

**INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE SANTA
CATARINA – CÂMPUS FLORIANÓPOLIS
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DA CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

RADHAMÉS ZARDO VON MECHELN

**INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DAS LIGAÇÕES VIGA-PILAR NA ALTURA
DE EDIFICAÇÕES EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO**

FLORIANÓPOLIS, 2025.

**INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE SANTA
CATARINA – CÂMPUS FLORIANÓPOLIS
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DA CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

RADHAMÉS ZARDO VON MECHELN

**INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DAS LIGAÇÕES VIGA-PILAR NA ALTURA
DE EDIFICAÇÕES EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO.**

Trabalho de Conclusão de Curso submetido
ao Instituto Federal de Educação, Ciência e
Tecnologia de Santa Catarina como parte
dos requisitos para obtenção do título de
Engenheiro Civil.

Orientador:
Prof. André Puel, Doutor

FLORIANÓPOLIS, 2025.

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor.

MECHELN, RADHAMÉS ZARDO VON
INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DAS LIGAÇÕES VIGA-PILAR NA ALTURA
DE EDIFICAÇÕES EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO / RADHAMÉS ZARDO
VON MECHELN; orientação de André Puel. - Florianópolis,
SC, 2025.
96 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) - Instituto Federal
de Santa Catarina, Câmpus Florianópolis. Bacharelado
em Engenharia Civil. Departamento Acadêmico
de Construção Civil.
Inclui Referências.

1. Concreto pré-moldado. 2. Estabilidade global.
3. Ligações semirrígidas. 4. Índice de esbeltez. I. Puel,
André. II. Instituto Federal de Santa Catarina. III.
INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DAS LIGAÇÕES VIGA-PILAR NA
ALTURA DE EDIFICAÇÕES EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO.

**INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DAS LIGAÇÕES VIGA-PILAR NA ALTURA DE
EDIFICAÇÕES EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO**

RADHAMÉS ZARDO VON MECHELN

Este trabalho foi julgado adequado para obtenção do título de Engenheiro Civil e aprovado na sua forma final pela banca examinadora do Curso de Engenharia Civil do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Santa Catarina.

Florianópolis, 15 de dezembro, 2025.

Banca Examinadora:

Prof. André Puel, Dr.
Orientador

Prof. Auro Cândido Marcolan Júnior, Dr.
Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Santa Catarina

Prof. Fernando Toppan Rabello, Dr.
Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Santa Catarina

AGRADECIMENTOS

Este trabalho não é apenas um requisito para a conclusão do curso, é o resultado de uma trajetória de crescimento descobertas e conquistas. Esta vitória não é apenas acadêmica, é a confirmação de que nunca é tarde para seguir o que faz o coração vibrar.

Ao longo desses anos, tive ao meu lado pessoas que acreditaram em mim, me incentivaram nos momentos decisivos e tornaram essa jornada mais leve e significativa. Aos meus pais, Pedro e Miriam, que foram como fundações em estaca raiz na minha vida, garantindo o apoio profundo de que eu precisava para enfrentar meus próprios desafios. Aos meus irmãos, Morgana e Matheus, agradeço por estarem sempre presentes, tornando tudo mais leve e ajudando a redistribuir os esforços dessa caminhada, para que eu nunca perdesse a estabilidade.

Minha mais profunda gratidão ao Prof. André Puel. Não por acaso o escolhi como orientador. Sua disciplina foi muito marcante e me fez perceber, com mais clareza, por que eu escolhi a Engenharia Civil.

Aos professores da banca, Prof. Auro Marcolan e Prof. Fernando Toppan, sou grato não apenas pela leitura atenta deste trabalho, mas por todas as aulas e pela convivência ao longo do curso. Saio da graduação com o compromisso de retribuir, diariamente, no exercício da profissão de Engenheiro Civil, tudo o que aprendi com vocês. Estendo esse agradecimento a todos os professores inspiradores que fizeram parte dessa jornada e ajudaram a moldar não só meu conhecimento técnico, mas também meus valores e minha visão de mundo.

Agradeço à equipe da *AltoQi Education* pela concessão da licença estudantil do *software* Eberick, fundamental para a realização das modelagens, simulações e análises estruturais que viabilizaram o desenvolvimento deste trabalho.

Ao amigo Élcio Nóbrega Junior, pai do Eric, registro meu sincero agradecimento. Você não apenas apoiou meus estudos, como me incentivou constantemente na busca pelo conhecimento.

Ao Engenheiro Civil Daniel Rios, agradeço por abrir as portas do seu escritório e, com isso, abrir também as portas da engenharia na minha carreira.

Preciso, ainda, agradecer aos amigos Ari, Manu, Augusto, Léo, Miguel e Gilmar. Obrigado pelo incentivo mútuo e por tornarem tudo mais leve, lembrando, nos dias difíceis, que o caminho vale a pena.

E persistir no que?
E persistir pra que?
E persistir no que?
No que acredita!

(Griô - Primeiros Passos, 2015)

RESUMO

Este Trabalho de Conclusão de Curso analisa a influência da rigidez das ligações viga-pilar na estabilidade de edificações em concreto pré-moldado. Para atingir esse objetivo, foram desenvolvidos, no *software* Eberick, modelos estruturais tridimensionais de duas tipologias distintas em planta: uma estrutura menos esbelta e outra mais esbelta, ambas com sistema em pórticos e pilares engastados na fundação. Para cada tipologia, adotou-se inicialmente uma configuração com menor número de pavimentos e ligações totalmente rotuladas e, a partir dela, procedeu-se a incrementos graduais tanto no número de pavimentos quanto na rigidez das ligações viga-pilar, representada pelo parâmetro α_R , variando de 0,00 (articulada) a 0,50 (semirrígida de média restrição). Em cada etapa, foram avaliados o coeficiente γ_z , os deslocamentos horizontais globais e relativos e o índice de esbeltez, verificando-se o atendimento aos limites normativos. Os resultados indicaram que, para a estrutura menos esbelta, foi possível alcançar até 11 pavimentos com ligações de $\alpha_R = 0,50$, enquanto para a estrutura mais esbelta o limite se reduziu a 6 pavimentos para o mesmo nível de rigidez. Conclui-se que a rigidez das ligações e o índice de esbeltez da edificação são fatores decisivos para a definição da altura máxima viável em sistemas pré-moldados, e que o uso de ligações semirrígidas intermediárias pode representar um equilíbrio entre desempenho estrutural e viabilidade executiva.

Palavras-chave: Concreto pré-moldado. Estabilidade global. Ligações semirrígidas. Índice de esbeltez.

ABSTRACT

This undergraduate thesis investigates the influence of beam–column connection stiffness on the global stability of precast concrete buildings, seeking to relate this stiffness to the maximum feasible building height. To this end, three-dimensional structural models were developed in the Eberick software for two different plan typologies: one less slender and one more slender, both configured as frame systems with columns fixed to the foundation. For each typology, an initial configuration was adopted with a smaller number of storeys and fully pinned connections and, from this baseline, gradual increments were applied both to the number of storeys and to the stiffness of the beam–column connections, represented by the parameter αR , varying from 0.0 (pinned) to 0.50 (semi-rigid with intermediate restraint). At each step, the γ_z stability coefficient, global and inter-storey horizontal displacements, and the slenderness ratio were evaluated, verifying compliance with the code-specified limits. The results showed that, for the less slender structure, it was possible to reach up to 11 storeys with connections of $\alpha R = 0.50$, whereas for the more slender structure the limit decreased to 6 storeys for the same stiffness level. It is concluded that connection stiffness and the building slenderness ratio are decisive factors in defining the maximum feasible height in precast concrete systems, and that the use of intermediate semi-rigid connections may provide a balance between structural performance and constructability.

Keywords: Precast concrete. Global stability. Semi-rigid connections. Slenderness ratio.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Componentes de movimento e graus de liberdade no espaço tridimensional	20
Figura 2 – Variações dos tipos de vínculos	20
Figura 3 – Representação de uma ligação rotulada	22
Figura 4 – Representação de uma ligação engastada	23
Figura 5 – Distribuição de momentos conforme o tipo de ligação	24
Figura 6 – Fator de Restrição à Rotação	25
Figura 7 – Rotação na extremidade da viga	26
Figura 8 – Tipologia 1 e 2	28
Figura 9 – Tipologia 3 e 4	29
Figura 10 – Tipologia 5 e 6	30
Figura 11 – Efeito de 1ª e 2ª ordem em pórticos planos	33
Figura 12 – Efeitos de 1ª e 2ª ordem em pilar engastado na base e livre na extremidade	34
Figura 13 – Comportamento não linear do concreto	36
Figura 14 – Representação esquemática do índice de esbeltez	43
Figura 15 – Visão em planta das duas estruturas analisadas	50
Figura 16 – Detalhe do consolo retangular para apoio das lajes treliçadas	54
Figura 17 – Parâmetros do Eberick configurados para análise da estrutura	56
Figura 18 – Visualização 3D da estrutura pré-moldada com 1 pavimento	59
Figura 19 – Visualização 3D da estrutura pré-moldada com 2 pavimentos	60
Figura 20 – Visualização 3D da estrutura pré-moldada com 3 pavimentos	61
Figura 21 – Visualização 3D da estrutura pré-Moldada com 6 pavimentos	63
Figura 22 – Visualização 3D da estrutura pré-moldada com 8 pavimentos	65
Figura 23 – Visualização 3D da estrutura pré-moldada com 10 pavimentos	67
Figura 24 – Visualização 3D da estrutura pré-moldada com 11 pavimentos	69
Figura 25 – Visualização 3D da estrutura pré-moldada com 1 pavimento	73
Figura 26 – Visualização 3D da estrutura pré-moldada com 3 pavimentos	75
Figura 27 – Visualização 3D da estrutura pré-moldada com 4 pavimentos	76
Figura 28 – Visualização 3D da estrutura pré-moldada com 5 pavimentos	78
Figura 29 – Visualização 3D da estrutura pré-moldada com 6 pavimentos	81
Figura 30 – Visualização 3D do Residencial Giuliana von Mechelen	95
Figura 31 – Planta Adaptada do Pavimento Tipo	96

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Resumo dos valores de k e L_{ed} para tipologia das ligações viga-pilar.....	31
Tabela 2 – Classificação das ligações em relação ao fator de restrição à rotação ...	32
Tabela 3 – Classificação das ligações em estruturas pré-moldadas.....	33
Tabela 4 – Comparação entre valores de rigidez propostos pelas normas.....	37
Tabela 5 – Classificação das ligações em estruturas pré-moldadas.....	40
Tabela 6 – Limites de deslocamentos horizontais globais	42
Tabela 7 – Classificação da Estrutura quanto ao Índice de Esbeltez.....	44
Tabela 8 – Resumo dos Modelos Analisados	51
Tabela 9 – Ações atuantes nas estruturas modeladas.....	52
Tabela 10 – Ligação rotulada x deslocamentos do modelo 1A	59
Tabela 11 – Ligação rotulada x deslocamentos do Modelo 1B	60
Tabela 12 – Grau de engastamento 0,10 x deslocamentos por pavimento	62
Tabela 13 – Grau de engastamento 0,20 x deslocamentos por pavimento	63
Tabela 14 – Grau de engastamento 0,30 x deslocamentos por pavimento	65
Tabela 15 – Grau de engastamento 0,40 x deslocamentos por pavimento	67
Tabela 16 – Grau de engastamento 0,50 x deslocamentos por pavimento	69
Tabela 17 – Grau de engastamento 0,60 x deslocamentos por pavimento	71
Tabela 18 – Ligação rotulada x deslocamentos por pavimento	73
Tabela 19 – Grau de engastamento 0,10 x deslocamentos por pavimento	75
Tabela 20 – Grau de engastamento 0,20 x deslocamentos por pavimento.	77
Tabela 21 – Grau de engastamento 0,30 x Deslocamentos por pavimento.....	78
Tabela 22 – Grau de engastamento 0,40 x deslocamentos por pavimento	80
Tabela 23 – Grau de engastamento 0,50 x deslocamentos por pavimento	81
Tabela 24 – Grau de engastamento 0,60 x deslocamentos por pavimento	83
Tabela 25 – Grau de engastamento da ligação x altura máxima viável	84
Tabela 26 – Grau de engastamento das ligações semirrígidas por pavimento.....	87

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Limites dos Deslocamentos para Ligação Rotulada	60
Gráfico 2 - Limite dos deslocamentos para grau de engastamento 0,10	62
Gráfico 3 - Limite dos deslocamentos para grau de engastamento 0,20	64
Gráfico 4 - Limite dos deslocamentos para grau de engastamento 0,30	66
Gráfico 5 - Limite dos deslocamentos para grau de engastamento 0,40	68
Gráfico 6 - Limite dos deslocamentos para grau de engastamento 0,50	70
Gráfico 7 - Limite dos deslocamentos para grau de engastamento 0,60	72
Gráfico 8 – Limite dos Deslocamentos para Ligações Rotuladas	74
Gráfico 9 - Limite dos deslocamentos para grau de engastamento 0,10	76
Gráfico 10 - Limite dos deslocamentos para grau de engastamento 0,20	77
Gráfico 11 - Limite dos deslocamentos para grau de engastamento 0,30	79
Gráfico 12 - Limite dos Deslocamentos para grau de engastamento 0,40	80
Gráfico 13 - Limite dos deslocamentos para grau de engastamento 0,50	82
Gráfico 14 - Limite dos deslocamentos para grau de engastamento 0,60	83
Gráfico 15 - Limite dos deslocamentos para a altura máxima de cada estrutura	85

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ABCIC	Associação Brasileira da Construção Industrializada de Concreto
CA	Concreto armado
CP	Concreto protendido
CPM	Concreto pré-moldado
CICS	Centro de Inovação em Construção Sustentável
ELS	Estado Limite de Serviço
ELU	Estado Limite Último
FIB	Fédération internationale du béton (Federação Internacional do Concreto)
IFSC	Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Santa Catarina
NBR	Norma Brasileira (norma técnica da ABNT)
PΔ	Processo P-Delta
TCC	Trabalho de Conclusão de Curso
γ_z	Gama-Z - Coeficiente de efeitos de segunda ordem (adimensional)
α_R	Alfa-R - Grau de engastamento da ligação viga-pilar (adimensional)

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
1.1	Justificativa	16
1.2	Definição do Problema	16
1.3	Objetivo Geral	17
1.4	Objetivos Específicos	17
1.5	Estrutura do Trabalho	18
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	19
2.1	Grau de Estaticidade das Estruturas e Tipos de Vínculos	19
2.2	Sistemas estruturais para garantia da estabilidade global	21
2.3	Influência das Ligações	22
2.4	Ligação semirrígida em estruturas pré-moldadas de concreto	24
2.4.1	Fator de Restrição à Rotação (α_R)	25
2.4.1.1	<i>Classificação das Ligações</i>	32
2.5	Estabilidade Global da Estrutura	33
2.5.1	Consideração da Não-linearidade Física	36
2.6	Não linearidade geométrica	37
2.6.1	Coeficiente γ_z	39
2.6.2	Comparação entre o γ_z e o Processo $P\Delta$	40
2.6.3	Deslocamentos horizontais globais	41
2.6.4	Índice de Esbeltez.....	42
2.7	Ações Atuantes na Estrutura	44
2.7.1	Ações Permanentes	45
2.7.2	Ações Variáveis e Excepcionais	45
2.7.2.1	<i>Ação do Vento</i>	45
2.7.3	Ações de cálculo e combinações de ações.....	46
3	METODOLOGIA	48
3.1	Métodos aplicados	50
3.1.1	Características gerais da edificação	50
3.1.2	Pré-dimensionamento da Estrutura.....	51
4	APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS	58
4.1	Análise dos modelos estruturais	58
4.1.1	Estrutura 1.....	58
4.1.1.1	<i>MODELO 1A - Ligação Viga-pilar Rotulada com 1 Pavimento</i>	58
4.1.1.2	<i>MODELO 1B - Ligação Viga-pilar Rotulada com 2 Pavimentos</i>	59
4.1.1.3	<i>MODELO 1C - Ligação Articulada ($\alpha_R = 0,10$) com 2 e 3 Pavimentos</i>	61
4.1.1.4	<i>MODELO 1D - Ligação Semirrígida ($\alpha_R = 0,20$) com 4, 5 e 6 Pavimentos</i>	63
4.1.1.5	<i>MODELO 1E - Ligação Semirrígida ($\alpha_R = 0,30$) com 7 e 8 Pavimentos</i>	64
4.1.1.6	<i>MODELO 1F - Ligação Semirrígida ($\alpha_R = 0,40$) com 9 e 10 Pavimentos</i>	66
4.1.1.7	<i>MODELO 1G - Ligação Semirrígida ($\alpha_R = 0,50$) com 11 Pavimentos</i>	68
4.1.1.8	<i>MODELO 1H - Ligação Semirrígida ($\alpha_R = 0,60$)</i>	71
4.1.2	Estrutura 2.....	73
4.1.2.1	<i>MODELO 2A - Ligação Viga-pilar Rotulada com 1 Pavimento</i>	73
4.1.2.2	<i>MODELO 2B - Ligação Articulada ($\alpha_R = 0,10$) com 2 e 3 Pavimentos</i>	74
4.1.2.3	<i>MODELO 2C - Ligação Semirrígida ($\alpha_R = 0,20$) com 4 Pavimentos</i>	76
4.1.2.4	<i>MODELO 2D - Ligação Semirrígida ($\alpha_R = 0,30$) com 5 Pavimentos</i>	78

4.1.2.5	<i>MODELO 2E - Ligação Semirrígida ($\alpha_R = 0,40$) com 5 Pavimentos</i>	79
4.1.2.6	<i>MODELO 2F - Ligação Semirrígida ($\alpha_R = 0,50$) com 6 Pavimentos</i>	81
4.1.2.7	<i>MODELO 2G - Ligação Semirrígida ($\alpha_R = 0,60$)</i>	82
4.2	Análise e discussão dos resultados	84
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	87
5.1	Sugestões para trabalhos futuros	89
	REFERÊNCIAS	91
	ANEXOS	94
	ANEXO A – Edificação Modelo para Análise Estrutural	95

1 INTRODUÇÃO

O desenvolvimento e a disseminação de novas tecnologias construtivas são fundamentais para o setor da construção civil evoluir e alcançar melhores resultados econômicos e operacionais. Nesse contexto, a pré-fabricação surge como uma solução promissora para aumentar a produtividade, a qualidade e a sustentabilidade das obras. (CICS, 2019).

Esse método construtivo baseia-se na produção prévia e controlada de peças e componentes (estruturais ou de vedação), aproveitando os ganhos de qualidade e escala típicos do ambiente fabril, para que cheguem ao canteiro apenas para a etapa de montagem da edificação.

Segundo El Debs (2017), as características do concreto pré-moldado (CPM) proporcionam benefícios significativos, como: diminuição do tempo de construção — fator crítico em muitos empreendimentos; redução do desperdício de materiais — problema crônico nos canteiros convencionais; e a concentração de atividades na fábrica — o que contribui para um ambiente de trabalho mais seguro, diminuindo a exposição dos trabalhadores a riscos no canteiro.

Ao estudar a concepção estrutural de edificações, um conceito preliminar importante está relacionado a qualquer tipo de estrutura: a estabilidade global. Essa análise consiste em verificar, ainda na fase de projeto, os deslocamentos da estrutura quando submetida às ações e cargas previstas, o que permite identificar as reações que ocorrem no conjunto da edificação e assegurar que ela seja capaz de suportar os esforços aos quais estará sujeita. Nesse contexto, é fundamental compreender as diretrizes que orientam o desenvolvimento dos projetos estruturais, garantindo que eles estejam em conformidade com as normas técnicas vigentes, as quais possuem caráter obrigatório no Brasil e visam assegurar a segurança e o desempenho das construções.

A ABNT NBR 9062:2017 é a norma específica que trata de estruturas em concreto pré-moldado e, em sua terceira edição, estabelece as condições mínimas para o projeto, dimensionamento, produção, montagem e controle de qualidade dos elementos estruturais, definindo os requisitos que devem ser atendidos ao longo de todas as etapas da concepção e execução desse tipo de sistema. Esta norma

determina que, “de modo geral, aplicam-se às estruturas de concreto pré-moldado os processos de cálculo relativos às estruturas moldadas no local, conforme disposto na ABNT NBR 6118”. (ABNT NBR 9062, 2017, p. 6).

Com isso, este trabalho tem como objetivo identificar e compreender os parâmetros e coeficientes adotados para a avaliação da estabilidade global de estruturas, conforme estabelecido pelas normas ABNT NBR 9062:2017 e ABNT NBR 6118:2023, buscando esclarecer os critérios normativos aplicáveis às ligações viga-pilar e deslocamentos horizontais máximos.

De acordo com Marin (2009), a estabilidade global das estruturas em concreto pré-moldado depende fortemente do comportamento das ligações entre os elementos estruturais. Isso ocorre porque essas ligações são responsáveis por transmitir os esforços de uma peça para outra, limitando os deslocamentos relativos entre elas. Quanto mais rígidas forem as ligações, menor será a tendência de deslocamento da estrutura, o que contribui diretamente para sua estabilidade. Diante disso, o desenvolvimento e a análise de soluções em ligações semirrígidas ou rígidas em estruturas pré-moldadas tornam-se temas de pesquisa relevantes, especialmente quando se trata da avaliação da estabilidade de edificações de múltiplos pavimentos.

Este Trabalho de Conclusão de Curso insere-se nesse cenário, investigar o comportamento das ligações viga-pilar em função da altura da edificação, de modo a compreender como a rigidez dessas ligações influencia o desempenho global de estruturas em concreto pré-moldado. Para isso, serão analisadas duas tipologias estruturais distintas, ambas com sistema de pórticos constituídos por pilares engastados na fundação e ligações viga-pilar semirrígidas: uma edificação de planta menos esbelta e outra de planta mais delgada. A comparação entre esses dois modelos permitirá avaliar de que forma a combinação entre rigidez das ligações e geometria em planta condiciona os limites de altura e a estabilidade global de estruturas em concreto pré-moldado. Inserido nesse contexto, o trabalho também busca avaliar o estudo da estabilidade global, por meio de modelagem em *software* de cálculo estrutural (EBERICK), utilizando como referência os parâmetros γ_z e os deslocamentos horizontais estabelecidos pelas normas técnicas vigentes.

1.1 Justificativa

A crescente demanda por maior produtividade e sustentabilidade na construção civil brasileira tem impulsionado o uso de sistemas industrializados, entre os quais o concreto pré-moldado (CPM) se destaca como uma alternativa promissora. No entanto, apesar dos reconhecidos benefícios do CPM, sua aplicação em edifícios de múltiplos pavimentos ainda enfrenta barreiras culturais e técnicas.

Justifica-se a realização deste trabalho pela importância de compreender e aplicar corretamente as diretrizes normativas que regem o projeto de estruturas de concreto, especialmente no que se refere à estabilidade global. A ABNT NBR 9062:2017, voltada especificamente para estruturas em concreto pré-moldado, estabelece requisitos que, em grande parte, remetem aos procedimentos definidos na ABNT NBR 6118:2023, norma geral para estruturas de concreto armado e protendido moldadas no local. Assim, este estudo busca contribuir para o entendimento dos critérios normativos aplicáveis a estruturas pré-moldadas. Ainda, com o aumento do número de pavimentos, os deslocamentos horizontais e os efeitos de segunda ordem passam a exercer influência significativa no comportamento global das estruturas. Nesse contexto, a rigidez das ligações viga-pilar desempenha um papel crucial na estabilidade de edificações pré-moldadas. Aprofundar a compreensão dessa relação é fundamental para o desenvolvimento de projetos estruturais mais condizentes com o comportamento real das edificações, contribuindo para a segurança e a eficiência das estruturas.

1.2 Definição do Problema

Observa-se que, no Brasil, a utilização de sistemas estruturais pré-moldados em edifícios de grande altura ainda é relativamente limitada em comparação às soluções tradicionais. Diante dessa limitação, o problema de pesquisa que norteia este trabalho consiste em identificar os impedimentos técnicos específicos, com foco nas ligações estruturais e na garantia da estabilidade global, que restringem a aplicação do sistema construtivo em concreto pré-moldado em edifícios de múltiplos pavimentos, bem como apontar soluções ou abordagens de projeto que possam viabilizar ou otimizar seu uso nesse tipo de estrutura.

1.3 Objetivo Geral

Analisar como a variação da rigidez das ligações viga-pilar influencia a estabilidade de edificações em concreto pré-moldado, por meio de modelos estruturais com diferentes geometrias em planta e múltiplos pavimentos, verificando os valores do coeficiente γ_z e os limites de deslocamentos horizontais, de modo a identificar a altura máxima viável para cada arranjo estrutural.

1.4 Objetivos Específicos

- a) Verificar os principais sistemas estruturais e mecanismos que contribuem para a estabilidade global de edificações pré-moldadas;
- b) Identificar os parâmetros normativos relevantes para o estudo, considerando os critérios de estabilidade e deslocamentos previstos na ABNT NBR 6118:2023 e ABNT NBR 9062:2017 para estruturas em concreto pré-moldado;
- c) Desenvolver, no *software* de cálculo estrutural Eberick, modelos de duas tipologias de edificações em concreto pré-moldado, diferenciadas pela geometria em planta;
- d) Incrementar progressivamente a altura das edificações, ampliando o número de pavimentos e a rigidez das ligações viga-pilar, com o objetivo de analisar a evolução do coeficiente γ_z e dos deslocamentos horizontais globais e relativos;
- e) Identificar os limites normativos de deslocamento horizontal para cada combinação de altura e rigidez da ligação viga-pilar;
- f) Determinar o índice de esbeltez de cada modelo, classificando as estruturas conforme a proporção entre altura e largura em planta;
- g) Avaliar, com base nos resultados das simulações, a quantidade máxima viável de pavimentos para edificações em concreto pré-moldado com sistema de pórticos.

1.5 Estrutura do Trabalho

Este trabalho está organizado em cinco capítulos, além das referências bibliográficas e dos anexos.

No Capítulo 1, apresenta-se a introdução ao tema, o problema de pesquisa, os objetivos gerais e específicos, a justificativa e o enquadramento do estudo no contexto das estruturas em concreto pré-moldado.

O Capítulo 2 reúne o referencial teórico, abordando os sistemas estruturais em concreto pré-moldado, o comportamento das ligações viga-pilar, os efeitos de segunda ordem, os parâmetros de estabilidade global, e os principais critérios normativos estabelecidos pelas ABNT NBR 6118:2023 e ABNT NBR 9062:2017.

