



**UNIVERSIDADE ESTADUAL DA PARAÍBA  
CAMPUS VIII  
CENTRO DE CIÊNCIAS, TECNOLOGIA E SAÚDE - CCTS  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL  
CURSO DE BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL**

**CLEBER DE SOUZA SILVA**

**INFLUÊNCIA DAS LIGAÇÕES VIGA-PILAR NA ESTABILIDADE GLOBAL DE UM  
EDIFÍCIO EM CONCRETO ARMADO**

**ARARUNA/PB  
2024**

CLEBER DE SOUZA SILVA

**INFLUÊNCIA DAS LIGAÇÕES VIGA-PILAR NA ESTABILIDADE GLOBAL DE UM  
EDIFÍCIO EM CONCRETO ARMADO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Estadual da Paraíba, como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

**Área de concentração:** Estruturas.

**Orientador:** Prof. Me. Simone Danielle Aciole Morais Marinho.

**ARARUNA/PB  
2024**

É expressamente proibida a comercialização deste documento, tanto em versão impressa como eletrônica. Sua reprodução total ou parcial é permitida exclusivamente para fins acadêmicos e científicos, desde que, na reprodução, figure a identificação do autor, título, instituição e ano do trabalho.

S586i Silva, Cleber de Souza.  
Influência das ligações viga-pilar na estabilidade global de um edifício em concreto armado [manuscrito] / Cleber de Souza Silva. - 2024.  
71 f. : il. color.

Digitado.

Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia civil) - Universidade Estadual da Paraíba, Centro de Ciências, Tecnologia e Saúde, 2024.

"Orientação : Prof. Grad. Simone Danielle Aciole Morais Marinho, Coordenação do Curso de Engenharia Civil - CCTS".

1. Análise estrutural. 2. Concreto. 3. Viga. I. Título

21. ed. CDD 624.171

CLEBER DE SOUZA SILVA

INFLUÊNCIA DAS LIGAÇÕES VIGA-PILAR NA ESTABILIDADE GLOBAL DE  
UM EDIFÍCIO EM CONCRETO ARMADO

Trabalho de Conclusão de Curso  
apresentado ao Departamento de  
Engenharia Civil da Universidade  
Estadual da Paraíba, como requisito  
parcial à obtenção do título de  
Bacharel em Engenharia Civil.

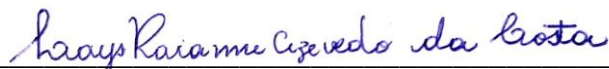
Área de concentração: Estruturas.

Aprovada em: 13/11/2024.


**BANCA EXAMINADORA**



Profa. Me. Simone Danielle Aciole Morais Marinho (Orientador)  
Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)



Profa. Dra. Lays Rianne Azevedo da Costa  
Universidade Federal da Paraíba (UFPB)



Prof. Dr. Leonardo Medeiros da Costa  
Universidade Federal da Paraíba (UFPB)

Dedico este trabalho à minha família, especialmente aos meus pais, Arivaldo e Maria das Graças, por acreditarem em mim e por todo o apoio incondicional durante minha graduação, transformando meu sonho em realidade.

## **AGRADECIMENTOS**

Quero agradecer primeiramente a Deus, pela dádiva da vida, por todos os caminhos traçado por ele que me fizeram chegar até aqui e concluir mais uma etapa da minha vida.

Aos meus pais, por todo apoio em todas as fases da minha vida, pelos ensinamentos e pela educação que me foi concedida na formação do meu caráter.

Agradeço também a minha irmã Carina por todo apoio e por sempre acreditar na minha capacidade.

A professora Simone Danielle Aciole Morais Marinho, por aceitar ser minha orientadora e contribuir com os seus ensinamentos.

A professora Lays Raianne Azevedo da Costa, que iniciou este trabalho sendo a minha orientadora e mesmo depois de sua saída da universidade continuou me ajudando. Aqui fica meus sinceros agradecimentos por sua paciência e enorme contribuição ao meu aprendizado.

Aos meus professores Leonardo Medeiros da Costa e Lays Raianne Azevedo da Costa, vocês foram os professores que tive como mentores e exemplos na área da qual é a minha paixão. Sou profundamente grato por todo conhecimento e apoio que recebi de vocês ao longo desta jornada.

Aos meus amigos Felipe de Azevedo, Rian Vitor e Maria Merien, vocês participaram direta e indiretamente, me apoiando, seja com palavras ou ações, que contribuíram para a realização desta fase.

Por fim, expresso minha profunda gratidão à UEPB pela minha formação acadêmica, aos professores e demais funcionários que tive a oportunidade de conhecer ao longo desta jornada, pelas oportunidades oferecidas e pelo imenso orgulho que levo comigo de ser Engenheiro formado por esta instituição.

## RESUMO

A verticalização dos grandes centros urbanos, impulsionada pelo aumento da densidade populacional, resultou em edifícios mais altos e esbeltos, exigindo métodos de análise estrutural que garantam a estabilidade global. Em estruturas de médio e pequeno porte, essa estabilidade é geralmente assegurada por sistemas aporticados, nos quais a rigidez das ligações viga-pilar desempenha um papel essencial. Este estudo teve como objetivo avaliar a influência dessas ligações na estabilidade de um edifício utilizando o *software* Eberick versão demonstrativa 2024-04 v.17.302. Inicialmente, foi modelada uma estrutura com ligações rígidas para alcançar o coeficiente  $\gamma_z$  (gama z), referência de estabilidade. Em seguida, a rigidez foi reduzida, simulando ligações semirrígidas e articuladas. A análise revelou que a diminuição da rigidez aumenta os efeitos de segunda ordem e deslocamentos na estrutura, exigindo ajustes na geometria dos pilares para alcançar a estabilidade comparável ao modelo base. Os resultados destacam a importância de considerar a rigidez nas ligações para evitar a subestimação de riscos de instabilidade global.

**Palavras-Chave:** estrutura; pórtico rígido; nó de pórtico; coeficiente  $\gamma_z$ .

## ABSTRACT

The verticalization of large urban centers, driven by increased population density, has resulted in taller and slender buildings, requiring structural analysis methods that guarantee global stability. In medium and small structures, this stability is generally ensured by framed systems, in which the stiffness of the beam-column connections plays an essential role. This study aimed to evaluate the influence of these connections on the stability of a building using the Eberick software demo version 2024-04 v.17.302. Initially, a structure with rigid connections was modeled to achieve the  $\gamma_z$  coefficient (z range), a stability reference. Then, the stiffness was reduced, simulating semi-rigid and articulated connections. The analysis revealed that decreasing stiffness increases second-order effects and displacements in the structure, requiring adjustments to the geometry of the columns to achieve stability comparable to the base model. The results highlight the importance of considering stiffness in connections to avoid underestimating global instability risks.

**Keywords:** structures; rigid gantry; gantry knot; coefficient  $\gamma_z$ .



## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 2.1 –	Pórtico Rígido: Forças e deformações.....	16
Figura 2.2 –	Definição de nó de pórtico.....	16
Figura 2.3 –	Geometrias usuais de nós.....	18
Figura 2.4 –	Distribuição dos momentos com ligações rígidas.....	19
Figura 2.5 –	Distribuição do momento fletor com ligações articuladas.....	19
Figura 2.6 –	Distribuição dos momentos com ligações semirrígidas.....	20
Figura 2.7 –	Fissuração e deslizamento de armaduras em nós de pórticos.....	21
Figura 2.8 –	Isopletas de velocidade básica $V_0$ (m/s).....	23
Figura 2.9 –	Fator topográfico $S_1$ para taludes.....	24
Figura 2.10 –	Fator topográfico $S_1$ para morros.....	25
Figura 2.11 –	Coeficiente de vento para turbulência baixa e alta.....	29
Figura 2.12 –	Notação para aplicação do fator de vizinhança( $f_V$ ).....	31
Figura 2.13 –	Não linearidade geométrica na estrutura.....	33
Figura 2.14 –	Analogia entre edifício e pilar em balanço.....	36
Figura 2.15 –	Posições deslocadas em interações sucessivas.....	39
Figura 2.16 –	Possíveis análises da estrutura pelo <i>software</i> .....	40
Figura 3.1 –	Fluxograma.....	41
Figura 3.2 –	Planta de eixo (cm).....	42
Figura 3.3 –	Planta de fôrma do térreo.....	43
Figura 3.4 –	Planta de fôrma Pavimento tipo.....	43
Figura 3.5 –	Elevações nas direções dos eixos X e Y(cm).....	44
Figura 3.6 –	Vista 3D da estrutura.....	44
Figura 3.7 –	Ativação do dispensar limites.....	49
Figura 4.1 –	Valores de $\gamma_z$ na direção X.....	53
Figura 4.2 –	Valores de $\gamma_z$ na direção Y.....	53
Figura 4.3 –	Deslocamento na direção X.....	55
Figura 4.4 –	Deslocamento na direção Y.....	55
Figura 4.5 –	Consumo de aço nos pilares.....	57
Figura 4.6 –	Orientação dos momentos.....	58
Figura 4.7 –	Consumo de aço nas vigas.....	61
Figura 4.8 –	Momento fletor na V1 do modelo MBLR (kgf.m).....	62

Figura 4.9 – Detalhamento da V1 do modelo MBLR.....	63
Figura 4.10 – Detalhamento da V1 do modelo MBLS.....	63
Figura 4.11 – Detalhamento da V1 do modelo MMS.....	64
Figura 4.12 – Detalhamento da V1 do modelo MBALA.....	64
Figura 4.13 – Detalhamento da V1 do modelo MMA.....	64
Figura 4.14 – Consumo de concreto nos pilares.....	65

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 –	Parâmetros meteorológicos.....	27
Tabela 2.2 –	Fator de rajada.....	27
Tabela 2.3 –	Valores mínimos do fator estatístico $S_3$ .....	28
Tabela 2.4 –	Valores de $\alpha_1$ a serem considerados.....	37
Tabela 2.5 –	Classificação da estrutura pelo $\gamma_z$ .....	38
Tabela 3.1 –	Fck dos elementos.....	45
Tabela 3.2 –	Cobrimentos dos elementos.....	45
Tabela 3.3 –	Dimensões dos elementos.....	46
Tabela 3.4 –	Permanentes nas lajes dos pavimentos tipo.....	46
Tabela 3.5 –	Permanentes nas lajes da cobertura.....	46
Tabela 3.6 –	Permanente nas vigas.....	47
Tabela 3.7 –	Variáveis nas lajes dos pavimentos tipo.....	47
Tabela 3.8 –	Variáveis nas lajes da cobertura.....	47
Tabela 3.9 –	Parâmetros do vento.....	48
Tabela 4.1 –	Resumo dos resultados obtidos.....	52
Tabela 4.2 –	Valores de $\gamma_z$ e suas classificações.....	53
Tabela 4.3 –	Deslocamentos no topo do edifício.....	54
Tabela 4.4 –	Consumo de aço nos pilares.....	56
Tabela 4.5 –	Momentos nos pilares do modelo MBLR.....	57
Tabela 4.6 –	Momentos nos pilares do modelo MBLS.....	58
Tabela 4.7 –	Momentos nos pilares do modelo MMS.....	59
Tabela 4.8 –	Momentos nos pilares do modelo MBALA.....	60
Tabela 4.9 –	Momentos nos pilares do modelo MMA.....	60
Tabela 4.10 –	Consumo de aço nas vigas.....	61
Tabela 4.11 –	Consumo de concreto nos pilares.....	65

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	<b>12</b>
<b>1.1</b>	<b>Objetivos</b> .....	<b>13</b>
<b>2</b>	<b>REFERENCIAL TEÓRICO</b> .....	<b>14</b>
<b>2.1</b>	<b>Sistemas estruturais</b> .....	<b>14</b>
<b>2.1.1</b>	<b>Lajes</b> .....	<b>14</b>
<b>2.1.2</b>	<b>Vigas</b> .....	<b>14</b>
<b>2.1.3</b>	<b>Pilares</b> .....	<b>15</b>
<b>2.2</b>	<b>Pórtico rígido</b> .....	<b>15</b>
<b>2.3</b>	<b>Ligação viga-pilar</b> .....	<b>16</b>
<b>2.4</b>	<b>Ações na estrutura</b> .....	<b>22</b>
<b>2.5</b>	<b>Ação do vento segundo a abnt nbr 6123:2023</b> .....	<b>23</b>
<b>2.5.1</b>	<b>Velocidade característica do vento (<math>V_K</math>)</b> .....	<b>24</b>
<b>2.5.2</b>	<b>Fator topográfico (<math>S_1</math>)</b> .....	<b>24</b>
<b>2.5.3</b>	<b>Fator rugosidade do terreno e dimensões da edificação (<math>S_2</math>)</b> .....	<b>25</b>
<b>2.5.4</b>	<b>Fator estatístico (<math>S_3</math>)</b> .....	<b>27</b>
<b>2.5.5</b>	<b>Pressão dinâmica do vento</b> .....	<b>28</b>
<b>2.5.6</b>	<b>Coeficiente de arrasto (<math>C_a</math>)</b> .....	<b>29</b>
<b>2.5.7</b>	<b>Efeito vizinhança (<math>f_V</math>)</b> .....	<b>30</b>
<b>2.6</b>	<b>Estabilidade global</b> .....	<b>32</b>
<b>2.6.1</b>	<b>Não linearidade geométrica (NLG)</b> .....	<b>32</b>
<b>2.6.2</b>	<b>Não linearidade física (NLF)</b> .....	<b>34</b>
<b>2.6.3</b>	<b>Parâmetros de estabilidade</b> .....	<b>35</b>
<b>2.6.3.1</b>	<b>Parâmetro de instabilidade <math>\alpha</math></b> .....	<b>35</b>
<b>2.6.3.2</b>	<b>Coeficiente (<math>\gamma_z</math>)</b> .....	<b>37</b>
<b>2.6.3.3</b>	<b>Processo <math>P-\Delta</math></b> .....	<b>39</b>
<b>2.7</b>	<b>Programa computacional eberick</b> .....	<b>40</b>
<b>3</b>	<b>METODOLOGIA</b> .....	<b>41</b>
<b>3.1</b>	<b>Considerações iniciais</b> .....	<b>41</b>
<b>3.2</b>	<b>Características da estrutura</b> .....	<b>42</b>
<b>3.3</b>	<b>Materiais e durabilidade</b> .....	<b>45</b>
<b>3.4</b>	<b>Dimensões dos elementos estruturais</b> .....	<b>45</b>

3.5	<b>Ações atuantes na estrutura.....</b>	46
3.5.1	<b><i>Permanentes</i>.....</b>	46
3.5.2	<b><i>Variáveis</i>.....</b>	47
3.5.3	<b><i>Ação do vento</i>.....</b>	48
3.6	<b>Processamento da estrutura.....</b>	48
4	<b>ANÁLISE DOS RESULTADOS.....</b>	52
4.1	<b>Gama z.....</b>	52
4.2	<b>Deslocamento horizontal no topo do edifício.....</b>	54
4.3	<b>Consumo de aço nos pilares.....</b>	56
4.4	<b>Consumo de aço nas vigas.....</b>	61
4.5	<b>Consumo de concreto nos pilares.....</b>	65
5	<b>CONCLUSÕES.....</b>	67
5.1	<b>Sugestões para trabalhos futuros.....</b>	68
	<b>REFERÊNCIAS.....</b>	69

## 1 INTRODUÇÃO

O crescimento urbano acelerado e a alta densidade populacional nas grandes cidades impulsionaram a verticalização das construções, levando à necessidade de edifícios mais altos para atender à demanda. Projetar essas estruturas exige equilíbrio entre economia, segurança e conforto normativo, fatores essenciais para garantir a durabilidade e o desempenho das edificações.

À medida que o número de pavimentos de um edifício aumenta, as cargas horizontais, como as geradas pelo vento, ganham maior relevância no dimensionamento dos elementos estruturais e no controle dos deslocamentos horizontais. Como consequência, a maior robustez do prédio passa a ser uma exigência para resistir aos esforços horizontais. Um problema de elementos mais robustos é a geração de conflitos com a arquitetura, exigindo assim, em muitos casos, uma redução das dimensões dos elementos estruturais ou da edificação.

Nesse contexto, analisar a estabilidade global e a capacidade de resistir aos esforços horizontais provenientes do vento, se torna essencial e obrigatório para a determinação do desempenho dessas edificações que vem se tornando cada vez mais altas e esbeltas.

O sistema aporticado é constituído por pórticos espaciais, os quais são formados por elementos horizontais e verticais (vigas e pilares). Em edifícios muito altos, o sistema aporticado é associado a outros sistemas de contraventamento para garantir a estabilidade global da edificação, o que não acontece nas edificações de baixo e médio porte, onde apenas o sistema aporticado é responsável por garantir a estabilidade global.

A rigidez desse sistema está associada ao tipo de ligação entre os elementos viga e pilar. Diminuir a rigidez das ligações provoca implicação em inúmeros fatores, além da complexidade da região onde está localizada, mudar a rigidez ocasiona mudanças diretas no dimensionamento da estrutura, redistribuição dos esforços e igualmente importante, na estabilidade global.

Portanto, este estudo justifica-se pela importância de compreender o comportamento da estrutura frente a alterações na rigidez das ligações, fornecendo ao engenheiro de estruturas conhecimento essencial para otimizar a segurança e a eficiência de edificações em centros urbanos.

## 1.1 Objetivos

Este trabalho visa avaliar a influência das ligações viga-pilar na estabilidade global de um edifício de múltiplos pavimentos em concreto armado, utilizando o *software* Eberick versão demonstrativa 2024-04 v.17.302. Os objetivos específicos incluem:

- a) Pré-dimensionar os elementos estruturais;
- b) Analisar o modelo variando a rigidez das ligações;
- c) Ajustar a rigidez dos pilares para obter o coeficiente  $\gamma_z$  equivalente ao modelo rígido;
- d) Observar deslocamentos no topo do edifício;
- e) Avaliar o coeficiente  $\gamma_z$  e comparar o consumo de materiais (concreto e aço) entre os modelos.

## **2 REFERENCIAL TEÓRICO**

### **2.1 Sistemas estruturais**

Conforme descrito por Lima (2021), o papel de uma estrutura é atender os requisitos para o qual foi projetada, resistindo aos esforços que a solicitam e atendendo a parâmetros de segurança e conforto. Para atender a este objetivo, é necessário planejar um conjunto de elementos estruturais, que vão transmitir os esforços de onde atuam até o solo.

Carvalho (2021) define o sistema estrutural como uma composição de elementos estruturais interligados, onde cada elemento estrutural possui uma ou duas dimensões predominantes em relação às outras. Além da geometria, os esforços atuantes e onde são aplicados definem cada peça. Segundo Fontes (2005), a divisão do sistema estrutural em elementos estruturais permite que cada componente seja calculado com base em teorias de cálculo bem consolidadas.

#### **2.1.1 Lajes**

Segundo Araújo (2023), as lajes são componentes estruturais cuja função principal é suportar as cargas provenientes do uso das edificações aplicadas nos pisos, e transferi-las para as vigas. Estas, por sua vez, conduzem as cargas até os pilares, que as encaminham para as fundações. As lajes também podem servir para a distribuição de esforços horizontais entre os elementos de contraventamento. O autor ainda ressalta que, embora existam outras opções de concepção estrutural, este é o modelo básico utilizado nas construções.

#### **2.1.2 Vigas**

A NBR 6118 (ABNT, 2023) caracteriza as vigas são elementos lineares em que o esforço principal é o de flexão. Elementos lineares são aqueles que possuem seu comprimento longitudinal superando ao menos três vezes a sua dimensão transversal. De acordo com Libânio (2007), vigas são elementos estruturais horizontais que delimitam as lajes, são responsáveis por receber cargas



provenientes de paredes, lajes ou mesmo de outras vigas, transmitindo-as para seus apoios (pilares).

