

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL - Mestrado

DIEGO MARCIANO DE SOUZA

CONTRIBUIÇÃO À AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE
GLOBAL DE ESTRUTURAS EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO
DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS

MARINGÁ

2022

DIEGO MARCIANO DE SOUZA

**CONTRIBUIÇÃO À AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL
DE ESTRUTURAS EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO DE
MÚLTIPLOS PAVIMENTOS**

Dissertação apresentada como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá.

Orientador: Prof. Dr. Leandro Vanalli

Coorientador: Prof. Dr. Pablo Augusto Krahl

MARINGÁ

2022

Dados Internacionais de Catalogação-na-Publicação (CIP)
(Biblioteca Central - UEM, Maringá - PR, Brasil)

S729c

Souza, Diego Marciano de

Contribuição à avaliação da estabilidade global de estruturas em concreto pré-moldado de múltiplos pavimentos / Diego Marciano de Souza. -- Maringá, PR, 2023.
122 f.: il. color., figs., tabs.

Orientador: Prof. Dr. Leandro Vanalli.

Coorientador: Prof. Dr. Pablo Augusto Krahl.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Estadual de Maringá, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2023.

1. Concreto pré-moldado - Estruturas. 2. Ligações semirrígidas. 3. Construção civil. I. Vanalli, Leandro, orient. II. Krahl, Pablo Augusto, coorient. III. Universidade Estadual de Maringá. Centro de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. IV. Título.


CDD 23.ed. 624.1834


DIEGO MARCIANO DE SOUZA

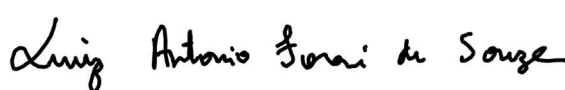
**CONTRIBUIÇÃO À AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL DE ESTRUTURAS
EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS**


Dissertação de Mestrado apresentada no dia 28/11/2022, julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL e aprovada em sua forma final, como requisito parcial para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ

BANCA EXAMINADORA


Prof. Dr. Jeselay Hemetério Cordeiro dos Reis
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Universidade Estadual de Maringá


Prof. Dr. Pablo Augusto Krahl
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Universidade Estadual de Maringá
Professor Coorientador


Prof. Dr. Luiz Antonio Farani de Souza
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Universidade Estadual de Maringá


Prof. Dr. Thomaz Eduardo Teixeira Buttignol
Universidade Estadual de Campinas
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

À minha família pelo incessável incentivo e
apoio durante toda trajetória.

AGRADECIMENTOS

À Deus, por permitir-me o dom da vida e sustentar-me em todas minhas dificuldades.

Aos meus pais, José e Rita, por todo apoio e amor que me deram durante toda vida e por sempre me incentivarem na busca pelos meus sonhos.

A minha companheira, Kelly Milena Hermes Salvador, por encorajar-me ao longo de toda essa caminhada, agradeço pelo apoio, paciência e sensatez. Te amo.

Ao meu orientador, Professor Dr. Leandro Vanalli, pela inestimável orientação e auxílio durante todo o curso, por sua paciência e incentivo nos momentos mais difíceis desta caminhada. Serei eternamente grato.

Ao meu coorientador, Professor Dr. Pablo Augusto Krahl, pelo auxílio durante as análises e desenvolvimento da dissertação, por sua disponibilidade e contribuição para o desenvolvimento desse trabalho. Toda minha gratidão.

Aos professores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá, por todo conhecimento transmitido durante o curso.

Aos meus colegas do PCV, por todo conhecimento e experiência compartilhados ao longo desta jornada.

À Universidade Estadual de Maringá pela oportunidade do aprendizado e a realização de um sonho.

Agradeço à Capes. Este estudo foi financiado pela Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoa de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

Aos colaboradores e parceiros da MARCIANO Engenharia pelo incentivo diário.

A todos que contribuíram de forma direta ou indireta para a realização desse trabalho.

RESUMO

Com o desenvolvimento do setor da construção civil, a utilização de estruturas pré-moldadas tem se tornado cada dia mais verticalizadas gerando a necessidade da criação de mecanismos resistentes que garantam a segurança da edificação. Aborda-se neste trabalho o estudo da estabilidade global de edifícios de múltiplos pavimentos considerando o comportamento semirrígido da ligação viga-pilar por meio de ligações com armadura de continuidade passante nos pilares centrais e ancorados em luvas metálicas nos pilares de extremidade, e chumbador reto e inclinado. Além disso, procurou-se considerar a não linearidade física dos materiais e a não linearidade geométrica. Para isso, foram analisadas estruturas de 6, 7 e 8 pavimentos por intermédio do Método dos Elementos Finitos com o auxílio do programa ABAQUS. A rigidez da ligação foi considerada pelo modelo linear, em que ficou caracterizado pelo momento resistente negativo e positivo e pelas respectivas rigidezes. Com base nos resultados, entende-se que ambas ligações possuem comportamento similar no regime elástico, não havendo diferença quanto a análise da estabilidade global da estrutura. Outro ponto importante é que a ligação com chumbador reto apresentou bom comportamento para estruturas de até 6 pavimentos, contudo com o aumento dos pavimentos não se obteve resultados satisfatórios, havendo a necessidade da análise com a contribuição de outros mecanismos resistentes. Por fim, constatou-se que os ponderadores de rigidez impostos na NBR 9062 (2017) possuem boa representatividade para a estabilidade global na consideração da não linearidade física, não havendo diferença maior que 1% para o coeficiente γ_z .

Palavras-chave: Concreto pré-moldado, ligações semirrígidas, estabilidade global.

ABSTRACT

With the development of the civil construction sector, the use of precast structures has become increasingly vertical, generating the need to create resistant mechanisms that guarantee the safety of the building. This work deals with the study of the global stability of multi-story buildings considering the semi-rigid behavior of the beam-column connection by means of connections with continuity reinforcement passing through the central pillars and anchored in metallic sockets in the extremity pillars, and straight and tilted. In addition, we tried to consider the physical non-linearity of the materials and the geometric non-linearity. For this, structures with 6, 7 and 8 floors were analyzed using the Finite Element Method with the help of the ABAQUS program. The stiffness of the connection was considered by the linear model, in which it was characterized by the negative and positive resistant moment and by the respective stiffnesses. Based on the results, it is understood that both connections have similar behavior in the elastic regime, with no difference regarding the analysis of the overall stability of the structure. Another important point is that the connection with a straight anchor showed good behavior for structures of up to 6 floors, however with the increase of floors, satisfactory results were not obtained, with the need for analysis with the contribution of other resistant mechanisms. Finally, it was found that the stiffness weights imposed in NBR 9062 (2017) have good representation for global stability when considering physical nonlinearity, with no difference greater than 1% for the γ_z coefficient.

Key-words: Precast concrete, semi-rigid connections, overall stability.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Ligação viga-pilar rígida com concretagem em obra.....	24
Figura 2.2 – Deformabilidade da ligação quanto ao momento fletor e esforço normal	25
Figura 2.3 – Efeitos de segunda ordem	27
Figura 2.4 – Sistema estrutural formado por ligações viga-pilar articuladas	27
Figura 2.5 – Sistemas de estabilização de estrutura de esqueleto de edifícios.....	28
Figura 2.6 – Parâmetro de estabilidade γ_z considerando comportamento linear assimétrico da ligação nas estruturas com modulação de 7,5m	31
Figura 2.7 – Parâmetro de estabilidade γ_z considerando o modelo elasto-plástico assimétrico da ligação nas estruturas com modulação de 7,5m	32
Figura 2.8 – Parâmetro de estabilidade γ_z considerando comportamento linear assimétrico da ligação nas estruturas com modulação de 10m	32
Figura 2.9 – Parâmetro de estabilidade γ_z considerando o modelo elasto-plástico assimétrico da ligação nas estruturas com modulação de 10m	33
Figura 2.10 – Dimensões dos modelos de 1 a 3	34
Figura 2.11 – Seção de uma ligação	35
Figura 2.12 – Curvas teórico-experimentais para a ligação Modelo 1 a 4	36
Figura 2.13 – Dimensões dos elementos componentes da ligação.....	38
Figura 2.14 – Geometria e condições de contorno do modelo bidimensional	39
Figura 2.15 – Representação da malha e as condições de contorno adotadas no modelo tridimensional.....	40
Figura 2.16 – Comparação entre as curvas força versus deslocamento	40
Figura 2.17 – Forma dos pavimentos tipos e modelo espacial no SAP 2000® de um dos modelos idealizados	42
Figura 2.18 – Relação entre os coeficientes γ_z e f_a (λ) e o fator λ , para as estruturas idealizadas	43
Figura 2.19 – Vista em perspectiva dos edifícios 1, 2 e 3	44
Figura 2.20 – Taxas de variação percentual entre os valores do fator λ calculados em função do coeficiente γ_z e pelo SAP2000®	44
Figura 2.21 – Preenchimento de graute na interface vertical entre o consolo e a viga	45
Figura 2.22 – Protótipos com armadura de continuidade passante pelo pilar (a) e pela laje (b)	

.....	45
Figura 2.23 – Esquema de ensaio e estrutura de reação	46
Figura 2.24 – Aplicação do método da carga lateral fictícia em estruturas de edifícios	52
Figura 2.25 – Sistema contínuo e sistema discreto.....	53
Figura 2.26 – Diagramas tensão-deformação linear e não linear	55
Figura 2.27 – Estágios da relação momento x curvatura.....	56
Figura 2.28 – Relação momento x curvatura.....	57
Figura 2.29 – Diagrama momento fletor-rotação	62
Figura 2.30 – Tipos de diagrama momento fletor x deformação das ligações.....	63
Figura 2.31 – Ligações viga-pilar articuladas	63
Figura 2.32 – Ligações viga-pilar rígidas com conectores metálicos e solda	64
Figura 2.33 – Ligações viga-pilar rígidas com emenda e continuidade da armadura e CML..	65
Figura 2.34 – Variação dos momentos fletores de uma viga em função das rigidezes ao momento fletor das ligações nos apoios	66
Figura 2.35 – Curva momento-rotação.....	66
Figura 2.36 – Exemplo ilustrativo	67
Figura 2.37 – Fator de restrição a rotação	68
Figura 2.38 – Comprimento efetivo da viga para cálculo do fator de restrição de rotação.....	68
Figura 2.39 – Ligação viga-pilar semirrígida com chumbador experimentada por Miotto (2002)	69
Figura 2.40 – Ligação viga-pilar semirrígida com chumbador inclinado	70
Figura 3.1 – Análise no ABAQUS®.....	73
Figura 3.2 – Famílias de elementos finitos do ABAQUS®	74
Figura 3.3 – Identificação dos elementos	76
Figura 3.4 – Planta de um arranjo estrutural	77
Figura 3.5 – Pórtico plano associado segundo a direção Y	77
Figura 3.6 – Ligação viga-pilar semirrígida com chumbadores retos	77
Figura 3.7 – Ligação viga-pilar semirrígida com chumbador inclinado	78
Figura 3.8 – Ligação pilar-fundação rígida com colarinho sobre o bloco.....	78
Figura 3.9 – Seção transversal genérica de uma viga em concreto pré-moldado composta	80
Figura 3.10 – Esquema de modelagem estrutural e soma dos efeitos para fases construtivas no processamento	80
Figura 3.11 – Diagrama momento x rotação de ligação comportamento bi-linear assimétrico	85

Figura 3.12 – Mecanismo resistente ao momento fletor negativo.....	85
Figura 3.13 – Posição deformada da extremidade da viga e suas componentes deformáveis ao momento negativo	87
Figura 3.14 – Mecanismo resistente ao momento fletor positivo	90
Figura 3.15 – Posição deformada da extremidade da viga e suas componentes deformáveis ao momento positivo	91
Figura 3.16 – Momento x rotação da ligação segundo resultados teóricos experimentais	92
Figura 4.1 – Esquema de modelagem da ligação na estrutura em concreto pré-moldado.....	95
Figura 4.2 – Arranjo estrutural a ser estudado	96
Figura 4.3 – Perspectiva da estrutura a ser estudada	96
Figura 4.4 – Vista lateral do pórtico segundo a direção y	97
Figura 4.5 – Seção transversal e disposição de armadura do pilar em concreto pré-moldado (P50x50)	99
Figura 4.6 – Seção transversal e disposição de armadura da viga em concreto pré-moldado em seção composta destinada a estrutura com modulação de 7,50m.....	99
Figura 4.7 – Diagrama de momento fletor obtido segundo a 1ª combinação de ações para ligação de Miotto (2002).....	104
Figura 4.8 – Diagrama de momento fletor obtido segundo a 1ª combinação de ações para ligação de Baldissera (2006).....	105
Figura 4.9 – Diagrama de momento fletor obtido segundo a 1ª combinação de ações considerando a não linearidade física aproximada de acordo com a NBR 9062 (2017).....	107
Figura 4.10 – Diagrama de momento fletor obtido segundo a 1ª combinação de ações considerando a não linearidade física nos pilares através do diagrama $M \times N \times 1/r$	108
Figura 4.11 – Seção transversal e disposição de armadura do pilar em concreto pré-moldado (P60x60)	109
Figura 4.12 – Diagrama de momento fletor obtido segundo a 1ª combinação de ações para estrutura com 6 pavimentos.....	110
Figura 4.13 – Diagrama de momento fletor obtido segundo a 1ª combinação de ações para estrutura com 7 pavimentos.....	111
Figura 4.14 – Diagrama de momento fletor obtido segundo a 1ª combinação de ações para estrutura com 8 pavimentos.....	112
Figura 4.15 – Diagrama de momento fletor obtido segundo a 1ª combinação de ações com carga accidental de 3kN/m ²	113
Figura 4.16 – Diagrama de momento fletor obtido segundo a 1ª combinação de ações com carga	

acidental de 5kN/m^2	114
Figura 4.17 – Diagrama de momento fletor obtido segundo a 2ª combinação de ações	115
Figura 4.18 – Diagrama de momento fletor obtido segundo a 3ª combinação de ações	116

LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1 – Característica dos modelos físicos.....	34
Quadro 2.2 – Limites de classificação à rigidez.....	68
Quadro 3.1 – Situações de cálculo de uma viga em seção composta.....	79

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Seções de pilares segundo a geometria da estrutura.....	30
Tabela 2.2 – Resultados das tensões nos modelos de ligação	41
Tabela 2.3 – Obtenção experimental da rigidez secante ao momento fletor das ligações	47
Tabela 2.4 – Comparação de resultados com chumbadores inclinados e retilíneos.....	70
Tabela 3.1 – Ações permanentes diretas consideradas separadamente.....	83
Tabela 4.1 – Variáveis analisadas.....	93
Tabela 4.2 - Discretização e esforços obtidos segundo tipo de elemento finito.....	94
Tabela 4.3 – Dados do exemplo numérico da estrutura típica.....	97
Tabela 4.4 – Ação do vento na estrutura com modulação de 7,50m.....	98
Tabela 4.5 – Dados de cálculo para caracterização da ligação de Miotto (2002) e Baldissera (2006) ao momento negativo junto ao pilar central.....	100
Tabela 4.6 – Dados de cálculo para caracterização da ligação de Miotto (2002) ao momento positivo junto ao pilar central	101
Tabela 4.7 – Dados de cálculo para caracterização da ligação de Baldissera (2006) ao momento positivo junto ao pilar central	101
Tabela 4.8 – Rigidez e momentos resistentes nas ligações	101
Tabela 4.9 – Distribuição de momento fletor e γz segundo a 1ª combinação de ações com a ligação de Miotto (2002) e Baldissera (2006)	103
Tabela 4.10 - Distribuição de momento fletor e γz segundo a 1ª combinação de ações com a consideração da não linearidade física aproximada e através do diagrama $M \times N \times 1/r$	106
Tabela 4.11 – Distribuição de momento fletor segundo a 1ª combinação de ações para diferentes quantidades de pavimentos.....	109
Tabela 4.12 – Distribuição de momento fletor e γz segundo a 1ª combinação de ações com a variação da carga acidental de 3kN/m ² e 5kN/m ²	113
Tabela 4.13 – Distribuição de momento fletor e γz segundo a 2ª combinação de ações.....	115

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	17
1.1. JUSTIFICATIVA.....	18
1.2. OBJETIVOS.....	18
1.2.1. Objetivo Geral.....	19
1.2.2. Objetivos específicos.....	19
2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	19
2.1. GENERALIDADES.....	19
2.1.1. Aceno histórico	19
2.1.2. Ligações entre elementos pré-moldados.....	23
2.1.3. Estabilidade de estruturas pré-moldadas.....	25
2.2. ESTUDOS SOBRE LIGAÇÕES SEMIRRÍGIDAS E ESTABILIDADE GLOBAL	29
2.2.1. Marin (2016).....	29
2.2.2. Sawasaki (2016).....	33
2.2.3. Kataoka (2017)	38
2.2.4. Vieira et al. (2017).....	41
2.2.5. Alva et al. (2020)	45
2.3. ANÁLISE DA NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA.....	48
2.3.1. Análise da não linearidade geométrica segundo o parâmetro α	48
2.3.2. Análise da não linearidade geométrica segundo o coeficiente γz	49
2.3.3. Análise da não linearidade geométrica segundo a carga lateral fictícia	51
2.3.4. Análise da não linearidade geométrica através do MEF.....	53
2.4. ANÁLISE DA NÃO LINEARIDADE FÍSICA	54
2.4.1. Análise da não linearidade física segundo o diagrama $M \times N \times 1/r$	56
2.4.2. Análise da não linearidade física segundo métodos aproximados.....	58

2.5. LIGAÇÕES DE ESTRUTURAS DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO.....	59
2.5.1. Critérios de projetos para ligações.....	59
2.5.2. Tipologias das ligações viga-pilar	63
2.5.3. Ligações com comportamento semirrígido.....	68
3. ARRANJO ESTRUTURAL ESTUDADO E PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS	71
3.1. CONSIDERAÇÕES SOBRE O PROGRAMA ABAQUS®.....	71
3.1.1. Sobre a análise no Abaqus®	72
3.1.2. Tipos de elementos finitos	73
3.1.3. Nomenclatura dos elementos	75
3.2. ARRANJO E MODELAGEM ESTRUTURAL.....	76
3.3. AÇÕES.....	81
3.3.1. Combinações de ações	82
3.4. CARACTERIZAÇÃO DA LIGAÇÃO EMPREGADA.....	84
3.4.1. Modelo analítico para momento negativo.....	85
3.4.2. Modelo analítico para momento positivo	89
4. ANÁLISE NUMÉRICA.....	93
4.1. GENERALIDADES.....	93
4.2. EXEMPLO NUMÉRICO DE UMA ESTRUTURA TÍPICA	95
4.2.1. Caracterização das ligações empregadas	100
4.3. ANÁLISE DA VARIAÇÃO DE PARÂMETROS DA ESTRUTURA TÍPICA.....	102
4.3.1. Influência do tipo de ligação semirrígida adotada	102
4.3.2. Influência da consideração da NLF na modelagem dos pilares.....	106
4.3.3. Influência da variação da quantidade de pavimentos	108
4.3.4. Influência das combinações no ELU	112
5. CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES	116
REFERÊNCIAS	118

APÊNDICE A – CALCULADORA PARA DETERMINAÇÃO DA NÃO LINEARIDADE FÍSICA 123

1. INTRODUÇÃO

Com o desenvolvimento do setor da construção civil e a necessidade em atender às exigências de rapidez, economia e sustentabilidade na concepção de novos empreendimentos, o emprego de sistemas construtivos não convencionais ganha grande importância. Assim sendo, a utilização do sistema construtivo em concreto pré-moldado torna-se uma alternativa capaz de suprir às necessidades do mercado, bem como acompanha o desenvolvimento da industrialização da construção civil, apresentando alta produtividade, maior inovação tecnológica, racionalização do processo construtivo, melhor controle de qualidade e redução dos índices de desperdícios e perdas (El Debs, 2017).

A utilização de estruturas de concreto pré-moldado tem como uma das principais diferenças em relação a uma estrutura convencional a sua necessidade de realizar a ligação dos elementos isolados. Essa ligação deve ser executada de tal maneira que os elementos possam interagir entre si, ocorrendo a transmissão de esforços entre as interfaces, formando um sistema estrutural. El Debs (2017) ressalta que as ligações são as partes mais importantes nas estruturas de concreto pré-moldado, tendo influência tanto na produção (compreendendo as etapas de fabricação, montagem e execução das ligações), quanto no comportamento da estrutura finalizada, e ainda para a manutenção.

Há uma certa diferença na análise estrutural da consideração das ligações entre elementos de concreto pré-moldado em relação ao seu comportamento propriamente dito. Ainda é usual a simplificação das ligações como idealmente flexíveis ou perfeitamente rígidas. Entretanto, o comportamento real das ligações é sempre intermediário, havendo a necessidade de avaliar a rigidez da ligação em relação à aplicação de momento fletor, sendo essa ligação classificada como semirrígida.

A estabilidade global de estruturas de concreto pré-moldado de múltiplos pavimentos pode ser assegurada de diversas formas segundo o sistema estrutural. Quando o sistema estrutural é composto por ligações articuladas, sua utilização é restringida a edificações de pequeno porte, devido à deslocabilidade da estrutura ser bastante elevada, podendo ocasionar problemas de estabilidade. Nesse caso, faz-se necessária a adoção do sistema estrutural em que a deslocabilidade é diminuída pelo enrijecimento das ligações viga-pilar, uma vez que ocorre a absorção de esforços pelas ligações. Segundo Ferreira (1993), as ligações semirrígidas liberam

deslocamentos nas extremidades das barras da estrutura, ocasionando uma perda de rigidez da estrutura, gerando a distribuição dos esforços e, ainda, uma modificação dos deslocamentos globais.

Na análise estrutural de edifícios de múltiplos pavimentos com estruturas de concreto pré-moldado, é de grande importância a utilização de ferramentas computacionais que permitam a modelagem de problemas físicos, tornando-se um grande aliado para o desenvolvimento da indústria de concreto pré-moldado. Sendo possível descartar a simplificação do comportamento das ligações, um comportamento mais próximo do real da estrutura pode ser obtido na análise.

1.1. JUSTIFICATIVA

Nesse contexto, é fundamental o aprofundamento do conhecimento sobre o comportamento da estabilidade global com a contribuição da rigidez presente nas ligações entre vigas e pilares, considerando o comportamento não linear dos materiais e da estrutura, para a aplicação em edifícios de múltiplos pavimentos.

A verificação da estabilidade global é um importante requisito no desenvolvimento do projeto de edificações em concreto. A sua análise em edifícios de concreto pré-moldado passa pela consideração da rigidez presente nas ligações viga-pilar, pois contribuem na distribuição dos esforços na estrutura, gerando uma modificação nos deslocamentos globais, tornando a estrutura mais estável.

Com a aplicação dos carregamentos, a estrutura apresenta um comportamento não linear devido à modificação da posição geométrica inicial dos elementos estruturais. Essa característica é chamada de não linearidade geométrica e sua consideração é de suma importância nas análises que visam contribuir ao atendimento do estado limite de serviço e garantir a segurança da estrutura no estado limite último de instabilidade.

Além do comportamento não linear da estrutura, há também de se considerar o comportamento não linear dos materiais empregados. À medida que os carregamentos são aplicados, as propriedades do concreto e aço se alteram, gerando uma resposta não linear quanto ao seu comportamento. Essa consideração é de grande relevância para uma análise mais próxima do comportamento real dos materiais.

Deste modo, esta pesquisa justifica-se pela contribuição aos projetistas e indústrias para uma maior segurança na concepção de estruturas pré-moldadas, colaborando na expansão do emprego das estruturas pré-moldadas e no desenvolvimento da indústria no país.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. Objetivo Geral

O objetivo geral do trabalho em questão é analisar a estabilidade global de estruturas de concreto pré-moldado de múltiplos pavimentos avaliando a influência da consideração das ligações semirrígidas e as não linearidades físicas e geométricas.

1.2.2. Objetivos específicos

Como objetivos específicos, tem-se:

- Buscar modelos de ligações entre vigas e pilares por intermédio da pesquisa bibliográfica e análise de trabalhos realizados sobre o tema;
- Avaliar numericamente o comportamento da estabilidade global de edifícios de múltiplos pavimentos, considerando a influência das ligações viga-pilar e as não linearidades físicas e geométricas;
- Comparar os resultados obtidos nas análises em estruturas de concreto pré-moldado com diferentes parâmetros; e
- Comparar os resultados dos modelos propostos com modelos analíticos simplificados usualmente empregados.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1. GENERALIDADES

2.1.1. Aceno histórico

Segundo Vasconcelos (2002), não se pode precisar a data em que se deu início do concreto pré-moldado. O próprio nascimento do concreto armado ocorreu com a pré-moldagem de elementos, fora do local de seu uso, como na produção do barco de Lambot, em 1848, e os vasos de Monier, em 1849. Portanto, pode-se afirmar que o concreto pré-moldado começou com a invenção do concreto armado.

El Debs (2017) cita que, provavelmente, a primeira construção com o emprego de elementos pré-moldados foi no cassino de Biarritz, na França, em 1891, no qual utilizou-se vigas pré-moldadas.

Durante o período correspondente ao final do século XIX e início do século XX, houvera um grande aumento da utilização do concreto armado na construção civil, por consequência, o aparecimento de construções com emprego do concreto pré-moldado. Alguns marcos

importantes para o desenvolvimento do concreto pré-moldado na época, foram relacionados por El Debs (2017):

- 1895 – A construção de Weaver’s Mill é considerada a primeira de uma estrutura aporticada com concreto pré-moldado na Inglaterra.
- 1900 – Surgem os primeiros elementos de concreto pré-moldado de grandes dimensões nos EUA para coberturas, com 1,20m de altura, 5,10m de largura e 0,05m de espessura e colocados sobre estrutura metálica.
- 1905 – São executados elementos pré-moldados de piso, para um edifício de quatro andares nos EUA.
- 1906 – Começaram a executar os primeiros elementos pré-moldados na Europa, sendo estes, vigas treliças Visintini e estacas de concreto armado.
- 1907 – Todas as peças de um edifício industrial nos EUA foram feitas de maneira pré-moldada no próprio canteiro pela *Edison Portland Corporation*, uma curiosidade é que esta corporação pertencia ao famoso inventor Thomas Alva Edison.
- 1907 – Surgiram as primeiras aplicações do processo *Tilt-up*, no qual as paredes são moldadas sobre o piso e então levantadas até sua posição vertical, nos EUA.

Ao longo dos anos, o desenvolvimento do concreto pré-moldado acompanhou o desenvolvimento do concreto armado e protendido, contudo, após o final Segunda Guerra Mundial, em 1945, ocorreu um grande impulso no emprego do concreto pré-moldado na Europa, principalmente em construções habitacionais, pontes e galpões.

A enorme devastação causada pela Guerra, foi uma das principais razões pela qual houve uma maior utilização e o desenvolvimento do concreto pré-moldado, devido a necessidade de uma reconstrução em grande escala, aliado a escassez da mão de obra decorrente da Guerra. Esse desenvolvimento concentrou-se inicialmente na Europa Ocidental e posteriormente se estendeu para a Europa Oriental.