No Capítulo 3, descreve-se a metodologia adotada, incluindo os procedimentos de revisão bibliográfica, a definição das tipologias estruturais analisadas, o pré-dimensionamento dos elementos, o lançamento das ações e a modelagem numérica em *software* de cálculo estrutural, bem como os parâmetros considerados na avaliação da estabilidade.

O Capítulo 4 apresenta e discute os resultados obtidos nas simulações, inicialmente descrevendo as características geométricas e de carregamento dos modelos estruturais e, em seguida, analisando a influência da rigidez das ligações viga-pilar e do índice de esbeltez na altura máxima viável de cada estrutura.

Por fim, o Capítulo 5 expõe as conclusões do estudo, destacando as principais contribuições da pesquisa, as limitações identificadas e as sugestões para trabalhos futuros relacionados à estabilidade global de edificações em concreto pré-moldado com ligações semirrígidas.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

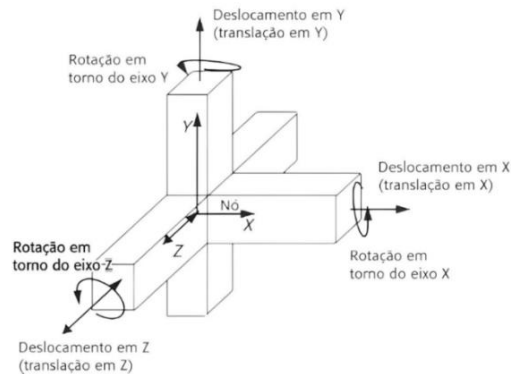
Este capítulo apresenta o referencial teórico essencial para embasar o desenvolvimento e a compreensão do presente Trabalho de Conclusão de Curso. São abordados conceitos fundamentais relacionados à estabilidade global de estruturas de concreto pré-moldado, com ênfase na influência das ligações viga-pilar. A revisão da literatura contempla ainda os métodos de análise recomendados pelas normas técnicas brasileiras, bem como estudos acadêmicos que subsidiam a aplicação prática dos modelos computacionais.

2.1 Grau de Estaticidade das Estruturas e Tipos de Vínculos

No campo da engenharia estrutural, compreender o conceito de estaticidade e os tipos de vínculos é essencial para entender o comportamento de vigas com ligações rotuladas, semirrígidas ou rígidas, que influenciam diretamente na distribuição dos esforços, na estabilidade global e no desempenho estrutural do sistema, sobretudo em projetos que utilizam concreto pré-moldado. Essa compreensão permite identificar como os diferentes elementos que compõem a estrutura interagem entre si e com o ambiente. Nesse sentido, Almeida (2009) define a estrutura como um conjunto formado por partes resistentes, interligadas por meio de vínculos, também conhecidos como apoios, que constituem um sistema estrutural capaz de transmitir os esforços (cargas) até o solo, garantindo o equilíbrio e a estabilidade do conjunto.

De acordo com Campos (2022), um corpo livre no espaço tridimensional possui seis graus de liberdade, correspondentes às possibilidades de movimento de translação e rotação em relação aos três eixos coordenados, conforme Figura 1, sendo que cada um desses movimentos representa um grau de liberdade distinto.

Figura 1 – Componentes de movimento e graus de liberdade no espaço tridimensional



Fonte: Campos (2022).

Conforme explica Almeida (2009), quando uma força é aplicada a um corpo rígido, ela tende a provocar um deslocamento linear (translação), enquanto a aplicação de um momento produz uma tendência de deslocamento angular, ou rotação. Esses conceitos são fundamentais para compreender o comportamento dos elementos estruturais e os diferentes tipos de vínculos que limitam seus movimentos. Com base nessa compreensão, Sussekind (1981) explica que a estática relaciona o número de apoios ou vínculos de uma estrutura ao número de graus de liberdade que precisam ser restringidos para garantir seu equilíbrio. Campos (2022) destaca que os apoios têm a função de limitar esses graus de liberdade, gerando reações nas direções dos movimentos impedidos. Esses dispositivos podem ser classificados (conforme a quantidade de movimentos restringidos) em apoio simples ou móvel, articulação fixa ou rótula, engaste e engaste parcial, como ilustrado na Figura 2.

Figura 2 – Variações dos tipos de vínculos

Apoio simples ou móvel	Articulação fixa ou rótula	Engaste	Engaste parcial
Impede apenas o deslocamento na direção Y, permitindo livre rotação, assim como o deslocamento na direção X (no plano). Símbolo:	Impede deslocamento nas direções X e Y, permitindo livre rotação. Símbolo:	Impede deslocamentos nas direções X e Y, além de não permitir a livre rotação. Símbolo:	Impede parcialmente deslocamentos nas direções X e Y, assim como a rotação. Símbolo:

Fonte: Campos (2022).

Segundo Reis e Camotin (2001, *apud* Marin, 2009), considera-se que uma estrutura submetida a forças externas assume uma configuração de equilíbrio, definida pelos deslocamentos de seus pontos. Essa configuração é chamada de estável quando a estrutura retorna à posição original após uma pequena perturbação, ou instável quando não retorna.

2.2 Sistemas estruturais para garantia da estabilidade global

Segundo Campos (2022), o sistema estrutural pode ser compreendido como o arranjo dos elementos que constituem a estrutura, como pórticos, barras e placas, de modo a satisfazer tanto as exigências arquitetônicas quanto os requisitos de segurança do projeto. Esse arranjo funciona como um esqueleto resistente, que viabiliza a criação dos espaços pretendidos para a edificação. O processo começa com o delineamento da estrutura, que define seus limites e estabelece a forma tridimensional do projeto. A partir dessa concepção do sistema estrutural, torna-se evidente que sua eficiência depende não apenas da correta disposição dos elementos, mas também da forma como o conjunto reage às ações aplicadas. Nesse contexto, garantir a estabilidade global de estruturas de concreto pré-moldado é um desafio fundamental para o desempenho do sistema, especialmente em razão do comportamento individualizado dos elementos estruturais e da presença de ligações que podem apresentar diferentes rigidezes, dependendo do método construtivo adotado. O item 5.1.2 da ABNT NBR 9062:2017 enumera os sistemas estruturais usados nas estruturas pré-moldadas para garantir a estabilidade global, podendo atuar isolados ou em combinação entre si:

- a) pilares engastados na fundação, podendo estar associados a vigas articuladas;
- b) pórtico composto por pilares e vigas, interligados entre si por meio de ligações resistentes a momentos fletores;
- c) elementos de contraventamento, como paredes, ou contraventamento tipo X.

- d) estruturas de pisos ou cobertura que formam diafragmas que garantem a transferência de esforços horizontais para os elementos verticais de sustentação e contraventamento.

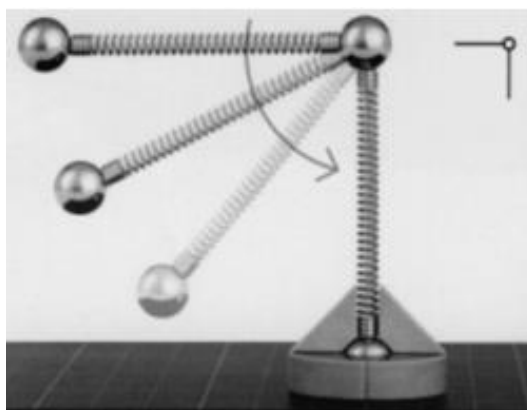
Montes *et al.* (2018), afirmam que a estabilidade global de uma estrutura pode ser aprimorada ao se adotar soluções como o aumento da rigidez das ligações entre vigas e pilares ou a utilização de sistemas de contraventamento, como o núcleo rígido. Esses recursos, inclusive combinados, contribuem para que edifícios possam alcançar maior altura e permanecer estáveis.

2.3 Influência das Ligações

Na etapa de análise de um projeto estrutural, segundo Neto (2012), cabe ao engenheiro elaborar um modelo matemático que represente com a maior precisão possível a estrutura a ser construída, sendo necessário realizar o levantamento de dados como carregamentos, dimensões dos elementos e condições de apoio (que representam o tipo de ligação entre as peças estruturais). Em um projeto típico, essas ligações geralmente são dadas por:

- a) Apoios rotulados (articulados): são vínculos que restringem as translações e não transmitem momento fletor, permitindo a rotação relativa entre os elementos conectados. Conforme observado em modelos que representam as ligações com molas, na Figura 3, a ligação entre as barras por meio de esferas é caracterizada como rotulada, pois possibilita que as peças girem livremente em torno do ponto de ligação.

Figura 3 – Representação de uma ligação rotulada



Fonte: Frassetto (2018).

- b) Engastes: são ligações em que não há liberdade para rotação entre os elementos conectados, ou seja, as peças permanecem rigidamente unidas, sem permitir movimentos angulares (o ângulo formado entre os eixos dos elementos não varia). Em modelos que utilizam molas para representar o comportamento das ligações, ao se adicionar um elemento que restrinja a rotação, transforma-se a ligação rotulada em uma ligação rígida, impedindo que as peças girem em torno do ponto de conexão.

Figura 4 – Representação de uma ligação engastada

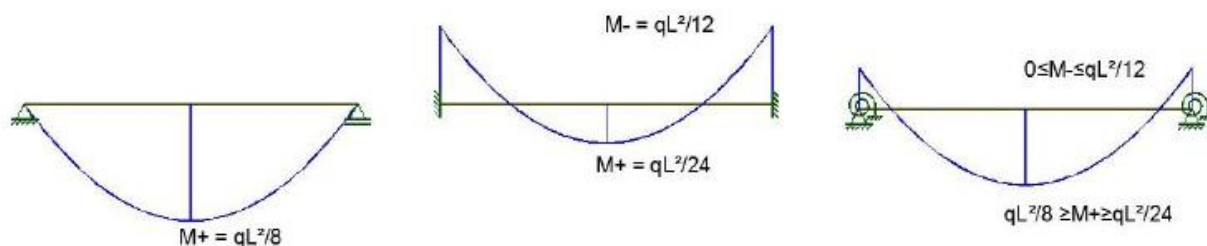


Fonte: Frasseto (2018).

Entretanto as ligações construídas na prática geralmente não atingem a rigidez ideal para se comportarem como engastes perfeitos, ou como articulações totalmente livres. Assim, grande parte das ligações reais apresentam um comportamento intermediário e são classificadas como semirrígidas. Este tipo de ligação caracteriza-se por permitir certa rotação relativa entre os elementos conectados, mas ainda sendo capaz de transmitir parte dos momentos fletores que incidem na estrutura. (Neto, 2012).

Em seu estudo, Marostega (2016) demonstra a influência das ligações através do cálculo do momento fletor em uma barra com diferentes tipos de apoio. Para um carregamento uniforme 'q', uma viga com apoios simples (biapoiada) apresenta o maior momento fletor no centro do vão. Já em uma viga perfeitamente engastada nas extremidades (biengastada), os maiores valores absolutos de momento ocorrem junto aos engastes. No caso de uma viga com ligações semirrígidas, a distribuição dos momentos fica em um nível intermediário entre os casos de vigas biapoiadas e biengastadas, conforme ilustrado na Figura 5.

Figura 5 – Distribuição de momentos conforme o tipo de ligação



Fonte: Adptado de Marostega (2016).

2.4 Ligação semirrígida em estruturas pré-moldadas de concreto

O sistema estrutural em concreto pré-moldado (CPM) caracteriza-se pela fabricação das peças estruturais (como vigas, lajes e pilares) em local diferente daquele onde serão utilizadas definitivamente. Essa prática oferece vantagens como maior controle de qualidade, redução de desperdício e maior rapidez na execução da obra. O bom desempenho do sistema, contudo, depende da eficiência das ligações entre os elementos estruturais. Essas ligações têm a função de garantir a transmissão dos esforços entre as peças e podem ser executadas por diferentes métodos, como o uso de chumbadores, soldas, grauteamento e traspasse de armaduras, dependendo do tipo de ligação projetada e do grau de rigidez desejado. A escolha correta do tipo de ligação é fundamental para assegurar o desempenho da estrutura, pois influencia diretamente na estabilidade global, no comportamento sob cargas e na durabilidade do sistema.

De acordo com Lins (2013 *apud* Montes *et al.*, 2018), o bom desempenho das estruturas pré-moldadas de concreto depende da rigidez das ligações entre vigas e pilares, pois ligações mais rígidas proporcionam maior estabilidade e melhor distribuição dos esforços. Contudo, apesar de serem teoricamente a melhor opção para garantir o funcionamento perfeito da estrutura, as ligações rígidas tendem a reproduzir o comportamento das estruturas de concreto moldado no local, e exigem processos construtivos mais complexos, maiores recursos e mais tempo para execução, o que pode comprometer as principais vantagens do sistema pré-moldado. Segundo Miotto (2002), ao se considerar o efeito da ligação semirrígida nas estruturas pré-moldadas, obtêm-se significativas economias, seja pela redução da mão de obra

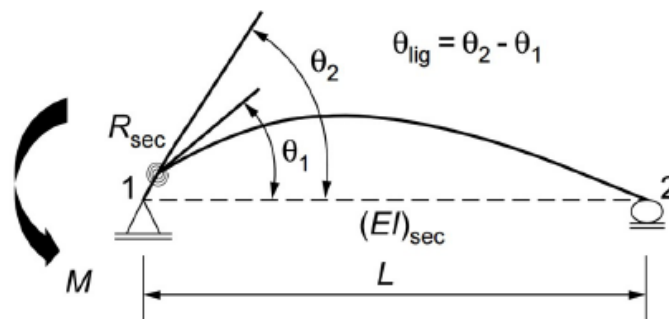
exigida na execução de ligações rígidas, seja pela possibilidade de diminuir as dimensões dos elementos estruturais em comparação às soluções totalmente articuladas. Esse equilíbrio entre facilidade construtiva e desempenho estrutural permite otimizar o uso de materiais, reduzir custos e manter a segurança e a estabilidade da edificação.

A principal diferença entre ligações articuladas, semirrígidas e rígidas está na capacidade de absorver momentos fletores: quanto maior essa capacidade, maior será a rigidez da ligação, resultando em menores deformações e deslocamentos na estrutura, o que contribui para garantir a estabilidade global. No entanto, ligações que transmitem momentos fletores geralmente exigem maior cuidado e trabalho em sua execução, o que pode impactar no custo e no prazo da obra (Marin, 2009).

2.4.1 Fator de Restrição à Rotação (α_R)

O fator α_R é um parâmetro utilizado pela norma de estruturas de concreto pré-moldado “definido pela razão da rotação θ_1 da extremidade do elemento em relação à rotação combinada θ_2 do elemento e da ligação, devido ao momento de extremidade” (ABNT NBR 9062, 2017, p. 9), conforme a Figura 6. Segundo Montes *et al.* (2018), este fator varia de 0 a 1 representando os casos extremos de uma ligação: a situação articulada e a perfeitamente rígida, respectivamente.

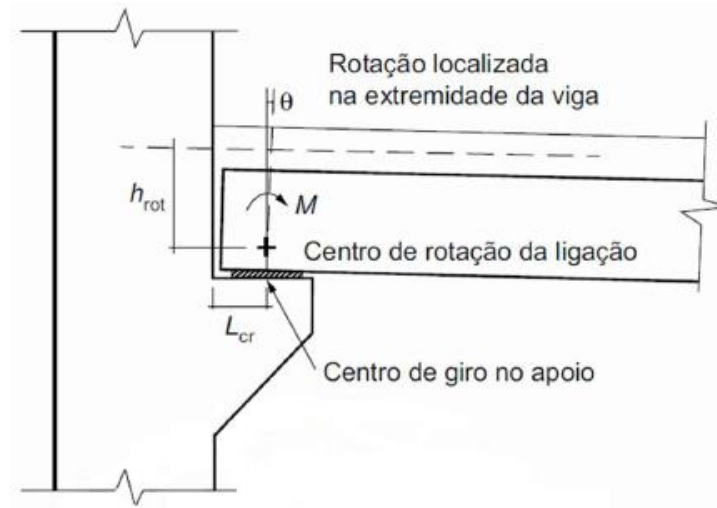
Figura 6 – Fator de Restrição à Rotação



Fonte: NBR 9062 (2017).

A rotação da ligação deve ser medida no centro de giro do apoio, conforme ilustrado abaixo na Figura 7:

Figura 7 – Rotação na extremidade da viga



Fonte: ABNT NBR 9062 (2017).

Onde:

h_{rot} é a distância entre a barra tracionada até o centro de rotação da ligação;

L_{cr} é a distância entre a face do pilar até o centro de rotação da ligação.

O fator α_R expressa, de forma adimensional, o quanto a ligação é capaz de resistir à rotação provocada por um momento fletor, permitindo quantificar se o comportamento da ligação é mais próximo de um engaste ou uma articulação.

O fator α_R pode ser estabelecido conforme a Equação 1 a seguir:

$$\alpha_R = \frac{\theta_1}{\theta_2} = \left[1 + \frac{3(EI)_{sec}}{R_{sec}L_{ef}} \right]^{-1} \quad (1)$$

Onde:

$(EI)_{sec}$ é a rigidez secante da viga considerada na análise estrutural. É o coeficiente que leva em conta a não linearidade física do elemento (viga) conforme Equação 2;

L_{ef} é o vão efetivo entre os centros de giros nos apoios da viga;

R_{sec} é a rigidez secante ao momento fletor (à flexão negativa) da ligação viga-pilar, conforme Equação 3.

$$(EI)_{sec} = 5 \cdot E_{ci} \cdot I_c \quad (2)$$

Onde:

I_c é o momento de inércia da seção bruta de concreto;

E_{ci} é o módulo de deformação tangente inicial (módulo de elasticidade do concreto). Pode ser substituído pelo valor de

$$E_{ci} = 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (\text{com } f_{ck} \text{ em Mpa}).$$

$$R_{sec} = k \cdot \frac{A_s E_s d^2}{L_{ed}} \quad (3)$$

Onde:

k é o coeficiente de ajustamento da rigidez secante conforme a tipologia da ligação;

L_{ed} é o comprimento efetivo de deformação por alongamento da armadura de continuidade conforme a tipologia da ligação;

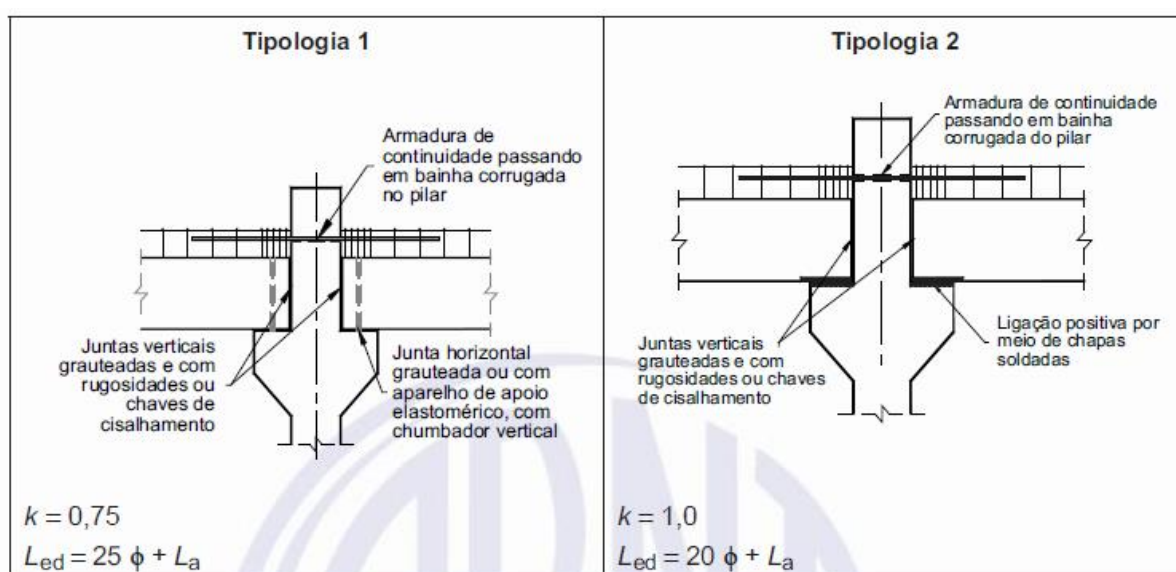
d é a altura útil da seção resistente na ligação negativa;

E_s é o módulo de elasticidade do aço;

A_s é a armadura de continuidade negativa, respeitando o limite $M_{y,lim} = 0,9 \cdot A_s f_{yk} d$ (conforme item 5.1.2.9 – b da NBR 9062:2017).

Para o cálculo da rigidez secante das ligações viga-pilar, a ABNT NBR 9062:2017, em seu item 5.1.2.10, define o coeficiente de ajustamento (k) e fornece orientações para determinar o comprimento efetivo de deformação (L_{ed}) de acordo com as diferentes tipologias de ligação. Essas recomendações são ilustradas nas figuras 8, 9 e 10, que apresentam exemplos típicos de ligações em estruturas de concreto pré-moldado. Para tipologias de ligações não contempladas pela norma, Reuter (2019) explica que é necessário validar experimentalmente o valor da rigidez secante da relação momento-rotação.

Figura 8 – Tipologia 1 e 2

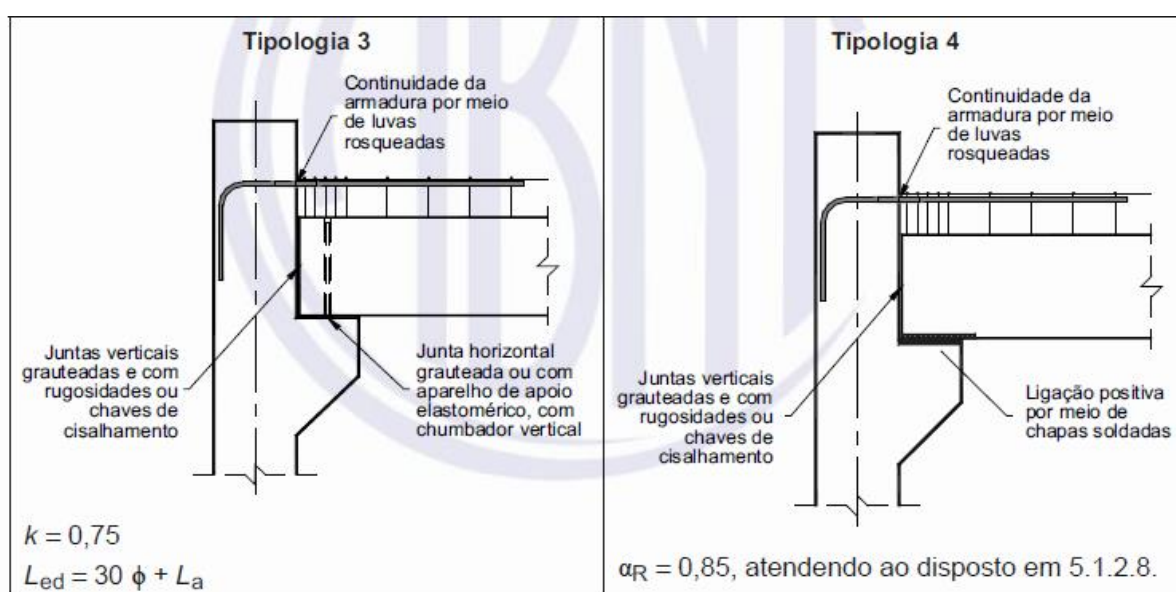


Fonte: NBR 9062 (2017).

- a) Na Tipologia 1, a ligação entre a viga e o pilar ocorre em um pilar interno e é caracterizada pela continuidade da armadura negativa da laje, que passa por dentro de uma bainha corrugada posicionada no pilar, garantindo a transferência de esforços negativos. As juntas verticais são grauteadas, podendo apresentar rugosidades ou chaves de cisalhamento para melhorar a resistência. Já a junta horizontal pode ser grauteada ou utilizar aparelhos de apoio elastoméricos, além de chumbadores verticais para auxiliar na transmissão de cargas (atuam também como elementos de ancoragem, assegurando a estabilidade durante a fase de montagem). Para essa configuração, a norma recomenda o coeficiente de rigidez secante k igual a 0,75 e o comprimento efetivo de deformação L_{ed} calculado como 25 vezes o diâmetro da armadura mais o comprimento de ancoragem (L_a).

- b) Na Tipologia 2, a armadura de continuidade também passa por bainha corrugada no pilar, de forma semelhante à Tipologia 1. Entretanto, nesta configuração, utiliza-se ligação positiva entre a viga e o pilar, realizada por meio de chapas soldadas, que proporcionam maior rigidez à ligação. As juntas verticais mantêm o critério de grauteamento, com rugosidades ou chaves de cisalhamento. Para esta tipologia, o coeficiente k recomendado é 1,0, e o comprimento L_{ed} é calculado como 20 vezes o diâmetro da armadura somado ao comprimento de ancoragem L_a .

Figura 9 – Tipologia 3 e 4

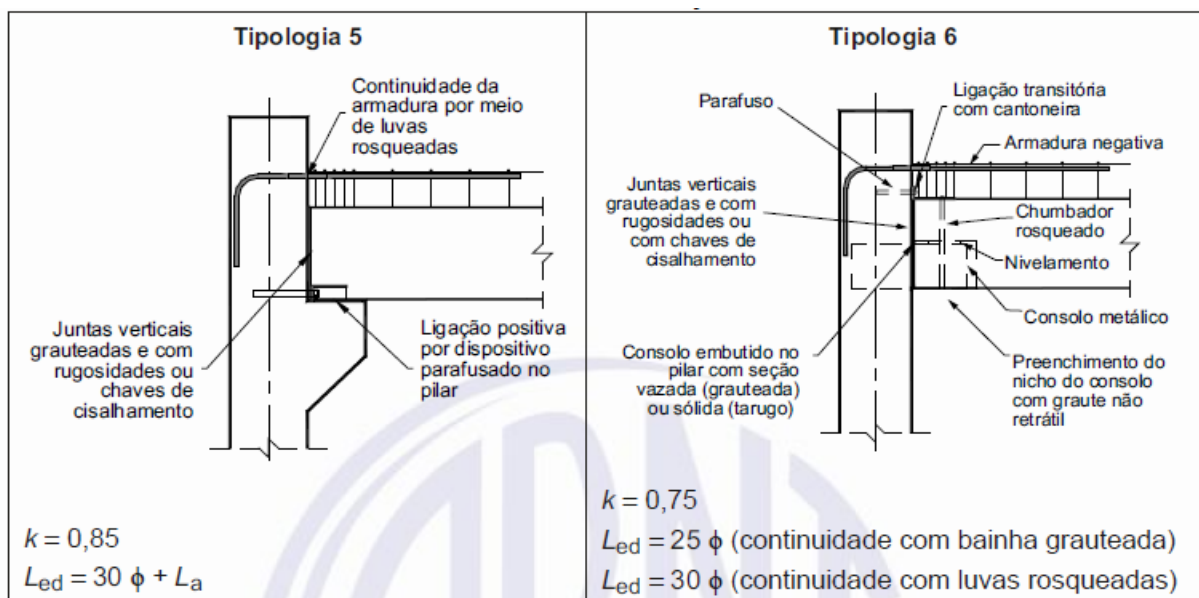


Fonte: NBR 9062 (2017).

