78
Tipo 15	4350	801,15	11,83	5,12	41,02
Tipo 14	4070	801,15	11,64	4,87	39,02
Tipo 13	3790	801,15	11,44	4,61	36,93
Tipo 12	3510	801,61	11,24	4,33	34,71
Tipo 11	3230	801,62	11,01	4,02	32,23
Tipo 10	2950	801,79	10,77	3,70	29,67
Tipo 9	2670	801,16	10,52	3,36	26,92
Tipo 8	2390	801,16	10,23	3,01	24,11
Tipo 7	2110	801,40	9,92	2,64	21,16
Tipo 6	1830	801,55	9,57	2,26	18,12
Tipo 5	1550	801,55	9,18	1,88	15,07
Tipo 4	1270	801,31	8,71	1,49	11,94

(conclusão)

Eixo Y (1,4G1+1,4G2+1,4S+1,4Q+1,2A+0,84V4) *					
Pavimento	Altura Relativa (cm)	Carga Vertical (tf)	Carga Horizontal (tf)	Deslocamento Horizontal (cm)	Momento de cálculo (tf.m)
			Eixo Y	Eixo Y	Eixo Y
Tipo 3	990	801,16	8,15	1,10	8,81
Tipo 2	710	801,40	7,39	0,72	5,77
Tipo 1	430	807,02	6,16	0,36	2,91
Fundações	150	344,31	0,68	0,06	0,21
$\Delta M_{tot., d}$ (tf.m)					484,70

Fonte: Autora (2020).

Com esses valores, calculou-se os coeficientes γ_z nas duas direções e foram encontrados os seguintes valores máximos:

- a) direção X = 1,15;
- b) direção Y = 1,09;

Sendo 1,10 o limite previsto na NBR 6118:2014, conclui-se a estrutura como de nós deslocáveis na direção X e nós fixos na direção Y, necessitando, portanto, da análise da não linearidade geométrica de 2ª ordem, avaliando seus efeitos no cálculo da estrutura. Nesse caso, os esforços de 2ª ordem calculados a partir do Processo P-Delta também foram levados em consideração no dimensionamento dos elementos.

Sendo:

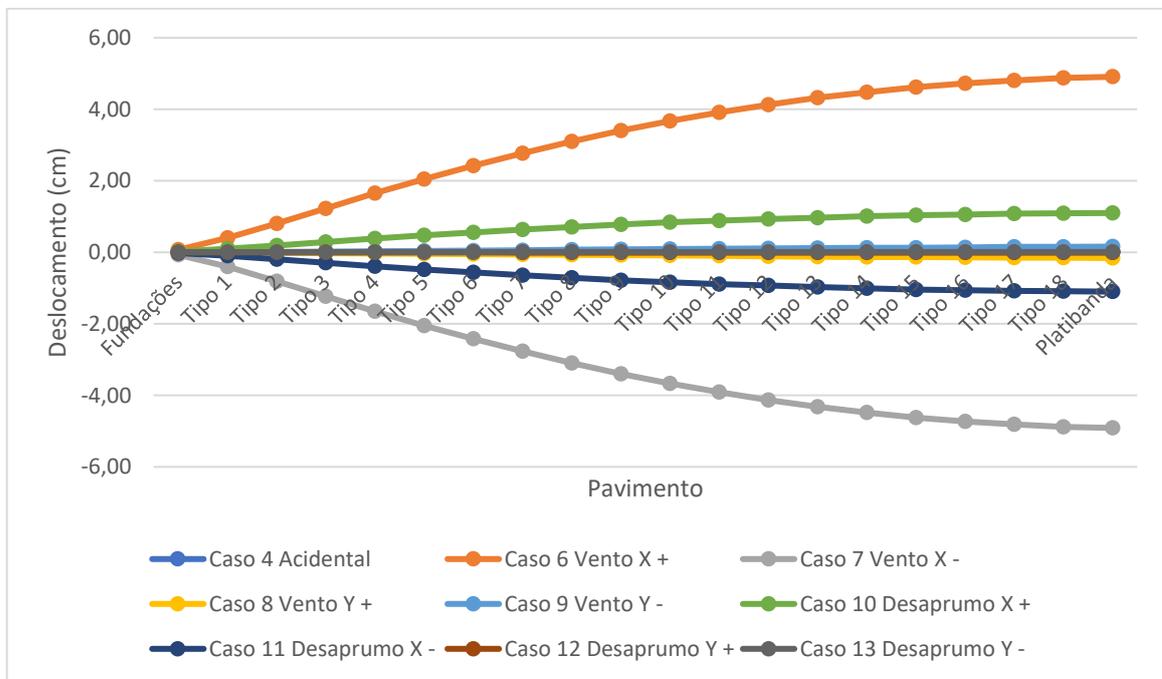
- a) caso 4: carga acidental;
- b) caso 6: vento X+;
- c) caso 7: vento X-;
- d) caso 8: vento Y+;
- e) caso 9: vento Y-;
- f) caso 10: desaprumo X+;
- g) caso 11: desaprumo X-;
- h) caso 12: desaprumo Y+;
- i) caso 13: desaprumo Y-;

Considerando a necessidade da avaliação dos efeitos de 2ª ordem, para cada caso isolado são apresentados conforme Apêndice B, os esforços resultantes de 1ª e 2ª ordem relativos a cada pavimento. Com os esforços simulados, são calculados os deslocamentos horizontais para cada caso nas direções X e Y, apresentados na seção 8.1.3.

8.1.3 Deslocamentos

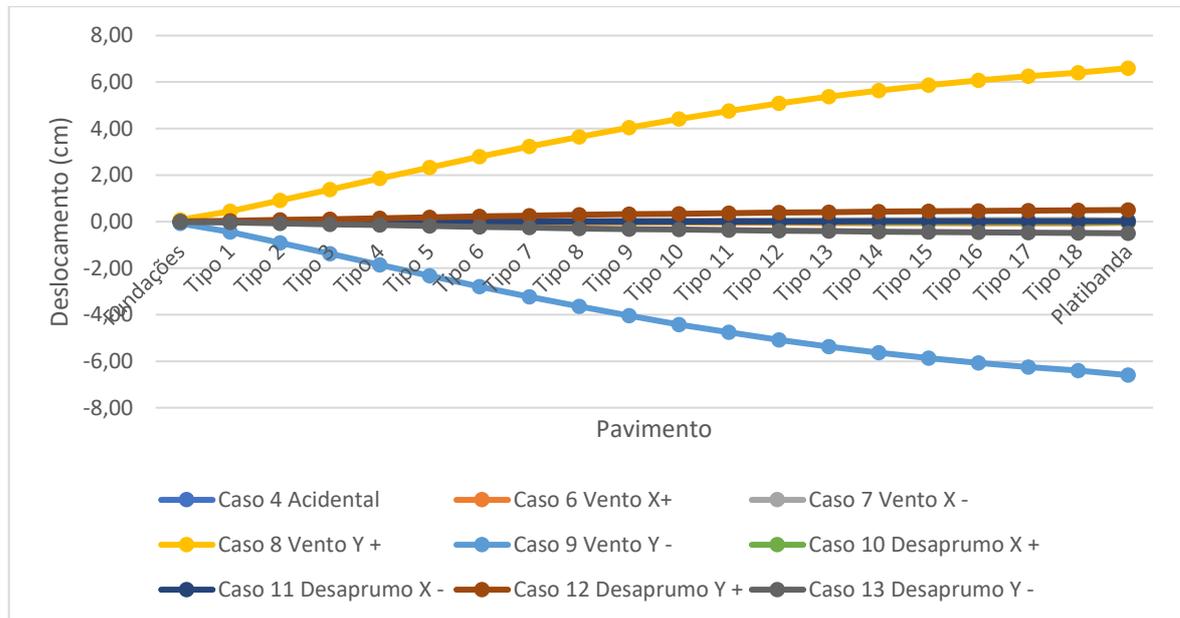
Sob o ponto de vista global, considerando a atuação dos esforços de 1ª + 2ª ordem para caso, conforme apresentados no Apêndice B, acontecendo isoladamente na estrutura, isto é, a favor da segurança e por simplificação do *software*, visto que seriam necessárias muitas iterações para combinações, aumentando tempo de processamento, o efeito de cada um é avaliado como se os demais casos não estivessem acontecendo, e assim, é simulado como seriam os deslocamentos majorados para cada pavimento, por eixo. As Figuras 16 e 17 demonstram esses resultados.

Figura 16 – Deslocamentos horizontais considerando o efeito de 1ª e 2ª ordem no eixo X (configuração 1)



Fonte: Autora (2020).

Figura 17 – Deslocamentos horizontais considerando o efeito de 1ª e 2ª ordem no eixo Y (configuração 1)



Fonte: Autora (2020).

Sendo os valores mais significativos, e, portanto, condições mais críticas para o eixo X o caso apresentado pelo vento em X+ e X-, e para o eixo Y, o caso do vento em Y+ e Y-, os valores finais a serem considerados estão apresentados na Tabela 26. É importante ressaltar que é desconsiderada a ação do desaprumo por condição prevista em norma (ação inferior a 30% da ação do vento). Os valores de deslocamentos característicos (como se nenhuma outra ação fosse considerada) são multiplicados pelo fator de redução para deslocamentos provocados pela ação do vento para combinação frequente de 0,30, previsto conforme Tabela 13.3 da NBR 6118:2014.

Tabela 26 – Deslocamentos frequentes para eixos X e Y (configuração 1)

Verificações	Caso 6 Vento X+	Caso 7 Vento X-	Caso 8 Vento Y+	Caso 9 Vento Y-
Deslocamento característico (cm)	4,91	-4,91	6,60	-6,60
ψ_1	0,30	0,30	0,30	0,30
Deslocamento frequente (cm)	1,47	-1,47	1,98	-1,98

Fonte: Autora (2020).

Considerando os casos mais críticos para X e Y, para cada pavimento, são apresentados os deslocamentos frequentes totais da estrutura, para cada pavimento, e também a diferença entre eles de acordo com a Tabela 27:

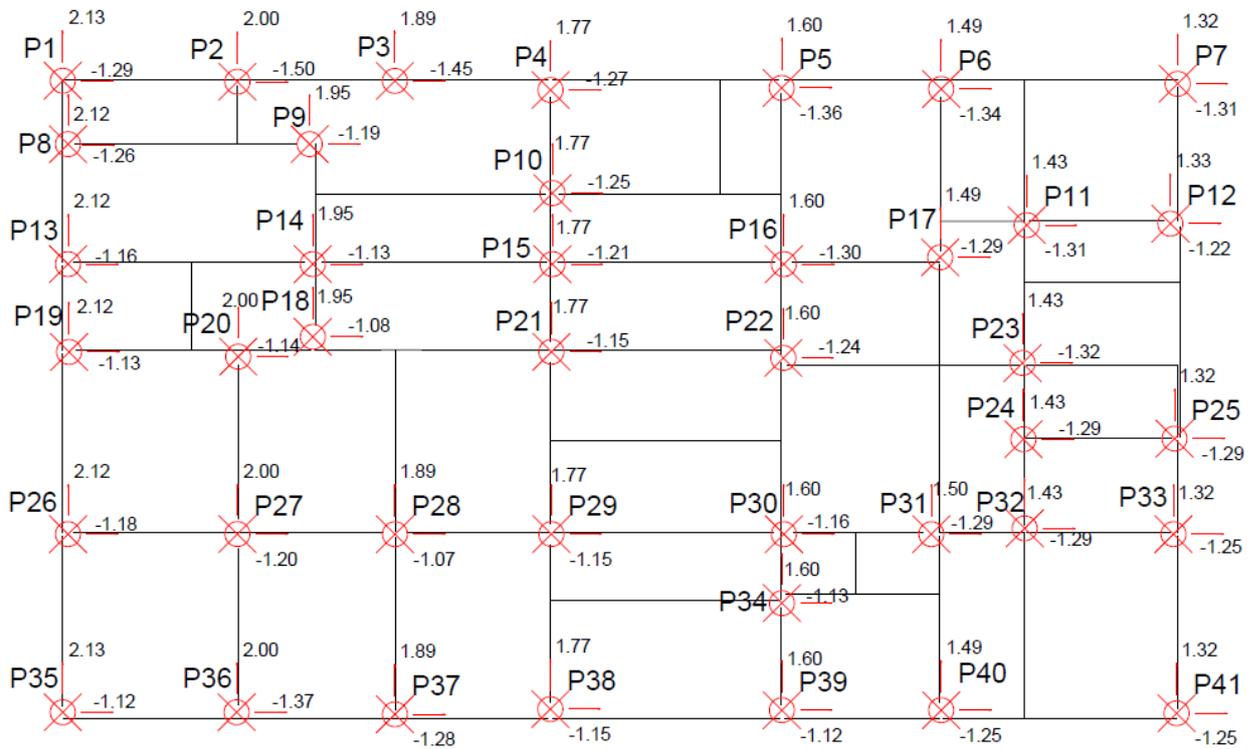
Tabela 27 – Deslocamentos frequentes por pavimento para X e Y (configuração 1)

Pavimento	Altura (cm)	Deslocamento frequente (cm)				Diferença (cm)			
		X+	X-	Y+	Y-	X+	X-	Y+	Y-
Platibanda	150,00	1,47	-1,47	1,98	-1,98	0,01	-0,01	0,06	-0,06
Tipo 18	280,00	1,46	-1,46	1,92	-1,92	0,02	-0,02	0,05	-0,05
Tipo 17	280,00	1,44	-1,44	1,88	-1,88	0,03	-0,03	0,05	-0,05
Tipo 16	280,00	1,42	-1,42	1,82	-1,82	0,03	-0,03	0,06	-0,06
Tipo 15	280,00	1,39	-1,39	1,76	-1,76	0,04	-0,04	0,07	-0,07
Tipo 14	280,00	1,34	-1,34	1,69	-1,69	0,05	-0,05	0,08	-0,08
Tipo 13	280,00	1,30	-1,30	1,61	-1,61	0,06	-0,06	0,09	-0,09
Tipo 12	280,00	1,24	-1,24	1,52	-1,52	0,07	-0,07	0,10	-0,10
Tipo 11	280,00	1,17	-1,17	1,43	-1,43	0,07	-0,07	0,10	-0,10
Tipo 10	280,00	1,10	-1,10	1,32	-1,32	0,08	-0,08	0,11	-0,11
Tipo 9	280,00	1,02	-1,02	1,21	-1,21	0,09	-0,09	0,12	-0,12
Tipo 8	280,00	0,93	-0,93	1,09	-1,09	0,10	-0,10	0,13	-0,13
Tipo 7	280,00	0,83	-0,83	0,97	-0,97	0,11	-0,11	0,13	-0,13
Tipo 6	280,00	0,73	-0,73	0,84	-0,84	0,11	-0,11	0,14	-0,14
Tipo 5	280,00	0,61	-0,61	0,70	-0,70	0,12	-0,12	0,14	-0,14
Tipo 4	280,00	0,49	-0,49	0,56	-0,56	0,12	-0,12	0,14	-0,14
Tipo 3	280,00	0,37	-0,37	0,42	-0,42	0,13	-0,13	0,14	-0,14
Tipo 2	280,00	0,24	-0,24	0,27	-0,27	0,12	-0,12	0,14	-0,14
Tipo 1	280,00	0,12	-0,12	0,14	-0,14	0,10	-0,10	0,11	-0,11
Fundações	150,00	0,02	-0,02	0,02	-0,02	0,02	-0,02	0,02	-0,02

Fonte: Autora (2020).

Sob o ponto de vista local, ainda, como mostra a Figura 18, é possível verificar os deslocamentos horizontais especificamente dos pilares no topo da estrutura, observando para o eixo X e Y. Os valores encontrados consideram fissuração, ou seja, são os deslocamentos relativos ao pórtico fissurado (Estado Limite de Serviço).

Figura 18 – Deslocamento horizontal pilares do topo da estrutura (configuração 1)

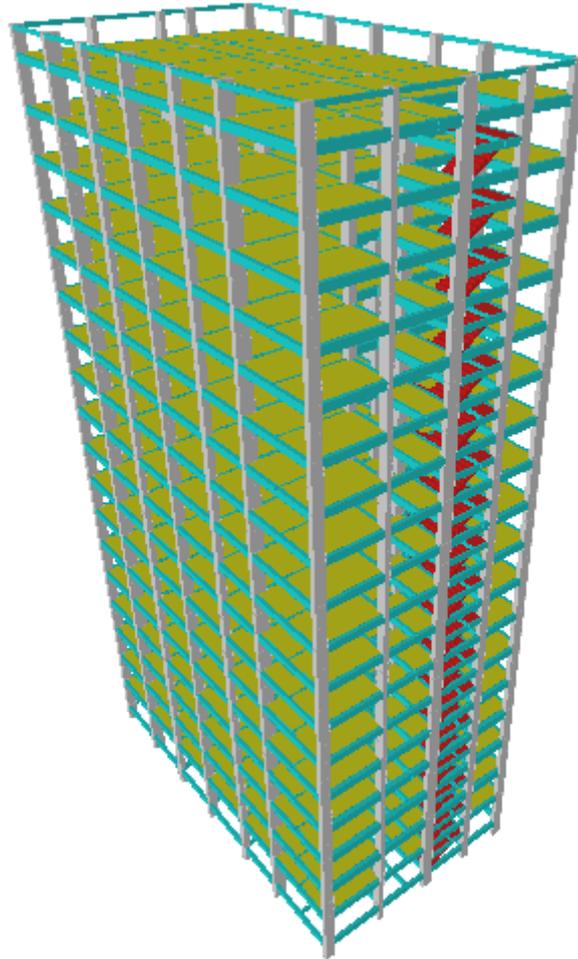


Fonte: Autora (2020).

