

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
COECI - COORDENAÇÃO DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

NILSON DE OLIVEIRA NETTO

**ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA POSIÇÃO EM PLANTA DE PILARES-
PAREDE NOS COEFICIENTES DE ESTABILIDADE**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

TOLEDO - PR

2018

NILSON DE OLIVEIRA NETTO

**ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA POSIÇÃO EM PLANTA DE PILARES-
PAREDE NOS COEFICIENTES DE ESTABILIDADE**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel, do curso de Engenharia Civil, da Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

Orientador: Prof. Dr. Rodnny Jesus Mendoza Fakhye

TOLEDO - PR

2018



TERMO DE APROVAÇÃO

Título do Trabalho de Conclusão de Curso de N° 141

Análise da Influência da Posição em Planta de Pilares-parede nos Coeficientes de Estabilidade

por

Nilson de Oliveira Netto

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi apresentado às 8:20 h do dia **14 de Junho de 2018** como requisito parcial para a obtenção do título **Bacharel em Engenharia Civil**. Após deliberação da Banca Examinadora, composta pelos professores abaixo assinados, o trabalho foi considerado **APROVADO**.

Prof Dr. Gustavo Savaris
(UTFPR – TD)

Profª Msc. Patrícia Cristina Steffen
(UTFPR – TD)

Prof Dr. Rodnny Jesus Mendoza Fakhye
(UTFPR – TD)
Orientador

Visto da Coordenação
Prof. Dr Fúlvio Natercio Feiber
Coordenador da COECI

AGRADECIMENTOS

A todos os professores do curso de graduação, em especial ao meu orientador Rodnny Jesus Mendoza Fakhye, pela ajuda na elaboração deste trabalho, paciência durante as orientações e grande contribuição para meu conhecimento.

À banca examinadora, Gustavo Savaris e Patrícia Steffen, pelos ensinamentos, valiosas sugestões e dicas para melhorar este trabalho.

A minha avó Lordi, aos meus pais, Nilson Junior e Nara, a minha namorada Mayumi e ao meu irmão Daniel, por sempre me ajudar quando precisei, pelo carinho, incentivo e apoio, sem dúvidas vocês foram e sempre serão essenciais para mim.

A todos os meus colegas da graduação, em especial ao pessoal que não serve “só pra explicar as tretas” mas também para serem grandes amigos, pela ajuda durante o curso, caronas e sem dúvidas muitas risadas, tenho certeza que vocês deixaram o peso da graduação mais leve.

A todos meus amigos e familiares que sempre estiveram presentes durante minha formação pessoal e acadêmica.

RESUMO

O presente trabalho analisou a variação dos parâmetros de estabilidade global de uma edificação em concreto armado e dos quantitativos de aço e concreto da super-estrutura, por meio da análise de modelos estruturais, utilizando um software de cálculo estrutural, com respeito a posição em planta de pilares-parede. Foram analisados seis lançamentos para um mesmo projeto arquitetônico, com alturas entre pavimentos iguais. Desses lançamentos, cinco lançamentos compreendiam a mudança da posição em planta dos pilares-parede e uma configuração foi realizada apenas com pórticos, para efeitos de comparação. Usando o software Eberick, foram obtidos os coeficientes de estabilidade estrutural e quantitativos de aço e concreto da super-estrutura, para cada modelo analisado. Em cada lançamento foram verificadas todas as prescrições das normas vigentes, e depois comparou-se os modelos, buscando através dos parâmetros obtidos, qual modelo apresentou melhor eficiência relacionada ao posicionamento dos pilares-parede. Por fim, o modelo mais eficiente foi identificado levando em conta os coeficientes de estabilidade global, assim como os custos relacionados ao quantitativo dos materiais para realização da super-estrutura.

Palavras-Chave: Estabilidade Global. Pilar-parede. Concreto armado.

ABSTRACT

This essay evaluated the variation of the global stability parameters in a reinforced concrete edification, and his strutural steel and concrete quantitatives, by the analisys of structural models, using a structural calculator software, varying the shear wall position. There were exposed six models, based in the same architectual plan with equal heights between floors. Five of them had a variation of the shear wall position while the other one were executed only with frames, for comparison. Through the software Eberick, the global stabilities parameters and the concrete and steel quantitatives were obtained for all the models. In each models it was verified all the in force norms prescriptions, then it was made a comparison between them, identifying through these parameters, wich one demonstrated the most efficient shear wall positioning. Therefore, the most efficient model were identified by the values of the global stability and its expense related to the materials for the execution of the structure.

Key-words: Global Stability. Shear walls. reinforced concrete.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Tipos de seções de pilares-parede; a)Seção casca; b)Seção U; c)Seção L; d)Seção Retangular.....	19
Figura 2: Representação dos efeitos de segunda ordem; a)Estrutura indeslocada; b)Efeitos globais; c)Efeitos localizados.	20
Figura 3: Representação do método de rigidez equivalente; a)Pórtico; b)Pilar de rigidez equivalente.....	23
Figura 4: Gráfico de iterações de momentos.....	25
Figura 5: Deslocamento de pórtico não simétrico; a)Pórtico não simétrico; b)Carregamento vertical; c)Deslocamento horizontal.....	27
Figura 6: Processo P-Delta.....	29
Figura 7: Diagrama de momento fletor, em kgf.m, da viga V14 com alternativa descartada.....	43
Figura 8: Gráfico de custo dos modelos	49
Figura 9: Deslocamentos em planta do modelo central.....	51
Figura 10: Deslocamentos em planta do modelo assimétrico	52

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Insumos obtidos da tabela SINAPI	39
Tabela 2: Coeficiente de estabilidade estrutural dos modelos.	47
Tabela 3: Quantitativo dos modelos.	48
Tabela 4: Custo de aço e concreto dos modelos.	49
Tabela 5: Tensão de cisalhamento dos pilares-parede com vento em X.	53
Tabela 6: Tensão de cisalhamento dos pilares-parede com vento em Y.	54
Tabela 7: Coeficientes de estabilidade e custos dos modelos.	55

LISTA DE SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CAA	Classe de Agressividade Ambiental
CEB	<i>Comité Euro-International du Béton</i>
FAVt	Fator de Ampliação de Esforços Horizontais ou de Vento
FIP	<i>Fédération International du Béton</i>
NBR	Norma Brasileira
PP	Pilar-parede
SINAPI	Sistema Nacional de Pesquisa de Custo e Índices da Construção Civil

LISTA DE SÍMBOLOS

α	Parâmetro de instabilidade
α_1	Valor limite para o parâmetro de instabilidade
$\Delta M_{tot,d}$	Soma dos produtos das forças verticais
$M_{1tot,d}$	Momento de tombamento
γ_z	Coefficiente de estabilidade estrutural
$E_{cs}I_c$	Somatório de rigidez dos pilares, rigidez do pilar equivalente
f_{ck}	Resistência característica do concreto
H_{tot}	Altura total da estrutura a partir do nível não deslocável
N_k	Somatório de todas as cargas verticais a partir do nível não deslocável
n	Números de pavimentos acima do nível não deslocável
p	Carregamento lateral concentrado
q	Carregamento lateral uniformemente distribuído
δ	Deslocamento do topo do sistema estrutural
M_1	Momento inicial atuante na estrutura
M_2	Momento final atuante na estrutura
r	Razão da progressão geométrica
P_i	Carga vertical no pavimento i
Δ_i	Deslocamento horizontal dos nós no pavimento i
F_i	Força horizontal no pavimento i
L_i	Altura entre pavimentos
H_i	Força horizontal equivalente no pavimento i
S_1, S_2, S_3	Fatores topográfico, de rugosidade e estatístico, respectivamente

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	12
1.1	JUSTIFICATIVA.....	13
1.2	OBJETIVO GERAL E OBJETIVO ESPECÍFICO	14
1.2.1	Objetivo Geral.....	14
1.2.2	Objetivos Específicos	15
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	16
2.1	CONCRETO ARMADO	16
2.2	PILAR-PAREDE	17
2.3	ANÁLISE DE ESTABILIDADE GLOBAL.....	19
2.3.1	Parâmetro de instabilidade α	21
2.3.2	Coeficiente γ_z	23
2.3.3	Coeficiente FAVt.....	26
2.3.4	Processo P-Delta.....	28
2.4	SOFTWARE A SER UTILIZADO	30
2.5	AÇÃO DO VENTO NAS ESTRUTURAS	31
3	MATERIAIS E MÉTODOS	33
3.1	ESCOLHA DA EDIFICAÇÃO.....	33
3.2	VARIÁVEIS CONSIDERADAS	33
3.3	PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS.....	35
3.4	CÁLCULO DOS PARÂMETROS DE ESTABILIDADE PARA AS DIFERENTES CONFIGURAÇÕES	36
3.5	CÁLCULO DOS QUANTITATIVOS	37
3.6	DEFINIÇÕES DOS MODELOS ESTRUTURAIS	39
3.7	ADAPTAÇÕES NECESSÁRIAS.....	40
3.7.1	Modelo Central	40
3.7.2	Modelo Intermediário	41
3.7.3	Modelo Extremo A	42
3.7.4	Modelo Extremo B	43
3.7.5	Modelo Assimétrico	44
3.7.6	Modelo Sem Pilares-Parede.....	45
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	46
4.1	ANÁLISE DA ESTABILIDADE ESTRUTURAL	47

4.2	ANÁLISE DOS QUANTITATIVOS	48
4.3	ANÁLISE DOS MODELOS	50
4.4	ANÁLISE DOS ESFORÇOS DE CISALHAMENTO NOS PILARES-PAREDE	52
4.5	ANÁLISE DA POSIÇÃO MAIS EFICIENTE DE PILARES-PAREDE	55
5	CONCLUSÃO E RECOMENDAÇÕES.....	57
	REFERÊNCIAS	60
	APÊNDICE A – Forma do Modelo Central	62
	APÊNDICE B – Forma do Modelo Intermediário	63
	APÊNDICE C – Forma do Modelo Descartado Extremo A	64
	APÊNDICE D – Forma do Modelo Extremo A	65
	APÊNDICE E – Forma do Modelo Extremo B	66
	APÊNDICE F – Forma do Modelo Assimétrico	67
	APÊNDICE G – Forma do Modelo Sem Pilares-parede	68
	ANEXO A – Planta baixa do pavimento tipo da edificação.....	69

1 INTRODUÇÃO

Conforme vem ocorrendo o crescimento das cidades, para que seja possível atender a demanda populacional no espaço disponível, cada vez mais surgem edifícios altos e esbeltos. Com isso, é preciso que os projetistas se atentem cada vez mais às questões de cálculos estruturais, tendo em vista que pela forma das estruturas, a estabilidade global pode ser afetada (OLIVEIRA, 1998).

Usualmente, nos projetos estruturais das edificações, o dimensionamento dos pilares é realizado tendo em vista o suporte das cargas horizontais das edificações. Porém, com o aumento da altura das edificações, não somente as cargas verticais se tornam de grande importância para a verificação, mas também as cargas horizontais nos pilares, que estão relacionadas à ação do vento nas estruturas (WORDELL, 2003).

Carvalho e Pinheiro (2003) também ressaltam a importância das considerações não somente de cargas gravitacionais nas edificações, como também das ações horizontais onde, no Brasil, normalmente o vento tem uma grande parcela destas ações. Ainda, ressaltam que quanto maior a altura de uma edificação, maior é a importância da verificação dessas ações laterais, as quais podem levar a uma situação de instabilidade estrutural.

Segundo Oliveira (1998), com o passar dos anos, a construção civil está gerando uma diminuição da rigidez nos edifícios, com a adoção de lajes cogumelo, com menos vigas que os edifícios convencionais, e redução das seções das peças como consequência da melhora da resistência de concreto.

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) NBR 6118:2014 traz dois parâmetros para a análise da rigidez da estrutura. O primeiro deles é o parâmetro de instabilidade α , o qual avalia se o sistema estrutural se encontra em regime de nós fixos ou nós móveis, ou seja, se devem ou não ser considerados os efeitos de segunda ordem. O outro fator é o coeficiente γ_z , que avalia o quanto os efeitos de segunda ordem são importantes na estrutura, com base na análise de primeira ordem dos esforços.

A estabilidade global da edificação consiste na análise desses coeficientes de estabilidade, avaliando se o valor destes indicam a necessidade ou não de avaliação dos efeitos de segunda ordem. Estes efeitos são relacionados ao deslocamento da

estrutura, onde uma estrutura com maior rigidez não sofrerá grandes deslocamentos, podendo ser desprezados estes efeitos (OLIVEIRA, 1998).

Os arranjos dos elementos estruturais, assim como o dimensionamento dos mesmos, influenciam na estabilidade da edificação. Ou seja, as posições em planta de pilares, assim como a dimensão de pilares e vigas, podem acarretar em uma melhor solução para os problemas relacionados à estabilidade da estrutura (OLIVEIRA, 1998).

As estruturas consideradas deslocáveis geram maior complexidade na análise estrutural de uma edificação, sendo que esta também depende em grande parte dos dados relacionados à rigidez da estrutura fornecidos inicialmente. Com isso, poderia ser mais conveniente projetar uma estrutura para que esta possa ser considerada indeslocável, o que pode ser obtido com a utilização de subestruturas de contraventamento da edificação (ARAÚJO, 2010).

Segundo Oliveira (1998, p.11), é comum o uso de pilares-parede, os quais surgem como elementos que, devido às suas dimensões, influenciam o valor dos coeficientes de estabilidade da estrutura, por conta de sua grande rigidez que gera uma deformabilidade horizontal baixa.

Tendo isso em vista, o presente estudo verificou de que forma a posição dos pilares e pilares-parede afetaram a estabilidade global da edificação e os quantitativos de aço e concreto da super-estrutura. Realizou-se vários lançamentos e modelos estruturais, e variando-se as posições destes elementos na estrutura, foi observado como isso afetou a estabilidade global da edificação e se isso favoreceu ou não os quantitativos da super-estrutura. Com isso, analisou-se qual dos modelos se demonstrou mais adequado para a situação apresentada.

1.1 JUSTIFICATIVA

Com o crescente desenvolvimento das cidades, busca-se otimizar cada vez mais os espaços, com a construção de edifícios cada vez mais altos, em locais de menores dimensões.

Para a construção desses edifícios esbeltos, com grandes alturas em pequenas áreas, são necessárias novas soluções para problemas estruturais, como a estabilidade estrutural da edificação, que é um parâmetro importante para edificações cada vez maiores.

É sabido que para uma melhor eficiência dos elementos estruturais da edificação, um bom lançamento estrutural é necessário. Segundo Moreno Junior (1993, p.1), “O bom lançamento estrutural é diretamente proporcional à vivência prática do projetista”, ou seja, conforme a experiência profissional do engenheiro que realizar o lançamento estrutural, os problemas dos cálculos estruturais serão menores.

Com isso, o uso de pilares-parede vem aumentando, tendo em vista que estes elementos aumentam a rigidez estrutural da edificação, possibilitando melhorar os coeficientes de estabilidade estrutural, e viabilizando, em relação à estrutura, a construção de edifícios esbeltos.

Visando avaliar o auxílio dos pilares-parede no lançamento estrutural, o estudo da posição destes elementos na planta estrutural da edificação é de grande importância, pois, conforme localização destes, a eficiência dos mesmos pode ser alterada. Ou seja, se estes elementos forem posicionados nas extremidades ou no centro da edificação, pode acarretar em diferenças nos valores dos coeficientes estruturais, assim como dos detalhamentos de dimensionamento dos elementos, variando a quantidade de aço necessária para a execução da superestrutura.

Logo, este estudo analisou a posição em planta dos pilares-parede, não só verificou qual a melhor disposição em relação à uma maior estabilidade estrutural, mas também forneceu dados relacionados a qual é o melhor custo-benefício para a utilização destes elementos na estrutura das edificações.

1.2 OBJETIVO GERAL E OBJETIVO ESPECÍFICO

1.2.1 Objetivo Geral

Realizar um estudo, por meio de um *software* de análise estrutural, da disposição de pilares-paredes, relacionando a sua localização em planta, com os coeficientes de estabilidade global da edificação e os quantitativos de aço e concreto da superestrutura.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Estudo dos coeficientes de estabilidade global segundo a ABNT NBR 6118:2014;
- Análise da influência da posição dos pilares-parede, com o lançamento de cinco situações em planta;
- Levantamento dos quantitativos de aço e concreto para a superestrutura das diferentes concepções, conforme *software*;
- Análise comparativa dos resultados obtidos.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONCRETO ARMADO

Concreto é a mistura de cimento, agregados miúdos, agregados graúdos e água, em partes pré-determinadas para que haja uma adequada combinação dos materiais, obtendo o resultado adequado para o conjunto (FUSCO, 2008).

O produto desta mistura, o concreto simples, tem resistência à compressão elevada, porém resistência à tração baixa, aproximadamente 10% da resistência à compressão. Tendo em vista a utilização estrutural do material, o mesmo não se demonstra viável, pois na maioria das estruturas das construções, os efeitos de tração são presentes, o que inviabilizaria a utilização do concreto (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2014).

Para o uso do concreto como elemento estrutural, é realizada a junção do concreto simples com o aço, originando assim o concreto armado. Com o aço disposto em posições adequadas nas peças de concreto e considerando que estes materiais trabalhando em solidariedade, as peças de concreto armado se tornam elementos resistentes aos esforços estruturais (FUSCO, 2008).

Dentre as vantagens da utilização do concreto armado, pode-se citar a boa resistência à maioria das solicitações, a possibilidade da pré-moldagem e que as técnicas para a execução do mesmo são dominadas no país. Em relação as desvantagens, é possível citar o grande peso específico da estrutura quando utilizado o material e a necessidade do sistema de formas e escoramentos para a execução (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2014).

No Brasil, a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) dispõe de um conjunto de normas que regulamentam a produção e execução tanto do concreto armado, quanto dos elementos que o compõem, o concreto e o aço, visando tanto o ensaio dos materiais, como especificações de qualidade dos mesmos.

Um destaque maior cabe à ABNT NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, onde se aborda questões desde as características do concreto armado, como a massa específica, resistências aos esforços e módulo de elasticidade, sendo que estes contêm outras normas específicas para ensaios, quanto de cálculo estrutural de elementos de concreto armado, podendo ser citado o cálculo destes elementos, onde a norma fornece equações e procedimentos de cálculo, e

também do detalhamento de cada elemento, em relação às quantidades mínimas e espaçamentos das armaduras.