De acordo com Salas (1988), a história da utilização do concreto pré-moldado pode ser dividida nas três seguintes etapas:

- De 1950 a 1970 – período em que a falta de edificações ocasionadas pela devastação da guerra, houve a necessidade de se construir diversos edifícios, tanto habitacionais quanto escolares, hospitais e industriais. Os edifícios construídos nessa época eram compostos de elementos pré-fabricados, cujos componentes eram procedentes do mesmo fornecedor, constituindo o que se convencionou de chamar de ciclo fechado de

produção. Segundo Ferreira (2003), utilizando uma filosofia baseada nos sistemas fechados, as realizações ocorridas no período do pós-guerra europeu na área de habitação criaram um estigma associando a construção pré-fabricada durante muitos anos à uniformidade, monotonia e rigidez na arquitetura, com flexibilidade "zero", onde a pré-fabricação com elementos "pesados" marcou o período. Além destas questões, as construções massivas, sem uma avaliação prévia de desempenho dos sistemas construtivos, ocasionaram o surgimento de muitas patologias.

- De 1970 a 1980 – Período em que ocorreram acidentes com alguns edifícios construídos com grandes painéis pré-fabricados. Esses acidentes provocaram, além de uma rejeição social a esse tipo de edifício, uma profunda revisão no conceito de utilização nos processos construtivos em grandes elementos pré-fabricados. Neste contexto teve o início do declínio dos sistemas pré-fabricados de ciclo fechado de produção.
- A partir de 1980 – Esta etapa caracterizou-se, em primeiro lugar, pela demolição de grandes conjuntos habitacionais, justificada dentro de um quadro crítico, especialmente de rejeição social e deterioração funcional. Em segundo lugar, pela consolidação de uma pré-fabricação de ciclo aberto, à base de componentes compatíveis, de origens diversas.

Elliot (2002) acrescenta ainda uma quarta etapa no emprego do concreto pré-moldado, caracterizada pelo alto grau de especificação com maior flexibilização e alto nível de acabamentos, que vem tomando formas nos últimos 20 anos na Europa, pois muitos projetistas europeus estão percebendo cada vez mais as possibilidades dos acabamentos de alta qualidade nos elementos pré-moldados.

No Brasil, por não sofrer devastações devido à Segunda Guerra Mundial, não houve a necessidade de construções em grande escala, como ocorrido na Europa. Desta forma, Vasconcelos (2002) afirma que a primeira grande obra onde utilizou-se elementos de concreto pré-moldado no Brasil, refere-se ao Jockey Clube do Rio de Janeiro, em 1926, sendo empregado na fabricação das estacas para a fundação e as cercas no perímetro da área reservada ao hipódromo.

Contudo, foi apenas ao fim da década de 50 que a preocupação com a racionalização e a industrialização de sistemas construtivos teve início, reflexos do grande avanço do concreto pré-moldado na Europa. Merecem destaque nesse período as aplicações de concreto pré-moldado na construção de Brasília (DF) e na construção do Conjunto Residencial da Universidade de São Paulo (CRUSP), na Cidade Universitária, em São Paulo (SP). Destaca-se que a construção do Conjunto Residencial da Universidade de São Paulo (CRUSP) de 1964, foi

a primeira tentativa da utilização do concreto pré-moldado em edifícios de múltiplos pavimentos, com estrutura reticulada.

Constituído de doze edifícios com doze pavimentos, projetados pelo Fundo de Construção da Universidade de São Paulo (FUNDUSP), para abrigar estudantes de outras cidades que ingressaram nas faculdades da USP. Durante a construção, apesar de ter sido considerado um sucesso, a empresa responsável se deparou com inúmeros problemas relacionados a mão-de-obra, pois os operários nunca haviam trabalhado antes num processo construtivo tão diferente.

Segundo Oliveira (2002), a criação do Banco Nacional da Habitação (BNH), em 1966, teve no início da sua atuação, uma política de desestímulo do emprego do pré-moldado no setor habitacional, com intuito de incentivar o emprego maciço de mão-de-obra não qualificada no canteiro. No entanto, na segunda metade da década de 70, o banco adotou novas diretrizes para o setor, passando estimular, ainda que timidamente, a introdução de novas tecnologias, como a construção com emprego do concreto pré-moldado.

Entre o final da década de 70 e início da década de 80, o BNH buscou alternativas tecnológicas para a construção habitacional, patrocinando a pesquisa e o desenvolvimento de alguns processos construtivos a base de componentes pré-moldados, e organizaram a instalação de canteiros experimentais na Bahia e em São Paulo, contudo estas edificações apresentaram diversas patologias e problemas funcionais, acrescentando, em muito o custo da sua manutenção e, por isso, alguns tiveram até que ser demolidos.

Percebe-se, portanto, que houvera um atraso no emprego do concreto pré-moldado no país, de aproximadamente 30 anos, como já havia ocorrido na Europa nas décadas de 50 e 60, atraso decorrente da aplicação ainda sem um desenvolvimento tecnológico suficiente, gerando desconfiança do processo construtivo e rejeição da sociedade.

A partir da década de oitenta, segundo Oliveira (2002), não houve nenhum tipo de incentivo a construção industrializada no Brasil e todo o desenvolvimento obtido neste período deve-se principalmente ao arrojo e persistência de empresários do setor, que almejavam redução de custos no processo construtivo utilizando pré-fabricados.

Da década de noventa em diante, o interesse por sistemas que utilizam elementos pré-moldados e pré-fabricados voltou a existir, principalmente pela utilização no setor de serviços (hotéis, shopping centers, etc.), onde busca-se construções rápidas e produtivas.

De acordo com El Debs (2017), embora haja uma tendência de crescimento da aplicação do concreto pré-moldado no país, as oscilações do mercado e da economia brasileira causam forte influência, assim como ocorre em outros ramos da construção civil, o que dificulta quantificar a evolução no Brasil.

2.1.2. Ligações entre elementos pré-moldados

Como conceito de pré-moldado, a produção dos elementos em fábricas, o transporte desses elementos e a montagem deles no canteiro de obra, ao conceber essas estruturas devem ser considerados todos os mínimos detalhes dessas etapas. Somado a essas considerações, uma das decisões mais importantes para concepção do projeto são relativas às ligações entre as peças. A existência delas é a principal diferença de estruturas pré-moldados das estruturas moldadas *in loco*.

Segundo Elliott (2017), as ligações formam a parte vital do projeto em concreto pré-moldado, sendo essas responsáveis por ditar o tipo da estrutura pré-moldada, as limitações dessa estrutura e os procedimentos de montagem. Ressalta-se, também, que além de possuir grande influência nas etapas de fabricação, montagem e execução das ligações, possui ainda mais importância quanto ao comportamento da estrutura finalizada.

A estabilidade e a segurança estrutural são considerações necessárias em todos os momentos durante a montagem de estruturas de concreto pré-moldado. Os elementos estruturais não formarão um sistema estrutural estabilizado até que as ligações sejam realizadas, e em alguns casos essas ligações podem depender da cura das juntas de concreto, podendo envolver várias horas para efetivação da ligação (ELLIOTT, 2017).

De acordo com Melo (2007), a evolução no emprego do pré-moldado ao longo dos últimos anos ocorreu exatamente devido aos estudos quanto ao comportamento das ligações, tendo como principal objeto de discussão e análise, as ligações entre vigas e pilares, já que essas definem o pórtico estrutural e seu comportamento em relação aos esforços atuantes.

Ainda segundo Melo (2007), quanto mais rígida a ligação, aproximando-se do engastamento, melhor será a distribuição dos esforços, e por consequência, maior será a possibilidade de otimização e economia da estrutura. Contudo, as ligações rígidas exigem elementos de ligação mais delicados, necessitando maior atenção a execução da montagem, e caso ocorra alguma falha nesse processo, poderá comprometer todo o sucesso do conceito estrutural.

Durante a execução dessas ligações, as dificuldades são devidas às necessidades de fazer a ligação tanto do concreto como do aço, pelo fato de o concreto armado ser um material composto, de ter que acomodar as tolerâncias que intervêm nas várias fases e, ainda, pelo fato de o concreto ser um material relativamente frágil (EL DEBS, 2017).

Chastre e Lúcio (2012) apresentam detalhes sobre a execução de ligação rígida em

edifícios de concreto pré-moldado executados em Lisboa, Portugal. Na Figura 2.1, pode-se observar a complexidade para se efetivar essas ligações, tendo que realizar a concretagem da ligação desses elementos em obra, necessitando ainda de escoramentos provisórios para manter a estabilidade e a correta posição dos elementos.

Figura 2.1 – Ligação viga-pilar rígida com concretagem em obra



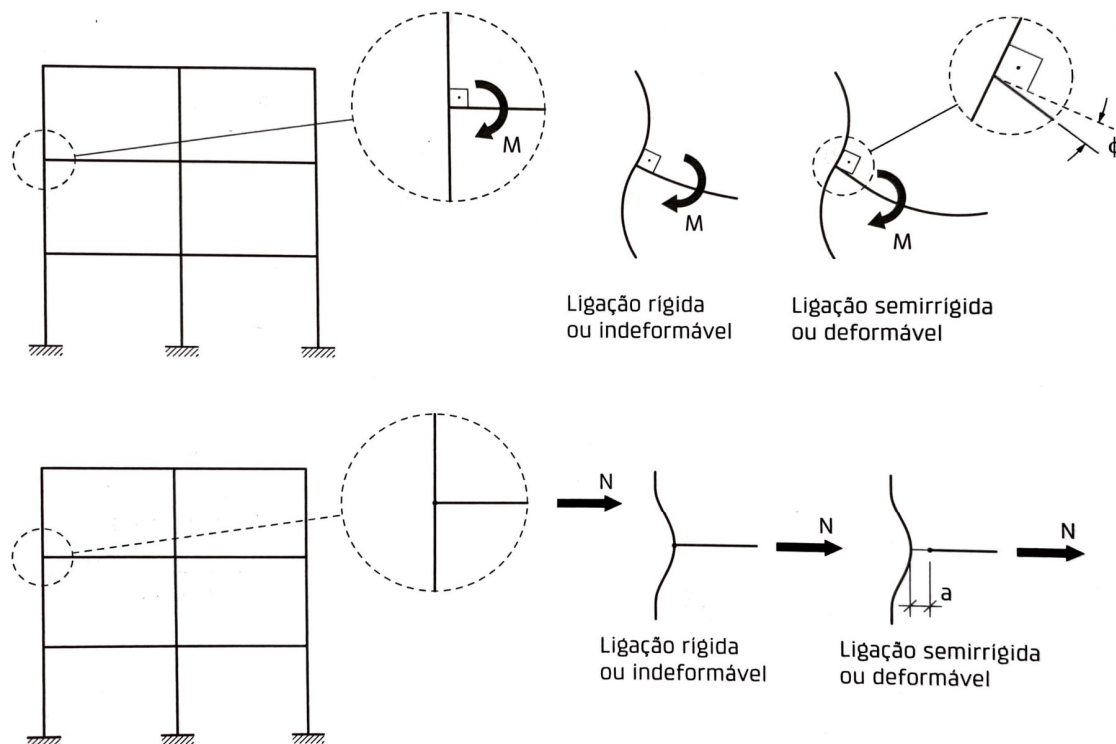
Fonte: Chastre e Lúcio (2012)

As ligações consideradas isostáticas são mais simples e requer menos atenção ao processo de montagem, se comparadas as ligações rígidas, e são caracterizadas em sua montagem por apenas encaixar os elementos, não permitindo a distribuição dos esforços entre os elementos, havendo uma maior solicitação aos elementos, gerando estruturas menos econômicas (MELO, 2007).

Ainda entre as ligações rígidas e articuladas, há as ligações denominadas semirrígidas, ou ligações deformáveis, uma vez que são resultado de uma deformação da ligação quando solicitadas por momento fletor. Seu comportamento possui variação na transmissão dos momentos em relação ao engastamento perfeito, podendo a ligação variar de uma ligação rotulada a uma ligação engastada. Consequentemente, estruturas dimensionadas com essas

ligações deformam e deslocam menos, contribuindo para atender as exigências do estado limite de serviço, além de garantir a estabilidade global da estrutura. De acordo com El Debs (2017), a rigidez da ligação é definida pela relação do esforço solicitante com o deslocamento relativo entre os elementos que compõe a ligação, ou seja, a deformação da ligação na direção desse esforço, conforme ilustrado na Figura 2.2.

Figura 2.2 – Deformabilidade da ligação quanto ao momento fletor e esforço normal



Fonte: El Debs (2017)

Por existir uma grande versatilidade de ligações, a adoção do tipo de ligação é diretamente proporcional à complexidade, ao custo e à eficiência estrutural. Quanto mais eficiente é a ligação, melhor partido estrutural é atingido. Contudo, seu custo e possíveis cuidados na execução também serão maiores. Em alguns casos, não são possíveis a adoção de alguns tipos de ligações, como por exemplo em edifícios de múltiplos pavimentos, ligações isostáticas são inviáveis tecnicamente e, nesse caso, é necessária a opção por ligações semirrígidas (MELO, 2007).

2.1.3. Estabilidade de estruturas pré-moldadas

A evolução do concreto estrutural, como melhor caracterização e evolução das propriedades dos materiais componentes e melhorias dos procedimentos de avaliação do desempenho mecânico, citados em Mehta e Monteiro (1994), são alguns dos motivos que foram

coniventes para a otimização da utilização desse material com finalidade estrutural. Com o aumento do desempenho mecânico do concreto, as seções dos elementos estruturais passaram a sofrerem reduções, resultando no aumento da esbeltez das estruturas.

O aumento do número de edifícios altos e esbeltos é acompanhado pelo desenvolvimento teórico e científico, através de teorias e procedimentos que buscam promover a previsão do comportamento estático das estruturas e de seus elementos componentes. Os problemas de instabilidade das estruturas passam a apresentar relevância, assumindo condição de estado limite último, pois quando atingido, pode vir a provocar danos à estrutura, variando de severas patologias ao colapso da mesma.