8.2 CONFIGURAÇÃO 2

A configuração 2 final é composta por 37 pilares, 22 vigas e 28 lajes, conforme se apresenta na planta de formas do pavimento Tipo 1, no Apêndice C, e modelo 3D apresentado na Figura 19. Igualmente à configuração 1, os níveis da estrutura são compostos pelo nível Fundações, de 150 cm, 18 pavimentos Tipo, de 280 cm cada, e Platibanda, de 150 cm. Além destes, níveis intermediários entre todos os pavimentos, a 140 cm, para o patamar e lances da escada.

Figura 19 – Pórtico 3D (configuração 2)



Fonte: Autora (2020).

Como resultados finais de cargas verticais na estrutura, foram encontrados os valores apresentados na Tabela 28:

Tabela 28 – Cargas verticais (configuração 2)

	Carga (tf)
Peso próprio	4.630,03
Adicional	4.019,21
Acidental	2.200,53
Total	10.849,76

Fonte: Autora (2020).

Sendo a área aproximada total da estrutura 7.242,13 m², a relação carga vertical/área encontrada foi de 1.498,14 kgf/m².

Quanto às configurações lançadas para o vento, em função das características geométricas e localização da estrutura, as forças de vento atuantes em X e Y são trazidas de acordo com a Tabela 29:

Tabela 29 – Forças horizontais de vento (configuração 2)

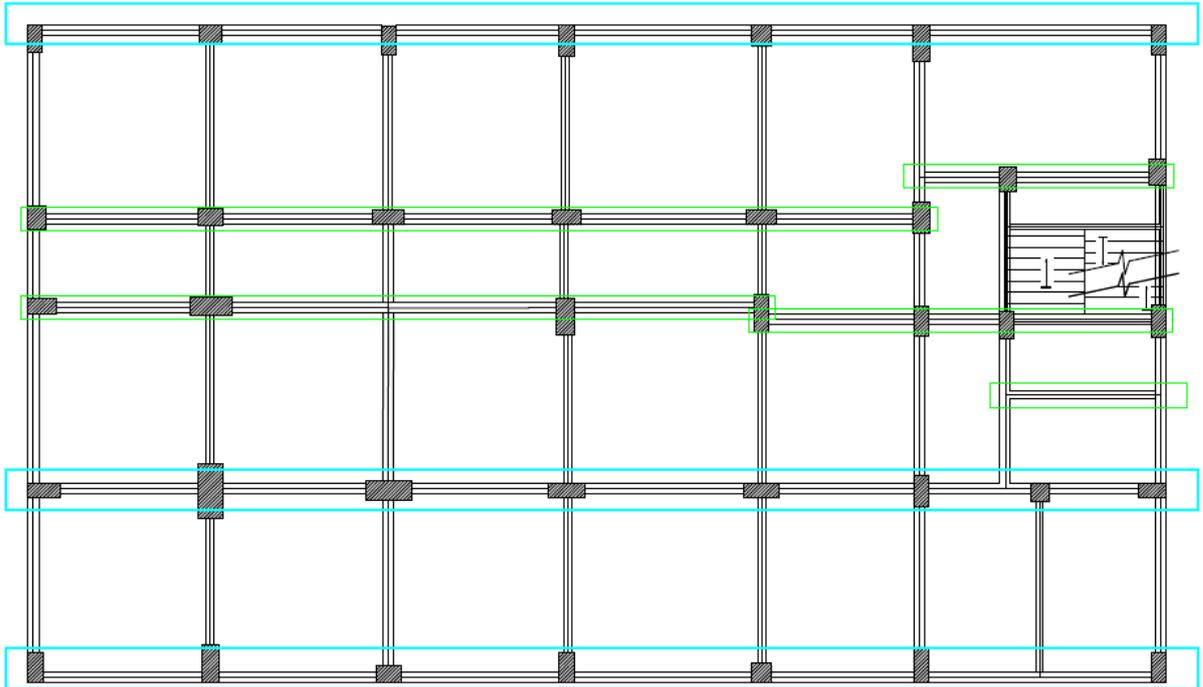
Pavimento	Fachada X (cm)	Fachada Y (cm)	Nível (cm)	S2	Coef. Arrasto X	Coef. Arrasto Y	Força X (tf)	Força Y (tf)
Platibanda	1580,25	2720,55	5190	1,07	1,07	1,35	1,82	3,97
Tipo 18	1580,25	2720,55	5040	1,06	1,07	1,35	5,20	11,32
Tipo 17	1580,25	2720,55	4760	1,06	1,07	1,35	6,69	14,57
Tipo 16	1580,25	2720,55	4480	1,05	1,07	1,35	6,59	14,37
Tipo 15	1580,25	2720,55	4200	1,04	1,07	1,35	6,50	14,15
Tipo 14	1580,25	2720,55	3920	1,03	1,07	1,35	6,39	13,93
Tipo 13	1580,25	2720,55	3640	1,02	1,07	1,35	6,29	13,70
Tipo 12	1580,25	2720,55	3360	1,02	1,07	1,35	6,17	13,45
Tipo 11	1580,25	2720,55	3080	1,01	1,07	1,35	6,05	13,18
Tipo 10	1580,25	2720,55	2800	0,99	1,07	1,35	5,92	12,89
Tipo 9	1580,25	2720,55	2520	0,98	1,07	1,35	5,78	12,58
Tipo 8	1580,25	2720,55	2240	0,97	1,07	1,35	5,62	12,25
Tipo 7	1580,25	2720,55	1960	0,95	1,07	1,35	5,45	11,87
Tipo 6	1580,25	2720,55	1680	0,94	1,07	1,35	5,26	11,46
Tipo 5	1580,25	2720,55	1400	0,92	1,07	1,35	5,04	10,98
Tipo 4	1580,25	2720,55	1120	0,89	1,07	1,35	4,79	10,43
Tipo 3	1580,25	2720,55	840	0,86	1,07	1,35	4,47	9,75
Tipo 2	1580,25	2720,55	560	0,82	1,07	1,35	4,06	8,85
Tipo 1	1580,25	2720,55	280	0,75	1,07	1,35	3,39	7,38
Fundações	1580,25	2720,55	0	0,35	1,07	1,35	0,37	0,81

Fonte: Autora (2020).

Para a configuração de pórticos, conforme já mencionado, foram definidos como pórticos principais aqueles contínuos, ou seja, que recebem carga de vento em ambos os lados da estrutura, e definidos como auxiliares os demais existentes apenas em parte da estrutura.

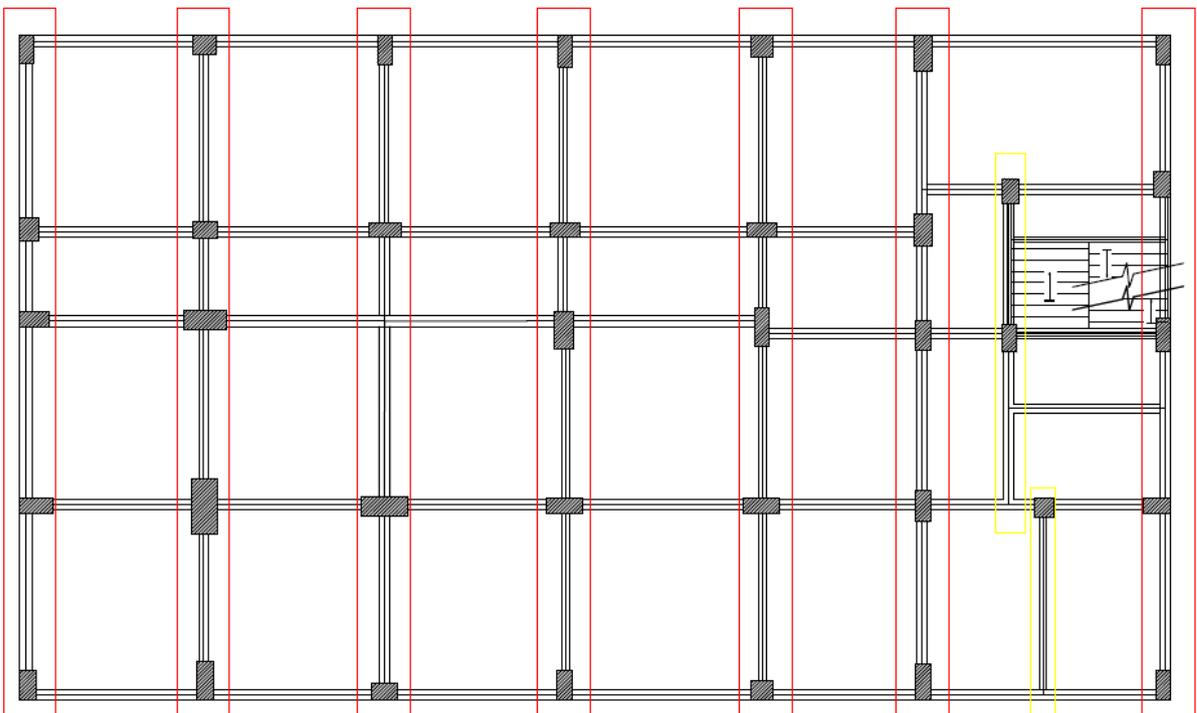
Os pórticos principais paralelos ao eixo X, estão marcados em azul, e os auxiliares em verde conforme croqui da planta de formas do pavimento Tipo 1, na Figura 20. Por sua vez, os pórticos paralelos ao eixo Y estão marcados em vermelho, e pórticos auxiliares os marcados em amarelo de acordo com croqui da planta de formas na Figura 21. Os trechos de vigas referentes ao nível intermediário da escada, compostos pelas vigas 18, 19, 20, 21 e 22 não serão analisados por questão de simplificação.

Figura 20 – Pórticos paralelos ao eixo X (configuração 2)



Fonte: Autora (2020).

Figura 21 – Pórticos paralelos ao eixo Y (configuração 2)



Fonte: Autora (2020).

Com isso, é possível estabelecer uma relação de quais vigas compõe os pórticos principais e auxiliares, conforme Tabela 30:

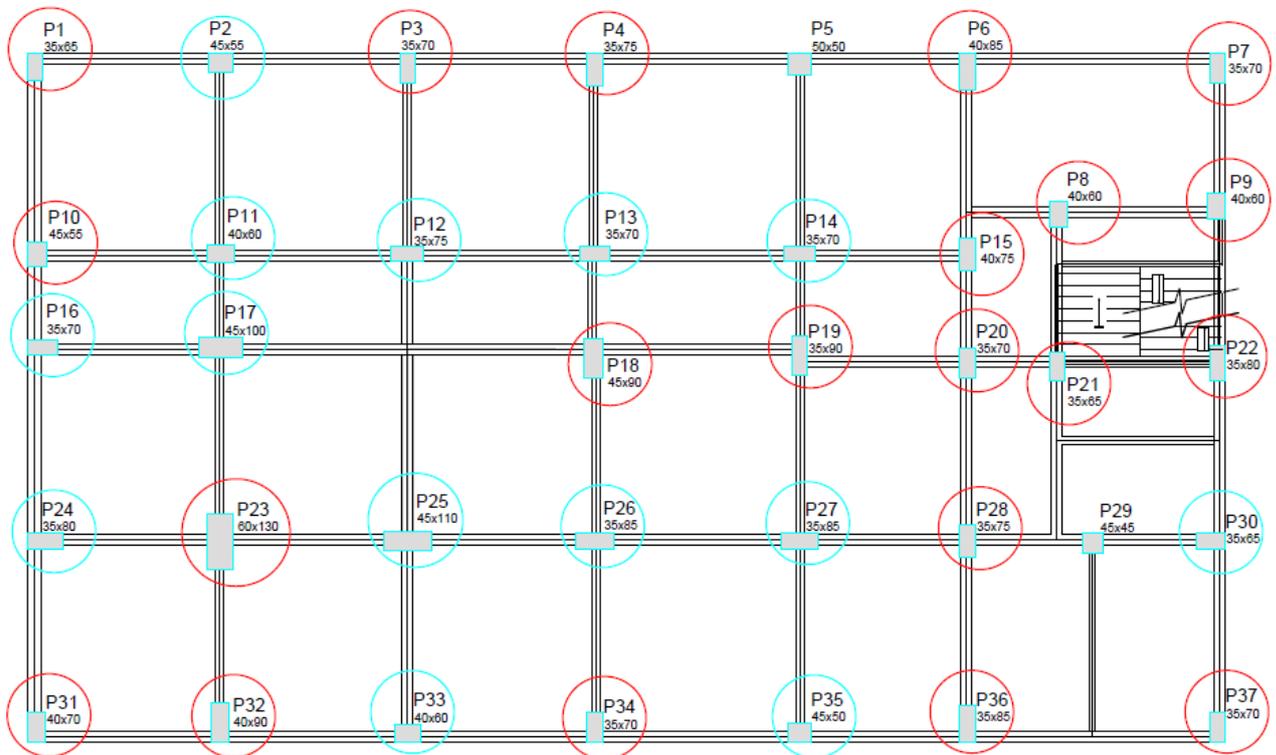
Tabela 30 – Vigas que compõe os pórticos por eixo (configuração 2)

	Pórtico principal	Pórtico auxiliar
Eixo X	V1; V7; V8;	V2; V3; V4; V5; V6;
Eixo Y	V9; V10; V11; V12; V13; V14; V17;	V15; V16;

Fonte: Autora (2020).

No que se refere ao posicionamento dos pilares em relação aos eixos, nos pórticos, sendo o croqui da planta de formas do pavimento Tipo 1, apresentado na Figura 22, com exceção do Pilar P5 e P29 que são quadrados, estão circulado em vermelho os pilares com a maior dimensão da seção na direção paralela ao eixo Y, e em azul os pilares com a maior dimensão na direção paralela ao eixo X. Reiterando o que já foi mencionado, a relevância dessa consideração é analisar que os pilares apresentam maior rigidez na direção (e, portanto, no eixo) em que apresentam maior dimensão da seção.

Figura 22 – Posição dos pilares (configuração 2)



Fonte: Autora (2020).

Quanto aos pilares apresentados na Figura 22, os mesmos são organizados de acordo com a Tabela 31, sendo divididos em pilares com maior rigidez em relação ao eixo X, ou seja,

contribuem mais no contraventamento nesse eixo, na primeira coluna, e pilares com maior rigidez em relação ao eixo Y na segunda.

Tabela 31 – Rigidez dos pilares em relação aos eixos (configuração 2)

Pilares com maior rigidez em relação ao eixo X	Pilares com maior rigidez em relação ao eixo Y
P2; P11; P12; P13; P14; P16; P17; P24; P25; P26; P27; P30; P33; P35;	P1; P3; P4; P6; P7; P8; P9; P10; P15; P18; P19; P20; P21; P22; P23; P28; P31; P 32; P34; P36; P37;

Fonte: Autora (2020).

8.2.1 Dimensionamento

Igualmente ao realizado para a configuração 1, os resultados de dimensionamento da segunda estrutura foram obtidos a partir do pré-dimensionamento e posteriores correções à medida que aconteceram erros no *software*, conforme ações atuantes e carregamentos lançados. Considerando que as únicas alterações feitas, foram em função das características geométricas dos elementos, visto que se relacionam com a rigidez da estrutura, serão somente estes os dados (seções e espessuras) de dimensionamento apresentados, por critério de simplificação e resultados a serem analisados e comparados entre as duas estruturas.

Da mesma forma, apesar da configuração (disposição de vigas e lajes) ser igual em todos os pavimentos, com exceção do pavimento Fundações que não possui lajes, do pavimento Tipo 18, que possui duas lajes a mais referentes ao fechamento dos vãos de elevador, e do pavimento Platibanda, que possui apenas 4 vigas, foram necessárias alterações nas seções das vigas e lajes para alguns pavimentos. Visto que é apresentada somente a planta de formas do pavimento Tipo 1, as demais seções das vigas de todos os pavimentos, espessuras das lajes e seções dos pilares encontram-se nas Tabelas a seguir.