- c) Na Tipologia 3, recomendada para pilares de canto ou intermediários, a continuidade da armadura é assegurada através do uso de luvas rosqueadas, que permitem a conexão entre as armaduras da viga e do pilar. As juntas verticais entre as peças são grauteadas, podendo conter rugosidades ou chaves de cisalhamento. Já a junta horizontal pode ser grauteada ou incluir aparelho de apoio elastomérico, além de chumbadores verticais que auxiliam na transmissão de cargas (atuam também como elementos de ancoragem, assegurando a estabilidade durante a fase de montagem). Para essa tipologia, recomenda-se adotar k igual a 0,75 e calcular o comprimento efetivo de deformação L_{ed} como 30 vezes o diâmetro da armadura mais o comprimento de ancoragem L_a .

- d) Na Tipologia 4, a continuidade da armadura também é feita por luvas rosqueadas, porém há um diferencial importante: a ligação positiva entre a viga e o pilar é realizada por chapas soldadas na região do apoio sobre o consolo, oferecendo maior rigidez à ligação. Assim como nas demais tipologias, as juntas verticais devem ser grauteadas e apresentar rugosidades ou chaves de cisalhamento. Segundo a ABNT NBR 9062:2017, essa configuração pode ser considerada rígida em análises de momentos positivos na ligação, sendo indicada a adoção de α_R igual a 0,85, conforme as prescrições do item 5.1.2.8 da norma.

Figura 10 – Tipologia 5 e 6



Fonte: NBR 9062 (2017).

- e) Na Tipologia 5, a continuidade da armadura negativa da laje é obtida por meio de luvas rosqueadas, que permitem a conexão segura da armadura entre a viga e o pilar, garantindo a transmissão dos esforços de flexão. Além disso, essa tipologia adota uma ligação positiva entre a viga e o pilar feita por um dispositivo parafusado na face do pilar, aumentando a rigidez e a segurança da conexão. As juntas verticais devem ser grauteadas e conter rugosidades ou chaves de cisalhamento. Para esta tipologia, recomenda-se adotar k igual a 0,85 e calcular o comprimento efetivo de deformação L_{ed} como 30 vezes o diâmetro da armadura mais o comprimento de ancoragem L_a .

- f) Na Tipologia 6, a configuração utiliza um consolo metálico como elemento principal de ligação entre a viga e o pilar. A continuidade da armadura negativa pode ser realizada de duas formas: pela inserção da armadura em bainha grauteada ou pelo uso de luvas rosqueadas. O dimensionamento do comprimento efetivo de deformação varia conforme a solução adotada: para continuidade com bainha grauteada, L_{ed} deve ser calculado como 25 vezes o diâmetro da armadura; para continuidade com luvas rosqueadas, L_{ed} é de 30 vezes o diâmetro da armadura mais L_a . Esta tipologia também conta com chumbadores rosqueados para melhorar a transmissão de esforços, cantoneiras para ligação transitória e preenchimento do nicho do consolo com graute, garantindo o nivelamento e a estabilidade do conjunto. As juntas verticais, assim como nas outras tipologias, devem ser grauteadas e possuir rugosidades ou chaves de cisalhamento para resistir aos esforços cortantes.

Tabela 1 – Resumo dos valores de k e L_{ed} para cada tipologia das ligações viga-pilar

Tipologia	Junta Positiva	Continuidade da Armadura	k	L_{ed}
1	Graute ou Apoio Elastomérico com Chumbador	Bainha Grauteada	0,75	$25\phi + L_a$
2	Chapas Soldadas	Bainha Grauteada	1,00	$20\phi + L_a$
3	Graute ou Apoio Elastomérico com Chumbador	Luvras Rosqueadas	0,75	$30\phi + L_a$
4	Chapas Soldadas	Luvras Rosqueadas	-	-
5	Dispositivo Parafusado no Pilar	Luvras Rosqueadas	0,85	$30\phi + L_a$
6	Consolo Embutido no Pilar	Bainha Grauteada	0,75	25ϕ
		Luvras Rosqueadas	0,75	30ϕ

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 9062:2017.

2.4.1.1 Classificação das Ligações

Conforme visto, as ligações viga-pilar desempenham papel fundamental no comportamento das estruturas, especialmente em sistemas de concreto pré-moldado, onde a rigidez das ligações influencia diretamente na distribuição dos esforços e na estabilidade global. Para avaliar essa rigidez, a ABNT NBR 9062:2017 estabelece a classificação das ligações com base no fator de restrição à rotação (α_R), que representa a capacidade da ligação de resistir aos momentos fletores. Esse parâmetro permite enquadrar o comportamento das ligações em diferentes categorias de rigidez, como articuladas, semirrígidas ou rígidas, facilitando a análise estrutural e o dimensionamento conforme os requisitos de estabilidade e segurança. A Tabela 2 apresenta os limites de α_R para cada classificação, servindo como referência para o projeto de ligações em estruturas pré-moldadas.

Tabela 2 – Classificação das ligações em relação ao fator de restrição à rotação

α_R	ligação
$\geq 0,85$	Rígida*
$< 0,15$	Articulada
$0,15 \leq \alpha_R < 0,85$	Semirrígida

* Para que a ligação possa ser considerada de comportamento rígido, deve atender à condição $R_{sec} \geq 17 \cdot (EI)_{sec} / L_{ef}$

Fonte: Adaptado da NBR 9062:2017.

Porém, apenas identificar se uma ligação é semirrígida não é suficiente para fornecer informações adequadas para o dimensionamento e a análise da estrutura. No estudo sobre o modelo teórico para projeto de ligações semirrígidas em estruturas de concreto pré-moldado, Ferreira *et al.* (2002) ressaltam que essa classificação isolada não permite avaliar com precisão o desempenho das ligações no sistema estrutural. Com isso, propuseram um método de classificação mais quantitativo, que possibilita avaliar a rigidez das ligações de forma objetiva, conforme apresentado na Tabela 3.

Tabela 3 – Classificação das ligações em estruturas pré-moldadas

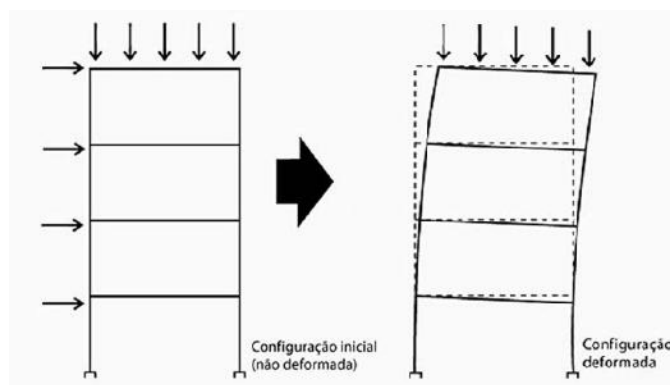
Zona	α_R	Grau de engastamento	Ligação
I	$0 \leq \alpha_R < 0,14$	20%	Articulada
II	$0,14 \leq \alpha_R < 0,40$	20% a 50%	Semirrígida com baixa restrição
III	$0,40 \leq \alpha_R < 0,67$	50% a 75%	Semirrígida com média restrição
IV	$0,67 \leq \alpha_R < 0,86$	75% a 90%	Semirrígida com alta restrição
V	$0,86 \leq \alpha_R < 1,00$	90% a 100%	Perfeitamente rígidas

Fonte: Adaptado de Ferreira *et al.* (2002)

2.5 Estabilidade Global da Estrutura

A estabilidade é um dos fatores mais relevantes na concepção estrutural, pois assegura que a estrutura mantenha sua capacidade resistente mesmo diante do aumento das deformações provocadas pela intensificação das ações verticais e horizontais, garantindo assim a segurança do sistema (REUTER, 2019). As ações sobre a estrutura em sua posição original, sem deformações, são consideradas efeitos de primeira ordem. Entretanto, à medida que as cargas e verticais e horizontais provocam pequenos deslocamentos estruturais, surgem efeitos adicionais associados à posição deformada da estrutura, conhecidos como efeitos de segunda ordem (SANTOS, 2016).

Figura 11 – Efeito de 1ª e 2ª ordem em pórticos planos



Fonte: Adaptado de Kimura (2007).

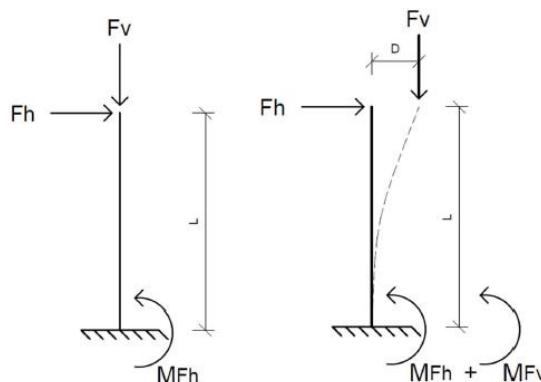
A Figura 11 apresenta, à esquerda, a configuração inicial de um pórtico ou edifício, sem deformações, mostrando as cargas verticais e horizontais aplicadas. Já à direita, observa-se a configuração deformada da estrutura, onde os pilares e lances

apresentam deslocamentos horizontais, resultando na inclinação dos andares. Essa deformação evidencia a mudança de posição dos eixos dos pilares em relação à configuração inicial, ilustrando a diferença entre os efeitos de primeira ordem (ações sobre a estrutura não deformada) e os efeitos de segunda ordem (ações que consideram a posição deformada).

De acordo com Reuter (2019), os efeitos locais de segunda ordem ocorrem quando os pilares perdem a linearidade de seus eixos, ou seja, quando há imperfeições geométricas que, combinadas com a presença contínua atuante de forças normais aplicadas aos elementos, geram esforços adicionais ao longo dos lances. Esses esforços podem ou não ser levados em conta no dimensionamento, mas sua consideração é essencial para avaliar com maior precisão a estabilidade e a segurança da estrutura.

A Figura 12 ilustra, de forma simplificada, o comportamento de uma barra vertical engastada na base e livre na extremidade. No desenho à esquerda, observa-se a configuração inicial, não deformada, onde a força horizontal (F_h) combinada com a altura (L) gera apenas o momento de primeira ordem (M_{Fh}) na base do pilar. Já na imagem à direita, é apresentada a configuração deformada da barra: os deslocamentos horizontais causados por F_h resultam em um deslocamento lateral (D), que faz com que a força vertical (F_v) passe a atuar com um braço de alavanca em relação à posição inicial. Esse deslocamento gera um momento adicional (M_{Fv}), caracterizando os efeitos de segunda ordem, pois os esforços passam a considerar a posição deformada da estrutura, aumentando os momentos solicitantes na base do pilar.

Figura 12 – Efeitos de 1ª e 2ª ordem em pilar engastado na base e livre na extremidade



Fonte: Adaptado de Reuter (2019).

A norma para estruturas de concreto pré-moldado é específica quanto à avaliação da estabilidade global, exigindo a realização de uma análise de segunda ordem que considere os efeitos decorrentes da posição deformada da estrutura. A NBR 6118:2023 estipula que “a análise deve assegurar que, para as combinações mais desfavoráveis das ações de cálculo, não haja perda de estabilidade, nem esgotamento da capacidade de resistência de cálculo”. (ABNT NBR 6118, 2023, p. 100).

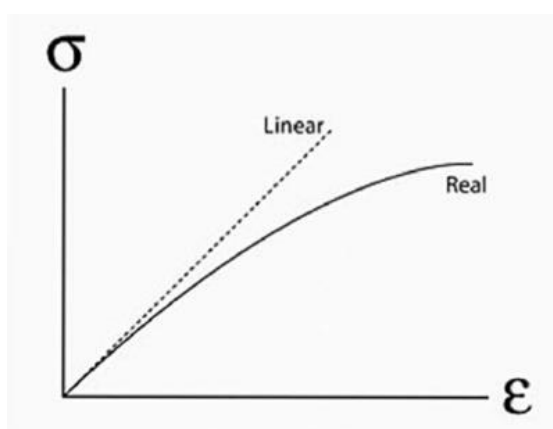
De acordo com Santos (2016), a estabilidade global de uma estrutura depende diretamente de sua capacidade de absorver os efeitos decorrentes dos deslocamentos dos nós, ou seja, os efeitos de segunda ordem. A avaliação da estabilidade de um edifício pode ser feita mensurando os efeitos globais de segunda ordem aos quais a estrutura estará submetida. Além disso, a ABNT NBR 9062:2017 destaca que, na análise de segunda ordem de estruturas pré-moldadas, é indispensável considerar tanto a não linearidade geométrica quanto a não linearidade física. A primeira está associada às alterações da geometria da estrutura devido aos deslocamentos significativos, que influenciam diretamente os esforços internos e a estabilidade global. Já a segunda refere-se às mudanças no comportamento do material dos elementos estruturais, como fissuração e fluência do concreto, que reduzem a rigidez efetiva dos componentes e podem comprometer a capacidade resistente do sistema, devendo ser incorporadas à análise por meio da rigidez secante.

De acordo com Carvalho (2009), quando a estrutura se deforma, surgem os chamados efeitos de segunda ordem, que fazem com que a relação entre as forças aplicadas e as deformações deixe de ser proporcional, caracterizando a não linearidade geométrica. Um exemplo disso é quando um pilar alto se deforma lateralmente: o peso que ele suporta passa a atuar em uma posição inclinada, aumentando os esforços e podendo levar à instabilidade. Já a não linearidade física ocorre quando o próprio material da estrutura muda de comportamento, como no caso do concreto que fissa sob altas tensões ou sofre deformações adicionais ao longo do tempo devido à fluência. Esses fatores reduzem a rigidez dos elementos estruturais e afetam a segurança da edificação.

2.5.1 Consideração da Não-linearidade Física

A não linearidade física é um fenômeno relacionado às características do material, que deixa de apresentar uma proporção linear entre a tensão aplicada e a deformação no mesmo (MARIN, 2009). Segundo Wordell (2023), no concreto armado, a não linearidade física está relacionada principalmente ao surgimento de fissuras à medida que as solicitações aumentam, o que provoca a redução do momento de inércia da seção transversal.

Figura 13 – Comportamento não linear do concreto



Fonte: Adaptado de Reuter (2019).

Conforme El Debs (2017), a NBR 9062:2017 permite que a análise da não linearidade física seja feita de forma aproximada, simplificando o processo de verificação da estabilidade global. De acordo com a norma, essa simplificação pode ser realizada adotando-se a rigidez secante dos elementos estruturais (EI_{sec}), que representa a redução da rigidez devido a efeitos como fissuração e fluência do concreto. Essa abordagem permite que os efeitos da não linearidade física sejam incorporados de maneira prática na análise global de segunda ordem, utilizando coeficientes redutores aplicados à rigidez original dos elementos, conforme orientações descritas no Anexo A da norma. A ABNT NBR 6118:2023 e a ABNT NBR 9062:2017 fornecem valores constantes para o coeficiente redutor, conforme apresentado na Tabela 4.

Tabela 4 – Comparação entre valores de rigidez propostos pelas normas

Elemento	NBR 6118:2023	NBR 9062:2017
Lajes	$0,3E_{cilc}$	$0,25E_{cilc}$
Vigas	$0,4E_{cilc}$ se $A'_s \neq A_s$	$0,8E_{cilc}$ para CP
	$0,5E_{cilc}$ se $A'_s = A_s$	$0,5E_{cilc}$ para CA
Pilares	$0,8E_{cilc}$	$0,4E_{cilc}^{(1)}$
		$0,55E_{cilc}^{(2)}$
		$0,7E_{cilc}^{(3)}$

⁽¹⁾ para estruturas com ligação viga-pilar articulada com 01 pavimento ou galpão

⁽²⁾ para estruturas com ligações semirrígidas com até 04 pavimentos

⁽³⁾ para estruturas com ligações semirrígidas com 05 ou mais pavimentos

Onde:

E_{ci} é o módulo de elasticidade tangente do concreto (módulo de deformação inicial);

I_c é o momento de inércia da seção bruta de concreto;

A_s é a armadura de tração (área de aço da armadura positiva);

A'_s é a armadura de compressão (área de aço da armadura negativa);

CP concreto protendido;

CA concreto armado.

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6118:2023 e ABNT NBR 9062:2017.

2.6 Não linearidade geométrica

Segundo Martins (1997, *apud* Gaspar, 2022), a análise que considera a não linearidade geométrica tem como objetivo verificar e determinar os acréscimos nas deformações e nos esforços que a estrutura pode apresentar durante o carregamento, adotando para isso a configuração da estrutura em sua posição deformada. A análise da não linearidade geométrica é essencial em estruturas que apresentam deslocamentos horizontais significativos, pois visa identificar aumento dos esforços internos (momentos fletores, forças cortantes e normais) que ocorrem na estrutura devido à sua deformação durante o carregamento em função da mudança de geometria. A norma estabelece que, em casos de deslocabilidade acentuada, a

consideração da não linearidade geométrica é obrigatória para assegurar a estabilidade global, uma vez que a negligência desses efeitos pode levar a erros na estimativa dos esforços e comprometer a segurança da edificação.

Diante da complexidade dessa análise, foram desenvolvidos parâmetros de estabilidade capazes de representar, por meio de métodos aproximados e simplificados, os efeitos de segunda ordem que ocorrem nas estruturas reais (FREITAS, 2016). A ABNT NBR 6118:2014 adota os parâmetros α , com o qual se verifica a necessidade de considerar os efeitos de segunda ordem, e γ_z , que possibilita considerar os efeitos de segunda ordem de forma simplificada.

Conforme El Debs (2017), na verificação da estabilidade global de edifícios em concreto pré-moldado, podem-se adotar os mesmos procedimentos utilizados para estruturas de concreto moldado no local. A principal diferença entre esses sistemas está nas articulações ou nas ligações com certa rigidez presentes em estruturas pré-moldadas, que devem ser consideradas na análise da estabilidade. A ABNT NBR 9062:2017 ainda permite que o comportamento semirrígido das ligações viga-pilar seja levado em conta na avaliação da estabilidade global. Quando se utilizam ligações rígidas, as diferenças em relação às estruturas moldadas in loco tornam-se praticamente irrelevantes, pois o comportamento estrutural se assemelha ao das estruturas convencionais.

Segundo Oliveira *et al.* (2022), embora o parâmetro de instabilidade α ainda conste na ABNT NBR 6118:2024 como um dos processos aproximados para avaliação da estabilidade global, seu emprego vem gradualmente caindo em desuso na prática profissional. Moncayo (2011) complementa que esse parâmetro se limita essencialmente a classificar a estrutura como de nós fixos ou móveis, sem fornecer uma estimativa da magnitude dos efeitos de segunda ordem, além de desconsiderar a fissuração dos elementos de concreto. Freitas (2015) acrescenta que, com o avanço dos *softwares* de cálculo estrutural e a difusão do coeficiente γ_z e das análises de segunda ordem pelo processo $P\Delta$, o uso de α como parâmetro de estabilidade tem se tornado cada vez menos frequente, sendo substituído por abordagens que permitem uma avaliação mais completa dos efeitos globais de segunda ordem na estrutura. Por esse motivo, o parâmetro α não será abordado nesta pesquisa.

2.6.1 Coeficiente γ_z

De acordo com Reuter (2019), o método baseado no coeficiente γ_z tem sido amplamente adotado por engenheiros estruturais como uma ferramenta prática para avaliar a sensibilidade das estruturas aos efeitos de segunda ordem. Segundo Kimura (2007), com o valor obtido no cálculo do coeficiente γ_z , é possível majorar diretamente os esforços de primeira ordem para estimar os efeitos globais finais, incluindo os acréscimos de segunda ordem, simplificando a análise e dispensando a necessidade de procedimentos mais complexos. Tanto a ABNT NBR 6118:2023, voltada para estruturas de concreto moldadas no local, quanto a ABNT NBR 9062:2017, específica para estruturas de concreto pré-moldado, fazem referência ao coeficiente γ_z em seus critérios de análise de estabilidade global. O valor do coeficiente γ_z para cada combinação de carregamento é dado pela Equação 4 a seguir:

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

Onde:

$\Delta M_{tot,d}$ é soma das multiplicações entre cada força vertical de cálculo aplicada na estrutura e o deslocamento horizontal correspondente, considerando os valores obtidos na análise de primeira ordem;

$M_{1,tot,d}$ é a soma dos momentos gerados por todas as forças horizontais de cálculo em relação à base da estrutura.

A NBR 6118:2023 limita a validade do coeficiente γ_z para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares e fornece as seguintes indicações:

- a) se γ_z , for menor que 1,1, não será necessário considerar os efeitos globais de segunda ordem;
- b) para γ_z menor que 1,3 e maior que 1,1, multiplicam-se os esforços devidos aos momentos de primeira ordem por $0,95\gamma_z$;
- c) se o valor de γ_z , for maior que 1,3, o processo deixará de valer (estrutura instável).

A ABNT NBR 9062:2017 apresenta critérios semelhantes, mas adaptados às particularidades das estruturas de concreto pré-moldado. Nessa norma, o coeficiente γ_z pode ser utilizado para verificar a instabilidade mesmo em edificações com menos de quatro pavimentos, desde que a estrutura apresente geometria regular e não ocorram variações significativas nos momentos de inércia dos pilares entre os pavimentos. A Tabela 5 apresenta a classificação das estruturas de concreto pré-moldado com base nos limites do coeficiente γ_z estabelecidos pela NBR 9062.

Tabela 5 – Classificação das ligações em estruturas pré-moldadas

	Faixa de γ_z	Classificação da Estrutura	Tratamento dos efeitos de 2ª ordem
1	$\gamma_z \leq 1,10$	Deslocabilidade reduzida	Efeitos de 2ª ordem desprezíveis
2	$1,10 < \gamma_z < 1,20$	Deslocabilidade moderada	Procedimento aproximado. Fator de majoração reduzido de $0,95\gamma_z$
3	$1,20 < \gamma_z < 1,30$	Deslocabilidade moderada	Procedimento aproximado. Fator de majoração γ_z
4	$\gamma_z \geq 1,30$	Deslocabilidade acentuada	Proceder a um cálculo rigoroso, considerando a não linearidade geométrica e a não linearidade física

Fonte: Adaptado da NBR 9062 (2017)

Segundo El Debs (2017), as orientações sobre o coeficiente redutor apresentam diferenças relevantes, podendo indicar valores fixos ou variáveis. Essas variações consideram fatores como a intensidade da força normal aplicada, a taxa de armaduras utilizada, o índice de esbeltez dos elementos estruturais e os efeitos de fluência do concreto, aspectos que influenciam diretamente na rigidez efetiva e no comportamento global da estrutura.

2.6.2 Comparação entre o γ_z e o Processo $P\Delta$

O processo $P\Delta$, utilizado no cálculo estrutural, consiste em uma análise que leva em conta os efeitos de segunda ordem em estruturas submetidas a cargas verticais (P) e deslocamentos horizontais (Δ). Em essência, esse procedimento avalia de que forma a interação entre as forças aplicadas e os deslocamentos laterais influenciam os momentos fletores e a estabilidade global da estrutura (Silva, 2004 *apud* Trombetta e Valandro, 2016). Gaspar (2022) destaca que o $P\Delta$ é um método iterativo. Inicialmente, realiza-se a análise de primeira ordem para determinar os

deslocamentos horizontais, que são então combinados com as cargas verticais para gerar cargas horizontais fictícias em cada pavimento. Esse processo é repetido até que os incrementos dessas cargas fictícias tendam a zero, resultando em uma solução estável para os esforços globais.

Na comparação entre o processo $P\Delta$ e o coeficiente γ_z , Moncayo (2011) demonstra que ambos os métodos produzem resultados coerentes para a avaliação dos efeitos globais de segunda ordem. No exemplo analisado pelo autor, o momento fletor na base do pilar obtido pelo processo $P\Delta$ praticamente coincide com o valor calculado pelo γ_z integral, evidenciando que o método simplificado fornece resultados muito próximos aos obtidos pela análise rigorosa. Essa concordância confirma a segurança do emprego do coeficiente γ_z , conforme previsto na NBR 6118:2023, reforçando sua adequação para estudos de estabilidade global em estruturas usuais. Diante disso, e considerando que o foco desta pesquisa está na avaliação comparativa entre ligações viga-pilar e não na análise aprofundada de segunda ordem, o processo $P\Delta$ não será abordado neste trabalho.

2.6.3 Deslocamentos horizontais globais

De acordo com a ABNT NBR 9062:2017, as estruturas de concreto pré-moldado devem ser verificadas quanto aos deslocamentos horizontais, que não podem ultrapassar limites máximos estabelecidos para garantir a segurança e o bom desempenho da edificação. Essa verificação deve ser realizada no estado-limite de serviço, considerando as combinações de cargas de utilização e adotando o módulo de elasticidade secante do concreto para representar de forma mais precisa a rigidez efetiva dos elementos estruturais. Os deslocamentos horizontais globais da estrutura de elementos pré-moldados, devem obedecer às prescrições da Tabela 6.

Tabela 6 – Limites de deslocamentos horizontais globais

Caso	Tipo de edificação	Limites
C	Edifício com um pavimento (mezanino)	$H/500^{(1)}$
		ou $H_i/750^{(2)}$
D	Edifício com múltiplos pavimentos	$H/1200^{(1)}$
		ou $H_i/750^{(2)}$
		ou $H_2/500^{(3)}$

⁽¹⁾ H é a altura total do edifício;

⁽²⁾ H_i é o desnível entre dois pisos consecutivos;

⁽³⁾ H_2 é o desnível entre o último piso e a face inferior da laje de cobertura.

