



VINÍCIUS NEVES DE SOUSA

**AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE EM EDIFÍCIOS DE
MÚLTIPLOS ANDARES DE CONCRETO ARMADO POR
MEIO DOS PARÂMETROS α , γ_z e PELO MÉTODO $P\Delta$**

**LAVRAS - MG
2022**

VINÍCIUS NEVES DE SOUSA

**AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE EM EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS ANDARES DE
CONCRETO ARMADO POR MEIO DOS PARÂMETROS α , γ_z E PELO MÉTODO PA**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à
Universidade Federal de Lavras, como parte
das exigências do Curso de Engenharia Civil,
para a obtenção do título de Bacharel.

Prof. Dr. Rafael Santos de Moraes
Orientador

**LAVRAS - MG
2022**

Sousa, Vinicius Neves.

AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE EM EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS ANDARES DE CONCRETO ARMADO POR MEIO DOS PARÂMETROS α , γ_z E PELO MÉTODO P Δ / Vinicius Neves de Sousa. - 2022.

62 p. : il.

Orientador(a): Prof. Dr. Rafael Santos de Moraes.

TCC (graduação) - Universidade Federal de Lavras, 2022.

Bibliografia.

1. Efeitos de segunda ordem. 2. Análise de estabilidade global. 3. Estruturas de concreto armado.

VINÍCIUS NEVES DE SOUSA

AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE EM EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS ANDARES DE CONCRETO ARMADO POR MEIO DOS PARÂMETROS α , γ_z E PELO MÉTODO PA

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Universidade Federal de Lavras, como parte das exigências do Curso de Engenharia Civil, para a obtenção do título de Bacharel.

APROVADO em 18 de Abril de 2022

Prof. Dr. Rafael Santos de Moraes (UFLA)

Prof. Dr. Ígor José Mendes Lemes (UFLA)

B.Sc. Bruno Marani Siciliano (UFMG)

RAFAEL SANTOS DE MORAES

Prof. Dr. Rafael Santos de Moraes
Orientador

**LAVRAS - MG
2022**

AGRADECIMENTOS

Inicialmente a Deus pela dádiva da vida, pela capacidade, pelas oportunidades que me foram dadas e, acima de tudo, por ter estado presente todos os dias da minha caminhada até aqui.

À minha família pelo apoio, carinho e amor que sempre recebi, principalmente à minha avó Nadir, ao meu irmão Lucas, à minha mãe Ana e ao meu pai Geraldo, que nunca mediram esforços para me verem feliz.

À minha noiva e futura esposa Jaqueline, por todo amor, carinho e por escolher dividir comigo os próximos dias de sua vida.

Aos meus amigos por terem estado comigo em todos os momentos felizes e tristes pelos quais passei.

Ao meu orientador Rafael pelos ensinamentos, disponibilidade para orientação e pelo apoio na elaboração deste trabalho.

À Universidade Federal de Lavras, por toda infraestrutura oferecida e aos meus professores, por todas as oportunidades e aprendizados que tive nessa jornada.

Ao Núcleo de Estudos em Estruturas (NEEst), pelas oportunidades de aprendizado extraclasse e inúmeras amizades que fiz.

“Portanto, quer vocês comam, quer bebam, quer façam qualquer outra coisa, façam para a glória de Deus.”

(1 Coríntios 10:31)

RESUMO

A análise de estabilidade global é indispensável nos dias atuais, já que os projetos arquitetônicos, com uma tendência de estruturas cada vez mais altas, esbeltas e menos rígidas, levam a necessidade de se considerar a deslocabilidade da estrutura e o seu equilíbrio na posição deslocada, tendo em vista a relevância das ações horizontais no seu desempenho. Além disso, para realizar essa análise, é necessário que os elementos estruturais já tenham suas dimensões estabelecidas, de tal forma que sejam definidas as partes resistentes da estrutura e que essas dimensões também sejam verificadas. Dessa forma, o presente estudo objetivou analisar a estabilidade de edifícios de múltiplos andares de concreto armado por meio do cálculo dos parâmetros de instabilidade α e γ_z e pelo método $P\Delta$, a partir de um modelo obtido com base em diretrizes de pré-dimensionamento, de modo a analisar e comparar as tipologias de concepção estrutural e os processos de cálculo. Para isso, a partir de um projeto arquitetônico pré-definido, foi realizada a concepção estrutural e o pré-dimensionamento dos elementos empregando-se os conceitos de três metodologias encontradas na literatura. Em seguida, foram determinadas as ações atuantes na estrutura e desenvolvidas as análises de estabilidade. Assim, com o presente trabalho, foi possível analisar o comportamento da estrutura quando submetida às ações laterais, comparando-se dois arranjos estruturais (com e sem núcleo rígido), com base nos resultados obtidos para os parâmetros de instabilidade conforme as metodologias de cálculo. O modelo sem núcleo rígido foi classificado como de nós móveis, podendo-se utilizar o método simplificado para estimar os efeitos de segunda ordem. Já o modelo com núcleo rígido, foi classificado como de nós fixos. Concluiu-se também que utilizar $1,00\gamma_z$ para a majoração das ações laterais resultou em valores de deslocamentos mais próximos dos obtidos pelo método $P\Delta$.

Palavras-Chave: Efeitos de segunda ordem. Análise de estabilidade global. Estruturas de concreto armado.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Detalhamento das etapas da pesquisa.	14
Figura 2 – Exemplo de estrutura com nós rígidos e articulados.....	21
Figura 3 – Exemplo de estrutura com nós rígidos e articulados - deslocamentos.....	22
Figura 4 – Exemplo de estrutura com fundação engastada e rotulada - deslocamentos.	22
Figura 5 – Exemplificação do efeito de segunda ordem.	24
Figura 6 – Imperfeições geométricas globais.	27
Figura 7 – Força horizontal equivalente.	29
Figura 8 – Isopleias da velocidade básica (m/s).	30
Figura 9 – Aplicação da força de arrasto nos pavimentos.	33
Figura 10 – Módulo de rigidez equivalente, carga pontual.	35
Figura 11 – Módulo de rigidez equivalente, carga distribuída.	36
Figura 12 – Representação do corte AA, elevação frontal e lateral.	40
Figura 13 – Representação do pavimento tipo e cobertura.	40
Figura 14 – Representação do pavimento térreo.	41
Figura 15 – Representação da posição do edifício e direções do vento.	42
Figura 16 – Concepção estrutural do pavimento tipo.....	44
Figura 17 – Concepção estrutural da cobertura.	45
Figura 18 – Representação do modelo 3D.....	45
Figura 19 – Planta baixa do pavimento tipo contendo o núcleo rígido.	54

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores estimados de módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto (considerando o uso de granito como agregado graúdo).	27
Tabela 2 – Carregamentos permanentes adotados no trabalho.	43
Tabela 3 – Cargas de utilização adotadas no trabalho.	43
Tabela 4 – Resumo dos resultados obtidos na etapa de pré-dimensionamento.	46
Tabela 5 – Momento de tombamento produzido pela força de arrasto na direção 90°.	46
Tabela 6 – Momento de tombamento produzido pela força de arrasto na direção 0°.	47
Tabela 7 – Momento produzido pelo desaprumo na direção 90°.	47
Tabela 8 – Momento produzido pelo desaprumo na direção 0°.	48
Tabela 9 – Comparação dos momentos provocados pelo desaprumo x vento.	48
Tabela 10 – Combinações últimas normais para as direções 0° e 90°.	49
Tabela 11 – Cálculo do parâmetro α	50
Tabela 12 – Cálculo do coeficiente γ_z	51
Tabela 13 – Deslocamentos horizontais com aplicação dos efeitos de segunda ordem.	53
Tabela 14 – Cálculo do parâmetro α – núcleo rígido.	54
Tabela 15 – Cálculo do coeficiente γ_z – núcleo rígido.	55
Tabela 16 – Deslocamentos horizontais com aplicação dos efeitos de segunda ordem – núcleo rígido.	56

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	12
1.1	Justificativas.....	13
1.2	Objetivos.....	13
1.3	Método da pesquisa	13
1.3.1	Etapa 1 – Planejamento	14
1.3.2	Etapa 2 – Modelagem.....	14
1.3.3	Etapa 3 – Análise e processamento	15
1.3.4	Etapa 4 – Análise e Discussão.....	15
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	16
2.1	Pré-dimensionamento e concepção estrutural.....	16
2.1.1	Pré-dimensionamento de lajes maciças	17
2.1.2	Pré-dimensionamento de vigas.....	18
2.1.3	Pré-dimensionamento de pilares.....	19
2.1.4	Influência da rigidez das ligações viga-pilar e fundações	21
2.1.5	Sistemas de contraventamento em edifícios - Núcleo rígido	23
2.2	Análise de estabilidade global em edifícios altos	24
2.2.1	Não-linearidade física (NLF).....	25
2.2.2	Não-linearidade geométrica (NLG).....	27
2.2.3	Ação do vento nas estruturas	29
2.2.4	Parâmetro de instabilidade α	33
2.2.5	Coeficiente γ_z	37
2.2.6	O método $P\Delta$	38
3	CONSIDERAÇÕES DE PROJETO.....	40
4	RESULTADOS E DISCUSSÃO	44
4.1	Planta de fôrmas.....	44
4.2	Ações atuantes	46
4.3	Parâmetro de instabilidade α	49

4.4	Coeficiente γ_z e Método P Δ	50
4.5	Parâmetro de instabilidade α – Núcleo Rígido	54
4.6	Coeficiente γ_z e Método P Δ – Núcleo Rígido.....	55
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	58
	REFERÊNCIAS	61

1 INTRODUÇÃO

Nas edificações a estrutura é o conjunto de elementos (lajes, vigas, pilares e fundações) dispostos adequadamente com a finalidade de coletar, absorver e transmitir todas as ações a que for submetida durante a sua vida útil. Em síntese, a estrutura é a parte resistente da edificação.

A boa concepção desse conjunto não é uma tarefa simples e automática. Compete ao engenheiro, com base em sua experiência e estudo, propor um modelo estrutural (modelo mecânico) que, além de atender ao projeto arquitetônico, seja capaz de reproduzir o comportamento da estrutura real.

Na etapa do anteprojeto, a definição das dimensões dos elementos (pré-dimensionamento) ocorre com base em recomendações práticas, na experiência e no atendimento às dimensões mínimas indicadas em norma, sendo confirmadas ou não somente após as etapas de dimensionamento e de análise estrutural.

Dentre as análises feitas no projeto, a verificação da estabilidade global é um requisito fundamental para os edifícios de múltiplos andares. A sua finalidade é garantir a segurança da estrutura para as combinações de ações mais desfavoráveis, evitando a perda de estabilidade e da capacidade resistente em consequência do aumento excessivo dos deslocamentos. Essa análise assume importância ainda maior quando se considera a verticalização das edificações, com a construção de edifícios cada vez mais altos e esbeltos.

Diante disso, considerar a deslocabilidade de uma estrutura e o seu equilíbrio na posição deformada é indispensável para se avaliar a estabilidade global, uma vez que os efeitos de segunda ordem são mais relevantes em estruturas em que os deslocamentos laterais são expressivos, gerando esforços adicionais produzidos pelo carregamento vertical na configuração deformada da estrutura.

Para tal verificação existem dois coeficientes denominados parâmetros de instabilidade global, os quais são definidos pela ABNT NBR 6118:2014. Esses parâmetros são “avaliadores da sensibilidade” da estrutura e permitem ao projetista analisar a necessidade de se considerar ou não os esforços de segunda ordem a partir da classificação da estrutura, como de nós fixos ou nós móveis. Além disso, por meio do coeficiente γ_z é possível estimar os efeitos de segunda ordem.

A utilização dos parâmetros de instabilidade possibilita ao projetista ter uma visão aproximada do comportamento da estrutura aos esforços horizontais, sendo mensurados de maneira simplificada e prática.

Outra maneira de se considerar a deslocabilidade de uma estrutura na verificação da estabilidade global é por meio de procedimentos iterativos, os quais associam a magnitude da carga vertical (P) ao deslocamento horizontal (Δ).

1.1 Justificativas

O estudo e o desenvolvimento da análise estrutural, que consistem em determinar os efeitos das ações com a finalidade de efetuar verificações dos estados-limites último e de serviço, são de suma importância para o engenheiro, uma vez que os *softwares* utilizados na vida prática são apenas ferramentas, cabendo ao profissional realizar e se responsabilizar pelas análises e o projeto a ser executado.

Consoante a isso, os efeitos de segunda ordem podem implicar em um estado limite último para uma estrutura, resultando assim em seu colapso. Dessa forma, considerar de maneira correta esses efeitos, consiste em zelar pela integridade da estrutura e de seus ocupantes.

Sob esse aspecto, o estudo da estabilidade global das estruturas por meio dos parâmetros de instabilidade apresentados pela norma brasileira e um método iterativo ganha relevância, uma vez que é possível desenvolvê-los e identificar as limitações de cada método, além de unir o processo de verificação ao de pré-dimensionamento, gerando resultados mais assertivos.

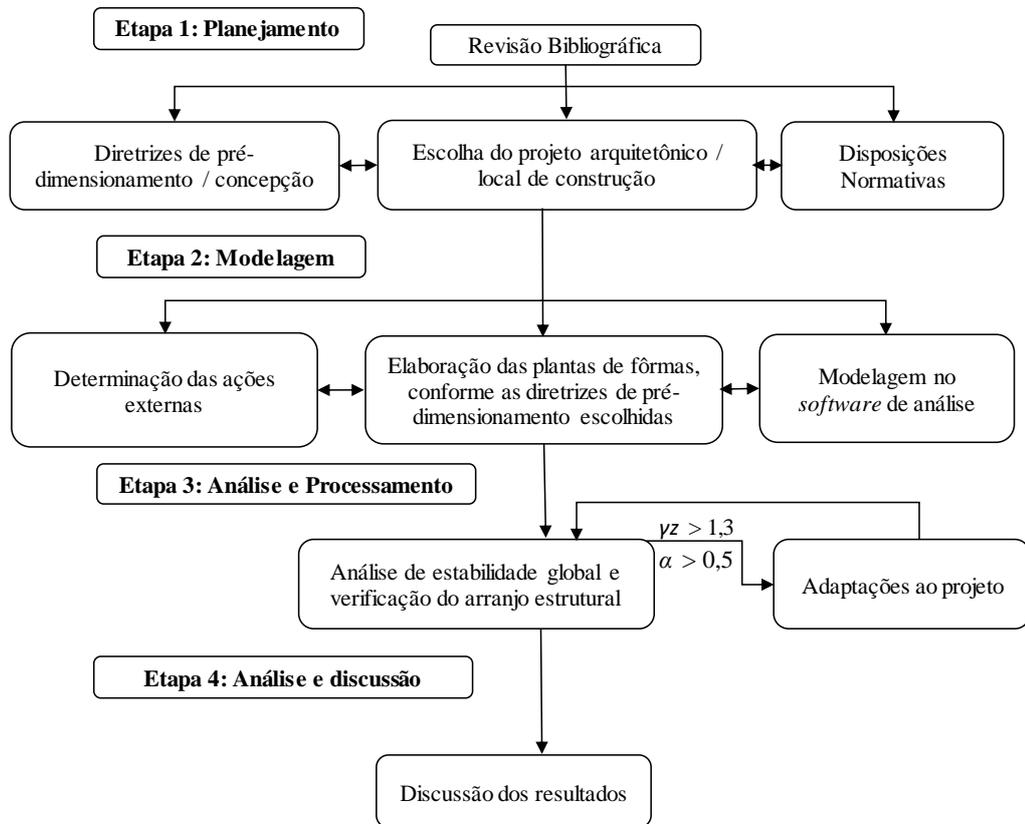
1.2 Objetivos

Esta pesquisa tem o objetivo de estudar a estabilidade de edifícios de múltiplos andares de concreto armado por meio do cálculo dos parâmetros de instabilidade α , γ_z e pelo método $P\Delta$ partindo-se de um modelo obtido com base em diretrizes de pré-dimensionamento, a fim de analisar e comparar a eficiência das soluções estruturais adotadas, bem como os processos de cálculo.