Conforme apresentado na planta de formas no Apêndice C, sendo as vigas 18, 19, 20, 21 e 22 referentes ao nível intermediário, apoiando a escada, estão apresentadas as seções finais dimensionadas para cada pavimento de acordo com as Tabelas 32, 33, 34 e 35. As espessuras finais das lajes dimensionadas para cada pavimento estão apresentadas nas Tabelas 36, 37 e 38.

Os pilares, considerando seção constante para todos os pavimentos, tem suas seções apresentadas na Tabela 39.

Tabela 32 – Seção vigas - Fundações a Tipo 4 (configuração 2)

VIGA	Fundações		Tipo 1		Tipo 2		Tipo 3		Tipo 4	
	bw (cm)	h (cm)	bw (cm)	h (cm)	bw (cm)	h (cm)	bw (cm)	h (cm)	bw (cm)	h (cm)
V1	25	45	25	45	25	45	25	45	25	45
V2	25	45	25	45	25	45	25	45	25	45
V3	25	45	25	45	25	45	25	45	25	45
V4	25	50	25	50	25	50	25	50	25	50
V5	19	40	25	45	25	45	25	45	25	45
V6	19	45	19	45	19	45	19	45	19	45
V7	25	45	25	45	25	45	25	50	25	45
V8	25	45	25	45	25	45	25	45	25	45
V9	25	45	30	45	30	50	30	45	35	70
V10	19	35	19	35	19	35	19	35	19	35
V11*	25	45	25	45	25	45	25	45	25	45
V12**	19	35	19	35	19	35	19	35	19	35
V13	19	35	19	35	19	35	19	35	19	35
V14	25	45	25	50	25	50	25	50	25	50
V15	25	45	25	45	25	45	25	45	25	45
V16	14	40	14	40	14	40	14	40	14	40
V17	25	50	25	50	30	65	35	60	35	60
V18			25	45	25	45	25	45	25	45
V19			14	40	14	40	14	40	14	40
V20			14	40	14	40	14	40	14	40
V21			14	40	14	40	14	40	14	40
V22			14	40	14	40	14	40	14	40

Fonte: Autora (2020).

*19 x 35

**19 x 30

Tabela 33 – Seção vigas - Tipo 5 a Tipo 9 (configuração 2)

(continua)

VIGA	Tipo 5		Tipo 6		Tipo 7		Tipo 8		Tipo 9	
	bw (cm)	h (cm)								
V1	25	45	25	45	25	45	25	45	25	45
V2	25	45	25	45	25	45	25	45	25	45
V3	25	45	25	45	25	45	25	45	25	45
V4	25	50	25	50	25	50	25	50	25	50
V5	25	45	25	45	25	45	25	45	25	45

(conclusão)

VIGA	Tipo 5		Tipo 6		Tipo 7		Tipo 8		Tipo 9	
	bw (cm)	h (cm)								
V6	19	45	19	45	19	45	19	45	19	45
V7	25	45	25	45	25	45	25	45	25	45
V8	25	45	25	45	25	45	25	45	25	45
V9	35	60	30	65	30	65	25	50	25	50
V10	19	35	19	35	19	35	19	35	19	35
V11*	25	45	25	45	25	45	25	45	25	45
V12**	19	35	19	35	19	35	19	35	19	35
V13	19	35	19	35	19	35	19	35	19	35
V14	25	50	25	50	25	50	25	50	25	50
V15	25	45	25	45	25	45	25	45	25	45
V16	14	40	14	40	14	40	14	40	14	40
V17	30	55	25	50	25	50	25	50	25	50
V18	25	45	25	45	25	45	25	45	25	45
V19	14	40	14	40	14	40	14	40	14	40
V20	14	40	14	40	14	40	14	40	14	40
V21	14	40	14	40	14	40	14	40	14	40
V22	14	40	14	40	14	40	14	40	14	40

Fonte: Autora (2020).

Tabela 34 – Seção vigas - Tipo 10 a Tipo 14 (configuração 2)

(continua)

VIGA	Tipo 10		Tipo 11		Tipo 12		Tipo 13		Tipo 14	
	bw (cm)	h (cm)								
V1	25	45	25	45	25	45	25	45	25	45
V2	25	45	25	45	25	45	25	45	25	45
V3	25	45	25	45	25	45	25	45	25	45
V4	25	50	25	50	25	50	25	50	25	50
V5	25	45	25	45	25	45	25	45	25	45
V6	19	45	19	45	19	45	19	45	19	45
V7	25	50	25	50	25	50	25	50	25	50
V8	25	45	25	45	25	45	25	45	25	45
V9	25	45	25	45	25	45	25	45	25	45
V10	19	35	19	40	19	40	19	40	19	40
V11	25	45	25	45	25	45	25	45	25	45
V12	19	35	19	35	19	35	19	35	19	35
V13	19	35	19	35	19	35	19	35	19	35
V14	25	45	25	45	25	45	25	45	25	45
V15	25	45	25	45	25	45	25	45	25	45
V16	14	40	14	40	14	40	14	40	14	40

(conclusão)

VIGA	Tipo 10		Tipo 11		Tipo 12		Tipo 13		Tipo 14	
	bw (cm)	h (cm)								
V17	25	50	25	50	25	50	25	50	25	50
V18	25	45	25	45	25	45	25	45	25	45
V19	14	40	14	40	14	40	14	40	14	40
V20	14	40	14	40	14	40	14	40	14	40
V21	14	40	14	40	14	40	14	40	14	40
V22	14	40	14	40	14	40	14	40	14	40

Fonte: Autora (2020).

Tabela 35 – Seção vigas - Tipo 15 a Platibanda (configuração 2)

VIGA	Tipo 15		Tipo 16		Tipo 17		Tipo 18		Platibanda	
	bw (cm)	h (cm)								
V1	25	45	25	45	25	45	25	45	14	25
V2	25	45	25	45	25	45	25	45	14	25
V3	25	45	25	45	25	45	25	45	14	25
V4	25	50	25	50	25	50	25	50	14	25
V5	25	45	25	45	25	45	25	45		
V6	19	45	19	45	19	45	19	45		
V7	25	50	25	50	25	50	25	50		
V8	25	45	25	45	25	45	25	45		
V9	25	45	25	45	25	45	25	45		
V10	19	40	19	40	19	40	19	40		
V11	25	45	25	45	25	45	25	45		
V12	19	35	19	35	19	35	19	35		
V13	19	35	19	35	19	35	19	35		
V14	25	45	25	45	25	45	25	45		
V15	25	45	25	45	25	45	25	45		
V16	14	40	14	40	14	40	14	40		
V17	25	50	25	50	25	50	25	50		
V18	25	45	25	45	25	45	25	45		
V19	14	40	14	40	14	40	14	40		
V20	14	40	14	40	14	40	14	40		
V21	14	40	14	40	14	40	14	40		
V22	14	40	14	40	14	40	14	40		

Fonte: Autora (2020).

(conclusão)

LAJE	TIPO 10	TIPO 11	TIPO 12	TIPO 13	TIPO 14	TIPO 15	TIPO 16	TIPO 17
	e	e	E	e	e	e	e	e
	(cm)							
L6	12	12	12	12	12	12	12	12
L7	8	8	8	8	8	8	8	8
L8	8	8	8	8	8	8	8	8
L9	8	8	8	8	8	8	8	8
L10	8	8	8	8	8	8	8	8
L11	8	8	8	8	8	8	8	8
L12	10	10	10	10	10	10	10	10
L13	10	10	10	10	10	10	10	10
L14	10	10	10	10	10	10	10	10
L15	10	10	10	10	10	10	10	10
L16	10	10	10	10	10	10	10	10
L17	12	12	12	12	12	12	12	12
L18	13	13	13	13	13	13	13	13
L19	11	11	11	11	11	11	11	11
L20	11	11	11	11	11	11	11	11
L21	11	11	11	11	11	11	11	11
L22	11	11	11	11	11	11	11	11
L23	11	11	11	11	11	11	11	11
L24	10	10	10	10	10	10	10	10
L25	10	10	10	10	10	10	10	10

Fonte: Autora (2020).

Tabela 38 – Espessura lajes - Tipo 18 (configuração 2)

(continua)

LAJE	TIPO 18
	e (cm)
L1	11
L2	11
L3	11
L4	11
L5	11
L6	12
L7	8
L8	8
L9	8
L10	8
L11	8

(conclusão)

LAJE	TIPO 18
	e (cm)
L12	10
L13	10
L14	10
L15	10
L16	10
L17	10
L18	12
L19	10
L20	10
L21	11
L22	11
L23	11
L24	11
L25	11
L26	10
L27	10

Fonte: Autora (2020).

Tabela 39 – Seção pilares (configuração 2)

(continua)

Pilar	Seção (cm)
P1	35 x 65
P2	45 x 55
P3	35 x 70
P4	35 x 75
P5	50 x 50
P6	40 x 85
P7	35 x 70
P8	40 x 60
P9	40 x 60
P10	45 x 55
P11	40 x 60
P12	35 x 75
P13	35 x 70
P14	35 x 70
P15	40 x 75
P16	35 x 70
P17	45 x 100

(conclusão)

Pilar	Seção (cm)
P18	45 x 90
P19	35 x 90
P20	35 x 70
P21	35 x 65
P22	35 x 80
P23	60 x 130
P24	35 x 80
P25	45 x 110
P26	35 x 85
P27	35 x 85
P28	35 x 75
P29	45 x 45
P30	35 x 65
P31	40 x 70
P32	40 x 90
P33	40 x 60
P34	35 x 70
P35	45 x 50
P36	35 x 85
P37	35 x 70

Fonte: Autora (2020).

8.2.2 Estabilidade global

Assim como na configuração 1, para verificar a deslocabilidade dos nós, e constatar se são significativos ou não os esforços de 2ª ordem, foi calculado o coeficiente γz a partir dos resultados da análise linear de 1ª ordem, pelo processo de pórtico espacial para os eixos X e Y.

O coeficiente foi calculado para cada combinação de ações consideradas na estrutura (configurados no menu "Configurações – Ações"), sendo comparado com os valores limite a partir dos quais a estrutura deve ser considerada como de nós móveis. Os valores foram verificados nos eixos X e Y para cada combinação de cálculo definida. Por fim, os máximos valores foram adotados como valores críticos, determinando o valor final do γz .

Para isso, foram calculados os momentos de tombamento de cálculo para cada combinação (referentes às forças horizontais e alturas da edificação), e os momentos referentes aos produtos das forças verticais atuantes na estrutura, nas combinações consideradas, com seus

valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem, para cada pavimento.

Sendo:

- j) G1: peso próprio;
- k) G2: adicional;
- l) S: solo;
- m) Q: acidental;
- n) A: água;
- o) V1: vento X+;
- p) V2: vento X-;
- q) V3: vento Y+;
- r) V4: vento Y-.

Os momentos de tombamento de cálculo e γz para cada combinação estão apresentados na Tabela 40, sendo que os momentos referentes às forças verticais e deslocamentos por eixo, para cada pavimento, e por fim somatório dos mesmos, utilizado também para o cálculo do γz estão apresentados nas Tabelas 41 e 42:

Tabela 40 – γz por combinação (configuração 2)

(continua)

Combinação	Momento de tombamento de cálculo (tf.m)		γz	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
1,4G1+1,4G2+1,4S+0,7Q+1,2A+1,4V1	4333,50	9440,98	1,09	1,00
1,4G1+1,4G2+1,4S+0,7Q+1,2A+1,4V2	4333,50	9440,98	1,09	1,00
1,4G1+1,4G2+1,4S+0,7Q+1,2A+1,4V3	4333,50	9440,98	1,00	1,10
1,4G1+1,4G2+1,4S+0,7Q+1,2A+1,4V4	4333,50	9440,98	1,00	1,10
1,4G1+1,4G2+1,4S+1,4Q+1,2A+0,84V1*	2600,10	5664,59	1,11	1,01
1,4G1+1,4G2+1,4S+1,4Q+1,2A+0,84V2	2600,10	5664,59	1,11	1,01
1,4G1+1,4G2+1,4S+1,4Q+1,2A+0,84V3*	2600,10	5664,59	1,01	1,12
1,4G1+1,4G2+1,4S+1,4Q+1,2A+0,84V4	2600,10	5664,59	1,01	1,12
1,4G1+1,4G2+1,4S+1,4V1	4333,50	9440,98	1,08	1,00
1,4G1+1,4G2+1,4S+1,4V2	4333,50	9440,98	1,08	1,00
1,4G1+1,4G2+1,4S+1,4V3	4333,50	9440,98	1,00	1,09
1,4G1+1,4G2+1,4S+1,4V4	4333,50	9440,98	1,00	1,09
G1+G2+S+0,7Q+1,2A+1,4V1	4333,50	9440,98	1,07	1,00
G1+G2+S+0,7Q+1,2A+1,4V2	4333,50	9440,98	1,07	1,00
G1+G2+S+0,7Q+1,2A+1,4V3	4333,50	9440,98	1,00	1,08
G1+G2+S+0,7Q+1,2A+1,4V4	4333,50	9440,98	1,00	1,08

(conclusão)

Combinação	Momento de tombamento de cálculo (tf.m)		γz	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
G1+G2+S+1,4Q+1,2A+0,84V1	2600,10	5664,59	1,08	1,00
G1+G2+S+1,4Q+1,2A+0,84V2	2600,10	5664,59	1,08	1,00
G1+G2+S+1,4Q+1,2A+0,84V3	2600,10	5664,59	1,00	1,09
G1+G2+S+1,4Q+1,2A+0,84V4	2600,10	5664,59	1,00	1,09
G1+G2+S+1,4V1	4333,50	9440,98	1,06	1,00
G1+G2+S+1,4V2	4333,50	9440,98	1,06	1,00
G1+G2+S+1,4V3	4333,50	9440,98	1,00	1,06
G1+G2+S+1,4V4	4333,50	9440,98	1,00	1,06

Fonte: Autora (2020).

Tabela 41 – Momento de cálculo para γz por pavimento eixo X (configuração 2)

Eixo X (1,4G1+1,4G2+1,4S+1,4Q+1,2A+0,84V1) *					
Pavimento	Altura Relativa (cm)	Carga Vertical (tf)	Carga Horizontal (tf)	Deslocamento Horizontal (cm)	Momento de cálculo (tf.m)
			Eixo X	Eixo X	Eixo X
Platibanda	5340	36,95	1,53	2,83	1,05
Tipo 18	5190	833,83	4,36	2,80	23,35
Tipo 17	4910	823,08	5,62	2,74	22,55
Tipo 16	4630	823,01	5,54	2,67	21,97
Tipo 15	4350	823,01	5,46	2,59	21,32
Tipo 14	4070	823,01	5,37	2,49	20,49
Tipo 13	3790	823,01	5,28	2,38	19,59
Tipo 12	3510	823,01	5,18	2,26	18,60
Tipo 11	3230	823,01	5,08	2,12	17,45
Tipo 10	2950	822,48	4,97	1,97	16,20
Tipo 9	2670	823,94	4,85	1,81	14,91
Tipo 8	2390	823,94	4,72	1,63	13,43
Tipo 7	2110	827,52	4,58	1,44	11,92
Tipo 6	1830	827,48	4,42	1,23	10,19
Tipo 5	1550	829,48	4,24	1,02	8,46
Tipo 4	1270	833,59	4,02	0,81	6,75
Tipo 3	990	828,83	3,76	0,59	4,89
Tipo 2	710	828,37	3,41	0,38	3,15
Tipo 1	430	823,90	2,84	0,17	1,40
Fundações	150	288,22	0,31	0,03	0,09
ΔM, tot., d (tf.m)					257,74

Fonte: Autora (2020).

Tabela 42 – Momento de cálculo para γz por pavimento eixo X (configuração 2)

Eixo Y (1,4G1+1,4G2+1,4S+1,4Q+1,2A+0,84V3) *					
Pavimento	Altura Relativa (cm)	Carga Vertical (tf)	Carga Horizontal (tf)	Deslocamento Horizontal (cm)	Momento de cálculo (tf.m)
			Eixo Y	Eixo Y	Eixo Y
Platibanda	5340	36,95	3,34	7,11	2,63
Tipo 18	5190	833,83	9,51	7,01	58,45
Tipo 17	4910	823,08	12,24	6,82	56,13
Tipo 16	4630	823,01	12,07	6,60	54,32
Tipo 15	4350	823,01	11,89	6,35	52,26
Tipo 14	4070	823,01	11,70	6,07	49,96
Tipo 13	3790	823,01	11,50	5,74	47,24
Tipo 12	3510	823,01	11,29	5,38	44,28
Tipo 11	3230	823,01	11,07	4,99	41,07
Tipo 10	2950	822,48	10,83	4,56	37,51
Tipo 9	2670	823,94	10,57	4,11	34,77
Tipo 8	2390	823,94	10,29	3,65	30,07
Tipo 7	2110	827,52	9,97	3,18	26,62
Tipo 6	1830	827,48	9,62	2,71	22,42
Tipo 5	1550	829,48	9,23	2,23	18,50
Tipo 4	1270	833,59	8,76	1,77	14,75
Tipo 3	990	828,83	8,19	1,29	10,69
Tipo 2	710	828,37	7,43	0,82	6,79
Tipo 1	430	823,90	6,20	0,38	3,13
Fundações	150	288,22	0,68	0,06	0,17
$\Delta M, \text{tot., d (tf.m)}$					611,47

Fonte: Autora (2020).