Fonte: Adaptado da NBR 9062 (2017)

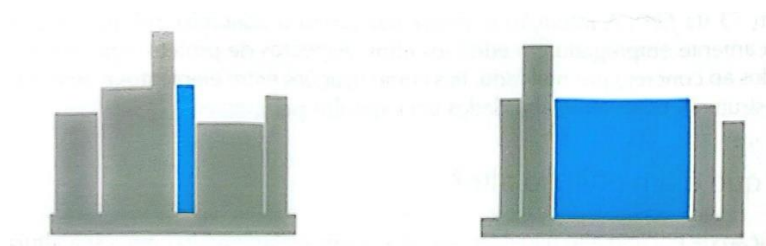
É possível fazer uma comparação com os critérios definidos na NBR 6118:2023. Segundo o item 13.3 da norma, as estruturas de concreto convencionais o deslocamento total da estrutura não pode exceder $H/700$, onde H é a altura total do edifício, e o deslocamento relativo entre dois pavimentos consecutivos deve ser limitado a $H_i/850$, sendo H_i a altura do pé-esquerdo entre os andares. Esses limites são importantes para garantir a estabilidade e o bom desempenho da edificação, evitando problemas como fissuras ou desconforto para os usuários. De acordo com El Debs (2017), a diferença entre os limites de deslocamento horizontal previstos nas normas, deve-se às características específicas de cada sistema construtivo. Nas estruturas pré-moldadas, as ligações apresentam menor rigidez e maiores tolerâncias de montagem, o que permite deslocamentos horizontais ligeiramente maiores sem prejuízo ao desempenho em serviço. Já nas estruturas moldadas no local, a continuidade monolítica das peças garante maior rigidez, exigindo controle mais rigoroso das deformações e, conseqüentemente, limites mais restritivos para os deslocamentos. Essas diferenças buscam equilibrar a segurança, a funcionalidade e a viabilidade construtiva de acordo com o tipo de sistema adotado.

2.6.4 Índice de Esbeltez

A avaliação da forma global de um edifício pode ser realizada por meio do índice de esbeltez, entendido como um parâmetro geométrico adimensional que expressa a proporção entre a altura da edificação e uma de suas dimensões características em planta. Trata-se de um parâmetro não normativo, utilizado como

instrumento auxiliar de caracterização e comparação entre edifícios, fornecendo um indicador adicional da forma global da estrutura. Esse índice permite identificar se o edifício tende a um comportamento mais “alto e estreito” ou “baixo e espalhado” em termos de forma, conforme ilustrado da Figura 14.

Figura 14 – Representação esquemática do índice de esbeltez



Edifício delgado na paisagem urbana.
Alto índice de esbeltez.

Edifício de grande área de implantação.
Baixo índice de esbeltez.

Fonte: JONES *et al.* (2024)

A fim de sistematizar essa avaliação para os modelos estudados, faz-se necessário adotar um critério de classificação da esbeltez que permita comparar, de maneira consistente, as diferentes configurações estruturais. Como a NBR 6118 e demais normativos não estabelecem limites únicos e oficiais para distinguir estruturas esbeltas de não esbeltas, recorre-se à classificação proposta na literatura nacional para o chamado índice de esbeltez de corpo rígido. Segundo Fonte *et al.* (2005), considera-se como índice de esbeltez de uma edificação a razão entre a altura total do edifício e o comprimento em planta na direção analisada, isto é, uma relação do tipo altura/dimensão em planta, conforme Equação 5:

$$\lambda = \frac{H}{B} \quad (5)$$

Onde:

λ é o índice de esbeltez (adimensional);

H é a altura total da edificação (m);

B menor dimensão em planta (m).

Com base nessa definição, os autores propõem faixas de enquadramento em termos de pequena, média e alta esbeltez, a partir de valores de referência do índice. A Tabela 7 apresenta a escala de classificação:

Tabela 7 – Classificação da Estrutura quanto ao Índice de Esbeltez

$\lambda = H/B$	Classificação
$\lambda \leq 4$	edifício de pequena esbeltez
$4 < \lambda \leq 6$	edifício de média esbeltez
$\lambda > 6$	edifício de alta esbeltez

Fonte: Fonte *et al.* (2005)

Aplicando-se esse critério aos modelos numéricos desenvolvidos neste trabalho, verifica-se que todos os edifícios permanecem na faixa de pequena esbeltez, não havendo diferenciação entre as configurações analisadas a partir dessa classificação. Assim, o índice de esbeltez é empregado aqui principalmente como medida quantitativa de comparação entre as estruturas (Estrutura 1 e Estrutura 2, para diferentes números de pavimentos).

2.7 Ações Atuantes na Estrutura

De acordo com Santos (2017), a definição das ações e carregamentos que atuam sobre a estrutura constitui uma das etapas mais relevantes do projeto estrutural em termos de segurança. A estimativa precisa dessas cargas é essencial para que o dimensionamento dos elementos seja realizado de forma adequada, evitando tanto desperdícios de material quanto riscos de instabilidade que possam levar ao colapso total da edificação.

Para dimensionar as ações atuantes em estruturas de concreto pré-moldado, a ABNT NBR 9062:2017, em seu item 5.3.1, estabelece que o projeto e a execução dessas estruturas devem estar em conformidade com as disposições da ABNT NBR 6118:2023 — Projeto de estruturas de concreto, da ABNT NBR 6120:2019 — Cargas para o cálculo de estruturas de edificações, e da ABNT NBR 15421:2006 — Ações de vento em edificações. O cálculo dos esforços solicitantes deve, portanto, considerar a influência das ações constituídas pelas cargas permanentes, cargas variáveis (incluindo as ações devidas ao vento), efeitos de temperatura, choques, vibrações, ações repetidas, deslocamentos de apoio, entre outras solicitações que possam impactar a estrutura.

2.7.1 Ações Permanentes

Cargas permanentes atuam continuamente durante toda a vida útil da estrutura, como peso próprio, pisos, revestimentos e paredes. Calcula-se o peso de cada elemento a partir de suas dimensões e da massa específica dos materiais utilizados, considerando ainda acabamentos e equipamentos fixos. Esses valores devem ser conferidos ou complementados com as recomendações da ABNT NBR 6120:2019 - Ações para o cálculo de estruturas de edificações.

2.7.2 Ações Variáveis e Excepcionais

Cargas variáveis, ou acidentais, variam com o tempo em função do uso e das condições de ocupação do edifício. Elas representam pesos que podem estar presentes em determinados momentos e ausentes em outros, como pessoas, móveis, equipamentos, veículos em garagens e materiais armazenados. A ABNT NBR 6120:2019 também é usada como referência para as cargas variáveis, que devem ser consideradas no projeto estrutural de acordo com a utilização de cada ambiente (residencial, comercial, industrial, entre outros). Esses valores garantem que a estrutura seja projetada para suportar situações de ocupação máxima previstas, assegurando segurança e desempenho adequado ao longo de sua vida útil.

As cargas excepcionais são de curta duração e baixa probabilidade de ocorrência, como explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes ou sismos excepcionais, e devem ser dimensionadas conforme a NBR 8681:2003 - Ações e segurança nas estruturas.

2.7.2.1 Ação do Vento

As cargas de vento representam uma ação variável horizontal de grande importância, especialmente em galpões e edifícios altos, onde sua influência pode ser significativa. A intensidade das forças do vento em uma edificação depende da região onde se localiza, da topografia do terreno, das características das construções vizinhas e de sua aerodinâmica. A NBR 6123:2023 - Forças devidas ao vento em

edificações, estabelece as condições para considerar corretamente as ações estáticas e dinâmicas do vento no cálculo das edificações, utilizando as equações 6, 7 e 8.

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (6)$$

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \quad (7)$$

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad (8)$$

Onde:

- V_k é a velocidade característica do vento;
- V_0 é a velocidade básica do vento (m/s), obtida por meio do mapa das isopletas conforme NBR 6123:2023;
- S_1 é o fator topográfico;
- S_2 é o fator que leva em conta a rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno;
- S_3 é o fator estatístico;
- q é a pressão dinâmica do vento;
- F_a é a força de arrasto na direção do vento;
- C_a é o coeficiente de arrasto;
- A_e é a área frontal efetiva da edificação (perpendicular à direção do vento).

2.7.3 Ações de cálculo e combinações de ações

De acordo com a ABNT NBR 6118:2023, as ações de cálculo são obtidas aplicando-se coeficientes parciais de segurança aos valores característicos das cargas, que representam as intensidades previstas para cada tipo de ação (permanente, variável ou excepcional). Esses coeficientes ampliam os valores das cargas para considerar incertezas e garantir que a estrutura tenha segurança adequada em diferentes situações. Além disso, as normas estabelecem combinações de ações, que são diferentes somas de cargas permanentes, variáveis e excepcionais, usadas para verificar a segurança da estrutura em diversos estados limites, como o último (ELU) e de serviço (ELS), cobrindo cenários possíveis de uso e carregamento.

Segundo Araújo (2023), as combinações de ações devem ser elaboradas de diferentes formas para possibilitar a determinação dos efeitos mais desfavoráveis à estrutura. Em cada combinação, utilizam-se os valores característicos completos das ações permanentes juntamente com os valores reduzidos das ações variáveis ou excepcionais, assegurando que as situações mais críticas de carregamento sejam consideradas no dimensionamento estrutural. O cálculo das combinações últimas é dado pela Equação 9.

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \psi_{0\varepsilon} F_{\varepsilon qk} \quad (9)$$

Onde:

F_d é o valor de cálculo das ações para combinação última;

F_{gk} representa as ações permanentes diretas;

$F_{\varepsilon k}$ representa ações indiretas permanentes, como a retração;

$F_{\varepsilon qk}$ representa as ações indiretas variáveis, como a temperatura;

F_{qk} representa as ações variáveis diretas, das quais F_{q1k} é escolhida como principal;

γ_g representa o coeficiente de ponderação para as ações permanentes¹;

$\gamma_{\varepsilon g}$ representa o coeficiente de ponderação para as ações indiretas permanentes¹;

γ_q representa o coeficiente de ponderação para as ações variáveis diretas¹;

$\gamma_{\varepsilon q}$ representa o coeficiente de ponderação para as ações indiretas variáveis¹;

ψ_{0j} representa o fator de redução de combinação para as ações variáveis diretas²;

$\psi_{0\varepsilon}$ representa o fator de redução de combinação para as ações variáveis indiretas².

¹ dado por valor tabelado, conforme item 11.1 da NBR 6118:2023;

² dado por valor tabelado, conforme item 11.2 da NBR 6118:2023.

3 METODOLOGIA

A metodologia adotada neste Trabalho de Conclusão de Curso contempla a realização de estudos analíticos e numéricos, fundamentados em revisão bibliográfica, modelagem computacional e análise paramétrica de estudos de caso representativo.

Inicialmente, realizou-se uma revisão sistemática da literatura sobre estabilidade global em estruturas de concreto pré-moldado, comportamento de ligações semirrígidas, efeitos de segunda ordem e critérios normativos das ABNT NBR 6118:2023 e ABNT NBR 9062:2017, fornecendo a base conceitual necessária para o embasar as etapas subsequentes.

Para o desenvolvimento do estudo de caso, adotou-se o projeto arquitetônico elaborado ao longo do curso, apresentado no Anexo A, que serviu de base para a definição de uma estrutura-tipo com sistema em pórtico reticulado. Esse projeto foi então adaptado para atender aos objetivos deste TCC. Na sequência, concebeu-se um segundo modelo estrutural, mais esbelto em planta, com o propósito de comparar a influência da geometria nos parâmetros de estabilidade. A partir dessas duas tipologias, realizou-se o lançamento das estruturas no *software* Eberick, ferramenta amplamente utilizada no meio técnico para análise e dimensionamento de edifícios. Com isso, foram elaborados modelos estruturais tridimensionais que permitiram avaliar, de forma sistemática, como a rigidez das ligações viga-pilar e a variação da altura da edificação influenciam os parâmetros de estabilidade lateral. As cargas verticais permanentes e variáveis, bem como a ação do vento, foram definidas conforme os critérios das normas ABNT NBR 6118:2023, NBR 6120:2019 e NBR 6123:2023, com geração automática das combinações últimas e de serviço pelo *software* Eberick. Para cada tipologia, iniciou-se com uma configuração de menor altura e maior flexibilidade e, a partir dela, procedeu-se a incrementos graduais tanto no número de pavimentos quanto na rigidez das ligações viga-pilar, representada pelo parâmetro α_R . Portanto, nas simulações, os parâmetros de entrada que foram variados são:

- a) A rigidez das ligações viga-pilar (α_R). Sendo valores entre 0,0 e 1,0, indicando respectivamente o comportamento articulado e o engaste total da ligação;
- b) O número de pavimentos da edificação.

Essa abordagem progressiva permitiu analisar:

- a) O impacto de diferentes níveis de rigidez das ligações na sensibilidade da estrutura às ações horizontais;
- b) A influência conjunta da rigidez das ligações e da altura da edificação nos deslocamentos horizontais globais e relativos;
- c) Determinar até quantos pavimentos cada modelo pode alcançar mantendo γ_z e deslocamentos dentro dos limites normativos, ponto a partir do qual caracteriza a perda de estabilidade global.

Em cada etapa, foram obtidos e registrados os seguintes parâmetros:

- a) Coeficiente γ_z , indicador da relevância dos efeitos de segunda ordem globais;
- b) Deslocamento horizontal global do topo, associado ao limite $H/500$;
- c) Deslocamento relativo, avaliando a diferença entre pavimentos, conforme o limite $h/2000$;
- d) O índice de esbeltez da edificação, relação entre altura total e menor dimensão em planta.

É importante ressaltar que a seção transversal dos pilares foi mantida constante ao longo das análises, com o objetivo de eliminar outras variáveis do problema e permitir a avaliação isolada da influência da rigidez das ligações nos resultados globais. Também não foi definida uma tipologia construtiva específica para as ligações viga-pilar, pois isso exigiria detalhar a concepção de cada solução. Considerou-se apenas o grau de restrição à rotação, representado numericamente pelo parâmetro α_R , conforme os limites estabelecidos pelas referências utilizadas neste trabalho. Os resultados foram analisados individualmente e comparados de forma sequencial, organizados em tabelas e gráficos comparativos, permitindo visualizar a evolução simultânea de γ_z e dos deslocamentos em função do aumento de pavimentos e do enrijecimento das ligações. A análise dos resultados obtidos permitiu a comparação entre os diferentes níveis de rigidez das ligações, possibilitando identificar o ponto a partir do qual a estrutura perde estabilidade, considerando os limites normativos vigentes.

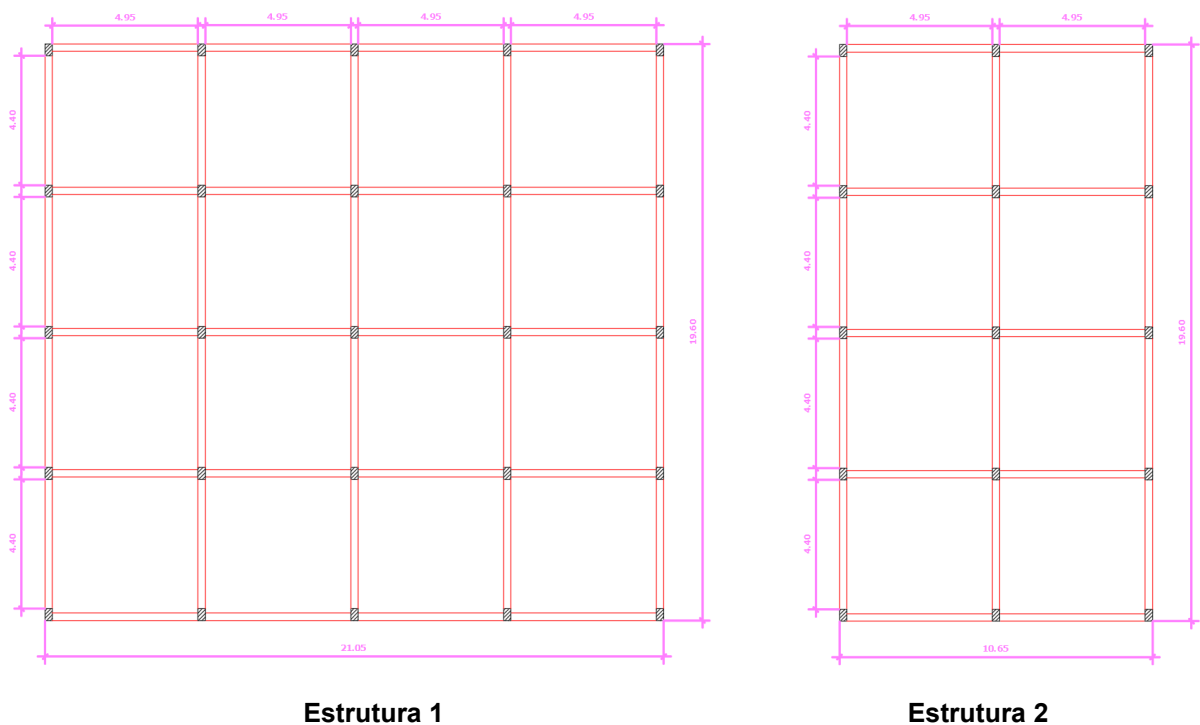
3.1 Métodos aplicados

Nesta etapa são apresentados os procedimentos adotados para a modelagem estrutural das edificações estudadas. Inicialmente descrevem-se as características gerais da edificação e das tipologias analisadas, bem como os critérios de lançamento geométrico e de definição dos sistemas resistentes. Em seguida, são expostos os métodos de pré-dimensionamento dos elementos estruturais (lajes, vigas, pilares e fundações) e a definição das ações de cálculo, que servem de base para as análises numéricas desenvolvidas nos capítulos subsequentes.

3.1.1 Características gerais da edificação

Foram concebidas duas estruturas em concreto pré-moldado, distintas em sua geometria em planta e no número de pilares por pavimento, conforme Figura 15.

Figura 15 – Visão em planta das duas estruturas analisadas.



Fonte: Autoria Própria (2025)

A utilização desses dois modelos permitiu investigar, de forma comparativa, o comportamento da estabilidade global em diferentes arranjos estruturais, considerando tanto uma estrutura menos esbelta (com maior rigidez geométrica),

quanto uma estrutura mais esbelta (caracterizada pela menor largura em uma das direções e, conseqüentemente, maior sensibilidade às ações horizontais).

Em planta, a Estrutura 1 é composta por um arranjo ortogonal de quatro vãos na direção *X* e quatro vãos na direção *Y*, formando uma malha de pórticos com cinco linhas de pilares em cada direção. Essa configuração resulta em um total de 25 pilares por pavimento, distribuídos uniformemente, conforme a modulação típica apresentada na Figura 15. A Estrutura 2 apresenta uma configuração estrutural mais esbelta, caracterizada por uma modulação retangular composta por 2 vãos na direção *X* e 4 vãos na direção *Y*. Isso resulta em 3 linhas de pilares em *X* e 5 linhas de pilares em *Y*, totalizando 15 pilares por pavimento. Os vãos foram definidos a partir do projeto arquitetônico apresentado no Anexo A, adotando-se, portando, 4,95 m na direção *X* e 4,40 m na direção *Y*. Com essa modulação, a Estrutura 1 alcançou dimensões globais de 21,05 m × 19,60 m. A Estrutura 2, por sua vez, resultou em dimensões totais de 10,65 m × 19,60 m.

Tabela 8 – Resumo dos Modelos Analisados

Característica	Estrutura 1	Estrutura 2
Modulação (vãos X × Y)	4 × 4	2 × 4
Total de pilares por pavimento	25	15
Vãos adotados (X × Y)	4,95 m × 4,40 m	4,95 m × 4,40 m
Dimensões globais	21,05 m × 19,60 m	10,65 m × 19,60 m
Menor dimensão em planta	19,60 m	10,65 m

Fonte: Autoria Própria (2025)

3.1.2 Pré-dimensionamento da Estrutura

Araújo (2009) orienta que os procedimentos de projeto estrutural de edifícios em concreto armado devem iniciar-se pela determinação das ações de cálculo. Uma vez estabelecidas as cargas atuantes, é possível realizar o pré-dimensionamento dos elementos estruturais (lajes, vigas e pilares) utilizando critérios simplificados, que permitem estabelecer valores iniciais para as seções, servindo como base para o lançamento da estrutura e para as análises subsequentes.

(i) Ações: As cargas foram definidas conforme os critérios da ABNT NBR 6120:2019, para ações permanentes e variáveis em edificações residenciais, além da ABNT NBR 6123:2023 para ações do vento. Os valores adotados estão apresentados na Tabela 9.

Tabela 9 – Ações atuantes nas estruturas modeladas

Tipo de ação	Descrição	Valor Adotado	
1	Sobrecarga acidental	Ambientes internos residenciais	150 kgf/m ²
2	Revestimento	Contrapiso + argamassa + piso + forro	100 kgf/m ²
3	Carga linear de paredes	Drywall (7 a 30 cm), h = 2,40 m	120 kgf/m
4	Ação do vento	Velocidade básica para Florianópolis	42 m/s
		Fator S1 (topográfico)	1
		Rugosidade do terreno	Categoria II
		Fator S3 (estatístico)	1
		Fator de vizinhança:	1

Fonte: Autoria Própria (2025)

A sobrecarga acidental foi adotada de forma uniforme para toda a edificação, com o objetivo de simplificar o processo de modelagem. Embora a NBR 6120:2019 recomende a definição da sobrecarga por ambiente, optou-se por utilizar um valor único de 150 kgf/m², o qual representa adequadamente a média dos ambientes internos e incorpora, de maneira conservadora, a presença de varandas e áreas de serviço sem resultar em superdimensionamento da estrutura. As cargas provenientes de paredes foram aplicadas diretamente sobre as vigas, não sendo consideradas paredes apoiadas sobre as lajes. Essa escolha busca manter a coerência entre o modelo estrutural e o projeto arquitetônico adotado no estudo. Optou-se pela adoção de paredes em *drywall*, uma vez que esse sistema apresenta peso significativamente menor quando comparado ao sistema em alvenaria cerâmica vazada de 16 cm (1 + 14 + 1), cuja carga linear para altura de 2,80 m atinge aproximadamente 420 kgf/m. Além de reduzir o carregamento linear nas vigas, o uso de *drywall* também se mostra mais coerente com a filosofia construtiva do pré-fabricado, por privilegiar elementos industrializados e de maior racionalização executiva.

(ii) Lajes: No pré-dimensionamento das lajes, inicialmente considerou-se a utilização de lajes alveolares, por serem amplamente empregadas em sistemas pré-moldados. Entretanto, esse tipo de laje é mais indicado para o vencimento de grandes vãos (geralmente superiores a 5 m e podendo alcançar até 20 m) condição que não se aplica à edificação estudada, cujos vãos são significativamente menores. Dessa forma, a adoção de lajes alveolares não apresentaria viabilidade técnica nem correspondência prática ao contexto do projeto. Optou-se, portanto, pela utilização de lajes treliçadas, também pertencentes ao conjunto de soluções pré-fabricadas. Segundo Araújo (2009), a espessura mínima dessas lajes pode ser estimada por meio de critérios simplificados de pré-dimensionamento, conforme expresso na Equação 10.

$$h = \frac{L}{35} \quad (20)$$

Onde:

h é altura da laje (cm);

L menor vão da laje (cm).

O menor vão encontrado no projeto é de 4,40 m. Aplicando-se esse critério, obteve-se uma espessura mínima teórica de aproximadamente 12,6 cm. Apesar desse resultado, optou-se pela adoção de uma laje com 20 cm de altura total, solução que garante desempenho estrutural adequado, favorece a execução por coincidir com a altura do apoio Gerber adotado nas vigas, facilitando a compatibilização entre os elementos. A laje treliçada unidirecional (1D) selecionada corresponde ao modelo TR20756, com 4 cm de cobrimento (moldado no local) e enchimento em EPS do tipo B16/40/40, solução que contribui para a redução do peso próprio.

(iii) Vigas: Para as vigas, o método proposto por Araújo (2009) estabelece que a altura deve ser definida em função dos vãos efetivos e dos apoios, conforme expressa a Equação 11.

$$h = \frac{L_{ef}}{Z} \quad (31)$$

Onde:

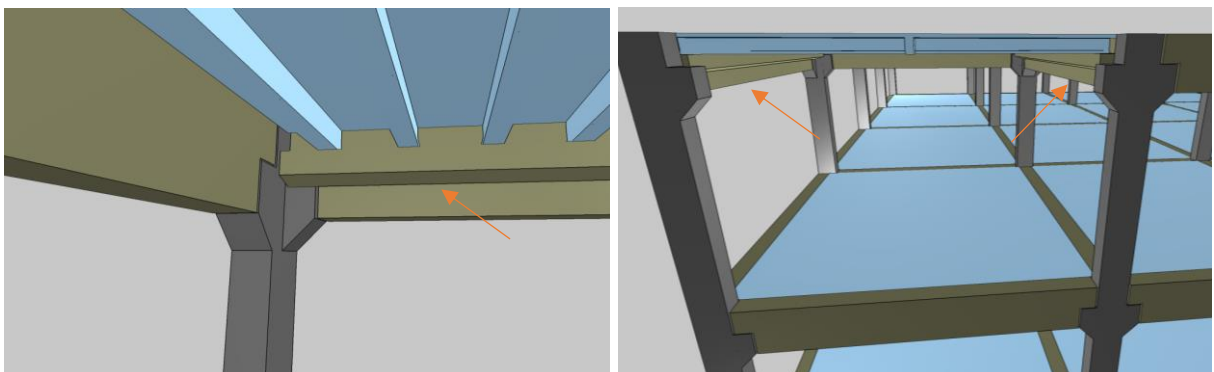
h é altura da viga;

L_{ef} é o vão efetivo da viga;

Z 10 para vigas biapoiadas e 12 para vigas contínuas (que possuem dois ou mais trechos).

Embora o método apresentado seja originalmente voltado para vigas moldadas no local, procedeu-se à consulta de catálogos de fabricantes de elementos pré-moldados para identificar combinações viáveis de largura e altura adequadas ao sistema estudado. Com base nos testes de modelagem realizados, adotou-se a seção de 25 × 60 cm, por se tratar da menor dimensão que não apresentou em erros de dimensionamento nos apoios Gerber durante a fase de análise estrutural. Para as vigas que recebem as lajes, foi projetado também um consolo do tipo retangular, com largura (l_c) 20cm e altura (h_c) 15 cm, com a função de apoiar adequadamente a laje treliçada. Dessa forma, após a concretagem da capa, a laje ficará com a mesma altura das vigas.