1.3 Método da pesquisa

Para se atingir os objetivos propostos, o método de pesquisa adotado no trabalho foi dividido em quatro etapas, conforme fluxograma indicado na Figura 1.

Figura 1 – Detalhamento das etapas da pesquisa.



Fonte: Do autor (2022).

1.3.1 Etapa 1 – Planejamento

Esta etapa compreende o início da pesquisa a partir de uma revisão bibliográfica sobre o tema, buscando identificar as lacunas de conhecimento e a tipologia de edificação a ser estudada, além da identificação das ferramentas e o planejamento da pesquisa. Ademais, nesta etapa também foi definido o projeto arquitetônico e o local onde a estrutura teve sua construção considerada, a fim de se determinar as ações provenientes do vento. Por meio de tal revisão foi detectada a importância desta pesquisa, assim como as recomendações e diretrizes práticas, as disposições normativas e os estudos já realizados.

1.3.2 Etapa 2 – Modelagem

Esta etapa compreende o início do trabalho prático, a partir do desenvolvimento das plantas de fôrmas para o projeto arquitetônico escolhido, tendo como base as diretrizes de

concepção e pré-dimensionamento encontradas nas bibliografias. Foi considerado um modelo sem núcleo rígido e outro contendo este sistema de contraventamento.

Na sequência, foi realizada a determinação dos carregamentos atuantes na estrutura com auxílio da ABNT NBR 6120:2019. Ademais, foi realizado o cálculo da ação de vento na estrutura, a partir das considerações estipuladas na Etapa 1 e com o auxílio da ABNT NBR 6123:1988, sendo essa ação aplicada na estrutura pelo método da área e da rigidez. Por fim, será feita a modelagem no *software* de análise, a fim de se obter os dados para a futura análise de estabilidade.

1.3.3 Etapa 3 – Análise e processamento

Esta etapa compreende a verificação dos modelos estruturais por meio dos parâmetros de estabilidade α , γ_z e método $P\Delta$. A análise foi realizada conforme as prescrições da ABNT NBR 6118:2014, de maneira que a estrutura se enquadre como de nós fixos (com $\gamma_z \leq 1,1$ ou $\alpha \leq 0,5$), ou nós móveis (com $\gamma_z \leq 1,3$), a fim de se utilizar o método simplificado para consideração dos esforços de segunda ordem ($0,95\gamma_z$). A verificação pelo método $P\Delta$ foi desenvolvida com auxílio de um *software* de análise estrutural. A partir dos resultados, nesta etapa também foram feitas as adaptações nos modelos, quando necessário, de modo que os mesmos atendam às prescrições normativas.

1.3.4 Etapa 4 – Análise e Discussão

Essa etapa compreende a análise dos resultados, a comparação entre as metodologias e diretrizes utilizadas, a fim de se determinar a eficácia de cada uma delas, e as considerações finais do trabalho.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Para que se entenda com maior clareza o trabalho aqui realizado é necessário compreender alguns fundamentos, os quais são apresentados neste capítulo.

2.1 Pré-dimensionamento e concepção estrutural

A estrutura é um conjunto de elementos, lajes, vigas e pilares, que se inter-relacionam, laje apoiando em viga, viga apoiando em pilar, para desempenhar uma função: criar um espaço em que as pessoas exerçam diversas atividades (REBELLO, 2000).

Para desenvolver um projeto estrutural, logo após definir o material e o método construtivo que serão empregados, é necessário escolher um sistema estrutural que constitua essa parte resistente da edificação. Assim, a concepção estrutural é a etapa inicial e uma das mais importantes no projeto, a qual implica escolher os elementos que serão utilizados e definir suas posições, de maneira a formar um sistema estrutural eficiente, capaz de absorver os esforços oriundos das ações atuantes e transmiti-los até a fundação.

Um sistema eficiente, com parâmetro puramente estrutural, será aquele que possibilite a transmissão dos carregamentos de maneira mais rápida até o solo, gerando seções menores para os elementos, porém pode não ser a melhor solução estrutural. A melhor concepção será aquela que cumpre uma hierarquia de quesitos previamente estabelecidos, sendo eles, estéticos, econômicos, práticos e etc (REBELLO, 2000).

Para se conceber uma estrutura de concreto armado podem ser utilizadas algumas recomendações práticas, como distribuir os pilares a partir dos cantos da edificação mantendo um distanciamento de 2,5 a 6,0 metros, orientando sua maior dimensão para o lado de maior solicitação ou de menor rigidez global; distribuir as vigas juntamente aos pilares, visando à formação de pórticos e sob locais onde apresentam cargas lineares (alvenaria); inserir as lajes entre o contorno de vigas e seguindo o projeto arquitetônico.

Vale ressaltar que o projeto estrutural acompanha os demais projetos, sendo assim, ao desenvolver a concepção estrutural, é necessário se atentar para as condições do modelo arquitetônico.

Sempre que possível, deve-se evitar uma grande variedade de dimensões dos elementos estruturais, visando uma maior facilidade na execução; três dimensões diferentes para vigas e pilares é um número bem razoável (REBELLO, 2000).

Para a etapa de análise estrutural é necessário que os elementos estruturais já tenham suas dimensões definidas, de tal forma que essas dimensões sejam verificadas e constate-se que a estrutura realmente compõe o corpo resistente da edificação. Sendo assim, juntamente à concepção estrutural, desenvolve-se o pré-dimensionamento dos elementos.

Na literatura existem vários métodos para o pré-dimensionamento de vigas, lajes e pilares de concreto armado. Esses métodos auxiliam os projetistas a escolherem as dimensões iniciais dos elementos, buscando sempre uma maior proximidade com os valores encontrados na estrutura quando essa for dimensionada, a fim de facilitar o projeto, diminuindo o número de iterações e obtendo-se o melhor modelo de maneira mais eficiente.

Vale ressaltar que as dimensões mínimas dos elementos estruturais são prescritas por normas nacionais e internacionais, sendo necessário que o projetista atenda a essas recomendações na fase de projeto. Para os elementos de concreto armado, utiliza-se como referência as dimensões mínimas estabelecidas na ABNT NBR 6118:2014.

Os métodos de pré-dimensionamento de pilares, vigas e lajes que serão detalhados nesta pesquisa são descritos por Bacarji e Pinheiro (1996), Rebello (2007) e Pinheiro, Muzardo e Santos (2003), respectivamente.

2.1.1 Pré-dimensionamento de lajes maciças

O pré-dimensionamento de lajes maciças consiste em determinar o valor de sua espessura h .

A ABNT NBR 6118:2014, no item 13.2.4.1, determina os valores mínimos para essa dimensão, variando conforme o tipo e o uso da laje. Nas lajes maciças, devem ser respeitados os seguintes limites mínimos para a espessura:

- a) 7 cm para lajes de cobertura não em balanço;
- b) 8 cm para lajes de piso não em balanço;
- c) 10 cm para lajes em balanço;
- d) 10 cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30 kN;
- e) 12 cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30 kN;
- f) 15 cm para lajes com protensão apoiadas em vigas, com o mínimo de $L/42$ para lajes de piso biapoiadas e $L/50$ para lajes de piso contínuas;
- g) 16 cm para lajes lisas e 14 cm para lajes-cogumelo, fora do capitel.

Para o pré-dimensionamento das lajes é necessário classificá-las como armada em uma ou duas direções, seguindo as relações indicadas em (1).

$$\frac{L_y}{L_x} \leq 2 : \text{laje armada em duas direções.} \quad (1)$$

$$\frac{L_y}{L_x} > 2 : \text{laje armada em uma direção.}$$

Em que L_x é o menor vão da laje e L_y o maior.

Pinheiro, Muzardo e Santos (2003) consideraram a expressão (2) para o cálculo da altura útil de lajes maciças.

$$d = (2,5 - 0,1n) \cdot L / 100 \quad (2)$$

Em que:

L : menor valor entre L_x e $0,7L_y$;

n : número de bordas engastadas;

A altura estimada da laje é obtida pela expressão (3).

$$h = d + \frac{\emptyset}{2} + c \quad (3)$$

Em que:

d : altura útil da laje;

\emptyset : diâmetro das barras;

c : cobrimento nominal da armadura.

2.1.2 Pré-dimensionamento de vigas

Para vigas de concreto com seção retangular, que constituem a maioria das aplicações, primeiramente se define a largura (b_w), geralmente adotando-se a mesma largura das alvenarias e de acordo com a largura mínima estabelecida por norma. Conforme a ABNT NBR 6118:2014, no item 13.2.2, a seção transversal das vigas não deve apresentar largura menor que 12 cm e, no caso de vigas parede, 15 cm. Esses limites podem ser reduzidos, respeitando-se um mínimo absoluto de 10 cm em casos excepcionais, sendo respeitadas as seguintes condições:

- a) Alojamento das armaduras e suas interferências com as armaduras de outros elementos estruturais, respeitando-se os espaçamentos e o cobrimento estabelecidos na norma;
- b) Lançamento e vibração do concreto de acordo com a ABNT NBR 14931:2004.

A altura das vigas deve, se possível, ser padronizada em dimensões múltiplas de 5 cm. Vigas contínuas devem manter, se possível, a mesma seção transversal nos vários tramos, facilitando a concretagem e a padronização das fôrmas.

Rebello (2007) sugeriu as formulações descritas em (4) para o cálculo da altura de vigas.

- Tramos intermediários: $h_{est} = L/12$;
 - Tramos extremos ou vigas biapoiadas: $h_{est} = L/10$;
 - Balanços: $h_{est} = L/5$.
- (4)

Em que L é o comprimento dos tramos.

2.1.3 Pré-dimensionamento de pilares

O pré-dimensionamento de pilares é feito de forma semelhante ao que é feito para as vigas, adotando-se, geralmente, uma de suas dimensões como sendo igual à largura das alvenarias.

A ABNT NBR 6118:2014, no item 13.2.3, define que a seção transversal de pilares e pilares-parede maciços não podem apresentar dimensão menor que 19 cm, porém, em casos especiais, permite-se a consideração de dimensões menores, entre 19 cm e 14 cm, desde que se multiplique os esforços solicitantes de cálculo por um coeficiente adicional. Em qualquer caso, não se admite pilar com área inferior a 360 cm².

O método aqui apresentado utiliza o conceito de área de influência para a determinação da seção transversal do pilar. Assim, por meio da área de seção encontrada pelo método de pré-dimensionamento e adotando-se uma das dimensões do pilar, obtém-se a outra dimensão a partir do cálculo de área de um retângulo.

As áreas de influência para os pilares são encontradas dividindo-se as distâncias entre os eixos de cada pilar em intervalos que variam de $0,55L$ e $0,45L$, formando-se assim retângulos, de acordo com a seguinte regra:

- $0,45L$: adotado para pilares de extremidade e de canto na direção da menor dimensão do pilar;
- $0,55L$: complemento do vão no caso anterior;
- $0,50L$: adotado para pilares de extremidade e de canto na direção de sua maior dimensão.

Em que L é a distância entre eixos considerada.

Bacarji e Pinheiro (1996) propuseram a expressão (5) para o cálculo da área da seção transversal de pilares.

$$A_c = \frac{\alpha \cdot A_i \cdot p(n + 0,7)}{\sigma_{id}} \quad (5)$$

Em que:

A_c : área da seção de concreto $b \times h$ (cm²);

α : coeficiente para consideração das excentricidades de carga;

A_i : área de influência do pilar (m²);

p : carregamento uniformemente distribuído (peso próprio e carga acidental) (kN/m²);

n : número de pavimentos tipo acima do pilar analisado;

$(n + 0,7)$: número que considera a cobertura, com carga estimada em 70% da relativa ao pavimento tipo;

σ_{id} : tensão ideal de cálculo do concreto;

$\alpha = 1,8$ para pilares internos;

$\alpha = 2,2$ para pilares de extremidade;

$\alpha = 2,5$ para pilares de canto.

A tensão ideal de cálculo do concreto é dada pela equação (6).

$$\sigma_{id} = 0,85 \cdot f_{cd} + \rho \cdot \sigma_{s2} \quad (6)$$

Em que:

σ_{s2} : resistência de cálculo do aço relativa a deformação 0,2% (kN/cm²);

f_{cd} : resistência de cálculo do concreto (kN/cm²) dado na equação (7);

ρ : taxa de armadura (%).

Para aço CA-50, σ_{s2} equivale a 42 kN/cm².

A resistência de cálculo do concreto é obtida a partir da expressão indicada em (7) considerando a resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}).