Com isso, calculou-se os coeficientes γz nas duas direções e foram encontrados os seguintes valores máximos:

- a) direção X = 1,11;
- b) direção Y = 1,12;

Sendo o limite de 1,10 previsto na NBR 6118:2014, conclui-se a estrutura como de nós deslocáveis nas duas direções, necessitando, portando, da análise da não linearidade geométrica de 2ª ordem, avaliando seus efeitos no cálculo da estrutura. Sendo assim, os esforços de 2ª ordem foram calculados a partir do Processo P-Delta e também foram levados em consideração no dimensionamento dos elementos.

Sendo:

- a) caso 4: carga accidental;
- b) caso 6: vento X+;

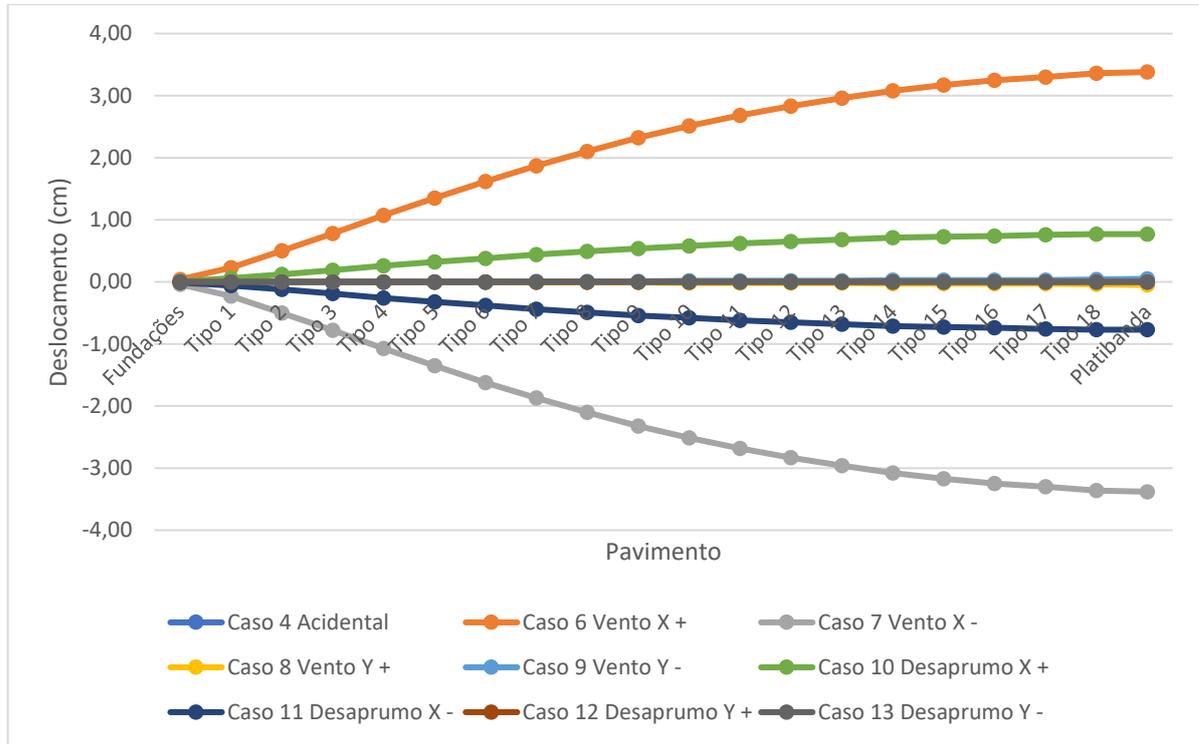
- c) caso 7: vento X-;
- d) caso 8: vento Y+;
- e) caso 9: vento Y-;
- f) caso 10: desaprumo X+;
- g) caso 11: desaprumo X-;
- h) caso 12: desaprumo Y+;
- i) caso 13: desaprumo Y-;

Considerada a necessidade da avaliação dos efeitos de 2ª ordem, para cada caso isolado, são apresentados conforme Apêndice D os esforços resultantes de 1ª e 2ª ordem relativos a cada pavimento. Com os esforços simulados, são calculados os deslocamentos horizontais para cada caso nas duas direções (X e Y) apresentados no tópico 8.2.3.

8.2.3 Deslocamentos

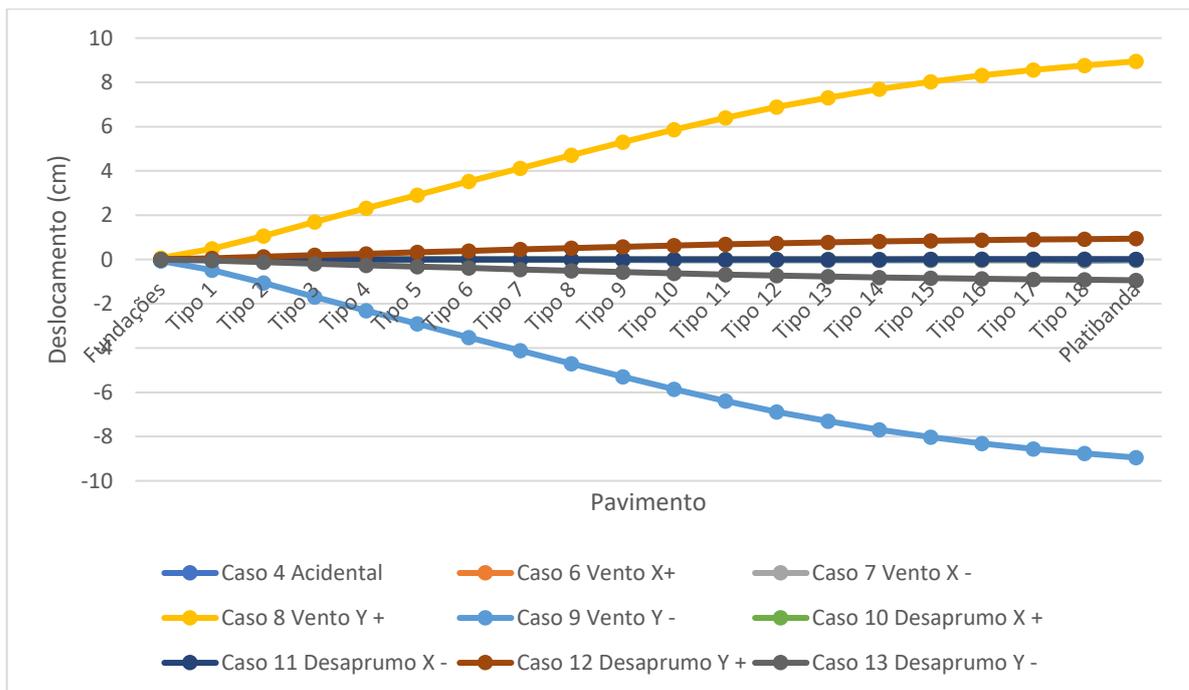
Globalmente, avaliando a atuação dos esforços para caso apresentados no Apêndice D acontecendo isoladamente na estrutura, isto é, o efeito de cada um é avaliado como se os demais não estivessem acontecendo. Conforme já foi explicado isso se dá a favor da segurança e também por simplificação do *software*, é simulado como seriam os deslocamentos majorados para cada pavimento, por eixo. As Figuras 23 e 24 demonstram esses resultados.

Figura 23 – Deslocamentos horizontais considerando o efeito de 1ª e 2ª ordem no eixo X (configuração 2)



Fonte: Autora (2020).

Figura 24 – Deslocamentos horizontais considerando o efeito de 1ª e 2ª ordem no eixo Y (configuração 2)



Fonte: Autora (2020).

Conforme se visualiza, os valores mais significantes, e, portanto, condições mais críticas para o eixo X são os casos apresentados pelo vento em X+ e X-, e para o eixo Y, os casos do vento em Y+ e Y-. Dessa forma, os valores finais a serem considerados estão apresentados na Tabela 43. É desconsiderada a ação do desaprumo por condição prevista em norma (ação inferior a 30% da ação do vento). Os valores de deslocamentos característicos (como se nenhuma outra ação fosse considerada) são multiplicados pelo fator de redução para deslocamentos provocados pela ação do vento para combinação frequente de 0,30, previsto conforme Tabela 13.3 da NBR 6118:2014.

Tabela 43 – Deslocamentos frequentes para eixos X e Y (configuração 2)

	Caso 6 Vento X+	Caso 7 Vento X-	Caso 8 Vento Y+	Caso 9 Vento Y-
Deslocamento característico (cm)	3,38	-3,38	8,95	-8,95
$\psi 1$	0,30	0,30	0,30	0,30
Deslocamento frequente (cm)	1,01	-1,01	2,69	-2,69

Fonte: Autora (2020).

Considerando os casos mais críticos, ou seja, que apresentaram os maiores deslocamentos, para X e Y, para cada pavimento, são apresentados os deslocamentos frequentes totais da estrutura, para cada pavimento, e também a diferença entre eles de acordo com a Tabela 44:

Tabela 44 – Deslocamentos frequentes por pavimento para X e Y (configuração 2)
(continua)

Pavimento	Altura (cm)	Deslocamento frequente (cm)				Diferença (cm)			
		X+	X-	Y+	Y-	X+	X-	Y+	Y-
Platibanda	150,00	1,01	-1,01	2,69	-2,69	0,01	-0,01	0,06	-0,06
Tipo 18	280,00	1,01	-1,01	2,63	-2,63	0,01	-0,01	0,06	-0,06
Tipo 17	280,00	0,99	-0,99	2,57	-2,57	0,02	-0,02	0,07	-0,07
Tipo 16	280,00	0,97	-0,97	2,49	-2,49	0,02	-0,02	0,09	-0,09
Tipo 15	280,00	0,95	-0,95	2,41	-2,41	0,03	-0,03	0,10	-0,10
Tipo 14	280,00	0,92	-0,92	2,31	-2,31	0,03	-0,03	0,12	-0,12
Tipo 13	280,00	0,89	-0,89	2,19	-2,19	0,04	-0,04	0,13	-0,13
Tipo 12	280,00	0,85	-0,85	2,06	-2,06	0,05	-0,05	0,15	-0,15
Tipo 11	280,00	0,80	-0,80	1,92	-1,92	0,05	-0,05	0,16	-0,16
Tipo 10	280,00	0,75	-0,75	1,76	-1,76	0,06	-0,06	0,17	-0,17
Tipo 9	280,00	0,70	-0,70	1,59	-1,59	0,06	-0,06	0,18	-0,18
Tipo 8	280,00	0,63	-0,63	1,41	-1,41	0,07	-0,07	0,18	-0,18
Tipo 7	280,00	0,56	-0,56	1,24	-1,24	0,08	-0,08	0,18	-0,18
Tipo 6	280,00	0,49	-0,49	1,05	-1,05	0,08	-0,08	0,18	-0,18
Tipo 5	280,00	0,40	-0,40	0,87	-0,87	0,08	-0,08	0,18	-0,18
Tipo 4	280,00	0,32	-0,32	0,69	-0,69	0,09	-0,09	0,19	-0,19

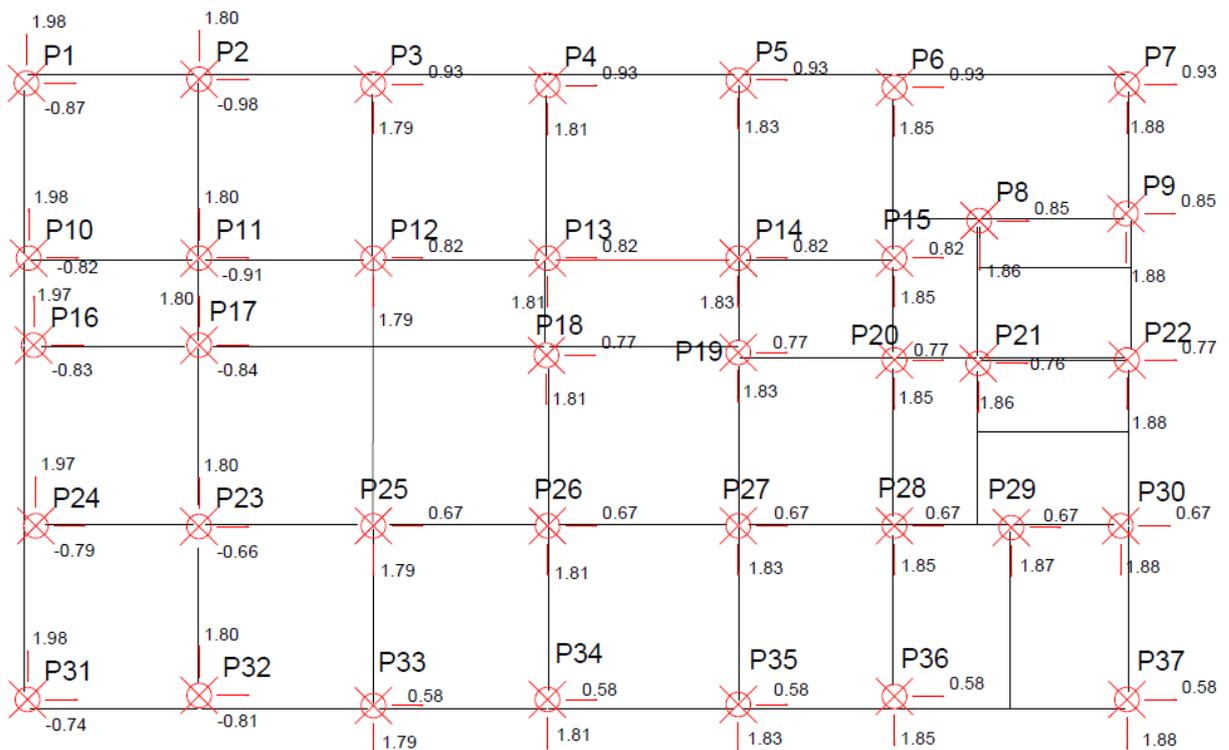
(conclusão)

Pavimento	Altura (cm)	Deslocamento frequente (cm)				Diferença (cm)			
		X+	X-	Y+	Y-	X+	X-	Y+	Y-
Tipo 3	280,00	0,24	-0,24	0,51	-0,51	0,09	-0,09	0,19	-0,19
Tipo 2	280,00	0,15	-0,15	0,32	-0,32	0,08	-0,08	0,17	-0,17
Tipo 1	280,00	0,07	-0,07	0,15	-0,15	0,06	-0,06	0,12	-0,12
Fundações	150,00	0,01	-0,01	0,02	-0,02	0,01	-0,01	0,02	-0,02

Fonte: Autora (2020).

Além disso, localmente, os deslocamentos horizontais em X e Y dos pilares do pavimento tipo 18, sendo este aquele com deslocamentos mais significativos por ser o topo da estrutura, estão apresentados conforme croqui na Figura 25. Os valores encontrados consideram fissuração, ou seja, são os deslocamentos relativos ao pórtico fissurado (Estado Limite de Serviço).

Figura 25 – Deslocamento horizontal pilares do topo da estrutura (configuração 2)



Fonte: Autora (2020).

9 ANÁLISE DOS RESULTADOS

9.1 CONFIGURAÇÕES

Neste item, serão analisadas principalmente as diferenças referentes à disposição dos pórticos e quantidade de elementos. Para que com isso, posteriormente, a partir dos deslocamentos se avalie a relevância das diferenças encontradas.

Em relação a quantidade de elementos estruturais, observa-se que a configuração 1 possui um número maior de elementos, contando com 4 pilares, 8 vigas e 8 lajes a mais que a configuração 2. Isso se justifica pelo critério utilizado neste trabalho, onde a estrutura 1 deve possuir vigas abaixo de todas as alvenarias, levando a necessidade de mais pilares e lajes.

Considerando que existe uma pequena diferença nas dimensões tanto dos elementos da estrutura quanto nas dimensões totais, e, portanto, nas áreas totais, avalia-se a diferença do peso total das estruturas e relação carga/área. Nesse sentido, para a configuração 1 sendo 10.591,79 tf a carga vertical e 7.143,67 m² de área total, a relação carga vertical/área encontrada foi de 1.482,68 kgf/m². Já a configuração 2 apresenta 10.849,76 tf de carga vertical e 7.242,13 m² de área, a relação carga vertical/área encontrada foi de 1.498,14 kgf/m². Sendo essa diferença 15,46 kgf/m², o valor corresponde a 1,03% do maior.