Figura 16 – Detalhe do consolo retangular para apoio das lajes treliçadas



Fonte: Autoria Própria (2025)

(iv) Pilares: Para os pilares, o método de pré-dimensionamento apresentado por Araújo (2009) consiste em estimar a carga axial atuante a partir das áreas de influência de cada elemento, permitindo obter uma seção transversal preliminar capaz de resistir aos esforços previstos. Contudo, por se tratar de uma estrutura pré-moldada, adotou-se uma abordagem prática baseada nas seções disponibilizadas pelos fabricantes. Inicialmente, considerou-se a dimensão mínima oferecida por um fornecedor local, de 20 × 40 cm, porém essa seção apresentou erro durante a análise no *software*. Em seguida, foi testada a seção 20 × 50 cm, que demonstrou comportamento estrutural adequado, mas posteriormente ajustou-se para 25 × 40 cm, de modo a compatibilizar o pilar com as dimensões das vigas e melhorar o desempenho global do sistema.

(v) Parametrização do Eberick: Para a análise dos resultados, consideraram-se os parâmetros habilitados no processamento da estrutura, incluindo a análise estática linear, o cálculo dos deslocamentos no Estado Limite de Serviço com rigidez fissurada, bem como o dimensionamento dos elementos estruturais conforme as combinações de ações previstas nas normas vigentes. As combinações verticais de cálculo e as imperfeições globais foram definidas segundo os critérios para estruturas usuais. O objetivo inicial do processamento é obter um resumo dos resultados da análise estática linear, identificando eventuais inconsistências no modelo. Caso a estrutura seja processada com erro, procede-se às correções necessárias até que o modelo esteja consistente, permitindo então o uso confiável dos resultados gerados nas etapas seguintes. A partir dessas informações, são apresentados e discutidos os principais indicadores de desempenho estrutural obtidos para os diferentes modelos analisados.

Figura 17 – Parâmetros do Eberick configurados para análise da estrutura.

The image shows the 'Análise da estrutura' dialog box in the Eberick software. It is divided into two main sections: 'Análise da estrutura' on the left and 'Análise' on the right.

Análise da estrutura (Left Panel):

- Estado-limite último (ELU):**
 - Análise estática linear
 - Verificação das etapas construtivas
 - Dimensionamento dos elementos
 - Dimensionar apenas elementos selecionados ...
 - Verificar limites de redistribuição em nós semirrígidos
- Estado-limite de deformações excessivas (ELS-DEF):**
 - Determinação dos deslocamentos do pórtico
 - Adotar rigidez configurada
 - Calcular rigidez fissurada
 - Determinação dos deslocamentos das lajes
 - Adotar rigidez configurada
 - Calcular rigidez fissurada
 - Verificar apenas pavimentos selecionados ...
- Estado-limite de vibrações excessivas (ELS-VE):**
 - Análise dinâmica do pórtico
 - Análise dinâmica das lajes
 - Verificar apenas pavimentos selecionados ...

Análise (Right Panel):

- Geral:**
 - Redução no engaste para nós semirrígidos: 15 %
 - Redução na torção para os pilares: 0 %
 - Redução na torção para as vigas: 85 %
 - Redução na torção para os núcleos rígidos: 0 %
 - Aumento na rigidez axial dos pilares: 1 ...
 - Salvar automaticamente o projeto após o processamento
- Ligação viga-pilar:**
 - Flexibilizar ligação com pilar equivalente
 - Aplicar para relação h/b maior que: 5 ...
- Não linearidade física:**
 - Rigidez das vigas: 0.4 Ec.Ic
 - Rigidez dos pilares: 0.8 Ec.Ic
 - Rigidez das lajes: 0.3 Ec.Ic
 - Rigidez das estacas: 0.8 Ec.Ic
 - Rigidez dos núcleos rígidos: 0.9 Ec.Ic
 - Rigidez alvenaria estrutural: 0.8 Ea.I
- Não linearidade geométrica:**
 - Utilizar o processo P-Delta
 - Número máximo de iterações: 4
 - Precisão mínima: 1 %
 - Combinação vertical de cálculo: 1.4G1+1.4G2+1.4Q+1.1A ...
- Imperfeições globais:**
 - Tipo de estrutura: Estruturas usuais
 - Combinação vertical característica: G1+G2+Q+A ...
- Processo:**
 - Grelhas + pórtico espacial
 - Modelo integrado

Buttons at the bottom: OK, Cancelar, Configurar..., Ajuda.

Fonte: Autoria Própria (2025)

O *software* Eberick, após o processamento da análise estática linear, apresenta um conjunto de informações iniciais, incluindo as cargas verticais totais, que correspondem à soma das cargas permanentes e variáveis aplicadas à edificação (peso próprio, adicionais e acidentais), permitindo conferir se o carregamento foi definido de forma adequada. Também é apresentada a relação carga/área, que expressa a razão entre a carga total transmitida às fundações e a área total dos pavimentos, funcionando como um indicador auxiliar para detectar possíveis inconsistências no lançamento das ações, já que valores muito abaixo ou acima do intervalo usual acionam alertas do programa. Além desses dados, o *software* disponibiliza os principais parâmetros necessários para a avaliação do comportamento estrutural, os quais serão utilizados na análise de estabilidade da edificação em concreto pré-moldado:

- **Deslocamento horizontal máximo do centro de massa (vento):** Esse parâmetro informa o deslocamento global da edificação sob a ação do vento, indicando o quanto o edifício como um todo se desloca horizontalmente.
- **Deslocamento relativo máximo do centro de massa (vento):** Esse parâmetro representa a diferença de deslocamento entre dois pavimentos

consecutivos, sendo fundamental para avaliar as deformações entre andares e a possibilidade de danos em elementos não estruturais, como vedações e esquadrias.

- **Verificação de estabilidade (γ_z):** O vento e outros carregamentos horizontais são aplicados em ambos os sentidos de cada eixo ($X+$ e $X-$, $Y+$ e $Y-$), de modo que a estrutura seja verificada em todas as situações possíveis de solicitação. O coeficiente é apresentado pelo *software* nas quatro direções e fornece uma estimativa dos efeitos de segunda ordem associados à estabilidade global. De modo geral, valores de γ_z até 1,10 caracterizam uma estrutura rígida, valores até 1,30 indicam estrutura flexível, e resultados acima de 1,30 sinalizam instabilidade, devendo ser evitados. Neste trabalho, foi considerado apenas o maior valor obtido para cada configuração, o qual ocorreu predominantemente na direção $X-$ (sentido negativo do eixo X), correspondente ao sentido de menor rigidez da edificação em ambas as estruturas.

4 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados das análises numéricas realizadas no *software* Eberick para as duas tipologias estruturais estudadas. Os dados são organizados em tabelas e gráficos, contemplando as diferentes rigidezes adotadas para as ligações viga-pilar e a variação da altura da edificação (número de pavimentos), bem como seus efeitos sobre os parâmetros de estabilidade. Em cada configuração, os resultados são confrontados com os limites normativos estabelecidos, evidenciando o ponto a partir do qual a estrutura deixa de atender aos critérios estabelecidos, a fim de identificar a altura máxima viável para cada combinação de geometria em planta e rigidez de ligação.

4.1 Análise dos modelos estruturais

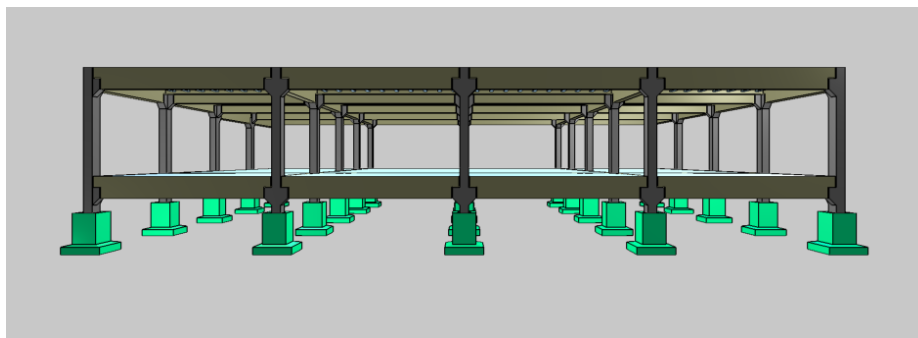
4.1.1 Estrutura 1

A análise da Estrutura 1, de menor esbelteza, é apresentada por meio de modelos *1A* a *1H*. Parte-se do caso-base, com menor altura e ligações viga-pilar rotuladas e, na sequência, avalia-se a evolução do comportamento estrutural com o acréscimo de pavimentos e com o aumento gradual da rigidez das ligações, de modo a identificar tendências, limites e implicações para a viabilidade da edificação.

4.1.1.1 MODELO 1A - Ligação Viga-pilar Rotulada com 1 Pavimento

Caso-base da Estrutura 1 composto por um pavimento e ligações viga-pilar totalmente rotuladas ($\alpha_R = 0,00$), conforme ilustrado na Figura 18.

Figura 18 – Visualização 3D da estrutura pré-moldada com 1 pavimento



Fonte: Autoria Própria (2025).

Tabela 10 – Ligação rotulada x deslocamentos do modelo 1A

Ligação Rotulada ($\alpha_R = 0,00$)	1 Pavimento	Limite
Deslocamento horizontal global	0,09	0,24
Deslocamento horizontal relativo	0,08	0,35
γ_z	1,26	1,30
Altura da Edificação	3 m	-
Índice de Esbeltez	0,15	-

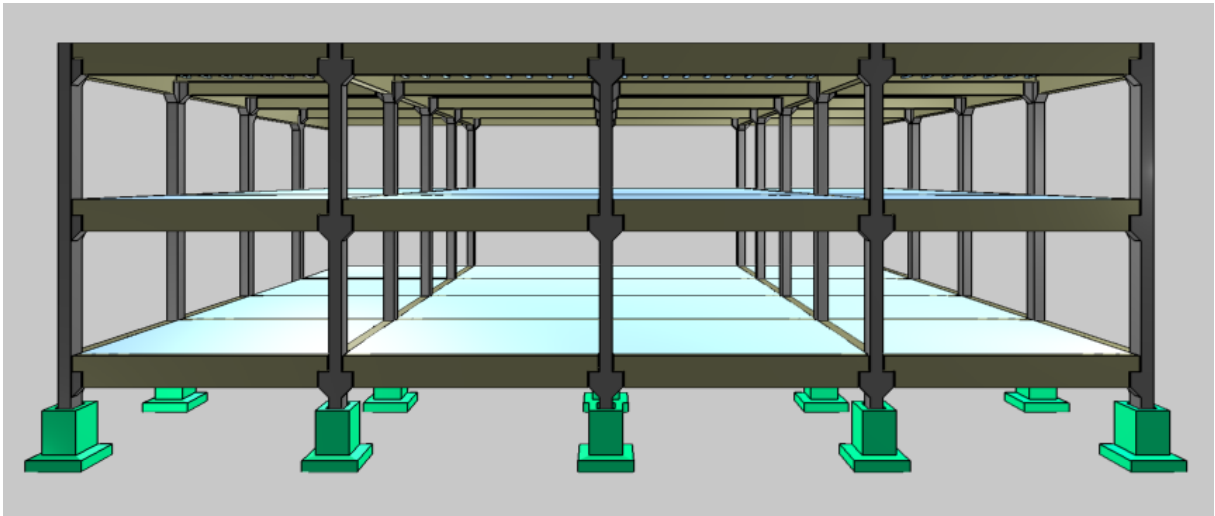
Fonte: Autoria Própria (2025).

Os resultados obtidos indicaram que a edificação permaneceu dentro dos limites estabelecidos para deslocamentos e estabilidade global, mostrando-se estruturalmente viável para uso como estrutura térrea pré-moldada e reforçando sua aplicabilidade no contexto do pré-moldado, especialmente pela simplicidade executiva e pela rapidez de montagem associadas às ligações rotuladas.

4.1.1.2 MODELO 1B - Ligação Viga-pilar Rotulada com 2 Pavimentos

Dando continuidade, analisou-se a mesma estrutura, porém, com a inclusão de um segundo pavimento, de modo a verificar como o aumento da altura e da carga global, influenciaria os parâmetros de deslocamento e estabilidade.

Figura 19 – Visualização 3D da estrutura pré-moldada com 2 pavimentos



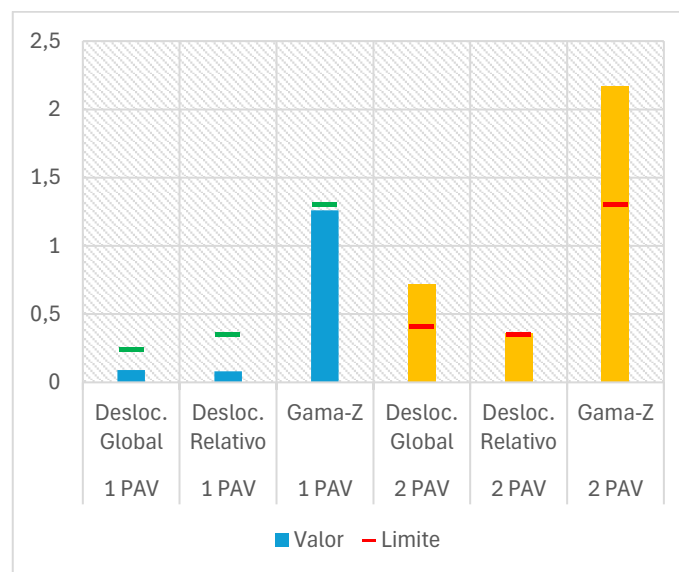
Fonte: Autoria Própria (2025).

Tabela 11 – Ligação rotulada x deslocamentos do Modelo 1B

Ligação Rotulada ($\alpha_R = 0,0$)	2 Pavimentos	Limite
Deslocamento horizontal global	0,72	0,41
Deslocamento horizontal relativo	0,36	0,35
γ_z	2,17	1,30
Altura da Edificação	6 m	-
Índice de Esbeltez	0,31	-

Fonte: Autoria Própria (2025).

Gráfico 1 – Limites dos Deslocamentos para Ligação Rotulada



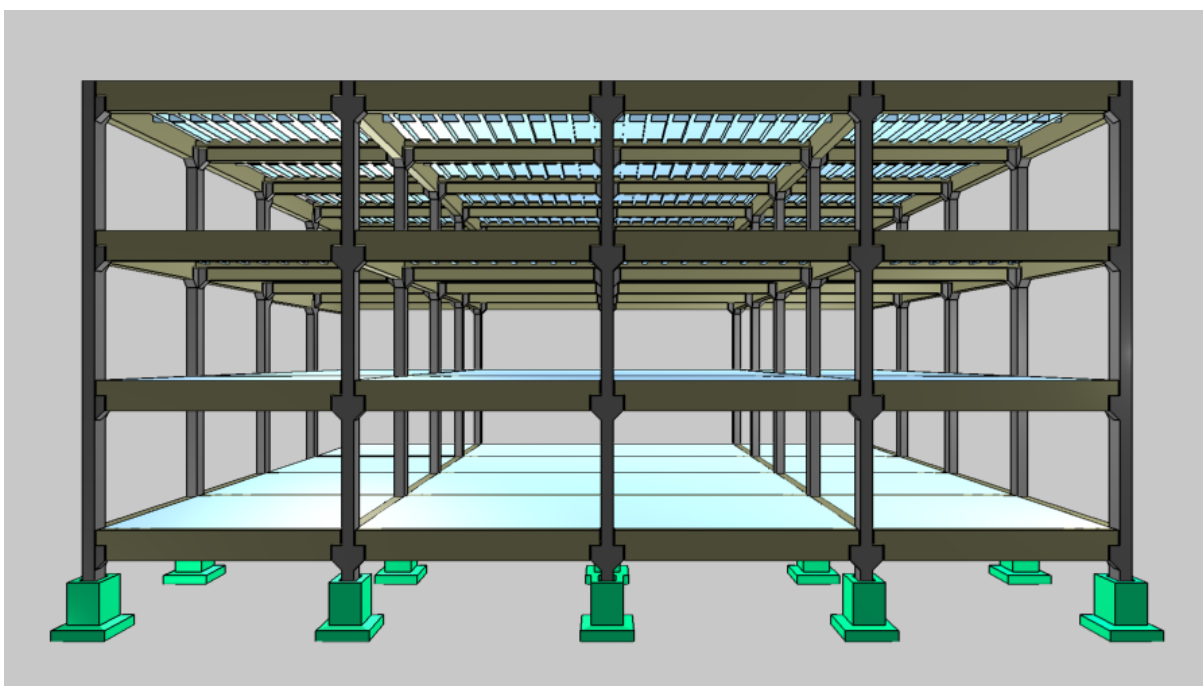
Fonte: Autoria Própria (2025).

Nessa nova condição, observou-se que todos os limites normativos foram ultrapassados, conforme o Gráfico 1, indicando que a configuração com ligações totalmente rotuladas se torna estruturalmente inviável quando a edificação assume dois pavimentos. Diante desse resultado, é necessário enrijecer as ligações viga-pilar, de forma a restabelecer a rigidez global e possibilitar a continuidade das avaliações nas próximas configurações.

4.1.1.3 MODELO 1C - Ligação Articulada ($\alpha_R = 0,10$) com 2 e 3 Pavimentos

Após verificar que a estrutura com ligações totalmente rotuladas se torna inviável a partir do segundo pavimento, prosseguiu-se a análise adotando um pequeno acréscimo de rigidez nas ligações viga-pilar. Para isso, avaliou-se o comportamento da edificação sob uma ligação articulada com $\alpha_R = 0,10$, permitindo investigar em que medida, mesmo um engastamento mínimo, poderia ampliar a altura admissível da Estrutura 1. Considerando uma ligação que, segundo Ferreira *et al.* (2002), caracteriza-se essencialmente como articulada, com grau de engastamento máximo de 20%, avaliou-se o comportamento da estrutura para diferentes alturas.

Figura 20 – Visualização 3D da estrutura pré-moldada com 3 pavimentos



Fonte: Autoria Própria (2025).

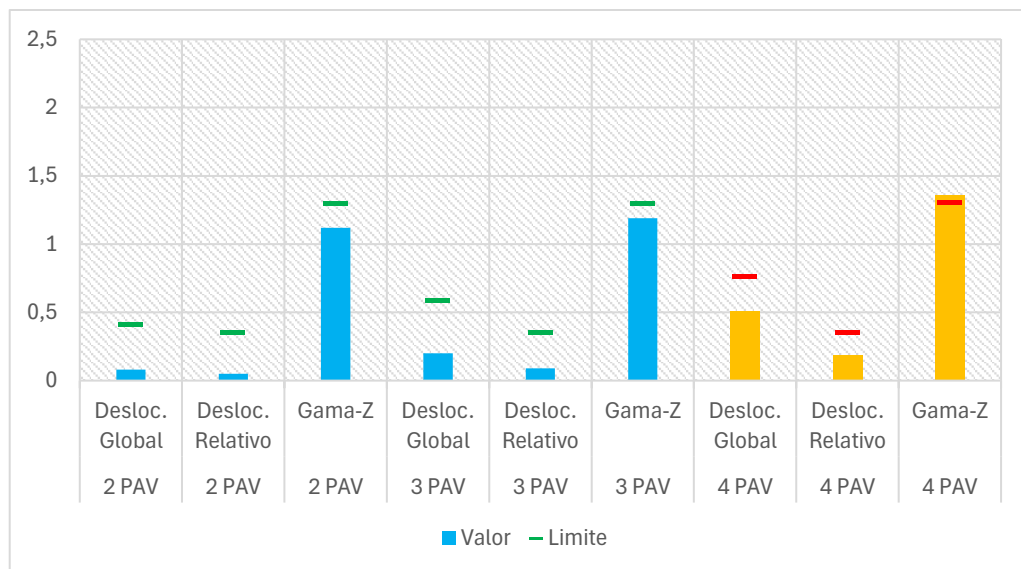
Tabela 12 – Grau de engastamento 0,10 x deslocamentos por pavimento

Ligação - Articulada ($\alpha_R = 0,10$)	2 Pav.	Limite	3 Pav.	Limite	4 Pav.	Limite
Deslocamento horizontal global	0,08	0,41	0,2	0,59	0,51	0,76
Deslocamento horizontal relativo	0,05	0,35	0,09	0,35	0,19	0,35
γ_z	1,12	1,30	1,19	1,3	1,36	1,3
Altura da Edificação	6 m	-	9 m	-	12 m	-
Índice de Esbeltez	0,31	-	0,46	-	0,61	-

Fonte: Aatoria Própria (2025).

Nessa configuração, ainda compatível com soluções simples de execução em obras pré-moldadas, foi possível alcançar até três pavimentos dentro dos limites normativos de deslocamentos e estabilidade global. Contudo, ao se considerar quatro pavimentos, embora o deslocamento horizontal global permanecesse dentro do limite admissível, o coeficiente γ_z ultrapassou o valor máximo permitido, indicando efeitos de segunda ordem excessivos. Assim, a partir desse ponto, a estrutura deixa de ser considerada viável sem a adoção de medidas adicionais de enrijecimento.

Gráfico 2 - Limite dos deslocamentos para grau de engastamento 0,10

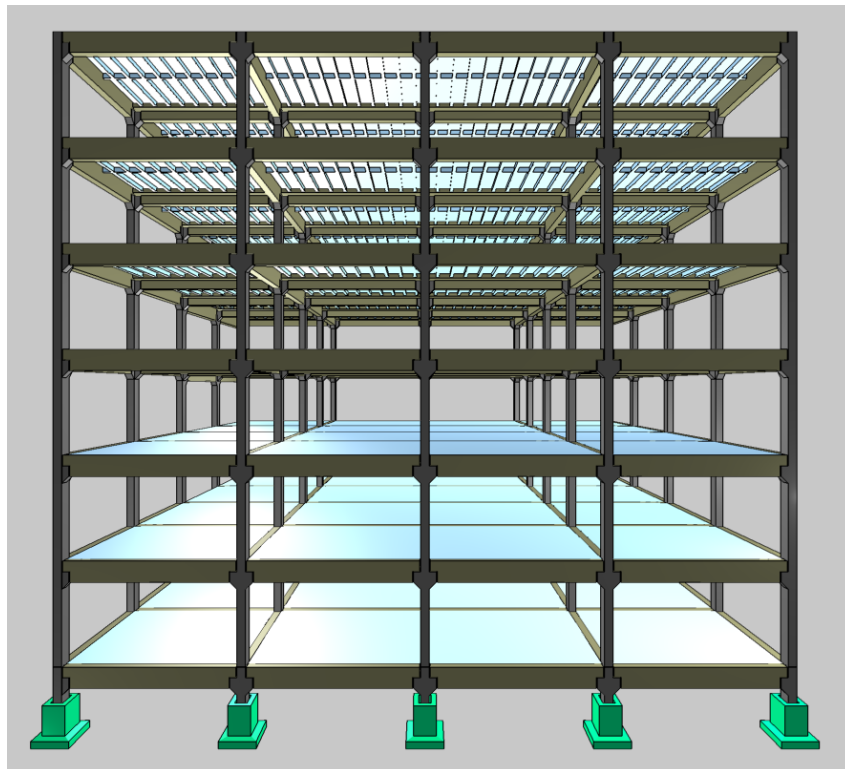


Fonte: Aatoria Própria (2025).

4.1.1.4 MODELO 1D - Ligação Semirrígida ($\alpha_R = 0,20$) com 4, 5 e 6 Pavimentos

Dando sequência ao enrijecimento gradual das ligações viga-pilar, passou-se a investigar uma condição, segundo Ferreira *et al.* (2002), como uma ligação semirrígida de baixa restrição ($\alpha_R = 0,20$), correspondendo a um grau de engastamento entre 20% e 50%.

Figura 21 – Visualização 3D da estrutura pré-Moldada com 6 pavimentos



Fonte: Aatoria Própria (2025).

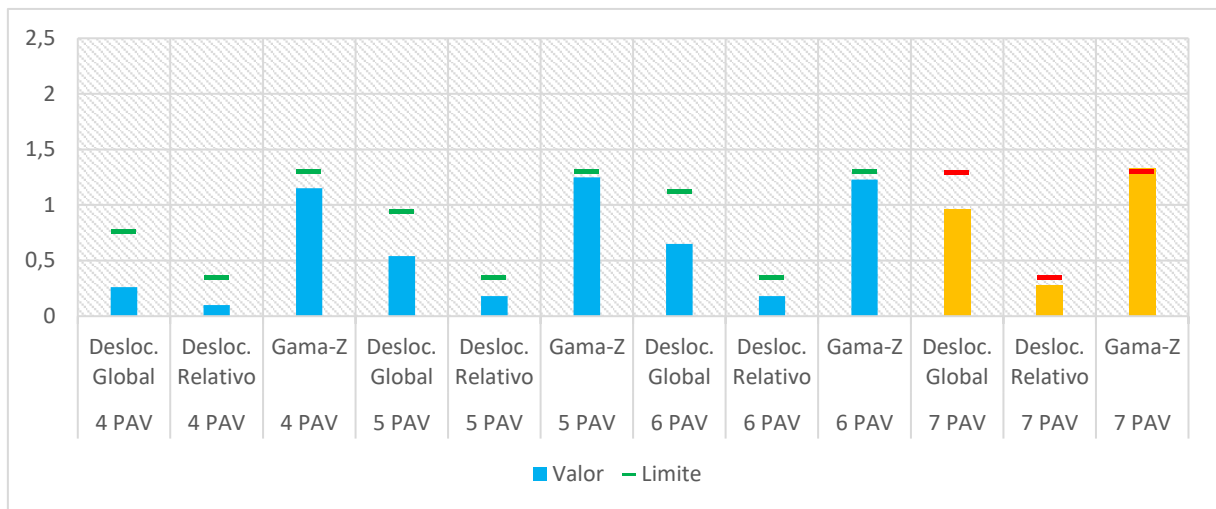
Tabela 13 – Grau de engastamento 0,20 x deslocamentos por pavimento

Ligação Semirrígida – baixa restrição ($\alpha_R = 0,20$)	4 Pav.	Lim.	5 Pav.	Lim.	6 Pav.	Lim.	7 Pav.	Lim.
Deslocamento horizontal global	0,26	0,76	0,54	0,94	0,65	1,12	0,96	1,29
Deslocamento horizontal relativo	0,1	0,35	0,18	0,35	0,18	0,35	0,28	0,35
yz	1,15	1,3	1,25	1,3	1,23	1,3	1,33	1,3
Altura da Edificação	12 m	-	15 m	-	18 m	-	21 m	-
Índice de Esbeltez	0,61	-	0,77	-	0,92	-	1,07	-

Fonte: Aatoria Própria (2025).

Nessa configuração, que representa um ganho de rigidez em comparação às ligações articuladas, foi possível alcançar até seis pavimentos respeitando os limites normativos de deslocamento global, deslocamento relativo e coeficiente γ_z . Com a adição do sétimo pavimento, porém, o γ_z ultrapassou o limite máximo permitido de 1,30, evidenciando a intensificação dos efeitos de segunda ordem. Em termos práticos, isso significa que a estrutura passou a perder rigidez global, amplificando seus deslocamentos sob ações horizontais e tornando-se estruturalmente instável sem a adoção de medidas adicionais de enrijecimento.