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} \quad (7)$$

2.1.4 Influência da rigidez das ligações viga-pilar e fundações

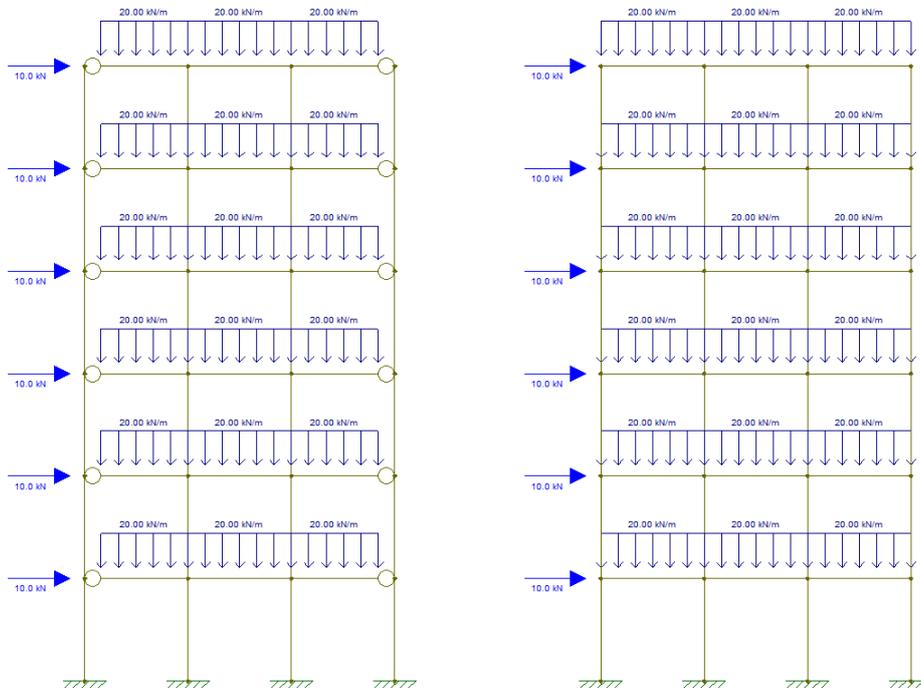
As ligações viga-pilar, também denominadas de nós de pórtico, são regiões de comportamento estrutural bastante complexo, onde ocorre a concentração de tensões tanto normais quanto tangenciais. O conhecimento do comportamento estrutural dessas ligações é fundamental para o seu dimensionamento adequado frente aos esforços solicitantes.

Conceitualmente, essas ligações podem ser classificadas quanto a sua rigidez à flexão como sendo: rígidas, semirrígidas e articuladas, variando conforme a transmissão de momentos fletores.

A análise da influência da rigidez das ligações viga-pilar na estabilidade global é muito estudada no âmbito das estruturas pré-moldadas, uma vez que a influência da rigidez dos nós é muito crítica, principalmente em edificações altas. Em suma, conforme Santos (2016), quanto maior o grau de flexibilidade dos nós, maior será o deslocamento horizontal do pórtico.

A Figura 2, apresentada a seguir, indica duas estruturas modeladas com os mesmos parâmetros. A estrutura da esquerda possui as ligações viga-pilar das extremidades articuladas, já a da direita todas as ligações são rígidas.

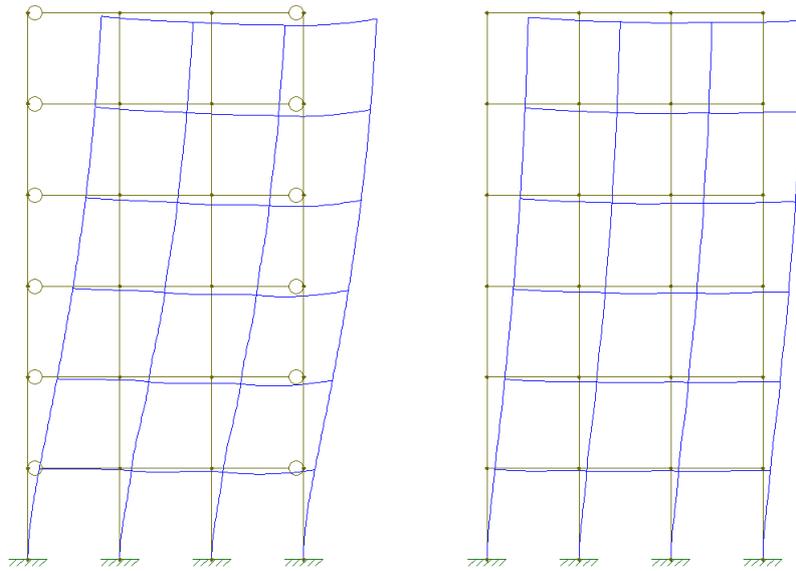
Figura 2 – Exemplo de estrutura com nós rígidos e articulados.



Fonte: Do autor (2022).

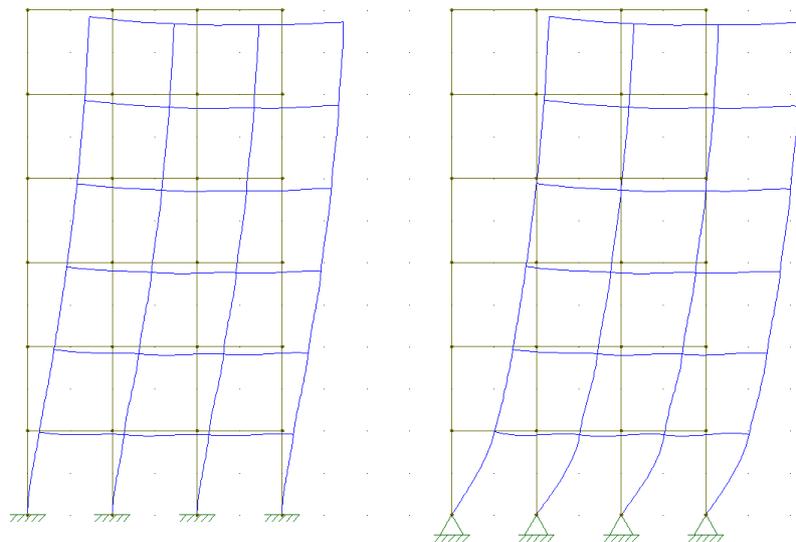
Conforme demonstrado na Figura 3 em escala, pode-se destacar que o deslocamento da estrutura com nós articulados é maior quando comparado à de nós rígidos. O mesmo ocorre ao se considerar as fundações como sendo rotuladas, ao invés de engastadas, como exemplifica a Figura 4, a qual apresenta a mesma estrutura anterior com nós rígidos, porém com fundações diferentes.

Figura 3 – Exemplo de estrutura com nós rígidos e articulados - deslocamentos.



Fonte: Do autor (2022).

Figura 4 – Exemplo de estrutura com fundação engastada e rotulada - deslocamentos.



Fonte: Do autor (2022).

As ligações entre os elementos dependem da quantidade de pórticos principais e secundários da estrutura, uma vez que a determinação dos vínculos influenciará diretamente a estabilidade global da estrutura. Se há abundância de pórticos principais, os vínculos podem ser dispostos de tal maneira a tornar mais flexíveis as ligações (nós semirrígidos), tornando a estrutura mais econômica. Se existem poucos pórticos principais, as ligações devem ser preferencialmente rígidas, cabendo ao projetista definir a melhor concepção. Dessa forma, quando a estrutura é analisada, pode-se ajustar esses vínculos aos requisitos de estabilidade e economia da estrutura.

Para a realização de projetos ainda é comum adotar apoios indeslocáveis e realizar o projeto de fundações a parte, sem considerar a iteração solo-estrutura. Contudo, para uma análise mais realista, uma vez que a deslocabilidade das fundações influencia diretamente a estabilidade global da estrutura, faz-se necessário a análise conjunta, considerando um modelo iterativo (IWAMOTO, 2000).

2.1.5 Sistemas de contraventamento em edifícios - Núcleo rígido

As estruturas de edifícios altos requerem, do projetista e calculista, grandes conhecimentos relacionados à estabilidade estrutural, principalmente no que diz respeito ao controle de deslocamentos provenientes da ação do vento (PEREIRA, 2000). Para garantir a segurança dessas estruturas os subsistemas de contraventamento são essenciais, sendo esses formados pelos elementos que compõem a estrutura ou mesmo por seus arranjos.

Bernardi (2010) cita que os sistemas estruturais sem núcleo rígido deixam de ser práticos em edifícios com mais de 20 andares, devido a fatores econômicos e problemas de obstrução dos espaços internos e aberturas externas, ocasionadas pelo aumento das seções dos elementos estruturais.

Um dos sistemas estruturais mais eficazes para resistir as cargas horizontais é o formado por meio da associação de pórticos e núcleo rígidos. Quando combinados, as paredes que tendem a defletir numa configuração de flexão e os pórticos que tendem a defletir num modo de cisalhamento, são obrigados a adaptar uma forma defletida comum, devido à atuação das lajes como diafragma rígido. Dessa forma, é possível reduzir os deslocamentos horizontais presentes em uma estrutura sem núcleo rígido.

Geralmente, os núcleos rígidos são formados pela associação tridimensional de paredes, formando assim uma seção transversal aberta, cuja função arquitetônica é, comumente, a de abrigar as caixas de elevadores e escadas.

Em alguns edifícios, a posição do núcleo rígido causa assimetria na estrutura e, com isso, ao receber o carregamento horizontal, surgem efeitos de flexão e torção que devem ser considerados no cálculo dos núcleos.

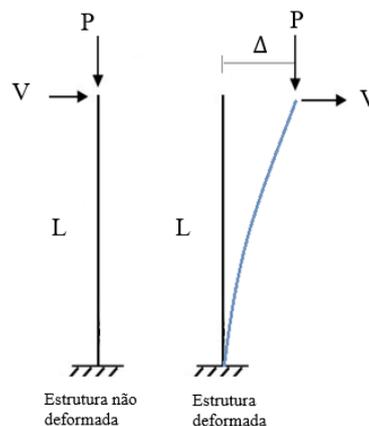
2.2 Análise de estabilidade global em edifícios altos

Os projetos arquitetônicos da atualidade revelam uma tendência de as estruturas serem cada vez mais altas, esbeltas e menos rígidas, gerando a necessidade de se considerar a deslocabilidade da estrutura e o seu equilíbrio na posição deslocada, uma vez que as ações horizontais tomam relevância no seu desempenho.

Diante disso, avaliar a estabilidade global torna-se indispensável, principalmente em estruturas onde os deslocamentos laterais são expressivos e geram esforços adicionais pelo carregamento vertical atuando na configuração deformada da estrutura. Tais esforços são denominados efeito de segunda ordem.

A Figura 5 exemplifica esse efeito. Uma vez que a estrutura se desloca, o momento fletor original (1ª ordem) na base sofre um acréscimo de $P\Delta$ (2ª ordem).

Figura 5 – Exemplificação do efeito de segunda ordem.



Fonte: Do autor (2022).

Os parâmetros de instabilidade permitem ao projetista analisar a necessidade de se considerar ou não os esforços de segunda ordem a partir da classificação da estrutura como de nós fixos ou de nós móveis.

A ABNT NBR 6118:2014 classifica as estruturas como de nós móveis aquelas nas quais os deslocamentos horizontais não são pequenos e, por essa razão, os efeitos globais de 2ª ordem são importantes (superiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem). Os parâmetros α e γ_z , também preconizados pela norma, classificam a estrutura de maneira prática e serão explicados posteriormente.

Ao considerar a estrutura como de nós móveis, surgem implicações no cálculo. A ABNT NBR 6118:2014, no item 15.7.1, indica que na análise estrutural de estruturas de nós móveis devem ser obrigatoriamente considerados os efeitos das não linearidades geométrica e física.

2.2.1 Não-linearidade física (NLF)

A não linearidade física é o fenômeno correspondente à não-proporcionalidade entre a tensão aplicada e a deformação sofrida pelo material (LIMA, 2001). Esse comportamento está ligado à característica não-linear do material, neste caso, do concreto armado. Analisando-se esse material conclui-se que os efeitos da fissuração, da fluência, do escoamento da armadura, todos eles conferem ao concreto armado um comportamento não-linear (PINTO, 1997).

Considerar todos esses efeitos de forma exata implicaria em um alto grau de complexidade no cálculo de cada elemento componente da estrutura, pois reagem de forma diferente diante de cada fator mencionado. A fim de se evitar essas dificuldades, existem diversos estudos que buscam obter métodos para uma consideração simplificada da NLF.

Em termos práticos, a principal diferença entre considerar ou não a não-linearidade física está relacionada ao módulo de elasticidade do concreto, o qual será utilizado para os cálculos. A ABNT NBR 6118:2014, no item 15.7.3, preconiza que para a análise dos esforços globais de 2ª ordem, em estruturas reticuladas com no mínimo quatro andares, pode ser considerada a não linearidade física de maneira aproximada, tomando-se como rigidez dos elementos estruturais os valores apresentados em (8).

- Lajes: $(EI)_{sec} = 0,3E_{cs}I_c$
 - Vigas: $(EI)_{sec} = 0,4E_{cs}I_c$ para $A'_s \neq A_s$ e
 $(EI)_{sec} = 0,5E_{cs}I_c$ para $A'_s = A_s$
 - Pilares: $(EI)_{sec} = 0,8E_{cs}I_c$
- (8)

Em que

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

E_{cs} : valor representativo do módulo de deformação secante do concreto.

Vale ressaltar que os valores de rigidezes adotados nesta subseção da norma são aproximados e não podem ser usados para avaliar os esforços locais de 2ª ordem, mesmo com uma maior discretização do modelo.

Na ausência de ensaios, a estimativa do módulo de deformação tangente inicial do concreto pode ser feita de acordo com as prescrições da ABNT NBR 6118:2014, no item 8.2.8, e transcritas nas expressões indicadas em (9).

$$\begin{aligned} E_{ci} &= \alpha_E 5600 \sqrt{f_{ck}} && \text{para } f_{ck} \text{ de 20 MPa a 50 MPa;} \\ E_{ci} &= 21,5 \cdot 10^3 \alpha_E \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{\frac{1}{3}} && \text{para } f_{ck} \text{ de 55 MPa a 90 MPa.} \end{aligned} \quad (9)$$

Em que:

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

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

$\alpha_E = 0,9$ para calcário;

$\alpha_E = 0,7$ para arenito.

E_{ci} e f_{ck} são dados em (MPa).

Determinado o módulo de deformação tangente inicial, parte-se para determinação do módulo de deformação secante, utilizado na consideração da NLF, conforme a expressão (10).

$$E_{cs} = \alpha_i E_{ci} \quad (10)$$

Em que α_i é dado pela expressão (11).

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (11)$$

A Tabela 1 apresenta os valores de E_{ci} , E_{cs} e α_i para diferentes resistências do concreto.

Tabela 1 – Valores estimados de módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto (considerando o uso de granito como agregado graúdo).

Classe de resistência	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C60	C70	C80	C90
$E_{ci}(GPa)$	25	28	31	33	35	38	40	42	43	45	47
$E_{cs}(GPa)$	21	24	27	29	32	34	37	40	42	45	47
α_i	0,85	0,86	0,88	0,89	0,90	0,91	0,93	0,95	0,98	1,00	1,00

Fonte: ABNT NBR 6118:2014.