Quanto aos pórticos, conforme demonstrado na Tabela 13, em relação ao eixo X, a configuração 1 possui 3 pórticos principais e 10 auxiliares. Em relação ao eixo Y, a configuração 1 possui 6 pórticos principais e 7 auxiliares. Já a configuração 2, conforme a Tabela 30, em relação ao eixo X, possui 3 pórticos principais e 5 auxiliares (metade da quantidade da configuração 1). E, em relação ao eixo Y, são 7 pórticos principais e apenas 2 auxiliares.

Sendo assim, conclui-se que as duas configurações apresentam o mesmo número de pórticos principais em relação ao eixo X e a configuração 1 possui o dobro de auxiliares nesta direção. Em relação ao eixo Y, as duas configurações possuem número semelhante de pórticos principais, mas a configuração 1 possui 5 pórticos auxiliares a mais que a configuração 2.

Em relação a rigidez dos pilares em relação aos eixos, a configuração 1, de acordo com Tabela 14, possui 15 pilares com maior rigidez em relação ao eixo X e 24 com maior rigidez em relação ao eixo Y. Sendo 41 o número total de pilares, é possível concluir que 36,6% da estrutura de pilares oferecem maior rigidez em relação ao eixo X e 58,5% em relação ao eixo

Y. Visto que a estrutura possui sua maior dimensão paralela ao eixo X, e, portanto, é mais rígida nesse sentido é interessante que tenha mais pilares garantindo rigidez em relação ao eixo Y.

Para a configuração 2, quanto a rigidez dos pilares em relação aos eixos, de acordo com Tabela 31, também possui 15 pilares com maior rigidez em relação ao eixo X e 21 com maior rigidez em relação ao eixo Y. Sendo 37 o número total de pilares, é possível concluir que 40,5% da estrutura de pilares oferecem maior rigidez em relação ao eixo X e 56,7% em relação ao eixo Y. Da mesma forma que para a configuração 1, visto que a estrutura possui sua maior dimensão paralela ao eixo X, e, portanto, é mais rígida nesse sentido, é válido que tenha mais pilares garantindo rigidez em relação ao eixo Y.

Ainda quanto a esses valores, observa-se que entre as configurações existe uma diferença de 3,9% dos pilares oferecendo rigidez em relação ao eixo X, sendo uma quantidade maior de pilares para a configuração 2, proporcionalmente. E, para o eixo Y, uma diferença de 1,8% para o eixo Y, sendo neste caso, oferecida uma quantidade maior de pilares, proporcionalmente, para a configuração 1.

De acordo com as diferenças nas fachadas das estruturas, foram encontradas divergências nas forças de vento em X e Y. Porém, de acordo com a Tabela 45, comparando os resultados, os valores representam menos de 0,6% de diferença.

Tabela 45 – Diferença de forças devidas ao vento

(continua)

Pavimento	CONFIGURAÇÃO 1		CONFIGURAÇÃO 2		DIFERENÇAS			
	Força X (tf)	Força Y (tf)	Força X (tf)	Força Y (tf)	Dif. X	Dif. Y	% X	% Y
Platibanda	1,82	3,95	1,82	3,97	0,00	0,02	0,00	0,50
Tipo 18	5,17	11,26	5,20	11,32	0,03	0,06	0,58	0,53
Tipo 17	6,66	14,49	6,69	14,57	0,03	0,08	0,45	0,55
Tipo 16	6,56	14,29	6,59	14,37	0,03	0,08	0,46	0,56
Tipo 15	6,47	14,08	6,50	14,15	0,03	0,07	0,46	0,49
Tipo 14	6,37	13,86	6,39	13,93	0,02	0,07	0,31	0,50
Tipo 13	6,26	13,62	6,29	13,70	0,03	0,08	0,48	0,58
Tipo 12	6,14	13,38	6,17	13,45	0,03	0,07	0,49	0,52
Tipo 11	6,02	13,11	6,05	13,18	0,03	0,07	0,50	0,53
Tipo 10	5,89	12,83	5,92	12,89	0,03	0,06	0,51	0,47
Tipo 9	5,75	12,52	5,78	12,58	0,03	0,06	0,52	0,48
Tipo 8	5,60	12,18	5,62	12,25	0,02	0,07	0,36	0,57
Tipo 7	5,43	11,81	5,45	11,87	0,02	0,06	0,37	0,51
Tipo 6	5,24	11,40	5,26	11,46	0,02	0,06	0,38	0,52

(conclusão)

Pavimento	CONFIGURAÇÃO 1		CONFIGURAÇÃO 2		DIFERENÇAS			
	Força X (tf)	Força Y (tf)	Força X (tf)	Força Y (tf)	Dif. X	Dif. Y	% X	% Y
Tipo 5	5,02	10,93	5,04	10,98	0,02	0,05	0,40	0,46
Tipo 4	4,77	10,37	4,79	10,43	0,02	0,06	0,42	0,58
Tipo 3	4,45	9,70	4,47	9,75	0,02	0,05	0,45	0,51
Tipo 2	4,04	8,80	4,06	8,85	0,02	0,05	0,49	0,56
Tipo 1	3,37	7,34	3,39	7,38	0,02	0,04	0,59	0,54
Fundações	0,37	0,81	0,37	0,81	0,00	0,00	0,00	0,00

Fonte: Autora (2020).

9.2 DIMENSIONAMENTO

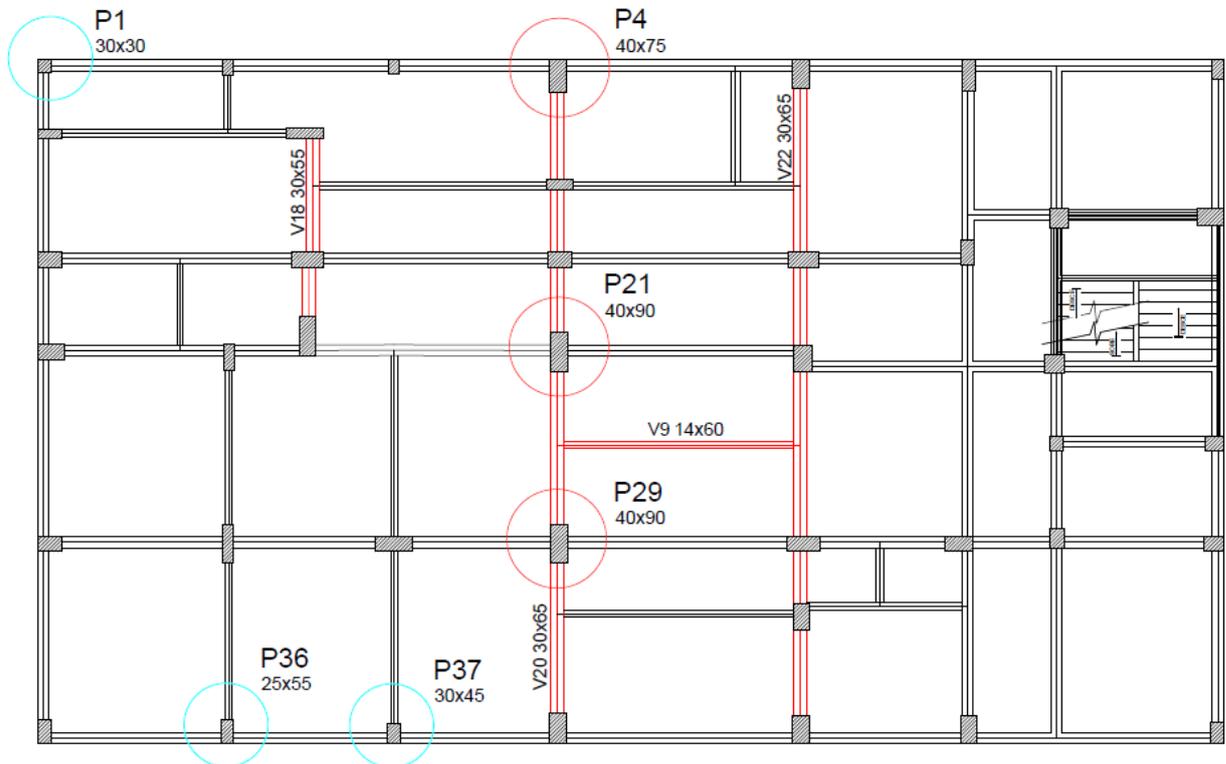
Em ambas as configurações, avaliando todos os pavimentos as lajes apresentaram variação de 8 a 12 cm, sendo apenas 13 cm para lances e patamar da escada.

Quanto ao dimensionamento dos pilares e vigas, serão destacadas as seções máximas e mínimas dos pilares para as duas configurações. As dimensões de todos os elementos estão apresentadas no capítulo anterior através de tabelas. De forma a resumir e se concentrar nos elementos com dimensões mais significativas, são apresentados em figuras, na sequência, os elementos em destaque por suas seções mais robustas.

Ainda, é importante ressaltar que as dimensões destacadas nesta análise são aquelas apresentadas no croqui da planta de formas do pavimento Tipo 1, porém os resultados de todos os pavimentos foram levados em consideração para seleção dos resultados, e aqueles que se repetiram com maior seção na maioria dos pavimentos são os avaliados neste item.

Sendo a configuração 1 composta por 41 pilares, aqueles com menores seções estão destacados em azul, de acordo com a Figura 26, e em vermelho aqueles com as maiores seções. Ainda, são destacadas em vermelho as vigas que apresentaram maior altura na seção em relação as demais. Observa-se para a configuração 1 uma concentração de elementos mais robustos no centro da estrutura, em paralelo ao eixo Y, gerando, portanto, maior rigidez nesse sentido.

Figura 26 – Croqui planta de formas com seções dos principais elementos estruturais (configuração 1)

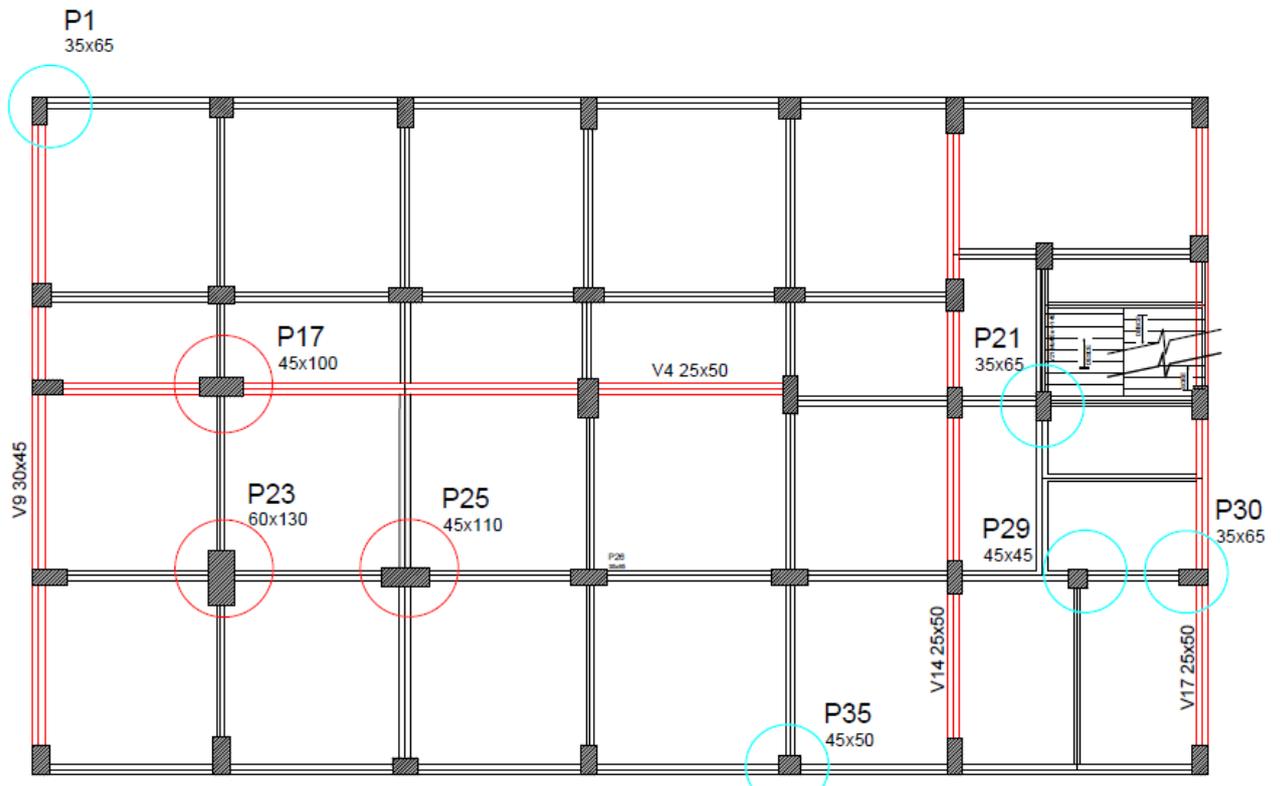


Fonte: Autora (2020).

Da mesma forma, em relação ao dimensionamento dos pilares e vigas, serão destacadas as seções máximas e mínimas dos pilares para a configuração 2. Sendo esta composta por 37 pilares. Os que apresentam menores seções estão destacados em azul, de acordo com a Figura 27, e em vermelho aqueles com as maiores seções. Ainda, são destacadas em vermelho as vigas que as seções apresentaram maior altura em relação as demais.

Nota-se, no entanto, para a configuração 2, uma distribuição dos elementos robustos nos dois eixos da estrutura, sendo, neste caso, aqueles paralelos ao eixo Y dispostos nas extremidades e não na região central, diferentemente da configuração 1. Ainda, na configuração 2, percebe-se uma viga mais robusta disposta com eixo paralelo ao eixo X, oferecendo, portanto, maior rigidez nesta direção.

Figura 27 – Croqui planta de formas com seções dos principais elementos estruturais (configuração 2)



Fonte: Autora (2020).

9.3 ESTABILIDADE GLOBAL

A estabilidade global para as duas configurações foi verificada através dos cálculos dos resultados dos momentos, conforme Tabela 46, para as duas configurações, onde, com eles foram calculados os coeficientes γ_z para as duas direções.

Tabela 46 – Momentos para cálculo do γ_z (configuração 1 e 2)

		Configuração 1	Configuração 2
Momento de tombamento de cálculo (tf.m)	Eixo X	2588,55	2600,10
	Eixo Y	5635,38	5664,59
$\Delta M_{tot., d}$ (tf.m)	Eixo X	345,43	257,74
	Eixo Y	487,70	611,47

Fonte: Autora (2020).

Para a configuração 1:

- a) γ_z direção X = 1,15;
- b) γ_z direção Y = 1,09;

Sendo classificada, como dito anteriormente, em nós móveis para o eixo X e nós fixos para o eixo Y.

Para a configuração 2:

- a) γ_z direção X = 1,11;
- b) γ_z direção Y = 1,12;

Sendo classificada, como dito anteriormente, em nós móveis para os dois eixos.

A partir disso constatou-se que os coeficientes γ_z não apresentaram diferenças significativas entre as duas configurações. Nesse sentido, foi verificada a necessidade da avaliação dos esforços de segunda ordem para os dois casos, apresentados nas tabelas nos Apêndice B e D. Visto que esses valores influenciam diretamente nos deslocamentos para cada caso considerado, serão analisados apenas os deslocamentos para fins de comparação entre as duas configurações.

9.4 DESLOCAMENTOS

Quanto aos deslocamentos, foram resumidos os dados apresentados nas Figuras 16 e 17 para a configuração 1, e Figuras 23 e 24 para a configuração 2, obtidos através dos esforços, apresentados nos Apêndices B e D. Os valores dos casos mais significativos de deslocamentos, obtidos pelo processo P-Delta, do Eberick, são apresentados para as duas configurações, por pavimento, por eixo, na Tabela 47.