Gráfico 3 - Limite dos deslocamentos para grau de engastamento 0,20

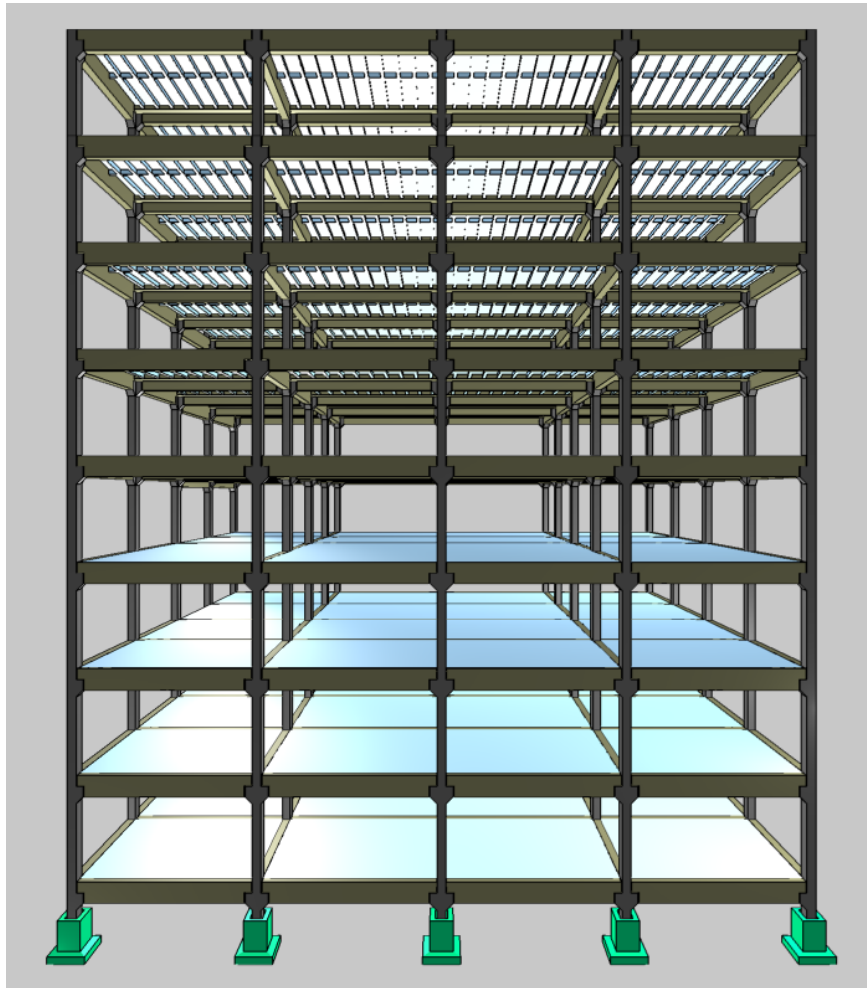


Fonte: Autoria Própria (2025).

4.1.1.5 MODELO 1E - Ligação Semirrígida ($\alpha_R = 0,30$) com 7 e 8 Pavimentos

Ao adotar uma ligação com $\alpha_R = 0,30$, a estrutura ainda se enquadra como semirrígida de baixa restrição, correspondendo a um grau de engastamento entre 20% e 50%, conforme a classificação de Ferreira *et al.* (2002).

Figura 22 – Visualização 3D da estrutura pré-moldada com 8 pavimentos



Fonte: Aatoria Própria (2025).

Tabela 14 – Grau de engastamento 0,30 x deslocamentos por pavimento

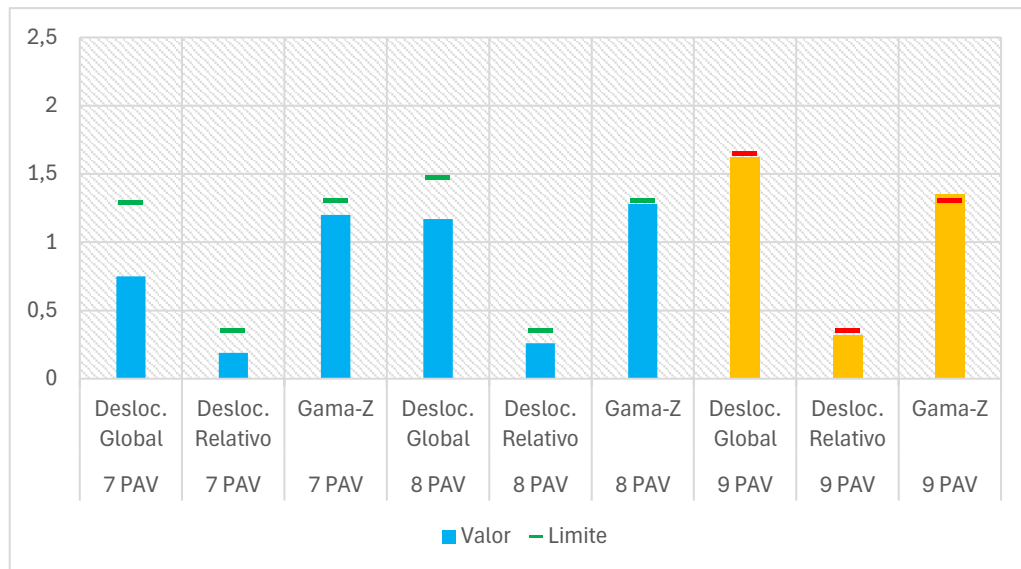
Ligação Semirrígida - Baixa restrição ($\alpha_R = 0,30$)	7 Pav.	Limite	8 Pav.	Limite	9 Pav.	Limite
Deslocamento horizontal global	0,75	1,29	1,17	1,47	1,62	1,65
Deslocamento horizontal relativo	0,19	0,35	0,26	0,35	0,32	0,35
γ_z	1,2	1,3	1,28	1,3	1,35	1,3
Altura da Edificação	21 m	-	24 m	-	27m	-
Índice de Esbeltez	1,07	-	1,22	-	1,38	-

Fonte: Aatoria Própria (2025).

Nessa configuração, foi possível adicionar mais dois pavimentos à edificação, atingindo até oito pavimentos dentro dos limites normativos de deslocamentos e estabilidade global. A altura total foi de 24m, e índice de esbeltez igual a 1,22, ainda considerada de esbeltez baixa. No entanto, ao incluir o nono

pavimento, o coeficiente γ_z ultrapassou o limite admissível, indicando intensificação dos efeitos de segunda ordem e perda de rigidez global. A partir desse ponto, torna-se necessária a adoção de medidas adicionais de enrijecimento para restabelecer a estabilidade da estrutura.

Gráfico 4 - Limite dos deslocamentos para grau de engastamento 0,30

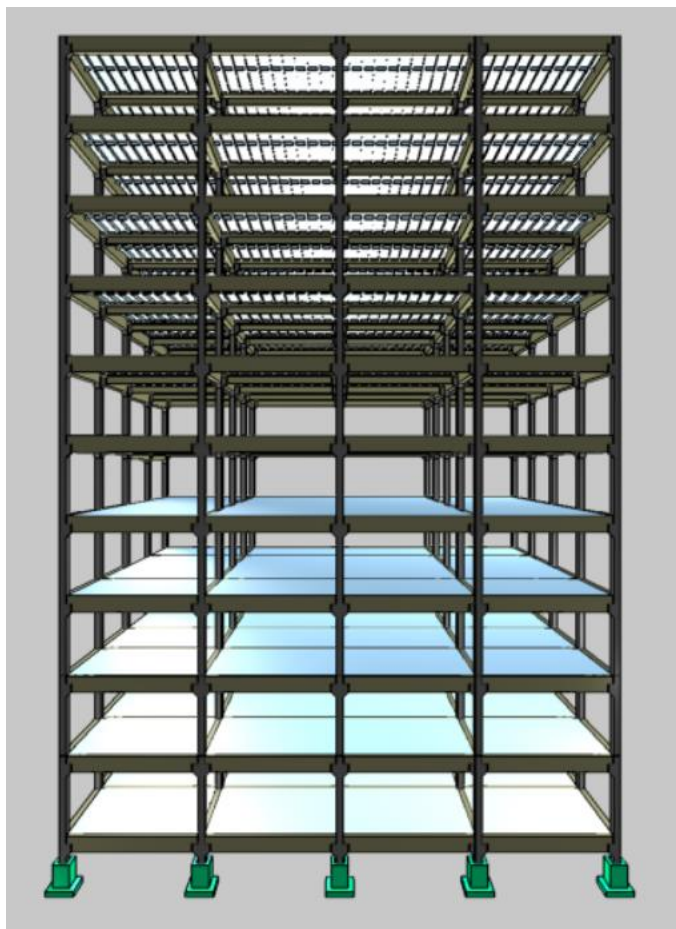


Fonte: Autoria Própria (2025).

4.1.1.6 MODELO 1F - Ligação Semirrígida ($\alpha_R = 0,40$) com 9 e 10 Pavimentos

Avançou-se para um novo patamar de rigidez nas ligações viga-pilar, adotando agora $\alpha_R = 0,40$. A ligação se enquadra na categoria semirrígida de média restrição, correspondendo a um grau de engastamento entre 50% e 75%, conforme a classificação de Ferreira *et al.* (2002).

Figura 23 – Visualização 3D da estrutura pré-moldada com 10 pavimentos



Fonte: Aatoria Própria (2025).

Tabela 15 – Grau de engastamento 0,40 x deslocamentos por pavimento

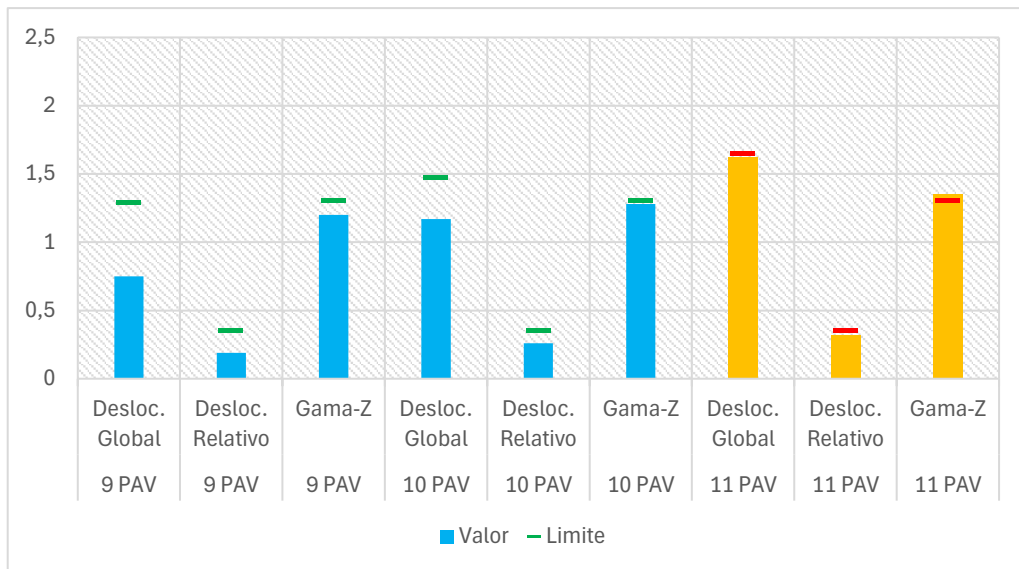
Ligação Semirrígida - Média restrição ($\alpha_R = 0,4$)	9 Pav.	Limite	10 Pav.	Limite	11 Pav.	Limite
Deslocamento horizontal global	1,11	1,65	1,45	1,82	2,14	2,00
Deslocamento horizontal relativo	0,23	0,35	0,27	0,35	0,36	0,35
γ_z	1,23	1,30	1,24	1,30	1,33	1,30
Altura da Edificação	27 m	-	30 m	-	33 m	-
Índice de Esbeltez	1,38	-	1,53	-	1,68	-

Fonte: Aatoria Própria (2025).

Com esse nível intermediário de rigidez, foi possível atingir a marca de dez pavimentos dentro dos limites normativos de deslocamento global, deslocamento relativo e coeficiente γ_z , mantendo a estrutura estável e operando dentro dos parâmetros aceitáveis. Contudo, ao se adicionar o décimo primeiro pavimento, elevando a altura total para aproximadamente 33 metros, o coeficiente γ_z ultrapassou

o limite permitido, caracterizando instabilidade global. Nesse estágio, a estrutura passa a apresentar amplificação excessiva dos deslocamentos devido aos efeitos de segunda ordem, tornando o modelo inviável sem intervenções adicionais de enrijecimento.

Gráfico 5 - Limite dos deslocamentos para grau de engastamento 0,40

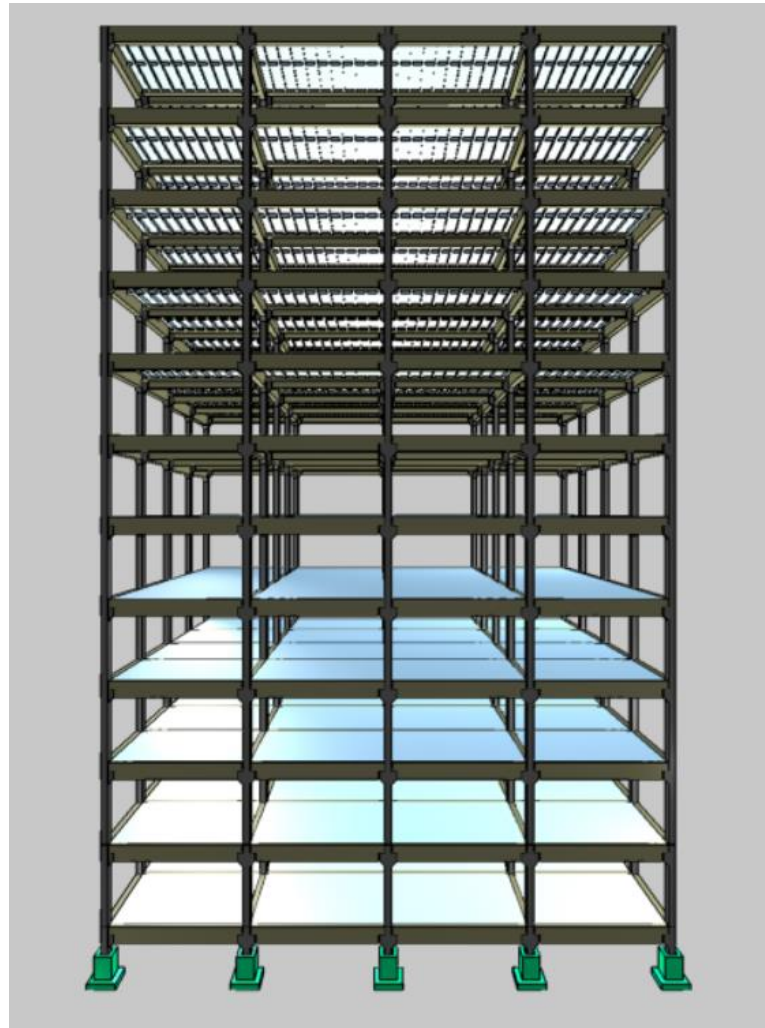


Fonte: Autoria Própria (2025).

4.1.1.7 MODELO 1G - Ligação Semirrígida ($\alpha_R = 0,50$) com 11 Pavimentos

A ligação com $\alpha_R = 0,50$ ainda se enquadra na categoria de ligações semirrígidas de média restrição, associada a um grau de engastamento entre 50% e 75%, conforme a classificação de Ferreira *et al.* (2002).

Figura 24 – Visualização 3D da estrutura pré-moldada com 11 pavimentos



Fonte: Autoria Própria (2025).

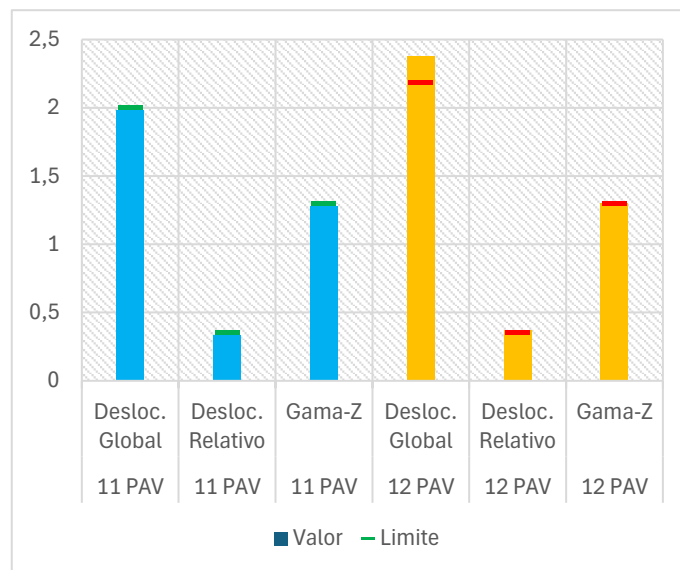
Tabela 16 – Grau de engastamento 0,50 x deslocamentos por pavimento

Ligação Semirrígida - Média restrição ($\alpha_R = 0,5$)	11 Pav.	Limite	12 Pav.	Limite
Deslocamento horizontal global	1,98	2	2,38	2,18
Deslocamento horizontal relativo	0,33	0,35	0,37	0,35
γ_z	1,28	1,30	1,30	1,30
Altura da Edificação	33 m	-	36 m	-
Índice de Esbeltez	1,68	-	1,84	-

Fonte: Autoria Própria (2025).

Nessa configuração, a estrutura com 11 pavimentos manteve-se dentro dos limites normativos de estabilidade global. O deslocamento horizontal global permaneceu abaixo do limite de 2,00 cm, o deslocamento relativo situou-se sob o limite de 0,35 cm e o coeficiente γ_z atingiu 1,28, valor inferior ao limite máximo admissível de 1,30. Esses resultados indicam que a estrutura ainda apresenta rigidez suficiente para controlar os efeitos de segunda ordem. Contudo, ao se elevar para 12 pavimentos, observa-se um comportamento acima ao limite admissível. O deslocamento horizontal global supera o limite de 2,18 cm, atingindo 2,38 cm, enquanto o deslocamento relativo chega a 0,37 cm, ultrapassando o valor máximo de 0,35 cm. O coeficiente γ_z atinge 1,30, exatamente o limite permitido pela norma, caracterizando uma condição de estabilidade crítica. Dessa forma, a configuração com 12 pavimentos e 36 metros de altura, passa a demandar intervenções adicionais de enrijecimento, uma vez que a estrutura não atende mais plenamente aos critérios normativos.

Gráfico 6 - Limite dos deslocamentos para grau de engastamento 0,50



Fonte: Autoria Própria (2025).

Durante as análises neste estágio, o *software* apresentou o Erro D95 em quatro pilares de extremidade, indicando a presença de carga vertical negativa (tração) nos consolos. Esse tipo de solicitação contraria o modelo de cálculo previsto na NBR 9062:2017, o qual pressupõe o funcionamento do consolo predominantemente por compressão das bielas de concreto. Quando a tração excede o limite que pode ser resistido pela armadura de costura, o Eberick interrompe o

dimensionamento e emite o alerta. Para solucionar o problema, foi necessário aumentar a altura do consolo, permitindo a acomodação adequada da armadura destinada a resistir às forças de tração e garantindo que o elemento suportasse as combinações críticas sem violar os critérios normativos. Essa intervenção possibilitou o prosseguimento da modelagem estrutural. Observa-se, contudo, que esse comportamento está diretamente associado às elevadas cargas globais de uma edificação com 11 pavimentos e ao aumento da rigidez das ligações das vigas, que faz com que o nó viga-pilar passe a atuar com maior grau de engastamento. Como consequência, intensifica-se os momentos negativos no apoio, provocando tração no consolo. Esse efeito revela uma possível limitação prática na execução desse tipo de ligação em edificações reais, demandando cuidados adicionais de projeto e detalhamento quando se trabalha com maiores níveis de rigidez estrutural.

4.1.1.8 MODELO 1H - Ligação Semirrígida ($\alpha_R = 0,60$)

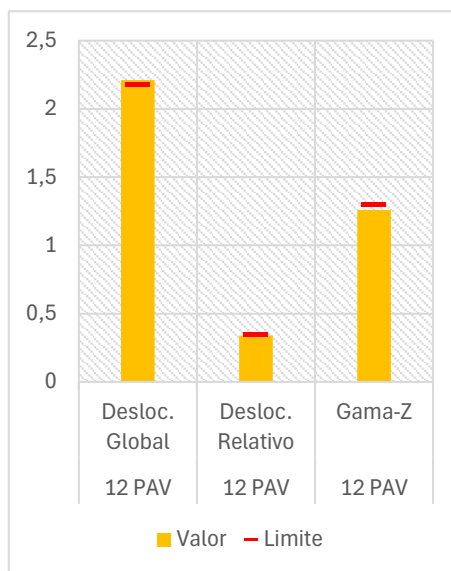
Ainda que se tenha incrementado a rigidez das ligações para $\alpha_R = 0,60$ (valor enquadrado na categoria de ligações semirrígidas de média restrição, conforme a classificação de Ferreira *et al.* (2002), correspondendo a um grau de engastamento entre 50% e 75%), não foi possível aumentar a altura da edificação. Os resultados mostram que, para 12 pavimentos, o deslocamento horizontal global ultrapassa o limite normativo, enquanto o deslocamento relativo e o coeficiente γ_z permanecem próximos do valor máximo permitido. Essa condição indica que, mesmo com o aumento da restrição rotacional das vigas, a rigidez global da estrutura não é suficiente para garantir a estabilidade necessária, impossibilitando a continuidade da elevação sem adoção de outras medidas de enrijecimento.

Tabela 17 – Grau de engastamento 0,60 x deslocamentos por pavimento

Ligação Semirrígida - Alta restrição ($\alpha_R = 0,60$)	12 Pavimentos	Limite
Deslocamento horizontal global	2,21	2,18
Deslocamento horizontal relativo	0,34	0,35
γ_z	1,26	1,30

Fonte: Autoria Própria (2025).

Gráfico 7 - Limite dos deslocamentos para grau de engastamento 0,60



Fonte: Aatoria Própria (2025).

Observa-se que a elevação progressiva da rigidez das ligações semirrígidas conduz a um limite estrutural prático, além do qual o incremento de pavimentos deixa de ser viável sem intervenções adicionais de enrijecimento. Esse comportamento converge com as evidências experimentais apresentadas por Hadade *et al.* (2018), que, ao ensaiarem ligações viga-pilar em escala real, identificaram um coeficiente médio de engastamento parcial em torno de 65%, associado a valores de α_R próximos de 0,56, mesmo em condições de detalhamento favoráveis e rigidez de viga bem definida. Esses resultados experimentais reforçam que pode existir um teto natural para o grau de engastamento que é possível ser alcançado na prática em ligações pré-moldadas, devido aos mecanismos de deformação envolvidos (como alongamento da armadura negativa, escorregamento aço-concreto e abertura da interface viga-pilar). Assim, observa-se que atingir rigidezes equivalentes a $\alpha_R \geq 0,50$, como exigido pelas simulações para viabilizar alturas maiores, aproxima-se do limite prático indicado pelos ensaios, sinalizando que o comportamento obtido numericamente coincide com a realidade física das ligações e que incrementos adicionais de pavimentos exigiriam soluções de ligação mais robustas ou sistemas complementares de estabilidade.

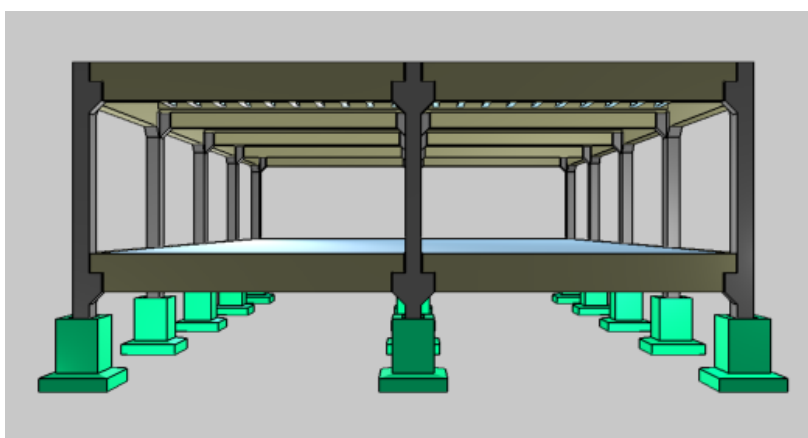
4.1.2 Estrutura 2

A segunda etapa do estudo volta-se à análise da Estrutura 2 (com os modelos 2A a 2G), cuja menor dimensão na direção X reduz significativamente a rigidez lateral do sistema e, conseqüentemente, espera-se que aumente sua sensibilidade às ações horizontais.

4.1.2.1 MODELO 2A - Ligação Viga-pilar Rotulada com 1 Pavimento

Assim como na primeira etapa, a avaliação inicia-se com o modelo de edificação de um pavimento e ligações viga-pilar totalmente rotuladas ($\alpha_R = 0,00$), conforme ilustrado na Figura 25.

Figura 25 – Visualização 3D da estrutura pré-moldada com 1 pavimento



Fonte: Autoria Própria (2025).

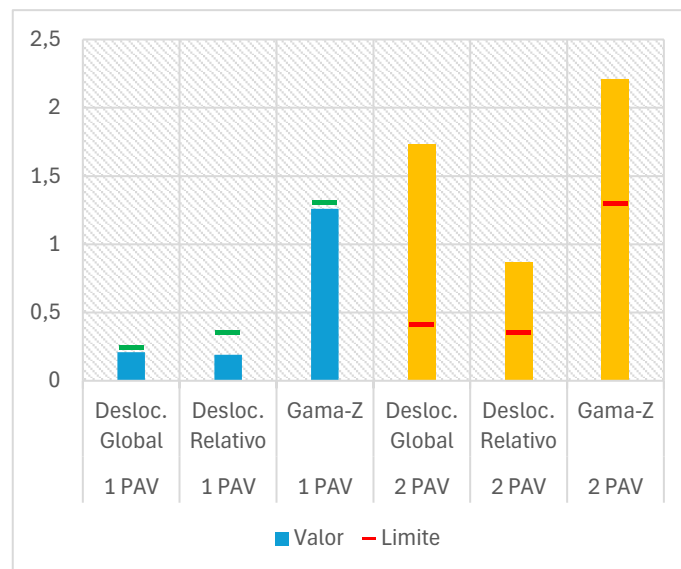
Tabela 18 – Ligação rotulada x deslocamentos por pavimento

Ligação Rotulada ($\alpha_R = 0,00$)	1 Pavimento	Limite	2 Pavimentos	Limite
Deslocamento horizontal global	0,21	0,24	1,73	0,41
Deslocamento horizontal relativo	0,19	0,35	0,87	0,35
yz	1,26	1,30	2,21	1,3
Altura da Edificação	3 m	-	6 m	-
Índice de Esbeltez	0,28	-	0,56	-

Fonte: Autoria Própria (2025).