### **2.1.3 Pilares**

A NBR 6118 (ABNT, 2023) define os pilares como peças lineares que possuem seu eixo reto, são dispostos na maioria das vezes na vertical e que tem como solicitação predominante de compressão. Para Libânio (2007), pilares são elementos verticalizados responsáveis por receber as cargas oriundas das vigas ou lajes e transferi-las para os elementos inferiores ou para a fundação.

Pereira (2018) afirma que a importância dos pilares vai além das cargas de transferência para os elementos de fundação, pois também exerce influência significativa na resistência de uma edificação como um todo. Ele contribui para o sistema de contraventamento, garantindo a estabilidade global diante de ações verticais e horizontais, o que garante a segurança estrutural.

## **2.2 Pórtico rígido**

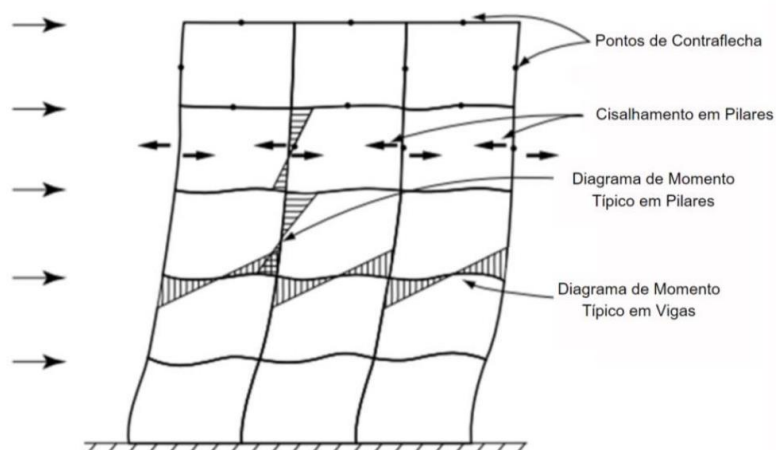
Segundo Ellwanger (2022), estruturas compostas por pórticos rígidos são formadas por pórticos planos, que possuem como elementos horizontais as vigas e como elemento vertical os pilares ligados por conexões rígidas. O autor ainda ressalta que o contraventamento formado por pórticos planos é potencialmente apropriado para edifícios que possuem como método construtivo o concreto armado, em função da rigidez característica das conexões.

Para Taranath (2010), o concreto moldado no local possui vantagem intrínseca devido a continuidade nas ligações, mas o projeto e detalhamento das ligações entre viga e pilar pode levantar preocupações, principalmente em edifícios. O autor complementa dizendo que, a rigidez horizontal de um pórtico rígido é gerida predominantemente pela resistência a flexão da viga, pilares e suas ligações, e em pórticos altos também pela rigidez axial dos pilares. A Figura 2.1 mostra como o sistema resiste aos esforços.

Ellwanger (2022) alega que a principal vantagem do pórtico rígido vem da sua geometria ortogonal. Sua disposição livre de obstruções como barras para reforço ou de paredes estruturais, facilita a alocação de portas e janelas nos projetos.

Taranath (2010) diz que, esse sistema é considerado econômico para edifícios até 25 pavimentos, sobre os quais controlar as deformações laterais se torna oneroso.

**Figura 2.1 - Pórtico Rígido: Forças e deformações.**

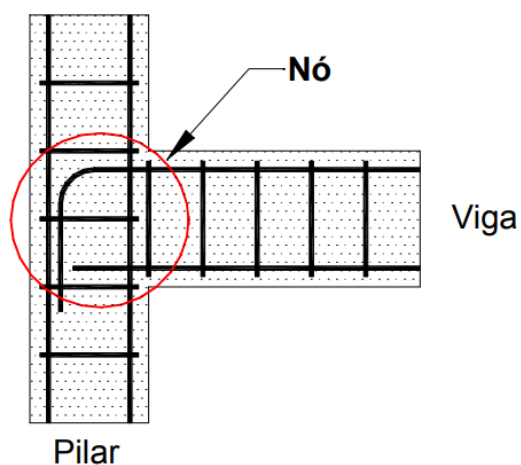


**Fonte:** modificado de Taranath (2010).

### 2.3 Ligações viga-pilar

As ligações viga-pilar, conhecidas também como nós de pórtico são os locais onde ocorre a interseção entre os elementos estruturais viga e pilar, como a Figura 2.2 apresenta.

**Figura 2.2 - Definição de nó de pórtico.**



**Fonte:** Alva (2004).

De acordo com Alva (2004), nas últimas cinco décadas, observou-se um aumento significativo na atenção dedicada ao comportamento mecânico dos nós de pórtico, evidenciado pelo crescimento das pesquisas focadas nessa região do sistema estrutural. Anteriormente, os projetos consideravam que as condições dos nós não eram críticas, presumindo que a resistência da ligação equivalia ao elemento estrutural mais frágil.

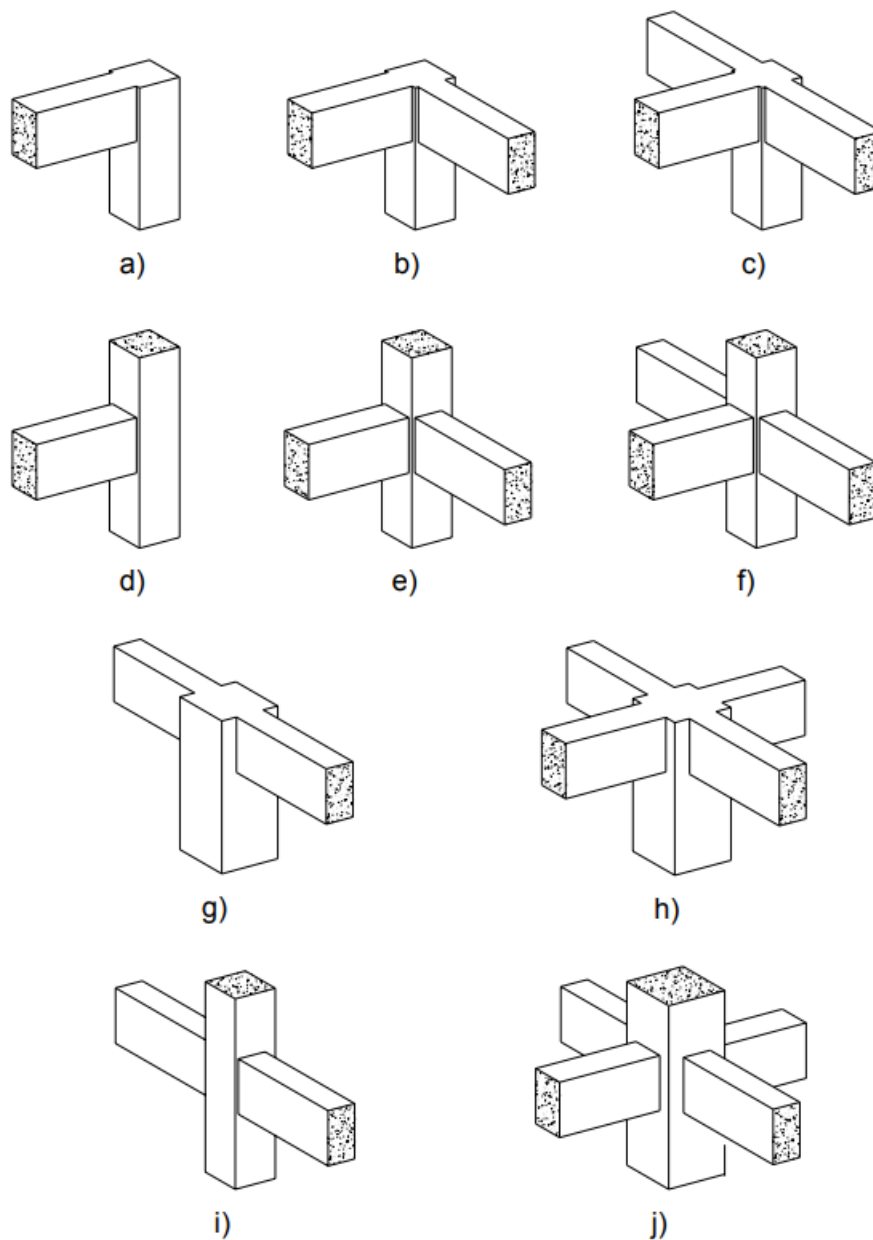
Alva (2004) continua afirmando que os nós, frequentemente, são as regiões mais críticas do sistema estrutural como um todo, devido a fatores como mudança de direção dos esforços e tensões, elevadas tensões de cisalhamento que ali surgem, além de aspectos executivos relacionados à ancoragem das armaduras.

Alva (2004) alega que, a maior dificuldade na mecânica das ligações é a presença de um nível elevado de forças em uma área de geometria relativamente pequena. Além do mais, o desempenho da ligação é afetado por diversas variáveis, que podem estar ligadas com a geometria, a intensidade das tensões cisalhantes no nó, a resistência dos materiais usados, ao confinamento e ao tipo de carregamento aplicado.

Para Santos (2016), a rigidez das conexões entre vigas e pilares nas estruturas de concreto armado deve ser levada em conta durante a fase de análise estrutural, uma vez que ela influencia diretamente o comportamento da estrutura. A influência deve ser avaliada no comportamento local, como esforços e deformações, e também na estrutura de forma global, analisando os deslocamentos e efeitos de segunda ordem.

Paulay e Priestley (1992) exemplificam que as ligações entre viga e pilar podem ser classificadas de acordo as diferenças que são observadas nos mecanismos de ancoragem de barras das vigas, discretizando em juntas externas: Figura 2.3a a Figura 2.3f; e internas: Figura 2.3g a Figura 2.3j.

**Figura 2.3 - Geometrias usuais de nós.**



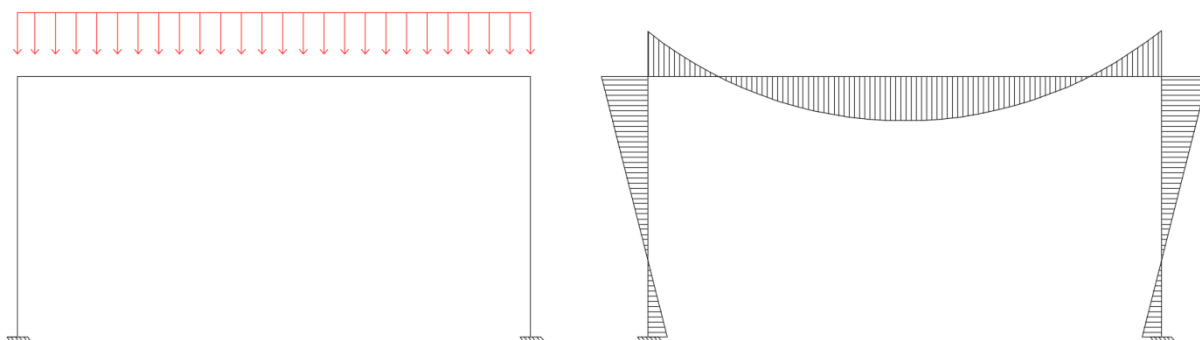
**Fonte:** Adaptado de Paulay e Priestley (1992).

Deter o conhecimento sobre o comportamento estrutural nas ligações vigapilar, saber como e onde elas influenciam sobre os elementos isolados e a estrutura de maneira global é fundamental para análise estrutural correta. De maneira conceitual, as classificações quanto à restrição à flexão, são:

- Rígidas: transmitem momentos fletores para seus apoios;
- Articuladas: não transmitem momentos fletores para seus apoios;
- Semirrígidas: transmitem parcialmente momentos fletores para seus apoios.

As ligações viga-pilar classificadas como rígidas possuem os momentos fletores distribuídos plenamente entre viga e os pilares. A forma como o momento se distribui faz com a viga seja menos solicitada em seu momento positivo, conseqüentemente, há um aumento na solicitação dos pilares, como mostra a Figura 2.4.

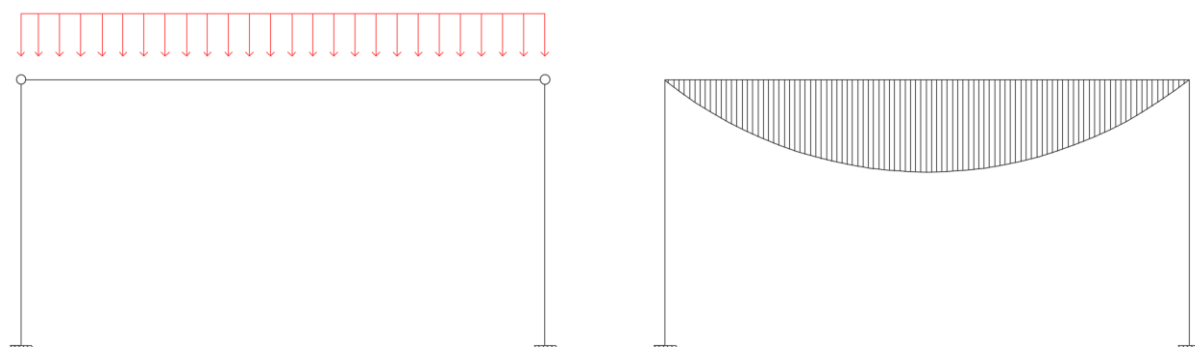
**Figura 2.4** - Distribuição dos momentos com ligações rígidas.



Fonte: Elaborado pelo autor, 2024.

No caso das ligações ditas articuladas, os momentos fletores não são transferidos entre viga e os pilares, muito porque existe uma descontinuidade entre os mesmos. A ausência de transferência dos momentos faz com que a viga seja mais solicitada, e conseqüentemente, os pilares menos solicitados ao momento fletor, conforme apresentado na Figura 2.5.

**Figura 2.5** - Distribuição do momento fletor com ligações articuladas.

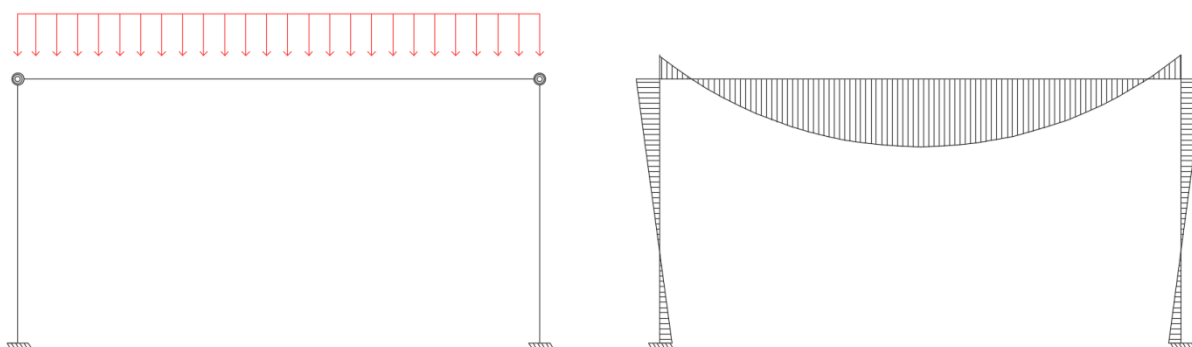


Fonte: Elaborado pelo autor, 2024.

As ligações viga-pilar ditas como semirrígidas situam-se entre as ligações rígidas e articuladas, seu comportamento não é linear. Portanto, o momento

transferido não pode ser obtido simplesmente pela multiplicação do fator de rigidez para obter o momento transferido da viga para os pilares, conforme ilustra a Figura 2.6.

**Figura 2.6** - Distribuição dos momentos com ligações semirrígidas.



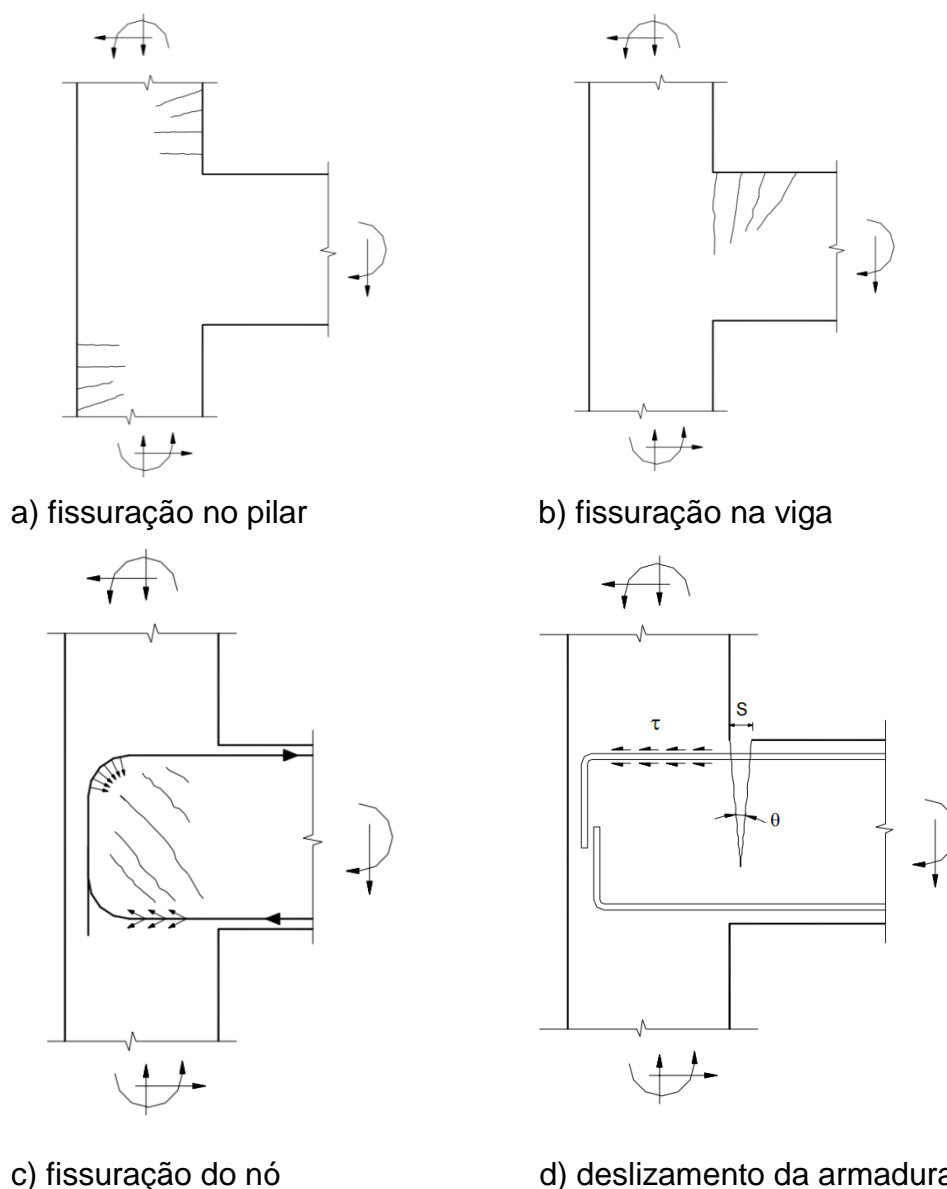
Fonte: Elaborado pelo autor, 2024.

A partir de resultados experimentais, Ferreira (1999) e Alva (2004) observaram a presença de rotações relativas às conexões viga-pilar de concreto armado. Essas rotações ocorrem devido aos deslizamentos das armaduras longitudinais das vigas na ligação e pela fissuração do concreto, conforme ilustra a Figura 2.7.