2.2.2 Não-linearidade geométrica (NLG)

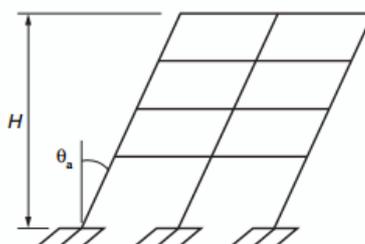
Os efeitos da não-linearidade geométrica são aqueles advindos da mudança de posição da estrutura no espaço (PINTO; RAMALHO, 2002).

Quando se considera a verificação de uma estrutura em sua posição de equilíbrio depois de deformada, está se levando em conta a NLG, já que os esforços e, conseqüentemente as ações, são afetados pelo estados de deformação do conjunto e, mesmo que o material seja elástico-linear, a NLG leva a não-proporcionalidade entre a causa e o efeito.

Um exemplo da não linearidade geométrica é o efeito de segunda ordem, indicado anteriormente na Figura 5.

Além da consideração desse efeito, a ABNT NBR 6118:2014, no item 11.3.3.4.1, trata das imperfeições globais das estruturas (consideradas como ações horizontais nas estruturas), preconizando que na análise de estabilidade global, sejam as estruturas contraventadas ou não, deve ser considerado um desaprumo dos elementos verticais, Figura 6.

Figura 6 – Imperfeições geométricas globais.



Fonte: ABNT NBR 6118:2014.

A estimativa do desaprumo varia para cada edificação conforme a altura total e o número de prumadas de pilares, conforme a expressão (12).

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

$$\theta_a = \theta_1 \sqrt{\frac{1 + 1/n}{2}} \quad (12)$$

Em que:

$\theta_{1min}=1/300$ para estruturas reticuladas e imperfeições locais;

$\theta_{1máx}=1/200$;

H : altura total da edificação, expressa em metros (m);

n : número de prumadas de pilares no pórtico plano;

Para edifícios com predominância de lajes lisas ou cogumelo, considerar $\theta_a = \theta_1$;

Para pilares isolados em balanço, deve-se adotar $\theta_1=1/200$.

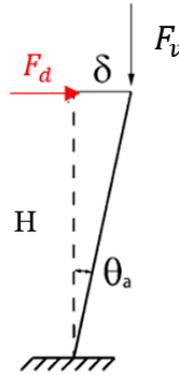
A ABNT NBR 6118:2014 traz algumas possibilidades para a consideração ou não do desaprumo juntamente com a ação do vento, seguindo a regra descrita a seguir:

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

Essa comparação pode ser feita com os momentos totais na base da construção e em cada direção e sentido da aplicação da ação do vento, com o desaprumo calculado com θ_a , sem a consideração do θ_{1min} .

Existem algumas maneiras de se estimar o momento gerado pelo desaprumo. Uma delas é considerar o surgimento de uma força horizontal (F_d) que provoca o deslocamento θ_a conforme indicado na Figura 7. Desse modo, ao igualar o momento gerado na base pela força vertical F_v , indicado na expressão (13) com o momento gerado pela força horizontal, é possível obter o valor de F_d , como indicado na expressão (14).

Figura 7 – Força horizontal equivalente.



Fonte: Do autor (2022).

$$M = F_v \delta = F_v H \theta_a \quad (13)$$

$$F_d = F_v \theta_a \quad (14)$$

Por fim, o cálculo do momento gerado pelo desaprumo pode ser obtido pela expressão (15).

$$M_{des} = F_d H \quad (15)$$

Em que:

M_{des} : momento causado pelo desaprumo na base do pórtico;

F_d : força equivalente necessária para gerar o deslocamento do desaprumo;

H : altura total do pórtico analisado.

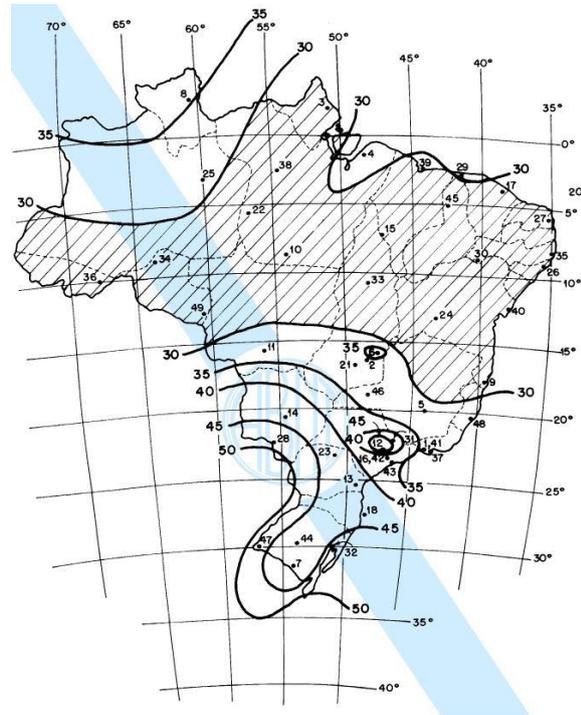
2.2.3 Ação do vento nas estruturas

A ação do vento deve ser sempre considerada no cálculo da estrutura, pois seus efeitos, principalmente em edifícios altos, são muito significativos. O cálculo dessa ação é realizado conforme a ABNT NBR 6123:1988, associando-a a um carregamento estático equivalente à ação real (dinâmica), por meio da velocidade do vento de projeto (V_k), a qual considera tanto a velocidade média local constante, quanto as parcelas variáveis, denominadas “rajadas”, englobando-se assim as ações como um todo.

Para o cálculo da velocidade de projeto (V_k) utiliza-se como parâmetro a velocidade básica do vento (V_0), dependente da região onde está localizada a edificação. Essa velocidade

foi obtida por meio de equipamentos e procedimentos específicos e seu valor pode ser extraído do mapa de isopletas, indicado na Figura 8.

Figura 8 – Isopletas da velocidade básica (m/s).



Fonte: ABNT NBR 6123:1988.

Além da velocidade básica, o cálculo da velocidade de projeto depende de fatores de correção (S_1, S_2, S_3), os quais estão relacionados ao local da construção e suas características. Sendo assim, a velocidade de projeto é determinada por meio da equação (16).

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (16)$$

Em que:

V_k : velocidade de projeto (m/s);

V_0 : velocidade básica do vento (m/s);

S_1 : fator topográfico;

S_2 : fator de rugosidade do terreno e de dimensões da edificação;

S_3 : fator estatístico.

Para a determinação de S_1 , que é um fator de correção relacionado à topografia em que a edificação será construída, a ABNT NBR 6123:1988, no item 5.2, apresenta as seguintes considerações:

- Para terrenos planos ou fracamente acidentados considera-se $S_1=1,0$.
- Para outras situações, com diferentes alturas e angulações de taludes e morros, o cálculo é feito de acordo com a expressão (17).

$$\begin{aligned}
 \theta \leq 3^\circ : \quad S_1 &= 1 \\
 6^\circ \leq \theta \leq 17^\circ : \quad S_{1(z)} &= 1 + (2,5 - \frac{z}{d}) \tan(\theta - 3^\circ) \geq 1 \\
 \theta \geq 45^\circ : \quad S_{1(z)} &= 1 + (2,5 - \frac{z}{d}) 0,31 \geq 1
 \end{aligned} \tag{17}$$

Em que:

z : altura medida a partir da superfície do terreno no ponto considerado;

d : diferença de nível entre a base e o topo do talude ou morro;

θ : inclinação média do talude ou encosta do morro.

Vale ressaltar que para vales profundos, protegidos de ventos de qualquer direção, adota-se $S_1 = 0,90$. Além disso, para ângulos que não estão dentro dos intervalos indicados, o método utilizado para o cálculo de S_1 é o de interpolação linear.

Para o cálculo do fator S_2 a norma apresenta a expressão descrita em (18).

$$S_2 = b F_R \left(\frac{z}{10} \right)^p \tag{18}$$

Em que:

z : altura acima do nível do terreno;

b : parâmetro de correção da classe da edificação;

p : parâmetro meteorológico;

F_R : fator de rajada, correspondente à categoria II.

Para a definição desses parâmetros é necessário a classificação quanto à categoria e classe em que a edificação se encaixa, sendo necessário para isso a consulta das Tabelas 1 e 2 contidas na ABNT NBR 6123:1988.

Para a determinação de S_3 , que é um fator estatístico que considera o grau de segurança requerido e a vida útil da obra em função do tipo de ocupação da edificação, é necessária a consulta da Tabela 3 da referida norma.

Dado o cálculo de V_k , passa-se então para a determinação da pressão dinâmica, conforme a expressão (19).

$$q = 0,613 V_k^2 \tag{19}$$

Em que:

q : pressão dinâmica (N/m²);

V_k : velocidade de projeto (m/s).

Com a determinação da pressão dinâmica e o conhecimento do arranjo da edificação (número de pavimentos e suas respectivas alturas), o próximo passo é calcular a força de arrasto, que é a componente da força global na direção do vento. Para o cálculo dessa componente é necessário obter o coeficiente de arrasto, o qual permite o tratamento das ações eólicas atuando na edificação de uma forma global.

O coeficiente de arrasto está relacionado com o local da edificação (zona de alta ou baixa turbulência) e as proporções da edificação. Seus valores são obtidos a partir de dois ábacos (para zonas de alta ou baixa turbulência) apresentados pela norma no item 6.3.6, nas Figuras 4 e 5, onde o eixo x é a razão entre o lado perpendicular a incidência do vento e o lado paralelo a incidência do vento, e no eixo y a razão entre altura da edificação e o lado perpendicular a incidência do vento.

Dessa forma, obtém-se a força de arrasto por meio da equação (20).

$$F_a = C_a q A_i \quad (20)$$

Em que:

F_a : força de arrasto;

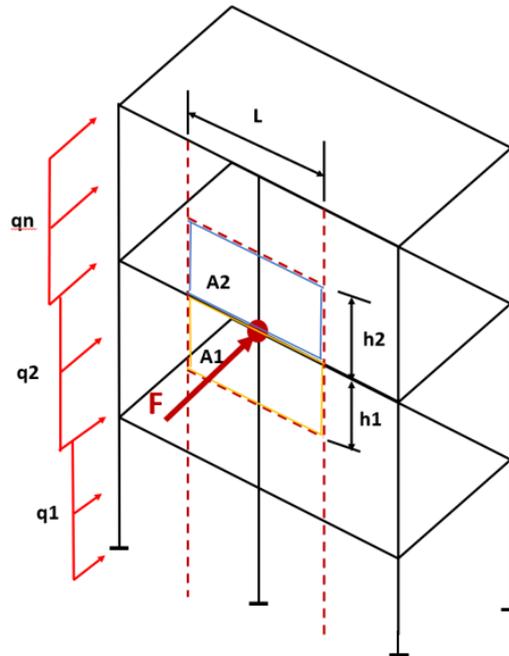
C_a : coeficiente de arrasto;

q : pressão dinâmica;

A_i : área da superfície de atuação do vento.

Para se determinar a área da superfície de atuação do vento existem algumas maneiras, sendo uma delas apresentada na Figura 9, onde se divide em sub áreas a região de cada pórtico, tomando metade da altura e comprimento, e em seguida, somando essas áreas, de maneira que cada pórtico irá absorver uma parcela da força aplicada (força aplicada no nó) de acordo com sua área de influência.

Figura 9 – Aplicação da força de arrasto nos pavimentos.



Fonte: Do autor (2022).

A partir da Figura 9, a resultante da força de arrasto aplicada no nó do pórtico é dada pela expressão (21).

$$F_a = C_a(q_2A_1 + q_nA_2) \quad (21)$$

Outra maneira comum de se distribuir a força de arrasto nos pavimentos é considerando a rigidez dos pórticos, de maneira a aplicar a força proporcionalmente nos nós a partir de uma relação entre a rigidez total da estrutura e o pórtico analisado.

2.2.4 Parâmetro de instabilidade α

O parâmetro de instabilidade α , definido por Beck e König (1967) e baseado na teoria de Euler, é utilizado para avaliar a consideração ou não dos efeitos de segunda ordem, por meio da rigidez horizontal da estrutura. Esse parâmetro tem como objetivo fornecer ao projetista uma avaliação da sensibilidade da estrutura aos efeitos de segunda ordem, atuando como um “termômetro”, indicando se a estrutura se classifica como sendo de nós fixos ou móveis, determinando se há ou não a necessidade de se considerar esses efeitos no cálculo estrutural.

A ABNT NBR 6118:2014, no item 15.5.2, determina que uma estrutura reticulada simétrica pode ser considerada como sendo de nós fixos se seu parâmetro de instabilidade α for menor que o valor α_1 , dado pela expressão (22).

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs} I_c}} \quad (22)$$

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

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

Em que:

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

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

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

α_1 : valor comparativo do parâmetro α ;

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

Os diferentes tipos de estruturas de contraventamento (pilar-parede, pórticos, núcleo de rigidez etc) apresentam deformações diferentes ao longo da estrutura e, por esse motivo, conforme indicou Franco (1985), o valor limite para α depende do sistema de contravento da estrutura.

Diante disso, a ABNT NBR 6118:2014 sugere diferentes valores de α_1 . Para associações de pilares-parede e para pórticos associados a pilares-parede, deve-se adotar $\alpha_1 = 0,6$. No caso de contraventamento constituído exclusivamente por pilares-parede, $\alpha_1 = 0,7$. Quando só existirem pórticos, $\alpha_1 = 0,5$.

Para a determinação da rigidez equivalente conforme sugere a norma, o cálculo é desenvolvido da seguinte forma:

- Inicialmente, determina-se o deslocamento no topo da estrutura de contraventamento submetida a um carregamento distribuído, ou pontual. Faz-se esse cálculo para os diferentes tipos de pórticos que compõem a estrutura na direção analisada;

- Após o cálculo do deslocamento, conforme o tipo de carregamento aplicado, a rigidez equivalente será a soma das rigidezes encontradas para cada pórtico, conforme as expressões indicadas em (23) e (24).

Para a carga pontual aplicada no topo da edificação utiliza-se a expressão (23).

$$EI_{eq} = \frac{p \cdot H^3}{3 \cdot \delta} \quad (23)$$

Em que:

p : carga pontual genérica aplicada no pórtico;

H : altura total do pórtico analisado;

δ : deslocamento no topo do pórtico submetido à ação pontual p .