As cargas permanentes e acidentais são definidas pela ABNT NBR 6120:1980 – Cargas para cálculo de estruturas de edificações, a qual traz aos projetistas valores usuais de cargas permanentes e acidentais, que serão usadas para o levantamento de cargas da edificação, e posteriormente dimensionamento estrutural dos elementos. Na norma são abordados pesos específicos aparentes dos principais materiais de construção, e posteriormente as cargas verticais mínimas que devem ser consideradas para determinados locais. Ainda, são citadas cargas para elementos mais específicos, como cargas que devem ser consideradas para escadas, elementos de cobertura e garagens.

2.2 PILAR-PAREDE

O lançamento estrutural de estruturas de concreto armado consiste na escolha da posição dos elementos estruturais, como pilares e vigas, assim como a determinação de suas seções iniciais, ou seja, o pré-dimensionamento (MORENO JUNIOR, 1993).

Usualmente, o posicionamento dos elementos é primeiramente realizado com o posicionamento dos pilares, localização das vigas e delimitação das lajes. Para o lançamento dos pilares, deve-se atentar para a compatibilização entre a localização dos mesmos nos pavimentos tipo, com a dos outros pavimentos, procurando uma menor interferência da estrutura na arquitetura (BACARJI, 1993).

Conforme já citado, a experiência do projetista é muito importante para um bom lançamento estrutural, mas existem referências bibliográficas com recomendações para um melhor lançamento. Como exemplo, temos o posicionamento dos pilares onde há paredes, tentando esconder maior parte do elemento, possibilitando também que a viga não seja muito aparente. O posicionamento de pilares, com distâncias entre 3 a 7 metros, também é utilizado para que as vigas sejam calculadas com alturas que não prejudiquem a estética da edificação (MORENO JUNIOR, 1993).

Elementos de contraventamento são partes da estrutura responsáveis pela garantia da estabilidade estrutural como um todo, assim como resistir à ação do vento da estrutura. Pilares de grandes dimensões, paredes estruturais e pórticos de grande

rigidez, que em conjunto com as lajes, formam o conjunto de elementos de contraventamento da edificação (FUSCO, 1983).

A ABNT NBR 6118:2014 define elementos de contraventamento como subestruturas, dentro da estrutura, que devido à elevada rigidez lateral, resiste a maior parte destes esforços horizontais. Aos outros elementos estruturais, que não fazem parte dessa subestrutura, são classificados como elementos contraventados.

Segundo Fusco (1983, p. 355) a estabilidade da estrutura está relacionada em grande parte da rigidez das vigas. Este fator pode ser comprovado com o estudo de Oliveira (1998, p. 31) que realizou a comparação dos parâmetros de estabilidade estrutural com lançamentos de duas seções de vigas, uma seção de 20x20 cm e outra de 20x40 cm. Os resultados demonstram que utilizando uma seção maior de viga, além de uma diminuição na rigidez da estrutura, o deslocamento horizontal também sofre grande influência, chegando a quase 5 vezes a diferença.

Conforme item 14.4.2.4 da norma ABNT NBR 6118:2014, pilares-parede são definidos como:

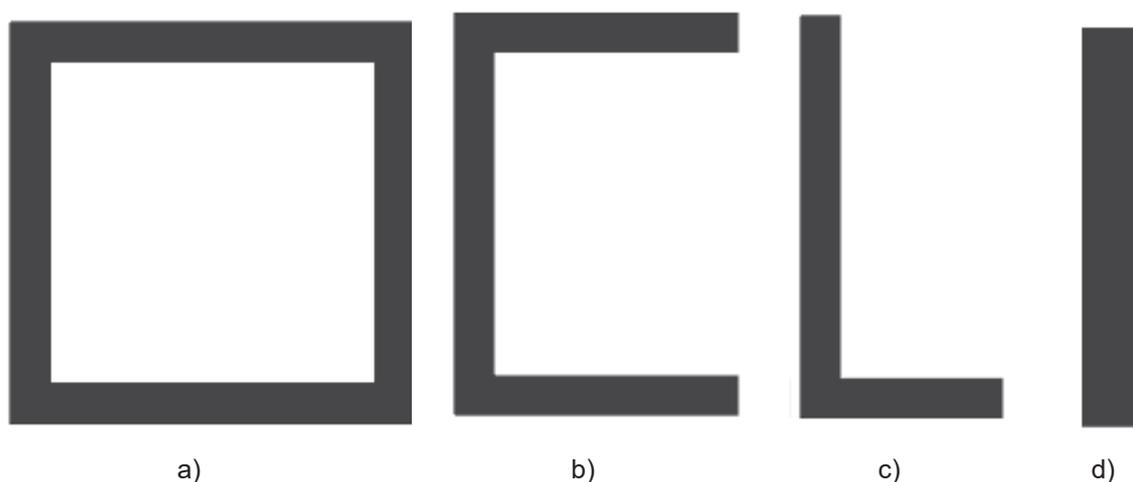
Elementos de superfície plana ou casca cilíndrica, usualmente dispostos na vertical e submetidos preponderantemente à compressão. Podem ser compostos por uma ou mais superfícies associadas. Para que se tenha um pilar-parede, em alguma dessas superfícies a menor dimensão deve ser menos que 1/5 da maior, ambas consideradas na seção transversal do elemento estrutural (ABNT NBR 6118/2014, p. 84).

Também pode-se adotar a divisão de pilares-parede em relação à sua forma, como de seção aberta ou seção fechada, conforme pode ser visualizado na Figura 1. Seções abertas são usuais em edifícios, podendo ser encontradas em caixas de escadas e elevadores, compondo a estrutura de contraventamento do edifício. Já as seções fechadas, são geralmente adotadas em pontes.

Segundo Araújo (2006, p. 01), levando em consideração as dimensões das possíveis seções das peças, é possível observar que os elementos fornecem uma grande rigidez estrutural e, se comparados com elementos de seção maciça, a redução na quantidade de concreto utilizada e conseqüentemente a redução do peso próprio, a utilização de pilares-parede pode ser vantajosa. Porém, para a utilização desses elementos estruturais, é necessária uma maior quantidade de formas, tendo

em vista que haverá uma maior área superficial dos elementos. Ainda segundo Araújo (2006, p. 01), “[...] o emprego de pilares-parede só apresentará vantagens em edifícios altos e em pilares de pontes com altura mínima da ordem de vinte metros.”.

Figura 1: Tipos de seções de pilares-parede; a) Seção casca; b) Seção U; c) Seção L; d) Seção Retangular.



Fonte: Elaborado pelo autor, 2018.

O processo de dimensionamento de pilares-parede sugerido pela norma ABNT NBR 6118:2014, consiste em dividir as lâminas dos elementos em faixas, e analisar essas faixas como pilares convencionais, obtendo assim efeitos de segunda ordem para cada faixa analisada. Como citado por Araújo (2006, p. 02), “Este procedimento não tem nenhuma justificativa experimental, além de ser teoricamente inconsistente.”

2.3 ANÁLISE DE ESTABILIDADE GLOBAL

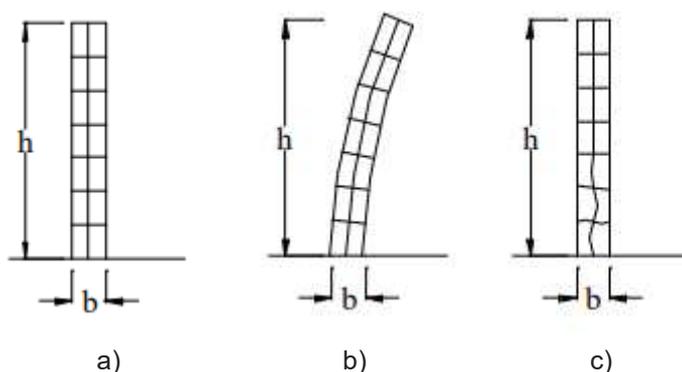
Para efeitos de cálculos, a ABNT NBR 6118:2014 classifica as estruturas em domínios de nós fixos e nós móveis. Esta classificação pretende estabelecer, levando em consideração a carga vertical da estrutura e seu deslocamento horizontal, se os efeitos globais de segunda ordem devem ou não ser considerados.

Os efeitos de segunda ordem, conforme a ABNT NBR 6118:2014, podem ser divididos em três grupos, efeitos de segunda ordem global, locais e localizados. Os esforços causados pela geometria da edificação, sem deformações, são os efeitos de primeira ordem. Os efeitos de segunda ordem, portanto, são aqueles gerados pela

deformação da estrutura em conjunto com as cargas verticais e horizontais (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2014).

Os efeitos de segunda ordem globais são definidos como os esforços gerados pelas ações das cargas verticais e horizontais, a partir do deslocamento horizontal da estrutura. Efeitos de segunda ordem locais são aqueles gerados pela não retilidade dos eixos de pilares, gerando assim alteração nos esforços solicitantes ao longo do comprimento do pilar. Efeitos de segunda ordem localizados são efeitos atuantes em regiões dos pilares, como exemplo em pilares-parede, onde em uma região a não retilidade é maior que a do eixo do pilar, gerando assim um esforço maior nesta região, podendo aumentar a flexão longitudinal e transversal (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2014).

Figura 2: Representação dos efeitos de segunda ordem; a) Estrutura indeslocada; b) Efeitos globais; c) Efeitos localizados.



Fonte: Carvalho; Figueiredo Filho, 2014.

Na Figura 2 estão representados os efeitos de segunda ordem em uma edificação, podendo observar primeiramente a estrutura indeformada, então a representação dos efeitos globais de segunda ordem, e por final os efeitos de segunda ordem locais, representado nos pilares centrais dos primeiros pavimentos da edificação.

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, estruturas de nós fixos são aqueles onde os efeitos globais de segunda ordem são desprezíveis, ou seja, inferiores a 10% dos esforços de primeira ordem, e para o caso de nós móveis, os efeitos globais de segunda ordem devem ser considerados para cálculo, ou seja, esforços globais de segunda ordem superiores a 10% dos esforços de primeira ordem. Sendo que em ambas as situações, a norma estabelece que os efeitos locais e localizados de segunda ordem devem ser considerados.

2.3.1 Parâmetro de instabilidade α

O parâmetro de instabilidade α foi proposto por Hubert Beck e Gert Köning no ano de 1967, posteriormente, em 1978, incorporado pelo código modelo CEB-FIP, e atualmente está presente na ABNT NBR 6118:2014 (WORDELL, 2003).

Este parâmetro tem por função, demonstrar se os efeitos globais de segunda ordem da estrutura, devem ou não ser avaliados no cálculo, não quantificando ou demonstrando a grandeza dos mesmos. Portanto, se calculado o parâmetro α e verificado que os efeitos de segunda ordem global devem ser considerados, torna-se necessário, outro parâmetro para a quantificação desses efeitos (WORDELL, 2003).

Conforme ABNT NBR 6118:2014, o parâmetro de instabilidade α , calculado para uma estrutura reticulada simétrica, de forma com que os efeitos causados pelos deslocamentos horizontais gerados pelas cargas verticais não afetem a estrutura, demonstra se a estrutura encontra-se no domínio de nós fixos ou nós móveis.

O valor α deste parâmetro, deve ser comparado com um valor α_1 , para comparar o domínio da estrutura, sendo que se $\alpha < \alpha_1$, consideramos estrutura de nós fixos. O valor de α pode ser calculado conforme Equação (1):

$$\alpha = H_{tot} * \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs}I_c}} \quad (1)$$

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

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

Onde:

- n é o número de andares acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo, adimensional;
- H_{tot} é a altura da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo, em metros (m);
- N_k é o somatório de todas as forças verticais atuantes na estrutural, em valores característicos, a partir do nível considerado para o cálculo de H_{tot} , em quilonewtons (kN);

- $E_{cs}I_c$ é o somatório da rigidez de todos os pilares na direção considerada. Podendo ser considerado o valor de $E_{cs}I_c$ de um pilar equivalente de seção constante, em quilonewtons metro quadrado (kNm²).

Para realizar o cálculo do valor de $E_{cs}I_c$, do pilar equivalente, deve-se:

- Calcular o deslocamento do topo da estrutura de contraventamento, sob a ação do carregamento horizontal na direção considerada;
- Calcular a rigidez de um pilar equivalente de seção constante, engastado na base e livre no topo, de mesma altura H_{tot} , tal que, sob a ação do mesmo carregamento, sofra o mesmo deslocamento no topo.

Portanto, o valor de $E_{cs}I_c$ pode ser calculado de duas formas, considerando um carregamento concentrado ou um carregamento distribuído, conforme Equações (2) e (3), respectivamente:

$$E_{cs}I_c = \frac{p * H_{tot}^3}{3 * \delta} \quad (2)$$

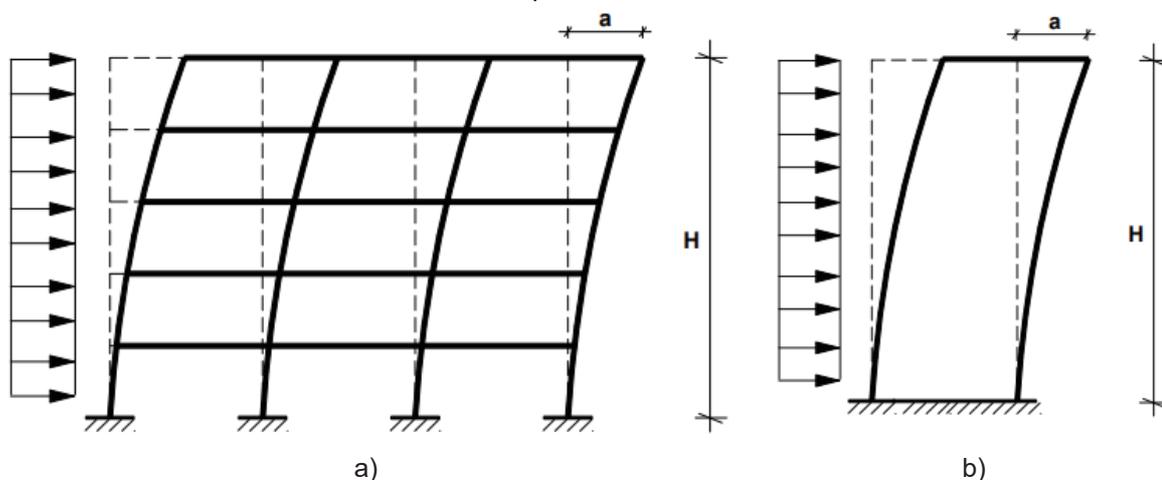
$$E_{cs}I_c = \frac{q * H_{tot}^4}{8 * \delta} \quad (3)$$

Onde:

- p é o carregamento lateral concentrado, em quilonewtons (kN);
- q é o carregamento lateral uniformemente distribuído, em quilonewtons por metro (kN/m);
- H_{tot} é a altura da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo, em metros (m);
- δ é o deslocamento do topo do sistema estrutural da edificação, quando submetida ao carregamento, em metros (m).

Na Figura 3 está representado graficamente este processo de cálculo para a rigidez equivalente do pórtico. O carregamento horizontal, a altura H e o deslocamento, na figura representado por a , são iguais tanto para o pórtico, o qual representa a estrutura da edificação em estudo, quanto para o pilar equivalente de cálculo, possibilitando a obtenção da rigidez do pilar equivalente.

Figura 3: Representação do método de rigidez equivalente; a) Pórtico; b) Pilar de rigidez equivalente.



Fonte: Oliveira, 2009.

Segundo França (1985 apud ANDRADE NETO, 2013, p. 33) o método que leva em consideração a carga uniformemente distribuída ao longo da altura da edificação, é o parâmetro mais conveniente para determinar a rigidez equivalente, pois ele representa de uma forma mais realista o comportamento da elasticidade em relação aos carregamentos horizontais atuantes, além de que usualmente os carregamentos horizontais não se concentram no topo da edificação.

A ABNT NBR 6118:2014, complementa que o valor de $\alpha_1 = 0,6$, para edifícios com quatro ou mais pavimentos, é adotado considerando estruturas usuais de edifícios. Porém, se a estrutura for composta somente por pórticos, deve-se adotar $\alpha_1 = 0,5$, e no caso de contraventamento constituído exclusivamente por pilares-parede, adota-se $\alpha_1 = 0,7$.

Segundo Franco (1985 apud WORDELL, 2003, p. 19) estes limites para o parâmetro α , estabelecidos conforme o tipo de contraventamento da estrutura, são adotados pois o tipo de contraventamento é o responsável pela forma da linha elástica da estrutura, deformando-se diferentemente para cada contraventamento adotado.

2.3.2 Coeficiente γ_z

O coeficiente γ_z foi originado dos estudos de Franco e Vasconcelos (1991), propondo um método que avalia a importância dos efeitos de segunda ordem global da estrutura. Podendo ser usado para estruturas com mais de quatro pavimentos, também se destaca a possibilidade de ser um coeficiente de majoração para os efeitos

de primeira ordem, a fim da obtenção dos esforços finais, incluindo os efeitos de segunda ordem (WORDELL, 2003).

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, o cálculo do coeficiente γ_z deve ser realizado, para cada caso de carregamento, com os resultados da análise linear de primeira ordem, considerando valores reduzidos de rigidez. Portanto, o cálculo é realizado conforme Equação (4):

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1tot,d}}} \quad (4)$$

Onde:

- $\Delta M_{tot,d}$ é a soma dos produtos das forças verticais atuantes, em seus valores de cálculo, pelos deslocamentos dos seus pontos de aplicação, conforme análise de primeira ordem, em quilonewtons metro (kNm);
- $M_{1tot,d}$ é o momento de tombamento, em quilonewtons metro (kNm).

O momento de tombamento, consiste na somatória dos momentos das forças horizontais atuantes na estrutura, conforme combinação considerada, de forma a realizar o produto das forças horizontais, com seus valores de cálculo, com a distância entre o ponto de aplicação desta força em relação à base fixa da estrutura.