Alva, Ferreira e El Debs (2009), através de ensaios com o intuito de avaliarem quantitativamente as ligações viga-pilar, onde obtiveram valores de engastamento parcial entre 76% e 87%. Esses valores representam percentuais em relação ao momento fletor do engaste perfeito. Isso implica que, mesmo nas ligações monolíticas, não é possível alcançar um engastamento perfeito, ou seja, 100%.

Segundo Santos (2016), os edifícios em concreto armado são comumente projetados adotando os nós de pórtico como rígidos. Porém, no real funcionamento da estrutura, as ligações podem não evidenciar um comportamento de engaste perfeito, por motivos da rotação relativa entre as ligações viga-pilar. Assim, a consideração de ligações rígidas tende a superestimar a rigidez da própria ligação, e por sua vez, os deslocamentos horizontais na estrutura.

**Figura 2.7 - Fissuração e deslizamento de armaduras em nós de pórticos.**



**Fonte:** Alva (2004).

Araújo (2013) apresenta o exemplo de uma estrutura monolítica de concreto para ilustrar que, ao considerar a ligação como articulada, o momento negativo é desprezado, o que pode levar à fissuração excessiva causada pela falta de armadura adequada para suportar os esforços presentes. Por outro lado, ao considerar a ligação como rígida, o uso excessivo de armadura resulta em projetos menos econômicos e de execução mais complexa. A adoção de ligações semirrígidas, nesse contexto, permite uma redução da armadura negativa,

diminuindo o congestionamento nos pilares e tornando-se a alternativa mais viável tanto economicamente quanto em termos de execução.

## **2.4 Ações na estrutura**

Para qualquer tipo de estrutura, cabe ao calculista analisar os esforços ao qual o seu projeto estará sujeito. Compreender bem as ações atuantes é crucial para garantir que a edificação atenda aos critérios de segurança estabelecidos por normas, trazendo o melhor desempenho e a melhor economia.

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2023), as ações estruturais dividem-se em permanentes e variáveis, podendo ser diretas ou indiretas. As ações permanentes diretas incluem o peso próprio da estrutura e instalações fixas, enquanto as indiretas envolvem deformações por retração, fluência do concreto e recalques de apoio. Já as ações variáveis diretas abrangem cargas acidentais, forças de vento e água, e as indiretas consideram variações de temperatura e ações dinâmicas por choques ou vibrações.

De acordo com Ribeiro (2010), os esforços horizontais provocados pela ação do vento possuem maior relevância em edifícios altos, e podem determinar o dimensionamento dos elementos estruturais, de modo a garantir a estabilidade global da edificação.

Segundo Gonçalves et al. (2004), de maneira simplificada, o vento pode ser definido como o movimento das massas de ar decorrente das diferentes pressões na atmosfera. O próprio autor diz que também pode definir como fluxo de ar médio sobreposto a flutuações de fluxo, designadas de rajadas ou turbulências. As rajadas possuem uma velocidade do ar superior à média e são responsáveis pelas forças que irão agir sobre as edificações.

Gonçalves et al. (2004) diz que, a ação do vento é determinada por dois tipos de parâmetros, são eles: meteorológico e aerodinâmicos. Os parâmetros meteorológicos são os que definem a velocidade do vento que será considerada para a edificação. Já os parâmetros aerodinâmicos determinam como o vento irá interagir com a estrutura.

Devido à complexidade de determinar a velocidade do vento e como atuará sobre a estrutura em vários ângulos diferentes, a NBR 6123 (ABNT, 2023) preconiza seguir alguns passos a fim de simplificar a análise do vento para estruturas com



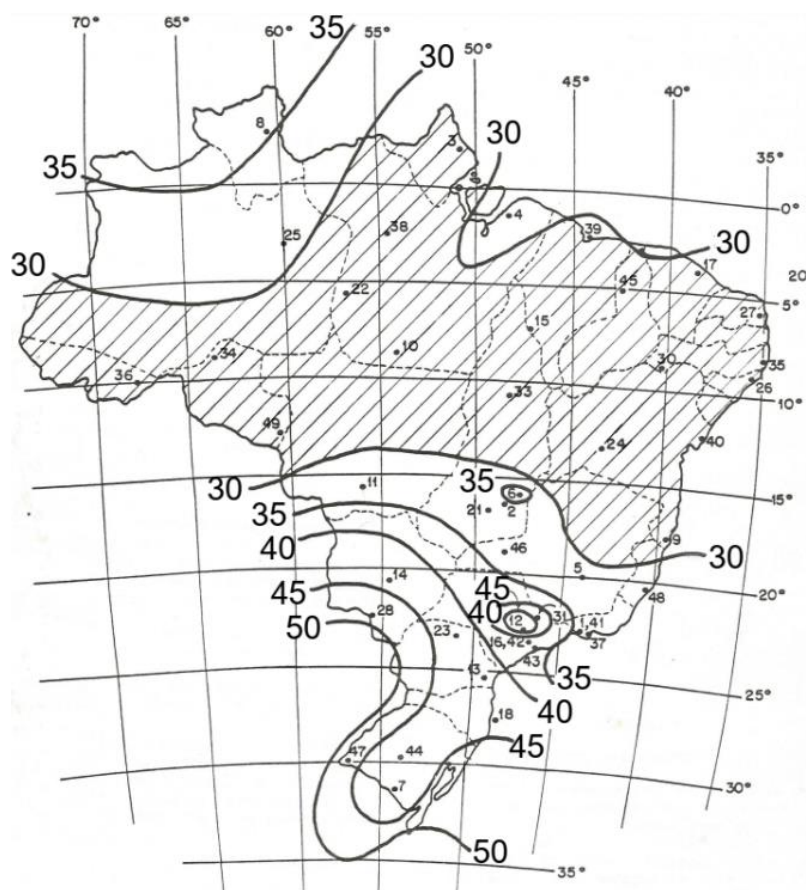
geometria simples. Para estruturas mais complexas como edifícios altos e/ou com geometria menos usuais, é recomendado o ensaio de túnel de vento.

## 2.5 Ação do vento segundo a abnt nbr 6123 (2023)

Conforme indicado na NBR 6123 (ABNT, 2023), a velocidade básica do vento ( $V_0$ ) é a velocidade de rajada de 3 s, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano. Com probabilidade em um período de 50 anos de ser igualada ou excedida.

A Figura 2.8 apresenta o mapa das isopletas, este mapa contempla todo o país e serve para especificar a velocidade básica do vento em (m/s).

**Figura 2.8** - Isopletas de velocidade básica  $V_0$ (m/s).



Fonte: NBR 6123 (ABNT, 2023).

### 2.5.1 Velocidade característica do vento

A velocidade característica do vento ( $V_K$ ) é calculada pela Equação 2.1:

$$V_K = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (2.1)$$

Onde:

$V_K$  = Velocidade característica do vento (m/s);

$V_0$  = Velocidade básica do vento (m/s);

$S_1$  = Fator topográfico;

$S_2$  = Fator rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno;

$S_3$  = Fator estatístico.

### 2.5.2 Fator topográfico ( $S_1$ )

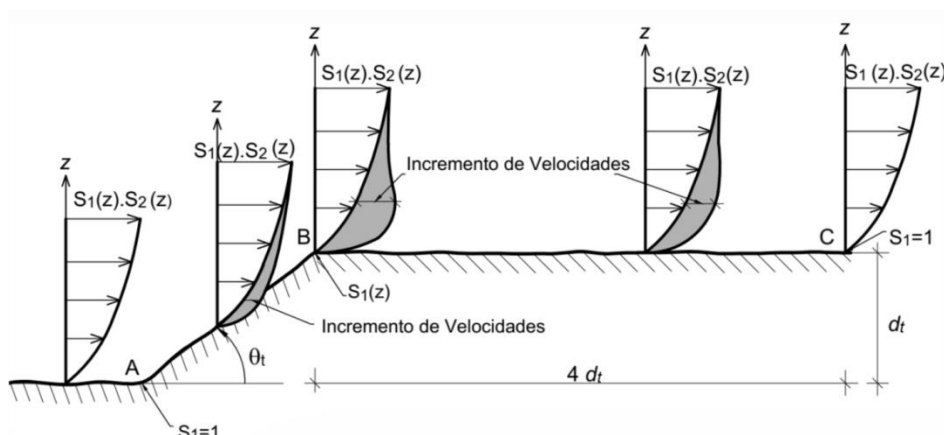
Este fator leva em conta as variações do relevo do terreno. Sendo assim, tem-se o valor de:

(a) Terreno plano ou pouco acidentado:  $S_1 = 1$ ;

(b) Taludes e morros, onde se admite um fluxo de ar bidimensional com o sentido apresentado na Figura 2.9 e 2.10;

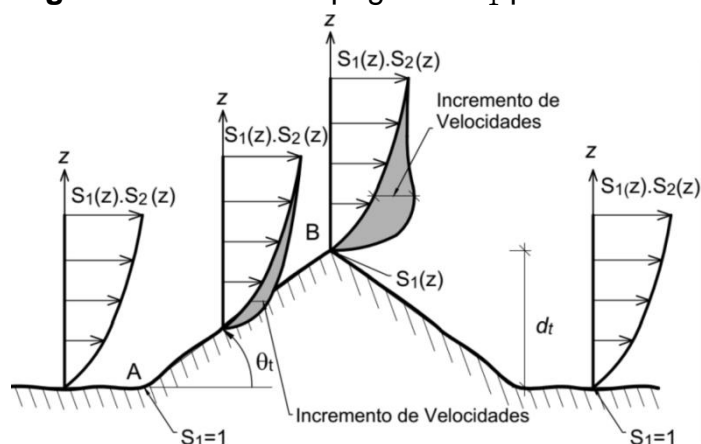
- No ponto A em morros e nos pontos A e C em taludes:  $S_1 = 1$ ;
- No ponto B, mostrado nas Figuras 2.9 e 2.10:

**Figura 2.9** – Fator topográfico  $S_1$  para taludes.



Fonte: NBR 6123 (ABNT, 2023).

**Figura 2.10 – Fator topográfico  $S_1$  para morros.**



Fonte: NBR 6123 (ABNT, 2023).

$$\text{Para } \theta_t \leq 3^\circ : \quad S_1 = 1; \quad (2.2)$$

$$\text{Para } 6^\circ \leq \theta_t \leq 17^\circ : \quad S_1(z) = 1 + \left(2,5 - \frac{Z}{d_t}\right) \cdot \text{tg}(\theta_t - 3^\circ) \geq 1 \quad (2.3)$$

$$\text{Para } \theta_t \geq 45^\circ : \quad S_1(z) = 1 + \left(2,5 - \frac{Z}{d_t}\right) \cdot 0,31 \geq 1 \quad (2.4)$$

Onde:

$Z$  = Altura medida a partir da superfície do terreno no ponto considerado;

$d_t$  = Diferença de nível entre a base e o topo do talude ou morro;

$\theta_t$  = Inclinação média do talude ou morro.

(c) Vales que são protegidos do vento em todas as direções:  $S_1 = 0,9$ .

### **2.5.3 Fator rugosidade do terreno e dimensões da edificação ( $S_2$ )**

Este fator considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação.

A rugosidade do terreno é classificada de cinco maneiras, são elas:

- Categoria I: superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente;

- Categoria II: terrenos abertos, em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas;
- Categoria III: terrenos planos ou ondulados com obstáculos, como sebes e muros, poucos quebra-ventos de arvores, edificações baixas e esparsas;
- Categoria IV: terrenos cobertos por obstáculos numerosos e poucos espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada;
- Categoria V: terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e poucos espaçados.

As dimensões da edificação são classificadas em três classes:

- Classe A: toda edificação, estrutura, parte de edificação ou de estrutura, unidades e sistemas de vedação e seus elementos de fixação, cuja maior dimensão vertical ou horizontal não exceda 20m;
- Classe B: toda edificação, estrutura, ou parte de edificação e estrutura, cuja maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal seja maior do que 20 m e menor ou igual a 50 m;
- Classe C: toda edificação, estrutura ou parte de edificação e estrutura, cuja maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m.

Em seguida, após classificação a estrutura perante sua categoria e sua classe, o fator  $S_2$  pode ser calculado pela Equação 2.5:

$$S_2 = b \cdot F_r \cdot \left(\frac{Z}{10}\right)^p \quad (2.5)$$

Onde:

$b$  = é o parâmetro meteorológico;

$F_r$  = é o fator de rajada (corresponde sempre à categoria II);

$Z$  = é a altura acima do terreno;

$p$  = é o expoente da equação de variação de  $S_2$ .

Os valores de  $b$ ,  $F_r$  e  $p$  são obtidos pelas Tabelas 2.1 e 2.2.

**Tabela 2.1** – Parâmetros meteorológicos.

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

Fonte: Adaptado NBR 6123 (ABNT, 2023).

**Tabela 2.2** – Fator de rajada.

Fr	Classes		
	A	B	C
1	1	0,98	0,95

Fonte: Adaptado NBR 6123 (ABNT, 2023).

#### 2.5.4 Fator estatístico ( $S_3$ )

O fator  $S_3$  leva em consideração conceitos probabilísticos, o nível de segurança exigido e a vida útil da edificação. Seus valores mínimos podem ser determinados conforme indicado na Tabela 2.3.

**Tabela 2.3** – Valores mínimos do fator estatístico  $S_3$ .

Grupo	Descrição	$S_3$	$T_p$ (anos)
1	Estruturas cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, edifícios de centrais de controle, etc.).	1,11	100
	Pontes rodoviárias e ferroviárias.		
2	Estruturas que abriga substâncias inflamáveis, tóxicas e/ou explosivas. Vedações das edificações do grupo 1 (telhas, vidros, painéis de vedação).	1,06	75
	Estruturas cuja ruína represente substancial risco à vida humana, particularmente a pessoas em aglomerações, crianças e jovens, incluindo, mas não limitado a: • edificações com capacidade de aglomeração de mais de 300 pessoas em um mesmo ambiente, como centros de convenções, ginásios, estádios etc. • creches com capacidade maior do que 150 pessoas; • escolas com capacidade maior do que 250 pessoas; Vedações das edificações do grupo 2 (telhas, vidros, painéis de vedação).		
3	Edificações para residências, hotéis, comércio, indústrias. Estruturas ou elementos estruturais desmontáveis com vistas a reutilização. Vedações das edificações do grupo 3 (telhas, vidros, painéis de vedação).	1,00	50
4	Edificações destinadas à ocupação humana (depósitos, silos) e sem circulação de pessoas no entorno. Vedações das edificações do grupo 4 (telhas, vidros, painéis de vedação).	0,95	37
5	Edificações temporárias não reutilizáveis. Estruturas dos Grupos 1 a 4 durante a construção (fator aplicável em um prazo máximo de 2 anos). Vedações das edificações do grupo 4 (telhas, vidros, painéis de vedação).	0,83	15

Fonte: Adaptado NBR 6123 (ABNT, 2023).

### 2.5.5 Pressão dinâmica do vento

Depois de calcular a velocidade característica do vento ( $V_K$ ), é possível determinar a pressão dinâmica do vento atuante na estrutura pela Equação 2.6:

$$q = 0,613 \cdot V_K^2 \quad (2.6)$$

Sendo:

$q$  = a pressão dinâmica do vento (N/m<sup>2</sup>);

$V_K$  = velocidade característica (m/s).

### 2.5.6 Coeficiente de arrasto ( $C_a$ )

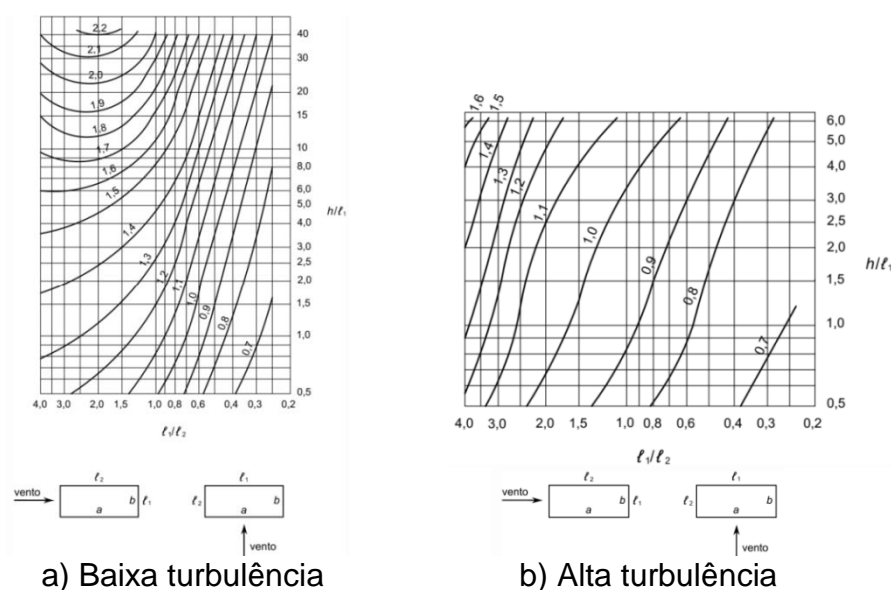
Segundo a NBR 6123 (ABNT, 2023), a obtenção do coeficiente aerodinâmico do vento depende da função do regime do vento e formato do edifício. Para as condições de baixa turbulência, definido como escoamento de ar moderadamente suave, a obtenção é semelhante ao que foi encontrado em campo aberto e plano.

A alta turbulência é comumente observada nas grandes cidades, onde pode ocorrer uma diminuição do efeito de sucção na parede de sotavento de edificações em formato paralelepípedicas, resultando assim, em uma diminuição do coeficiente de arrasto. A Figura 2.11 apresenta os ábacos utilizados para determinar o coeficiente de arrasto do vento em condições de baixa e alta turbulência.

Um edifício com altura de até 80 m pode ser considerado com vento de alta turbulência quando sua relação entre profundidade/largura for maior que 1/3 ou a sua altura não excede o dobro da altura média das edificações vizinhas, que devem estar com a direção e o sentido de incidência do vento, mantendo uma distância mínima:

- 500 m, para edifício com altura de até 40 m;
- 1 000 m, para edifício com altura de até 55 m;
- 2 000 m, para edifício com altura de até 70 m;
- 3 000 m, para edifício com altura de até 80 m.

**Figura 2.11** – Coeficiente de vento para turbulência baixa e alta.



Fonte: Adaptado NBR 6123 (ABNT, 2023).

### 2.5.7 Efeito de vizinhança ( $f_V$ )

Em certas situações é preciso considerar a influência das construções situadas na vizinhança da estrutura em estudo. Essas edificações podem ocasionar um aumento das forças do vento de três modos diferentes. São elas:

- Por efeito Venturi;
- Deflexão do vento na direção vertical;
- Turbulência da esteira.

Segundo a NBR 6123 (ABNT, 2023) não é possível determinar valores numéricos de forma genérica para os efeitos de vizinhança, devido à complexidade dos fenômenos aerodinâmicos envolvidos. A situação fica ainda pior pela possibilidade de mudanças desfavoráveis nas condições de vizinhança ao longo da vida útil da edificação em estudo.

Por tamanha complexidade, a norma recomenda que, para obter valores mais precisos é necessário o auxílio de literatura técnica ou ensaios de túnel de vento que abrange de maneira precisa os efeitos das edificações vizinhas e as características naturais do vento sobre a estrutura estudada. Porém, a norma disponibiliza uma subseção com procedimentos para determinação aproximada do efeito de vizinhança ( $f_V$ ).