Para o carregamento uniformemente distribuído utiliza-se a expressão (24).

$$EI_{eq} = \frac{q \cdot H^4}{8 \cdot \delta} \quad (24)$$

Em que:

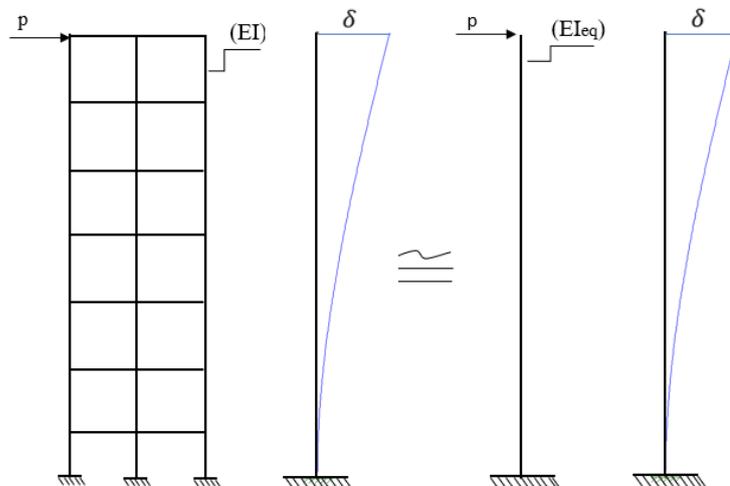
q : carregamento uniformemente distribuído aplicado;

H : altura total do pórtico analisado;

δ : deslocamento no topo do pórtico submetido à ação q .

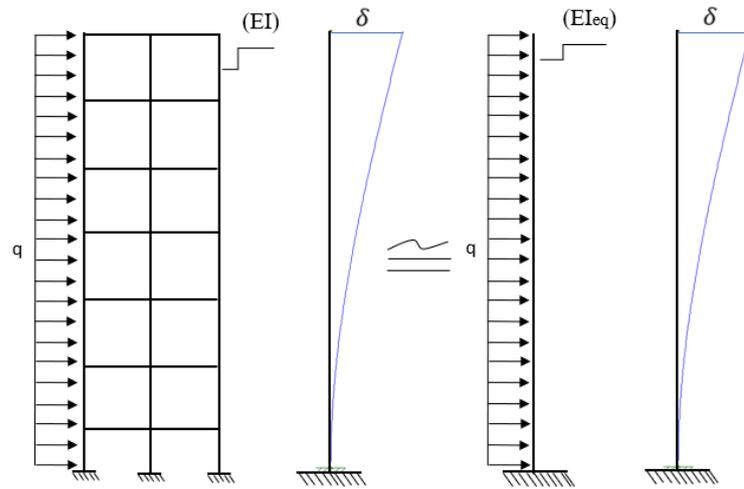
A Figura 10 e a Figura 11, apresentadas a seguir, representam a consideração do pilar de rigidez equivalente para as duas condições de carregamento.

Figura 10 – Módulo de rigidez equivalente, carga pontual.



Fonte: Do autor (2022).

Figura 11 – Módulo de rigidez equivalente, carga distribuída.



Fonte: Do autor (2022).

Para a determinação do somatório das cargas verticais (N_k) utilizado no cálculo do parâmetro α é necessário considerar os pesos específicos dos materiais utilizados na construção, os quais podem ser obtidos na ABNT NBR 6120:2019. O cálculo de N_k pode ser feito seguindo-se os seguintes passos:

- Inicialmente, calcula-se o peso próprio em (kN) de todos os elementos estruturais (lajes, vigas e pilares) em cada pavimento por meio do volume dos elementos multiplicado pelos respectivos pesos específicos dos materiais. Para o concreto armado o seu peso específico aparente é igual a 25kN/m³;
- Em seguida, calcula-se o peso próprio dos elementos construtivos presentes nas lajes (capa, argamassa, piso cerâmico, forro etc), seguindo-se o mesmo processo da etapa anterior;
- Por fim, determina-se o valor de carregamento variável conforme o uso da edificação.

Vale ressaltar que o valor de N_k é apresentado em kN e representa o valor característico desses carregamentos, não havendo majoração.

2.2.5 Coeficiente γ_z

Franco e Vasconcelos (1991) introduziram o chamado coeficiente γ_z com base na aplicação do processo $P\Delta$ em estruturas regulares submetidas a forças horizontais e verticais uniformemente distribuídas, ao longo da altura e ao longo do eixo vertical, respectivamente.

Os autores observaram que, as razões entre os acréscimos de deslocamentos referentes a uma certa iteração e os acréscimos referente à iteração anterior, resultavam praticamente no mesmo valor, quaisquer que sejam essas iterações. Dessa forma, assumindo-se a hipótese de que essa razão é realmente igual para todas as iterações, pode-se aproximar o desenvolvimento progressivo dos deslocamentos horizontais por uma progressão geométrica decrescente.

De modo semelhante ao parâmetro α , o coeficiente γ_z é um parâmetro capaz de avaliar a sensibilidade de um edifício aos efeitos de 2ª ordem, porém, além de avaliar, ele também possibilita estimar os valores desses efeitos.

O coeficiente γ_z teve origem nos estudos de Franco e Vasconcelos (1991), que objetivaram propor um processo simples de se estabelecer a mobilidade da estrutura e uma forma de estimar, com certa precisão, os esforços de 2ª ordem. Dessa forma, esse coeficiente é utilizado como majorador dos esforços de 1ª ordem, para a obtenção dos esforços finais, os quais já incluem os esforços de 2ª ordem.

Conforme a ABNT NBR 6118:2014, no item 15.5.3, o coeficiente γ_z possui aplicação válida para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares. Ele pode ser determinado a partir dos resultados de uma análise linear de primeira ordem, para cada caso de carregamento, adotando-se os valores de rigidez dados em (8), no tópico 2.2.1 deste trabalho.

O valor de γ_z , para cada caso de carregamento, é dado pela expressão (25).

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (25)$$

Em que:

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

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

Calculado o coeficiente γ_z , é possível verificar a estrutura quanto a classificação de seus nós. No item 15.5.3, a norma estabelece que a estrutura pode ser considerada como de nós fixos se $\gamma_z \leq 1,1$.

Se esse coeficiente apresentar valor no intervalo de $1,1 \leq \gamma_z \leq 1,3$, então a estrutura é considerada como de nós móveis e se faz necessária a consideração dos efeitos globais de 2ª ordem. Dessa forma, para o limite de $\gamma_z \leq 1,3$, a ABNT NBR 6118:2014, no item 15.7.2, apresenta uma solução aproximada para a determinação dos esforços globais de 2ª ordem, que consiste na avaliação dos esforços finais (1ª ordem e 2ª ordem) a partir da majoração adicional dos esforços horizontais da combinação de carregamento considerada por $0,95 \cdot \gamma_z$.

Caso o coeficiente γ_z supere esse limite, o cálculo dos esforços globais de 2ª ordem deve ser realizado por um método mais rigoroso, como o processo $P\Delta$.

2.2.6 O método $P\Delta$

O P-Delta é um efeito de não-linearidade geométrica que ocorre em qualquer estrutura onde os elementos estão submetidos a forças axiais (LOPES; SANTOS; SOUZA, 2005). Dessa forma, pode-se dizer que é um processo que relaciona a carga axial com o deslocamento horizontal.

Na literatura, podem ser encontrados diversos métodos que consideram esse processo, tais como: Método de Dois Ciclos Iterativo, Método da Carga Lateral Fictícia, Método da Carga de Gravidade Iterativa e Método da Rigidez Negativa.

O Método da Carga Lateral Fictícia é bastante utilizado para a análise de segunda ordem, com aplicação relativamente simples e que oferece estimativas satisfatórias desses efeitos. Ele consiste em um cálculo iterativo onde o efeito dos deslocamentos sucessivos é transformado em forças horizontais equivalentes.

Dessa maneira, assim como nos demais métodos deste processo, por ser uma análise não-linear, obtêm-se esforços finais que já consideram os efeitos da não linearidade geométrica, e a avaliação da estabilidade global é realizada após a análise, ao contrário do coeficiente γ_z , que inicialmente estima os efeitos de segunda ordem para posteriormente majorar os carregamentos aplicados conforme o resultado encontrado.

O *software* de análise estrutural utilizado para o desenvolvimento deste trabalho, determina os efeitos $P\Delta$ por meio de um procedimento baseado na utilização da matriz de rigidez geométrica, estimando as forças axiais em cada elemento por meio de uma análise preliminar da estrutura, e posteriormente considerando essas forças axiais previamente

calculadas, realizando, dessa maneira, diversas iterações, até que as forças axiais e as deflexões laterais convirjam, atendendo uma tolerância de 0,01.

A fim de comparar os resultados obtidos por meio do processo $P\Delta$ e os demais parâmetros de instabilidade, pode-se realizar a análise linear e não linear, e posteriormente calcular os acréscimos ocorridos nos momentos de segunda ordem em relação ao de primeira ordem de alguns elementos da estrutura.

3 CONSIDERAÇÕES DE PROJETO

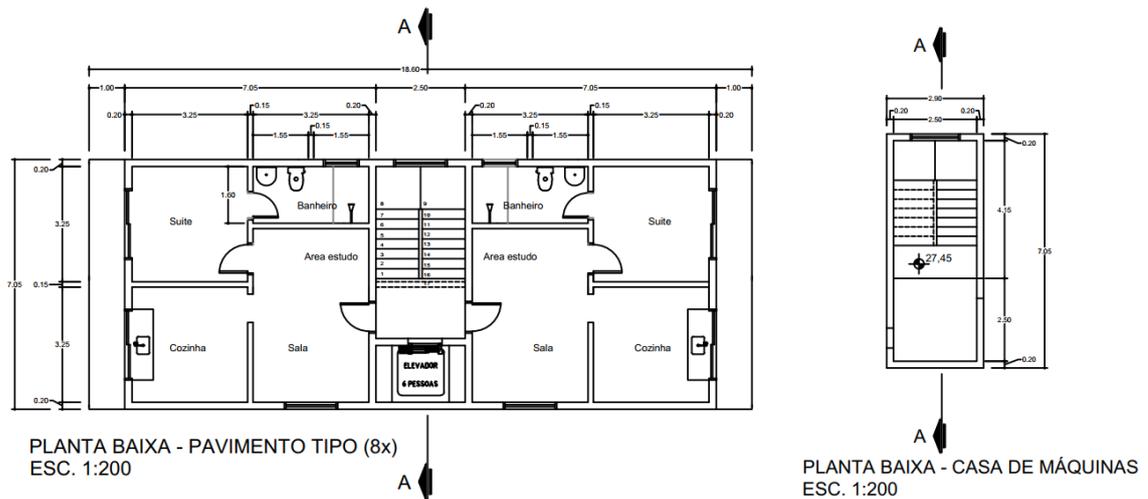
Para realizar esta pesquisa foi concebido um projeto de um edifício residencial, o qual é composto pelo térreo, 8 pavimentos tipo e uma cobertura. Cada pavimento tipo possui 2 apartamentos, os quais são compostos por suíte, cozinha, banheiro, sala e área de estudo. Além disso, a garagem fica localizada no térreo, contendo 8 vagas para carros, e no hall principal tem-se uma escadaria e um elevador. A Figura 12, Figura 13 e Figura 14 ilustram o modelo utilizado.

Figura 12 – Representação do corte AA, elevação frontal e lateral.



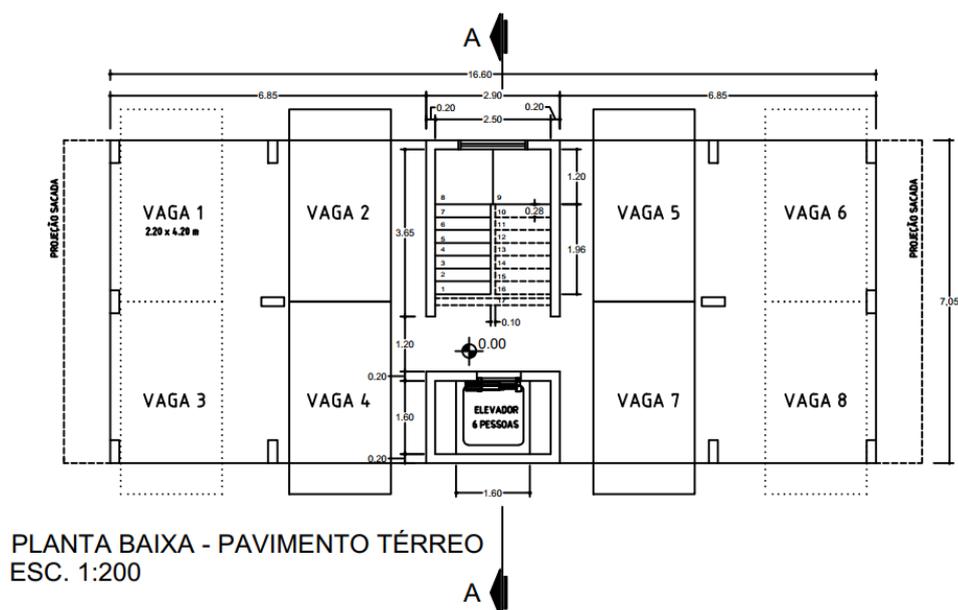
Fonte: Do autor (2022).

Figura 13 – Representação do pavimento tipo e cobertura.



Fonte: Do autor (2022).

Figura 14 – Representação do pavimento térreo.



Fonte: Do autor (2022).

A concepção estrutural e o pré-dimensionamento foram realizados conforme descrito no tópico 2.1. Para o pré-dimensionamento dos elementos foram admitidas as seguintes hipóteses: classe de agressividade II (utilizada para definir o cobrimento das armaduras), concreto C30 e aço CA-50.

De acordo com a metodologia proposta por Pinheiro, Muzardo e Santos (2003) para o pré-dimensionamento das lajes, considerou-se o cobrimento nominal das armaduras igual a 2,5 cm (dentro dos limites estabelecidos pela ABNT NBR 6118:2014, tabela 7.2) e diâmetro das barras de 10 mm. O desenvolvimento ocorreu conforme o tópico 2.1.1.

Para o pré-dimensionamento dos pilares, conforme a metodologia apresentada por Bacarji e Pinheiro (1996), foi adotado 12 kN/m² para o carregamento uniformemente distribuído. O desenvolvimento ocorreu conforme descrito no tópico 2.1.3.