Para o cálculo do valor de $\Delta M_{tot,d}$, é importante ressaltar que o valor do deslocamento, obtido conforme análise de primeira ordem dos esforços, é obtido com os valores de rigidez reduzidos. A rigidez reduzida deve ser realizada conforme item 15.7.3 da ABNT NBR 6118:2014, para levar em consideração uma aproximação da não linearidade física dos materiais. Consiste em multiplicar os valores de rigidez dos elementos por um coeficiente de minoração, o qual varia para cada elemento da estrutura.

Calculado o valor do coeficiente γ_z , se observado que o mesmo encontra-se com valores iguais ou inferiores a 1,1, então a estrutura é classificada como de nós fixos. Se obtidos resultados com valores superiores a 1,1, então é considerada estrutura de nós móveis, sendo necessária a análise global de segunda ordem dos efeitos.

Conforme o item 15.7.2 da norma ABNT NBR 6118:2014, o coeficiente γ_z , se identificado valor inferior ou igual 1,3, pode ser utilizado como majoração dos esforços

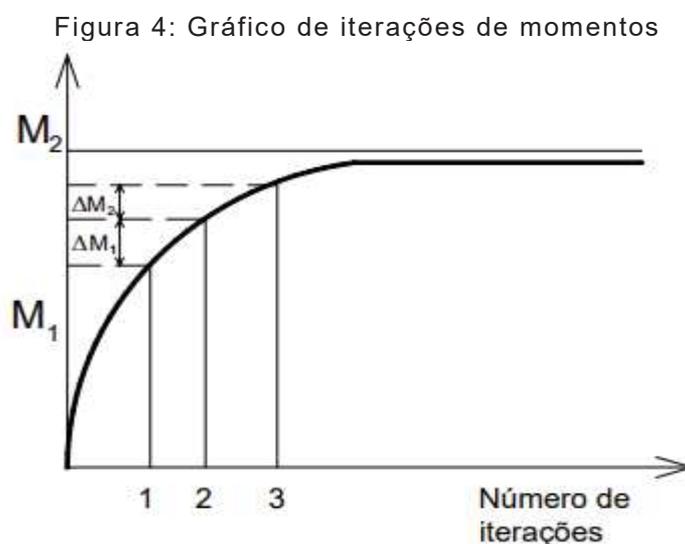
horizontais da combinação de carregamento considerada, utilizando $0,95 \gamma_z$, para a obtenção dos esforços finais atuantes na estrutura (1ª ordem + 2ª ordem).

O processo de cálculo do coeficiente γ_z tem como hipótese que as linhas elásticas da estrutura da edificação, configuradas pelos deslocamentos dos nós, causados pelas ações de forças horizontais, sucedem-se como uma progressão geométrica (BUENO, 2009).

Conforme realizada uma análise linear das ações horizontais da estrutura, são calculados momentos de primeira ordem e deslocamento dos nós da estrutura. Por conta dos deslocamentos, as ações verticais provocam acréscimos de momentos previamente calculados, e, por consequência de um aumento de momento, os deslocamentos aumentam. Estas etapas, chamadas de iterações, seguem de forma com que a cada aumento de deslocamentos seja também aumentada a força de momento, gerando novamente aumento de deslocamentos, seguindo até se tornar insignificantes, onde a estrutura se considera estável, resultando um valor de momento final M_2 , calculado conforme Equação (5) (CARMO, 1995).

$$M_2 = M_1 + \Delta M_1 + \Delta M_2 + \dots + \Delta M_j \quad (5)$$

Conforme Figura 4, é possível observar a relação entre o momento na estrutura com o número de iterações realizadas, onde a variação de momentos entre as subsequentes iterações vai diminuindo, fazendo com que a curva do gráfico se tender à uma reta, convergindo a um valor final de momento M_2 (ANDRADE NETO, 2013).



Fonte: Bueno, 2009.

Conforme o CEB-FIP (1978 apud BUENO, 2009 p. 37), as parcelas do momento final M constituem a progressão geométrica decrescente, com razão $r \leq 1$, calculada conforme Equação (6):

$$r = \frac{\Delta M_1}{M_1} = \frac{\Delta M_2}{\Delta M_1} = \dots = \frac{\Delta M_j}{\Delta M_{(j-1)}} \quad (6)$$

Portanto, juntando a Equação (5), com a Equação (6), e fazendo com que a quantidade de iterações, tenda ao infinito, temos as Equações (7) e (8): (BUENO, 2009).

$$M_2 = (1 + r + r^2 + r^3 + \dots + r^j)M_1 \quad (7)$$

$$M_2 = \frac{1}{1 - r} M_1 = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_d}{M_{1d}}} M_1 \quad (8)$$

Logo, esta parcela que multiplica, de forma a majorar os efeitos de M_1 para a obtenção de M_2 , foi definida como sendo o coeficiente γ_z , obtendo a equação de cálculo do coeficiente, Equação (4) (BUENO, 2009).

2.3.3 Coeficiente FAVt

O coeficiente FAVt (Fator de ampliação de esforços horizontais ou de vento) é um parâmetro que verifica a estabilidade global da estrutura. Este coeficiente é exclusivo do sistema CAD/TQS e utiliza um processo similar ao do coeficiente γ_z , porém ainda não é um parâmetro consolidado, pois são necessários estudos complementares (MONCAYO, 2011).

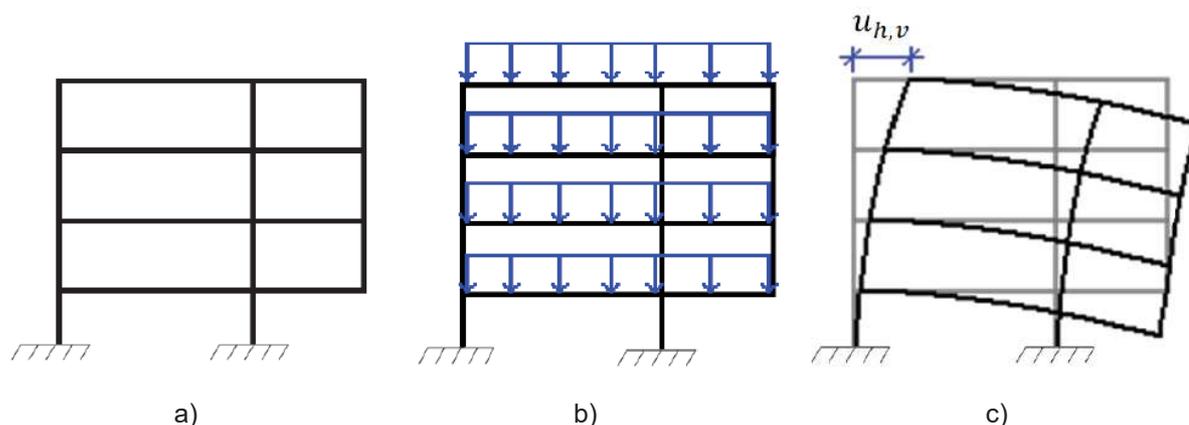
Estudos apontam que este parâmetro é mais preciso que o coeficiente γ_z , se aproximando satisfatoriamente de resultados do processo P-Delta. Assim como para o coeficiente γ_z , é necessário que a estrutura seja composta de no mínimo 4 pavimentos, e também possibilita a utilização como estimador de esforços de segunda ordem (MONCAYO, 2011; LESSA, 2016).

Para o cálculo deste coeficiente, usa-se a mesma formulação do coeficiente γ_z , a diferença entre ambos está no cálculo da parcela $\Delta M_{tot,d}$. Para o coeficiente FAVt, os deslocamentos para o cálculo desta parcela levam em consideração não somente os deslocamentos horizontais causados pela força

horizontal, como também os deslocamentos horizontais gerados pelas forças verticais da edificação (MONCAYO, 2011).

Estes deslocamentos horizontais gerados pelas forças verticais da edificação podem ser originados de diversos fatores, um deles é a não simetria da edificação. Como exemplificação pode-se considerar um edifício com sacadas voltadas para somente um lado da estrutura, essas sacadas são balanços que geram o deslocamento horizontal da estrutura por conta de cargas verticais. Para melhor visualização do exemplo, a Figura 5 demonstra este deslocamento horizontal causado pelas forças verticais em um pórtico não simétrico (MONCAYO, 2011).

Figura 5: Deslocamento de pórtico não simétrico; a) Pórtico não simétrico; b) Carregamento vertical; c) Deslocamento horizontal.



Fonte: Adaptado de Moncayo (2011, p. 41-42).

Segundo Moncayo (2011, p. 39), estes deslocamentos horizontais podem ser encontrados em edifícios com vigas de transição, pilares que mudam de seção no meio da edificação sem simetria, taxas de armaduras diferentes entre pilares, desaprumo, entre outros.

Pode-se existir duas situações de cálculo para o coeficiente FAVt, a primeira delas diz respeito de que a ação do vento está atuando na mesma direção em que os deslocamentos horizontais, e a segunda quando os esforços de vento estão presentes na direção contrária aos deslocamentos horizontais. A primeira situação é evidenciada como a situação mais crítica de projeto, tendo em vista que tanto o vento, quanto os deslocamentos horizontais estão agindo para a desestabilização da estrutura. Na segunda situação, como os esforços de vento são contrários aos deslocamentos horizontais, há uma diminuição dos deslocamentos, tendo em vista que os efeitos em direções contrárias estão favorecendo a estabilização da estrutura (LESSA, 2016).

Portanto, se esforços de ventos forem de direção contrária aos deslocamentos horizontais, o coeficiente FAVt é inferior ao γ_z . Já quando as ações de vento e os deslocamentos horizontais estiverem em mesma direção, o coeficiente FAVt é superior ao coeficiente γ_z (LESSA, 2016).

O sistema CAD/TQS utiliza o coeficiente FAVt como majorador de esforços quando se apresenta valores superiores ao coeficiente γ_z , caso contrário, continua-se utilizando o coeficiente γ_z , como majorador de esforços. Vale ressaltar que quando a estrutura é perfeitamente simétrica, ambos os coeficientes apresentam mesmo valor (MONCAYO, 2011).

Para este trabalho, não será usado este coeficiente como um parâmetro para a análise da estabilidade estrutural, tendo em vista que o mesmo ainda não é um parâmetro consolidado, assim como é de cálculo exclusivo do sistema CAD/TQS, o qual não será usado neste trabalho.

2.3.4 Processo P-Delta

Nas estruturas, as ações horizontais, assim como as possíveis assimetrias geométricas, geram deslocamentos laterais dos nós da edificação. Com isso, as cargas verticais da estrutura “P”, em conjunto com os deslocamentos horizontais “Delta”, causam momentos adicionais na estrutura. Estes esforços de momentos, originados da multiplicação de cargas verticais por deslocamentos horizontais caracterizam o efeito P-Delta, denominados de efeitos de segunda ordem pois é necessária a configuração deformada da estrutura, provinda da análise de primeira ordem dos deslocamentos, para o cálculo deste processo (IGLESIA, 2016).

O processo P-Delta não é um parâmetro de estabilidade, mas sim, um processo de análise dos esforços de primeira e segunda ordem global da estrutura. Segundo Moncayo (2011), existem diversos métodos que relacionam as cargas verticais com deslocamentos axiais, caracterizando como um processo P-delta, onde o mais conhecido é o Método da carga lateral, o qual será abordado neste trabalho.

Para o cálculo deste processo, primeiramente é realizada a análise da estrutura submetida às ações horizontais e verticais de primeira ordem, obtendo assim, os deslocamentos horizontais dos nós da estrutura. Estes deslocamentos geram momentos ao longo da estrutura, relacionando o deslocamento horizontal com

a carga vertical, variando em cada andar da estrutura. Estes momentos são substituídos por binários que geram o mesmo efeito, relacionando uma força horizontal com a altura do pavimento, onde igualando estes momentos, obtém-se a força horizontal equivalente, como pode ser observado nas Equações (9) e (10) (CAMPOÓ; CORRÊA; RAMALHO, 2005).

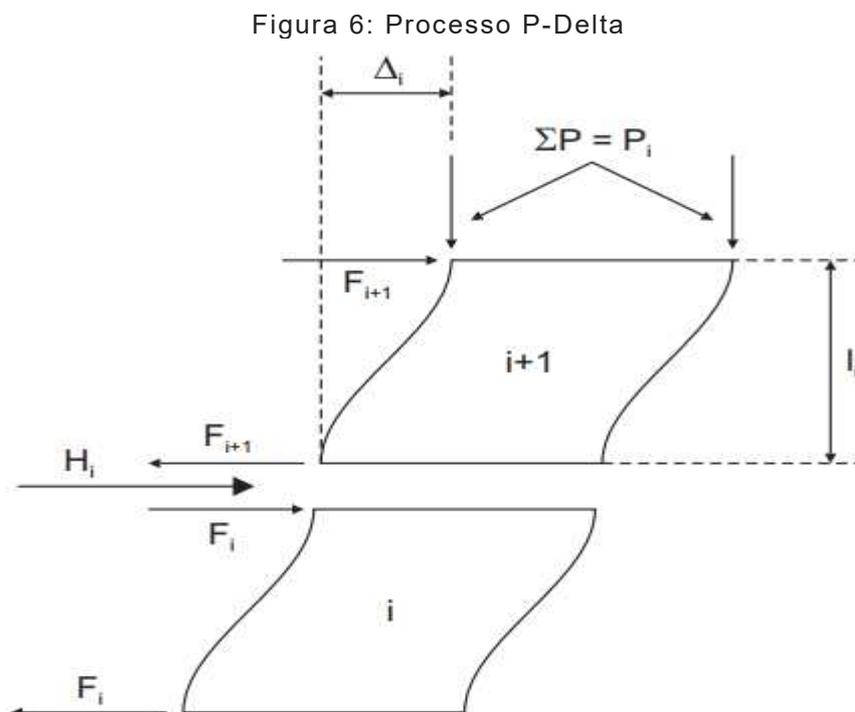
$$P_i \cdot \Delta_i = F_i \cdot l_i \quad (9)$$

$$F_i = \frac{P_i \cdot \Delta_i}{l_i} \quad (10)$$

Onde:

- P_i é a carga vertical atuante, em quilonewtons (kN);
- Δ_i é o deslocamento horizontal dos nós, em centímetros (cm);
- F_i é a força horizontal equivalente, em quilonewtons (kN);
- l_i é a altura entre pavimentos, em centímetros (cm).

Pode-se observar na Figura 6, a representação da consideração dos esforços e das variáveis de cálculo da análise do processo P-Delta.



Fonte: Campoó; Corrêa; Ramalho, 2005.

Como este processo é realizado para cada pavimento, em um nó da estrutura, haverá diferentes valores para esta força horizontal equivalente, portanto deve-se realizar a diferença entre a força equivalente superior e a força equivalente inferior, conforme Equação (11), e então este valor H_i é adicionado à ação inicial de cálculo.

$$H_i = \frac{P_i \cdot \Delta_i}{l_i} - \frac{P_{i+1} \cdot \Delta_{i+1}}{l_{i+1}} \quad (11)$$

Estes incrementos de cargas laterais devem ser adicionados às ações iniciais aplicadas na estrutura, e então realizada uma nova análise estrutural. Como houve um acréscimo de carregamento lateral, haverá novos deslocamentos, e então o processo deve ser refeito, adicionando os incrementos e recalculando os deslocamentos, até que os valores da força horizontal equivalente, não provoque alterações significativas entre uma iteração e a iteração anterior (CHINEM, 2010).

2.4 SOFTWARE A SER UTILIZADO

A fase de análise e dimensionamento deste trabalho, será realizada por meio do *software* Eberick, da empresa AltoQi. O uso do programa se dará por meio da universidade, onde a empresa distribuiu cópias para o uso estudantil do programa, instaladas nos computadores do laboratório de informática da universidade para o uso dos alunos. O programa será usado para os processos de análise e cálculo dos coeficientes de estabilidade global da edificação e para os quantitativos de aço e concreto da superestrutura.

O Eberick é um *software* para projeto estrutural em concreto armado, seja ele moldado *in-loco* ou pré-moldado, distribuído pela empresa AltoQi. O mesmo engloba funções que vão desde o lançamento estrutural, passando pela análise, dimensionamento dos elementos e detalhamento final.

A AltoQi foi fundada em 1989, começando com um programa para cálculo e detalhamento de vigas de concreto armado de um edifício, e desde então vem se aprimorando cada vez mais na área da Engenharia Civil. Atualmente, além do *software* para uso estrutural, a empresa conta com *softwares* para projetos de instalações elétricas e hidrossanitárias.

Segundo o site da empresa, a AltoQi é a líder nacional em *software* para projetos prediais, contando com mais de 45 mil clientes, e com seu quadro de

colaboradores contando com mais de 170 profissionais, pretende continuar inovando e buscando as soluções para negócios futuros.

O *software* Eberick possui um sistema gráfico para entrada de dados, para a análise, dimensionamento e detalhamento estrutural, com base na última versão da norma ABNT NBR 6118:2014. O programa ainda possui vários módulos, os quais adicionam ao programa base, elementos em sua interface para melhor atender às necessidades projetuais de cada cliente, como exemplo, o módulo de pilares-parede. Neste módulo o dimensionamento de pilares-parede é realizado pelo programa levando em consideração os efeitos de segunda ordem localizados, onde o dimensionamento é realizado pelo método de faixas, com a verificação iterativa do cálculo da armadura do pilar, atendendo tanto a verificação da seção completa como das faixas.

Em relação à análise de estabilidade global, o programa utiliza a verificação por meio do parâmetro γ_z e o processo P-Delta para efeitos de segunda ordem. As combinações de ações últimas e de serviços, para a verificação dos elementos e da estabilidade, são geradas e calculadas automaticamente pelo programa, sendo possível também criar novas combinações, editando os coeficientes de ponderações das forças.

Os esforços horizontais causados pelo vento são calculados conforme a NBR 6123, com ferramentas que calculam o coeficiente de arrasto da edificação, assim como as considerações do desaprumo da estrutura são realizados de forma automáticas pelo programa.

2.5 AÇÃO DO VENTO NAS ESTRUTURAS

O cálculo da ação do vento nas edificações é normatizado no Brasil pela ABNT NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações. Nesta norma estão dispostos os procedimentos necessários para que possa ser realizado o cálculo desta ação na estrutura, contando com equações, desenhos e tabelas para melhor interpretação dos valores da ação para cada tipo de edificação.