O fator de vizinhança é dado pela Equação 2.7:

$$f_V = \frac{C \text{ na edificação com vizinhança}}{C \text{ na edificação isolada}} \quad (2.7)$$

Onde:

C = é o coeficiente aerodinâmico em estudo ( $C_e, C_{pe \text{ médio}}, C_a$ ).

Os valores aproximados dos aumentos de coeficientes aerodinâmicos para representação do  $f_V$  são apresentados abaixo:

(a) Para coeficiente de arrasto ( $C_a$ ), coeficiente de forma ( $C_e$ ) e coeficiente médio de pressão ( $C_{pe \text{ médio}}$ ) em paredes confrontantes.

- Para  $\frac{s}{d^*} \leq 1,0$  :  $f_V = 1,3$



- Para  $\frac{s}{d^*} \geq 3,0$  :  $f_V = 1,0$

(b) Para coeficiente de forma ( $C_e$ ) e coeficiente médio de pressão ( $C_{pe\text{ médio}}$ ) na cobertura.

- Para  $\frac{s}{d^*} \leq 0,5$  :  $f_V = 1,3$

- Para  $\frac{s}{d^*} \geq 3,0$  :  $f_V = 1,0$

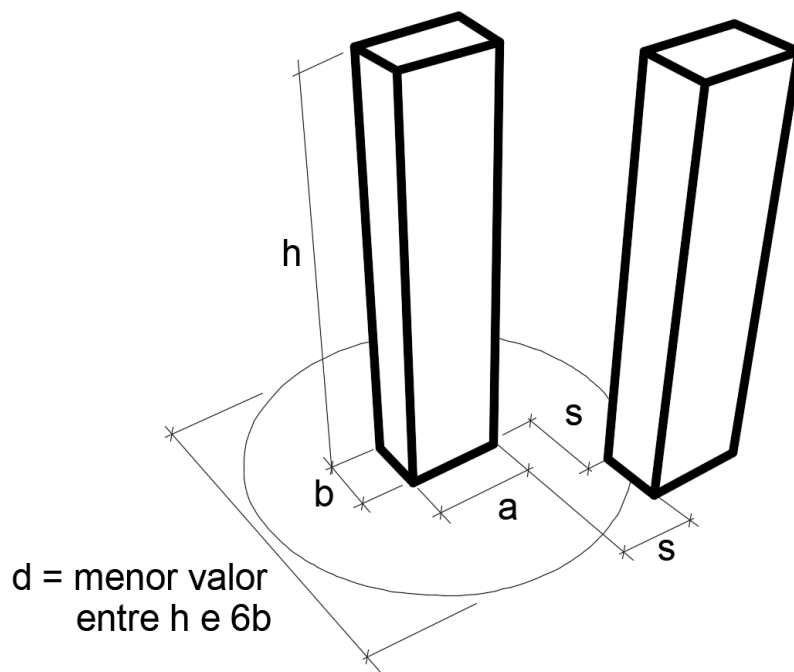
Onde (ver Figura 2.12):

$s$  = afastamento das faces confrontantes de duas edificações vizinhas;

$d^*$  = é a menor dimensão entre:

- lado menor  $b$ ;
- $\frac{1}{2}\sqrt{a^2 + b^2}$ .

**Figura 2.12** – Notação para aplicação do fator de vizinhança ( $f_V$ ).



Fonte: Adaptado NBR 6123 (ABNT, 2023).

Em posse de todos esses valores, é possível determinar a força resultante através da Equação 2.8:

$$F_a = q \cdot C_a \cdot A_e \cdot f_V \quad (2.8)$$

Onde:

$F_a$  = Força de arrasto;

$q$  = pressão dinâmica do vento;

$C_a$  = coeficiente de arrasto;

$A_e$  = Área frontal efetiva;

$f_V$  = efeito de vizinhança.

## 2.6 Estabilidade global

No dimensionamento de uma estrutura na fase de projeto, além da verificação dos elementos que fazem parte da estrutura isoladamente, é necessário considerar o comportamento da estrutura como um todo. A análise global de uma estrutura e sua estabilidade devem obrigatoriamente ser atendidas.

De acordo com Carvalho e Pinheiro (2009), os esforços determinados com base na geometria inicial da estrutura, sem considerar deformações, são chamados de efeitos de primeira ordem. Os esforços provenientes da deformação da estrutura são denominados efeitos de segunda ordem. Os efeitos de segunda ordem são devido a não-linearidade entre ações e deformações. A análise da estrutura considerada deformada é chamada de análise não-linear geométrica, e a consideração da fissuração e da fluência do concreto também resulta em uma não-linearidade, denominada, neste caso, não linearidade física.

### 2.6.1 Não linearidade geométrica (NLG)

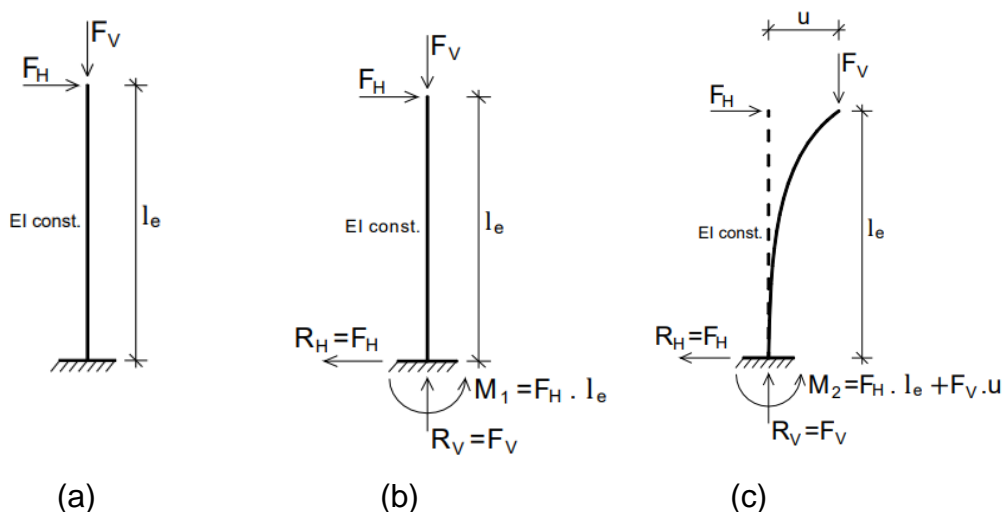
A não linearidade geométrica refere-se ao deslocamento horizontal dos nós da estrutura quando esta é submetida a cargas. Isso implica que é necessário analisar a configuração estrutural na condição deformada, em vez de se limitar à condição geométrica inicial. Essa análise é crucial devido ao aparecimento dos

chamados efeitos de segunda ordem, nos quais o deslocamento horizontal gera excentricidades nas cargas verticais atuantes nos pilares, resultando em momentos que não existiam na condição indeformada.

A análise não linear geométrica de estruturas, trata-se do equilíbrio de forças com a estrutura na posição deslocada. Moncayo (2011) exemplifica os conceitos da não linearidade geométrica através da Figura 2.13.

Na Figura 2.13a, uma barra verticalizada engastada na base e livre em seu topo submetido à força vertical e horizontal é apresentada. No caso da estrutura indeformada, surgem reações na base da barra, uma delas é o momento fletor  $M_1$  (momento de primeira ordem devido a estrutura na posição indeformada), como mostra a Figura 2.13b. Agora, se for considerar o equilíbrio na posição deformada, com um deslocamento com valor igual a  $u$  decorrido da ação horizontal, ocorrerá um acréscimo de momento na base da barra com valor igual a  $\Delta M = F_V \cdot u$ , conseqüentemente, o momento de primeira ordem  $M_1$  aumenta, resultando em um novo momento chamado de  $M_2$  (momento de primeira ordem mais momento de segunda ordem), como mostra a Figura 2.13c.

**Figura 2.13** – Não linearidade geométrica na estrutura.



Fonte: Adaptado Moncayo (2011).

### 2.6.2 Não linearidade física (NLF)

A não linearidade física refere-se à relação de tensão-deformação do concreto não ser linear por imperfeições do material. Conseqüentemente, o valor para o módulo de elasticidade (E) não se torna constante.

Segundo Wordell (2003), outra questão é referente à fissuração do concreto, que surge com o aumento das solicitações, causando uma redução significativa no momento de inércia nas seções transversais. Como resultado, a rigidez da seção não se mantém constante. Devido à complexidade envolvida na análise precisa do comportamento dos elementos de concreto em relação a não linearidade física, essa avaliação torna-se um desafio.

A NBR 6118 (ABNT, 2023) Na análise dos esforços globais de segunda ordem em estruturas reticuladas com, no mínimo, quatro pavimentos, a não linearidade física pode ser considerada de forma aproximada. Para isso, são adotados os valores de rigidez dos elementos estruturais são apresentados nas Equações 2.9, 2.10, 2.11 e 2.12:

- Para lajes:

$$(EI)_{SEC} = 0,3 \cdot E_C \cdot I_C \quad (2.9)$$

- Para vigas que possuem armadura negativa diferente da armadura positiva:

$$(EI)_{SEC} = 0,4 \cdot E_C \cdot I_C \quad (2.10)$$

- Para vigas que possui armadura negativa igual à armadura positiva:

$$(EI)_{SEC} = 0,5 \cdot E_C \cdot I_C \quad (2.11)$$

- Para pilares:

$$(EI)_{SEC} = 0,8 \cdot E_C \cdot I_C \quad (2.12)$$

Onde:

$(EI)_{SEC}$	Rigidez secante;
$E_C$	Módulo de deformação do concreto;
$I_C$	Momento de inércia da seção bruta de concreto (incluindo, quando for o caso, a mesa colaborante).

Ainda de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2023), quando a estrutura de contraventamento for composta exclusivamente por vigas e pilares e o parâmetro de instabilidade  $\gamma_z$  for menor que 1,3, pode-se calcular a rigidez das vigas e pilares com valor de  $(EI)_{SEC} = 0,7 \cdot E_C \cdot I_C$ .

### **2.6.3 Parâmetros de estabilidade**

Segundo Moncayo (2011), os cálculos utilizados para aferir a estabilidade global dos edifícios podem ser chamados de parâmetros de estabilidade. Alguns desses parâmetros, além de verificar a estabilidade, também permitem estimar os efeitos de segunda ordem.

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2023), as estruturas podem ser definidas como de nós fixos ou de nós móveis, dependendo da magnitude dos efeitos de segunda ordem. Quando os deslocamentos dos nós da estrutura são pequenos e os esforços de segunda ordem são menores que 10% dos esforços de primeira ordem (aqueles calculados na configuração da geometria inicial), os efeitos de segunda ordem podem ser desconsiderados, classificando a estrutura como de nós fixos. No entanto, caso os esforços ultrapassem 10%, a estrutura é classificada como de nós móveis.

Nesta seção são apresentados os parâmetros estabelecidos pela NBR 6118 (ABNT, 2023), para a consideração da estabilidade global e outro comumente utilizado na literatura.

#### **2.6.3.1 Parâmetro de instabilidade ( $\alpha$ )**

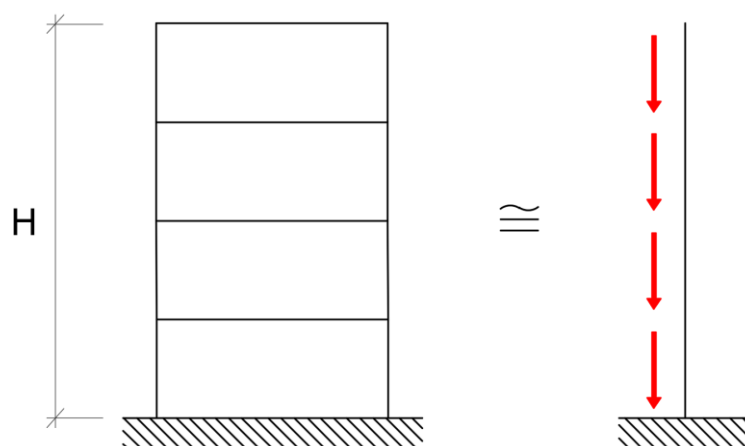
O parâmetro  $\alpha$  é um meio utilizado para avaliar a estabilidade global de estruturas de concreto armado, mas não permite estimar os efeitos de segunda

ordem. Beck e König deduziram em 1967 com base na teoria de Euler, e foi definido como parâmetro de instabilidade por Franco (1985).

De acordo com Wordell (2003), o parâmetro  $\alpha$  tem como objetivo fornecer ao projetista uma avaliação da sensibilidade da estrutura aos efeitos de segunda ordem. Caso seja demonstrada a necessidade de considerar esforços adicionais devido aos deslocamentos, o projetista deverá empregar um fator de majoração ou outro método apropriado para quantificar o acréscimo desses esforços de segunda ordem.

Segundo Oliveira (2002), o cálculo desse parâmetro é fundamentado na analogia entre o comportamento do edifício e o de um pilar com base engastada e topo livre, de seção constante e de material elástico linear, sujeito a uma carga axial uniformemente distribuída ao longo de sua altura, conforme ilustra a Figura 2.14. A rigidez deste pilar seria equivalente à somatória das rigidezes dos pilares de contraventamento da estrutura.

**Figura 2.14** – Analogia entre edifício e pilar em balanço.



**Fonte:** Adaptado Oliveira (2002).

A NBR 6118 (ABNT, 2023), permite a utilização do parâmetro  $\alpha$  apenas as estruturas que possuam sua geometria considerada simétrica. A condição para serem definidas como nós fixos é com base nas Equações 2.13, 2.14 e 2.15

$$\alpha = H_{tot} \cdot \sqrt{N_k / (E_{cs} I_c)} \leq \alpha_1 \quad (2.13)$$

Onde:

$$\text{Se } n \leq 3 : \alpha_1 = 0,2 + 0,1 \cdot n \quad (2.14)$$

$$\text{Se } n \geq 4 : \alpha_1 = 0,6 \quad (2.15)$$

Em que:

- $H_{tot}$  É a altura total da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;
- $N_k$  É o somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir do nível considerado para o cálculo de  $H_{tot}$ ), com seu valor característico;
- $E_{cs}I_c$  É módulo de rigidez da estrutura do edifício equivalente a um pilar de seção constante engastado na base e livre no topo;
- $n$  É o número de níveis de barras horizontais (andares) acima da fundação ou de um nível pouco deslocado do subsolo.

O valor limite para  $\alpha_1$  em estruturas usuais em concreto armado com quatro pavimentos ou mais é de 0,6. Esse valor é o que classifica uma estrutura como nós fixos, acima deste valor a estrutura é dita como estrutura de nós móveis. Estrutura com outros sistemas de contraventamento tem seus limites expressos na Tabela 2.4:

**Tabela 2.4** – Valores de  $\alpha_1$  a serem considerados.

<b>Tipos de Contraventamento</b>	<b><math>\alpha_1</math></b>
Associações de pilares-parede	0,6
Pórticos associados a pilares-parede	0,6
Exclusivamente por pilares-parede	0,7
Por pórticos	0,5

**Fonte:** Elaborado pelo autor, 2024.

### 2.6.3.2 Coeficiente $\gamma_z$

De acordo Moncayo (2011), o coeficiente  $\gamma_z$  é um parâmetro que avalia de maneira simples e eficaz a estabilidade global em edifícios com estrutura de

concreto armado. Ele também permite estimar os esforços de segunda ordem através de um aumento dos esforços de primeira ordem.

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2023), o coeficiente  $\gamma_z$  é um parâmetro válido apenas para estruturas reticuladas a partir de quatro pavimentos. Ele é calculado pela Equação 2.16.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (2.16)$$

Onde:

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

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

A classificação da estrutura em função do valor obtido através da equação 3.8, encontra-se na Tabela 2.5.

**Tabela 2.5** – Classificação da estrutura pelo  $\gamma_z$ .

Valor obtido	Classificação
$\gamma_z \leq 1,1$	Estrutura com nós fixos
$1,1 < \gamma_z \leq 1,3$	Estrutura com nós móveis
$\gamma_z > 1,3$	Utilizar outro método

Fonte: Elaborado pelo autor, 2024.

Caso a estrutura seja classificada como nós móveis, a consideração dos esforços finais (1ª e 2ª ordem) de maneira aproximada é obtido pela majoração dos esforços horizontais da combinação considerada por  $0,95\gamma_z$ . Caso o valor encontrado seja  $\gamma_z > 1,3$ , deve ser utilizado outro método mais rigoroso para o cálculo dos esforços de 2ª ordem. Logo, o processo  $P-\Delta$ .

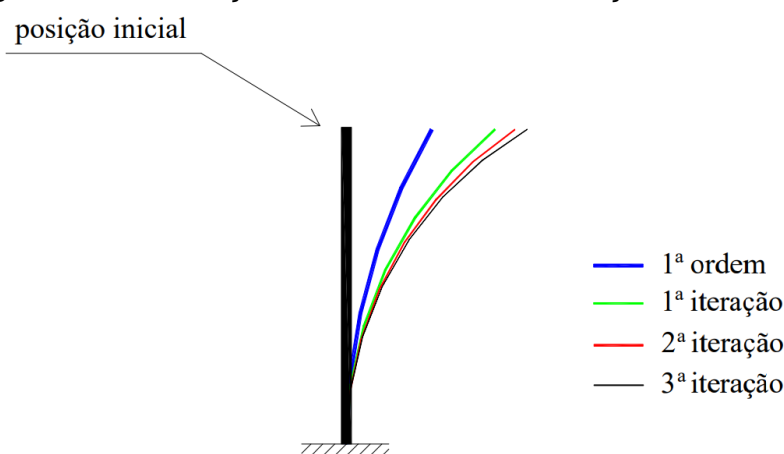


### 2.6.3.3 Processo $P-\Delta$

Em situações que se é necessário um cálculo mais refinado dos efeitos de segunda ordem, é comumente utilizado o chamado processo  $P-\Delta$  (P-Delta).

O processo  $P-\Delta$  não é um parâmetro de estabilidade, mas um procedimento que examina a estabilidade global através da análise geométrica não linear. Geralmente, relaciona a carga axial ( $P$ ) ao deslocamento horizontal ( $\Delta$ ). De acordo com Lima (2001), após a análise de primeira ordem, começam as iterações até que se alcance uma posição de equilíbrio, conforme ilustrado na Figura 2.15.

**Figura 2.15** – Posições deslocadas em interações sucessivas.



Fonte: Lima (2001).

A cada interação obtém-se uma nova força lateral fictícia e, com essa nova força, volta-se a realizar a mesma análise, até atingir a posição de equilíbrio, como já dito anteriormente.