A estabilidade global da estrutura deve ser um quesito a ser verificado ao iniciar a elaboração do projeto de qualquer tipo de edificação. À medida que a edificação passa a apresentar a dimensão vertical preponderante sobre as demais dimensões em planta, os problemas de instabilidade passam a ser mais representativos.

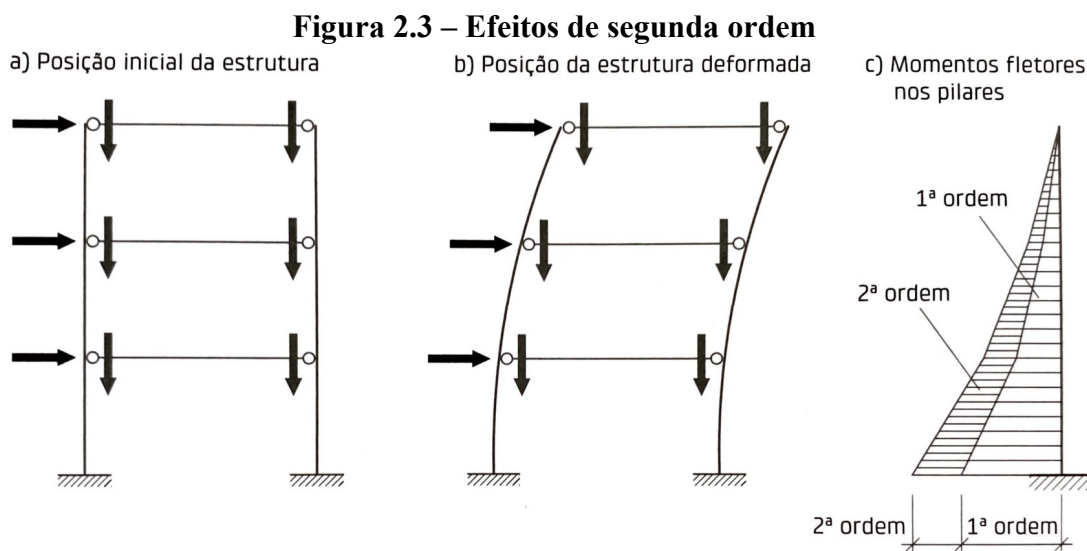
De acordo com o item 15.2 da NBR 6118 (2014), nas estruturas de concreto armado o estado-limite último de instabilidade é atingido sempre que, ao crescer a intensidade do carregamento e, portanto das deformações, há elementos submetidos à flexo-compressão em que o aumento da capacidade resistente passa a ser inferior ao aumento da sollicitação.

Ainda na NBR 6118 (2014) é citado três tipos de instabilidade:

- Nas estruturas sem imperfeições geométricas iniciais, pode haver (para casos especiais de carregamento) perda de estabilidade por bifurcação do equilíbrio (flambagem);
- Em situações particulares (estruturas abatidas), pode haver perda da estabilidade sem bifurcação do equilíbrio por passagem brusca de uma configuração para outra reversa da anterior (ponto – limite para reversão);
- Em estruturas de material de comportamento não linear, com imperfeições geométricas iniciais, não há perda de estabilidade por bifurcação do equilíbrio, podendo, no entanto, haver perda de estabilidade quando, ao crescer a intensidade do carregamento, o aumento da capacidade resistente da estrutura passa a ser menor do que o aumento da sollicitação (ponto-limite sem reversão).

A estabilidade global da estrutura é associada à sua capacidade de transmitir com segurança, incluindo os efeitos de segunda ordem, as ações laterais para a fundação. Dá-se o nome de efeito de primeira ordem à análise da estrutura na sua configuração geométrica inicial,

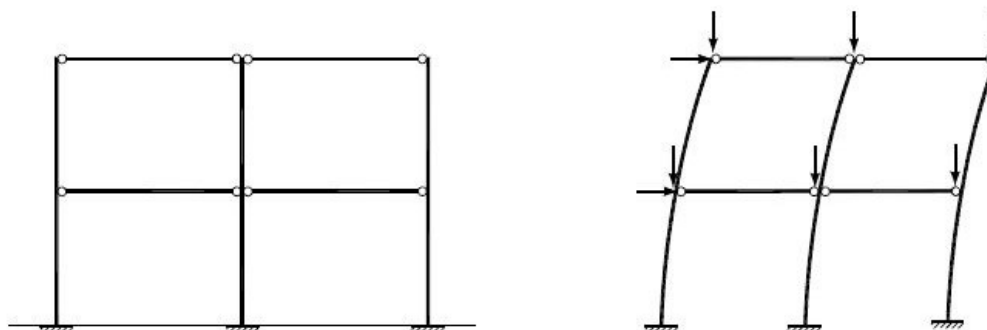
ou seja, não deformada. Os efeitos de segunda ordem (Figura 2.3) são aqueles que se somam aos obtidos numa análise de primeira ordem, quando a análise do equilíbrio passa a ser efetuada considerando a configuração deformada da estrutura (EL DEBS, 2017).



Fonte: El Debs (2017)

De acordo com Ferreira et al. (2005), nas estruturas de concreto pré-moldado, quando o sistema estrutural é composto por ligações articuladas, sua utilização é restringida a edificações de pequeno porte, devido a deslocabilidade da estrutura ser bastante elevada, impossibilitando a sua aplicação em edifícios altos. Nesse caso, a estabilidade global depende da rigidez dos pilares em balanço engastados na base. A Figura 2.4 ilustra o sistema estrutural formado por pilares engastados na fundação com ligações viga-pilar articuladas e o respectivo comportamento em relação às ações que provocam tombamento.

Figura 2.4 – Sistema estrutural formado por ligações viga-pilar articuladas



Fonte: adaptada de El Debs (2017)

Segundo El Debs (2017) ao se analisar a estabilidade global de uma estrutura pré-moldada, pode-se empregar os mesmos procedimentos das estruturas de concreto moldado no local. Realmente, após a montagem, a particularidade das estruturas de concreto pré-moldado em

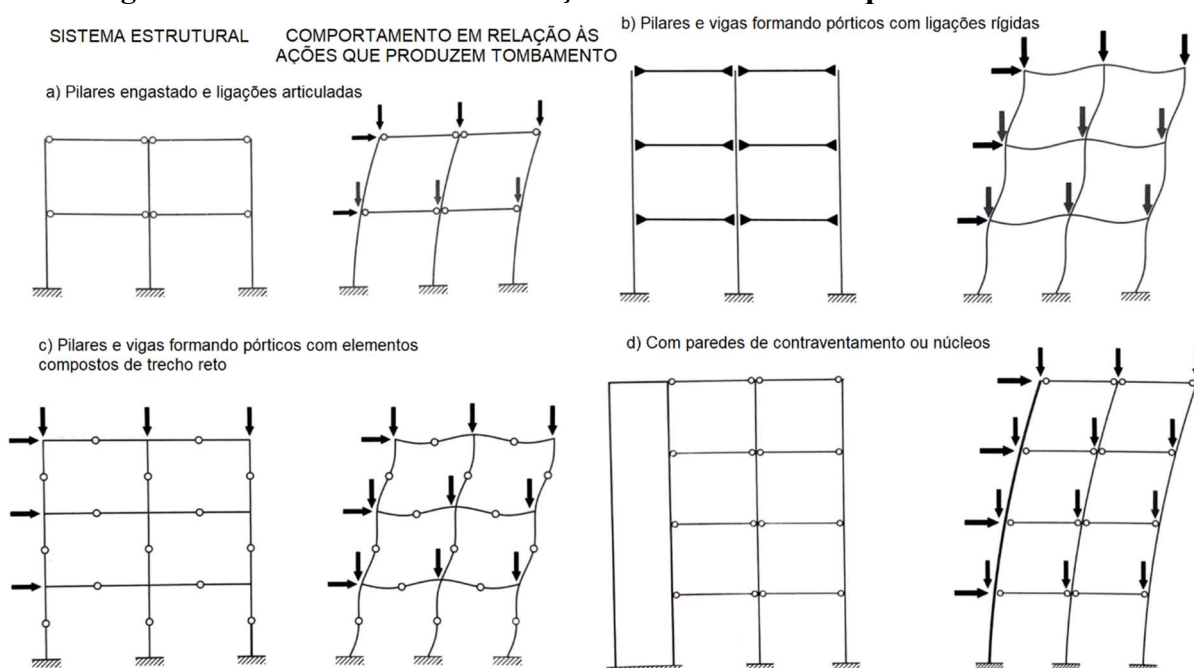
relação às estruturas de concreto moldado no local consiste no emprego de articulação ou ligações com certa deformabilidade, que podem ser consideradas nos procedimentos de verificação da estabilidade global. No caso das ligações perfeitamente rígidas, não existem diferenças em relação ao caso de estruturas de concreto moldado no local.

Tendo em vista a estabilidade global, os sistemas estruturais de esqueleto em edifícios com o emprego do concreto pré-moldado podem ser classificados nos seguintes casos básicos:

- Estruturas onde a estabilidade é proporcionada por ação de pilares engastados na base, podendo estar associados a vigas articuladas, nesse caso, os pilares se comportam como vigas em balanço em relação às ações laterais;
- Estruturas onde a estabilidade é alcançada por ação de pórtico composto por pilares e vigas, essas situações ocorrem com o emprego de ligações entre as vigas e os pilares que transmitem momento fletor;
- Estruturas de pilares e vigas formando pórticos com o emprego de elementos compostos de trechos de eixo reto, como elementos tipo cruz, T e similares;
- Estruturas verticais com o emprego de paredes de contraventamento ou núcleos, nesse caso, as paredes de contraventamento ou núcleos constituem a estrutura principal para garantir a estabilidade global, contraventando os demais pilares.

A Figura 2.5 representa tais sistemas estruturais e seu comportamento em relação às ações que produzem tombamento.

Figura 2.5 – Sistemas de estabilização de estrutura de esqueleto de edifícios



Fonte: adaptada de El Debs (2017)

Na elaboração do projeto de qualquer tipo de edificação, a garantia da segurança da estrutura no estado limite último de instabilidade, passa pela verificação da estabilidade global da estrutura, sendo um importante requisito no desenvolvimento de projetos de edificações em concreto. Para tal verificação, há alguns coeficientes chamados de parâmetros de instabilidade global. Tais parâmetros serão apresentados no item 2.3.

2.2. ESTUDOS SOBRE LIGAÇÕES SEMIRRÍGIDAS E ESTABILIDADE GLOBAL

Além dos trabalhos mencionados anteriormente, diversos autores realizaram estudos numéricos e experimentais com o objetivo de avaliar o comportamento de diferentes tipologias das ligações viga-pilar e a influência na estabilidade global de edifícios em concreto pré-moldado. Dentre eles, destacam-se os estudos mais recentes realizados por Marin (2016), Sawasaki (2016), Kataoka (2017), Vieira et al. (2017), Alva et al. (2020).

2.2.1. Marin (2016)

No presente trabalho, Marin (2016) analisou a estabilidade global de estruturas em concreto pré-moldado de múltiplos pavimentos frente às principais combinações de ações considerando as ligações viga-pilar semirrígidas, para as condições de modulação e carregamento usualmente empregadas. A ligação viga-pilar considerada é composta por chumbadores retos e capa de concreto moldada no local, com armadura negativa.

O objetivo deste trabalho foi avaliar as limitações do emprego de ligações viga-pilar semirrígidas na estabilização de estruturas em concreto pré-moldado de múltiplos pavimentos.

Os esforços atuantes na estrutura são avaliados com o auxílio do programa em elementos finitos ANSYS que contempla a não linearidade geométrica. Em todas análises também foi considerado a não linearidade física, de forma não aproximada segundo o diagrama $M \times N \times 1/r$.

Quanto as ligações semirrígidas, o diagrama momento x rotação das ligações são caracterizados por três parâmetros importantes, resistência, rigidez da ligação e ductilidade. Neste trabalho considerou-se o modelo linear e bilinear. No modelo linear foi definido apenas a rigidez secante ao momento positivo e negativo da ligação, não sendo delimitado o momento de plastificação e do trecho correspondente à plastificação.

Na consideração do processo construtivo e a sua influência nas estruturas em concreto pré-moldado em viga de seção composta, dividiu-se basicamente em duas etapas.

Na primeira, as ligações apresentam comportamento articulado e a estrutura está submetida à ação do peso próprio das vigas, lajes e da capa de concreto ainda sem nenhuma resistência. Em uma segunda etapa, após a capa apresentar resistência, as ligações apresentam comportamento semirrígido. Nesta etapa a estrutura é submetida a ação proveniente da ação variável de utilização do revestimento do piso, da alvenaria de vedação e da ação do vento.

Considerando ainda a situação anterior a montagem, em que a única ação sobre a viga é o peso próprio da mesma, neste trabalho foram consideradas três situações de cálculo que acompanham os processos construtivos da estrutura em concreto pré-moldado.

Foi considerado duas combinações para o ELU, na primeira combinação, a ação do vento é considerada como ação variável principal e a ação variável de ocupação como secundária. Esta combinação tem importância para a verificação da estabilidade global da estrutura. A segunda combinação, não contempla a contribuição da ação variável de utilização, a sua verificação é de suma importância na análise das ligações devido ao momento positivo provocado pela ação do vento. O valor de γ_g assume o valor de 1,3 para consideração do peso próprio das estruturas em concreto pré-moldado e 1,4 para a capa moldada *in loco*.

Foram avaliadas estruturas com 6, 5 e 4 pavimentos com modulações de 7,5m e 10m. As cargas acidentais foram de 3 e 5 kN/m².

Na Tabela 2.1 está apresentada a variação de seção dos pilares adotada de acordo com a modulação da estrutura e número de pavimentos.