A ação do vento nas estruturas depende de aspectos meteorológicos e aspectos aerodinâmicos. Os aspectos meteorológicos são relacionados à qual velocidade do vento a edificação está exposta, sendo necessários para a análise

desta variável o local da edificação, tipo do terreno, altura da edificação, rugosidade do terreno e tipo de ocupação (GONÇALVES *et al.*, 2007).

Os aspectos aerodinâmicos estão relacionados com a forma da edificação. A influência deste fator diz respeito a como as forças do vento atuarão na edificação, ou seja, a força do vento se comporta de maneiras diferentes conforme a forma da edificação (GONÇALVES *et al.*, 2007).

A ABNT NBR 6123:1988 fornece inicialmente um mapa de isopletas, onde é possível adotar uma velocidade básica da ação do vento, para qualquer local do território nacional. Esta velocidade básica é depois multiplicada por coeficientes de majoração ou minoração, que variam dependendo dos aspectos meteorológicos já citados, obtendo assim, a velocidade característica do vento na edificação. É importante citar que em edificações com grandes alturas, é comum a divisão desta em várias partes, calculando uma velocidade de vento para cada uma dessas partes, a qual é proporcional à altura da edificação.

Conforme calculada a velocidade característica, a ABNT NBR 6123:1988 fornece equações que calculam a pressão dinâmica do vento na edificação, e posteriormente equações, que com os coeficientes obtidos pela análise dos aspectos aerodinâmicos da edificação, fornecem a força horizontal que o vento gera na edificação.

O *software* estrutural Eberick fornece uma janela para a configuração da ação do vento nas estruturas. Fornecendo a velocidade básica do vento que será considerada no projeto, assim como as categorias dos aspectos meteorológicos, o programa calcula automaticamente os aspectos aerodinâmicos da estrutura. Com isso, as forças da ação do vento são calculadas automaticamente para cada nível da edificação, portanto, é necessário apenas a classificação da estrutura conforme os parâmetros meteorológicos.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 ESCOLHA DA EDIFICAÇÃO

Como proposta para este trabalho, foi visado o estudo da influência da posição em planta de pilares-parede, na variação dos parâmetros de estabilidade e dos quantitativos de uma edificação.

Para que o estudo pudesse ser realizado, foi necessário obter um projeto arquitetônico de uma edificação. Procurou-se observar uma planta baixa que permitisse lançamentos estruturais variados, de forma que o posicionamento dos pilares e pilares-parede conseguisse ser modificado facilmente.

O projeto utilizado se encontra disponível, e é de domínio público, nas notas de aula da disciplina de Projeto de Edifício de Concreto Armado, da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, onde o mesmo serviu como o projeto base para os estudos da disciplina no ano de 2007. A planta baixa do pavimento tipo do projeto arquitetônico escolhido, encontra-se como Anexo A (BITTENCOURT; PELLEGRINO NETO, 2007).

Com base nas plantas baixas dos pavimentos térreo, tipo e cobertura, foi adotada uma estrutura com 11 pavimentos, sendo um pavimento térreo, 8 pavimentos tipo, um pavimento cobertura e um pavimento relacionado ao reservatório. Foram consideradas dimensões de pé-esquerdo, medida entre os pisos de pavimentos, de 2,90 m. Este valor foi adotado pois, com uma maior altura entre pavimentos, aumenta-se a altura total da edificação, o que determina uma maior importância dos estudos de estabilidade. Entre o pavimento cobertura e o reservatório, adotou-se pé-esquerdo de 2,00 m.

3.2 VARIÁVEIS CONSIDERADAS

Em relação ao lançamento estrutural da edificação, adotou-se um número fixo de 6 pilares-parede, para que existisse uma variável a menos na diferenciação entre os lançamentos, sendo que estes pilares-parede tiveram somente sua posição alterada na planta estrutural. O objetivo deste número fixo de pilares-parede foi facilitar a comparação entre os diversos lançamentos, tendo como variável somente a posição deste elemento.

Como o objetivo do trabalho é o estudo da influência da posição dos pilares-parede em planta, para que a influência dos esforços horizontais na estrutura seja relevante, em relação aos parâmetros de estabilidade estudado, optou-se por maximizar os valores de ações devidas ao vento.

Pelo mapa de isopletas da NBR 6123:1988, é possível observar que o valor máximo da velocidade básica do vento é de 50 m/s, adotando, portanto, este valor para este estudo. Em relação aos coeficientes de majoração ou minoração do vento, o fator topográfico S_1 foi considerado como 1,0, para terrenos planos, o fator S_2 foi considerado para categoria 1, superfícies planas de grandes dimensões e classe B, segundo dimensões da edificação, e o fator estatístico S_3 foi considerado de grupo 1, com valor de 1,1. É importante lembrar que para os valores finais de S_2 , a altura da edificação é considerada pelo programa, calculando o fator para cada andar da edificação.

Para os carregamentos da edificação, foram adotadas paredes de tijolos furados, de espessura de 15 cm para paredes internas e externas, com peso específico de 13 kN/m^3 , conforme ABNT NBR 6120:1980. Foram também consideradas camadas de regularização de laje e contrapiso, realizadas com argamassa de cimento e areia, possuindo peso de 21 kN/m^3 , conforme norma, com espessura total somada de 6 cm, totalizando um carregamento de $1,26 \text{ kN/m}^2$, dessa forma, foi considerada uma carga acidental nas lajes de $1,5 \text{ kN/m}^2$. Além disso, considerou-se a carga acidental na laje da edificação, conforme consta na ABNT NBR 6120:1980. Neste trabalho, houve vários cômodos em uma só laje, sendo que nestas foi considerado o maior carregamento disposto na norma.

Conforme a ABNT NBR 6118:2014, foi necessária a classificação da edificação conforme as classes de agressividade ambiental (CAA), sendo também um item necessário na configuração do *software* para a realização dos cálculos. Com isso, a edificação se enquadrou como CAA II, com agressividade moderada, tendo em vista que o ambiente onde o projeto se encontra será provavelmente área urbana.

Essa classificação de CAA II indica cobertura dos elementos da estrutura, assim como a maior relação água/cimento e a resistência mínima para o concreto. Sendo utilizada resistência característica do concreto (f_{ck}) de 40 MPa, onde este valor acima dos limites mínimos exigidos por norma.

Estudos demonstram que a relação de aço utilizada é menor quanto maior for o f_{ck} do concreto, sendo esta variação bastante evidente para estruturas com mais de 7 pavimentos (FARTO; HILLESHEIM; PINHEIRO, 2017).

Também foram realizados estudos quanto a utilização de concreto, onde quanto maior a resistência característica, maior a durabilidade de estrutura e seus custos de materiais. Neste estudo, é demonstrado que o preço inicial superior para a realização de uma estrutura com resistência do concreto elevada, pode ser convertida na redução da seção dos pilares, que por sua vez, diminui o gasto com formas, e também valoriza mais os apartamentos, tendo em vista que os pilares ficam totalmente escondidos (CESCO, 2015).

3.3 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Para o lançamento estrutural no programa, tornou-se evidente a necessidade do pré-dimensionamento dos elementos estruturais, assim como a definição da forma executiva da edificação.

Conforme verificado na planta da edificação, foi adotada a execução dos elementos em concreto armado, com lajes maciças. A utilização da fundação da estrutura foi realizada com blocos, com vínculo engastado nos pilares, sendo que estes elementos de fundação foram lançados somente para que o *software* consiga realizar a análise da estrutura, desconsiderando os mesmos nos quantitativos de aço e concreto da superestrutura.

Através de pesquisas, foi evidenciado que a utilização das ligações entre os elementos da estrutura, altera tanto os valores dos coeficientes de estabilidade estrutural, quanto os deslocamentos da estrutura. Estas ligações podem ser consideradas rígidas ou semirrígidas, sendo esta segunda adotada com uma porcentagem de redução de rigidez, definida pelo projetista. Como neste trabalho não foi pretendido analisar a relação entre estes tipos de ligações entre os elementos, foram definidas ligações rígidas para toda a estrutura, assim como para todos os lançamentos realizados, com exceção das ligações viga com viga, as quais para evitar problemas de torção de compatibilidade foram consideradas rotuladas. Isso foi realizado como forma de padronizar todos os modelos e haver uma variável a menos entre estes (PAIXÃO; ALVES, 2017).

Seguiu-se as orientações para uma concepção estrutural viável, conforme citado na Seção 2.2, posicionando assim os pilares, visou-se além de dimensões e espaçamentos adequados para estes elementos, a possibilidade da formação de pórticos com o conjunto de pilares e vigas, para que ocorresse uma melhor eficiência destes elementos, na estabilidade estrutural da edificação.

Para vigas e lajes, o pré-dimensionamento depende das distâncias entre os pilares, portanto o lançamento dos pilares deve ser realizado de forma a não ficarem muito espaçados entre si, caso contrário, lajes e vigas necessitarão de alturas muito grandes para sua concepção.

É possível prever que, como os pilares geralmente não são espaçados com dimensões iguais, seguindo as fórmulas de pré-dimensionamento destes elementos, resultem em vários tamanhos de vigas e lajes. Para que ocorra uma facilidade maior na execução e cálculo destes elementos, geralmente adota-se entre um a três tamanhos de vigas, e um tamanho para as lajes. Neste trabalho, foi adotado somente um valor de altura para todas as vigas e um valor de altura para as lajes, sendo estes os maiores valores obtidos no pré-dimensionamento.

O pré-dimensionamento dos pilares foi realizado verificando se a área da seção adotada, resiste ao carregamento do pilar. Este carregamento no pilar foi obtido por áreas de influência, estas áreas são traçadas por linhas perpendiculares aos pontos médios das distâncias entre os pilares, que multiplicadas os valores dessas áreas, pelo número de pavimentos da edificação, e por um carregamento da edificação adotado, geralmente utilizado entre 10 a 12 kN/m², resultam na carga atuante no pilar. Com isso, verificou-se se a tensão causada por essa carga na seção inicial do pilar atendeu ou não a resistência do concreto adotada.

3.4 CÁLCULO DOS PARÂMETROS DE ESTABILIDADE PARA AS DIFERENTES CONFIGURAÇÕES

Com os diferentes lançamentos da estrutura concluídos, foi realizado o cálculo dos parâmetros de estabilidade para que fosse possível a comparação dos valores destes parâmetros entre as diferentes configurações do lançamento estrutural.

O parâmetro de estabilidade analisado foi o coeficiente γ_2 . Por conta da utilização do *software* Eberick, não foi possível a análise do Coeficiente FAVt, tendo em vista que o mesmo é de exclusividade do programa CAD/TQS. O *software* também

não faz a análise do parâmetro de instabilidade α , por este motivo, não foi realizada comparação do mesmo.

Na obtenção do coeficiente γ_z , o *software* realiza vários cálculos deste parâmetro, referentes às diferentes combinações de esforços na estrutura. Estas combinações são realizadas pelo próprio *software*, onde os valores retornados para o coeficiente γ_z são os maiores encontrados em cada direção, independentemente de serem da mesma combinação ou não. Portanto, estes foram os valores adotados para a comparação, os máximos para cada direção.

Outro fator que foi analisado é o deslocamento horizontal do topo da edificação. Esta medida não é um parâmetro de estabilidade global, mas o item 13.3 da ABNT NBR 6118:2014 apresenta um valor limite para esta medida, a qual depende da altura da edificação. O programa gera um aviso caso esteja ultrapassando o limite, o qual é considerado de 1/1700 em relação à altura total da edificação, e dimensiona a estrutura normalmente, sendo dever do responsável pelo projeto verificar se este valor é aceitável.

Sendo que a distribuição dos pavimentos e suas alturas foram iguais em todos os modelos, o posicionamento dos pilares e pilares-parede afetou o valor do deslocamento horizontal, este valor foi comparado entre os modelos para análise de qual é o mais eficiente.

3.5 CÁLCULO DOS QUANTITATIVOS

Para comparação, além dos parâmetros de estabilidade, foram analisados os quantitativos de aço e concreto da superestrutura, nas diferentes configurações de lançamento.

O levantamento do quantitativo de aço e concreto foi realizado por meio do *software* Eberick, pela tabela de resumo de materiais. Foram apenas considerados os quantitativos da superestrutura da edificação, composta pelas lajes, vigas e pilares, não considerando os materiais previstos para a fundação da edificação, compreendendo as estacas, blocos, vigas baldrame e arranque dos pilares, e também das escadas da edificação.

É importante ressaltar que tanto os elementos relacionados as escadas, quanto à fundação, foram lançados no programa, porém foram excluídos dos quantitativos.

Não se realizou nenhum ajuste de construtividade dos elementos, tendo esses quantitativos conforme a análise da superestrutura fornecida pelo *software*. Portanto, não foram realizados ajustes diferenciados nos elementos, como uniformização de bitolas, ajuste de espaçamento dos estribos, entre outros, visando uma melhor base para comparação de quantitativos de materiais.

O programa traz como possibilidade a escolha de coeficientes de dimensionamento dos elementos, o qual altera o detalhamento destes, conforme escolha em uma escala de importância de alguns fatores. É possível escolher uma prioridade entre 1 a 6, em relação aos seguintes fatores: área de aço necessária, o qual seleciona uma área de aço das bitolas próxima à área calculada; mão de obra, onde é selecionado a menor quantidade de barras de aço, diminuindo a mão de obra necessária; e diâmetro das barras, o qual seleciona barras de menores diâmetros para facilitar a dobragem (PAULISTA, 2018).

Para que fosse possível realizar uma boa comparação entre os quantitativos dos diferentes modelos, realizou-se os mesmos ajustes destes coeficientes para todos os elementos e modelos, assim as considerações que o programa realizou para o detalhamento dos elementos foi a mesma entre os modelos. No caso, foi priorizada a área de aço, utilizando a configuração onde o detalhamento dos elementos contém uma quantidade de barras que mais se aproximam da área de aço necessária calculada pelo programa.

Como não foi possível a comparação direta da quantidade de concreto necessária, em metros cúbicos, com a quantidade de aço, em quilogramas, tornou-se evidente um parâmetro para a comparação dos quantitativos. Isso foi realizado utilizando o custo destes materiais, com preços destes obtidos pela tabela do Sistema Nacional de Pesquisa de Custo e Índices da Construção Civil (SINAPI).

Os preços dos materiais foram obtidos no site do SINAPI, pela tabela referente aos preços de insumos com valores desonerados, do mês de março de 2018, para o Paraná. Para o aço foi considerado o quantitativo separado de cada bitola, que foi a medida encontrada na tabela SINAPI. A descrição de cada material utilizado, assim como o código de cada item, encontra-se na Tabela 1.

Tabela 1: Insumos obtidos da tabela SINAPI

Código	Descrição	Un.	Preço (R\$)
00000039	AÇO CA-60, 5,0 MM, VERGALHÃO	kg	3,43
00000032	AÇO CA-50, 6,3 MM, VERGALHÃO	kg	3,62
00000033	AÇO CA-50, 8,0 MM, VERGALHÃO	kg	4,06
00000034	AÇO CA-50, 10,0 MM, VERGALHÃO	kg	3,46
00000031	AÇO CA-50, 12,5 MM, VERGALHÃO	kg	3,29
00000027	AÇO CA-50, 16,0 MM, VERGALHÃO	kg	3,29
00000029	AÇO CA-50, 20,0 MM, VERGALHÃO	kg	3,07
00000028	AÇO CA-50, 25,0 MM, VERGALHÃO	kg	3,55
00034496	CONCRETO USINADO BOMBEÁVEL, CLASSE DE RESISTÊNCIA C40, COM BRITA 0 E 1, SLUMP =100 +/- 20 MM, EXCLUI SERVIÇO DE BOMBEAMENTO (NBR 8953)	m ³	248,86

Fonte: SINAPI, 2018.

3.6 DEFINIÇÕES DOS MODELOS ESTRUTURAIS

Neste trabalho, foram realizados cinco lançamentos estruturais da edificação, onde nestes variou-se somente a posição em planta dos pilares-paredes, para verificar qual a influência da posição destes elementos nos coeficientes de estabilidade estrutural e nos quantitativos de aço e concreto da superestrutura. As dimensões de pilares, vigas e lajes, foram as mesmas para todos os lançamentos, sendo realizada a alteração dos elementos, somente se necessário para o melhor posicionamento dos pilares-parede ou para melhor distribuição dos esforços na estrutura.

Dentre os cinco lançamentos estruturais, pretendeu-se analisar primeiramente, os valores de coeficientes com os pilares-paredes inseridos em posições centrais da edificação, próximos da área de elevadores e escadas da edificação. Posteriormente, as posições dos pilares-paredes foram alteradas, colocando estes elementos em posições intermediárias da edificação. Seguindo para um posicionamento dos pilares-parede na região das extremidades da edificação, neste caso, foram realizados dois lançamentos. O primeiro deles, com os elementos dispostos perpendicularmente à maior dimensão da edificação, e o outro lançamento com os elementos posicionados paralelamente à maior dimensão da edificação. Por último foi realizado um lançamento concentrando os pilares-parede somente em um canto da edificação, para analisar o comportamento da edificação, com a concentração de pilares-parede em parte da edificação.

3.7 ADAPTAÇÕES NECESSÁRIAS

Primeiramente, é importante ressaltar que os diferentes lançamentos estruturais tinham inicialmente a intenção de variar somente da posição dos pilares-parede, mantendo as dimensões e número de pilares e vigas. Sendo que quando necessário, seriam realizadas algumas alterações para melhor encaixe dos pilares-parede.

Com isso, foi desenvolvido um modelo inicial de lançamento, onde foram locados somente pilares de dimensões 20x60 cm, onde, dependendo do modelo estrutural analisado, alguns destes pilares fossem substituídos pelos pilares-parede, de dimensões 20x160 cm. O modelo inicial tem vigas com dimensões de 20 cm de base por 50 cm de altura, lajes de 11 cm de espessura e escadas de 13 cm de espessura. Onde estes elementos também seriam mantidos constantes nos diferentes modelos estruturais.

No decorrer do estudo, foi verificado que em cada modelo apareceram problemas que inviabilizavam a análise da estrutura pelo programa, fornecendo resultados inconsistentes ou fora da norma. Por conta disso, as dimensões de elementos, como vigas e pilares, assim como o posicionamento de alguns pilares e pilares-parede precisaram ser alteradas, para que realmente fossem obtidas situações aceitáveis estruturalmente.