Tabela 47 – Deslocamentos P-Delta para casos máximos (configuração 1 e 2)
(continua)

Pavimento	CONFIGURAÇÃO 1				CONFIGURAÇÃO 2			
	Eixo X		Eixo Y		Eixo X		Eixo Y	
	Caso 6 Vento X +	Caso 7 Vento X -	Caso 8 Vento Y +	Caso 9 Vento Y -	Caso 6 Vento X +	Caso 7 Vento X -	Caso 8 Vento Y +	Caso 9 Vento Y -
Fundações	0,07	-0,07	0,08	-0,08	0,04	-0,04	0,07	-0,07
Tipo 1	0,40	-0,40	0,45	-0,45	0,23	-0,23	0,48	-0,48
Tipo 2	0,81	-0,81	0,91	-0,91	0,50	-0,50	1,06	-1,06
Tipo 3	1,23	-1,23	1,38	-1,38	0,78	-0,78	1,69	-1,69
Tipo 4	1,65	-1,65	1,86	-1,86	1,07	-1,07	2,31	-2,31
Tipo 5	2,05	-2,05	2,33	-2,33	1,35	-1,35	2,91	-2,91
Tipo 6	2,42	-2,42	2,79	-2,79	1,62	-1,62	3,52	-3,52

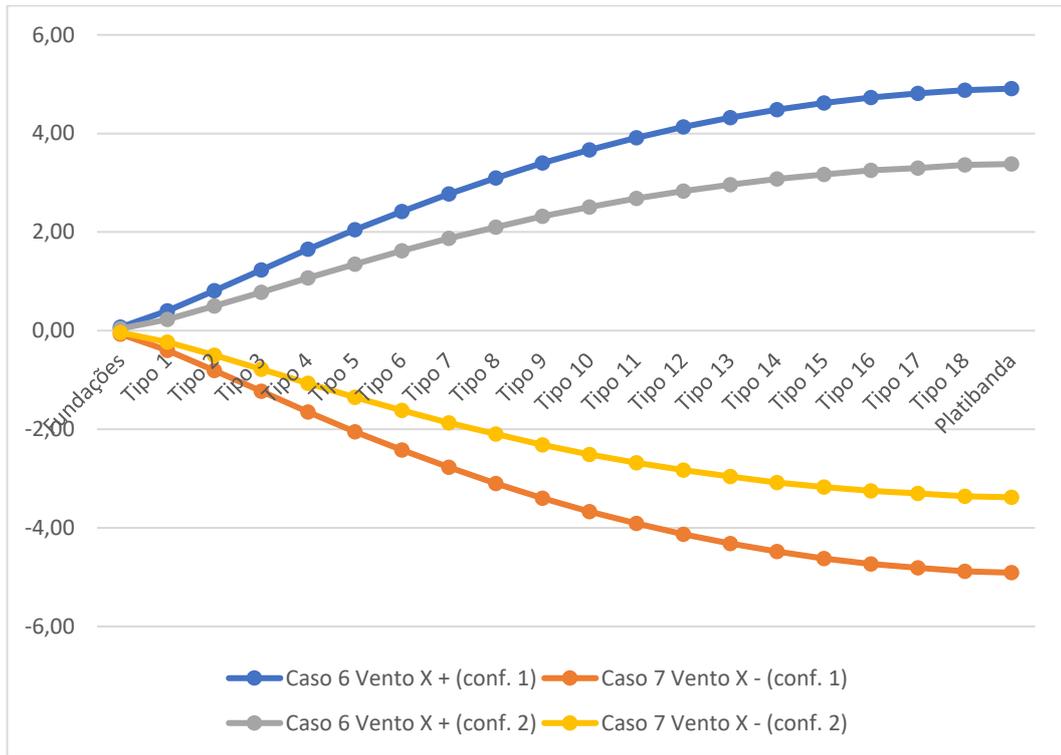
(conclusão)

Pavimento	CONFIGURAÇÃO 1				CONFIGURAÇÃO 2			
	Eixo X		Eixo Y		Eixo X		Eixo Y	
	Caso 6 Vento X +	Caso 7 Vento X -	Caso 8 Vento Y +	Caso 9 Vento Y -	Caso 6 Vento X +	Caso 7 Vento X -	Caso 8 Vento Y +	Caso 9 Vento Y -
Tipo 7	2,77	-2,77	3,23	-3,23	1,87	-1,87	4,12	-4,12
Tipo 8	3,10	-3,10	3,65	-3,65	2,10	-2,10	4,71	-4,71
Tipo 9	3,40	-3,40	4,04	-4,04	2,32	-2,32	5,3	-5,3
Tipo 10	3,67	-3,67	4,42	-4,42	2,51	-2,51	5,86	-5,86
Tipo 11	3,91	-3,91	4,76	-4,76	2,68	-2,68	6,39	-6,39
Tipo 12	4,13	-4,13	5,08	-5,08	2,83	-2,83	6,88	-6,88
Tipo 13	4,32	-4,32	5,37	-5,37	2,96	-2,96	7,31	-7,31
Tipo 14	4,48	-4,48	5,64	-5,64	3,08	-3,08	7,7	-7,7
Tipo 15	4,62	-4,62	5,87	-5,87	3,17	-3,17	8,03	-8,03
Tipo 16	4,73	-4,73	6,08	-6,08	3,25	-3,25	8,32	-8,32
Tipo 17	4,81	-4,81	6,25	-6,25	3,30	-3,30	8,56	-8,56
Tipo 18	4,88	-4,88	6,41	-6,41	3,36	-3,36	8,76	-8,76
Platibanda	4,91	-4,91	6,60	-6,60	3,38	-3,38	8,95	-8,95

Fonte: Autora (2020).

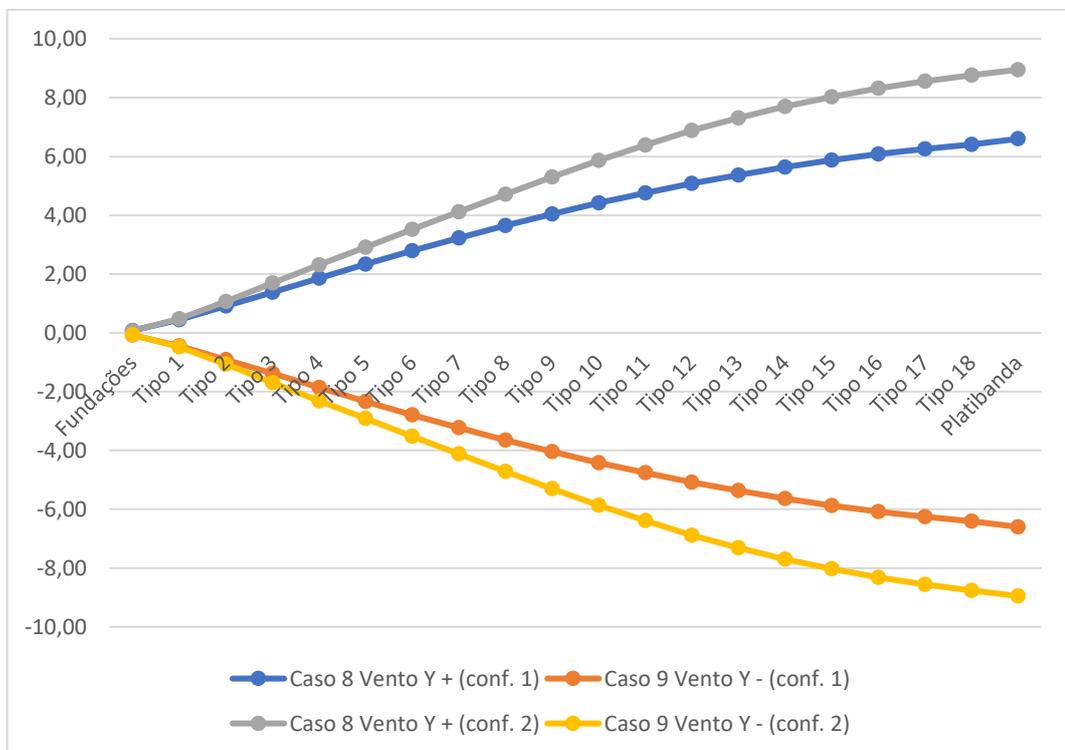
Com o objetivo de comparar os resultados para as duas configurações, são apresentados os gráficos nas Figuras 28 e 29, sendo que na Figura 28 são apresentados os valores de deslocamentos para os casos de vento referentes ao eixo X. E, na Figura 29, compõe o gráfico os valores de deslocamentos para os casos de vento em Y, referentes ao eixo Y.

Figura 28 – Deslocamentos P-Delta para casos máximos – eixo X



Fonte: Autora (2020).

Figura 29 – Deslocamentos P-Delta para casos máximos – eixo Y



Fonte: Autora (2020).

Com isso, observa-se que para ambas as configurações os casos que geraram maiores deslocamentos foram os de vento, para X e Y. Em relação ao eixo X, a configuração 1 apresentou os maiores deslocamentos. E em relação ao eixo Y, a configuração 2 apresentou os maiores deslocamentos.

Multiplicando os valores máximos pelo fator de redução para combinação frequente de vento, de 0,30, os deslocamentos característicos e frequentes das configurações para os valores positivos (visto que são simétricos aos negativos) são os apresentados na Tabela 48:

Tabela 48 – Deslocamentos globais (configuração 1 e 2)

Verificações	Configuração 1		Configuração 2	
	X+	Y+	X+	Y+
Altura total da edificação (cm)	5340			
Deslocamento limite (cm)	3,14			
Deslocamento característico (cm)	4,91	6,60	3,38	8,95
ψ_1	0,30			
Deslocamento frequente (cm)	1,47	1,98	1,01	2,69

Fonte: Autora (2020).

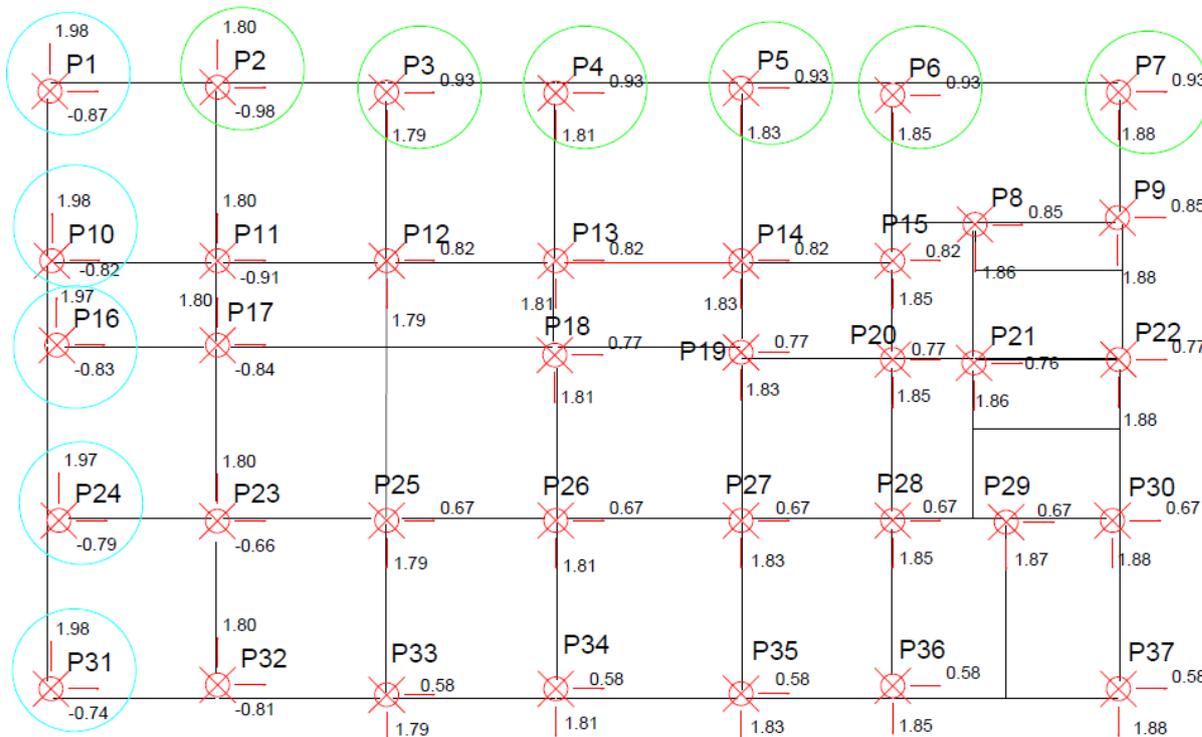
Considerando a altura total da edificação 53,40 metros, conforme estabelece a NBR 6118:2014, o limite de deslocamento global dado por $H/1700$, sendo, portanto, 3,14 cm. Com isso é verificado que as estruturas estão dentro dos limites normativos.

Quanto aos limites entre pavimentos, os valores calculados foram apresentados nas Tabelas 27 e 44, para as configurações 1 e 2, respectivamente. Considerando o estabelecido na NBR 6118:2014, este limite é dado por $H_i/850$, onde H_i é a altura entre pavimentos, sendo neste trabalho 280 cm para pavimentos tipo e 150 cm para fundações e platibanda, é determinado, portanto, o limite de 0,33 cm de deslocamento entre pavimentos (para pavimentos tipo) e 0,18 cm (para fundações e platibanda). Analisando as Tabelas citadas anteriormente, todos os deslocamentos entre pavimentos encontram-se abaixo de 0,33 e 0,18 cm, sendo assim verificados dentro dos limites normativos.

No que se refere a deslocamentos localizados, para a configuração 1, os deslocamentos máximos observados nos pilares do topo da estrutura (pavimento Tipo 18) estão apresentados na Figura 30, circulados em azul os máximos em Y, e em verde os máximos em X. Na Tabela 48 apresentam-se as seções dos pilares e deslocamentos para verificação. Os valores de

cm a 0,98 cm, o que corresponde a 0,4 cm. Os valores de deslocamentos em Y variam de 1,79 a 1,98 cm, o que corresponde a 0,19 cm.

Figura 31 – Deslocamentos máximos pilares do topo da estrutura (configuração 2)



Fonte: Autora (2020).

Tabela 50 – Deslocamentos máximos e seções pilares (configuração 2)

Pilar	Seção (cm)	Deslocamento X (cm)	Deslocamento Y (cm)
P1	35x65	-0,87	1,98
P2	45x55	-0,98	1,80
P3	35x70	-0,93	1,79
P4	35x75	-0,93	1,81
P5	50x50	-0,93	1,83
P6	40x85	-0,93	1,85
P7	35x70	-0,93	1,68
P10	45x55	-0,82	1,98
P16	35x70	-0,83	1,97
P24	35x80	-0,79	1,97
P31	40x70	-0,74	1,98

Fonte: Autora (2020).

Neste sentido, observa-se que para ambas as estruturas, os maiores deslocamentos paralelos em relação ao eixo X ocorreram na borda superior horizontal da estrutura, e os maiores deslocamentos paralelos em relação ao eixo Y ocorreram na lateral esquerda da estrutura.

Para a configuração 1 observa-se que os pilares da parte superior horizontal da estrutura possuem menores rigidez em relação aos da parte inferior horizontal, isso justifica os deslocamentos mais significativos no eixo X. Em relação ao eixo Y existe um equilíbrio entre as rigidezes, porém, considerando o P1 sendo a menor seção e o P8 apresentando menor rigidez que o P12, toda a lateral foi afetada. Além disso, avaliando a rigidez da estrutura como um todo, pela própria geometria da edificação, o eixo Y é menos rígido que o eixo X, isso justifica a variação maior de deslocamentos e também os maiores valores relativos ao eixo Y

A configuração 2, no entanto, apresentou certo equilíbrio entre rigidez dos pilares das bordas tanto no eixo X como Y, onde recebem diretamente as forças de vento. Porém, também para esta estrutura, a lateral onde se encontra o P1, P2, P10 e P16 apresenta rigidez inferior a extremidade do pilar P37. Comparando com a configuração 1, a variação de deslocamentos em relação ao eixo X foi muito próxima, e em relação ao eixo Y foi bastante inferior.

Para concluir a questão dos deslocamentos, é possível entender que, globalmente a configuração 1 comportou-se de forma mais favorável quanto ao eixo Y, e desfavorável localmente quanto ao eixo Y. Quanto ao eixo X, a configuração 1 apresentou maiores deslocamentos tanto global quanto local.

10 CONCLUSÃO

Este trabalho teve por objetivo compreender principalmente a questão da estabilidade global de estruturas de concreto armado, avaliando a relevância, sob este aspecto, da decisão arquitetônica do tipo de divisória a ser empregada em uma edificação. Neste sentido, foram avaliadas duas configurações de estruturas de concreto armado, variando questões de disposição de elementos e, conseqüentemente, dimensões dos mesmos.

A partir dos resultados obtidos em relação ao coeficiente γz para cada eixo, para as duas estruturas, observou-se que, considerando as ações atuantes e porte da estrutura, as duas foram classificadas como estruturas de nós móveis, necessitando da análise de segunda ordem.

Quanto aos carregamentos vertical e horizontal, correspondentes a ação de vento e carga acidental, adicional e peso próprio, ambas apresentaram valores muito semelhantes, apesar das diferenças de quantidade de elementos, materiais empregados e questões geométricas.