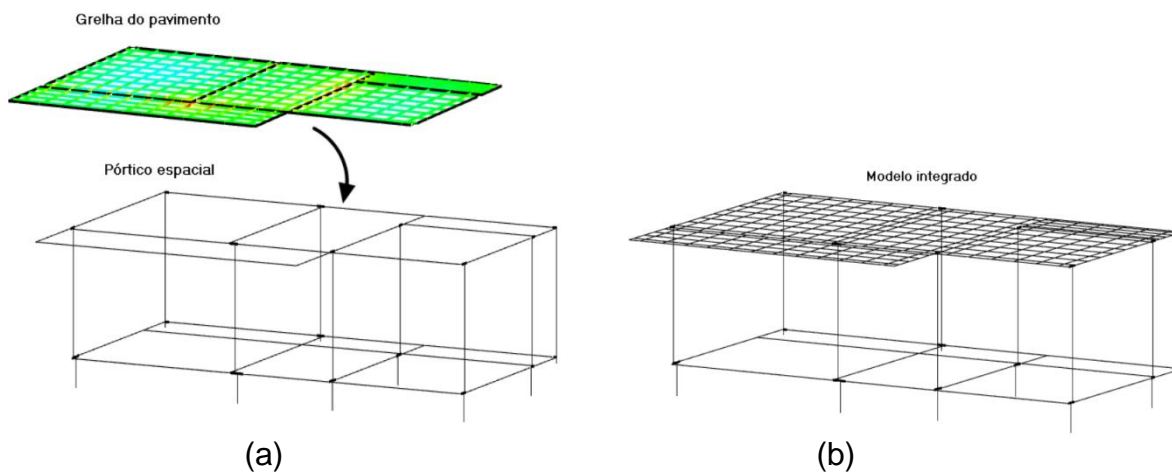
De acordo com Lima (2001), essas forças horizontais fictícias devem ser somadas às forças horizontais iniciais, gerando as forças horizontais modificadas utilizadas na análise seguinte. Novos deslocamentos são obtidos, e novas forças horizontais fictícias e modificadas são calculadas, continuando assim o processo. É importante salientar que, as forças horizontais modificadas ao final de cada iteração têm que ser obtidas pela soma das forças horizontais fictícias com as forças horizontais iniciais, e não com as forças horizontais modificadas da interação antecedente. O processo é repetido sucessivas vezes até a convergência dos deslocamentos, ponto correspondente à posição de equilíbrio.

## 2.7 Programa computacional eberick

O Eberick é um *software* de cálculo estrutural da empresa AltoQi, este *software* é amplamente utilizado por escritórios de cálculo estrutural por todo País. É um *software* para a elaboração de projetos estruturais em concreto armado que possui plataforma CAD (*Computer aided design*), suas etapas são lançamento, análise, dimensionamento e detalhamento.

O *software* faz análise da estrutura por meio de duas maneiras, uma é grelha + pórtico e Modelo integrado. Segundo a AutoQi, no modelo de grelha + pórtico, os painéis que formam as lajes são verificados primeiramente por um modelo bi-dimensional de grelha, posteriormente, as reações obtidas são adicionadas nas vigas de um modelo de pórtico espacial separado, composto por pilares e vigas, como mostra a Figura 2.16a. No modelo integrado, todas as barras de todos os pavimentos formam um modelo espacial único, e a análise do pórtico é feita de completa, obtendo os esforços nas lajes, vigas e pilares da estrutura. Além disso, neste tipo de análise a laje é considerada na análise global da estrutura, Figura 2.16b.

**Figura 2.16** – Possíveis análises da estrutura pelo *software*.

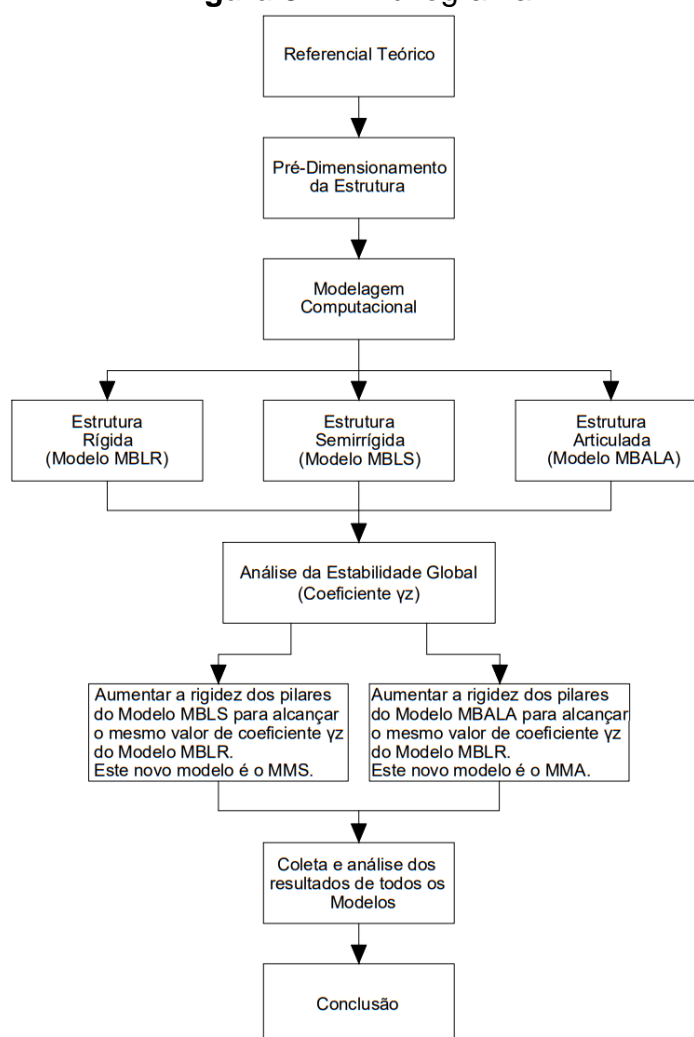


**Fonte:** Como (2024).

### 3 METODOLOGIA

Os métodos empregados neste trabalho para atingir os objetivos geral e específicos estão apresentados de forma esquemática, respeitando a ordem cronológica em que foram aplicados nas análises do estudo. O fluxograma na Figura 3.1 mostra como este trabalho foi estruturado.

**Figura 3.1 – Fluxograma.**



Fonte: Elaborado pelo autor, 2024.

#### 3.1 Considerações iniciais

Este trabalho utiliza uma abordagem técnica para avaliar a influência das ligações viga-pilar na estabilidade de uma estrutura em concreto armado, comparando nós rígidos, semirrígidos e articulados. A modelagem foi realizada no

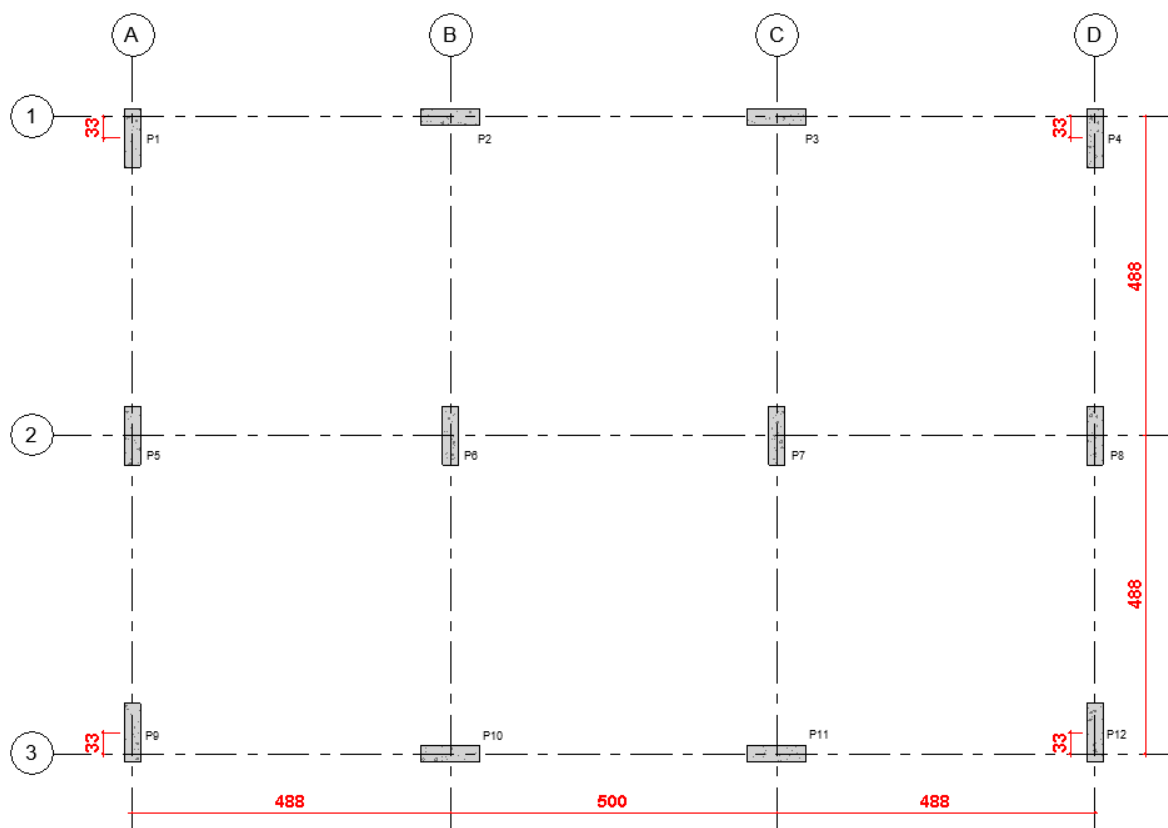
*software* Eberick (versão 2024-04 v.17.302), selecionado pela capacidade de simular parâmetros de estabilidade, deslocamentos e consumo de aço nas vigas e pilares. A estrutura foi lançada no *software* para análise de três tipos de ligação viga-pilar: rígida, semirrígida e articulada.

A estrutura estudada possui 10 pavimentos tipo, desde o seu térreo até a sua cobertura, conta com geometria retangular em planta e também ao longo de sua altura. A concepção empregada na arquitetura foi relativamente simples, e o objetivo foi formar pórticos compostos por vigas e pilares.

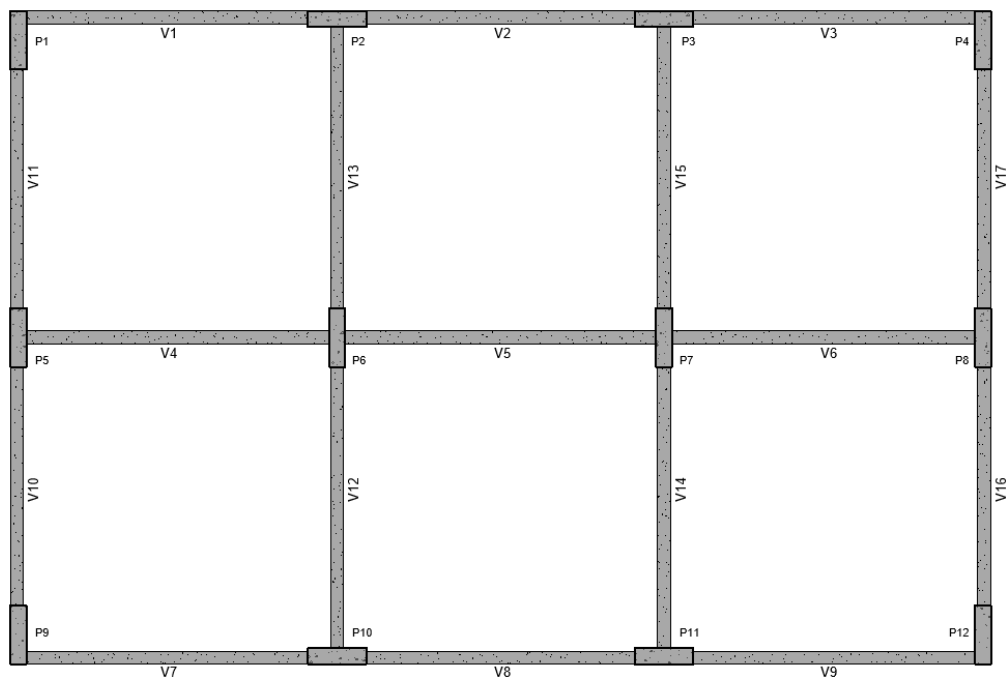
### 3.2 Características da estrutura

Conforme já mencionado, a estrutura possui 10 pavimentos tipo, com cada pavimento contando de um pé direito de 3 metros, resultando em uma altura total da estrutura de 30 m. As dimensões em planta foram de 15 m na direção X e de 10 m na direção Y. As Figuras 3.2, 3.3, 3.4, 3.5 e 3.6 apresentam a estrutura estudada.

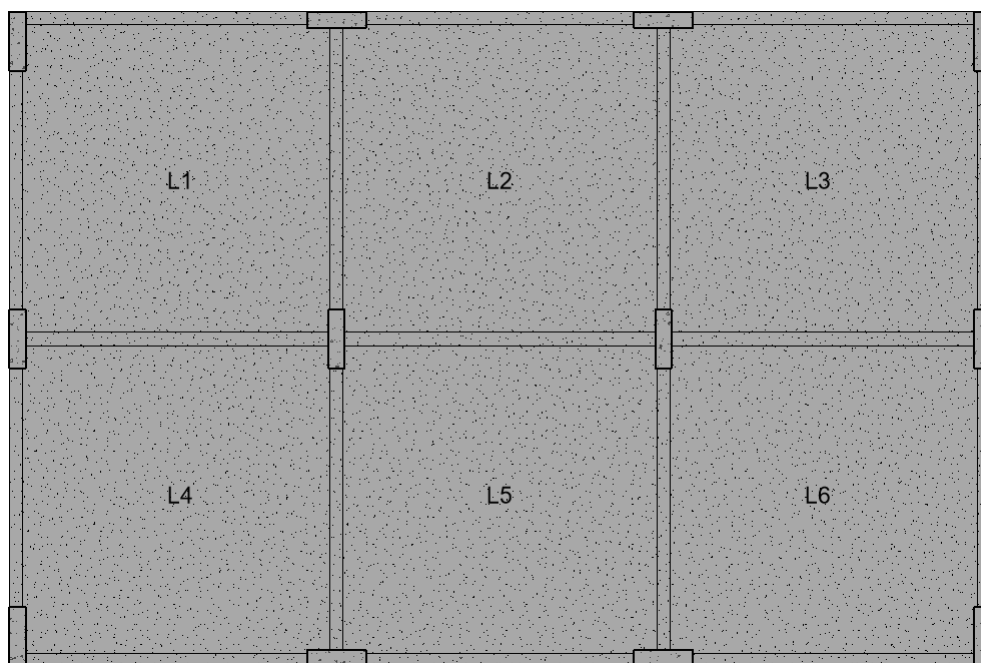
**Figura 3.2 – Planta de eixo (cm).**



Fonte: Elaborado pelo autor, 2024.

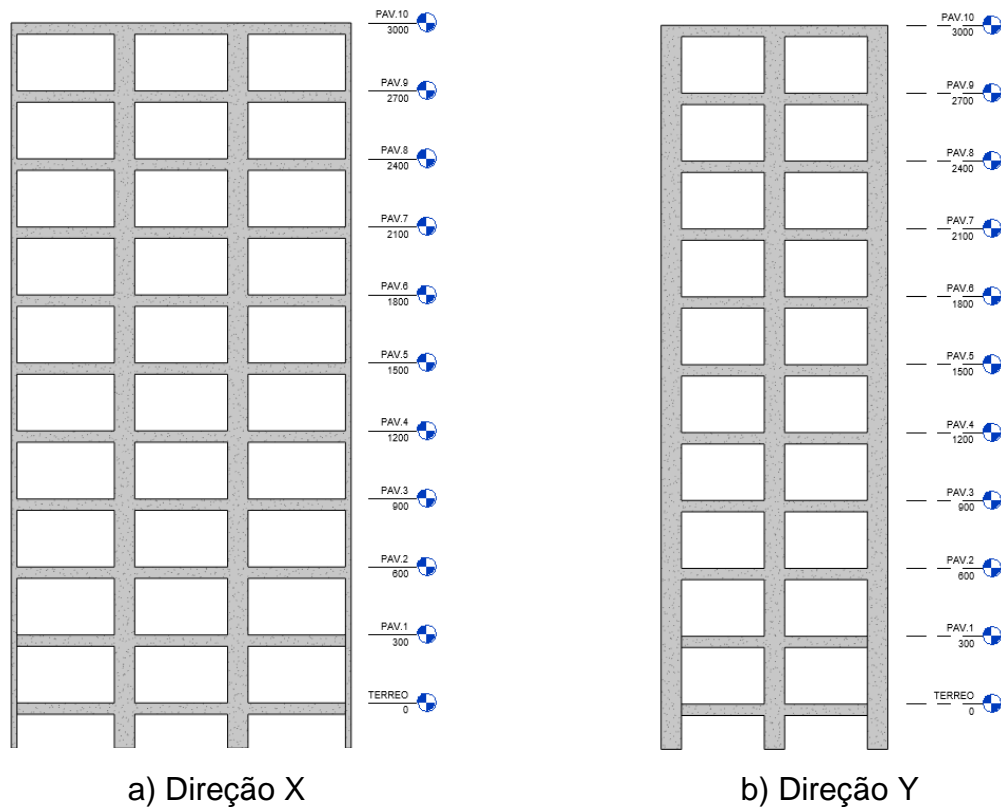
**Figura 3.3 – Planta de forma do térreo.**

Fonte: Elaborado pelo autor, 2024.

**Figura 3.4 – Planta de forma do Pavimento tipo.**

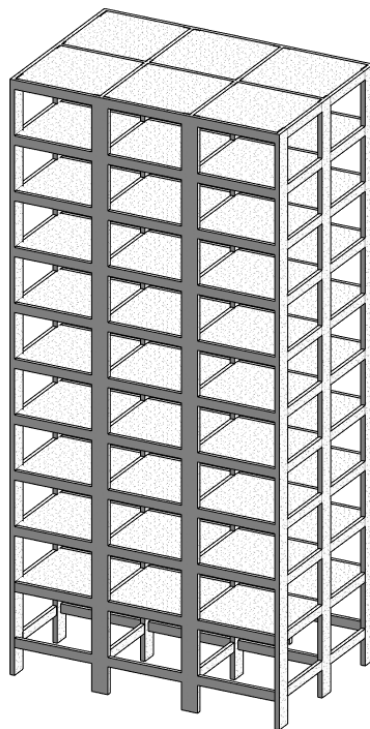
Fonte: Elaborado pelo autor, 2024.

**Figura 3.5 – Elevações nas direções dos eixos X e Y(cm).**



Fonte: Elaborado pelo autor, 2024.

**Figura 3.6 – Vista 3D da estrutura**



Fonte: Elaborado pelo autor, 2024.

### 3.3 Materiais e durabilidade

A localização considerada para a edificação foi fictícia, na qual a cidade considerada foi a de Araruna/PB, admitindo uma classe de agressividade ambiental (CAA) II. De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2023), o Fck mínimo permitido para essa classe de agressividade é de 25 MPa. Porém, pelo porte da edificação, a critério do autor, foi adotado um Fck maior do que o mínimo normativo. A Tabela 3.1 apresenta os valores de Fck utilizados em cada elemento:

**Tabela 3.1 – Fck dos elementos.**

<b>Elementos estruturais</b>		
Lajes	40	MPa
Vigas	40	MPa
Pilares	40	MPa

**Fonte:** Elaborado pelo autor, 2024.

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2023), para a classe de agressividade adotada e fck mínimo, os cobrimentos que devem ser utilizados para as lajes são de 2,5 cm, para as vigas e pilares são de 3 cm. Entretanto, a mesma norma permite uma redução de 0,5 cm nos cobrimentos quando são empregados valores de fck superiores aos mínimos exigidos. Logo, os cobrimentos adotados são apresentados na Tabela 3.2.

**Tabela 3.2 – Cobrimentos dos elementos.**

<b>Cobrimentos de cada elemento</b>		
Lajes	2	cm
Vigas	2,5	cm
Pilares	2,5	cm

**Fonte:** Elaborado pelo autor, 2024.

### 3.4 Dimensões dos elementos estruturais

Na literatura existem diversas formas de pré-dimensionamento dos elementos estruturais para estruturas de concreto armado. Alguns fornecem resultados mais conservadores que outros. Entretanto, como não é o foco deste trabalho, são apenas apresentadas as dimensões já pré-dimensionadas com o auxílio de planilhas

de dimensionamento da estrutura. Como já referido, existe uma gama enorme de métodos de pré-dimensionamento na literatura, cabendo ao engenheiro calculista escolher o método que achar mais adequado. A Tabela 3.3 apresenta as dimensões adotadas.