Tendo isso em vista, para que fosse possível realizar uma melhor comparação posterior dos modelos, serão mostradas, nos tópicos de 3.7.1 ao 3.7.6, quais mudanças foram necessárias para cada um dos modelos analisados, tendo como base o modelo inicial apresentado da posição dos pilares.

Um dos elementos que foram modificados em todos os modelos foi o tamanho das vigas que se encontravam próximas ao elevador, as vigas V3 e V6. Estas tiveram suas dimensões reduzidas para 15 cm de base por 30 cm de altura, mudança essa realizada para que tivesse compatibilidade entre a estrutura e o espaço necessário para posicionamento dos elevadores.

3.7.1 Modelo Central

Neste modelo, tanto as vigas quanto os pilares não tiveram que sofrer alterações nas dimensões e nem nas direções, mantendo o proposto inicialmente. Em

relação aos pilares-parede, quatro tiveram suas dimensões alteradas para 25x160 cm, devido aos erros de dimensionamento relacionados ao espaçamento mínimo nas faixas. Estas faixas estão relacionadas ao modelo de dimensionamento dos pilares-parede, onde o mesmo é dividido em faixas de pilares menores, realizando assim o cálculo da armadura necessária destes pilares separadamente. O problema ocorre quando pelo menos uma das faixas não consegue ser dimensionada, onde este é gerado por conta de efeitos de segunda ordem localizado nos pilares-parede.

Os outros dois pilares-parede, com dimensões de 20x160 cm, tiveram suas posições giradas em planta, onde se encontravam na direção Y da edificação, devido à grande absorção de momento gerando carga negativa, mudou-se a maior direção dos pilares-parede P3 e P4 para a direção X da edificação.

A planta de formas do modelo central encontra-se como Apêndice A – Forma do Modelo Central, dispondo as dimensões dos elementos no pavimento tipo da edificação, sendo que as dimensões são constantes para todos os níveis.

3.7.2 Modelo Intermediário

Um problema verificado em todos os outros modelos, exceto no modelo central, foi o dimensionamento dos pilares e vigas centrais na direção Y da edificação. No caso, os pilares identificados como P3, P4, P9, P10, P14, P15, P19 e P20, e as vigas V17 e V18.

Verificando a disposição dos elementos, é possível perceber que estes elementos centrais estão compondo o maior pórtico na direção Y, significando que os mesmos estão absorvendo boa parte dos efeitos de vento desta direção, motivo pelo qual gerou problema no dimensionamento dos elementos.

Tendo isso em vista, foi necessário aumentar a dimensão destes elementos em todos os lançamentos, como ressaltado anteriormente, exceto no modelo central, onde este havia pilares-parede compondo estes pórticos centrais. Com isso, os pilares que compõem este pórtico tiveram suas dimensões aumentadas para 25x60 cm, e as vigas ligando estes tiveram sua espessura aumentada para 25 cm.

Ainda sobre este pórtico central, os pilares do extremo superior do pórtico, os pilares P3 e P4 tiveram suas dimensões diminuídas. Nestes pilares estava ocorrendo problema relacionado com carga negativa, o que impossibilitava o dimensionamento destes, e reduzindo a rigidez destes pilares na direção do pórtico fez com que a

absorção dos esforços do pórtico fosse diminuída nos elementos, e assim, não gerando carga negativa.

Em relação ao modelo intermediário, os outros pilares e vigas mantiveram suas dimensões conforme estudo inicial. Com o posicionamento dos pilares-paredes foi verificada a necessidade de retirada de dois pilares, onde estes elementos se localizavam próximo aos pilares-parede P8 e P11, onde após uma análise inicial ficou evidente que a retirada destes seria necessária, pois a distribuição dos esforços estava gerando carga negativa na seção destes elementos em vários níveis.

Com a retirada destes pilares, os esforços absorvidos pelos pilares-parede P8 e P11 foram elevados, onde por conta disso os elementos tiveram suas dimensões aumentadas para 20x260 cm, tendo em vista que o problema de dimensionamento destes era relacionado ao carregamento de momento recebido.

As dimensões e posicionamento dos elementos podem ser verificadas no Apêndice B – Forma do Modelo Intermediário.

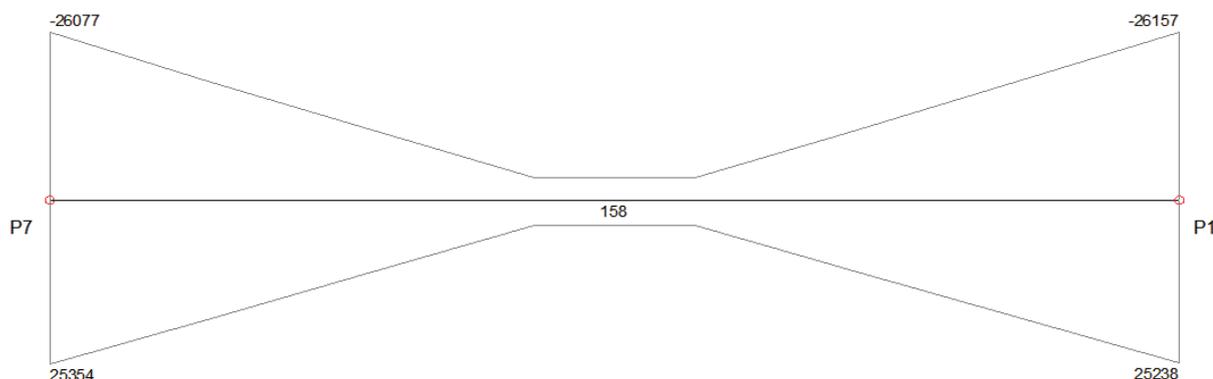
3.7.3 Modelo Extremo A

Como proposto inicialmente, todos os modelos contariam com um número de 6 pilares-parede, sendo que neste modelo, todos se encontrariam nos extremos da edificação, com suas maiores dimensões perpendiculares à maior dimensão em planta da edificação.

Com o estudo dos possíveis locais para o posicionamento destes elementos, ficou evidente, por meio da análise de um modelo realizado, que ocorreria problemas relacionados ao tamanho das vigas, sendo que estas ficariam com pouca dimensão longitudinal. O problema de ter vigas curtas é que pela distribuição dos esforços geraria picos de momentos, sendo que a seção adotada seria insuficiente para absorção destes esforços. O modelo em questão, foi lançado no programa e foi possível observar este comportamento, conforme pode ser visualizado na Figura 7, onde estes valores altos de momentos fletores não foram suportados pela geometria da seção analisada.

Para visualização deste modelo com 6 pilares-parede no extremo da edificação na direção Y, o qual foi descartado, pode-se verificar o Apêndice C – Forma do Modelo Descartado Extremo A.

Figura 7: Diagrama de momento fletor, em kgf.m, da viga V14 com alternativa descartada.



Fonte: Elaborado pelo autor, 2018.

Com isso, optou-se por diminuir o número de pilares-parede para quatro, deixando esses nos extremos da edificação como proposto. Para compensar a diminuição destes elementos, assim como para melhor comparação da estrutura, os pilares-parede remanescentes foram lançados com dimensões 20x200 cm. O Apêndice D – Forma do Modelo Extremo A representa as dimensões e posicionamentos dos elementos após a retirada de dois pilares-parede.

Os outros pilares da edificação tiveram suas dimensões mantidas em 20x60 cm, sendo que os pilares P7, P12, P13 e P16 tiveram suas direções em planta rotacionadas do eixo Y para o eixo X da edificação, devido à grande rigidez dos pilares parede no pórtico, que estavam gerando carga negativa nestes.

As mesmas considerações foram realizadas para os pilares e vigas do pórtico central da edificação, compreendendo as vigas V17 e V18 e os pilares P3, P4, P9, P10, P15, P16, P22 e P23, aumentando a dimensão destes.

3.7.4 Modelo Extremo B

A premissa inicial deste modelo era colocar os pilares-parede na direção paralela à maior dimensão da edificação, no caso, os elementos foram dispostos no eixo X da edificação. Conforme verificado em nas análises, a direção Y da edificação é onde ocorre os maiores problemas relacionados a estabilidade estrutural.

Como não há nenhum pilar-parede com sua maior inercia em Y, foi necessário posicionar todos os pilares com suas maiores dimensões na direção do eixo Y da edificação, sendo que em X os pilares-parede suportariam a maior parte dos esforços. Além disso, os pilares também tiveram suas dimensões aumentadas para 25x60 cm,

exceto os pilares P12 e P13, que mantiveram suas dimensões 20x60 cm, devido à localização destes, próximo aos pilares-parede.

Além dos pilares, também foi identificado que seria necessário aumentar as dimensões das vigas dos pórticos em Y, para isso, tanto as vigas tiveram seções de 25x50 cm. Essa modificação foi realizada, pois após verificar os pórticos centrais em Y, onde ocorriam problemas de dimensionamento, tanto nos pilares quanto nas vigas, em vários pavimentos, pois estes pórticos eram os responsáveis por grande parte da rigidez da estrutura nesta direção. Aumentando a dimensão das outras vigas, aumentou a rigidez da estrutura em toda a edificação, possibilitando o dimensionamento dos elementos.

O Apêndice E – Forma do Modelo Extremo B demonstra as dimensões e posicionamento dos elementos que foram considerados para a análise.

3.7.5 Modelo Assimétrico

O modelo assimétrico foi desenvolvido visando a avaliação do que poderia ocorrer com a estrutura, caso fosse realizada uma grande concentração de elementos com grande rigidez em uma região, que é o caso dos pilares-parede. Com isso, optou-se por posicionar estes elementos no canto superior esquerdo da planta baixa.

Os pilares-parede foram posicionados com base nos lançamentos anteriores, posicionando os elementos em locais já estudados, sendo os pilares-parede P3 e P7 do modelo central, os pilares P2 e P9 do modelo intermediário, o pilar-parede P1 do modelo extremo A e o pilar P8 do modelo extremo. Com isso, as considerações para as dimensões dos elementos foi a mesma dos modelos anteriores, principalmente em relação às vigas V17 e V18, que formam o pórtico central em Y. Pode-se identificar o posicionamento e dimensões dos elementos no Apêndice F – Forma do Modelo Assimétrico.

Neste modelo houve problema de dimensionamento com o pilar-parede P9, o qual para ocorrer o dimensionamento, onde estava gerando problema em relação ao espaçamento mínimo das faixas relacionadas às considerações de cálculo para pilares-parede, como já citada em 3.7.1, teve sua seção transversal aumentada para 30x240 cm.

3.7.6 Modelo Sem Pilares-Parede

Para efeito de comparação, de uma estrutura realizada com pilares-parede com uma estrutura sem estes elementos, realizou-se o lançamento de um modelo onde não havia a presença de nenhum pilar-parede. Este modelo demonstrou-se necessário tendo em vista auxiliar a comparação dos resultados, para a verificação de se realmente os pilares-parede são importantes para a estrutura.

O modelo teve como base o lançamento inicial, com pilares todos de dimensões 25x60 cm, todas as outras dimensões permaneceram conforme lançamento inicial. Pode-se verificar o posicionamento dos pilares no Apêndice G – Forma do Modelo Sem Pilares-parede.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Com os parâmetros de estabilidade obtidos para cada direção da estrutura, em cada lançamento estrutural, assim como os quantitativos de aço e concreto, pretendeu-se analisar estes valores de forma a estabelecer qual dos lançamentos estruturais obteve a posição mais eficiente dos pilares-parede. Esta posição mais eficiente, foi a que obteve valores dos parâmetros de estabilidade analisados aceitáveis por norma, com a menor quantia necessária de aço e concreto para realização da super-estrutura.

Para melhor visualização e análise dos resultados, foram dispostas tabelas identificando as diferentes configurações de lançamento estrutural, e seus respectivos valores de deslocamento no topo da estrutura, coeficiente γ_z e dos quantitativos de aço e concreto.

Após, realizou-se uma comparação entre todas as configurações, visualizando qual foi a influência que a posição desses pilares-parede na edificação tanto nos parâmetros de estabilidade quanto nos quantitativos.

Com isso, a configuração mais eficiente dos pilares-parede foi aquela onde os quantitativos de aço e concreto obtiveram menores valores. Foi adotado esse critério pois, se todas as configurações atendem aos limites de norma, a solução mais viável é aquela onde o gasto com a superestrutura se demonstrar menor, reduzindo os custos.

Conforme citado anteriormente, após realizados todos os lançamentos dos modelos, sendo que em todos havia o correto dimensionamento dos elementos relacionados à super-estrutura da edificação, buscou-se primeiramente dados referentes aos carregamentos em cada modelo.

Estes dados, foram verificados para identificar possíveis diferenças ocorridas nos lançamentos, como considerações diferentes de carregamentos acidentais de lajes, valores diferentes para a carga de parede, ou algum outro carregamento que poderia ter sido esquecido ou lançado erroneamente. Este passo é importante para identificar qualquer anormalidade entre os diferentes lançamentos.

Além de pequenas variações nos carregamentos, as quais são esperadas tendo em vista que cada modelo teve sua particularidade de dimensão dos elementos, o que inviabiliza o mesmo valor de carga para todos os modelos, foi identificado que

em todos os modelos os carregamentos eram equivalentes, prosseguindo então para a obtenção dos resultados relacionados à comparação entre os modelos.

4.1 ANÁLISE DA ESTABILIDADE ESTRUTURAL

Como análise inicial dos dados obtidos, procurou-se analisar os coeficientes de estabilidade estrutural. Primeiramente, a Tabela 2 apresenta os valores de deslocamentos frequentes no topo da edificação, assim como o seu valor limite estabelecido pelo programa, e o coeficiente γ_z . É possível identificar que os valores tanto do deslocamento em Y, quanto do γ_z em Y, sofreram diferenças entre os modelos, mas demonstraram valores equivalentes em algumas situações.

Tabela 2: Coeficiente de estabilidade estrutural dos modelos.

Identificação do modelo	Deslocamentos (cm)			γ_z	
	X	Y	Limite	X	Y
Central	1,07	1,57	1,87	1,07	1,04
Intermediário	1,03	1,57		1,07	1,04
Extremo A	1,26	1,87		1,10	1,04
Extremo B	0,97	1,78		1,06	1,05
Assimétrico	0,99	1,57		1,08	1,04
Sem P.P. ¹	1,62	2,13		1,13	1,06

Fonte: Elaborado pelo autor, 2018.

O modelo extremo A teve os maiores deslocamentos no topo da estrutura, em ambas as direções, sendo o valor em Y igual ao limite estabelecido. Este modelo também demonstrou os maiores valores de γ_z em X, sendo que em Y o valor do γ_z foi o mesmo demonstrado por outros 3 modelos.

Já os menores deslocamentos em X, assim como o menor valor de γ_z em X foi verificado no modelo extremo B. Algo de certa forma esperado, tendo em vista que neste modelo, todos os pilares-parede estão com suas maiores dimensões na direção X da edificação, o que fornece maior rigidez lateral à estrutura.

Pode-se perceber uma certa relação entre os deslocamentos e os valores de γ_z , sendo quanto maior o deslocamento, maior o valor o valor do coeficiente de estabilidade. Alguns modelos não apresentaram esse comportamento, como exemplo

¹ P.P. – Pilar-parede

o modelo assimétrico, onde em X foi evidenciado um valor baixo de deslocamento mas apresentou valor de γ_2 superior que os outros modelos. Isso evidencia que não somente o deslocamento, mas também as cargas, influenciam neste parâmetro de estabilidade estrutural. Colocando a área em planta de pilares e pilares-parede como outra variável para a comparação entre modelos, conforme

Tabela 3, não foi possível concluir nitidamente uma relação entre a área destes elementos com os deslocamentos ou coeficientes de estabilidade estrutural. Um lançamento que foi favorável a esta hipótese foi o modelo extremo A, onde era o modelo com menor área de pilares em planta, e obteve os maiores deslocamentos no topo da edificação.

4.2 ANÁLISE DOS QUANTITATIVOS

Outros dados para a análise de qual o modelo mais eficiente, é a relação dos quantitativos de aço e concreto da super-estrutura, estes dados encontram-se na

Tabela 3. Conforme já foi discutido, para comparação destes dados, é necessário a atribuição de um valor para cada material utilizado, onde para o aço, foi necessário a separação deste em relação à quantidade de cada bitola utilizada, sendo possível assim, compor um preço para o aço utilizado na super-estrutura, conforme Tabela 4.

Tabela 3: Quantitativo dos modelos.

Identificação do modelo	Concreto (m ³)	Aço (kg +10%)	Área Pilares (cm ²)		
			Pilares	P.P. ¹	Total
Central	518,7	47791,9	21600	22400	44000
Intermediário	525,1	44789,5	20600	23200	43800
Extremo A	510,2	50458,4	25400	16000	41400
Extremo B	527,7	43661,4	25400	19200	44600
Assimétrico	531,6	45571,4	21700	24000	45700
Sem P.P. ¹	496,9	48385,3	36000	-	36000

Fonte: Elaborado pelo autor, 2018.

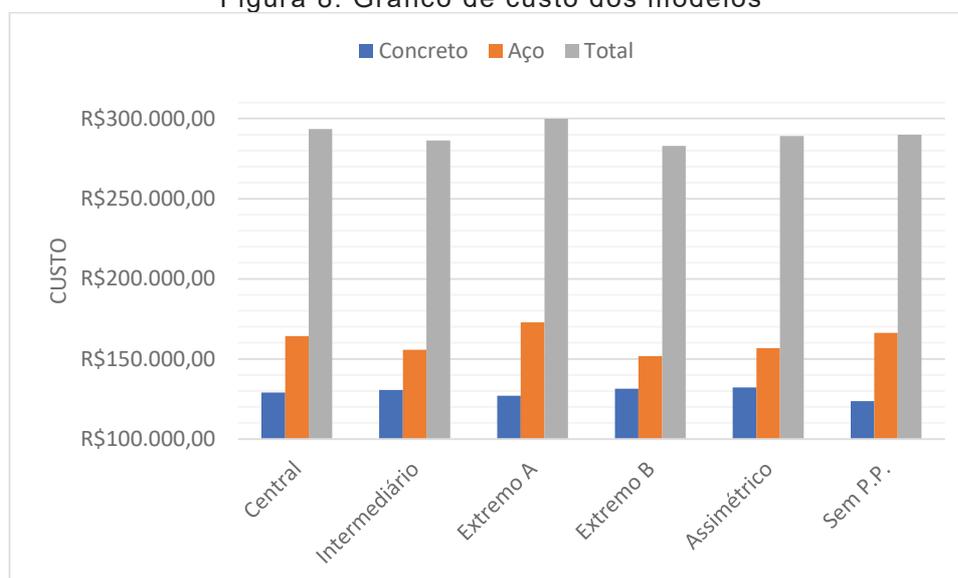
Para melhor visualização destes valores, realizou-se a elaboração de um gráfico, demonstrando os custos separadamente dos valores relacionados ao custo de aço, concreto e total para cada modelo, conforme pode ser observado na Figura 8.