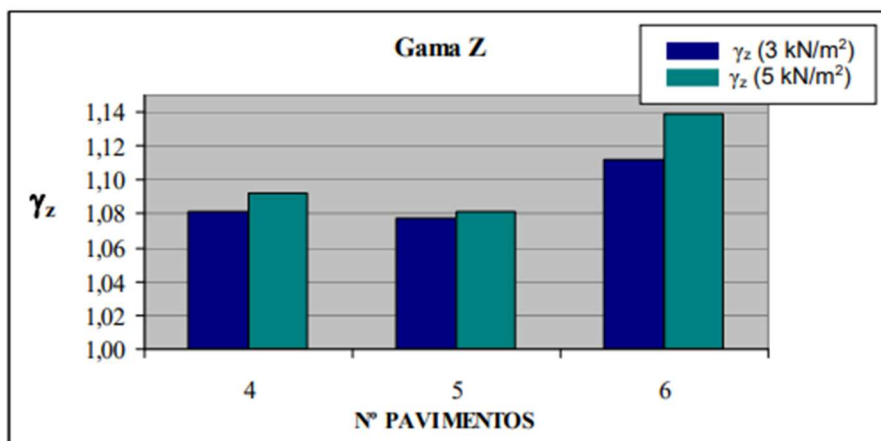
Tabela 2.1 – Seções de pilares segundo a geometria da estrutura

Seção (cm)	Modulação (m)	Nº de pavimentos
40 x 40	7,5 e 10,0	4
50 x 50	10,0	5 e 6
60 x 60	10,0	5 e 6

Fonte: Marin (2016)

Os valores obtidos a partir da análise do parâmetro de estabilidade γ_z considerando apenas o comportamento linear de momento x rotação das ligações viga-pilar, estão apresentados na Figura a seguir.

Figura 2.6 – Parâmetro de estabilidade γ_z considerando comportamento linear assimétrico da ligação nas estruturas com modulação de 7,5m



Fonte: Marin (2016)

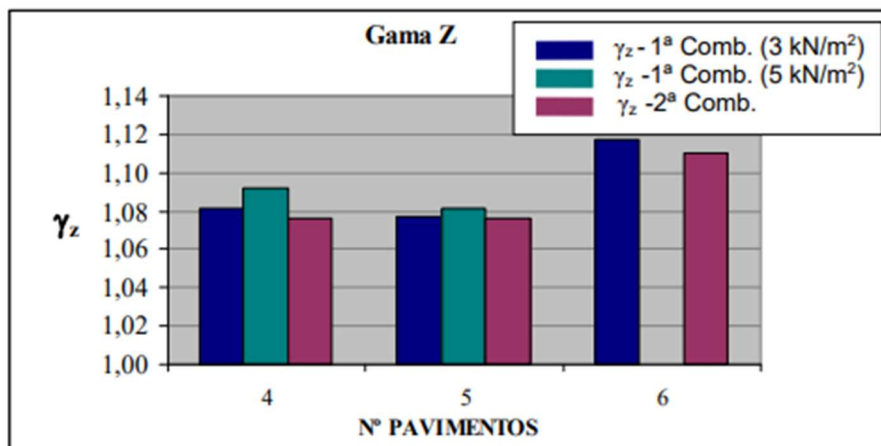
Segundo os resultados apresentados, para a 1ª combinação de ações apenas a estrutura com 4 pavimentos e a estrutura de 5 pavimentos com ação variável de 3kN/m² atenderam à capacidade resistente das ligações sem necessidade de consideração de plastificação. Nota-se que o γ_z obtido para a estrutura com 4 pavimentos assumiu um valor maior ao obtido para a estrutura com 5 pavimentos, isto ocorre, pois a seção transversal do pilar para a estrutura com 4 pavimentos é menor do que a seção utilizada na estrutura com 5 pavimentos. Para a 2ª combinação de ações, nenhuma estrutura atendeu ao momento fletor positivo resistente da ligação considerando o modelo elástico linear. Foi realizada uma nova simulação numérica considerando o modelo de comportamento elasto-plástico da ligação viga-pilar.

A consideração do modelo de ligação elasto-plástico permitiu uma nova distribuição de esforços na estrutura, sendo assim respeitando a capacidade resistente das ligações. Em virtude da plastificação nas ligações as estruturas se tornaram mais deslocáveis, no entanto, este acréscimo de deslocabilidade não provocou efeitos de segunda ordem significativos.

Apenas a estrutura com 6 pavimentos sob carregamento acidental de 5kN/m² não foi capaz de redistribuir os esforços presentes nas ligações, desta forma não houve convergência na obtenção dos resultados.

Na Figura a seguir estão indicados os valores de γ_z obtidos para as diferentes combinações de ações considerando a plastificação da ligação.

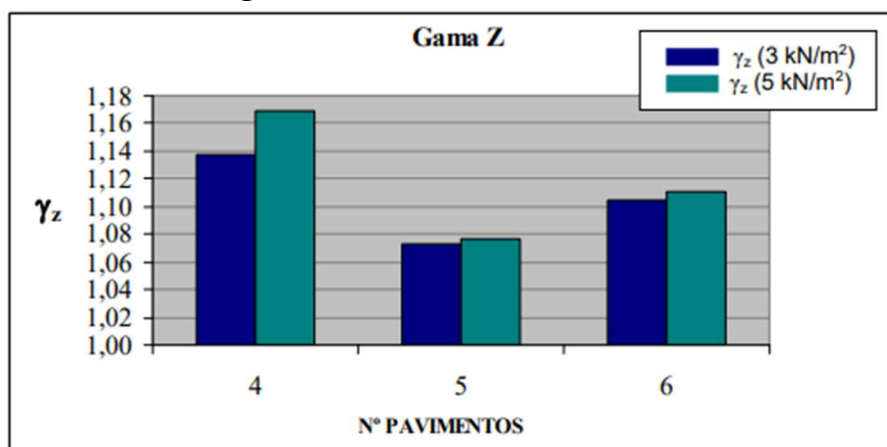
Figura 2.7 – Parâmetro de estabilidade γ_z considerando o modelo elasto-plástico assimétrico da ligação nas estruturas com modulação de 7,5m



Fonte: Marin (2016)

Foi também avaliado o parâmetro de estabilidade γ_z segundo as variações de ação variável e número de pavimentos para a 1ª combinação de ações, conforme Figura 2.8.

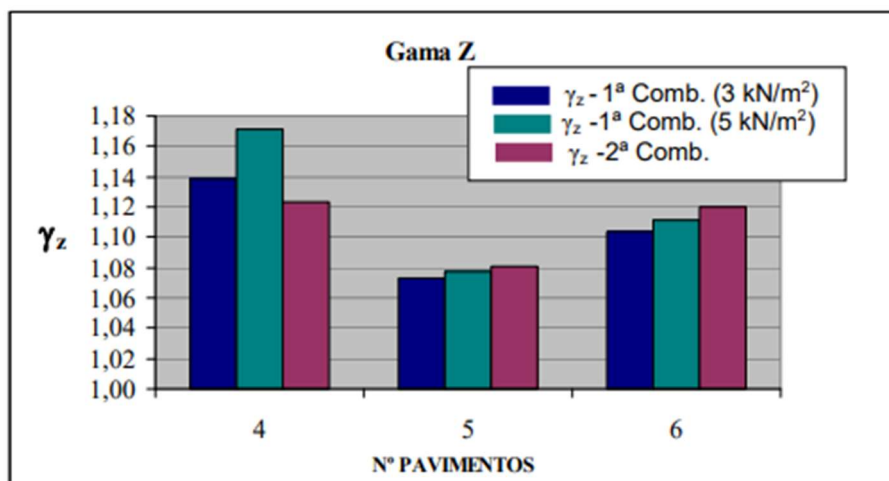
Figura 2.8 – Parâmetro de estabilidade γ_z considerando comportamento linear assimétrico da ligação nas estruturas com modulação de 10m



Fonte: Marin (2016)

Na modelagem das estruturas com ligação em regime elástico linear foi possível identificar que as estruturas com 4 e 6 pavimentos apresentaram valores de momento positivo na ligação para a 1ª combinação de ações maiores que os admissíveis em regime elástico linear. Quanto ao momento negativo atuante nas ligações para a 1ª combinação de ações, todas as estruturas atenderam aos valores admissíveis. Na 2ª combinação de ações onde o momento positivo na ligação é mais pronunciado, todas as estruturas apresentaram valores maiores que os momentos de plastificação na ligação. Foi realizada uma nova simulação numérica considerando o modelo elasto-plástico da ligação viga-pilar conforme ilustra a Figura 2.9.

Figura 2.9 – Parâmetro de estabilidade γ_z considerando o modelo elasto-plástico assimétrico da ligação nas estruturas com modulação de 10m



Fonte: Marin (2016)

Por fim, as principais conclusões dos autores quanto ao trabalho foram:

- Os valores de γ_z obtidos indicam que nos arranjos típicos de estruturas de múltiplos pavimentos em concreto pré-moldado os efeitos de segunda ordem não assumem grande magnitude.
- A especificação de ligações semirrígidas viga-pilar típicas na estabilização de estruturas usuais de múltiplos pavimento em concreto pré-moldado mostrou-se adequada frente aos esforços solicitantes da estrutura. A estrutura apresentou boa capacidade de redistribuição de esforços sem aumento significativo de deslocamentos quando explorado o modelo elasto-plástico das ligações viga-pilar.
- A combinação de ações tendo o vento como única ação variável apresentou valores mais críticos de momento fletor positivo nas ligações.
- Embora muitos projetistas de estruturas não levem em consideração o efeito do momento positivo nas ligações, as análises efetuadas nos exemplos numéricos comprovaram a importância de sua verificação e em alguns casos de adequação da ligação.
- Os resultados da modelagem numérica indicaram a viabilidade de projeto de estruturas com até 6 pavimentos em concreto pré-moldado.

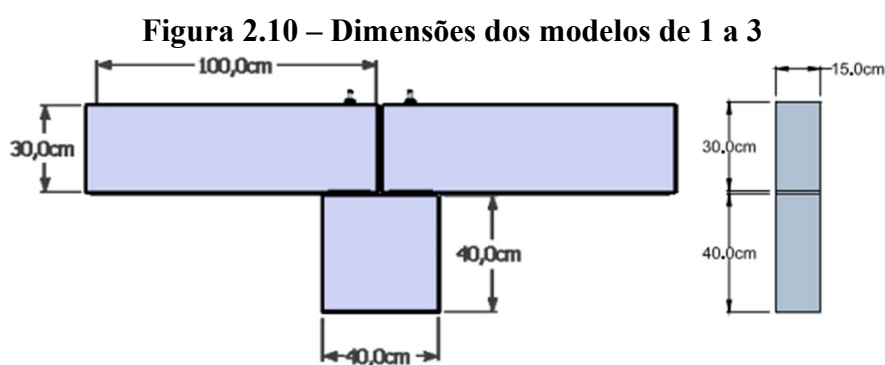
2.2.2. Sawasaki (2016)

O artigo citado se trata de um estudo teórico-experimental das ligações viga-pilar com chumbador e almofada, sem armadura de continuidade, considerando a hipótese de que essa

ligação possa conferir certo valor de semirrigidez, o que muitas vezes este não é considerado no cálculo estrutural de edificações que utilizam o mesmo tipo de ligação.

O objetivo do estudo é apresentar os resultados experimentais obtidos, modelos de cálculo adotados e resultados numéricos encontrados com a consideração da semirrigidez do tipo de ligação estudado.

A investigação experimental consistiu na análise de quatro modelos de ligação viga-pilar, cada modelo apresentando características geométricas e físicas próprias. A Figura 2.10 apresenta as dimensões dos modelos de 1 a 3 e o Quadro 2.1 apresentam as variáveis de cada modelo.



Fonte: Sawasaki (2016)

Quadro 2.1 – Característica dos modelos físicos

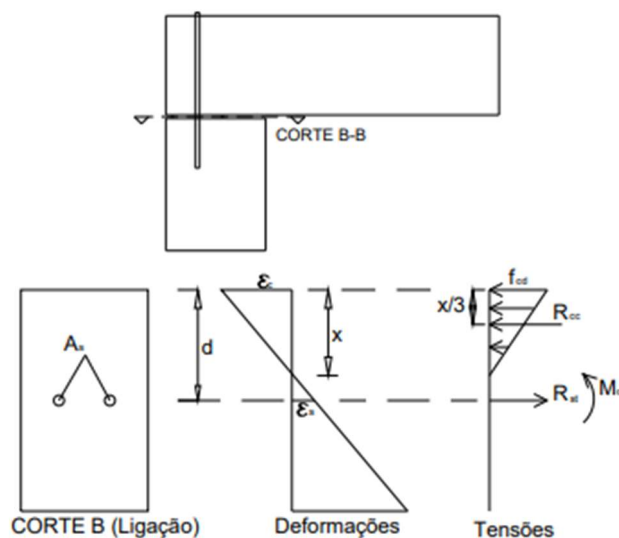
Modelo	Variáveis			
	Diâmetro chumbador	Almofada de apoio	Largura do pilar	Sentido do momento
1	CA-25 12,5mm	Argamassa (150x150x10mm)	40cm	Negativo/ positivo
2	CA-25 12,5mm	Policloropreno (150x150x10mm)	40 cm	Negativo/ positivo
3	CA-25 12,5mm	Argamassa (150x150x10mm)	40 cm	Negativo/ positivo
4	CA-25 12,5mm	Argamassa (150x150x10mm)	60 cm	Negativo/ positivo

Fonte: Sawasaki (2016)

A análise experimental prosseguiu-se pela obtenção da curva momento-rotação. Para medir as inclinações, foram dispostos transdutores de deslocamentos e clinômetros por toda a ligação.