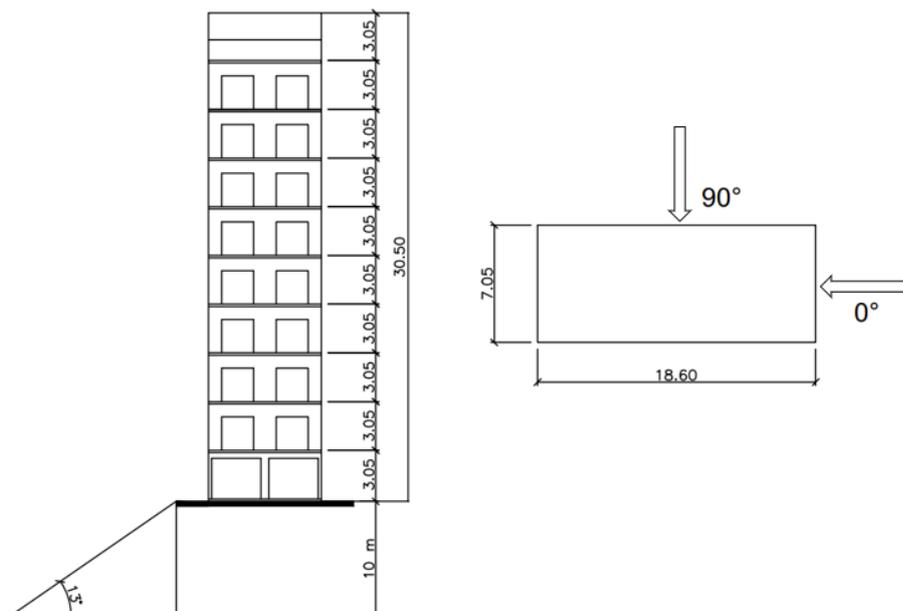
Vale ressaltar que todas as ligações entre os elementos foram consideradas como engastadas, sendo transmitido dessa forma o momento fletor gerado pelas solicitações.

Para o cálculo das ações do vento o edifício foi alocado com as faces voltadas à um talude, com altura de 10 m e inclinação de 13°. Essas considerações resultaram em um maior valor para o parâmetro S_1 , definido no tópico 2.2.3 deste trabalho. A determinação do coeficiente de arrasto foi feita considerando zona de alta turbulência.

A Figura 15 ilustra as considerações feitas para o cálculo das ações do vento, em que, a direção 90° representa o vento incidindo perpendicularmente à maior dimensão do edifício, e a

direção 0° o vento incidindo perpendicularmente à menor dimensão (essas nomenclaturas são importantes para se compreender a apresentação dos resultados). Ademais, para a determinação da velocidade básica, foi considerada a edificação implantada na cidade de Lavras-MG ($V_0=35\text{m/s}$), Figura 8.

Figura 15 – Representação da posição do edifício e direções do vento.



Fonte: Do autor (2022).

As lajes do edifício são destinadas para o uso residencial e apresentam em sua composição uma camada de regularização, argamassa, piso cerâmico e forro. A variação das cargas verticais não é objetivo do estudo, tendo sido adotado o valor de 9 kN/m atuante sobre as vigas, representando as alvenarias (na prática esse valor se altera de acordo com as alturas das vigas). Esse valor foi obtido considerando uma alvenaria de 3 m de altura, composta por blocos cerâmicos de 19 cm de largura ($\gamma_{ap} = 14\text{ kN/m}^3$) e revestida nas duas faces com 1 cm de argamassa de cimento e areia ($\gamma_{ap} = 21\text{ kN/m}^3$).

A determinação dos carregamentos foi realizada conforme preconiza a ABNT NBR 6120:2019. A Tabela 2 apresenta um resumo dos valores de cargas permanentes e a Tabela 3 as cargas de utilização adotadas no projeto.

Tabela 2 – Carregamentos permanentes adotados no trabalho.

Elemento	Material	Espessura (m)	γ_{ap} (kN/m ³)	Carga (kN/m ²)
Laje	Concreto	Variável	25,000	Variável
	Regularização	0,030	25,000	0,750
	Argamassa	0,020	21,000	0,420
	Piso cerâmico	0,012	14,500	0,170
	Forro	0,015	19,000	0,290
Viga	Concreto	Variável	25,000	Variável (kN/m)
	Alvenaria		-	9,000 (kN/m)
Pilar	Concreto	Variável	25,000	Variável

Fonte: Do autor (2022).

Tabela 3 – Cargas de utilização adotadas no trabalho.

C. Residencial	1,5 kN/m ²
C. Escadas	3,0 kN/m ²

Fonte: Do autor (2022).

Foram realizadas as combinações últimas normais alternando as cargas variáveis como secundárias e principais (vento e utilização).

Todos os resultados obtidos, desde as plantas de fôrmas até a verificação da estabilidade, estão descritos no capítulo seguinte.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

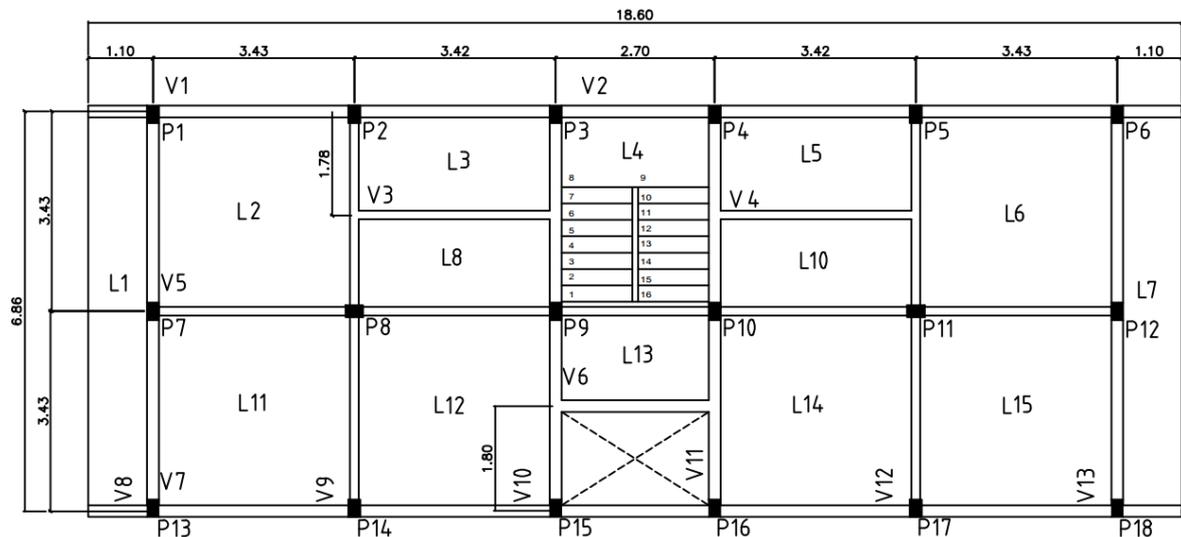
Neste capítulo serão apresentados todos os resultados obtidos a partir da aplicação das metodologias estudadas nos capítulos anteriores. Ademais, serão feitos comentários e observações sobre as análises.

4.1 Planta de fôrmas

Aplicando-se as metodologias desenvolvidas no tópico 2.1 e as considerações presentes no capítulo 3, foram obtidos os resultados descritos a seguir.

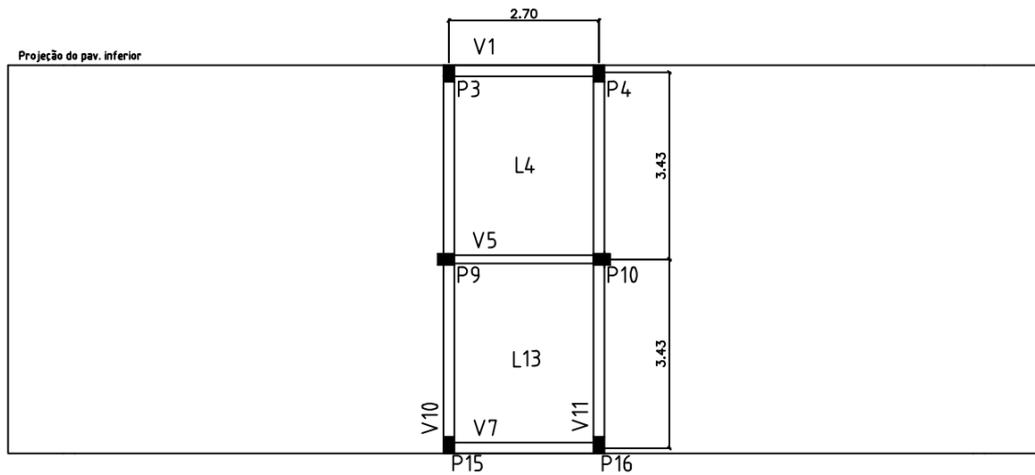
A concepção estrutural utilizada está indicada na Figura 16, sendo a mesma utilizada em todos os pavimentos. A concepção utilizada na cobertura está indicada na Figura 17. As nomenclaturas adotadas são apenas para facilitar a referência de cada elemento.

Figura 16 – Concepção estrutural do pavimento tipo.



Fonte: Do autor (2022).

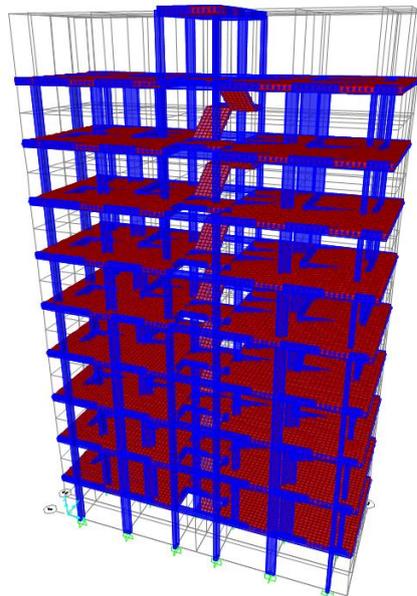
Figura 17 – Concepção estrutural da cobertura.



Fonte: Do autor (2022).

Para uma melhor visualização do modelo, a Figura 18 traz uma representação da estrutura em 3D. As dimensões dos elementos neste momento são apenas ilustrativas, sendo os resultados do pré-dimensionamento apresentados adiante.

Figura 18 – Representação do modelo 3D.



Fonte: Do autor (2022).

Dada a concepção estrutural, foram realizados os pré-dimensionamentos dos elementos estruturais. A Tabela 4 sintetiza todos os resultados obtidos na etapa de pré-dimensionamento.

Tabela 4 – Resumo dos resultados obtidos na etapa de pré-dimensionamento.

Pilar	Dimensões (cm)	Viga	Dimensões (cm)	Laje	Altura (cm)
P1	19 x 45	V1	19 x 35	L1	10,00
P2	19 x 50	V2	19 x 25	L2	10,00
P3	19 x 45	V3	14 x 35	L3	8,00
P4	19 x 45	V4	14 x 35	L4	8,00
P5	19 x 50	V5	14 x 35	L5	8,00
P6	19 x 45	V6	19 x 25	L6	10,00
P7	19 x 70	V7	19 x 35	L7	10,00
P8	19 x 80	V8	19 x 35	L8	8,00
P9	19 x 65	V9	14 x 35	L10	8,00
P10	19 x 65	V10	19 x 35	L11	10,00
P11	19 x 80	V11	19 x 35	L12	10,00
P12	19 x 70	V12	14 x 35	L13	8,00
P13	19 x 45	V13	19 x 35	L14	10,00
P14	19 x 50			L15	10,00
P15	19 x 45				
P16	19 x 45				
P17	19 x 50				
P18	19 x 45				

Fonte: Do autor (2022).

4.2 Ações atuantes

As ações do vento foram calculadas conforme o tópico 2.2.3 e as considerações feitas no capítulo 3. A fim de se comparar a ação do vento com o desaprumo foi preciso calcular o momento de tombamento produzido pela força do vento. A Tabela 5 e a Tabela 6 apresentam os resultados dos momentos para o vento incidindo à 90° e à 0°.

Tabela 5 – Momento de tombamento produzido pela força de arrasto na direção 90°.

h (m)	F_a (kN)	M_1 (kNm)
3,05	66,47	202,74
6,10	47,59	290,31
9,15	47,71	436,57
12,20	46,59	568,39
15,25	44,72	681,94
18,30	42,36	775,28
21,35	39,70	847,57
24,40	38,47	938,56
27,45	22,57	619,66
30,50	3,26	99,43
Total	5460,46	

Fonte: Do autor (2022).

Tabela 6 – Momento de tombamento produzido pela força de arrasto na direção 0°.

h (m)	F_a (kN)	M_1 (kNm)
3,05	20,28	61,87
6,10	14,52	88,59
9,15	14,56	133,22
12,20	14,22	173,45
15,25	13,65	208,10
18,30	12,93	236,59
21,35	12,11	258,65
24,40	11,74	286,41
27,45	11,94	327,89
30,50	6,05	184,56
Total		1959,33

Fonte: Do autor (2022).

Os resultados encontrados para o momento produzido pelo desaprumo para as direções de 90° e 0° estão apresentados na Tabela 7 e Tabela 8, respectivamente.

Tabela 7 – Momento produzido pelo desaprumo na direção 90°.

θ_1	0,00181	
θ_a	0,00148	
h (m)	F_d (kN)	M_{des} (kNm)
3,05	2,55	7,77
6,10	2,55	15,55
9,15	2,55	23,32
12,20	2,55	31,09
15,25	2,55	38,86
18,30	2,55	46,64
21,35	2,55	54,41
24,40	2,55	62,18
27,45	2,55	69,96
30,50	0,47	14,29
Total		364,07

Fonte: Do autor (2022).

Tabela 8 – Momento produzido pelo desaprumo na direção 0°.

θ_1	0,00181	
θ_a	0,00138	
h (m)	F_d (kN)	M_{des} (kNm)
3,05	2,38	7,27
6,10	2,38	14,54
9,15	2,38	21,81
12,20	2,38	29,08
15,25	2,38	36,35
18,30	2,38	43,63
21,35	2,38	50,90
24,40	2,38	58,17
27,45	2,38	65,44
30,50	0,44	13,37
	Total	340,56

Fonte: Do autor (2022).

Após o cálculo dos momentos fletores provocados pelo vento e pelas imperfeições geométricas (desaprumo do edifício), é preciso compará-los a fim de se determinar a necessidade de se considerar ou não as duas ações horizontais, conforme descrito no tópico 2.2.2.

Analisando-se a Tabela 9, nas duas direções pode-se considerar apenas a ação do vento atuando na estrutura, uma vez que 30% da ação do vento é maior que a ação do desaprumo.

Tabela 9 – Comparação dos momentos provocados pelo desaprumo x vento.

Direção	M_{des} (kNm)	M_1 (kNm)	M_{des}/M_1 (%)
90°	364,07	5460,46	6,67
0°	340,56	1959,33	17,38

Fonte: Do autor (2022).

As ações verticais atuantes foram descritas no capítulo 3. A consideração das mesmas para o cálculo do parâmetro α ocorre utilizando os valores característicos, porém, para o cálculo do coeficiente γ_z , é necessário realizar a combinação das ações (combinação última normal). Dessa forma, foram realizadas duas combinações, sendo na primeira considerada a ação do vento como variável principal e as sobrecargas como secundárias, e na segunda combinação considerando o inverso (vento como variável secundária).

Assim, utilizando os parâmetros $\gamma_g = 1,4$, $\gamma_q = 1,4$, $\psi_0 = 0,7$ (sobrecarga) e $\psi_0 = 0,6$ (vento), obtidos da ABNT NBR 6118:2014, obtêm-se as duas combinações presentes na Tabela 10.