Tabela 4: Custo de aço e concreto dos modelos.

Identificação do modelo	Custo (R\$)		
	Concreto	Aço	Total
Central	R\$129.083,68	R\$164.343,76	R\$293.427,44
Intermediário	R\$130.676,39	R\$155.717,66	R\$286.394,05
Extremo A	R\$126.968,37	R\$172.890,23	R\$299.858,60
Extremo B	R\$131.323,42	R\$151.681,65	R\$283.005,07
Assimétrico	R\$132.293,98	R\$156.793,41	R\$289.087,38
Sem P.P. ¹	R\$123.658,53	R\$166.285,33	R\$289.943,86

Fonte: Elaborado pelo autor, 2018.

Figura 8: Gráfico de custo dos modelos



Fonte: Elaborado pelo autor, 2018.

Também para verificar se ocorreu um padrão entre os lançamentos, de forma a minimizar as variáveis entre cada lançamento, foi obtido a área de pilares e pilares-parede em cada lançamento, assim como a soma destes.

Analisando os quantitativos com as áreas de pilares em planta, dispostos na Tabela 3, foi possível perceber que ocorre uma grande ligação onde o modelo com maior área de pilares, vai ter um maior consumo de concreto, sendo que somente os modelos central e intermediário tiveram leves variações nesta relação.

Verificando a Tabela 4 e a Figura 8, a qual contém os custos dos materiais, é possível evidenciar inicialmente que a quantidade de aço utilizada no modelo, apresentou um grande impacto no custo total da obra. Isso pode ser observado em todos os modelos, sendo que nestes, um maior custo de aço gerou um maior custo da estrutura total. O custo de concreto não seguiu a mesma relação para o custo total,

conforme observado no modelo sem pilares-parede, onde este teve o menor custo de concreto dos modelos, mas não teve o maior custo total da edificação.

Analisando o modelo extremo A, pode-se ver o quanto isso é expressivo. O lançamento foi o qual obteve menor custo de concreto, porém, no modelo também foi verificado o maior custo de aço, sendo que este insumo elevou o preço da estrutura para o maior custo entre todos os modelos.

Verificando os custos totais entre os modelos, foi evidenciado que não houve uma grande variação de custo, relacionado somente a super-estrutura da edificação. A diferença entre o maior e o menor custo, foi de quase R\$ 17.000,00, sendo que este valor, representa uma diferença de aproximadamente 6,0% em relação ao menor valor obtido para análise.

4.3 ANÁLISE DOS MODELOS

Analisando cada modelo separadamente, o modelo central apresentou o segundo maior custo entre os lançamentos, obtendo os parâmetros de estabilidade com valores dentro do limite, e valores intermediários entre os modelos.

O modelo intermediário apresentou o segundo menor custo entre os lançamentos, variando menos de R\$4.000,00 para o mais barato. Os coeficientes de estabilidade estrutural apresentaram valores mediano entre os lançamentos, tendo todos estes dentro dos limites estabelecidos. As posições dos pilares-parede na planta, não apresentam grande interferência em relação ao projeto arquitetônico, sendo que somente os pilares-parede P8 e P11 poderiam gerar problemas por tomarem grande parte de paredes de banheiros.

Apresentando o maior custo observado, o lançamento extremo A foi identificado como o pior dos lançamentos realizados. Além do custo elevado, os coeficientes de estabilidade apresentaram os maiores valores entre os modelos, mesmo estes estando dentro do limite estabelecido. Verificando a área de pilares e pilares-parede, este é o lançamento que apresenta os menores valores, o que poderia influenciar no baixo desempenho deste lançamento.

A maneira de teste, foram realizados lançamentos aumentando as dimensões dos pilares-parede, para que apresentasse áreas aproximadas com os outros modelos. Porém na análise de custos, houve um aumento ainda maior do que o modelo em questão estudado, piorando ainda mais o lançamento. Isto demonstra a

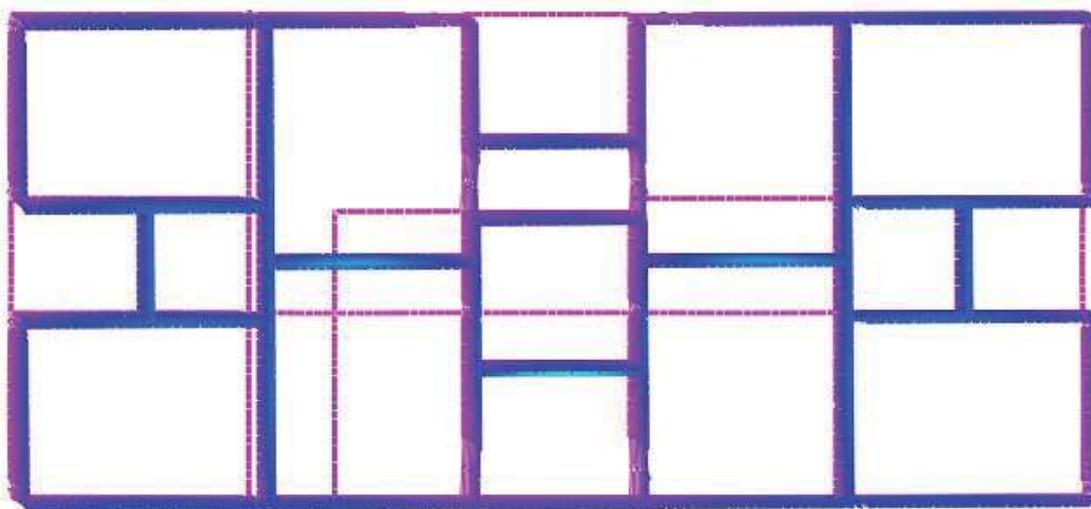
grande influência da localização dos pilares-parede e a importância de um bom lançamento.

O modelo extremo B demonstrou-se com o menor custo entre os lançamentos e coeficientes de estabilidade dentro dos limites. Na direção X, onde estavam localizados os pilares-parede, o modelo apresentou os menores valores tanto de deslocamento no topo da estrutura quanto do coeficiente γ_z . Em Y a estrutura deixou um pouco a desejar, sendo que o deslocamento foi um dos maiores e o γ_z o maior nesta direção. Neste modelo, como todos os pilares estão com dimensões grande, de 25x60 cm, possivelmente ocorreria várias interferências em relação ao projeto arquitetônico.

Por fim, o modelo assimétrico apresentou custo mediano em relação aos outros modelos, e coeficientes também medianos e dentro dos limites. Este modelo apresentou os maiores valores de área total de pilares e pilares-parede, fato este motivado pelas grandes dimensões de pilares-parede necessárias para o dimensionamento dos mesmos, sendo que um dos pilares-parede teve dimensões de 30x240 cm.

Outro fator em relação ao modelo assimétrico que foi possível observar em relação aos outros modelos, foi o comportamento da edificação como um todo, sendo que pela localização dos pilares-parede, esta apresentou um comportamento de torção da estrutura mais acentuado. Conforme pode-se observar na Figura 9, para o modelo central e na Figura 10 para o modelo assimétrico.

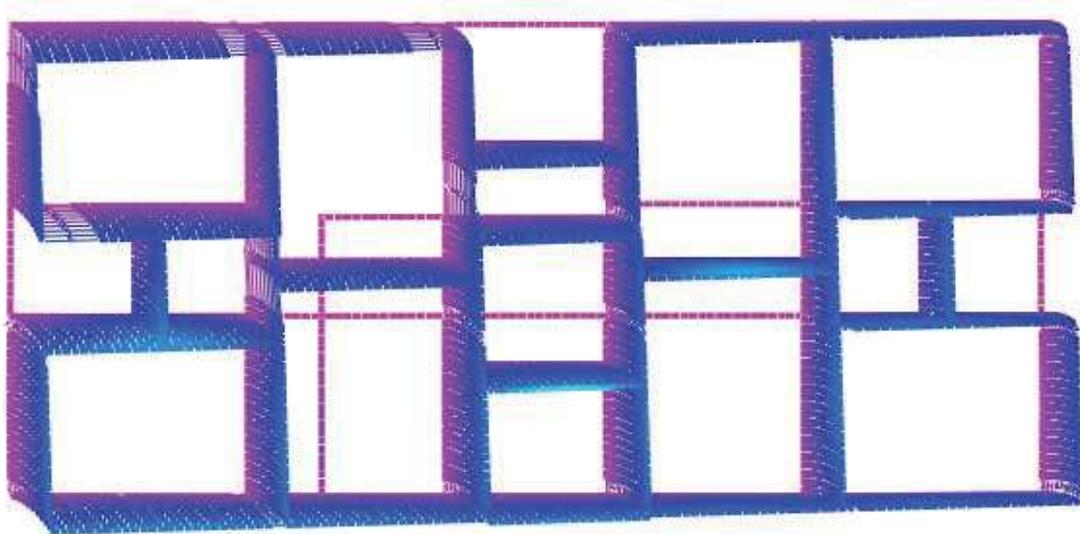
Figura 9: Deslocamentos em planta do modelo central.



Fonte: Elaborado pelo autor, 2018.

Estas imagens representam o deslocamento da estrutura, fornecida pelo programa, visualizando a estrutura como um todo, em uma vista superior da edificação. Percebe-se que a imagem relacionada ao modelo central a estrutura apresenta um deslocamento dos elementos, o qual foi parecido para os outros modelos. Já o modelo assimétrico, estes deslocamentos são superiores, ficando evidente na imagem. Foram adotadas as mesmas combinações e mesmo fator de escala de deslocamentos entre as imagens.

Figura 10: Deslocamentos em planta do modelo assimétrico



Fonte: Elaborado pelo autor, 2018.

4.4 ANÁLISE DOS ESFORÇOS DE CISALHAMENTO NOS PILARES-PAREDE

Como outra forma de analisar melhor o comportamento dos modelos, analisou-se também o valor das tensões de cisalhamento média dos pilares-parede dos lançamentos, sendo estas analisadas no nível inferior da estrutura. Estas tensões consideram os esforços de cisalhamento causado somente pela ação do vento em X e Y, sendo que os valores das tensões são obtidos somente quando a maior dimensão do pilar-parede é coincidente com a direção de ação do vento.

Com a tensão de cisalhamento calculada para cada pilar-parede, obteve-se a tensão média de cisalhamento para a configuração, na direção em questão, por meio de média aritmética das tensões de cisalhamento dos elementos do modelo em

questão. Estes valores podem ser encontrados nas Tabela 5 e Tabela 6, correspondente aos esforços em X e Y respectivamente.

É importante ressaltar que os valores em X para o modelo extremo A, e em Y para o modelo extremo B são nulos, pois não havia nenhum pilar-parede com sua maior dimensão paralela à direção analisada.

Tabela 5: Tensão de cisalhamento dos pilares-parede com vento em X.

Vento V1 X+						
Identificação	Pilar	b (cm)	h (cm)	Vx (tf)	T (Mpa)	Cisalhamento médio (MPa)
Central	P3X	20	160	19,16	0,599	0,599
	P4X	20	160	19,17	0,599	
Intermediário	P2X	20	160	13,35	0,417	0,472
	P5X	20	160	15,62	0,488	
	P18X	20	160	15,87	0,496	
	P21X	20	160	15,55	0,486	
Extremo A	-					-
Extremo B	P1X	20	160	10,57	0,330	0,333
	P6X	20	160	10,65	0,333	
	P7X	20	160	10,61	0,332	
	P18X	20	160	10,64	0,333	
	P19X	20	160	10,71	0,335	
	P24X	20	160	10,66	0,333	
Assimétrico	P2X	20	160	16,97	0,530	0,549
	P3X	20	160	16,31	0,510	
	P8X	20	160	19,42	0,607	

Fonte: Elaborado pelo autor, 2018.

Observando a Tabela 5 e a Tabela 6, percebe-se que em geral as tensões de cisalhamento atuantes nos pilares parede da direção X são inferiores aos da direção Y. Este fato pode ser explicado observando a formação dos pórticos da estrutura, onde na direção X da edificação, os pórticos formados são mais rígidos que os da direção Y, com a presença maior número de pilares nos pórticos. Com isso, ocorre uma distribuição melhor dos esforços diminuindo a tensão de cisalhamento nos pilares-parede.

Tabela 6: Tensão de cisalhamento dos pilares-parede com vento em Y.

Vento V3 Y+						
Identificação	Pilar	b (cm)	h (cm)	V _y (tf)	T (Mpa)	Cisalhamento médio (MPa)
Central	P7Y	25	160	40,72	1,018	0,974
	P8Y	25	160	40,65	1,016	
	P19Y	25	160	37,28	0,932	
	P20Y	25	160	37,21	0,930	
Intermediário	P8Y	20	260	78,80	1,515	1,517
	P11Y	20	260	78,94	1,518	
Extremo A	P1Y	20	200	41,17	1,029	1,028
	P6Y	20	200	41,05	1,026	
	P19Y	20	200	41,19	1,030	
	P20Y	20	200	41,07	1,027	
Extremo B	-					-
Assimétrico	P1Y	20	160	6,75	0,211	0,862
	P7Y	25	160	51,26	1,282	
	P9Y	30	240	78,65	1,092	

Fonte: Elaborado pelo autor, 2018.

Como já descrito, alguns pilares-parede tiveram suas seções aumentadas para que fosse possível ocorrer o dimensionamento destes. Relembrando que o problema de dimensionamento que ocorria estava relacionado com o espaçamento mínimo das faixas, pode-se perceber que ocorreu o aumento das dimensões, somente em elementos localizados com sua maior dimensão paralela à direção Y da edificação, onde ocorreram os maiores problemas de estabilidade da estrutura, e apresentou maiores forças cisalhantes.

Observando as forças cisalhantes em Y do modelo intermediário, identifica-se grandes forças cortantes nos pilares desta direção. Estes pilares-parede, assim como o P9Y do modelo assimétrico, foram os elementos com maiores dimensões, indicando assim, que a quantia de esforço cisalhante absorvida para cada pilar, depende da dimensão deste e dos outros elementos fornecedores de rigidez.

Estas tabelas de esforço cisalhante nos pilares-parede, reforçam os problemas identificados no modelo extremo B, em relação à necessidade de aumentar a dimensão dos elementos que compõem os pórticos principais na direção Y da edificação. Como já exposto, esta direção da edificação apresentou maiores valores relativos aos esforços cisalhantes, sendo que nesta direção não havia nenhum pilar-parede para absorção destes esforços, os pórticos tiveram que ser reforçados para absorver estes esforços.

4.5 ANÁLISE DA POSIÇÃO MAIS EFICIENTE DE PILARES-PAREDE

Por fim, a Tabela 7 demonstra os principais dados para a comparação entre resultados, apresentando primeiramente os deslocamentos e o coeficiente de estabilidade γ_z , e o preço referente aos materiais necessários para a super-estrutura da edificação, o qual também pode ser observado na Figura 8.

Tabela 7: Coeficientes de estabilidade e custos dos modelos.

Identificação do modelo	Deslocamentos (cm)			γ_z		Custo (R\$)		
	X	Y	Limite	X	Y	Concreto	Aço	Total
Central	1,07	1,57	1,87	1,07	1,04	R\$129.083,68	R\$164.343,76	R\$293.427,44
Intermediário	1,03	1,57		1,07	1,04	R\$130.676,39	R\$155.717,66	R\$286.394,05
Extremo A	1,26	1,87		1,10	1,04	R\$126.968,37	R\$172.890,23	R\$299.858,60
Extremo B	0,97	1,78		1,06	1,05	R\$131.323,42	R\$151.681,65	R\$283.005,07
Assimétrico	0,99	1,57		1,08	1,04	R\$132.293,98	R\$156.793,41	R\$289.087,38
Sem P.P.	1,62	2,13		1,13	1,06	R\$123.658,53	R\$166.285,33	R\$289.943,86

Fonte: Elaborado pelo autor, 2018.

Comparando o lançamento sem a presença de pilares-parede é possível perceber que a direção Y da edificação fica fora dos parâmetros estabelecidos, tanto no deslocamento do topo da estrutura, quanto do valor de γ_z . Também é possível observar uma grande diferença destes coeficientes em comparação com os outros modelos, tendo deslocamentos bem maiores que qualquer um dos deslocamentos.

Olhando especificamente para os quantitativos, pode-se perceber uma redução na quantidade de concreto necessária, provavelmente por conta da diferença que este modelo tem para os outros, em relação à área de pilares e pilares-parede em planta. Já em relação ao consumo de aço, foi próximo aos valores obtidos para os demais lançamentos com os pilares-parede.

Relacionando estes quantitativos com os custos, percebe-se que o custo para este modelo, foi intermediário em relação aos demais. Fato esse provavelmente relacionado à quantia de aço, a qual foi próxima aos outros modelos, mas ainda assim, superior a eles, exceto ao modelo extremo A.

Com todos estes dados analisados, é possível visualizar que a presença dos pilares-parede, além de ajudar na concepção estrutural relacionado aos coeficientes de estabilidade global da edificação, dando uma rigidez maior para a estrutura,

também pode vir a ter um ganho relacionado à redução dos quantitativos e consequente do custo relacionado à estrutura.

Com menores deslocamentos em uma estrutura, a edificação tem um comportamento geral melhor, gerando menos danos a elementos não estruturais, como os elementos de vedação. Além disso, uma estrutura mais rígida evita com que ocorra sensações de pânico à quem utiliza a edificação, tendo em vista que os deslocamentos são menores.

Mesmo com a área de pilares-parede aumentando o quantitativo de concreto da estrutura, o ganho na diminuição da quantidade de aço necessária, gerou a economia no custo total da estrutura. Este fato pode ser explicado que com a maior quantidade de concreto, que gerou seções mais robustas dos elementos, a distribuição dos esforços ocorreu de melhor forma, diminuindo assim as solicitações relacionadas ao aço na estrutura.