O autor também prosseguiu com a determinação de um modelo analítico, que partiu do pressuposto de se poder analisar a seção de uma ligação a partir da seção de uma viga, baseado em Fusco (1983). Na Figura 2.11 está representado a seção de uma ligação.

Figura 2.11 – Seção de uma ligação



Fonte: Sawasaki (2016)

Semelhante a seção de uma viga, tem-se que a posição da linha neutra, momento de inércia e rigidez à momento fletor são dados nas equações que seguem:

- Posição da linha neutra:

$$x = \frac{\alpha \cdot A_s}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{\alpha \cdot A_s}} \right) \quad (2.1)$$

- Momento de inércia da seção homogeneizada em relação à linha neutra:

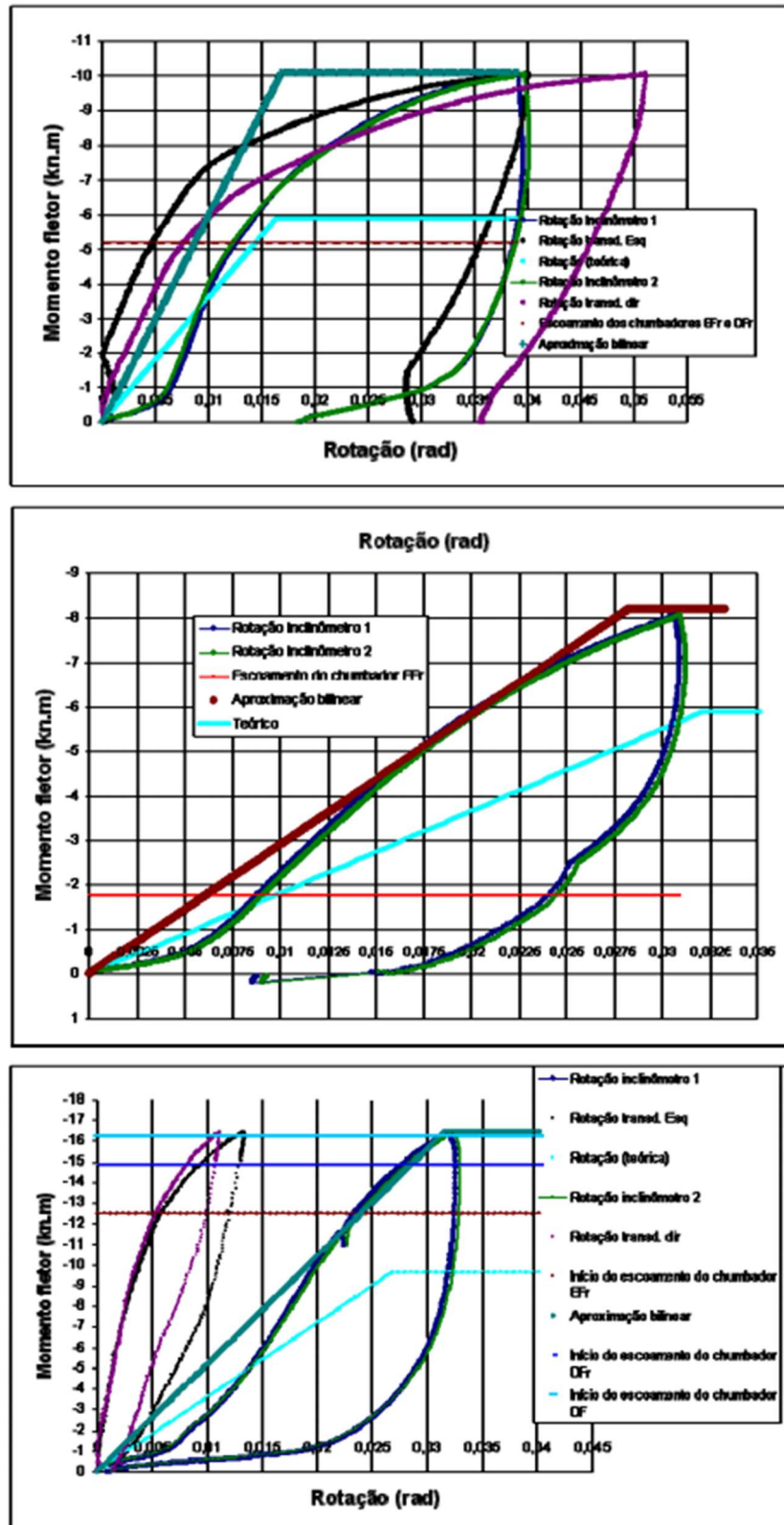
$$I_i = \frac{b \cdot x^3}{3} + \alpha \cdot A_s (d - x)^2 \quad (2.2)$$

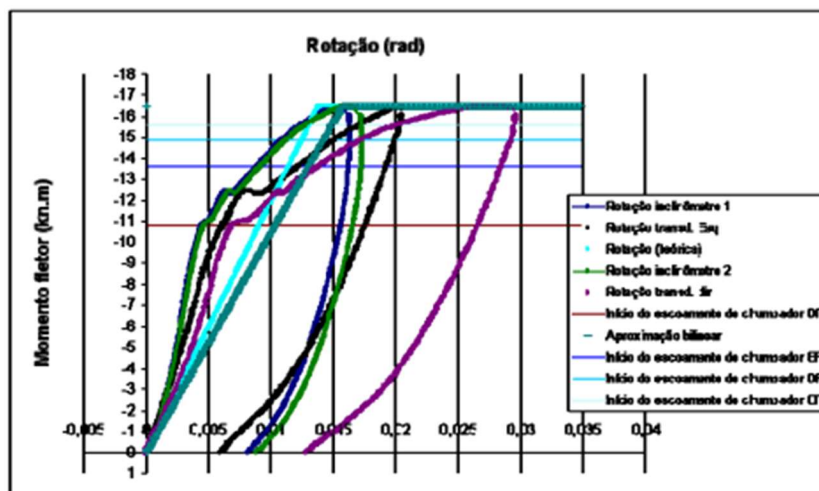
- Rigidez da ligação à momento fletor:

$$K = \frac{R \cdot I_i}{\Delta_s} \quad (2.3)$$

Diante os resultados obtidos através do ensaio experimental, do modelo de cálculo adotado e também de uma curva de média bi-linear dos resultados experimentais, o autor apresenta as curvas teórico-experimentais de cada modelo de ligação (Figura 2.12).

Figura 2.12 – Curvas teórico-experimentais para a ligação Modelo 1 a 4





Fonte: Sawasaki (2016).

O autor procedeu com as simulações numéricas com pórticos planos feitas pelo *software* Ansys, utilizando elementos unidimensionais de barras. Foram obtidos os momentos fletores e deslocamentos das estruturas. O objetivo dessa análise era comparar os momentos fletores.

Ao final do estudo o autor apresentou as seguintes conclusões:

- a) A análise experimental revelou que o modelo de projeto é mais eficaz nas ligações cuja largura do apoio não seja tão reduzida, como pode ser observado na comparação com os modelos de geometria relativamente menor ao Modelo 4. A precisão dos resultados foi satisfatória apenas neste último.
- b) A pesquisa revelou um ponto importante em qualquer domínio de simulação: um limite de aplicação, como foi constatado pela ineficácia para modelos de largura de apoio reduzida.
- c) Nas aplicações numéricas em pórticos planos constatou-se que a consideração da semirrígidez conferida pela ligação estudada é expressiva. Observando o resumo dos resultados pôde-se ter uma ideia deste proveito. A diminuição do momento fletor na base dos pilares chega a 20% para galpões com até quatro chumbadores, considerando apenas força horizontal de frenagem. Mesmo para galpões com dois chumbadores, o decréscimo de 13,3% de momento representa uma economia global significativa para a obra.
- d) A consideração da semirrígidez nas ligações para edifícios de múltiplos pavimentos é ainda mais significativa, chegando a uma redução de momento fletor na base dos pilares de 29,4%, para ligações de consolos de 40 cm, em comparação com o modelo de ligações articuladas.
- e) O parâmetro de consideração da semirrígidez segundo a norma brasileira NBR 9062

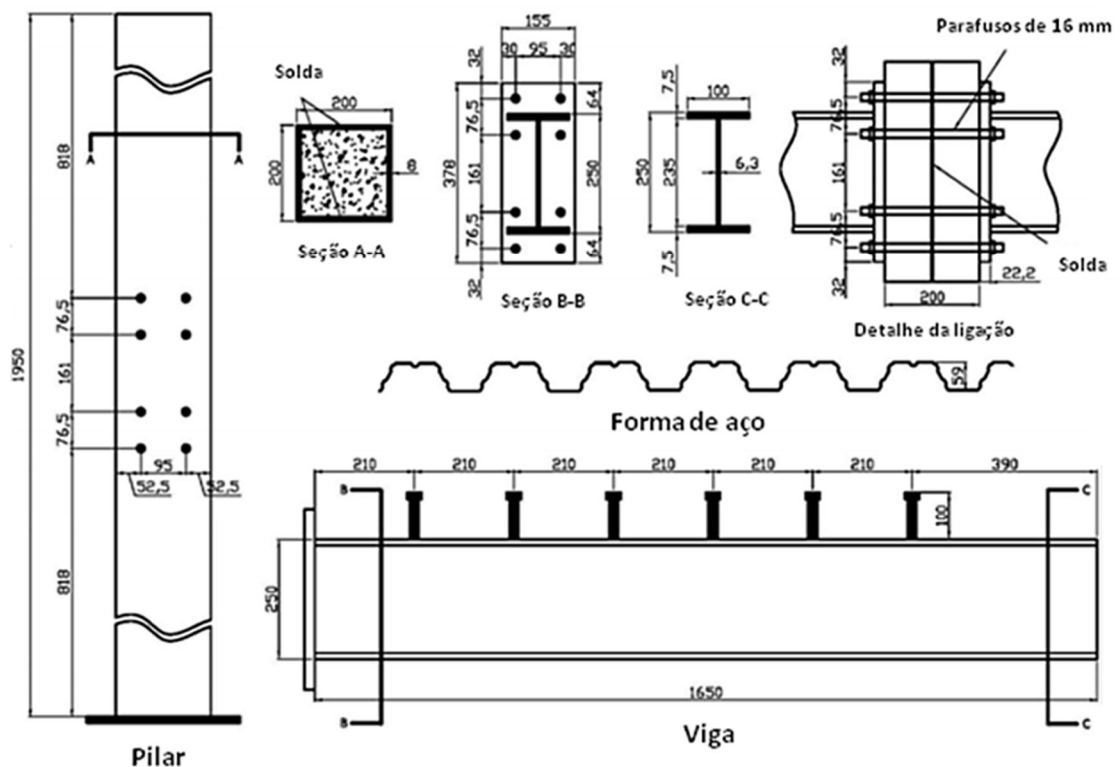
(2006) parece um tanto conservador quanto às aplicações de forças horizontais. Mas para as vigas este parâmetro demonstrou ser coerente.

2.2.3. Kataoka (2017)

Neste artigo, o autor apresenta a comparação entre os resultados da simulação numérica de dois tipos de modelos matemáticos representativos da mesma ligação ensaiada experimentalmente, um bidimensional e outro tridimensional. O objetivo foi analisar o quanto um modelo é melhor que o outro no estudo do comportamento da estrutura, levando em consideração aspectos como custo computacional e resultados fornecidos.

Os resultados experimentais utilizados neste trabalho foram retirados da pesquisa de doutorado de Kataoka (2011), que estudou o comportamento de ligações mistas parafusadas envolvendo pilares preenchidos com concreto. A Figura 2.13 apresenta o projeto completo dos elementos componentes dos modelos de ligações ensaiadas experimentalmente.

Figura 2.13 – Dimensões dos elementos componentes da ligação



Fonte: Kataoka (2017)

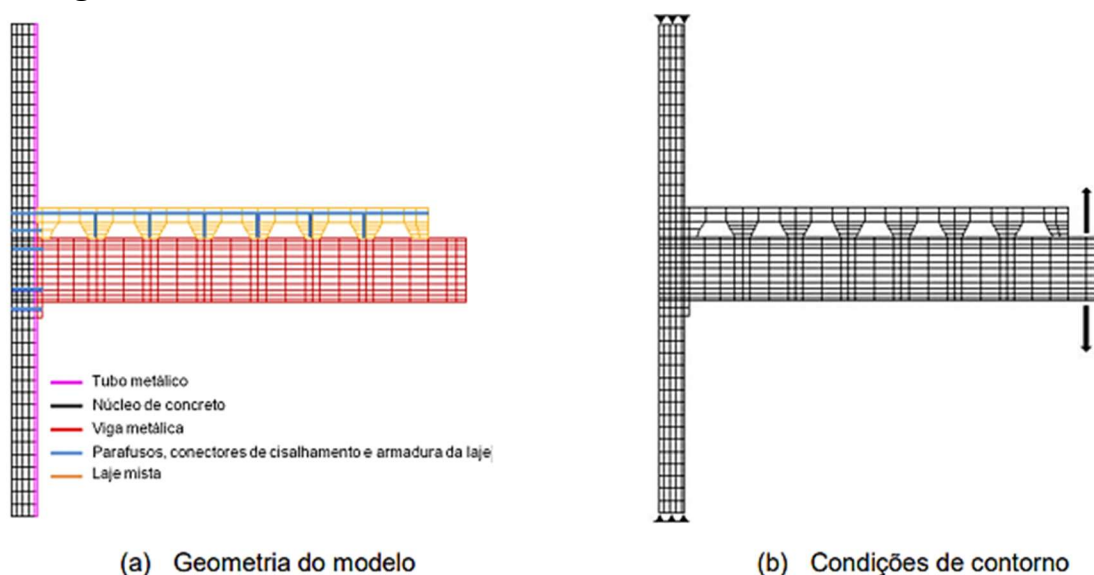
A ligação em questão foi analisada numericamente através do programa comercial DIANA, considerando à análise não linear pelo método dos elementos finitos. Em ambos modelos, bidimensional e tridimensional, foram utilizadas as mesmas propriedades dos

materiais e modelos constitutivos.