Tabela 10 – Combinações últimas normais para as direções 0° e 90°.

Combinação 1	1,4 Perm. + 1,4 Vento + 0,98 Sobrecarga
Combinação 2	1,4 Perm. + 1,4 Sobrecarga + 0,84 Vento

Fonte: Do autor (2022).

4.3 Parâmetro de instabilidade α

Para o cálculo do parâmetro α , conforme descrito no tópico 2.2.4, a estrutura foi dividida em pórticos para as duas direções, a fim de se determinar a rigidez do pilar equivalente. Para a direção à 90°, a estrutura foi dividida em três pórticos distintos, com cada um se repetindo duas vezes.

Vale ressaltar que o módulo de deformação secante do concreto foi majorado em 10%, como possibilita a ABNT NBR 6118:2014, no item 15.5.1.

As relações (26) apresentam os cálculos do parâmetro α para a direção 90° utilizando a carga pontual para determinação da rigidez equivalente. Vale ressaltar que o valor de N_k foi obtido somando-se as ações verticais atuantes (peso próprio e sobrecargas) nos pavimentos e cobertura, considerando-se as respectivas dimensões dos elementos estruturais obtidas na etapa de pré-dimensionamento.

A fim de se comparar os dois métodos para determinação da rigidez do pilar equivalente apresentados no tópico 2.2.4, foram realizados os cálculos para os dois modelos. Desse modo, os resultados encontrados no cálculo do parâmetro α utilizando o modelo de carga pontual e o de carga distribuída para a rigidez do pilar equivalente nas duas direções de análise se encontram na Tabela 11.

$$\text{Pórtico 1: } E_{cs}I_c = \frac{100 \cdot (27,45 \cdot 100)^3}{3 \cdot 7,39} = 9,33 \cdot 10^{10} \text{ kN} \cdot \text{cm}^2$$

$$\text{Pórtico 2: } E_{cs}I_c = \frac{100 \cdot (27,45 \cdot 100)^3}{3 \cdot 28,42} = 2,43 \cdot 10^{10} \text{ kN} \cdot \text{cm}^2$$

$$\text{Pórtico 3: } E_{cs}I_c = \frac{100 \cdot (30,50 \cdot 100)^3}{3 \cdot 8,75} = 1,08 \cdot 10^{11} \text{ kN} \cdot \text{cm}^2$$

(26)

$$\begin{aligned}
 E_{cs}I_{cTotal} &= 1,10 \cdot 2 \cdot ((9,33 + 2,43) \cdot 10^{10} + 1,08 \cdot 10^{11}) \\
 &= 4,96 \cdot 10^{11} \text{ kN.cm}^2 \\
 N_k &= 1723,78 \cdot 9 + 316,91 = 15830,90 \text{ kN} \\
 \alpha &= 30,50 \cdot 100 \sqrt{\frac{15830,90}{4,96 \cdot 10^{11}}} = 0,54
 \end{aligned}$$

Tabela 11 – Cálculo do parâmetro α .

	N_k (kN)	H (m)	Carga Pontual $E_{cs}I_c$ (kN.cm ²)	Carga Distribuída $E_{cs}I_c$ (kN.cm ²)	Carga Pontual α	Carga Distribuída α
0°	15830,90	27,45	4,18E+11	3,51E+11	0,53	0,58
90°	15830,90	30,50	4,96E+11	4,06E+11	0,54	0,60

Fonte: Do autor (2022).

O limite do parâmetro α é igual a 0,50, uma vez que a estrutura é composta apenas pela associação de pórticos.

Analisando os resultados contidos na Tabela 11 constata-se que, utilizando as dimensões encontradas no pré-dimensionamento, foi possível classificar a estrutura por meio do parâmetro α como sendo de nós móveis nas duas direções, já que os valores encontrados são superiores à 0,50. Ademais, utilizando o método com carga distribuída para determinação da rigidez equivalente, obteve-se uma menor rigidez para os pórticos e, por conseguinte, um maior valor para o parâmetro α .

Pode-se destacar também que a estrutura possui maior rigidez global na direção 90°, analisando o sistema de pórticos por meio do parâmetro α , contudo, essa diferença não é tão significativa, tornando a distribuição de rigidez global do edifício homogênea nas duas direções.

Como visto anteriormente, o parâmetro α apenas indica se a estrutura é de nós fixos ou de nós móveis, logo, para estimar os efeitos de segunda ordem, recorre-se ao coeficiente γ_z .

4.4 Coeficiente γ_z e Método P Δ

O cálculo do coeficiente γ_z foi realizado conforme tópico 2.2.5 utilizando a concepção estrutural representada na Figura 16. O momento de primeira ordem gerado pelas ações horizontais também já foi demonstrado no tópico 4.2.

Foi considerada a não linearidade física dos elementos conforme descrito na relação (8), em que para as vigas foi considerado o valor $0,4E_{cs}I_c$, em favor da segurança. Ademais, da mesma forma como foi realizado para o parâmetro α , o módulo de deformação secante do concreto foi majorado em 10%.

As relações (27) exemplificam o cálculo do coeficiente γ_z para a direção 90° , utilizando a distribuição do vento pelo método da área. Para as demais combinações o cálculo foi realizado de forma análoga.

Desse modo, os resultados encontrados no cálculo do coeficiente γ_z para a distribuição do vento pelo método da área e pelo método da rigidez nas duas direções de análise estão indicados na Tabela 12.

$$\begin{aligned}
 \Delta M_{tot,d}(3,05m) &= 1,40 \cdot 1723,78 \cdot 0,59 \div 100 = 14,24 \text{ kN.m} \\
 \Delta M_{tot,d}(6,10m) &= 1,40 \cdot 1723,78 \cdot 1,65 \div 100 = 39,82 \text{ kN.m} \\
 \Delta M_{tot,d}(9,15m) &= 1,40 \cdot 1723,78 \cdot 2,77 \div 100 = 66,85 \text{ kN.m} \\
 \Delta M_{tot,d}(12,20m) &= 1,40 \cdot 1723,78 \cdot 3,81 \div 100 = 91,95 \text{ kN.m} \\
 \Delta M_{tot,d}(15,25m) &= 1,40 \cdot 1723,78 \cdot 4,70 \div 100 = 113,42 \text{ kN.m} \\
 \Delta M_{tot,d}(18,30m) &= 1,40 \cdot 1723,78 \cdot 5,44 \div 100 = 131,28 \text{ kN.m} \\
 \Delta M_{tot,d}(21,35m) &= 1,40 \cdot 1723,78 \cdot 6,03 \div 100 = 145,52 \text{ kN.m} \\
 \Delta M_{tot,d}(24,40m) &= 1,40 \cdot 1723,78 \cdot 6,47 \div 100 = 156,14 \text{ kN.m} \\
 \Delta M_{tot,d}(27,45m) &= 1,40 \cdot 1723,78 \cdot 6,79 \div 100 = 163,86 \text{ kN.m} \\
 \Delta M_{tot,d}(30,50m) &= 1,40 \cdot 316,91 \cdot 7,03 \div 100 = 31,19 \text{ kN.m} \\
 \Delta M_{tot,d} &= 14,24 + 39,82 + 66,85 + 91,95 + 113,42 + 131,28 + 145,52 \\
 &\quad + 156,14 + 163,83 + 31,19 = 954,28 \text{ kN.m} \\
 M_{1,tot,d} &= 5460,46 \cdot 1,40 = 7644,65 \text{ kN.m} \\
 \gamma_z &= \frac{1}{1 - \frac{954,28}{7644,65}} = 1,14
 \end{aligned} \tag{27}$$

Tabela 12 – Cálculo do coeficiente γ_z .

	Método da área	Método da rigidez	Método da área	Método da rigidez
$M_{1,tot,d}$ (kN.m)	$\Delta M_{tot,d}$ (kN.m)	$\Delta M_{tot,d}$ (kN.m)	γ_z	γ_z
0°	2743,07	351,78	335,41	1,15
90°	7644,65	954,28	947,58	1,14

Fonte: Do autor (2022).

Por meio do coeficiente γ_z foi possível classificar a estrutura como de nós móveis, uma vez que os esforços de segunda ordem superam em 10% os esforços de primeira ordem, sendo, portanto, necessário considerá-los no dimensionamento.

Analisando-se a Tabela 12 e a Tabela 11, conclui-se que os dois parâmetros de instabilidades resultaram na mesma classificação para a estrutura, contudo, apenas o coeficiente γ_z faz a estimativa dos esforços de segunda ordem, sendo esse um dos motivos pelos quais o parâmetro α não é utilizado para edifícios mais altos, uma vez que esses efeitos são maiores nessas estruturas e será necessário estimá-los.

Ao realizar a distribuição das ações horizontais proporcionalmente à rigidez dos elementos, foram obtidos menores deslocamentos da estrutura, reduzindo assim o momento de segunda ordem. Isso ocorre, pois os elementos mais rígidos irão absorver mais carregamento quando comparados aos de menor rigidez, resultando em menores deslocamentos globais, já que toda estrutura se deforma em conjunto pela atuação do diafragma rígido.

Como $\gamma_z \leq 1,3$, foi utilizado o método simplificado ($0,95 \cdot \gamma_z$) para amplificação dos esforços horizontais, a fim de comparar os resultados obtidos por meio do método normativo com o iterativo (P Δ). Além disso, alguns autores sugerem o uso de $1,00 \cdot \gamma_z$ quando este for maior que 1,20, dessa forma, foram feitos os cálculos considerando as duas situações a fim de compará-las.

A aplicação do método P Δ foi realizada com auxílio de um *software* de análise estrutural como descrito no tópico 2.2.6, utilizando a mesma concepção e as considerações presentes no cálculo do coeficiente γ_z . A aplicação das forças horizontais foi realizada por meio do método da rigidez.

Por ser uma análise não-linear, obtêm-se os esforços finais da estrutura considerando sua posição deslocada. Dessa forma, a Tabela 13 relaciona os deslocamentos na estrutura encontrados pelo método P Δ e por meio da majoração dos esforços horizontais em $0,95 \cdot \gamma_z$ e $1,00 \cdot \gamma_z$.

Tabela 13 – Deslocamentos horizontais com aplicação dos efeitos de segunda ordem.

H (m)	Direção 0°			Direção 90°		
	$\Delta(\text{cm})$ (0,95. γ_z)	$\Delta(\text{cm})$ (1,00. γ_z)	$\Delta(\text{cm})$ PΔ	$\Delta(\text{cm})$ (0,95. γ_z)	$\Delta(\text{cm})$ (1,00. γ_z)	$\Delta(\text{cm})$ PΔ
3,05	0,27	0,29	0,30	0,62	0,65	0,66
6,10	0,70	0,74	0,78	1,76	1,85	1,91
9,15	1,11	1,17	1,25	2,97	3,12	3,24
12,20	1,48	1,56	1,66	4,08	4,28	4,47
15,25	1,79	1,88	2,00	5,04	5,29	5,51
18,30	2,05	2,15	2,27	5,83	6,12	6,36
21,35	2,25	2,37	2,48	6,45	6,77	7,02
24,40	2,40	2,53	2,63	6,92	7,26	7,51
27,45	2,50	2,64	2,74	7,26	7,61	7,86
30,50	2,64	2,78	2,87	7,52	7,88	8,13

Fonte: Do autor (2022).

Por meio da Tabela 13 pode-se concluir que conforme há o aumento da altura da edificação, os deslocamentos horizontais também são maiores. De igual modo, a diferença entre os deslocamentos obtidos pelo método P Δ e o método simplificado aumentam, de maneira que, na base da edificação essa diferença é ínfima, já no topo, chega a 0,61 cm. Contudo, pode-se concluir que o método simplificado representou de maneira plausível o modelo real, uma vez que a diferença entre os deslocamentos obtidos é muito pequena (menores que 1cm).

Outro ponto importante é a relação entre o coeficiente γ_z e os deslocamentos na estrutura. Ainda que o coeficiente apresente o mesmo valor para as duas direções (vide Tabela 12), os deslocamentos apresentam grandezas diferentes.

Isso ocorre por dois fatores. O primeiro deles é que os momentos de primeira e segunda ordem apresentam relação diretamente proporcional às forças horizontais, logo, ao se aumentar ou diminuir a grandeza dessas forças, os momentos seguirão o mesmo caminho, e como o coeficiente γ_z é calculado pela razão dos momentos, ele mantém o mesmo valor.

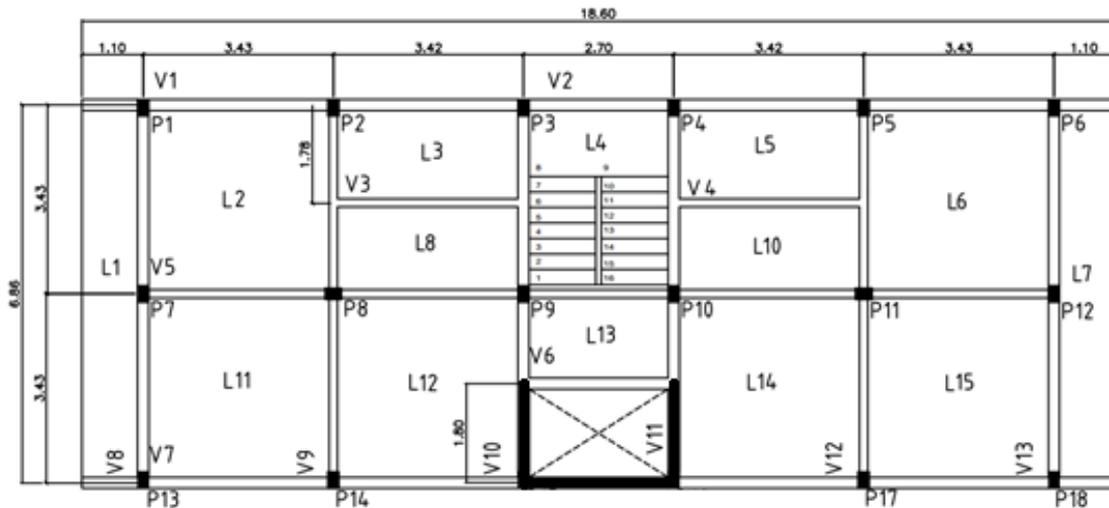
Já o segundo fator é que os deslocamentos seguem uma relação direta com a rigidez da estrutura e as forças horizontais, logo quanto maior as forças horizontais, maiores serão os deslocamentos, ou quanto maior a rigidez da estrutura, menores serão os deslocamentos.