Como exemplo deste efeito, podemos ter como base a solicitação de momento nos pilares, onde com uma seção mais robusta, o braço de alavanca é maior em relação à linha neutra do pilar, e assim a quantidade de aço é diminuída.

Como o proposto inicialmente, o modelo que demonstrou a melhor eficiência em relação ao posicionamento dos pilares-parede foi o modelo extremo B. Neste lançamento, os coeficientes de estabilidade foram todos dentro dos parâmetros estabelecidos, e foi onde o quantitativo de aço e concreto, relacionados à super-estrutura da edificação apresentou menor valor.

Outro modelo que cabe destaque é o modelo intermediário. Tendo em vista o posicionamento dos pilares e pilares-parede em planta, este modelo apresentou uma facilidade de locação em planta destes elementos, tendo boas posições em planta que podem vir a gerar uma menor interferência nos demais projetos, principalmente no arquitetônico. Os coeficientes de estabilidade global da estrutura apresentaram valores desejados neste modelo, e seu quantitativo apresentou uma diferença no custo de menos de R\$ 4.000,00 em relação ao de menor custo.

5 CONCLUSÃO E RECOMENDAÇÕES

Com o estudo dos coeficientes de estabilidade global, elaborando diferentes modelos estruturais onde realizou-se alterações nos posicionamentos dos pilares-parede, assim como o estudo do lançamento estrutural sem estes elementos, fica evidente que a concepção estrutural de uma edificação pode ser realizada de diversas formas. Sendo que estas concepções, além do custo envolvido, obtido através dos quantitativos de aço e concreto da super-estrutura da edificação, apresentam diferentes valores em relação aos coeficientes de estabilidade global da estrutura e de seus deslocamentos.

Este estudo apresentou que a análise de vários modelos estruturais pode ser pertinente tendo em vista tanto a economia final da obra, sendo realizado o levantamento dos quantitativos de cada modelo, quanto a solução de problemas relacionados à estabilidade global. Em uma estrutura de 10 pavimentos já foi possível perceber uma redução de custos variando os posicionamentos dos elementos, assim como uma economia em relação à utilização ou não destes elementos em uma estrutura. Além de melhorar os parâmetros de estabilidade estrutural.

Outra questão percebida ao decorrer do estudo é que dependendo da solução adotada, podem surgir problemas em outros pontos. Como por exemplo a necessidade de retirada de pilares, a variação da seção dos elementos e a verificação do problema relacionado às vigas curtas, sendo que estes podem gerar incompatibilidades não somente com o projeto estrutural em si, mas também com os outros projetos relacionados à execução completa da edificação.

Com isso, é importante ressaltar que nem sempre a primeira solução pensada para a estrutura vai ser a mais econômica e mais eficiente. Sendo de grande importância a realização de estudo comparativo entre vários modelos, como realizado neste trabalho.

Sugestões para trabalhos futuros:

Verificar diferenças de custos em edificações de maior altura, assim como a influência do lançamento estrutural na consideração do custo total da edificação.

Identificar de que forma o posicionamento dos elementos estruturais pode afetar projetos hidráulicos e elétricos, gerando diferentes quantitativos de custo para cada projeto e identificando no custo total da obra qual a melhor solução a ser adotada.

Realizar um estudo da estabilidade estrutural para diferentes processos construtivos, como edifícios com alvenaria estrutural, fechamentos de *dry-wall* e utilização de lajes cogumelo.

REFERÊNCIAS

- ANDRADE NETO, Ivo Carrijo. **Contribuição à análise de estabilidade global em edifícios de concreto armado com redução brusca de rigidez entre pavimentos**. 2013. 134 f. Dissertação. Universidade de Brasília, Brasília, 2013.
- ARAÚJO, José Milton de. Avaliação do parâmetro de instabilidade para os edifícios altos. **Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil**. n. 15, p. 41-53, Abr. 2010.
- ARAÚJO, José Milton de. Flambagem local dos pilares-parede de concreto armado. **Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil**. n. 9, p. 29-37, Nov. 2006.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações, Rio de Janeiro, 1980.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações, Rio de Janeiro, 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, Rio de Janeiro, 2014.
- BACARJI, Edgar. **Análise de estruturas de edifícios**: Projeto de pilares. 1993. 187 f. Dissertação. Universidade de São Paulo, São Carlos, 1993.
- BITTENCOURT, Túlio Nogueira; PELLEGRINO NETO, Januário. **Curso ES13 – Exemplo de um projeto completo de edifício de concreto armado: Planta de Arquitetura**. Notas de aula, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2007. Disponível em: <<http://www.lem.ep.usp.br/gpse/es13/>>. Acesso em: 14 mai. 2018.
- BUENO, Mônica Maria Emerenciano. **Avaliação dos parâmetros de instabilidade global em estruturas de concreto armado**. 2009. 88 f. Dissertação. Universidade de Brasília, Brasília, 2009.
- CAMPOÓ, Leandro B.; Corrêa, Marcio R. S.; RAMALHO, Marcio A. Efeitos de segunda ordem em edifícios de alvenaria estrutural. **Revista Minerva: Pesquisa & Tecnologia**. v. 2, n. 2, p. 173-184, Jul./Dez. 2005.
- CARMO, Regina Maria dos Santos. **Efeitos de segunda ordem em edifícios usuais de concreto armado**. 1995. 112 f. Dissertação. Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.
- CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**: Segundo a NBR 6118: 2014. 4. ed. São Carlos: EDUFSCAR, 2014.
- CARVALHO, Roberto Chust; PINHEIRO, Libânio Miranda. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. Vol.2. 1. ed. São Paulo: Editora Pini, 2003.

CESCA, Luiz Henrique. **Simulação das vantagens potenciais do uso de concreto com fck crescente em projetos estruturais de edifícios padrão com 8, 16 e 32 pavimentos.** 2015. 118f. Monografia. Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Pato Branco, 2015.

CHINEM, Rodolpho Mendonça. **Avaliação da estabilidade global de edifícios.** 2010. 96 f. Monografia. Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2010.

FARTO, Paula Janaina Souza; HILLESHEIM, Maicon José; PINHEIRO, Roberto Vasconcelos. Análise técnica de estruturas de edifícios em concreto armado, de 3 a 10 pavimentos, com variação nos valores de resistência a compressão, considerando a relação geométrica, em planta, de 1:4. In: CONGRESSO DAS ENGENHARIAS DO ESTADO DE MATO GROSSO, 1., 2017, Sinop. **Anais eletrônicos Análise técnica de estruturas de edifícios em concreto armado, de 3 a 10 pavimentos, com variação nos valores de resistência a compressão, considerando a relação geométrica, em planta, de 1:4.** Sinop: COENG, 2017. Disponível em: <<http://coeng.ejcm.com.br/storage/works/24.pdf>>. Acesso em: 07 out. 2017.

FUSCO, Péricles Brasiliense. **Estruturas de concreto: Solicitações normais.** 1. ed. Rio de Janeiro: Editora Guanabara Dois, 1981.

FUSCO, Péricles Brasiliense. **Tecnologia do concreto estrutural: Tópicos aplicados.** 1. ed. São Paulo: Editora Pini, 2008.

GONÇALVES, Roberto Martins *et al.* **Ação do vento nas edificações: Teoria e exemplos.** 2. ed. São Carlos: EESC – USP, 2007.

IGLESIA, Socrate Muñoz. **O efeito P-Delta nas estruturas de edifícios.** [S.l.]: E-book AltoQI, 2016. Disponível em: <<http://maisengenharia.altoqi.com.br/wp-content/uploads/2016/08/Ebook-O-Efeito-P-Delta.pdf>>. Acesso em 21 set. 2017.

LESSA, Michelle Navarro. **Parâmetros de estabilidade global de edifícios em concreto armado.** 2016. 76 f. Monografia. Universidade de São Paulo, São Paulo, 2016.

MONCAYO, Winston Junior Zumaeta. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado.** 2011. Dissertação. Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

MORENO JUNIOR, Armando Lopes. **Lançamento da estrutura de um edifício: Posicionamento e pré-dimensionamento dos elementos estruturais.** 1993. 25f. Notas de aula do curso de concreto armado II da Universidade Estadual de Campinas.

OLIVEIRA, Janes Cleiton Alves de. **Estimativa do índice global de esbeltez de edifícios altos de concreto armado.** 1998. 149 f. Dissertação. Universidade de Brasília, Brasília, 1998.

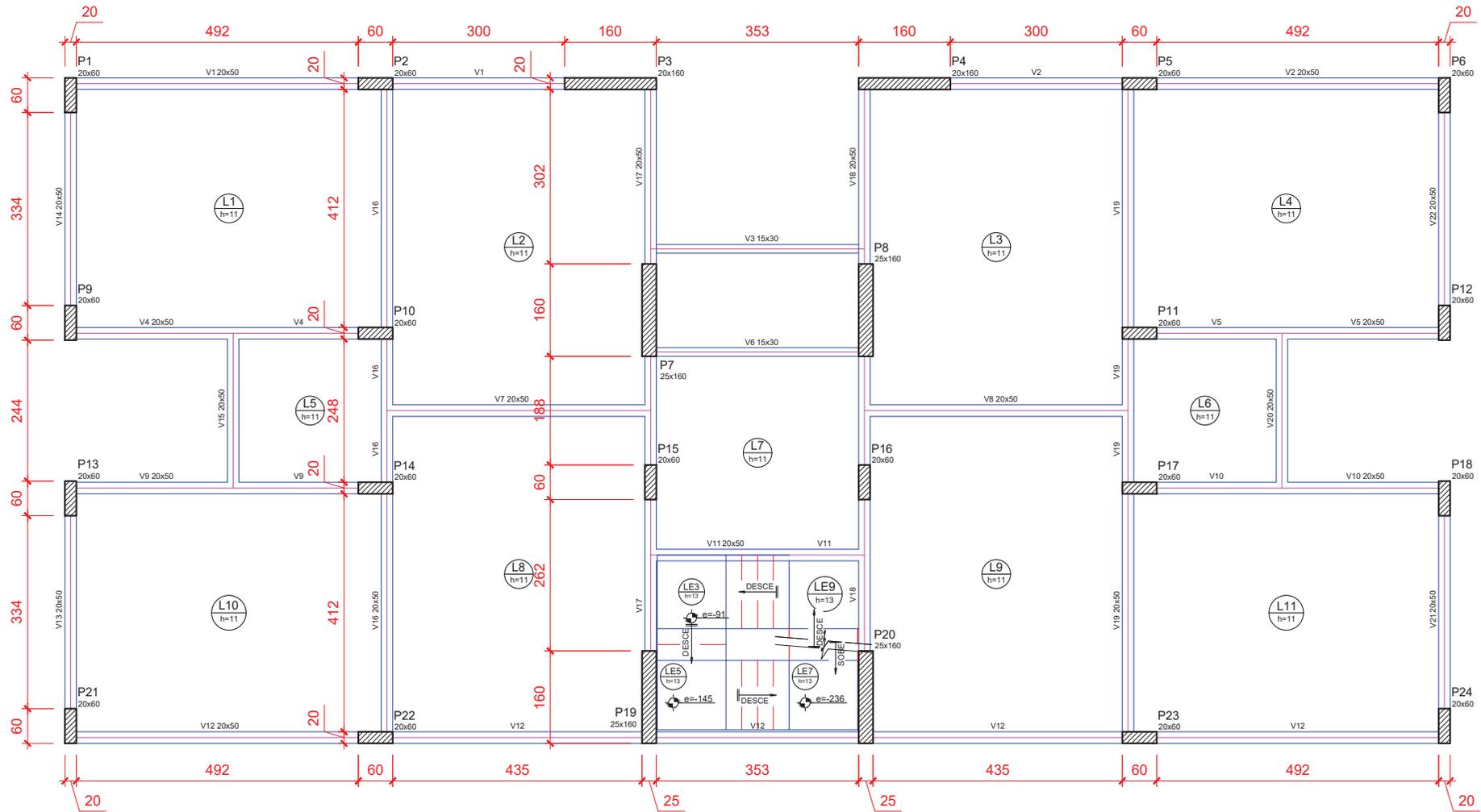
OLIVEIRA, Janes Cleiton Alves de. **Avaliação da rigidez de pórticos tridimensionais de concreto armado.** 2009. Tese. Universidade de Brasília, Brasília. 2009.

PAIXÃO, João Fernando Martins; ALVES, Elcio Cassimiro. Análise de estabilidade global em edifícios altos. **REEC - Revista eletrônica de engenharia civil**. V. 13, n. 01, p. 48-63, Jan./Jun. 2017.

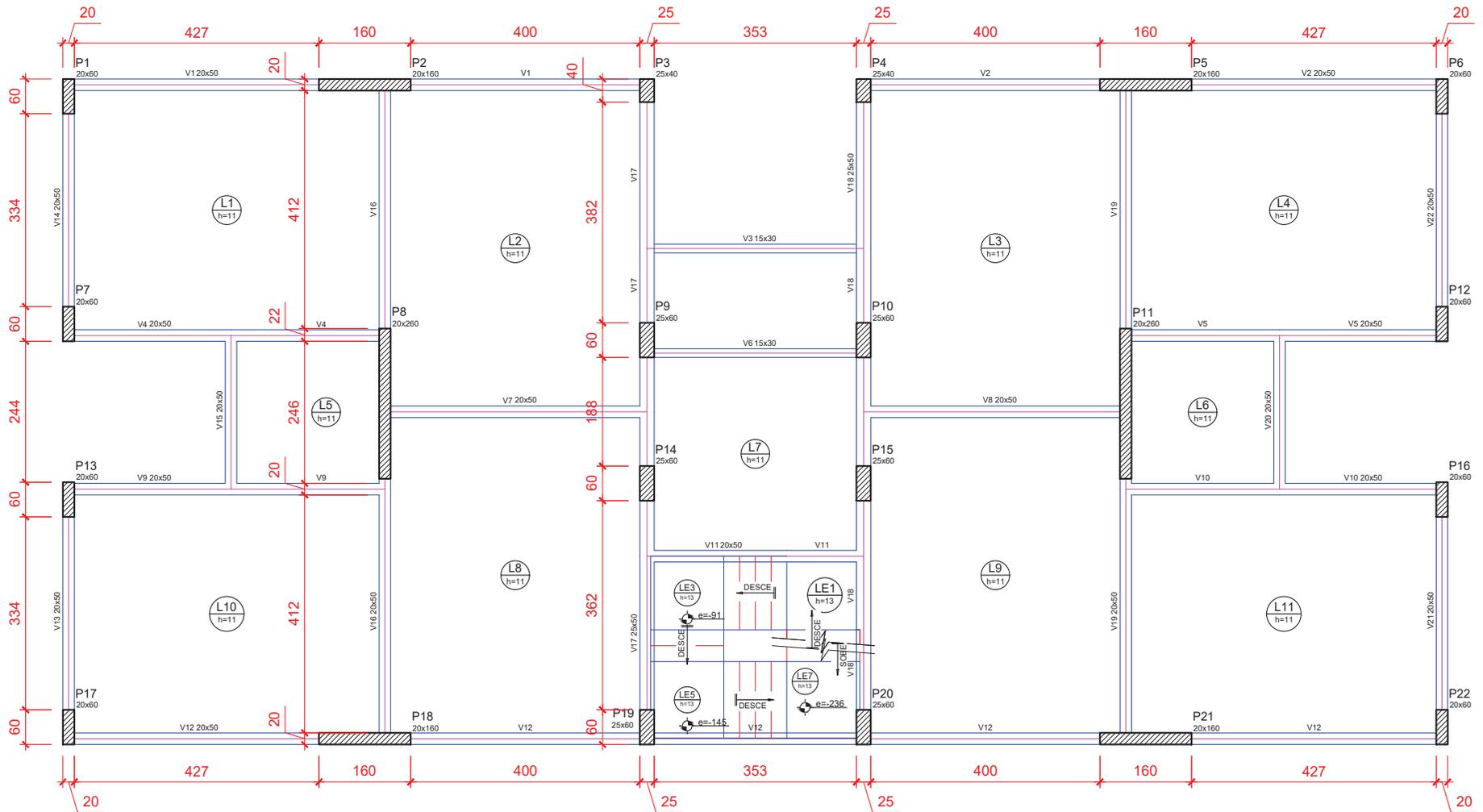
PAULISTA, André Miguel Teixeira. **Como utilizar os coeficientes de escolhas das armaduras?** Site QiSuporte. Disponível em: <<https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/115003724494-Como-utilizar-os-coeficientes-de-escolhas-das-armaduras>>. Acesso em: 11 mai. 2018.

Sistema Nacional de Pesquisas de Custos e Índices da Construção Civil – SINAPI. **Relatório de Insumos e Composições - PR - MAR/18 Com desoneração**. Disponível em: <http://www.caixa.gov.br/site/Paginas/downloads.aspx#categoria_655>. Acesso em: 13 mai. 2018.