No modelo numérico bidimensional foi utilizado a simetria do modelo, na qual apenas metade do modelo físico foi modelado, conforme Figura 2.14.a. Por se tratar de um modelo plano, a linha da armadura e dos parafusos foram definidas com a área de aço referente ao número de elementos naquela direção. Na interface entre a viga e o tubo metálico foi inserida uma interface, assim como entre a viga e a laje. O núcleo de concreto foi considerado com aderência perfeita às paredes do tubo.

A malha de elementos finitos gerada apresentou 903 nós e 775 elementos. As condições de contorno adotadas foram às restrições aos deslocamentos em x e y na base do pilar e em x no topo do pilar, garantindo as mesmas condições do ensaio em laboratório. A representação das condições de contorno e da malha é apresentada na Figura 2.14.b.

Figura 2.14 – Geometria e condições de contorno do modelo bidimensional

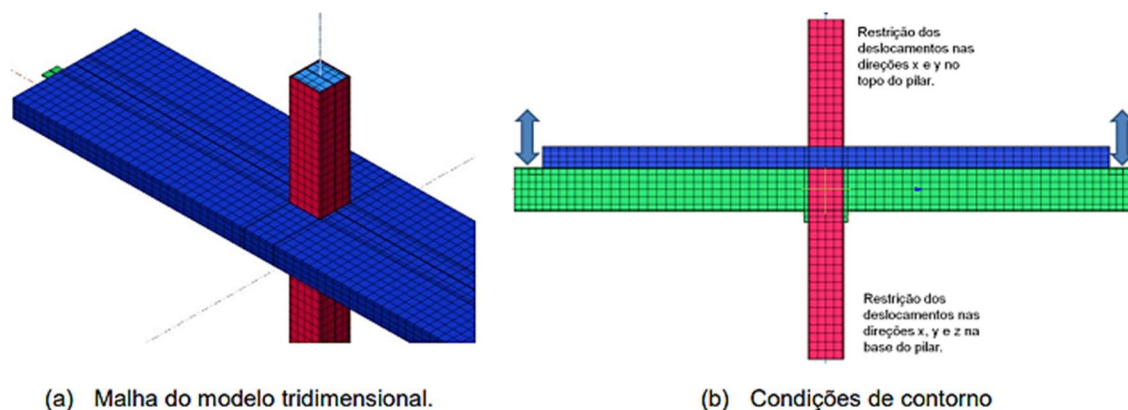


Fonte: Kataoka (2017)

No modelo numérico tridimensional, optou-se pela utilização de um modelo sem simetria, ou seja, um modelo completo, afim de se obter resultados mais próximos do comportamento apresentação pela ligação ensaiada.

Para a discretização da ligação optou-se por uma modelagem mais refinada para obtenção de dados importantes sobre o comportamento, como a distribuição das tensões nos elementos metálicos e laje. A malha de elementos finitos gerada apresentou 15730 nós e 11312 elementos (Figura 2.15.a). As condições de contorno adotadas para a simulação numérica foram as restrições ao deslocamento em x e y no topo do pilar e na base restringiu-se os deslocamentos nas três direções, conforme Figura 2.15.b.

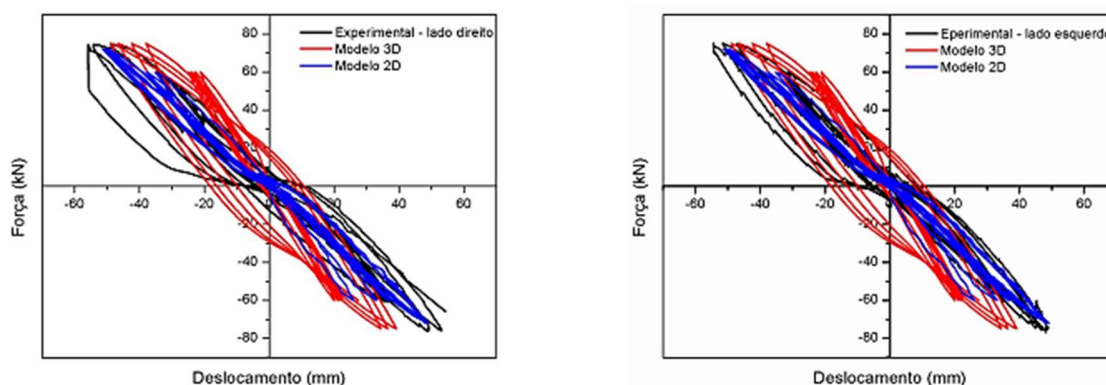
Figura 2.15 – Representação da malha e as condições de contorno adotadas no modelo tridimensional



Fonte: Kataoka (2017)

Durante a análise dos resultados, a comparação entre as curvas força *versus* deslocamento experimental e numéricas mostrou uma boa correlação entre a curva experimental e do modelo bidimensional, conforme Figura 2.16. Contudo, a curva do modelo tridimensional apresentou rigidez superior às outras duas curvas, o autor sinaliza que tal diferença pode ser atribuída a simplificação adotada na discretização da laje, que foi modelada como maciça de concreto, e o modelo físico foi construído com laje mista.

Figura 2.16 – Comparação entre as curvas força versus deslocamento



Fonte: Kataoka (2017)

Na comparação entre as tensões nos perfis metálicos e nas armaduras da laje, o modelo tridimensional apresentou melhor convergência com os dados experimentais, a melhor correlação dos resultados pode ser atribuída a representação total do modelo, sem a utilização da simetria, a Tabela 2.2 apresenta os valores das tensões analisadas.

Tabela 2.2 – Resultados das tensões nos modelos de ligação

<i>Modelo</i>	<i>Tensão dos perfis (MPa)</i>	<i>Relação</i> $\sigma_{experimental} / \sigma_{numérico}$	<i>Tensão na armadura (MPa)</i>	<i>Relação</i> $\sigma_{experimental} / \sigma_{numérico}$
<i>Experimental</i>	<i>347</i>	<i>-</i>	<i>430</i>	<i>-</i>
<i>Bidimensional</i>	<i>400</i>	<i>115</i>	<i>345</i>	<i>80</i>
<i>Tridimensional</i>	<i>361</i>	<i>104</i>	<i>393</i>	<i>91</i>

Fonte: adaptado de Kataoka (2017)

Por fim, o autor conclui com a comparação dos resultados experimentais e numéricos, que o modelo bidimensional forneceu bons resultados relacionado ao comportamento força *versus* deslocamento, mas as tensões ficaram mais distantes dos valores observados no modelo experimental do que as tensões apresentadas pelo modelo tridimensional. Desse modo, o autor indica que no momento da escolha de qual tipo de modelo adotar na análise numérica, primeiro é preciso determinar quais parâmetros se deseja obter, pois análises mais aprofundadas pedem modelos mais refinados.

2.2.4. Vieira et al. (2017)

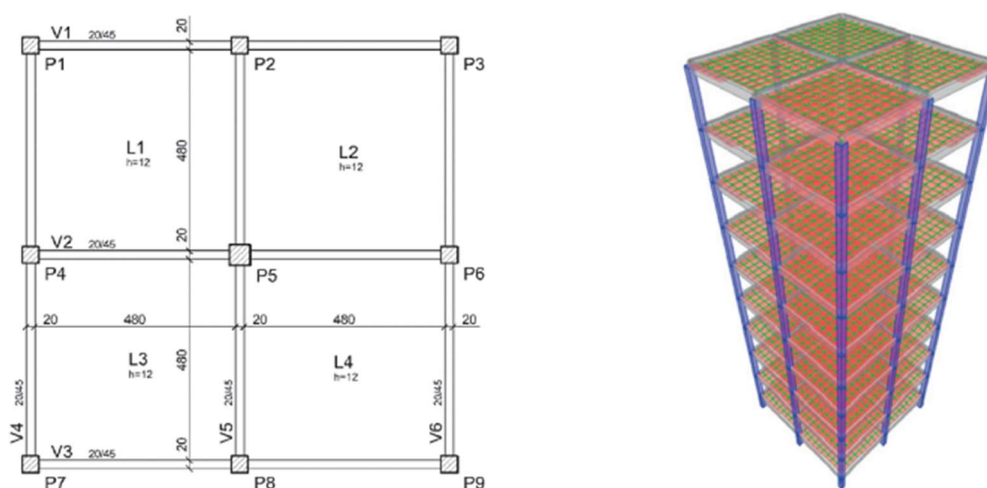
O artigo citado se trata de um estudo numérico através do Método dos Elementos Finitos (MEF), auxiliado pelo programa computacional SAP2000®, afim de verificar a eficiência do coeficiente γ_z como parâmetro de estabilidade global, através da análise comparativa de diversas estruturas idealizadas.

O objetivo do estudo baseou-se em estabelecer uma relação entre o coeficiente γ_z e o fator de carga crítica global de flambagem com base em conceitos presentes na literatura e na análise de estruturas idealizadas com geometria simplificada. Essa relação é então transformada em uma equação aproximada que permite estimar o fator de carga crítica a partir do coeficiente γ_z . Tal equação permite que se mensure de modo aproximado o nível de segurança da estrutura em relação ao seu modo de instabilidade mais crítico.

Para consideração das análises através do MEF, os pilares e vigas são representados por elementos de barra, sendo atribuídos trechos rígidos na ligações viga-pilar, e as lajes foram modeladas como elementos de placa, tendo o efeito de diafragma rígido na distribuição dos esforços laterais. A não linearidade física foi considerada de forma aproximada através da redução da rigidez dos elementos estruturais, conforme recomenda a NBR 6118 (2014).

A planta de formas Tipo e um dos modelos espaciais no SAP2000® dos edifícios idealizados, são apresentados na Figura 2.17, todas as dimensões dos elementos estão indicadas na forma com exceção aos pilares, que houve variação da seção para os diferentes casos estudados. Foram criados 5 grupos de estruturas denominados de A, B, C, D e E, sendo cada grupo composto por modelos com uma mesma quantidade de pavimentos. O número de pavimentos Tipo em cada grupo varia linearmente: o primeiro possui 5 Tipos; o segundo, 10 Tipos, e assim sucessivamente até o grupo E, constituído por 25 Tipos. Cada um destes grupos ainda apresenta 5 subgrupos, enumerados de 1 a 5, que se diferenciam pela variação das seções dos pilares. Dessa forma, os autores analisaram 25 casos diferentes de estruturas, todas baseadas na mesma planta de formas.

Figura 2.17 – Forma dos pavimentos tipos e modelo espacial no SAP 2000® de um dos modelos idealizados

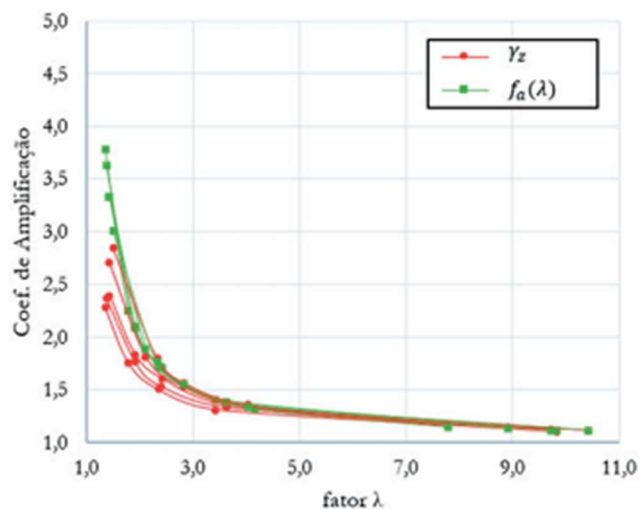


Fonte: Vieira et al. (2017)

Para a definição dos carregamentos, as edificações foram consideradas com finalidade residencial e também se admitiu que todas as vigas apoiam paredes de alvenaria, considerando a distância entre pavimentos de 3,00m. Quanto aos carregamentos horizontais, considerou-se somente a ação do vento como carga atuante.

Os resultados do coeficiente γ_z , do fator de carga crítica global λ e do coeficiente de amplificação $f_a(\lambda)$ são apresentados através do gráfico ilustrado na Figura 2.18, no qual o eixo horizontal corresponde aos fatores λ obtidos na análise computacional e o eixo vertical representa os fatores de amplificação dos esforços de 1ª ordem. Percebe-se que, até um valor de aproximadamente 1,50, há uma boa concordância entre os valores de γ_z e $f_a(\lambda)$.