Os deslocamentos obtidos pelo método simplificado considerando $0,95.\gamma_z$ para majoração das forças horizontais foram, em média, 10% e 8% menores em relação aos obtidos pelo P Δ nas direções 0° e 90°, respectivamente. Já considerando $1,00.\gamma_z$ para majoração das forças horizontais, essa diferença cai para 5% e 3%.

4.5 Parâmetro de instabilidade α – Núcleo Rígido

A fim de comparar os sistemas estruturais sem e com núcleo rígido, foi proposto um novo modelo, o qual apresenta na caixa do elevador pilares parede (espessura de 19 cm), como representado pela Figura 19.

Figura 19 – Planta baixa do pavimento tipo contendo o núcleo rígido.



Fonte: Do autor (2022).

O parâmetro α foi calculado do mesmo modo que apresentado anteriormente, utilizando o método com carga pontual para determinação do pilar equivalente. Foi calculado um novo N_k e avaliado o desaprumo, não havendo necessidade de considerá-lo. Os resultados obtidos estão indicados na Tabela 14.

Tabela 14 – Cálculo do parâmetro α – núcleo rígido.

	N_k (kN)	H (m)	$E_{cs}I_c$ (kN.cm ²)	α
0°	21698,34	27,45	6,08E+11	0,52
90°	21698,34	30,50	7,36E+11	0,52

Fonte: Do autor (2022).

Analisando os resultados contidos na Tabela 14 constata-se que utilizando o modelo com núcleo rígido foi possível classificar a estrutura por meio do parâmetro α como sendo de nós fixos nas duas direções, já que os valores encontrados são inferiores à 0,60 (valor de α_1 para essa tipologia).

Ao se comparar com os valores obtidos anteriormente para o parâmetro α (Tabela 11), constata-se que houve uma pequena diminuição desse valor, ainda que a rigidez da estrutura apresente um acréscimo significativo. Isso ocorre pois o valor de N_k também aumentou consideravelmente ao implementar o núcleo rígido.

Pode-se destacar também que a estrutura ainda apresenta maior rigidez global na direção 90° , contudo, são da mesma ordem de grandeza, sendo uma distribuição bastante homogênea.

Como visto anteriormente, o parâmetro α apenas indica se a estrutura é de nós fixos ou nós móveis, logo, para estimar os efeitos de segunda ordem, recorre-se ao coeficiente γ_z .

4.6 Coeficiente γ_z e Método $P\Delta$ – Núcleo Rígido

O coeficiente γ_z foi calculado do mesmo modo que apresentado anteriormente utilizando a distribuição das ações horizontais pelo método da rigidez uma vez que ao inserir um elemento de maior rigidez (núcleo rígido), considerou-se ser essa a maneira mais apropriada para uso do método. Os resultados obtidos estão indicados na Tabela 15.

Tabela 15 – Cálculo do coeficiente γ_z – núcleo rígido.

	$M_{1,tot,d}$ (kN.m)	$\Delta M_{tot,d}$ (kN.m)	γ_z
0°	2743,07	179,14	1,07
90°	7644,65	842,31	1,12

Fonte: Do autor (2022).

Por meio do coeficiente γ_z foi possível classificar a estrutura como sendo de nós fixos na direção 0° e nós móveis na direção 90° , sendo necessária a consideração dos efeitos de segunda ordem apenas em uma direção (90°), segundo a norma.

Ao se comparar aos valores obtidos anteriormente (Tabela 12), é possível notar a diminuição dos momentos de segunda ordem, sendo essa diminuição, maior para a direção 0° . Com a implementação de elementos mais rígidos à estrutura, essa se desloca menos, diminuindo assim os efeitos globais de segunda ordem.

O coeficiente γ_z apresentou uma classificação da estrutura diferente à apresentada pelo parâmetro α na direção 90° . É possível que essa diferença advinha do limite para a classificação do parâmetro α , alterado de 0,5 para 0,6, uma vez que o valor do parâmetro permaneceu na mesma ordem de grandeza.

Como $\gamma_z \leq 1,1$ (direção 0°), não há a necessidade de se considerar os efeitos de segunda ordem nessa direção, contudo, a fim de se comparar os resultados obtidos por meio do método normativo com o iterativo (P Δ), foi utilizado o método simplificado ($0,95 \cdot \gamma_z$) para amplificação dos esforços horizontais nas duas direções.

Dessa forma, a Tabela 16 relaciona os deslocamentos na estrutura encontrados pelo método P Δ e por meio da majoração dos esforços horizontais em $0,95 \cdot \gamma_z$ e $1,00 \cdot \gamma_z$.

Tabela 16 – Deslocamentos horizontais com aplicação dos efeitos de segunda ordem – núcleo rígido.

H (m)	Direção 0°			Direção 90°		
	$\Delta(\text{cm})$ ($0,95 \cdot \gamma_z$)	$\Delta(\text{cm})$ ($1,00 \cdot \gamma_z$)	$\Delta(\text{cm})$ P Δ	$\Delta(\text{cm})$ ($0,95 \cdot \gamma_z$)	$\Delta(\text{cm})$ ($1,00 \cdot \gamma_z$)	$\Delta(\text{cm})$ P Δ
3,05	0,07	0,08	0,08	0,24	0,25	0,25
6,10	0,19	0,21	0,21	0,73	0,76	0,74
9,15	0,33	0,36	0,36	1,34	1,39	1,37
12,20	0,47	0,51	0,51	2,01	2,09	2,06
15,25	0,60	0,65	0,65	2,71	2,81	2,79
18,30	0,72	0,79	0,79	3,42	3,53	3,51
21,35	0,83	0,90	0,90	4,11	4,24	4,23
24,40	0,94	1,01	1,01	4,78	4,93	4,92
27,45	1,03	1,11	1,11	5,43	5,60	5,59
30,50	1,14	1,22	1,22	6,10	6,28	6,27

Fonte: Do autor (2022).

Analisando a Tabela 16 pode-se concluir que utilizando $1,00 \cdot \gamma_z$ para a majoração dos esforços horizontais, foram obtidos deslocamentos iguais ou superiores aos encontrados por meio do método P Δ . Além disso, conforme a altura da estrutura aumenta, maiores são os deslocamentos e maior é a diferença entre o resultado obtido pelo método simplificado ($0,95 \cdot \gamma_z$) e método P Δ , como visto anteriormente.

Os deslocamentos obtidos pelo método simplificado considerando $0,95 \cdot \gamma_z$ para majoração dos esforços horizontais foram, em média, 8% e 3% menores em relação aos obtidos pelo P Δ nas direções 0° e 90° , respectivamente. Já considerando $1,00 \cdot \gamma_z$ para majoração dos esforços horizontais, os deslocamentos encontrados são os mesmos.

Ao se comparar os resultados obtidos pelas duas tipologias de edificação é possível destacar que com a aplicação do núcleo rígido a estrutura apresentou menores deslocamentos,

porém, é importante realizar um estudo sobre a viabilidade da implantação do mesmo avaliando o consumo de material gasto e a altura da edificação, uma vez que para essa altura de edificação o sistema sem núcleo rígido também apresentou resultados favoráveis.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao longo de todas as etapas percorridas para o desenvolvimento desta pesquisa pôde-se perceber que elas se dividem em três grandes fases: a definição dos modelos (concepção e pré-dimensionamento) e o cálculo das ações atuantes; o cálculo dos parâmetros de instabilidade e os deslocamentos da estrutura; a análise e a discussão dos resultados, que buscaram identificar a influência dos processos de cálculo e do arranjo estrutural na análise de estabilidade global.

A definição dos modelos (com e sem núcleo rígido), juntamente com o cálculo das ações atuantes, consistiram em uma das etapas mais importantes da pesquisa, já que todas as análises foram realizadas a partir dos resultados obtidos nessa fase. A realização do pré-dimensionamento teve como fundamento metodologias encontradas na literatura, as quais são corriqueiramente utilizadas na vida prática do engenheiro. Nessa fase, a determinação das ações atuantes, principalmente as ações laterais, como a distribuição do vento na estrutura e o cálculo do desaprumo, foram fundamentais para se definir as premissas do cálculo e da análise de estabilidade global.

Definidos os modelos e as ações atuantes, a fim de se realizar uma comparação entre os processos de cálculo dos parâmetros de instabilidade, foram feitos os cálculos do parâmetro α utilizando a carga pontual e a carga distribuída para a determinação da rigidez equivalente, a distribuição das ações horizontais pelo método da área e de rigidez no cálculo do coeficiente γ_z e a utilização do método simplificado para a consideração dos efeitos de segunda ordem, a fim de se comparar aos deslocamentos obtidos pelo método $P\Delta$.

A partir das análises foi possível obter algumas conclusões interessantes. Para a edificação utilizada na pesquisa, conforme as considerações feitas no capítulo 3, não foi necessário considerar a ação do desaprumo para o cálculo do coeficiente γ_z , já que 30% do momento produzido pela ação do vento foi maior que o momento produzido pelo desaprumo nas duas direções analisadas.

O parâmetro α e o coeficiente γ_z classificaram a estrutura do modelo sem núcleo rígido como sendo de nós móveis, determinando-se assim que os efeitos globais de segunda ordem são maiores que 10% dos respectivos esforços de primeira ordem, sendo necessário, portanto, a consideração desses efeitos. Já para o modelo com núcleo rígido, o parâmetro α classificou a estrutura como sendo de nós fixos nas duas direções, e o coeficiente γ_z classificou como de nós fixos na direção 0° e nós móveis na direção 90° .

Ao utilizar o método com carga distribuída para a obtenção da rigidez do pilar equivalente foram obtidos maiores deslocamentos na estrutura, resultando em um menor valor

de rigidez global, por conseguinte, maiores valores para o parâmetro α quando comparado ao método de carga pontual.

Ao utilizar o método da rigidez para a distribuição das forças horizontais na estrutura, foram obtidos menores deslocamentos, uma vez que os elementos mais rígidos absorveram maiores valores de carregamento, reduzindo assim os momentos de segunda ordem e, por conseguinte, o coeficiente γ_z .

O coeficiente γ_z pode ser utilizado em todos os casos analisados para se fazer a estimativa dos efeitos de segunda ordem, pois foram obtidos valores inferiores à 1,3 para o coeficiente.

Ao analisar os deslocamentos obtidos por meio do método simplificado e pelo método $P\Delta$, pôde-se perceber que a melhor aproximação feita é quando se utiliza $1,00 \cdot \gamma_z$ para majoração dos esforços horizontais, fazendo com que os deslocamentos encontrados sejam iguais ou mais próximos do modelo numérico.

Pode-se também destacar que a concepção estrutural se fez peça fundamental para a homogeneização da rigidez global da estrutura, uma vez que a direção de maior inércia dos pilares foram distribuídas de forma a garantir a estabilidade global nas duas direções, resultando em valores semelhantes para os parâmetros analisados.

Além disso, quando modificada a concepção (implantação do núcleo rígido), foi possível reduzir de forma expressiva os deslocamentos. Contudo, deve-se fazer uma análise da viabilidade técnica e econômica da implantação do mesmo, uma vez que para a edificação estudada o modelo sem núcleo rígido já atendia aos limites dos parâmetros de instabilidade global.

Ao final de todas essas considerações é importante salientar que não se tinha o objetivo de dimensionar (verificações do ELU e ELS) a estrutura estudada. A finalidade era de se analisar a estabilidade global de um edifício comparando a eficiência das soluções estruturais e os processos de cálculo dos métodos adotados. Dessa forma, diante dos resultados apresentados, acredita-se que o objetivo foi cumprido.

Com o objetivo de se ampliar o conhecimento sobre o tema, algumas propostas para pesquisas futuras podem ser sugeridas.

Seria interessante realizar a análise de estabilidade global considerando a influência da vinculação viga-pilar na estrutura, adotando-se ligações semirrígidas e flexíveis, analisando a viabilidade de cada uma delas, tornando o modelo mais econômico. Para isso, pode-se utilizar essa pesquisa como base, adotando-se os mesmos modelos empregados e obtendo-se novos valores para os parâmetros de instabilidade a fim de serem comparados.

Um outro aspecto que merece ser estudado é a iteração solo-estrutura, variando-se os elementos de fundação e, por consequência, os vínculos empregados, considerando-se a deformabilidade do solo e sua influência na estrutura. Dessa forma, seriam obtidos novos deslocamentos para cada altura analisada, podendo a estrutura ser classificada de forma diferente quanto aos efeitos de segunda ordem.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro, RJ, 2003.

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

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

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

BACARJI, E.; PINHEIRO, L. M. **Concepção estrutural e pré-dimensionamento de pilares**. In: CONGRESSO TÉCNICO CIENTÍFICO DE ENGENHARIA CIVIL. Florianópolis, 1996.

BERNARDI, D. F. **Um modelo computacional para análise global tridimensional da estrutura de edifícios altos de concreto armado com a presença de paredes estruturais**. Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

FRANCO, M. **O Parâmetro de Instabilidade dos Edifícios Altos** in: Colóquio Sobre Estabilidade Global das Estruturas de Concreto Armado. IBRACON, São Paulo, SP, 1985.

FRANCO, M.; VASCONCELOS, A.C. *Practical assessment of second order effects in tall buildings*. In: COLOQUIUM ON THE CEB-FIP MC90, Rio de Janeiro, 1991.

IWAMOTO, R. K. **Alguns aspectos dos efeitos da iteração solo-estrutura em edifícios de múltiplos andares com fundação profunda**. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2000.

LIMA, J. S. **Verificação da punção e da estabilidade global em edifícios de concreto: desenvolvimento e aplicações de recomendações normativas.** Dissertação de mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2001.

LOPES, A. P.; SANTOS, G. O.; SOUZA, A. L. A. C. **Estudo sobre diferentes métodos de análise p-delta.** In: Congresso Brasileiro do Concreto, Instituto Brasileiro do Concreto, São Paulo, 2005.

PEREIRA, A. C. O. **Estudo da influência da modelagem estrutural do núcleo nos painéis de contraventamento de edifícios altos.** Dissertação de mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2000.

PINHEIRO, L. M.; MUZARDO, C. D.; SANTOS, S. P. **Fundamentos do Concreto e Projeto de Edifícios.** São Carlos, São Paulo, 2003.

PINTO, R. S. **Não-linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado.** Dissertação de mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1997.

PINTO, R. S.; RAMALHO, M. A. **Não linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado.** Dissertação de mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1997.

REBELLO, Y. C. P. **A concepção estrutural e a arquitetura.** São Paulo, Zigate Editora, 2000.

REBELLO, Y. C. P. **Bases para projeto estrutural.** São Paulo, Zigate Editora, 2007.

SANTOS, J. B. **Análise da influência da rigidez das ligações viga-pilar no comportamento estrutural de edifícios de múltiplos pavimentos em concreto armado.** Dissertação de mestrado, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, 2016.