**Tabela 3.3 – Dimensões dos elementos.**

<b>Elementos</b>	<b>Seção (cm)</b>
Lajes	h = 12
Vigas	20x50
Pilares	20x75

**Fonte:** Elaborado pelo autor, 2024.

### 3.5 Ações atuantes na estrutura

As ações adotadas neste tópico do trabalho seguem a NBR 6120 (ABNT, 2019).

#### 3.5.1 Permanentes

As ações permanentes são aquelas quase constantes ou quem possuem variação muito pequena ao longo da vida útil da edificação. As cargas permanentes consideradas nos pavimentos tipo são exibidas nas Tabelas 3.4 e 3.5.

**Tabela 3.4 – Permanentes nas lajes dos pavimentos tipo.**

<b>Lajes</b>		
<b>Tipo</b>	<b>Valor (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Total (kN/m<sup>2</sup>)</b>
Contra piso + revestimento	1	1,15
Forro de gesso	0,15	

**Fonte:** Elaborado pelo autor, 2024.

**Tabela 3.5 – Permanentes nas lajes da cobertura.**

<b>Lajes</b>		
<b>Tipo</b>	<b>Valor (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Total (kN/m<sup>2</sup>)</b>
Telhado fibrocimento	0,40	0,55
Forro de gesso	0,15	

**Fonte:** Elaborado pelo autor, 2024.



O próprio peso da estrutura também se classifica como permanente, porém, o *software* já o considera automaticamente. As cargas permanentes nas vigas são provenientes do peso próprio das lajes (o *software* já considera) e as cargas das paredes de vedação. Foram consideradas cargas de paredes sobre todas as vigas nos pavimentos tipo, para a cobertura foi considerado cargas de paredes apenas nas vigas da periferia do edifício, simulando uma platibanda de 1,50 m. A Tabela 3.6 apresenta os valores.

**Tabela 3.6** – Permanente nas vigas.

Vigas	
Tipo	Valor (kN/m)
Alvenaria cheia	5,75
Alvenaria platibanda	3,45

Fonte: Elaborado pelo autor, 2024.

### 3.5.2 Variáveis

As cargas variáveis ou cargas de utilização são as cargas para a qual a edificação foi projetada, neste caso, se trata de uma estrutura destinada ao uso comercial, estas cargas foram aplicadas sobre os pisos (laje). Os panos de laje L1, L3, L4 e L6 simulam salas comerciais, já os panos de laje L2 e L5 simulam corredores de circulação dentro do edifício. Logo, possuem valores diferentes. As cargas de uso e ocupação são apresentadas nas Tabelas 3.7 e 3.8.

**Tabela 3.7** – Variáveis nas lajes dos pavimentos tipo.

Lajes		
Panos de laje	Tipo	Valor (kN/m <sup>2</sup> )
L1; L3 ; L4 ; L6	Salas de uso geral	2,5
L2 ; L5	Corredores de uso comum	3

Fonte: Elaborado pelo autor, 2024.

**Tabela 3.8** – Variáveis nas lajes da cobertura.

Lajes		
Panos de laje	Tipo	Valor (kN/m <sup>2</sup> )
L1; L2 ; L3 ; L4 ; L5 ; L6	Cobertura com acesso apenas para manutenção	1

Fonte: Elaborado pelo autor, 2024.

### 3.5.3 Ação devido ao vento

A ação do vento que atua sobre estrutura foi obtida de acordo com a NBR 6123 (ABNT, 2023), conforme descrito no referencial teórico. De maneira resumida, os parâmetros adotados estão presentes na Tabela 3.9.

**Tabela 3.9** – Parâmetros do vento.

$V_0$ (m/s)	$S_1$	$S_2$		$S_3$	$f_V$
		Categoria	Classe		
30	1	III	B	1	1

Fonte: Elaborado pelo autor, 2024.

### 3.6 Processamento da estrutura

As análises e o dimensionamento de todos os modelos foram realizados no *software* com as configurações em sua versão *default*, que apresenta uma configuração de redistribuição dos momentos nas ligações semirrígidas de 15%.

Por este motivo, quando é feita a utilização das ligações semirrígidas e o modelo apresenta valores de  $\gamma_z$  maiores que 1,10 (limite máximo para a estrutura ser classificada como de nós fixos e passa a ser classificada como nós móveis), o *software* apresenta o erro D211. Este erro significa que a redistribuição de momentos de 15% está acima do permitido que é 10% para estruturas classificadas como de nós móveis segundo o item 14.6.4.3 da NBR 6118 (ABNT, 2023).

Este erro impede o dimensionamento de algumas vigas, e o consequente fornecimento dos valores de consumo de aço pós-dimensionamento. Por este motivo, foi necessário ativar a opção de “Dispensar limites de redistribuição se atendida LN e abertura de fissuras” no *software*, conforme apresentado na Figura 3.7. Esta foi a única alteração feita, ademais, todas as configurações do *software* permaneceram em sua versão *default*.

**Figura 3.7** – Ativação do dispensar limites.

The image shows a software window titled 'Dimensionamento [Vigas]' with several tabs: 'Pilares', 'Vigas', 'Lajes', 'Sapatas', 'Blocos', and 'Muros'. The 'Vigas' tab is active. The interface is divided into several sections:

- Limites:**
  - Relação máxima entre altura e CG da armadura: 10 %
  - Taxa de armadura máxima: 2 %
  - Diâmetro do vibrador: 3 cm
  - Permitir abertura próxima ao apoio
  - Permitir abertura próxima à variação de seção
- Armadura de tração:**
  - Tensão mínima para considerar: 1 %
  - Usar armadura mínima da seção
  - Adotar armadura de pele como armadura de tração
    - Em vigas que já possuem armadura de pele
    - Em vigas com tensão de tração maior que 50 %  $f_{tk}$
  - Percentual a ser resistido pela armadura de pele: 50 %
- Armadura de torção:**
  - Tensão mínima para considerar: 10 %
  - Diâmetro mínimo: 8.0
  - Espaçamento máximo: 40 cm
- Verificação em nós semirígidos:**
  - Dispensar erro de abertura das fissuras em seção com redistribuição
  - Dispensar limites de redistribuição se atendida LN e abertura de fissuras
- Armadura de pele:**
  - Diâmetro mínimo: 6.3
  - Espaçamento máximo: 15 cm
  - Altura inicial: 60 cm
- Armadura de suspensão:**
  - Permitir viga maior apoiando em menor
  - Tipo de estribo: Aberto
  - Diâmetro mínimo: 10.0
  - Espaçamento mínimo: 5 cm
  - Adotar armadura de suspensão para vigas não penduradas
- Armadura de compressão:**
  - Diâmetro mínimo: 10.0
- Apoio sobre pilares extremos:**
  - Usar armadura mínima para apoios com
    - largura superior a 12 cm
    - Largura máxima de desenho 80 cm

Buttons at the bottom: 'Estribos...', 'Ancoragem...', 'Coeficientes...', 'OK', 'Cancelar', 'Ajuda'.

**Fonte:** Adaptado software Eberick (2024).

Conforme já apresentado no item 2.7, o *software* utilizado possui os dois métodos de processamento da estrutura, o modelo integrado e o de grelha + pórtico. Apesar modelo integrado apresentar um processamento mais complexo e realista, ele utiliza a laje como diafragma rígido, consequentemente ajudando na estabilidade global, o que acaba tornando esse processamento não muito interessante para a análise deste trabalho que visa considerar apenas a influência da ligação entre os elementos viga e pilar, sem a colaboração da laje na estabilidade global. Por esse motivo, o método de processamento utilizado foi o de grelha + pórtico.

As vigas foram segmentadas para se tornar possível o lançamento da estrutura com vinculações articuladas. Consequentemente, todos os modelos para análise também foram lançados com vigas segmentadas para se ter uma análise com maior precisão na comparação entre os modelos.

Para tornar melhor a compreensão dos modelos e futuros resultados, os modelos analisados foram abreviados, logo os modelos analisados são:

- MBLR = Modelo Base com Ligações Rígidas;
- MBLS = Modelo Base com Ligações Semirrígidas;
- MBALA = Modelo Base Alterada com Ligações Articuladas;
- MMS = Modelo Modificado Semirrígido;
- MMA = Modelo Modificado Articulado.

O objetivo inicial foi modelar uma estrutura e encontrar as geometrias a ponto de se obter uma estrutura classificada como de nós fixos ( $\gamma_z \leq 1,1$ ), estrutura na qual tem seus efeitos de segunda ordem igual ou inferior a 10% dos esforços de primeira ordem, onde a consideração dos esforços de segunda ordem pode ser desprezada, este é o modelo MBLR.

Após o processamento e coleta de dados do modelo MBLR, as ligações foram então modificadas de rígidas para semirrígidas (redistribuição de 15% da versão *default* do *software*), obtendo assim o modelo MBLS, onde também foi feito a coleta dos dados necessários para o estudo.

Posteriormente, foi alterado as vinculações do MBLR para ligações articuladas. Porém, por se tratar de uma estrutura muito deslocável, não foi possível processar a estrutura com as geometrias iniciais, com isso, foi preciso aumentar as dimensões dos pilares a fim de permitir o processamento da estrutura.

Portanto, foi-se aumentando a geometria dos pilares com o objetivo da estrutura ser dimensionada com as ligações articuladas, e foram realizadas diversas análises para atingir esse objetivo. Inicialmente fixou-se a menor dimensão de 20 cm, de modo a provocar o menor impacto possível na arquitetura e aumentou-se a maior dimensão dos pilares em 5 cm até chegar a dimensão de 20x145. Entretanto, com essas dimensões os pilares P2, P3, P11 e P12 apresentaram erro de dimensionamento entre os níveis térreo e o pavimento 3, então continuou-se a aumentar a maior dimensão dos pilares até chegar a dimensão de 20x155, onde todos os erros de dimensionamento sumiram, este modelo é o MBALA.

A partir do modelo MBLS, os pilares tiveram sua geometria alterada, dando origem ao modelo MMS, a fim de obter os mesmos parâmetros de estabilidade global do modelo MBLR. O objetivo foi comparar o volume de concreto necessário para fazer com que o modelo MMS alcançasse o mesmo valor de gama z do modelo MBLR. A forma como a geometria dos pilares foi alterada foi semelhante à adotada

em etapas anteriores: a menor dimensão de 20 cm foi fixada, alterando apenas a maior dimensão, realizando incrementos de 5 em 5 cm.

Por fim, para permitir que a estrutura com ligações articuladas (modelo MBALA) tivesse os mesmos parâmetros de estabilidade gama z, adotou-se o mesmo procedimento das análises passadas, fixou-se a menor dimensão de 20 cm, e foi-se aumentando a maior dimensão dos pilares de 5 em 5 cm. Depois de várias interações, chegou-se as dimensões de 20x225 para os pilares P1, P4, P5, P6, P7, P8, P9 e P10, já os pilares P2, P3, P11 e P12 tiveram dimensões de 20x260, este é o modelo MMA.

## 4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Os resultados que serão apresentados a seguir foram extraídos do *software* Eberick, onde foram realizados todos os processamentos e análises dos modelos estudados. Foram analisados para cada modelo o valor de  $\gamma_z$ , o deslocamento no topo do edifício, o consumo de aço nas vigas e nos pilares, área de forma dos pilares e consumo de concreto nos pilares.

As armaduras dos pilares e das vigas não passaram por otimização em seus detalhamentos. Sendo assim, os valores de consumo de aço para esses elementos são os fornecidos pelo *software* de maneira nativa sem nenhuma alteração feita pelo autor.

**Tabela 4.1** – Resumo dos resultados obtidos.

Modelo	$\gamma_{z,x}$	$\gamma_{z,y}$	dx (cm)	dy (cm)	Dimensões dos Pilares (cm)	Nº de Pilares com erro	Área de forma dos pilares (m <sup>2</sup> )	Consumo de aço nos Pilares (kg)	Consumo de concreto nos Pilares (m <sup>3</sup> )	Nº de Vigas com erro	Consumo de aço nas Vigas (kg)
MBLR	1,10	1,08	0,30	0,44	20x75	0	706,8	4468,8	55,8	0	6898,2
MBLS	1,12	1,10	0,30	0,43	20x75	0	706,8	4489,3	55,8	0	6675,5
MBALA	1,72	1,27	3,08	2,80	20x155	0	1302	13128,8	115,3	0	4182,9
MMS	1,10	1,08	0,24	0,34	20x95	0	855,6	4909,8	70,7	0	6307,9
MMA	1,10	1,08	0,67	0,92	20x225 e 20x260	0	1909,6	11663,1	176,1	0	3700

Fonte: Elaborado pelo autor, 2024.

Analisando os resultados sintetizados através da Tabela 4.1, observam-se algumas correlações entre os parâmetros avaliados com a variação da rigidez das ligações viga-pilar. Conforme esperado, a diminuição da rigidez das ligações ocasionou um aumento significativo no coeficiente gama z, também foi observado um aumento nos deslocamentos da estrutura, sem contar todos os outros parâmetros analisados que são influenciados diretamente pela rigidez da ligação e, que serão abordados neste capítulo.

### 4.1 Gama z

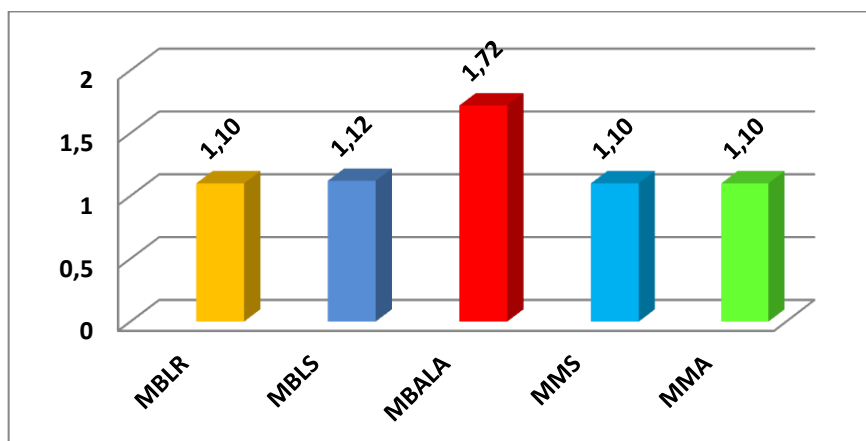
Os valores de  $\gamma_z$  nas direções X e Y dos modelos, assim como suas respectivas classificações, são apresentados na Tabela 4.2.

**Tabela 4.2** – Valores de  $\gamma_z$  e suas classificações.

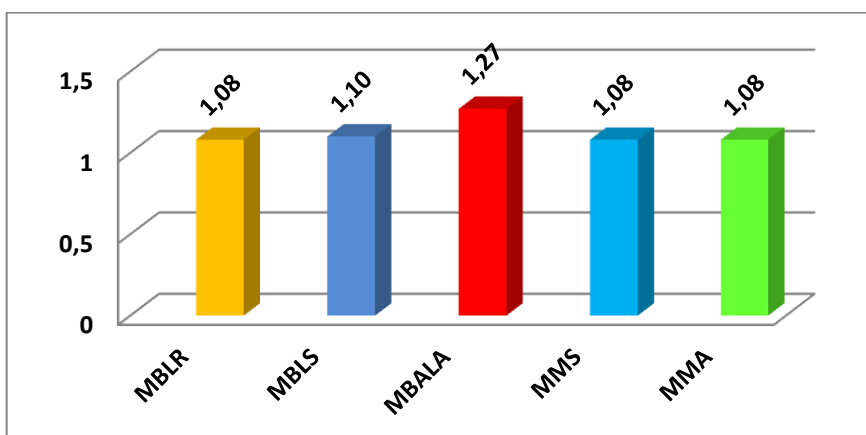
Modelo	$\gamma_{z,x}$	$\gamma_{z,y}$	Classificação
MBLR	1,10	1,08	Nós fixos
MBSL	1,12	1,10	Nós móveis
MBALA	1,72	1,27	Estrutura muito deslocável
MMS	1,10	1,08	Nós fixos
MMA	1,10	1,08	Nós fixos

Fonte: Elaborado pelo autor, 2024.

Com o auxílio das informações apresentadas na Tabela 4.2, os Gráficos constantes nas Figuras 4.1 e 4.2 foram gerados.

**Figura 4.1** – Valores de  $\gamma_z$  na direção X.

Fonte: Elaborado pelo autor, 2024.

**Figura 4.2** – Valores de  $\gamma_z$  na direção Y.

Fonte: Elaborado pelo autor, 2024.

Como podemos analisar, os coeficientes de  $\gamma_z$  em ambas as direções tiveram um aumento conforme a diminuição da rigidez das ligações. Na mudança do modelo MBLR para o modelo MBLS é possível observar uma pequena diferença tanto na direção X quanto em Y, isso é justificado pelo valor de redistribuição dos momentos quando se utiliza as ligações semirrígidas que é apenas de 15% na configuração *default* do *software*, caso este valor fosse aumentado, o valor de  $\gamma_z$  também aumentaria. O modelo onde foi possível observar uma maior discrepância dos resultados foi o MBALA. Por possuir ligações articuladas, o modelo acaba se tornando mais deslocável, e conseqüentemente, o valor de  $\gamma_z$  aumentando consideravelmente.

Conforme justificado anteriormente neste trabalho, os modelos MMS e MMA foram modelados com o objetivo de saber o quanto de volume de concreto é necessário acrescentar nos pilares em estruturas com ligações semirrígidas e articuladas para se alcançar os mesmos valores do parâmetro  $\gamma_z$  de uma estrutura com ligações rígidas (modelo MBLR), justificando assim, o motivo dos modelos MMS e MMA possuírem os mesmos valores de  $\gamma_z$  do modelo MBLR.

## 4.2 Deslocamento horizontal no topo do edifício

Os valores obtidos de deslocamento no topo do edifício em ambas as direções e o deslocamento limite segundo a NBR 6118 (ABNT, 2023) são apresentados na Tabela 4.3.

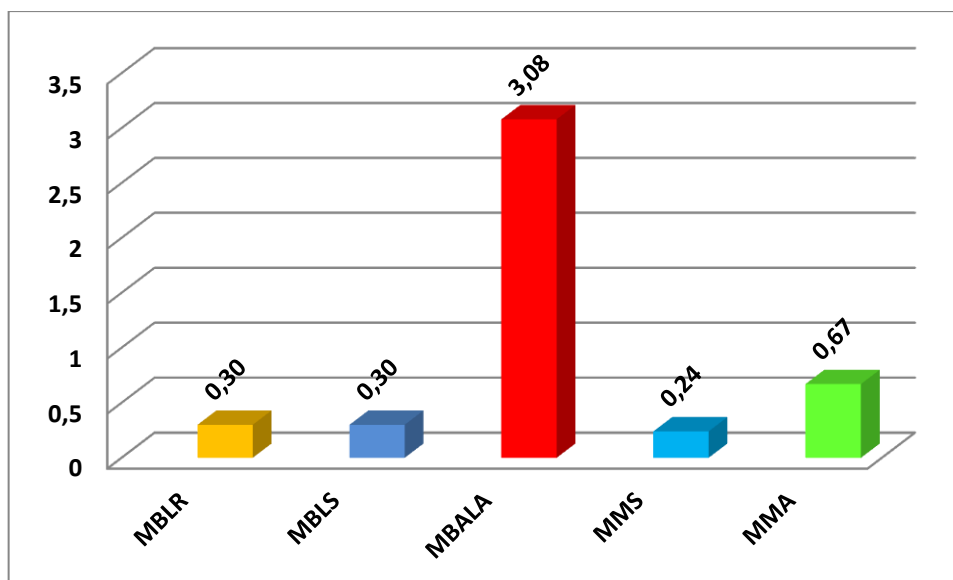
**Tabela 4.3** – Deslocamentos no topo do edifício.