Apesar da estrutura térrea apresentar desempenho aceitável nos limites normativos, verificou-se que, ao se introduzir o segundo pavimento, o comportamento estrutural tornou-se drasticamente mais desfavorável. Tanto os deslocamentos globais e relativos quanto o coeficiente γ_z apresentaram aumentos expressivos, ultrapassando os limites prescritos, o que evidencia que, para esta configuração geométrica mais esbelta, a solução com ligações rotuladas perde viabilidade já em baixas alturas. Esses resultados reforçam a influência da esbeltez da planta na estabilidade global e indicam a necessidade de enrijecimento das ligações para permitir a continuidade das análises nas próximas configurações.

Gráfico 8 – Limite dos Deslocamentos para Ligações Rotuladas

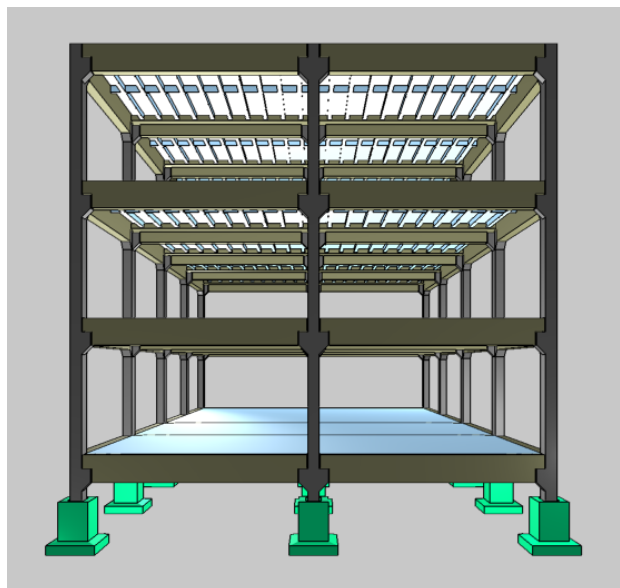


Fonte: Autoria Própria (2025).

4.1.2.2 MODELO 2B - Ligação Articulada ($\alpha_R = 0,10$) com 2 e 3 Pavimentos

Como etapa seguinte da análise da Estrutura 2, após verificar a limitação da configuração com ligações totalmente rotuladas, avaliou-se o efeito de um leve acréscimo de rigidez nas ligações viga-pilar, adotando-se $\alpha_R = 0,10$, associado a uma ligação articulada com baixo grau de engastamento.

Figura 26 – Visualização 3D da estrutura pré-moldada com 3 pavimentos



Fonte: Autoria Própria (2025).

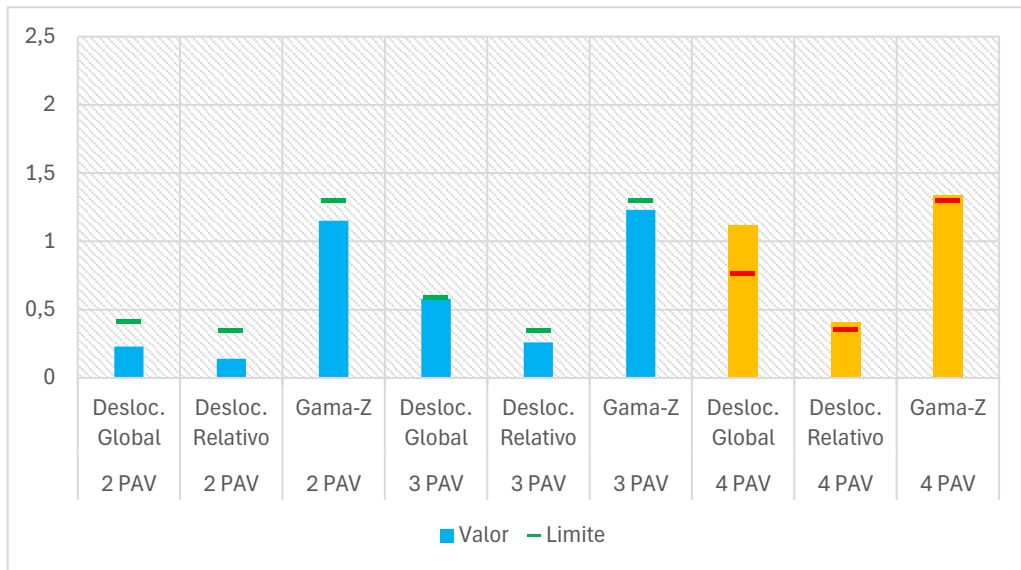
Tabela 19 – Grau de engastamento 0,10 x deslocamentos por pavimento

Ligação Articulada ($\alpha_R = 0,10$)	2 Pav.	Limite	3 Pav.	Limite	4 Pav.	Limite
Deslocamento horizontal global	0,23	0,41	0,58	0,59	1,12	0,76
Deslocamento horizontal relativo	0,14	0,35	0,26	0,35	0,41	0,35
γ_z	1,15	1,30	1,23	1,3	1,34	1,3
Altura da Edificação	6 m	-	9 m	-	12 m	-
Índice de Esbeltez	0,56	-	0,85	-	1,13	-

Fonte: Autoria Própria (2025).

Observou-se um desempenho estrutural mais favorável em comparação à configuração totalmente rotulada. Mesmo apresentando elevada flexibilidade, esse nível mínimo de restrição rotacional foi suficiente para permitir o acréscimo de até três pavimentos dentro dos limites normativos, tanto para deslocamento global quanto para deslocamento relativo e coeficiente γ_z . Apenas ao se atingir o quarto pavimento a estrutura passou a apresentar problemas de estabilidade, com γ_z ultrapassando o limite de 1,30 e deslocamentos se aproximando dos valores máximos admissíveis. Esse resultado demonstra que, embora a ligação continue bastante flexível, seu pequeno ganho de rigidez já contribui de forma significativa para prolongar a capacidade de manter estabilidade global em uma estrutura mais esbelta.

Gráfico 9 - Limite dos deslocamentos para grau de engastamento 0,10

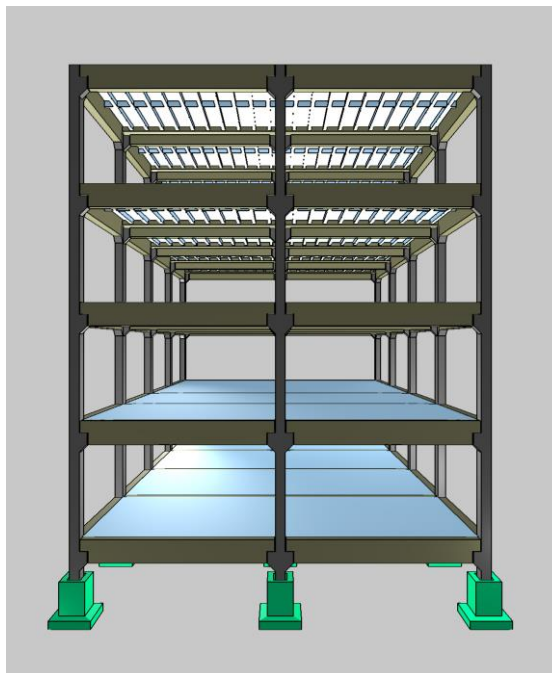


Fonte: Aatoria Própria (2025).

4.1.2.3 MODELO 2C - Ligação Semirrígida ($\alpha_R = 0,20$) com 4 Pavimentos

Ao adotar uma ligação com $\alpha_R = 0,20$, a estrutura agora se enquadra como semirrígida de baixa restrição, correspondendo a um grau de engastamento entre 20% e 50%, conforme a classificação de Ferreira *et al.* (2002).

Figura 27 – Visualização 3D da estrutura pré-moldada com 4 pavimentos



Fonte: Aatoria Própria (2025).

Tabela 20 – Grau de engastamento 0,20 x deslocamentos por pavimento.

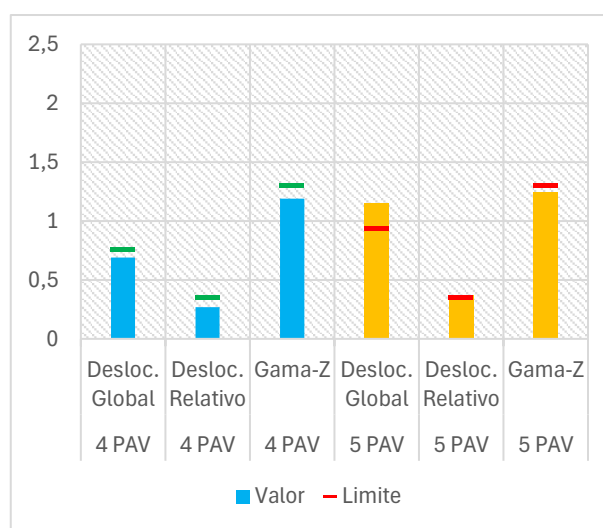
Ligação Semirrígida – baixa restrição ($\alpha_R = 0,20$)	4 Pav.	Limite	5 Pav.	Limite
Deslocamento horizontal global	0,69	0,76	1,15	0,94
Deslocamento horizontal relativo	0,27	0,35	0,37	0,35
γ_z	1,19	1,3	1,24	1,3
Altura da Edificação	12 m	-	15 m	-
Índice de Esbeltez	1,13	-	1,41	-

Fonte: Aatoria Própria (2025).

Para essa configuração, foi possível alcançar até 4 pavimentos dentro dos limites normativos: o deslocamento horizontal global e o deslocamento relativo mantiveram-se abaixo dos valores admissíveis (0,76 cm e 0,35 cm, respectivamente) e o coeficiente γ_z permaneceu em 1,19, inferior ao limite de 1,30. Contudo, ao se considerar o 5º pavimento, a estrutura atinge 15 m e índice de esbeltez igual a 1,41. Assim, o deslocamento relativo ultrapassa o limite (0,37 cm para um máximo de 0,35 cm) e o γ_z atinge 1,24, aproximando-se do valor máximo permitido, caracterizando uma condição crítica de estabilidade.

Observa-se que a Estrutura 2 apresenta capacidade significativamente reduzida em comparação à Estrutura 1 de base mais larga. Em contraste, na Estrutura 1, esse mesmo nível de rigidez viga-pilar ($\alpha_R = 0,20$) permitiu a viabilidade de até 8 pavimentos, evidenciando que a maior esbeltez da planta reduz de forma expressiva a altura máxima alcançável apenas por meio do enrijecimento das ligações.

Gráfico 10 - Limite dos deslocamentos para grau de engastamento 0,20

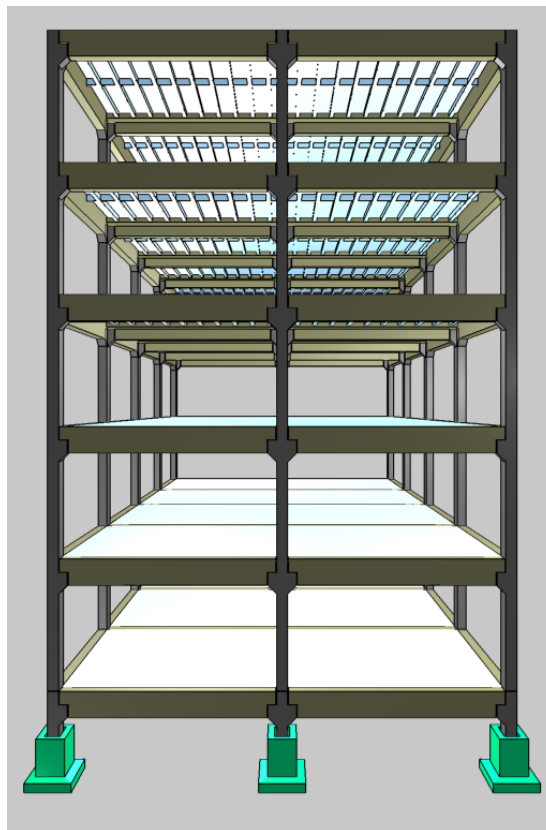


Fonte: Aatoria Própria (2025).

4.1.2.4 MODELO 2D - Ligação Semirrígida ($\alpha_R = 0,30$) com 5 Pavimentos

Ao adotar ligações semirrígidas de baixa restrição com $\alpha_R = 0,30$, observou-se um pequeno avanço na estabilidade da estrutura 2, permitindo a inclusão de mais um pavimento, totalizando cinco pavimentos dentro dos limites normativos.

Figura 28 – Visualização 3D da estrutura pré-moldada com 5 pavimentos



Fonte: Autoria Própria (2025).

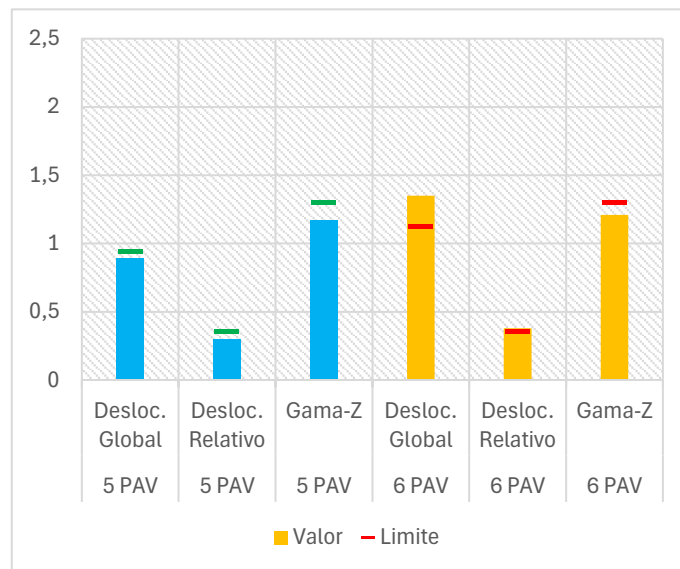
Tabela 21 – Grau de engastamento 0,30 x Deslocamentos por pavimento

Ligação Semirrígida – baixa restrição ($\alpha_R = 0,30$)	5 Pav.	Limite	6 Pav.	Limite
Deslocamento horizontal global	0,89	0,94	1,35	1,12
Deslocamento horizontal relativo	0,3	0,35	0,38	0,35
yz	1,17	1,3	1,21	1,3
Altura da Edificação	15 m	-	18 m	-
Índice de Esbeltez	1,41	-	1,69	-

Fonte: Autoria Própria (2025).

Nessa configuração, tanto o deslocamento global quanto o coeficiente γ_z permaneceram em níveis aceitáveis, garantindo o comportamento estrutural adequado. Contudo, ao se acrescentar o sexto pavimento, os limites de deslocamento horizontal global (1,35 cm frente a 1,12 cm) e deslocamento relativo (0,38 cm frente a 0,35 cm) passaram a ser excedidos, caracterizando perda de estabilidade global. Esse resultado evidencia a maior sensibilidade da estrutura esbelta à diminuição da rigidez lateral em comparação com a estrutura menos esbelta. Assim, mesmo com o aumento da rigidez viga-pilar, a capacidade de elevação da edificação permanece restrita, demonstrando a dificuldade inerente de assegurar estabilidade global em estruturas com geometrias mais delgadas.

Gráfico 11 - Limite dos deslocamentos para grau de engastamento 0,30



Fonte: A autoria Própria (2025).

4.1.2.5 MODELO 2E - Ligação Semirrígida ($\alpha_R = 0,40$) com 5 Pavimentos

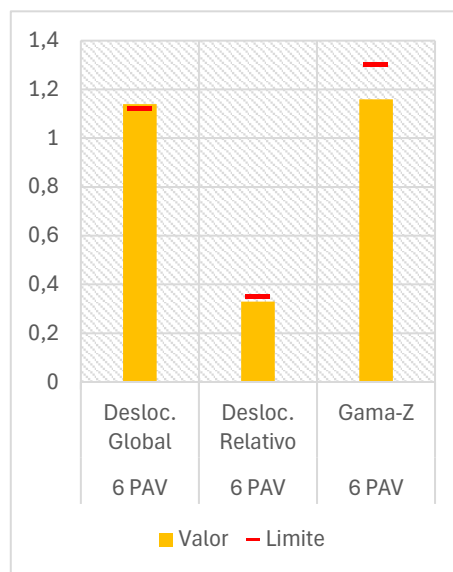
Ao adotar ligações semirrígidas de média restrição com $\alpha_R = 0,40$ na Estrutura 2, verifica-se que a edificação ainda atende aos limites normativos apenas até cinco pavimentos. Mesmo com o ganho adicional de rigidez em relação às configurações anteriores, a estrutura esbelta não atingiu estabilidade satisfatória para seis pavimentos.

Tabela 22 – Grau de engastamento 0,40 x deslocamentos por pavimento

Ligação Semirrígida - Média restrição ($\alpha_R = 0,40$)	6 Pav.	Limite
Deslocamento horizontal global	1,14	1,12
Deslocamento horizontal relativo	0,33	0,35
γ_z	1,16	1,3
Altura da Edificação	18 m	-
Índice de Esbeltez	1,69	-

Fonte: Autoria Própria (2025).

Gráfico 12 - Limite dos Deslocamentos para grau de engastamento 0,40



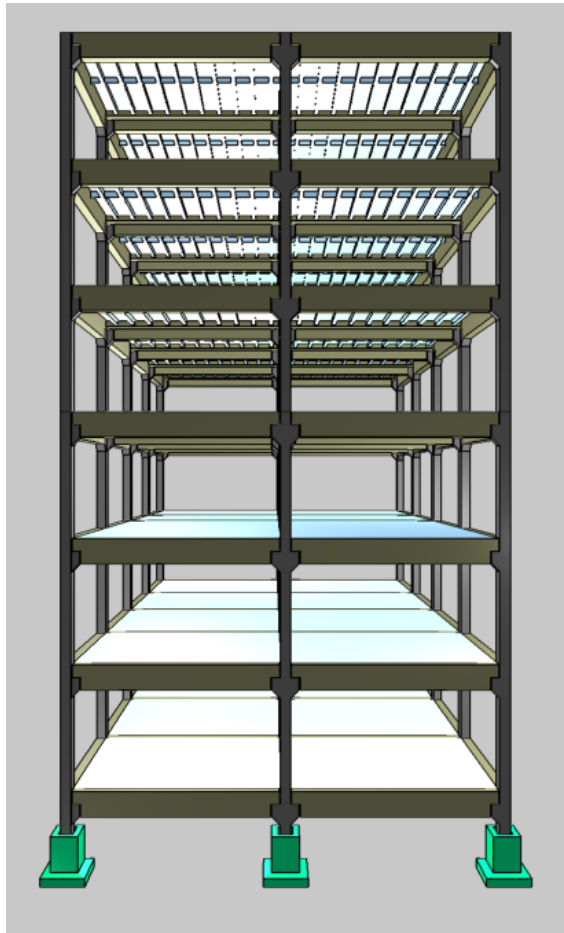
Fonte: Autoria Própria (2025).

Na tipologia analisada, o deslocamento horizontal global passa a ser ligeiramente superior ao valor admissível (1,14 cm frente a um limite de 1,12 cm), enquanto o deslocamento relativo entre pavimentos (0,33 cm para um limite de 0,35 cm) e o coeficiente γ_z (1,16, abaixo de 1,30) permanecem dentro dos limites. Essa condição revela um aspecto importante: a perda de estabilidade passa a ser governada predominantemente pelos deslocamentos laterais, e não necessariamente pelo aumento dos efeitos de segunda ordem. Em outras palavras, mesmo que a amplificação de esforços (γ_z) ainda seja aceitável, os deslocamentos acumulados se tornam excessivos, comprometendo diretamente o desempenho e a segurança global da edificação. Diante dessa restrição, a obtenção de maiores alturas exige um grau de engastamento ainda superior.

4.1.2.6 MODELO 2F - Ligação Semirrígida ($\alpha_R = 0,50$) com 6 Pavimentos

Com o aumento da rigidez das ligações para $\alpha_R = 0,50$, a Estrutura 2 passa a apresentar um desempenho um pouco mais favorável, mas ainda limitado.

Figura 29 – Visualização 3D da estrutura pré-moldada com 6 pavimentos

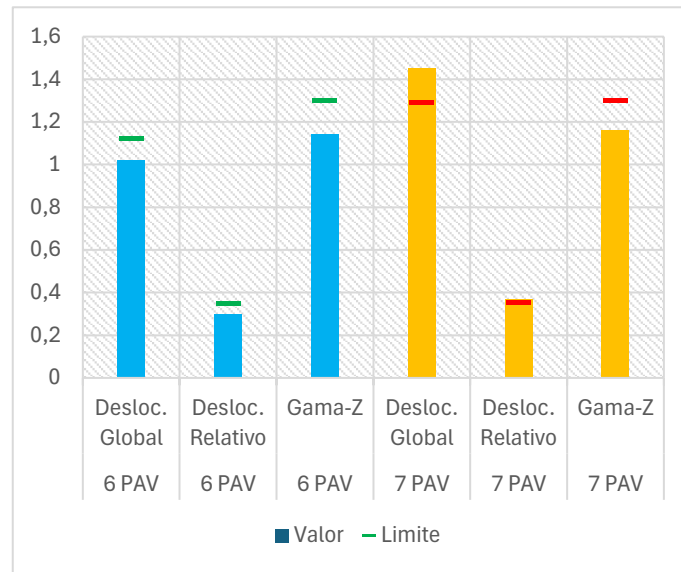


Fonte: Autoria Própria (2025).

Tabela 23 – Grau de engastamento 0,50 x deslocamentos por pavimento

Ligação Semirrígida - Média restrição ($\alpha_R = 0,50$)	6 Pav.	Limite	7 Pav.	Limite
Deslocamento horizontal global	1,02	1,12	1,45	1,29
Deslocamento horizontal relativo	0,30	0,35	0,37	0,35
yz	1,14	1,3	1,16	1,3
Altura da Edificação	18 m	-	18 m	-
Índice de Esbeltez	1,69	-	1,97	-

Fonte: Autoria Própria (2025).

Gráfico 13 - Limite dos deslocamentos para grau de engastamento 0,50

Fonte: Autoria Própria (2025).

Para seis pavimentos, agora os parâmetros permanecem dentro dos limites normativos: o deslocamento horizontal global é de 1,02 cm (limite de 1,12 cm), o deslocamento relativo entre pavimentos é de 0,30 cm (limite de 0,35 cm) e o coeficiente γ_z assume valor 1,14, inferior ao limite de 1,30. Nessa condição, com 18 m de altura, a edificação ainda pode ser considerada estável. Quando se acrescenta o sétimo pavimento, porém, a estrutura passa a violar os critérios de deslocamento: o deslocamento global aumenta para 1,45 cm (acima do limite de 1,29 cm) e o deslocamento relativo atinge 0,37 cm (superando o limite de 0,35 cm), embora o γ_z (1,16) ainda permaneça dentro do valor máximo permitido. Isso reforça a análise anterior, onde os parâmetros de deslocamento tornam-se novamente o fator determinante da instabilidade.

4.1.2.7 MODELO 2G - Ligação Semirrígida ($\alpha_R = 0,60$)

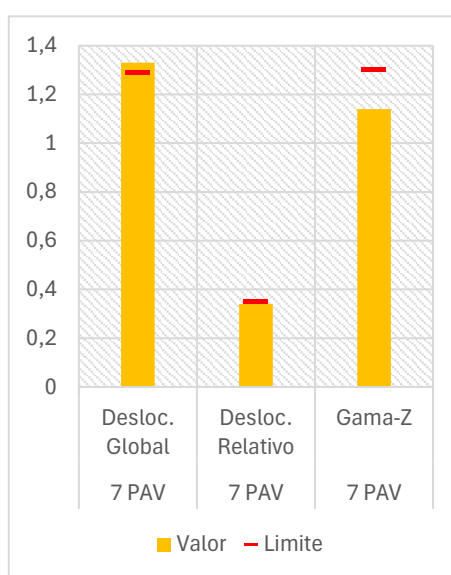
Por fim, avaliou-se o comportamento da Estrutura 2 com ligações semirrígidas de maior restrição, adotando-se $\alpha_R = 0,60$ e sete pavimentos, conforme apresentado na Tabela 24:

Tabela 24 – Grau de engastamento 0,60 x deslocamentos por pavimento

Ligação Semirrígida - Média restrição ($\alpha_R = 0,60$)	7 Pav.	Limite
Deslocamento horizontal global	1,33	1,29
Deslocamento horizontal relativo	0,34	0,35
γ_z	1,14	1,3
Altura da Edificação	21 m	-
Índice de Esbeltez	1,97	-

Fonte: Autoria Própria (2025).

Gráfico 14 - Limite dos deslocamentos para grau de engastamento 0,60



Fonte: Autoria Própria (2025).

Observa-se que, embora o coeficiente γ_z (1,14) permaneça em conformidade com o limite de 1,30, o critério de deslocamento global não é atendido. A estrutura apresenta deslocamento horizontal global de 1,33 cm, valor ainda superior ao limite admissível de 1,29 cm, enquanto o deslocamento relativo entre pavimentos (0,34 cm) permanece muito próximo do limite de 0,35 cm. Assim, mesmo com o aumento do grau de engastamento para $\alpha_R = 0,60$, a estrutura com sete pavimentos não atende plenamente aos requisitos normativos, de modo que aumentos adicionais de rigidez tenderiam apenas a elevar os esforços nos nós e consolos, sem garantir ganho significativo de altura.

Esse grau de engastamento adotado situa-se em uma faixa de elevada rigidez, pois está acima do patamar de $\alpha_R \approx 0,56$ identificado por Hadade *et al.* (2018) em ensaios em escala real como limite prático de engastamento em ligações pré-

moldadas. Os resultados indicam que a estabilidade global de estruturas pré-moldadas, atinge seu limite prático mesmo antes de se alcançar os níveis de rigidez máximos admissíveis em modelos teóricos. Dessa forma, caracteriza-se o término do experimento para a estrutura esbelta, uma vez que qualquer incremento adicional de altura exigiria soluções complementares de enrijecimento. Assim, a altura máxima viável para a tipologia analisada permanece limitada a seis pavimentos.