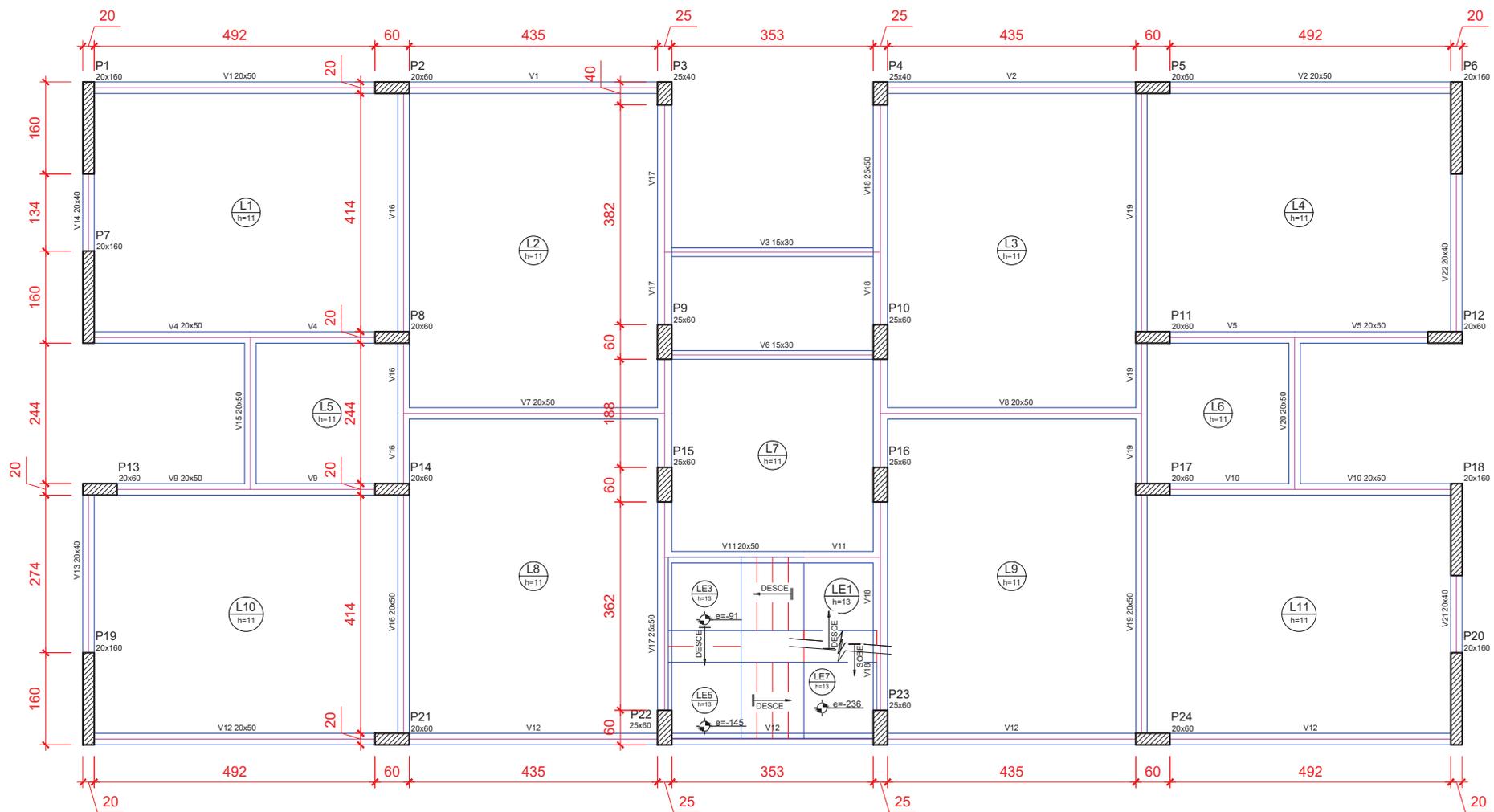
WORDELL, Fernando. **Avaliação da instabilidade global de edifícios altos**. 2003. 93 f. Dissertação. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.



Forma do modelo Central
escala 1:75

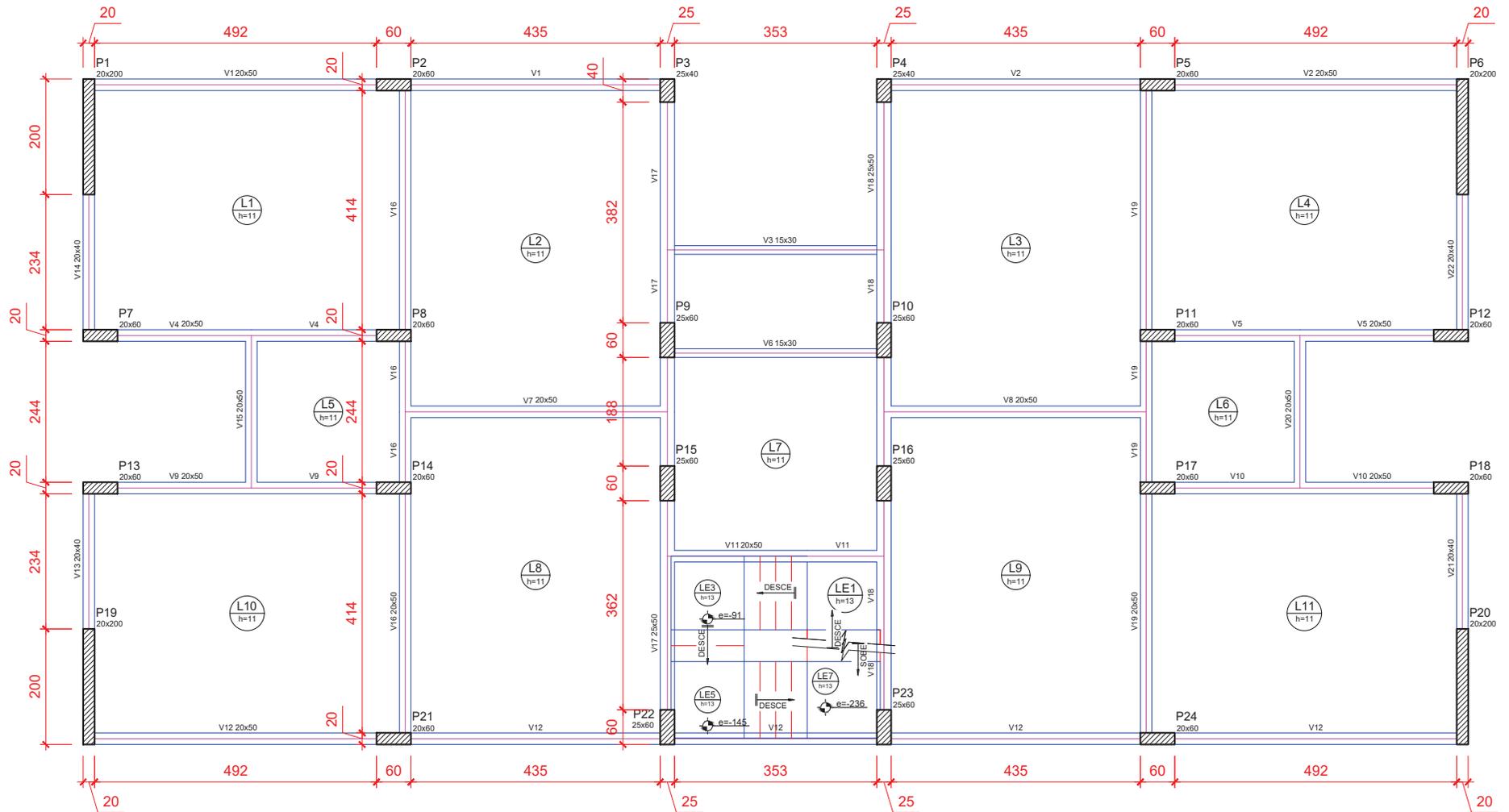


Forma do modelo Intermediário
escala 1:75

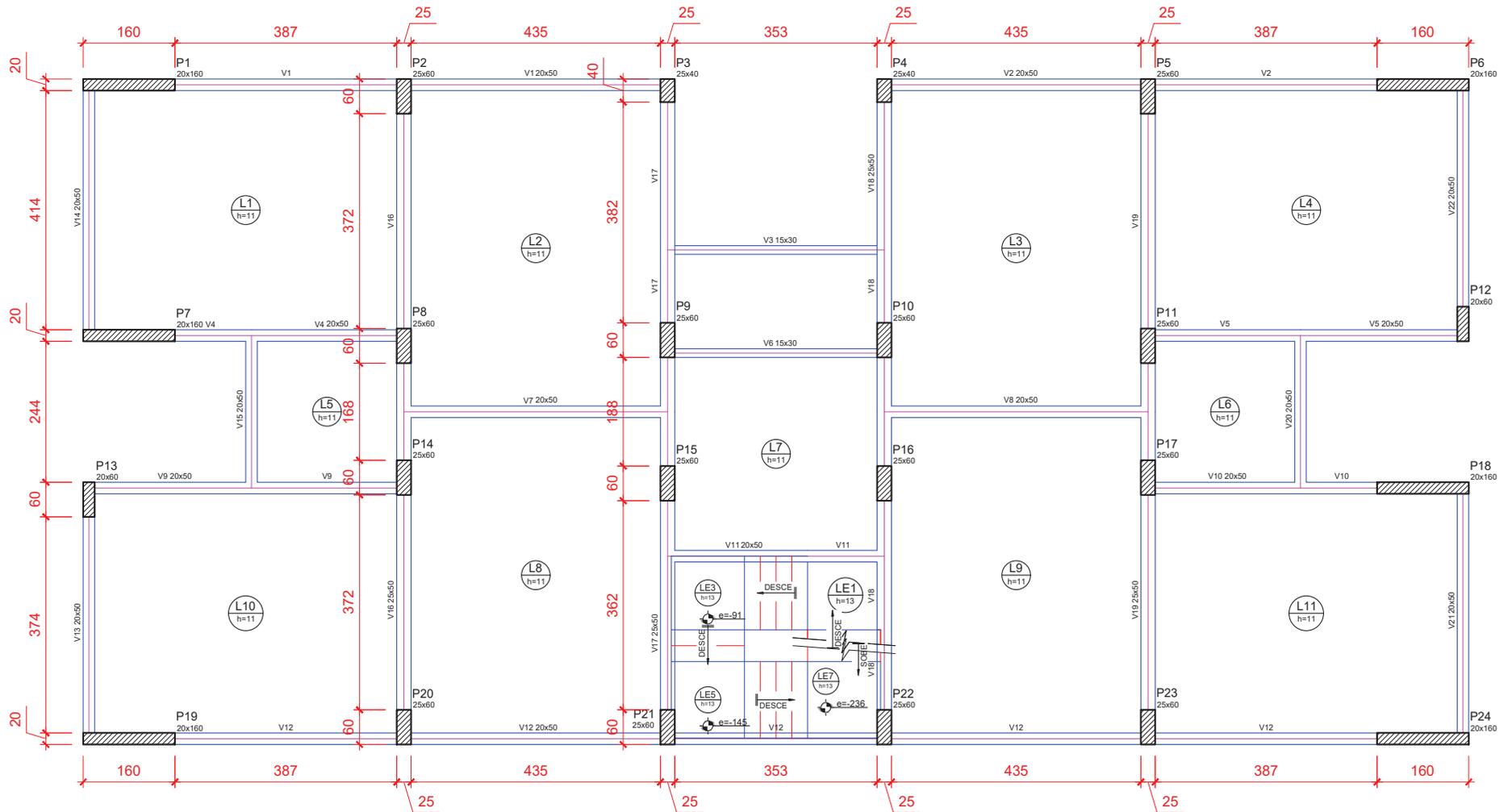


Forma do modelo Extremo A - DESCARTADO

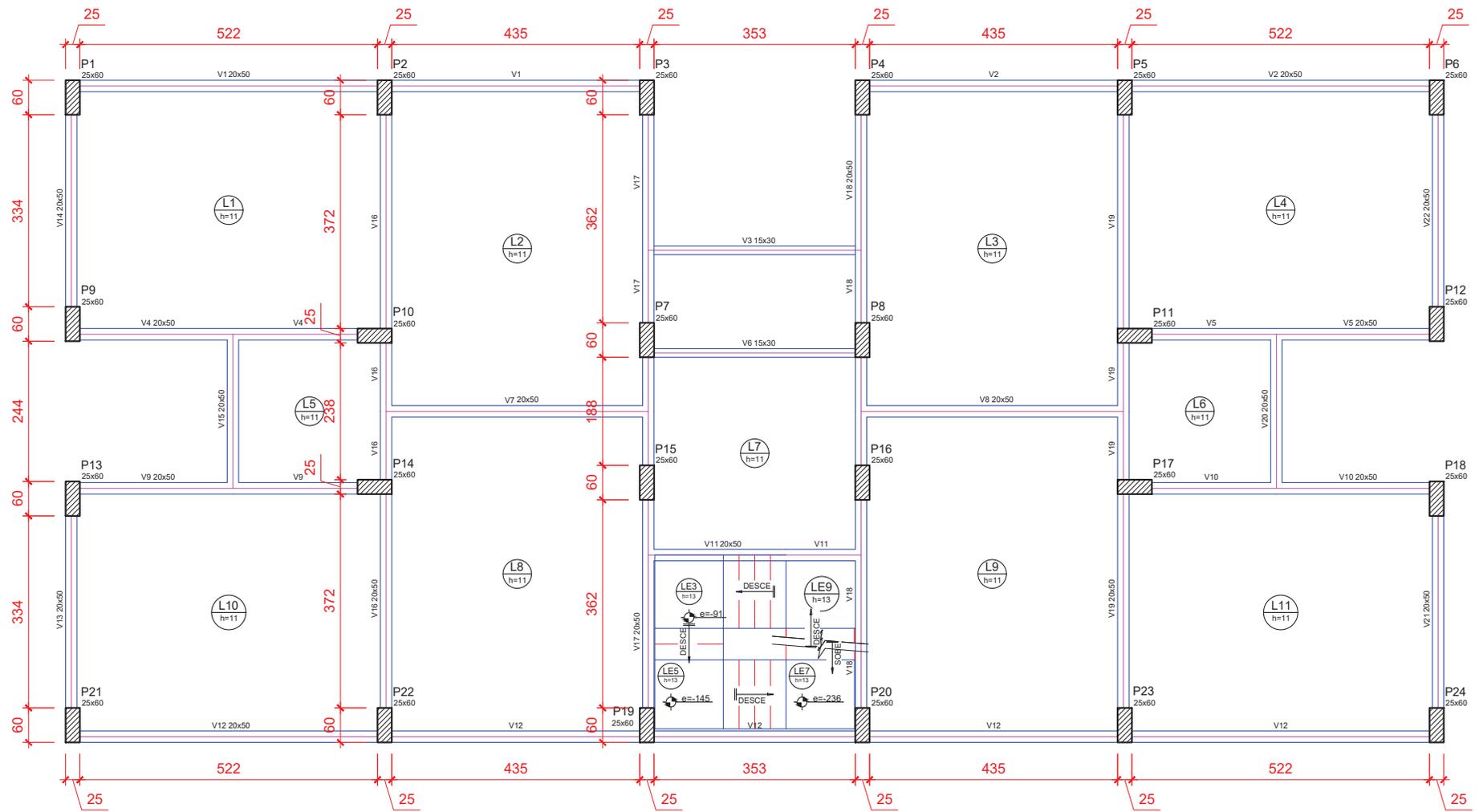
escala 1:75



Forma do modelo Extremo A
escala 1:75

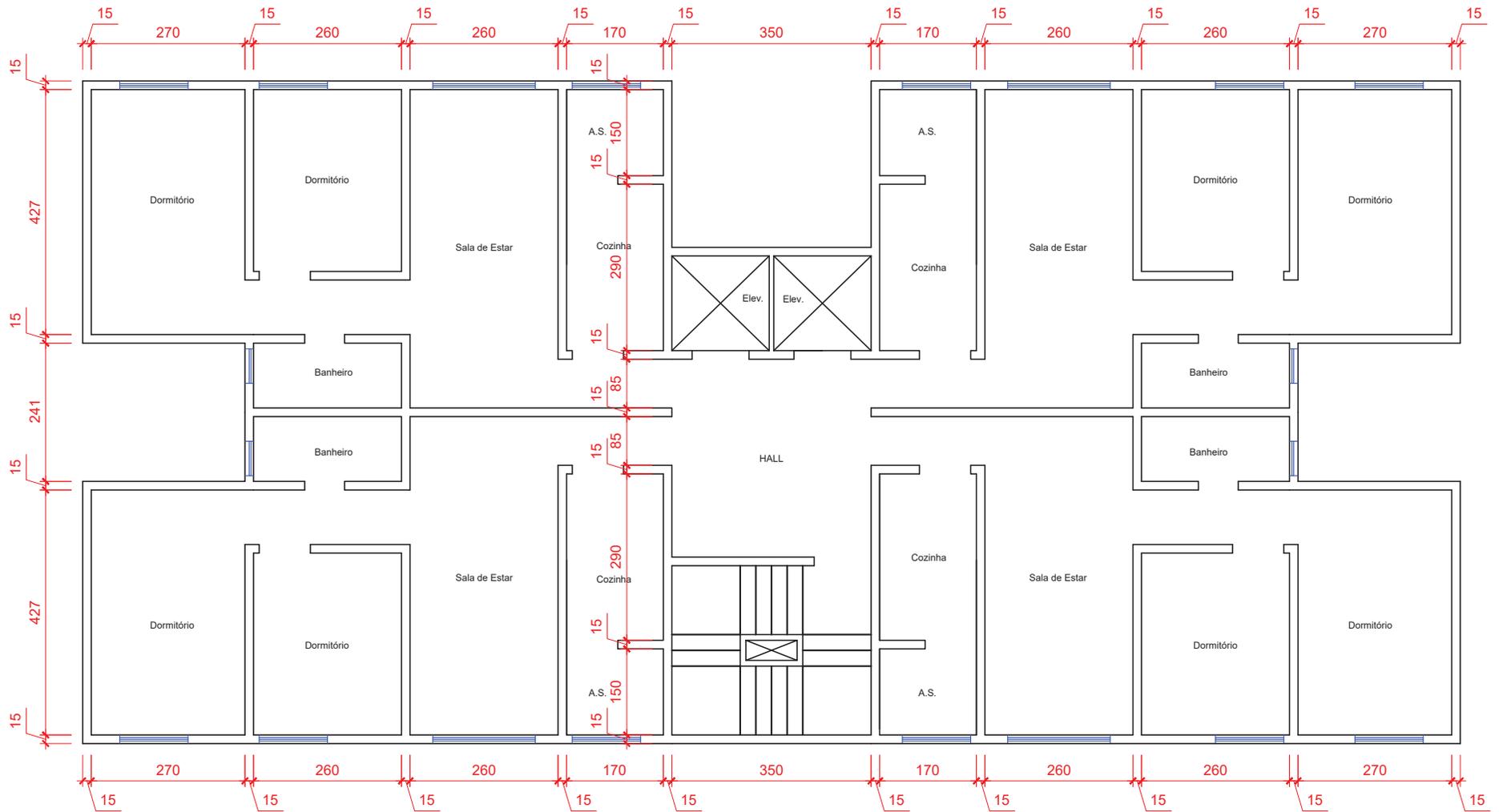


Forma do modelo Extremo B
escala 1:75



Forma do modelo sem P.P.
escala 1:75

Anexo A - Planta baixa do pavimento tipo da edificação



Planta baixa do pavimento tipo
escala 1:75