Em relação aos próprios elementos estruturais, observou-se que, apesar da quantidade inferior para a configuração 2, por se tratar de uma edificação com divisórias de gesso acartonado, não necessitando de estrutura para suportar alvenaria, as seções dos elementos foram mais robustas. Nesse sentido, entende-se uma compensação de elementos uma estrutura para a outra, levando assim, a um foco na análise da distribuição dos elementos e disposição dos mesmos na estrutura em relação aos eixos.

Como forma de verificação normativa das estruturas, se tratando de dimensionamento ambas foram finalizadas sem apresentar erros e quanto aos limites de deslocamentos, as duas atenderam os requisitos, tanto globalmente quanto entre pavimentos.

Sendo a ênfase deste trabalho os deslocamentos e a relação dos mesmos com as configurações, foi observado que a configuração 1, em relação a 2, apresentou uma quantidade maior de pórticos paralelos ao eixo X, porém uma quantidade percentualmente menor de pórticos principais nesse sentido. Sendo assim, a configuração 2, possuiu quantidade percentualmente superior de pórticos principais no eixo X, e apresentou uma quantidade superior de pilares com sua dimensão maior da seção paralela ao eixo X, garantindo a esta configuração um deslocamento global em X de 1,01 cm, enquanto a configuração 1 obteve 1,47 cm.

Já a configuração 1 apresentou uma quantidade maior de pórticos paralelos ao eixo Y e também uma quantidade maior de pilares com sua dimensão maior da seção paralela ao eixo Y, garantindo a esta configuração um deslocamento global em Y de 1,98 cm, enquanto a configuração 2 obteve 2,69 cm.

Ainda quanto a estes deslocamentos globais, é interessante observar que, considerada a geometria da edificação, existia uma tendência a maiores deslocamentos na direção do eixo Y, sendo assim, seria onde deveria ser oferecida maior rigidez para os elementos.

Para complementar, outra análise interessante é a disposição dos elementos com maiores rigidez em relação aos eixos, conforme mostrado nas Figuras 26 e 27, onde a configuração 1 ofereceu na região central da sua estrutura três pórticos com maior rigidez em relação ao eixo Y, enquanto a configuração 2 ofereceu também três em relação ao eixo Y, porém em suas extremidades. E ofereceu também um pórtico com rigidez significativa em relação ao eixo X, garantindo assim, um menor deslocamento quanto a esse eixo.

Já para os deslocamentos localizados, sendo aqueles verificados somente nos pilares, foram encontrados valores mais significativos na configuração 1, tanto para o eixo X quanto Y, visto que é aquela com maior quantidade de elementos, porém com seções menores, ou seja, menos rígidas em relação a seções mais robustas.

Sendo assim, conclui-se que, a questão da estabilidade global e dos deslocamentos globais está mais relacionada à disposição dos pórticos e sua rigidez em relação aos eixos e a própria estrutura do que somente a quantidade de elementos empregados. Ou seja, mesmo que a configuração 2 possua uma quantidade menor de elementos, ela garantiu menor deslocamento global quanto ao eixo X. Por outro lado, mesmo que a configuração 1 tenha apresentado uma quantidade mais significativa de elementos, porém com seções menores, ela apresentou menores deslocamentos globais em relação ao eixo Y.

Dessa forma, tendo em vista que os valores de carregamentos e ações consideradas apresentaram resultados semelhantes para as duas configurações, independentemente do tipo de divisória utilizada, e que os deslocamentos não se relacionaram a quantidade de elementos utilizados para cada pórtico, sendo que isso foi a principal diferença entre ambos, considerando a necessidade ou não de vigas abaixo das paredes, conclui-se que a escolha do tipo de divisória interna não foi relevante na análise da estabilidade global deste estudo.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7480**: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Procedimento. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15758-1**: Sistemas construtivos em chapas de gesso para *drywall* – Projeto e procedimentos executivos para montagem Parte 1: Requisitos para sistemas usados como paredes. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15575-4**: Edificações habitacionais – Desempenho. Parte 4: Sistemas de vedações verticais internas e externas. Rio de Janeiro, 2013.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8953**: Concreto para fins estruturais – Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2019.

ADÃO, Francisco Xavier; HERMERLY, Adriano Chequetto. **Concreto armado: novo milênio: cálculo prático e econômico**. Rio de Janeiro: Interciência, 2002.

ARAÚJO, José Milton. Avaliação do parâmetro de instabilidade para os edifícios altos. **Teoria e Prática na engenharia civil**, n.15, p. 41-53, abr/2010.

ARAÚJO, Jose Milton. **Projeto estrutural de edifícios de concreto armado: um exemplo completo**. 2. ed. Rio Grande: Dunas, 2009.

AZEREDO, Hélio Alves de. **O edifício até sua cobertura**. 2. ed. São Paulo: Edgard Blucher Ltda, 1997.

BARONI, H. J. M.; VIERO, E. H. **Pré-dimensionamento de elementos estruturais de concreto armado**. In: 49º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 2007, Bento Gonçalves. Anais [...].

BOTELHO, Manoel Henrique Campos; MARCHETTI, Osvaldemar. **Concreto armado, eu te amo**. 3. ed. São Paulo: Blucher, 2010. 2 v.

BOTELHO, Manoel Henrique Campos; MARCHETTI, Osvaldemar. **Concreto armado, eu te amo**. 8. ed. São Paulo: Blucher, 2015. 1 v.

CARNEIRO, Francisco; MARTINS, João Guerra. **Análise de estruturas: contraventamento**. 1. ed. 2008.

Conselho de Edifícios Altos e Habitat Urbano. **Critérios de altura da CTBUH**. [EUA, Chicago] Disponível em: <https://www.ctbuh.org/resource/height>. Acesso em: 9 mai. 2020.

Equipe de FURNAS; Laboratório de Concreto. **Concretos: massa, estrutural, projetado e compactado com rolo: ensaios e propriedades**. São Paulo: Pini, 1997.

FRANCO, Luiz Sérgio. O projeto das vedações verticais: características e a importância para a racionalização do processo de produção. **Anais [...]**. São Paulo: Epusp/PCC, 1998.

FUSCO. Péricles Brasiliense. **Estruturas de concreto: fundamentos do projeto estrutura**. São Paulo: Ed. Da Universidade de São Paulo, 1976.

FUSCO, Péricles Brasiliense. **Estruturas de concreto: solicitações normais**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1981.

GOOGLE EARTH – MAPAS. Disponível em:

<https://www.google.com/maps/place/R.+Jos%C3%A9+Francisco+Goularte+-+Charqueadas,+Caxias+do+Sul+-+RS/@-29.1816331,-51.2180412,317m/data=!3m2!1e3!4b1!4m5!3m4!1s0x951ea30666d0671b:0xf586fca6a8dda4d7!8m2!3d-29.1816331!4d-51.2169469>. Acesso em: 18 jun. 2020.

GUERRA, M.; BORDIN, M.; PILZ, S.; COSTELLA, M. Influência das paredes de vedação na estabilidade global de edifícios de concreto armado. **Revista CIATEC-UPF**, v. 10, n. 2, p. 77-90, 8 out. 2018.

IGLESIA, Socrate Muñoz. **O efeito P-Delta nas estruturas de edifícios**. Florianópolis: AltoQi, 2016. *E-book*. Disponível em: <https://maisengenharia.altoqi.com.br/estrutural/o-efeito-p-delta-nas-estruturas-de-edificios/>. Acesso em: 8 de agosto de 2020.

KRIPKA, Moacir. **Análise estrutural para engenharia civil e arquitetura: estruturas isostáticas**. Passo Fundo: Ed. Universidade de Passo Fundo, 2008.

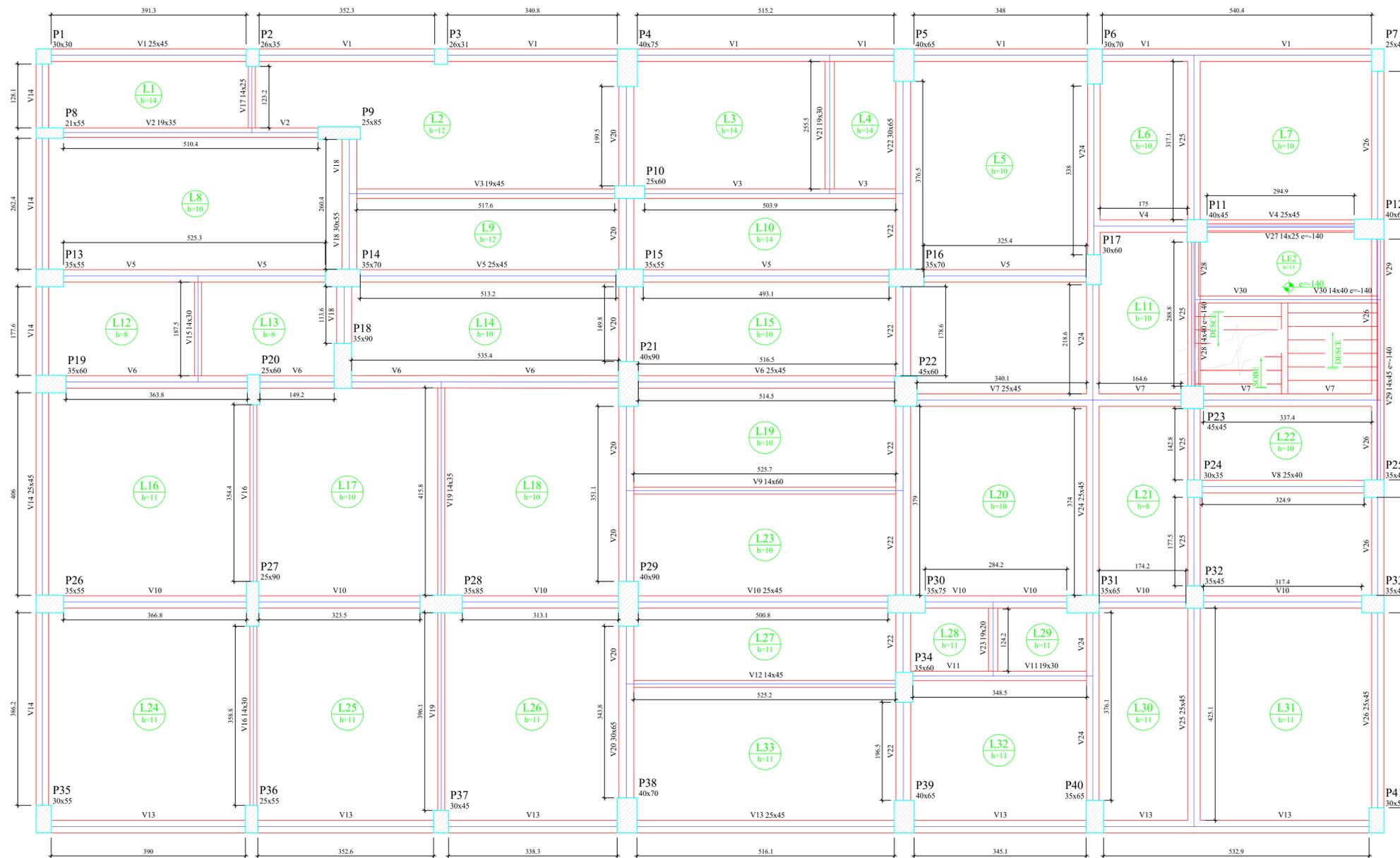
MASCARO, Juan Luis. **O custo das decisões arquitetônicas**. 5. ed. Porto Alegre: Masquatro Editora, 2010.

QUEIROZ, T. A. N.; COSTA, A. A. da. As pesquisas sobre a verticalização das cidades: breve histórico e dimensões de análise. **Sociedade e Território**, v. 29, n.1, p. 31-49, 28 ago. 2017.

SCOTTINI, Alfredo. **Minidicionário escolar da língua portuguesa**. Blumenau: Todolivro Editora, 2009.

PAIXÃO, João Fernando Martins; ALVES, Elcio Cassimiro. Análise da estabilidade global em edifícios altos. **Revista eletrônica de engenharia civil**, v.13, n.1, p. 48-63, jan./jun. 2017.

APÊNDICE A



Características dos materiais

fck (kgf/cm²)	Ecs (kgf/cm³)
250	285600

Pilares

Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
P1	30 x 30	0	280
P2	26 x 35	0	280
P3	26 x 31	0	280
P4	40 x 75	0	280
P5	40 x 65	0	280
P6	30 x 70	0	280
P7	25 x 45	0	280
P8	21 x 55	0	280
P9	25 x 85	0	280
P10	25 x 60	0	280
P11	40 x 45	0	280
P12	40 x 60	0	280
P13	35 x 55	0	280
P14	35 x 70	0	280
P15	35 x 55	0	280
P16	35 x 70	0	280
P17	30 x 60	0	280
P18	35 x 90	0	280
P19	25 x 60	0	280
P20	25 x 60	0	280
P21	40 x 90	0	280
P22	45 x 60	0	280
P23	45 x 45	0	280
P24	30 x 35	0	280
P25	35 x 40	0	280
P26	35 x 55	0	280
P27	25 x 90	0	280
P28	35 x 85	0	280
P29	40 x 90	0	280
P30	35 x 75	0	280
P31	35 x 65	0	280
P32	35 x 45	0	280
P33	35 x 45	0	280
P34	35 x 60	0	280
P35	30 x 55	0	280
P36	25 x 55	0	280
P37	30 x 45	0	280
P38	40 x 70	0	280
P39	40 x 65	0	280
P40	35 x 65	0	280
P41	30 x 50	0	280

Vigas

Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
V1	25x45	0	280
V2	19x35	0	280
V3	19x45	0	280
V4	25x45	0	280
V5	25x45	0	280
V6	25x45	0	280
V7	25x45	0	280
V8	25x40	0	280
V9	14x60	0	280
V10	25x45	0	280
V11	19x30	0	280
V12	14x45	0	280
V13	25x45	0	280
V14	25x45	0	280
V15	14x30	0	280
V16	14x30	0	280
V17	14x25	0	280
V18	30x55	0	280
V19	14x35	0	280
V20	30x65	0	280
V21	19x30	0	280
V22	30x65	0	280
V23	19x20	0	280
V24	25x45	0	280
V25	25x45	0	280
V26	25x45	0	280
V27	14x25	-140	140
V28	14x40	-140	140
V29	14x45	-140	140
V30	14x40	-140	140

Legenda dos Pilares

■	Pilar que morre
■	Pilar que passa
■	Pilar que nasce
■	Pilar com mudança de seção