4.2 Análise e discussão dos resultados

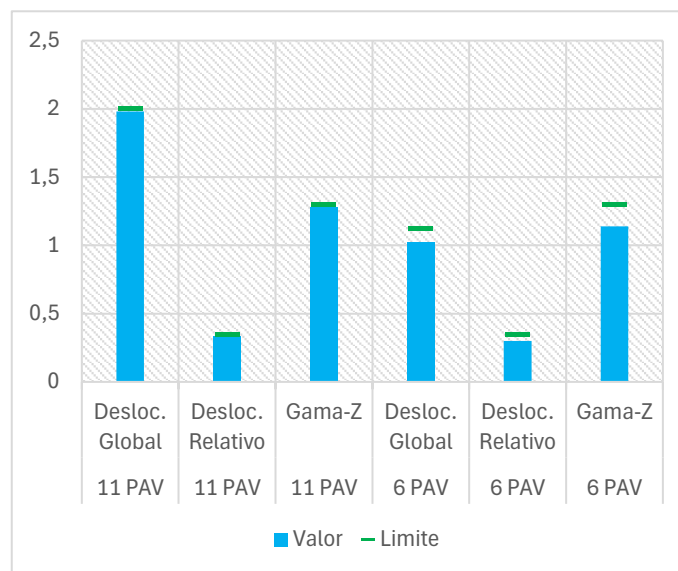
Para a Estrutura 1, de planta menos esbelta, verificou-se que o aumento progressivo da rigidez das ligações viga-pilar possibilitou elevar de forma significativa o número de pavimentos mantendo os parâmetros γ_z e deslocamentos dentro dos limites normativos. Nessa tipologia, a configuração considerada estruturalmente viável foi aquela com 11 pavimentos associada a ligações semirrígidas de média restrição ($\alpha_R = 0,50$). Acima desse patamar, os efeitos globais de segunda ordem e os deslocamentos horizontais passam a se aproximar ou ultrapassar os limites admissíveis, caracterizando uma condição limite de utilização segura do sistema com o arranjo geométrico e as seções adotadas.

Tabela 25 – Grau de engastamento da ligação x altura máxima viável

	Estrutura 1		Estrutura 2	
	11 Pav.	Limite	6 Pav.	Limite
Ligação Semirrígida - Média restrição ($\alpha_R = 0,50$)				
Deslocamento horizontal global	1,98	2,00	1,02	1,12
Deslocamento horizontal relativo	0,33	0,35	0,30	0,35
γ_z	1,28	1,3	1,14	1,3
Altura da Edificação	33 m	-	18 m	-
Índice de Esbeltez	1,68	-	1,69	-

Fonte: Autoria Própria (2025).

Gráfico 15 - Limite dos deslocamentos para a altura máxima de cada estrutura



Fonte: Aatoria Própria (2025).

Na Estrutura 2, de planta mais esbelta, observou-se menor capacidade de estabilidade lateral frente às ações horizontais, de modo que o atendimento aos requisitos normativos ficou restrito a menores alturas, mesmo com o incremento da rigidez das ligações. Assim, mesmo adotando uma rigidez elevada ($\alpha_R = 0,50$), a altura máxima viável foi limitada a 6 pavimentos. Observa-se que, para uma mesma altura de 18 m (6 pavimentos), a Estrutura 1 apresenta índice de esbeltez igual a 0,92, enquanto a Estrutura 2 atinge 1,69 (aproximadamente 84% maior), o que explica a amplificação dos deslocamentos laterais e a consequente redução da altura máxima admissível para essa tipologia mais delgada. Essa comparação evidencia que, em geometrias esbeltas, a estrutura torna-se mais sensível à flexibilidade lateral: a mesma rigidez de ligação que se mostrou suficiente para 11 pavimentos na Estrutura 1 passa a ser crítica em apenas 6 pavimentos na Estrutura 2.

Outro aspecto importante observado ao longo das simulações diz respeito às ligações com rigidez mais elevada ($\alpha_R \approx 0,50$). Embora o aumento da rigidez reduza os deslocamentos globais e, em princípio, seja desejável para melhorar a estabilidade, ele também provoca uma ampliação significativa dos momentos fletores negativos nos nós viga-pilar, que passam a ser transmitidos com maior intensidade aos consolos e pilares. No modelo analisado, isso se refletiu na ocorrência de cargas verticais negativas (tração) nos consolos e em mensagens de erro de dimensionamento no *software*, indicando que o arranjo previsto não foi concebido para resistir com

segurança a esse tipo de solicitação. Em termos físicos, ao enrijecer demasiadamente a ligação, o nó viga-pilar aproxima-se do comportamento de um engaste, transferindo momentos elevados e gerando esforços de tração nos consolos, que, na prática, são concebidos para trabalhar predominantemente à compressão.

Esses resultados sugerem que, a partir de determinado patamar de rigidez, não é apenas a estabilidade global que passa a governar o projeto, mas sobretudo o detalhamento e a viabilidade construtiva das ligações. Em outras palavras, para níveis de rigidez acima de aproximadamente $\alpha_R = 0,40-0,50$, o ganho em redução de deslocamentos vem acompanhado de demandas de momento e tração que tornam a ligação pré-moldada mais complexa, onerosa e difícil de executar com segurança. Nesses casos, pode ser tecnicamente mais adequado recorrer a soluções em concreto moldado no local, ou à combinação com sistemas de contraventamento adicionais (núcleos rígidos, paredes estruturais, etc.), em vez de insistir em elevar indefinidamente a rigidez de ligações viga-pilar em sistemas exclusivamente pré-moldados.

Em síntese, o estudo evidencia que a altura máxima viável para os edifícios analisados em concreto pré-moldado com pórticos em ligações semirrígidas depende de dois fatores principais:

- (i) a rigidez das ligações viga-pilar, que controla a sensibilidade aos efeitos de segunda ordem; e
- (ii) o índice de esbeltez da edificação, que amplifica ou atenua esses efeitos conforme a geometria em planta.

Mostrou-se, ainda, que o controle de deslocamentos horizontais (e não apenas a redução dos efeitos de segunda ordem via γ_2) tende a se tornar o fator crítico em estruturas mais esbeltas, conduzindo a limites práticos de altura que antecedem os níveis máximos de rigidez teoricamente possíveis para as ligações. Assim, os resultados obtidos contribuem para reforçar a importância de se tratar as ligações semirrígidas não apenas como um dado de cálculo, mas como um elemento central na concepção estrutural e na escolha do sistema construtivo para edificações de múltiplos pavimentos.

Tabela 26 – Grau de engastamento das ligações semirrígidas por pavimento

PAVIMENTO / ALTURA		Estrutura 1			Estrutura 2		
		α_R	Índice de Esbeltez		α_R	Índice de Esbeltez	
01	3 m	Rotulado	0,15	pequena esbeltez	Rotulado	0,28	pequena esbeltez
02	6 m	0.10	0,31	pequena esbeltez	0.10	0,56	pequena esbeltez
03	9 m	0.10	0,46	pequena esbeltez		0,85	pequena esbeltez
04	12 m	0.20	0,61	pequena esbeltez		0.20	1,13
05	15 m	0.20	0,77	pequena esbeltez	0.30	1,41	pequena esbeltez
06	18 m	0.20	0,92	pequena esbeltez		0.50	1,69
07	21 m	0.30	1,07	pequena esbeltez	-	-	-
08	24 m	0.30	1,22	pequena esbeltez	-	-	-
09	27 m	0.40	1,38	pequena esbeltez	-	-	-
10	30 m	0.40	1,53	pequena esbeltez	-	-	-
11	33 m	0.50	1,68	pequena esbeltez	-	-	-

Fonte: Autoria Própria (2025).

A Tabela 26 apresenta uma síntese comparativa do grau de engastamento das ligações viga-pilar por pavimento para as duas estruturas avaliadas. Nela são reunidos, para cada andar, os valores de α_R adotados em cada modelo e os respectivos índices de esbeltez, permitindo visualizar em conjunto como a rigidez das ligações foi sendo aumentada ao longo da pesquisa e como isso se relaciona com a altura total de cada edificação.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este Trabalho de Conclusão de Curso investigou a influência da rigidez das ligações viga-pilar na estabilidade global de edificações em concreto pré-moldado, relacionando essa rigidez com a altura máxima viável para diferentes geometrias em planta, a partir da verificação do coeficiente γ_z e dos limites normativos de deslocamentos horizontais. As análises realizadas neste trabalho, conduzidas por meio de modelagem estrutural paramétrica, permitiram avaliar, de forma sistemática, a influência da rigidez das ligações viga-pilar no comportamento global de estabilidade de edificações em concreto pré-moldado com múltiplos pavimentos.

O estudo de caso foi estruturado a partir de duas tipologias com geometrias distintas em planta, uma configuração menos esbelta (Estrutura 1) e outra mais

esbelta (Estrutura 2). A comparação foi conduzida por uma estratégia progressiva: para cada tipologia, iniciou-se com uma configuração de menor altura e ligações mais flexíveis e, em seguida, foram executados incrementos graduais no número de pavimentos e no parâmetro α_R (representando a rigidez das ligações viga-pilar), avaliando-se, a cada etapa, o atendimento simultâneo aos limites normativos associados ao γ_z e aos deslocamentos horizontais globais e relativos. A estratégia de modelagem incremental possibilitou encerrar a etapa de avaliação dos modelos ao identificar a altura limite correspondente ao primeiro ponto em que um critério normativo se torna restritivo.

A sequência de modelos contemplou, para a Estrutura 1, ligações rotuladas até ligações semirrígidas com $\alpha_R = 0,60$ (Modelos 1A a 1H) e, para a Estrutura 2, ligações rotuladas até $\alpha_R = 0,60$ (Modelos 2A a 2G).

Para a tipologia menos esbelta (Estrutura 1), o incremento de rigidez viabilizou a elevação da altura até 11 pavimentos com $\alpha_R = 0,50$, mantendo os parâmetros dentro dos limites adotados. Ao se considerar 12 pavimentos, o coeficiente γ_z atingiu o limite e a configuração deixou de atender ao critério de estabilidade global. Para a tipologia mais esbelta (Estrutura 2), o limite reduziu-se a 6 pavimentos com $\alpha_R = 0,50$; ao avaliar 7 pavimentos, observou-se violação do critério de deslocamento global mesmo com γ_z ainda abaixo do limite indicado, evidenciando que, nessa configuração, o Estado Limite de Serviço associado aos deslocamentos se torna determinante antes dos esforços de segunda ordem.

Foi possível observar que a altura máxima da edificação depende diretamente da combinação entre a rigidez das ligações viga-pilar (α_R) e geometria em planta (índice de esbeltez global), de modo que, em estruturas mais esbeltas, a sensibilidade aos deslocamentos horizontais aumenta, fazendo com que o limite de altura seja atingido mesmo com o incremento da rigidez das ligações. Essa condição fica evidente na comparação entre as duas tipologias: para uma mesma altura de 18 m (6 pavimentos), a Estrutura 1 apresentou índice de esbeltez 0,92, enquanto a Estrutura 2 atingiu 1,69 (aproximadamente 84% maior), o que contribuiu para maiores deslocamentos laterais e limitou a altura máxima viável.

Constatou-se, ainda, que a adoção de rigidez elevada nas ligações viga-pilar (α_R acima de 0,50–0,60) não representa apenas em ganho de estabilidade global, mas também pode impor implicações ao detalhamento construtivo da ligação. No estudo, verificaram-se efeitos associados às solicitações nos nós, incluindo aviso de dimensionamento relacionado à ocorrência de força vertical negativa no consolo, o que exigiu ajustes para viabilizar o detalhamento das armaduras. Esses resultados reforçam que a definição da rigidez das ligações viga-pilar deve considerar, de forma integrada, o desempenho global da estrutura e suas implicações construtivas.

Ressalta-se que os limites de altura encontrados referem-se especificamente às tipologias, seções e condições de ligação analisadas (incluindo simplificações na modelagem). Alterações na modulação, introdução de elementos adicionais de rigidez ou variação significativa das seções podem modificar esses limites, reforçando que os resultados devem ser interpretados como diretrizes e não como valores absolutos.

5.1 Sugestões para trabalhos futuros

A formulação de sugestões para trabalhos futuros é essencial para orientar novas investigações e ampliar o conhecimento sobre o comportamento estrutural de sistemas pré-moldados. Diante das limitações naturais de qualquer estudo e das diversas variáveis que influenciam o desempenho dessas estruturas, apresentam-se a seguir possíveis caminhos de pesquisa que podem complementar, aprofundar ou expandir os resultados aqui alcançados:

a) Inclusão de elementos de contraventamento: Estudar as mesmas tipologias estruturais adotadas neste trabalho com a introdução de núcleos rígidos (caixas de escada/elevador), paredes de concreto ou pórticos mistos, avaliando como esses elementos alteram a altura máxima viável e reduzem a demanda de rigidez nas ligações viga-pilar.

b) Variação do grau de engastamento ao longo da altura da edificação: Investigar modelos em que o grau de rigidez das ligações viga-pilar varia entre os pavimentos, adotando, por exemplo, ligações mais rígidas nos andares inferiores (para aumentar a rigidez global e conter deslocamentos) e ligações menos rígidas nos

pavimentos superiores (reduzindo esforços nos nós e nos consolos). Esse tipo de estudo permitiria avaliar se uma distribuição graduada de rigidez ao longo da altura pode levar a soluções estruturalmente eficientes e, ao mesmo tempo, mais racionais em termos de detalhamento e execução das ligações pré-moldadas.

c) Estudo do índice de esbeltez em edifícios pré-moldados: Investigar e propor faixas de índice de esbeltez específicas para edifícios em concreto pré-moldado, avaliando diferentes geometrias em planta, alturas e eventuais sistemas de contraventamento, de modo a estabelecer limites e classificações que facilitem a comparação entre tipologias e auxiliem na avaliação preliminar da sensibilidade da estrutura aos deslocamentos laterais

d) Comparação entre sistemas pré-moldados e moldados no local: Comparar, para uma mesma edificação em termos de planta e cargas, o desempenho global de uma estrutura em concreto pré-moldado com ligações semirrígidas e de uma estrutura em concreto moldado no local com nós monolíticos, analisando diferenças de estabilidade, detalhamento e viabilidade executiva.

e) Estudos de custo e viabilidade construtiva: Complementar a análise estrutural com um estudo de custo e de execução, relacionando níveis de rigidez das ligações, complexidade de detalhamento, tempo de montagem e custo global da solução, a fim de identificar faixas de α_r que sejam não apenas estruturalmente adequadas, mas também economicamente e construtivamente eficientes.

f) Investigação experimental em modelos reduzidos ou em escala real: Realizar ensaios experimentais em modelos de ligações viga-pilar representativas das configurações analisadas numericamente, com o objetivo de validar os valores de rigidez adotados, o comportamento momento-rotação e os limites práticos de engastamento parcial.

g) Ampliação do estudo para outras geometrias e índices de esbeltez: Repetir a metodologia empregada neste trabalho em novas tipologias de planta (L, U, T, barras mais alongadas), avaliando como diferentes arranjos de pilares e variações de esbeltez em planta impactam os limites de altura para uso de ligações semirrígidas em estruturas pré-moldadas.

REFERÊNCIAS

ALMEIDA, Maria Cascão Ferreira de. **Estruturas isostáticas**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2009. 168 p.

ARAÚJO, José Milton de. **Curso de concreto armado**. 5. ed. Rio Grande, RS: Editora Dunas, 2023. V1.

ARAÚJO, José Milton de. **Projeto estrutural de edifícios de concreto armado**. 2. ed. Rio Grande, RS: Editora Dunas, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: **Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. 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 9062: **Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado**. Rio de Janeiro, ABNT, 2017.

CAMPOS, João Carlos de. **Elementos de Fundações em Concreto**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2022.

CARVALHO, Roberto Chust; PINHEIRO, Libânio Miranda. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. 2. ed. São Paulo: Pini, 2009. 589 p.

CICS – Centro de Inovação em Construção Sustentável. **Construindo o Amanhã**. São Paulo: USP, 2019. eBook. Disponível em: https://cics.prp.usp.br/wp-content/uploads/2020/05/eBookConstrucao_2019-08.pdf. Acesso em: 9 jun. 2025.

EL DEBS, Mounir Khalil. **Concreto Pré-Moldado: Fundamentos e Aplicações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2017. 456 p.

FERREIRA, Marcelo de Araújo e EL DEBS, Mounir Khalil e ELLIOTT, Kim S. **Modelo teórico para projeto de ligações semirrígidas em estruturas de concreto pré-moldado**. In: 44º Congresso Brasileiro de Concreto. Belo Horizonte: Ibracon, 2002.

FONTE, A. O. C.; FONTE, F. L. F.; CASTILLO, A. A. H. E.; PEDROSA, A.V.A.C. **Características e parâmetros estruturais de edifícios de múltiplos andares em concreto armado, construídos na cidade do Recife**. 47º Congresso Brasileiro do Concreto. Recife, IBRACON, 2005

FRASSETTO, Michel. **Apoio de estruturas e graus de liberdade**. Conhecimentos da Engenharia Civil, 2 set. 2018. Disponível em: https://michelfrassetto.blogspot.com/2018/09/apoio-de-estruturas-e-graus-de-liberdade_2.html. Acesso em: 1 jul. 2025.

FREITAS, Felipe Coelho de. **Avaliação da estabilidade global de edifícios com e sem elementos de contraventamento**. 2015. 161 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2015.

GASPAR, William Max Cunha. **Análise numérica do comportamento de uma ligação viga-pilar típica de estruturas de concreto pré-moldado**. 2022. 169 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil – Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2022.

HADADE, Maria Angela Simões; CATOIA, Bruna; FERREIRA, Marcelo de Araujo; CARVALHO, Roberto Chust. **Caracterização experimental da relação momento-rotação de ligação viga-pilar em concreto pré-moldado**. Revista Matéria, Rio de Janeiro, v. 23, n. 3, artigo e-12164, 2018.

JONES, G. *et al.* **Boletim fib 101: concreto pré-moldado em edifícios altos**. São Paulo: ABCIC, 2024. 236 p.

KIMURA, Alio. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado: cálculos de edifícios com uso de sistemas computacionais**. São Paulo: Pini, 2007. 624 p

MARIN, Marcelo Cuadrado. **Contribuição à análise da estabilidade global de estruturas em concreto pré-moldado de múltiplos pavimentos**. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos – SP, 2009.

MAROSTEGA, Emílio Bier. **Estudo sobre ligações semirrígidas em estruturas de concreto pré-moldado**. 2016. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Departamento de Engenharia Civil, Porto Alegre, 2016.

MIOTTO, Anamaria Malachini. **Ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado com ênfase ao estudo da deformação ao momento fletor**. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos – SP, 2022.

MONCAYO, Winston Junior Zumaeta. **Análise de segunda ordem global em estruturas de concreto armado**. Dissertação (Mestrado em Ciências – Engenharia Civil: Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

MONTES, Roger Otávio Pires; SOUSA, Marcelo Antonio Moreira de; ROSÁRIO, Maycon dos Reis. **Análise da influência do núcleo rígido e das ligações semirrígidas no comportamento estrutural de edifícios com estruturas pré-moldadas de concreto**. Revista Eletrônica de Educação da Faculdade Araguaia, Goiânia, v. 13, n. 1, p. 151–171, 2018.

NETO, Marcelo Meireles. **Estabilidade de edifícios de concreto pré-moldado com ligações semirrígidas**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil: Estruturas e Construção Civil) – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2012.

OLIVEIRA, Danielle Meireles de. **Estudo dos processos aproximados utilizados para a consideração das não-linearidades física e geométrica na análise global das estruturas de concreto armado**. 2007. 327f. Tese (Doutorado em Engenharia das Estruturas) - Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2007.

OLIVEIRA, João Vítor de; ALVA, Gerson Moacyr Sisniegas. **Influência da rigidez das ligações viga-pilar na estabilidade global de edifícios de múltiplos pavimentos de concreto pré-moldado**. 2023. 21 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2023.

OLIVEIRA, Stefani Caroline de; QUARESMA, José Eduardo; MARCO, Gerson De. **Análise de segunda ordem em pilares de concreto armado**. RECIMA21 – Revista Científica Multidisciplinar, 2022. Disponível em: <https://doi.org/10.47820/recima21.v3i12.2509>

REUTER, Leonardo Pereira. **Consideração dos efeitos da rigidez das ligações viga-pilar na análise da estabilidade global em estruturas de concreto pré-moldado**. Trabalho de Conclusão de Curso (Curso Superior em Engenharia Civil) – Universidade de Santa Cruz do Sul – UNISC, Santa Cruz do Sul, 2019.

SANTOS, José Sérgio dos. **Desconstruindo o projeto estrutural de edifícios: concreto armado e protendido**. São Paulo: Oficina de Textos, 2017.

SANTOS, Júlia Borges dos. **Análise da influência da rigidez das ligações viga-pilar no comportamento estrutural de edifícios de múltiplos pavimentos em concreto armado**. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2016.

TROMBETTA, Dâmaris Thaise; VALANDRO, Amanda. **Estabilidade global de edifícios – aplicação do parâmetro de instabilidade α e processo P-Delta**. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Pato Branco, 2016.

WORDELL, Fernando. **Avaliação da instabilidade global de edifícios altos**. Dissertação (Mestrado) Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

ANEXOS

ANEXO A – Edificação Modelo para Análise Estrutural

A edificação apresentada neste anexo foi desenvolvida durante as atividades da disciplina de Projeto Arquitetônico, cursada na 5ª fase do curso de Engenharia Civil. Posteriormente, sua planta foi adaptada para atender aos requisitos desta pesquisa, de modo a viabilizar a modelagem e a análise de pórticos constituídos por ligações semirrígidas e pilares engastados na fundação.

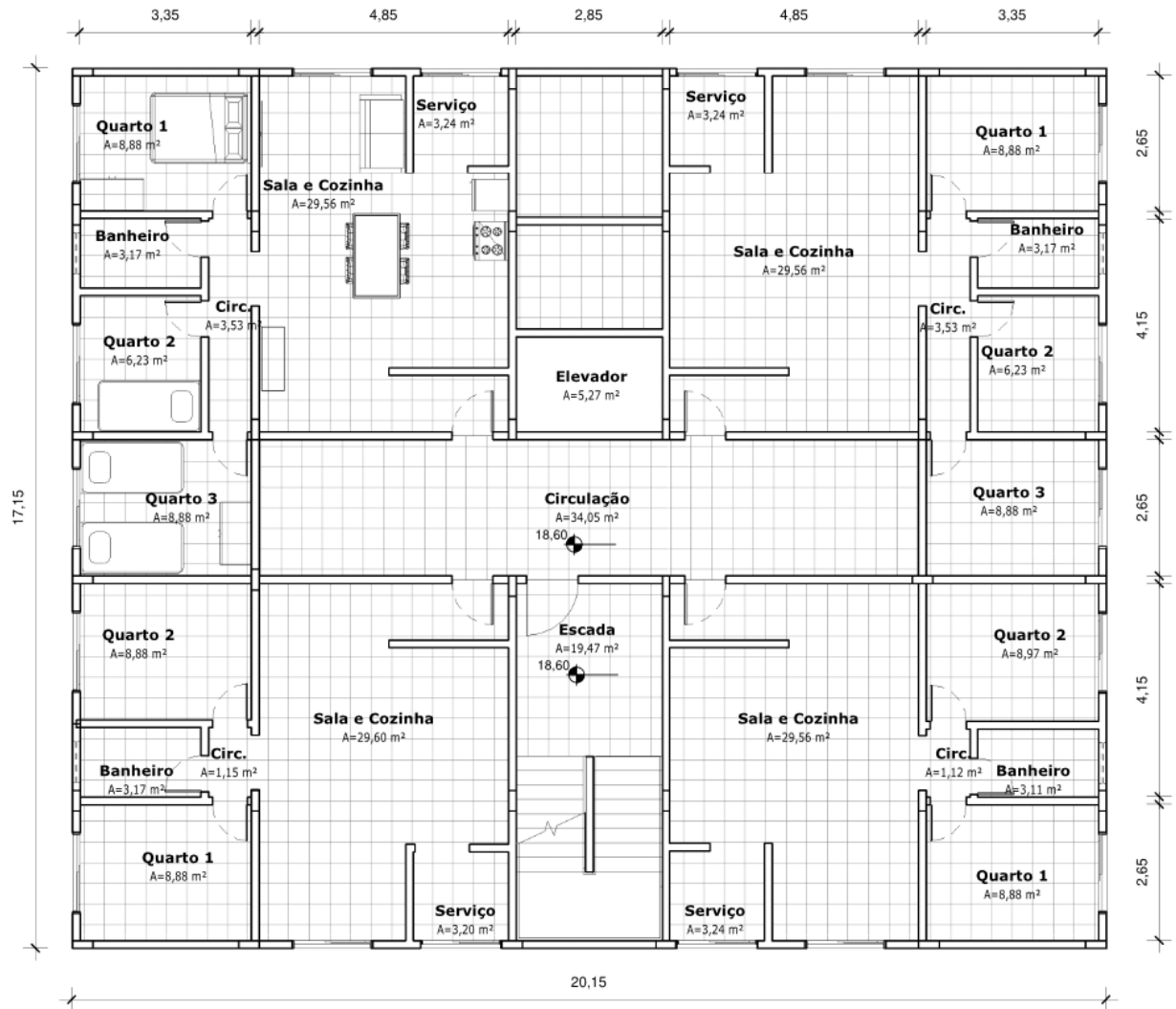
A edificação possui planta retangular com dimensões de 20,15 x 17,15 metros, conforme ilustrado na figura 17. É composta por quatro pavimentos tipo, um pavimento térreo e um pavimento técnico (ático) destinado exclusivamente à instalação do barrilete, da casa de máquinas do elevador e do sistema de telhado embutido com cobertura em fibra vegetal ecológica. Cada pavimento tipo abriga quatro apartamentos, totalizando 16 unidades habitacionais. As unidades apresentam plantas espelhadas, com ambientes distribuídos em sala e cozinha integradas, dois ou três quartos, banheiro e área de serviço. O pé-direito dos pavimentos é de 3,00 metros, e as lajes de piso e cobertura têm espessura de 15 centímetros. A edificação conta ainda com uma caixa d'água de 2,60 metros de altura. A altura total da edificação é de aproximadamente 22 metros.

Figura 30 – Visualização 3D do Residencial Giuliana von Mechelen



Fonte: Autoria própria (2023).

Figura 31 – Planta Adaptada do Pavimento Tipo



Fonte: Autoria própria (2025).