Modelo	dx (cm)	dy (cm)	Deslocamento limite (H/1700) (cm)	Situação
MBLR	0,30	0,44	1,76	Passou
MBLS	0,30	0,43	1,76	Passou
MBALA	3,08	2,80	1,76	Não Passou
MMS	0,24	0,34	1,76	Passou
MMA	0,67	0,92	1,76	Passou

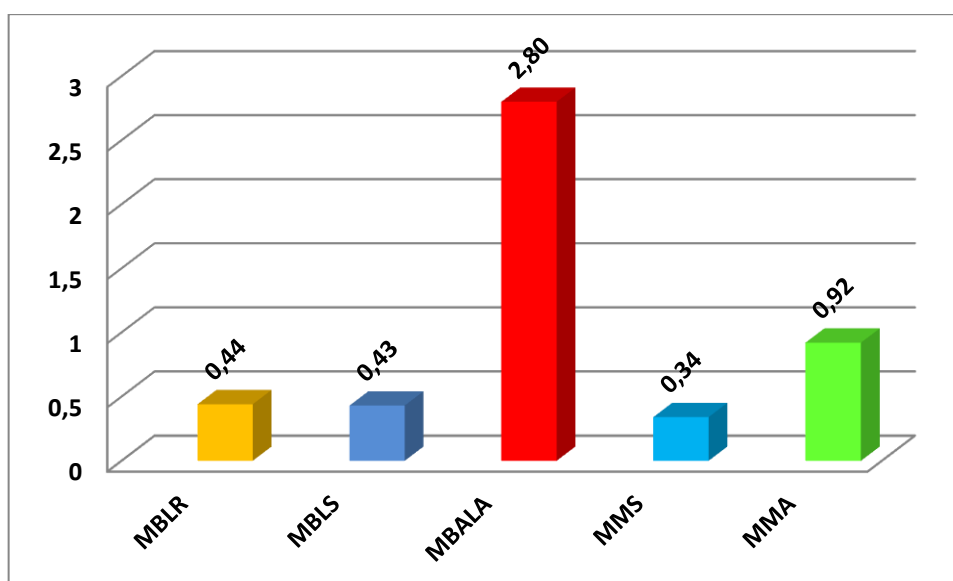
Fonte: Elaborado pelo autor, 2024.

Com o auxílio das informações apresentadas na Tabela 4.3, os Gráficos constantes nas Figuras 4.3 e 4.4 foram gerados.



**Figura 4.3 – Deslocamento na direção X.**

Fonte: Elaborado pelo autor, 2024.

**Figura 4.4 – Deslocamento na direção Y.**

Fonte: Elaborado pelo autor, 2024.

Como podemos observar pelos resultados apresentados, é possível notar que o modelo MBLS possui o mesmo valor de deslocamento na direção X que o modelo MBLR, já para a direção Y ambos os modelos possuem uma diferença insignificante de 0,01 cm e os dois modelos estão dentro do limite normativo de 1,76 cm.

Os deslocamentos no topo do edifício ganharam bastante relevância no modelo MBALA, onde se teve um aumento dez vezes maior que o modelo MBLR na

direção X e um aumento de quase sete vezes na direção Y. Este modelo foi o qual apresentou os maiores valores de deslocamento comparado aos outros modelos e, também foi o único que não atendeu o limite máximo de deslocamento estabelecido pela norma.

O modelo MMS foi o que apresentou melhor desempenho comparado aos demais, vale ressaltar que este modelo além de possuir as ligações semirrígidas, ele teve a seção transversal de seus pilares aumentada, consequentemente enrijecendo toda a estrutura e ocasionando um menor deslocamento devido às forças horizontais.

O modelo MMA apesar de possuir as ligações articuladas, conseguiu ter seus deslocamentos abaixo do máximo permitido por norma. Entretanto, este modelo é o que possui as maiores dimensões de pilares comparado a qualquer um dos outros modelos e, mesmo assim, este modelo possuiu o segundo pior desempenho referente aos deslocamentos horizontais.

### 4.3 Consumo de aço nos pilares

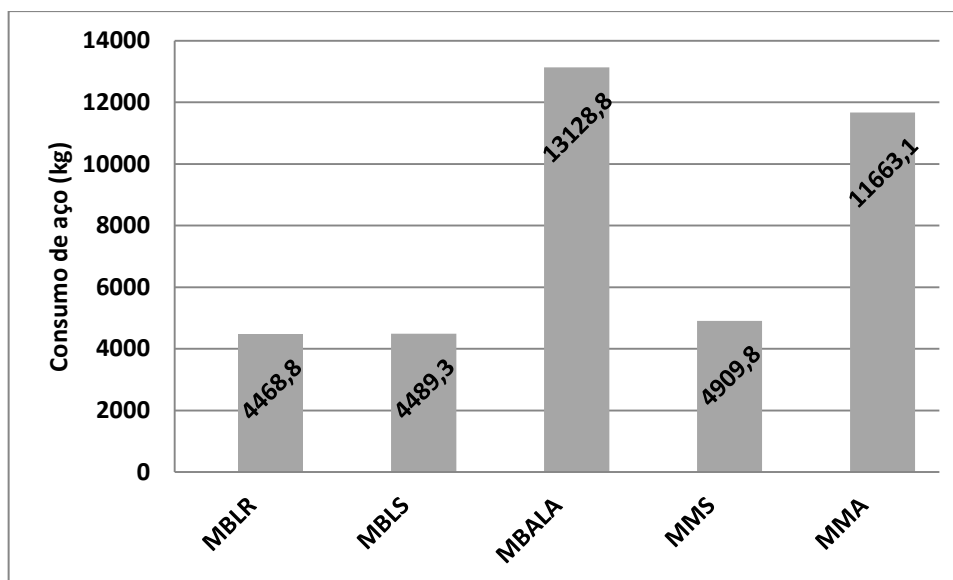
Os valores de consumo de aço nos pilares para cada modelo são apresentados na Tabela 4.4.

**Tabela 4.4** – Consumo de aço nos pilares.

<b>Modelo</b>	<b>Consumo de aço nos Pilares (kg)</b>
MBLR	4468,8
MBLS	4489,3
MBALA	13128,8
MMS	4909,8
MMA	11663,1

**Fonte:** Elaborado pelo autor, 2024.

Com o auxílio dos dados apresentados pela Tabela 4.4, o Gráfico constante na Figura 4.5 foi criado para auxiliar a visualização dos dados.

**Figura 4.5 – Consumo de aço nos pilares.**

Fonte: Elaborado pelo autor, 2024.

Conforme podemos observar os modelos MBLR e MBLS possuem valores muito próximos, para ser exato trata-se de uma diferença de 20,5 kg. Que em termos práticos torna-se uma diferença quase insignificante quando analisamos o porte da estrutura. Para entendermos melhor, as Tabelas 4.5 e 4.6 apresentam os valores dos momentos fletores solicitantes de cálculo para modelo.

**Tabela 4.5 – Momentos nos pilares do modelo MBLR.**

Pilares	Nd (tf)	MBd topo (kgf.m)	MBd base (kgf.m)	MHd topo (kgf.m)	MHd base (kgf.m)
P1	150,18	1095	1693	10400	16110
P2	226,69	1026	1910	7287	13388
P3	226,69	1026	1910	7287	13388
P4	150,18	1095	1693	10400	16110
P5	196,16	966	1302	8139	16529
P6	371,24	447	1167	9250	15357
P7	371,24	447	1167	9250	15357
P8	196,16	966	1302	8139	16529
P9	150,18	1095	1693	10400	16110
P10	150,18	1095	1693	10400	16110
P11	226,69	1026	1910	7287	13388
P12	226,69	1026	1910	7287	13388

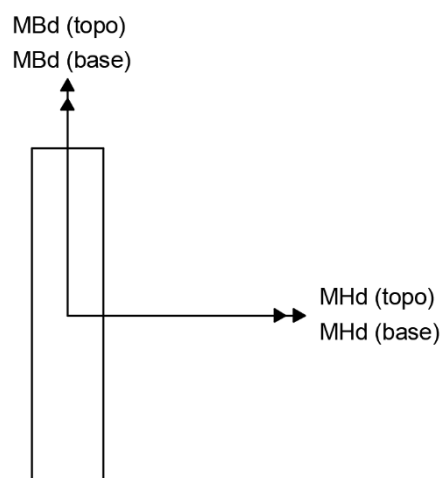
Fonte: Elaborado pelo autor, 2024.

**Tabela 4.6 – Momentos nos pilares do modelo MBLS.**

Pilares	Nd (tf)	MBd topo (kgf.m)	MBd base (kgf.m)	MHd topo (kgf.m)	MHd base (kgf.m)
P1	148,90	810	1798	13219	19142
P2	227,09	734	2042	9541	15800
P3	227,09	734	2042	9541	15800
P4	148,90	810	1798	13219	19142
P5	199,75	1038	1412	11314	19500
P6	369	287	1324	12139	18485
P7	369	287	1324	12139	18485
P8	199,75	1038	1412	11314	19500
P9	148,90	810	1798	13219	19142
P10	148,90	810	1798	13219	19142
P11	227,09	734	2042	9541	15800
P12	227,09	734	2042	9541	15800

Fonte: Elaborado pelo autor, 2024.

A orientação dos momentos MBd e MHd tem suas orientações apresentadas na Figura 4.6.

**Figura 4.6 – Orientação dos momentos.**

Fonte: Elaborado pelo autor, 2024.

Os valores de momentos apresentados nas Tabelas 4.5 e 4.6 acima são os valores dos pilares no nível mais baixo da estrutura, ou seja, o último nível antes do nível fundação. Foram coletados os valores deste nível estrategicamente, visto que os pilares de níveis inferiores recebem o somatório de todos os carregamentos dos pavimentos superiores.

Como é possível notar nas Tabelas 4.5 e 4.6, os valores de momentos no topo na direção B (MBd topo) do modelo MBLR são maiores que os do modelo

MBLS. Para a mesma direção B analisando agora o momento na base dos pilares (MBd base), os momentos solicitantes são maiores no modelo MBLS. O mesmo acontece quando comparamos os momentos solicitantes de cálculo na direção H (MHd topo e MHd base). Essa diferença acontece quando redistribuímos os esforços, fazendo com que uma direção seja mais solicitada, em contrapartida a outra direção acaba sendo menos solicitada. Consequentemente, o consumo de aço diminuirá em uma direção e aumentará na outra.

O modelo MMS apresentou um aumento de 441 kg em seu consumo de aço quando comparado ao modelo MBLR, o que é evidenciado quando comparamos os valores de momento fletor nos pilares de ambos os modelos. Na Tabela 4.5 que já foi apresentada possui os valores do modelo MBLR e a nova Tabela 4.7 apresentam os valores para o modelo MMS.

**Tabela 4.7 – Momentos nos pilares do modelo MMS.**

Pilares	Nd (tf)	MBd topo (kgf.m)	MBd base (kgf.m)	MHd topo (kgf.m)	MHd base (kgf.m)
P1	149,28	790	1564	18093	24737
P2	226,67	699	1694	14530	21608
P3	226,67	699	1694	14530	21608
P4	149,28	790	1564	18093	24737
P5	198,63	1008	1332	16592	24994
P6	375,52	184	1195	17278	24279
P7	375,52	184	1195	17278	24279
P8	198,63	1008	1332	16592	24994
P9	149,28	790	1564	18093	24737
P10	149,28	790	1564	18093	24737
P11	226,67	699	1694	14530	21608
P12	226,67	699	1694	14530	21608

**Fonte:** Elaborado pelo autor, 2024.

O modelo MMS possui uma redução média de 29% nos momentos no topo na direção B (MBd topo) e de 5% na base (MBd base) quando comparados aos momentos na mesma direção para o modelo MBLR. Entretanto, quando avaliamos a direção H especificamente no topo (MHd topo) o aumento médio nas solicitações de momento foi de 90% e na base (MHd base) o aumento médio foi de 56%.

Os modelos dos quais possuíam as ligações articuladas que são os casos dos modelos MBALA e MMA, foram os que apresentaram os maiores consumos de aço comparados aos demais. Os valores mais elevados de aço nesses modelos em

si são conseqüências de um modelo de baixa rigidez e pouca interação entre os pilares por meio de pórticos rígidos, fazendo com que os pilares resistam aos esforços horizontais de maneira isoladamente. Por esse motivo, temos valores de momentos fletores solicitantes extraordinariamente maiores quando comparados ao modelo MBLR (Tabela 4.5). As Tabelas 4.8 e 4.9 apresentam os valores de momento para os modelos MBALA e MMA.

**Tabela 4.8 – Momentos nos pilares do modelo MBALA.**

Pilares	Nd (tf)	MBd topo (kgf.m)	MBd base (kgf.m)	MHd topo (kgf.m)	MHd base (kgf.m)
P1	134,09	3700	3781	131508	139470
P2	216,90	2108	2291	224233	234640
P3	216,90	2108	2291	224236	234637
P4	134,09	3700	3781	131508	139470
P5	196,63	3962	3221	131215	139414
P6	399,15	3807	3216	131538	138652
P7	399,15	3807	3216	131538	138652
P8	196,63	3962	3221	131215	139414
P9	134,09	3700	3781	131508	139471
P10	134,09	3700	3781	131507	139469
P11	216,90	2108	2291	224233	234639
P12	216,90	2108	2291	224235	234636

Fonte: Elaborado pelo autor, 2024.

**Tabela 4.9 – Momentos nos pilares do modelo MMA.**

Pilares	Nd (tf)	MBd topo (kgf.m)	MBd base (kgf.m)	MHd topo (kgf.m)	MHd base (kgf.m)
P1	137,31	652	691	108599	115988
P2	225,17	965	1051	128648	137737
P3	225,17	965	1051	128648	137737
P4	137,31	652	691	108599	115988
P5	192,36	677	637	108065	115960
P6	420,38	657	634	108134	115785
P7	420,38	657	634	108134	115785
P8	192,36	677	637	108065	115960
P9	137,31	652	691	108599	115988
P10	137,31	652	691	108599	115988
P11	225,17	965	1051	128648	137737
P12	225,17	965	1051	128648	137737

Fonte: Elaborado pelo autor, 2024.

As geometrias bem maiores dos pilares no modelo MMA fizeram com que os momentos no topo e na base da direção B (MBd topo e MBd base) reduzissem. Entretanto, isso não foi o suficiente para a direção H, onde os valores de momento continuaram exorbitantes comparados ao modelo MBLR.

#### 4.4 Consumo de aço nas vigas

Os valores obtidos de consumo de aço nas vigas para os modelos analisados são apresentados na Tabela 4.10.

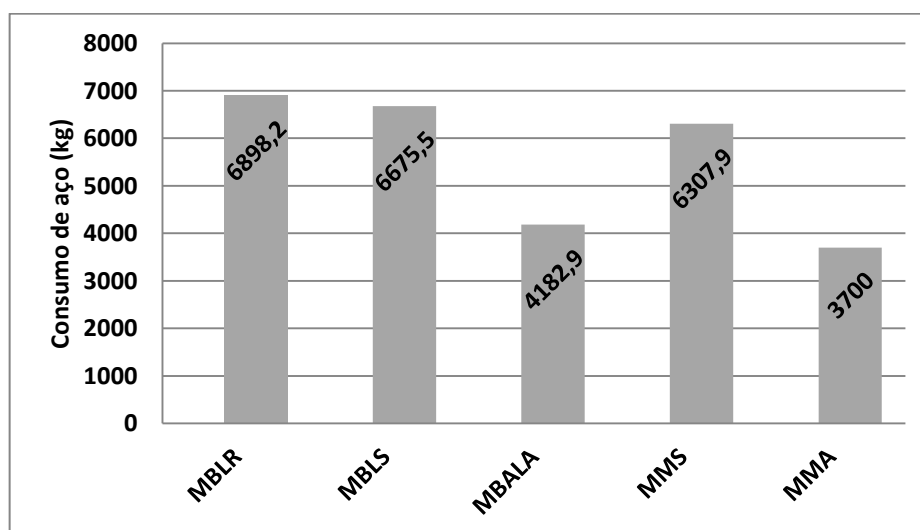
**Tabela 4.10** – Consumo de aço nas vigas.

Modelo	Consumo de aço nas Vigas (kg)
MBLR	6898,2
MBLS	6675,5
MBALA	4182,9
MMS	6307,9
MMA	3700

Fonte: Elaborado pelo autor, 2024.

Com o auxílio dos dados apresentados pela Tabela 4.10, o Gráfico constante na Figura 4.7 foi criado para auxiliar a visualização dos dados.

**Figura 4.7** – Consumo de aço nas vigas.



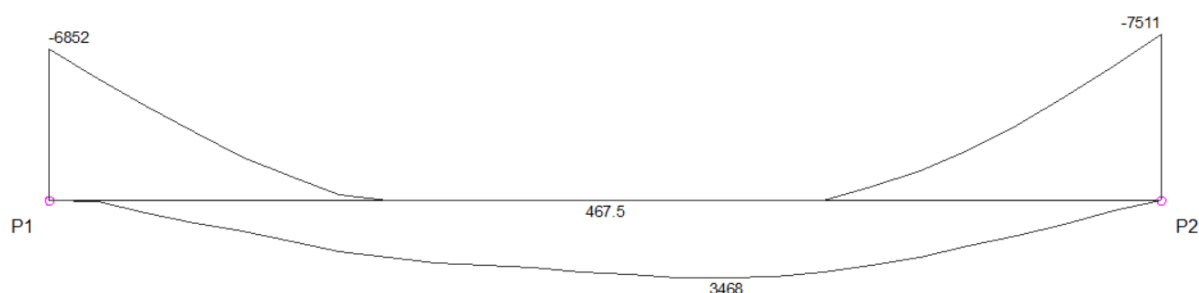
Fonte: Elaborado pelo autor, 2024.

Como apresentado pelo Gráfico 4.6, o modelo que possuiu um maior consumo de aço foi o modelo MBLR com um total de 6898,2 kg. O modelo MBLS ficou como segundo modelo que mais consumiu aço nas vigas, com um total de 6675,5 kg. Já o terceiro modelo que mais consumiu aço em suas vigas foi o modelo MMS, com total de 6307,9 kg. Sucessivamente o modelo MBALA apresentou 4182,9 kg de aço em todas as suas vigas. Por fim, o modelo MMA apresentou o menor consumo de aço dentre todos os modelos, com um total de 3700 kg.

É notório que, conforme a rigidez das ligações foi reduzida, o consumo de aço também reduziu. O modelo com ligações rígidas MBLR foi o qual apresentou um maior consumo, passando pelos modelos com ligações semirrígidas que são os MBLS e MMS, chegando até os modelos com ligações articuladas que são os MBALA e MMA, estes foram os modelos que apresentaram os menores valores no consumo de aço nas vigas. Isto se dá por, além dos vãos superados pelas vigas serem menores devido ao crescimento da seção transversal dos pilares nos modelos MMS e ainda menores nos modelos MBALA e MMA. Mas também por e, principal motivo sendo a redistribuição dos momentos.

Quando analisamos os diagramas de momento fletores nas vigas, notamos que os momentos negativos são maiores que o momento positivo, a Figura 4.8 exemplifica apresentando o diagrama de momentos fletores atuante na viga V1 do pavimento 5 do modelo MBLR.