Lajes

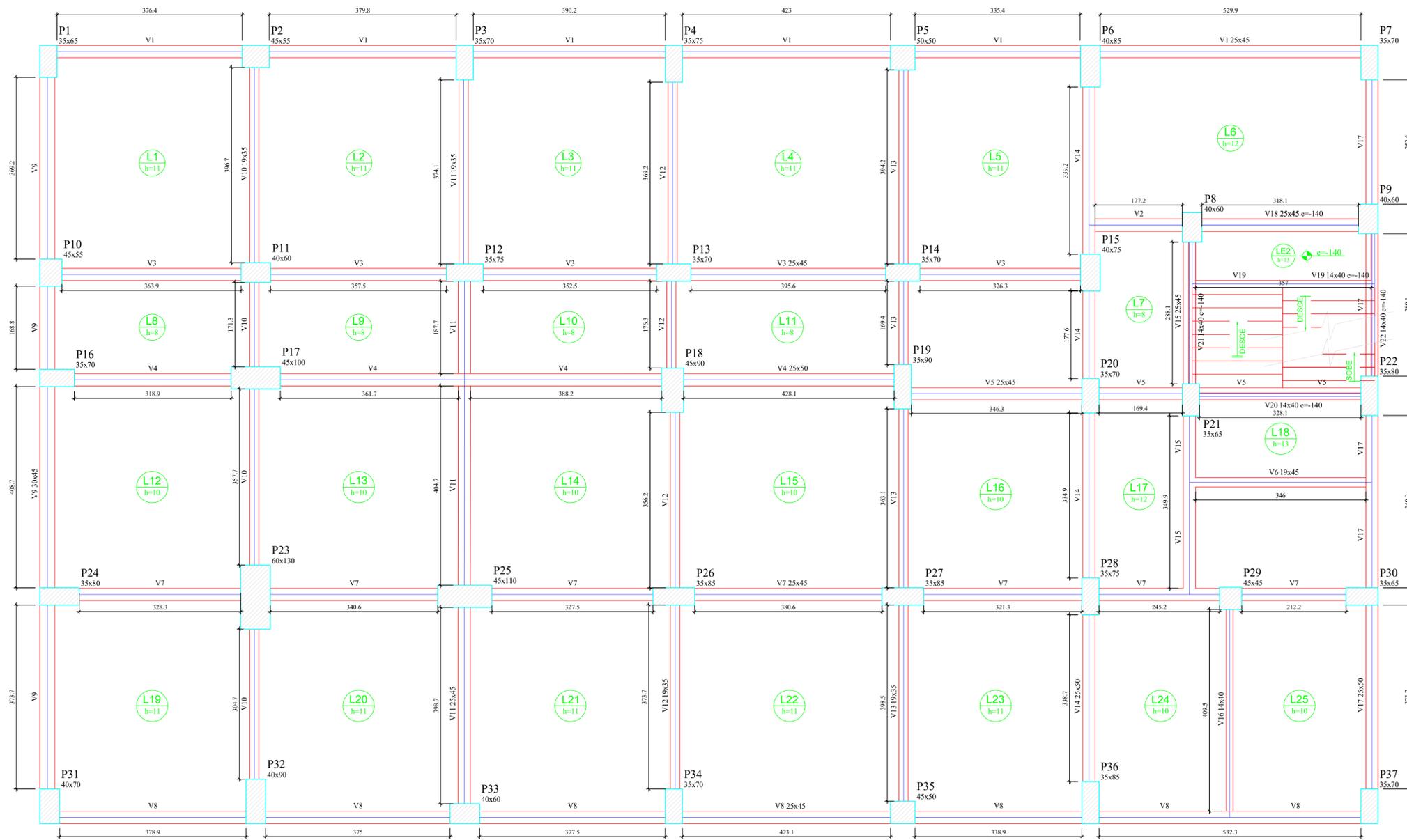
Nome	Tipo	Altura (cm)	Dados		Sobrecarga (kgf/m²)			
			Elevação (cm)	Nível (cm)	Peso próprio (kgf/m²)	Adicional	Acidental	Localizada
L1	Maciaça	14	0	280	350	209	153	-
L2	Maciaça	12	0	280	300	209	153	-
L3	Maciaça	14	0	280	350	209	153	-
L4	Maciaça	14	0	280	350	209	153	-
L5	Maciaça	10	0	280	250	209	153	-
L6	Maciaça	10	0	280	250	209	255	-
L7	Maciaça	10	0	280	250	209	255	-
L8	Maciaça	10	0	280	250	209	153	-
L9	Maciaça	12	0	280	300	209	153	-
L10	Maciaça	14	0	280	350	209	153	-
L11	Maciaça	10	0	280	250	209	306	-
L12	Maciaça	8	0	280	200	209	153	-
L13	Maciaça	8	0	280	200	209	153	-
L14	Maciaça	10	0	280	250	209	153	-
L15	Maciaça	10	0	280	250	209	153	-
L16	Maciaça	11	0	280	275	209	255	-
L17	Maciaça	10	0	280	250	209	153	-
L18	Maciaça	10	0	280	250	209	153	-
L19	Maciaça	10	0	280	250	209	153	-
L20	Maciaça	10	0	280	250	209	153	-
L21	Maciaça	8	0	280	200	209	153	-
L22	Maciaça	10	0	280	250	209	306	-
L23	Maciaça	10	0	280	250	209	153	-
L24	Maciaça	11	0	280	275	209	255	-
L25	Maciaça	11	0	280	275	209	153	-
L26	Maciaça	11	0	280	275	209	153	-
L27	Maciaça	11	0	280	275	209	153	-
L28	Maciaça	11	0	280	275	209	153	-
L29	Maciaça	11	0	280	275	209	153	-
L30	Maciaça	11	0	280	275	209	255	-
L31	Maciaça	11	0	280	275	209	255	-
L32	Maciaça	11	0	280	275	209	204	-
L33	Maciaça	11	0	280	275	209	153	-
LE1	Maciaça	13	-140	140	614	209	255	-
LE2	Maciaça	13	-140	140	325	209	255	-
LE3	Maciaça	13	0	280	619	209	255	-

Forma do pavimento Tipo 1
escala 1:50

APÊNDICE B – ESFORÇOS APLICADOS 1ª + 2ª ORDEM POR EIXO (tf) – CONFIGURAÇÃO 1

Pavimento	Caso 4 Acidental		Caso 6 Vento X +		Caso 7 Vento X -		Caso 8 Vento Y +		Caso 9 Vento Y -		Caso 10 Desaprumo X +		Caso 11 Desaprumo X -		Caso 12 Desaprumo Y +		Caso 13 Desaprumo Y -	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Platibanda	0,00	0,00	1,82	0,00	-1,82	0,00	0,00	3,98	0,00	-3,98	0,08	0,00	-0,08	0,00	0,00	0,06	0,00	-0,06
Tipo 18	0,01	0,00	5,34	-0,01	-5,34	0,01	-0,02	11,66	0,02	-11,66	1,32	0,00	-1,32	0,00	0,00	0,99	0,00	-0,99
Tipo 17	0,00	0,00	6,91	-0,01	-6,91	0,01	-0,02	14,99	0,02	-14,99	1,32	0,00	-1,32	0,00	0,00	0,99	0,00	-0,99
Tipo 16	0,00	0,00	6,93	-0,01	-6,93	0,01	-0,02	14,93	0,02	-14,93	1,35	0,00	-1,35	0,00	0,00	1,00	0,00	-1,00
Tipo 15	0,00	0,00	6,95	-0,01	-6,95	0,01	-0,02	14,85	0,02	-14,85	1,37	0,00	-1,37	0,00	0,00	1,01	0,00	-1,01
Tipo 14	0,00	0,00	6,97	-0,01	-6,97	0,01	-0,03	14,76	0,03	-14,76	1,40	0,00	-1,40	0,00	0,00	1,02	0,00	-1,02
Tipo 13	0,01	0,00	6,98	-0,01	-6,98	0,01	-0,03	14,65	0,03	-14,65	1,42	0,00	-1,42	0,00	0,00	1,03	0,00	-1,03
Tipo 12	0,01	0,00	6,98	-0,01	-6,98	0,01	-0,03	14,51	0,03	-14,51	1,45	0,00	-1,45	0,00	0,00	1,04	0,00	-1,04
Tipo 11	0,00	0,00	6,98	-0,02	-6,98	0,02	-0,04	14,36	0,04	-14,36	1,48	0,00	-1,48	0,00	0,00	1,05	0,00	-1,05
Tipo 10	0,00	0,00	6,97	-0,02	-6,97	0,02	-0,04	14,18	0,04	-14,18	1,51	0,00	-1,51	0,00	0,00	1,06	0,00	-1,06
Tipo 9	0,00	0,00	6,84	-0,02	-6,84	0,02	-0,04	13,96	0,04	-13,96	1,54	0,00	-1,54	0,00	0,00	1,06	0,00	-1,06
Tipo 8	0,00	0,00	6,89	-0,02	-6,89	0,02	-0,04	13,70	0,04	-13,70	1,56	0,00	-1,56	0,00	0,00	1,07	0,00	-1,07
Tipo 7	0,00	0,00	6,82	-0,02	-6,82	0,02	-0,04	13,38	0,04	-13,38	1,59	0,00	-1,59	0,00	0,00	1,08	0,00	-1,08
Tipo 6	0,00	0,00	6,87	-0,01	-6,87	0,01	-0,03	13,00	0,03	-13,00	1,62	0,00	-1,62	0,00	0,00	1,08	0,00	-1,08
Tipo 5	0,00	0,00	6,56	-0,01	-6,56	0,01	-0,03	12,52	0,03	-12,52	1,64	0,00	-1,64	0,00	0,00	1,08	0,00	-1,08
Tipo 4	0,00	0,00	6,31	-0,01	-6,31	0,01	-0,02	11,90	0,02	-11,90	1,65	0,00	-1,65	0,00	0,00	1,08	0,00	-1,08
Tipo 3	0,00	0,00	5,84	0,00	-5,84	0,00	0,00	11,02	0,00	-11,02	1,63	0,00	-1,63	0,00	0,00	1,07	0,00	-1,07
Tipo 2	0,00	0,00	4,88	0,00	-4,88	0,00	0,01	9,67	-0,01	-9,67	1,51	0,00	-1,51	0,00	0,00	1,04	0,00	-1,04
Tipo 1	- 0,02	0,00	2,11	0,04	-2,11	- 0,04	0,06	6,17	-0,06	-6,17	1,02	0,01	-1,02	- 0,01	0,01	0,88	-0,01	-0,88
Fundações	- 0,04	0,00	- 8,85	0,06	8,85	- 0,06	0,14	-9,82	-0,14	9,82	-1,63	0,02	1,63	- 0,02	0,01	- 0,44	-0,01	0,44

APÊNDICE C



Características dos materiais

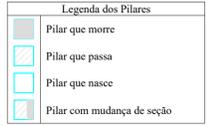
fck	Ecs
(kgf/cm ²)	(kgf/cm ²)
250	285600

Pilares

Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
P1	35 x 65	0	280
P2	45 x 55	0	280
P3	35 x 70	0	280
P4	35 x 75	0	280
P5	50 x 50	0	280
P6	40x85	0	280
P7	35x70	0	280
P8	40x60	0	280
P9	40x60	0	280
P10	45x55	0	280
P11	40x60	0	280
P12	35x75	0	280
P13	35x70	0	280
P14	35x70	0	280
P15	40x75	0	280
P16	35x70	0	280
P17	45x100	0	280
P18	45x90	0	280
P19	35x70	0	280
P20	35x70	0	280
P21	35x65	0	280
P22	35x80	0	280
P23	60x130	0	280
P24	35x80	0	280
P25	45x110	0	280
P26	35x85	0	280
P27	35x85	0	280
P28	35x75	0	280
P29	45x45	0	280
P30	35x65	0	280
P31	40x70	0	280
P32	40x90	0	280
P33	40x60	0	280
P34	35x70	0	280
P35	45x50	0	280
P36	35x85	0	280
P37	35x70	0	280

Vigas

Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
V1	25x45	0	280
V2	25x45	0	280
V3	25x45	0	280
V4	25x50	0	280
V5	25x45	0	280
V6	19x45	0	280
V7	25x45	0	280
V8	25x45	0	280
V9	30x45	0	280
V10	19x35	0	280
V11	25x45	0	280
V12	19x35	0	280
V13	19x35	0	280
V14	25x50	0	280
V15	25x45	0	280
V16	14x40	0	280
V17	25x50	0	280
V18	25x45	-140	140
V19	14x40	-140	140
V20	14x40	-140	140
V21	14x40	-140	140
V22	14x40	-140	140



Lajes

Nome	Tipo	Altura (cm)	Dados			Sobrecarga (kgf/m ²)		
			Elevação (cm)	Nível (cm)	Peso próprio (kgf/m ²)	Adicional	Acidental	Localizada
L1	Macia	11	0	280	275	286	306	-
L2	Macia	11	0	280	275	286	306	-
L3	Macia	11	0	280	275	286	306	-
L4	Macia	11	0	280	275	286	306	-
L5	Macia	11	0	280	275	286	306	-
L6	Macia	12	0	280	300	286	306	-
L7	Macia	8	0	280	200	286	306	-
L8	Macia	8	0	280	200	286	306	-
L9	Macia	8	0	280	200	286	306	-
L10	Macia	8	0	280	200	286	306	-
L11	Macia	8	0	280	200	286	306	-
L12	Macia	10	0	280	250	286	306	-
L13	Macia	10	0	280	250	286	306	-
L14	Macia	10	0	280	250	286	306	-
L15	Macia	10	0	280	250	286	306	-
L16	Macia	10	0	280	250	286	306	-
L17	Macia	12	0	280	300	286	306	-
L18	Macia	13	0	280	325	286	306	-
L19	Macia	11	0	280	275	286	306	-
L20	Macia	11	0	280	275	286	306	-
L21	Macia	11	0	280	275	286	306	-
L22	Macia	11	0	280	275	286	306	-
L23	Macia	11	0	280	275	286	306	-
L24	Macia	10	0	280	250	286	306	-
L25	Macia	10	0	280	250	286	306	-
LE1	Macia	13	-140	140	598	209	255	-
LE2	Macia	13	-140	140	325	209	255	-
LE3	Macia	13	0	280	600	209	255	-

Forma do pavimento Tipo 1
escala 1:50

UNIVERSIDADE DE CAXIAS DO SUL

CURSO/DISCIPLINA:
ENGENHARIA CIVIL
TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

CONTEÚDO:
PLANTA DE FORMA
PAV. TIPO 1 (CONF. 2)

ALUNA:
JÚLIA MARIÁ F. LEAL

DATA:
NOV/2020

PRANCHA:
2
2

ESCALA:
1/50

APÊNDICE D – ESFORÇOS APLICADOS 1ª + 2ª ORDEM POR EIXO (tf) – CONFIGURAÇÃO 2

Pavimento	Caso 4 Acidental		Caso 6 Vento X +		Caso 7 Vento X -		Caso 8 Vento Y +		Caso 9 Vento Y -		Caso 10 Desaprumo X +		Caso 11 Desaprumo o X -		Caso 12 Desaprumo Y +		Caso 13 Desaprumo Y -	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Platibanda	0,00	0,00	1,83	0,00	-1,83	0,00	0,00	4,00	0,00	-4,00	0,06	0,00	-0,06	0,00	0,00	0,07	0,00	-0,07
Tipo 18	0,00	-0,01	5,32	0,00	-5,32	0,00	-0,01	11,87	0,01	-11,87	1,33	0,00	-1,33	0,00	0,00	1,36	0,00	-1,36
Tipo 17	-0,01	0,00	6,87	0,00	-6,87	0,00	-0,01	15,25	0,01	-15,25	1,33	0,00	-1,33	0,00	0,00	1,36	0,00	-1,36
Tipo 16	0,00	-0,01	6,85	0,00	-6,85	0,00	-0,01	15,26	0,01	-15,26	1,35	0,00	-1,35	0,00	0,00	1,38	0,00	-1,38
Tipo 15	-0,01	-0,01	6,83	0,00	-6,83	0,00	-0,01	15,27	0,01	-15,27	1,36	0,00	-1,36	0,00	0,00	1,40	0,00	-1,40
Tipo 14	-0,01	-0,01	6,81	0,00	-6,81	0,00	-0,01	15,27	0,01	-15,27	1,38	0,00	-1,38	0,00	0,00	1,42	0,00	-1,42
Tipo 13	0,00	-0,01	6,78	0,00	-6,78	0,00	-0,01	15,26	0,01	-15,26	1,40	0,00	-1,40	0,00	0,00	1,45	0,00	-1,45
Tipo 12	0,00	-0,01	6,75	0,00	-6,75	0,00	-0,01	15,21	0,01	-15,21	1,42	0,00	-1,42	0,00	0,00	1,47	0,00	-1,47
Tipo 11	0,00	-0,01	6,72	0,00	-6,72	0,00	-0,01	15,10	0,01	-15,10	1,44	0,00	-1,44	0,00	0,00	1,49	0,00	-1,49
Tipo 10	-0,01	-0,01	6,71	0,00	-6,71	0,00	-0,01	14,85	0,01	-14,85	1,47	0,00	-1,47	0,00	0,00	1,49	0,00	-1,49
Tipo 9	0,00	-0,01	6,67	0,00	-6,67	0,00	-0,01	14,48	0,01	-14,48	1,50	0,00	-1,50	0,00	0,00	1,49	0,00	-1,49
Tipo 8	0,00	-0,01	6,56	0,00	-6,56	0,00	-0,03	14,08	0,03	-14,08	1,51	0,00	-1,51	0,00	0,00	1,49	0,00	-1,49
Tipo 7	0,00	-0,01	6,45	0,00	-6,45	0,00	-0,03	13,67	0,03	-13,67	1,53	0,00	-1,53	0,00	0,00	1,50	0,00	-1,50
Tipo 6	0,00	0,00	6,29	0,00	-6,29	0,00	0,00	13,22	0,00	-13,22	1,55	0,00	-1,55	0,00	0,00	1,50	0,00	-1,50
Tipo 5	0,00	0,00	6,07	0,01	-6,07	-	0,00	12,78	0,00	-12,78	1,56	0,00	-1,56	0,00	0,00	1,51	0,00	-1,51
Tipo 4	0,00	0,00	5,71	0,01	-5,71	-	0,04	12,43	-0,04	-12,43	1,55	0,00	-1,55	0,00	0,00	1,55	0,00	-1,55
Tipo 3	0,00	0,00	5,28	0,01	-5,28	-	0,04	11,57	-0,04	-11,57	1,52	0,00	-1,52	0,00	0,00	1,52	0,00	-1,52
Tipo 2	-0,01	0,00	4,42	0,00	-4,42	0,00	-0,02	9,34	0,02	-9,34	1,41	0,00	-1,41	0,00	0,00	1,38	0,00	-1,38
Tipo 1	-0,01	0,02	2,06	-	-2,06	0,01	-0,02	4,27	0,02	-4,27	0,99	0,00	-0,99	0,00	0,00	0,96	0,00	-0,96
Fundações	0,00	0,04	-	0,00	5,09	0,00	0,04	-	-0,04	10,64	-	0,00	0,85	0,00	0,00	-	0,00	0,80