**Figura 4.8 – Momento fletor na V1 do modelo MBLR (kgf.m).**



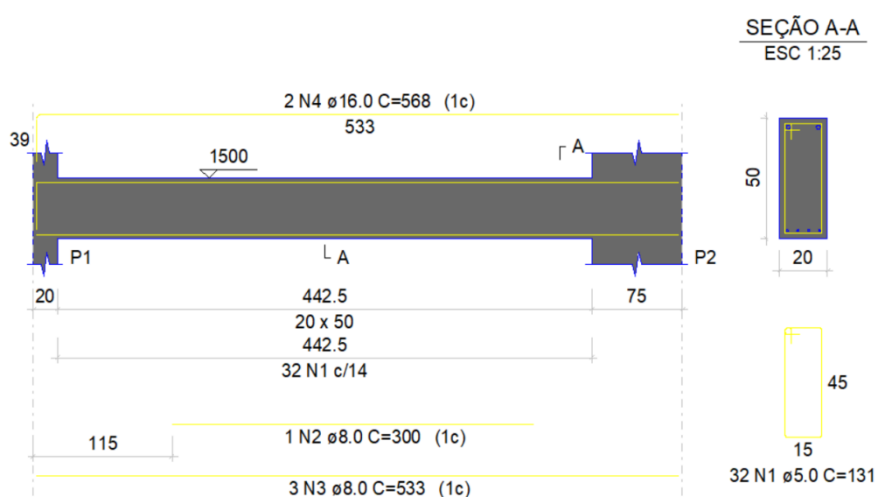
Fonte: Elaborado pelo autor, 2024.

Como consequência, a maior concentração de aço se localiza na parte superior da viga e mais próximas dos apoios devido ao grau de rigidez da ligação. Conforme a rigidez diminui, os momentos transferidos são menores e consequentemente o consumo de aço reduz.



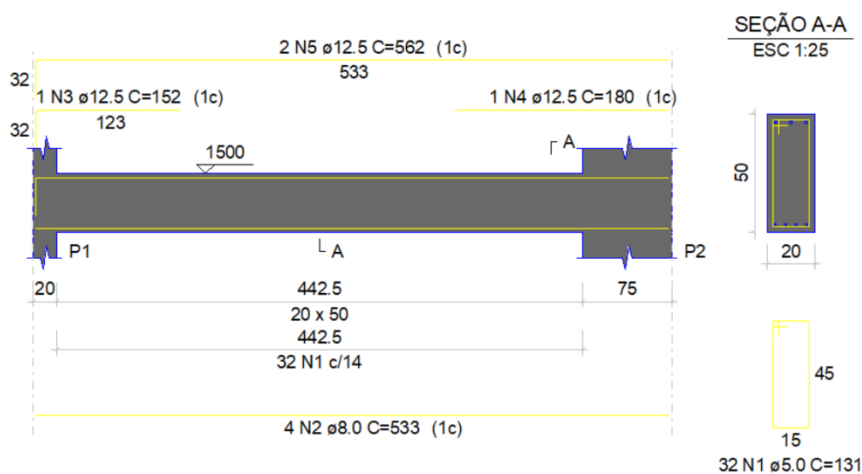
Podemos notar a redução de aço para cada modelo através dos detalhamentos da mesma viga V1 que teve seu diagrama de momento fletor apresentado na Figura 4.8. A viga para o modelo MBLR apresentou um consumo de 31,88 kg, a mesma viga no modelo MBLS teve um consumo de 28,90 kg, no modelo MMS o consumo foi de 26,94 kg, no modelo MBALA apresentou um consumo de 19,30 kg e no modelo MMA teve um consumo de 15,59 kg para a mesma viga. Os detalhamentos da viga V1 para cada modelo são apresentados nas Figuras 4.9, 4.10, 4.11, 4.12 e 4.13.

**Figura 4.9 – Detalhamento da V1 do modelo MBLR.**



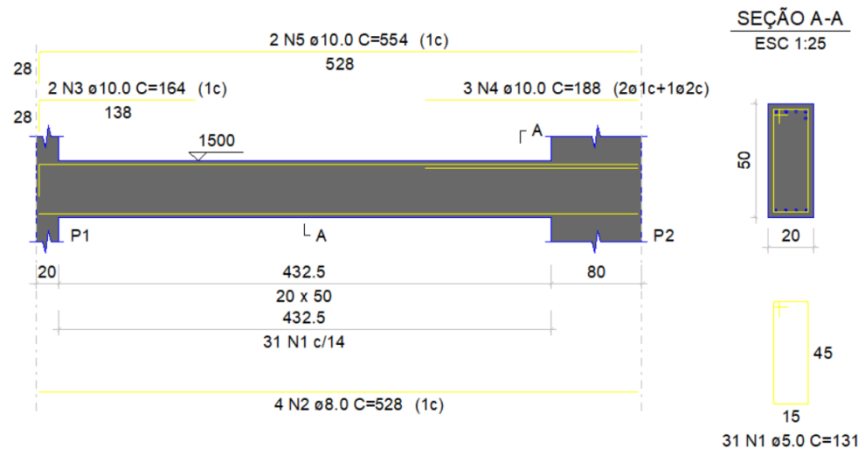
Fonte: Eberick (2024).

**Figura 4.10 – Detalhamento da V1 do modelo MBLS.**



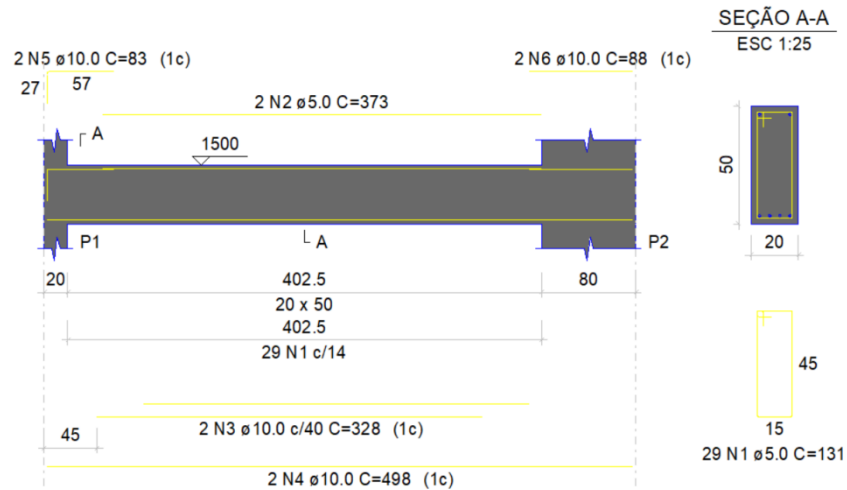
Fonte: Eberick (2024).

**Figura 4.11 – Detalhamento da V1 do modelo MMS.**



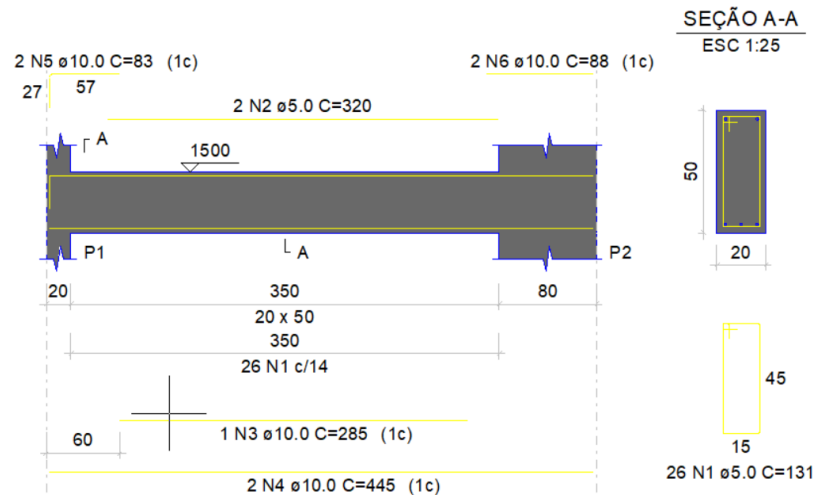
Fonte: Eberick (2024).

**Figura 4.12 – Detalhamento da V1 do modelo MBALA.**



Fonte: Eberick (2024).

**Figura 4.13 – Detalhamento da V1 do modelo MMA.**



Fonte: Eberick (2024).

#### 4.5 Consumo de concreto nos pilares

Os valores obtidos de consumo de concreto dos pilares para cada modelo são apresentados na Tabela 4.11.

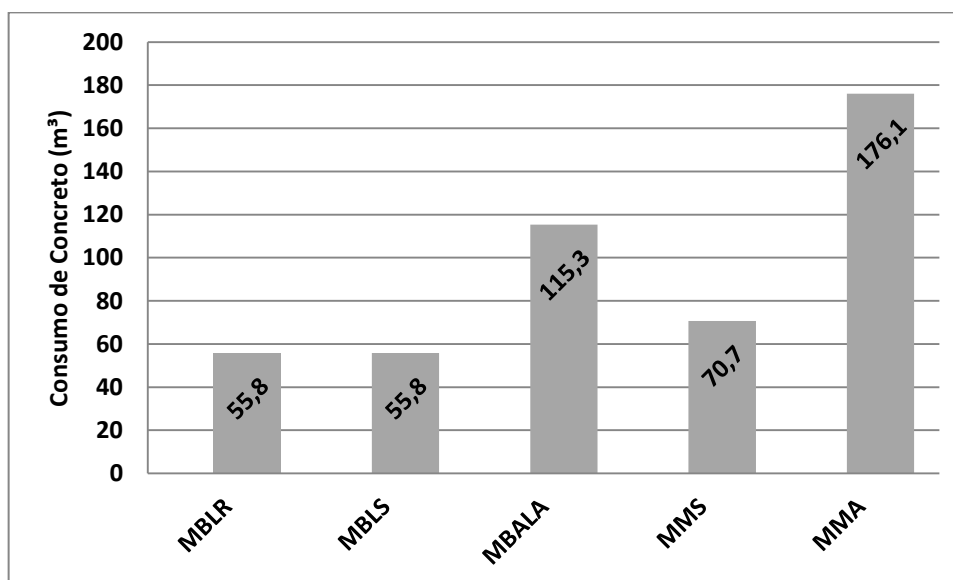
**Tabela 4.11** – Consumo de concreto nos pilares.

Modelo	Consumo de concreto nos Pilares (m <sup>3</sup> )
MBLR	55,8
MBLS	55,8
MBALA	115,3
MMS	70,7
MMA	176,1

Fonte: Elaborado pelo autor, 2024.

Com o auxílio dos dados apresentados pela Tabela 4.11, o Gráfico constante na Figura 4.14 foi criado para auxiliar a visualização dos dados.

**Figura 4.14** – Consumo de concreto nos pilares.



Fonte: Elaborado pelo autor, 2024.

Conforme já explicado em outros capítulos deste trabalho, além do objetivo de se analisar a estabilidade global de cada modelo, também buscou-se avaliar qual o volume de concreto necessário acrescentar nos pilares em cada modelo para se

chegar aos mesmos parâmetros de  $\gamma_z$  do modelo base com as ligações rígidas (MBLR).

O modelo base MBLR teve apresentado um consumo de 55,8 m<sup>3</sup> de concreto. O modelo MBLS teve o mesmo consumo, visto que, este modelo possuiu alteração apenas nas ligações sem modificação na geometria dos pilares.

Já o modelo MBALA que inicialmente tinha por objetivo alterar apenas as ligações para articuladas a partir do modelo base sem modificar a geometria dos pilares e assim obter os resultados desejados, apresentou erro por se tratar de uma estrutura muito deslocável devido à baixa rigidez. Para o modelo MBALA começar a ser processado no *software* (mesmo assim ainda sendo com baixa rigidez e com deslocamentos inaceitáveis) teve a geometria dos pilares aumentada, com isto, este modelo apresentou um consumo de concreto de 115,3 m<sup>3</sup>, isso representa um acréscimo de 106% quando comparado ao modelo base.

O modelo MMS apresentou um consumo de concreto de 70,7 m<sup>3</sup>, isso representa um acréscimo de quase 27% no volume de concreto necessário para fazer este modelo alcançar os mesmos parâmetros de  $\gamma_z$  do modelo base (MBLR).

Como já esperado, o modelo MMA foi o qual apresentou o maior consumo no volume de concreto para se alcançar os mesmos parâmetros de  $\gamma_z$  do modelo MBLR. O modelo apresentou um consumo de 176,1 m<sup>3</sup> de concreto nos pilares, o que representa um acréscimo de quase 216% quando comparado ao consumo de concreto nos pilares do modelo MBLR.

## 5 CONCLUSÃO

O presente estudo investigou a influência das ligações viga-pilar na estabilidade global de edifícios em concreto armado, com base no coeficiente  $\gamma_z$  e outros parâmetros associados ao tipo de ligação. Utilizando o *software* Eberick para simular uma estrutura base e quatro modelos variantes, observou-se que a rigidez das ligações tem um impacto direto e significativo na estabilidade estrutural. O modelo com ligações rígidas mostrou-se o mais estável, classificado como uma estrutura de nós fixos, com os melhores resultados de  $\gamma_z$ .

Com a diminuição da rigidez para ligações semirrígidas, a estrutura passou a ser classificada como de nós móveis, exigindo a consideração de efeitos de segunda ordem para manter sua estabilidade. No caso das ligações articuladas, a estrutura apresentou deslocamentos excessivos, demandando o aumento da seção transversal dos pilares em 3,5 vezes para alcançar os mesmos parâmetros de estabilidade do modelo rígido, evidenciando a importância da rigidez para a segurança e a economia estrutural.

Os deslocamentos no topo do edifício também são afetados diante das ligações viga-pilar. À medida que a rigidez das ligações foi reduzida, os deslocamentos aumentaram significativamente, especialmente quando se comparam os extremos dos modelos, o rígidos e o articulado. No modelo articulado foi apresentados valores de deslocamentos 10 vezes maior na direção X e quase 7 vezes maior na direção Y quando comparado ao modelo com ligações rígidas, fazendo com que este modelo não atendesse aos limites de deslocamentos normativos.

O consumo de concreto nos pilares aumentou nos modelos que buscaram atingir o mesmo coeficiente  $\gamma_z$  do modelo com ligações rígidas. O modelo com ligações semirrígidas registrou um aumento de quase 27% em comparação com o modelo rígido, enquanto o modelo com ligações articuladas apresentou um acréscimo de aproximadamente 216% no consumo de concreto em relação ao modelo base. Esses resultados evidenciam a importância da rigidez nas ligações no consumo de materiais, além das implicações arquitetônicas causadas pelo uso de pilares com seções transversais maiores.

A redistribuição dos momentos causada pela mudança na rigidez das ligações interferiu diretamente no consumo de aço no pilares, apresentando maiores

consumos de aço nos modelos com ligações menos rígidas. Isso acontece porque uma rigidez menor na ligação ocasiona uma menor rigidez no pórtico como um todo, por sua vez apresentando uma menor interação entre pilares por meio de pórticos rígidos.

As vigas também são influenciadas diretamente com a redistribuição dos esforços, onde os resultados apresentaram variações no consumo de aço total das vigas de cada modelo, como também a mudança nas posições das armaduras, visto que, os momentos fletores positivos aumentam enquanto os negativos diminuem.

Portanto, conclui-se que a redução da rigidez nas ligações viga-pilar promove uma redistribuição dos esforços na estrutura, impactando significativamente os parâmetros de estabilidade global, os momentos sofridos nos pilares e nas vigas, além da quantidade de aço utilizada. Ficando evidente assim, a importância da sua consideração na análise da estrutura.

### **5.1 Sugestões para trabalhos futuros**

A seguir, estão algumas sugestões relacionadas ao tema estudado para realização de pesquisas futuras.

- Investigar o efeito  $P-\Delta$  (P-delta) para avaliar a estabilidade global em diferentes graus de rigidez, utilizando os mesmos parâmetros de base;
- Estudar o impacto de variações na semi-rigidez das ligações viga-pilar;
- Analisar a estabilidade global alterando a rigidez das ligações viga-pilar considerando a interação solo-estrutura.

## REFERÊNCIAS

ALVA, Gerson Moacyr Sisniegas. **Estudo teórico-experimental do comportamento de nós de pórtico de concreto armado submetidos a ações cíclicas**. 2004. Tese (Doutorado em Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

ALVA, Gerson Moacyr Sisniegas; FERREIRA, Marcelo de Araújo; EL DEBS, Ana Lúcia Homce de Cresce. **Engastamento parcial de ligações viga-pilar em estruturas de concreto armado**. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 2, n. 4, p. 356-379, 2009.

ARAÚJO, T. J. F. **Estudo da ligação viga-pilar em sistema estrutural de concreto considerando a variação da semi-rigidez por meio de parâmetros geométricos da ligação**. 2013. 113 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Alagoas, Maceió – AL. 2013.

ARAÚJO, J. M. **Curso de Concreto Armado**. Vol. 2. Rio Grande: Editora Dunas, 5. ed., 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: **Projeto de Estruturas de Concreto**. Rio de Janeiro, 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123: **Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 2023.

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

CARVALHO, Roberto Chust; FILHO, Jasson Rodrigues de Figueredo. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**. 4.ed. São Carlos: EdUFSCar, 2021.

CARVALHO, Roberto Chust; PINHEIRO, Libânio M. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: volume 2**. 1ª ed. 1ª tiragem. PINI, São Paulo, 2009.

ELLWANGER, R. J. **Morfologia e análise de estruturas de edifícios**. Porto Alegre, 2022.

FERREIRA, M.A. **Deformabilidade de ligações viga-pilar de concreto pré-moldado**. 1999. 231p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

FONTES, Fernando Fernandes. **Análise estrutural de elementos lineares segundo a NBR 6118**: 2003. 2005. Dissertação (Mestrado em Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

GONÇALVES, Roberto Martins et al. **Ação do vento nas edificações: teoria e exemplos**. 2004.

LIBÂNIO, P. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**. USP/São Carlos (2007).

LIMA, J. S. **Verificações da punção e da estabilidade global em edifícios de concreto: desenvolvimento e aplicação de recomendações normativas**. 2001. 249 p. Dissertação (mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo – SP. 2001.

LIMA, Matheus Freitas. **Sistema de outriggers em concreto armado: análise comparativa em edifício real**. 2021.

MONCAYO, W. J. Z. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**. 2011. 221 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo – SP. 2011.



OLIVEIRA, D. M. **Parâmetros de instabilidade global das estruturas de concreto armado segundo a nova NBR 6118.2002**. 153 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte – MG. 2002.

PAULAY, Tom; PRIESTLEY, Michael John Nigel. **Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings**. New York: John Wiley & Sons, 1992.

PEREIRA, Vitor Augusto Rodrigues. **Análise de Estabilidade de edificação, considerando a laje maciça incorporada no Pórtico Espacial**. Brasília, 2018.

RIBEIRO, Jairo F. **Estabilidade global em edifícios: análise dos efeitos de segunda ordem nas estruturas de concreto**. Porto Alegre, 2010.

SANTOS, Júlia Borges. **Análise da influência da rigidez das ligações viga-pilar no comportamento estrutural de edifícios de múltiplos pavimentos em concreto armado**. 2016.

TARANATH, Bungale. S. **Reinforced concrete design of tall buildings**. Boca Raton - FL: CRC Press, 2010.

WORDELL, F. **Avaliação da Instabilidade Global de Edifícios Altos**. 2003. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

**COMO optar entre o modelo de análise integrado ou de grelha com pórtico espacial, 2024**. Disponível em: <<https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/360001391833>>. Acesso em: 27 set. 2024.