Figura 2.18 – Relação entre os coeficientes γ_z e $f_a(\lambda)$ e o fator λ , para as estruturas idealizadas



Fonte: Vieira et al. (2017)

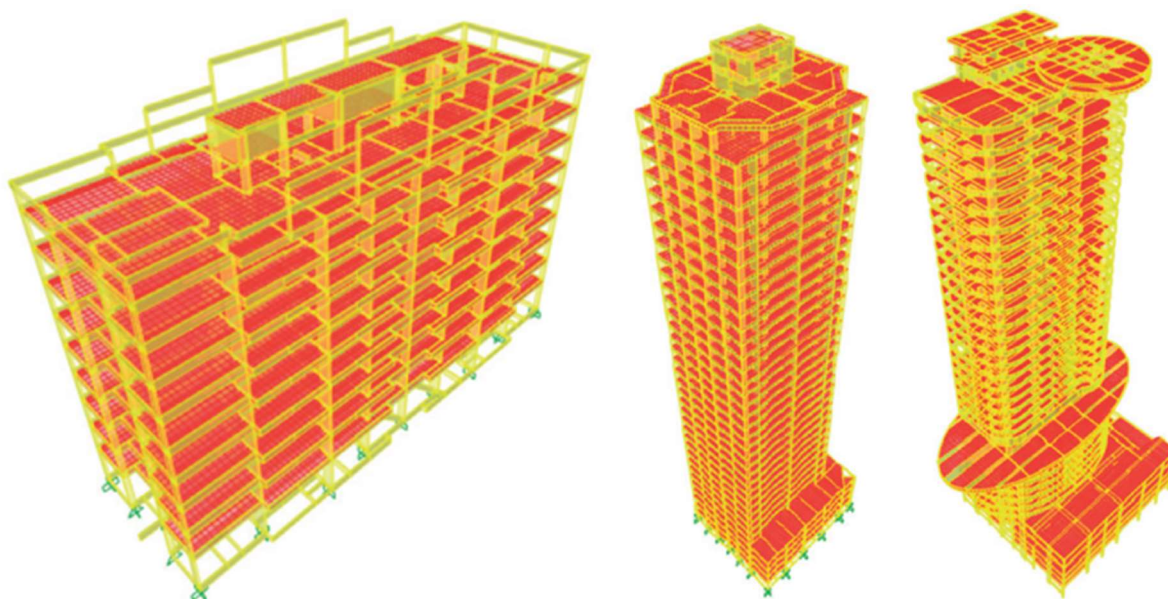
Dessa forma, foi possível aos autores relacionar de forma de aproximada o fator de carga crítica global λ e o coeficiente γ_z pela seguinte expressão:

$$\lambda = \frac{\gamma_z}{\gamma_z - 1} \quad (2.4)$$

Limitando a aplicação dessa relação a um intervalo de γ_z entre 1,00 e 1,50. O limite inferior é devido à impossibilidade de divisão por zero. O limite superior foi fixado em decorrência das discrepâncias encontradas para valores superiores.

Para validação dessa equação foram analisados três exemplos de edifícios reais de concreto armado já executados ou em fase de execução, situados na cidade de Belém do Pará, os modelos dos edifícios são apresentados na Figura 2.19.

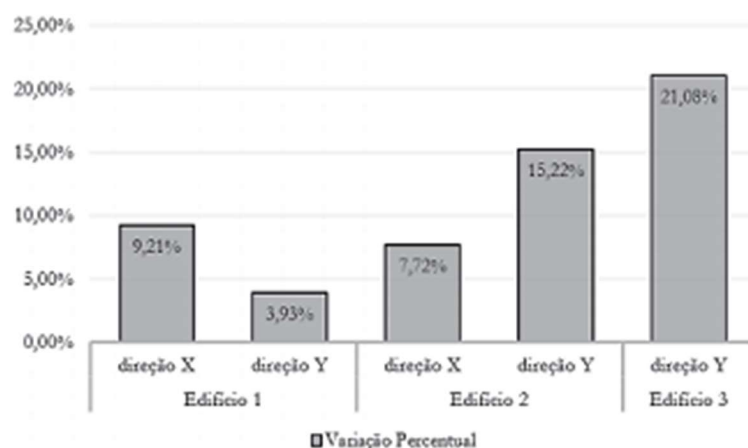
Figura 2.19 – Vista em perspectiva dos edifícios 1, 2 e 3



Fonte: adaptada de Vieira et al. (2017)

No gráfico da Figura 2.20 são apresentadas as variações percentuais entre os valores de λ calculados de modo simplificado pela equação (2.14) e computacionalmente pelo SAP2000®. Observa-se que todas as variações são positivas, indicando que os valores do fator de carga crítica λ , calculados pela equação simplificada, são inferiores aos obtidos de maneira refinada no SAP2000®.

Figura 2.20 – Taxas de variação percentual entre os valores do fator λ calculados em função do coeficiente γz e pelo SAP2000®



Fonte: Vieira et al. (2017)

Por fim, a partir das análises dos edifícios reais, os autores constataram que os resultados encontrados a partir da equação (2.4) foram satisfatórios, com valores para o fator λ favoráveis à segurança, quando comparados aos obtidos na análise de estabilidade elástica pelo SAP2000®. Contudo, foi demonstrado que a análise da estabilidade global por meio do

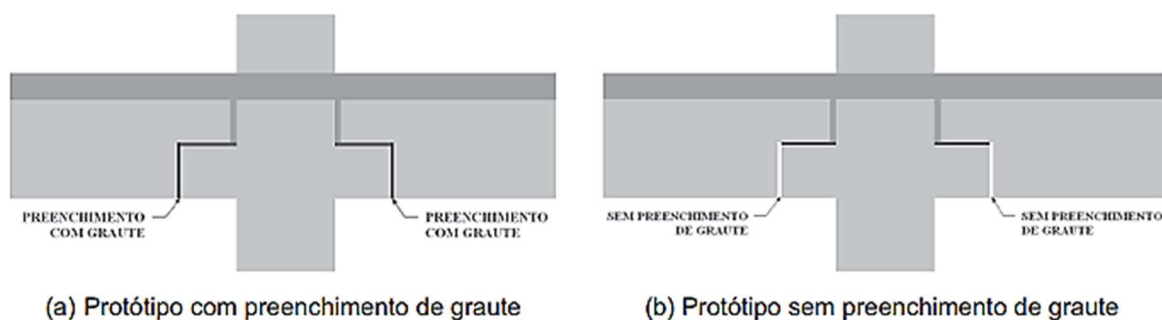
coeficiente γ_z pode não ser suficiente nos casos em que o modo mais crítico de instabilidade corresponder a uma configuração de torção da estrutura.

2.2.5. Alva et al. (2020)

O trabalho em questão se trata de um estudo experimental de ligação viga-pilar semirrígida de pilar intermediário constituída de vigas de concreto pré-moldadas apoiadas em consolos de concreto pré-moldado, com presença de armaduras de continuidade resistentes ao momento fletor negativo.

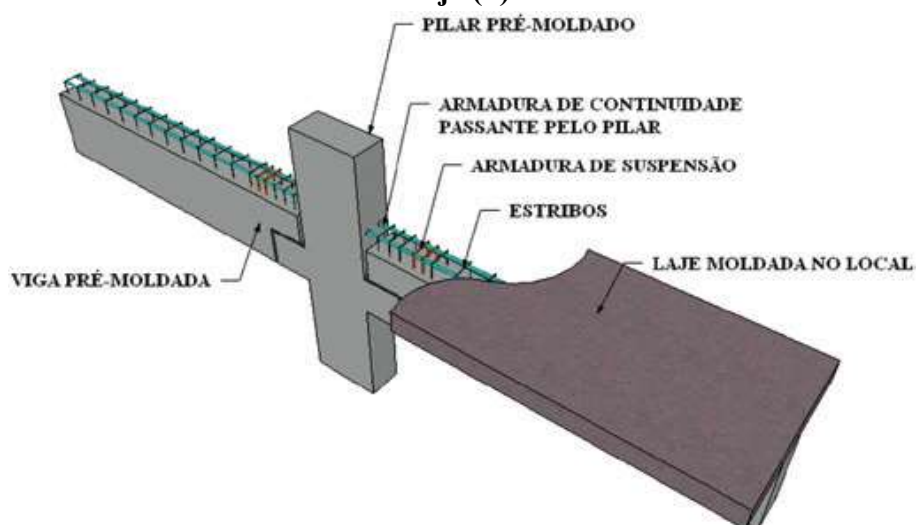
O objetivo da investigação consistiu na avaliação do comportamento das ligações em função do preenchimento ou não com graute da interface vertical entre a viga e o consolo e em função da posição da armadura de continuidade (passante somente no pilar ou somente na laje).

Figura 2.21 – Preenchimento de graute na interface vertical entre o consolo e a viga

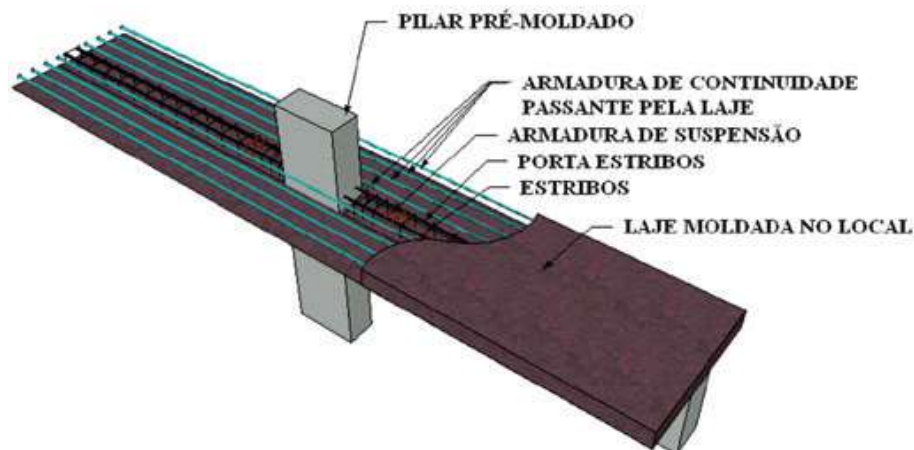


Fonte: Alva et al. (2020)

Figura 2.22 – Protótipos com armadura de continuidade passante pelo pilar (a) e pela laje (b)



(a) Protótipo com armadura de continuidade passante pelo pilar (PC e PS)



(b) Protótipo com armadura de continuidade passante pela laje (LC e LS)

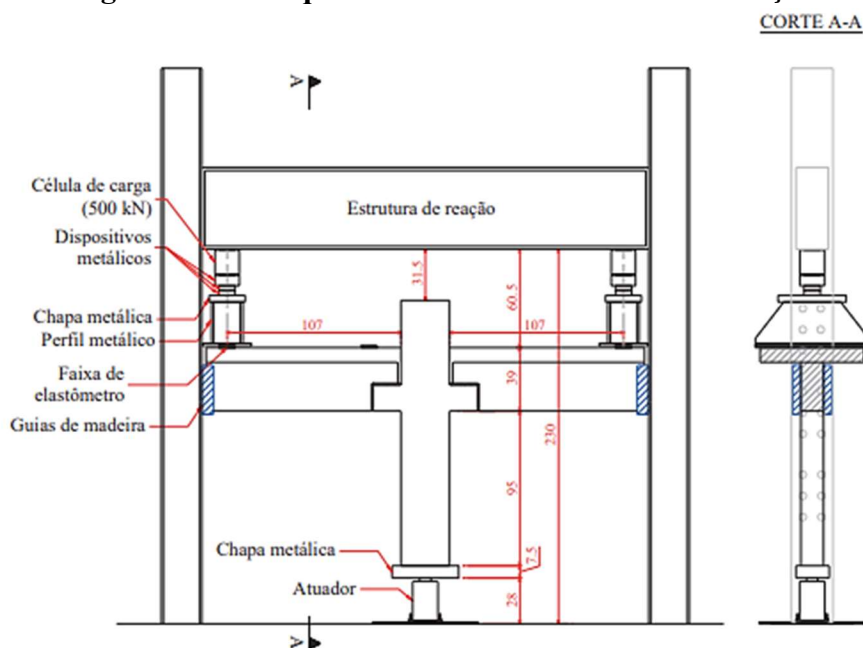
Fonte: Alva et al. (2020)

O programa consistiu na investigação de ligações pré-moldadas viga-pilar interno submetidas a momento fletor negativo. Foram ensaiadas quatro variações de protótipos (dois para cada variação). Dessa forma, foram ensaiadas um total de oito protótipos.

Para montagem dos protótipos utilizou-se um sistema de cimbramento de torres metálicas, que possibilitou o posicionamento e nivelamento dos elementos pré-moldados, e serviu de suporte para as fôrmas das lajes maciças.

Para a geração dos momentos negativos nas ligações, utilizou-se um atuador de força com capacidade nominal de 500 kN. O atuador aplicou na base do pilar forças crescentes para cima. Por meio da estrutura de reação (Figura 2.23), forças foram aplicadas nas extremidades de cada viga.

Figura 2.23 – Esquema de ensaio e estrutura de reação



Fonte: Alva et al. (2020)

Transdutores de deslocamentos (LVDTs) foram utilizados para: i) a obtenção dos deslocamentos verticais nas vigas no ponto de aplicação da força; ii) para determinar a rotação relativa entre viga e pilar (em ambos os lados do pilar); iii) para monitor a zona de ligação entre viga e pilar.

A partir das forças obtidas durante o ensaio e sabendo a distância entre o ponto de aplicação das forças e a face do pilar, o autor obteve o momento último (resistente) dos protótipos. Com as leituras dos transdutores de deslocamentos (LVDTs), e por meio de cálculos obteve-se as rotações relativas. Através das curvas experimentais momento-rotação das ligações, foram extraídos os parâmetros necessários ao cálculo da rigidez secante ao momento fletor (R_{sec}), cujos valores são apresentados na tabela a seguir.

Tabela 2.3 – Obtenção experimental da rigidez secante ao momento fletor das ligações

<i>Ligação</i>	<i>M_y</i> (<i>kN.m</i>)	<i>θ_y</i> (<i>rad</i>)	<i>Rigidez secante</i> (<i>kN.m/rad</i>)	<i>Rigidez secante média</i> (<i>kN.m/rad</i>)
<i>LC1</i>	<i>106,55</i>	<i>0,0042969</i>	<i>24820</i>	<i>25525</i>
<i>LC2</i>	<i>106,62</i>	<i>0,0040647</i>	<i>26231</i>	
<i>LS1</i>	<i>55,517</i>	<i>0,017937</i>	<i>3095</i>	<i>3956</i>
<i>LS2</i>	<i>73,102</i>	<i>0,015178</i>	<i>4816</i>	
<i>PC1</i>	<i>105,51</i>	<i>0,0032868</i>	<i>32101</i>	<i>32256</i>
<i>PC2</i>	<i>110,99</i>	<i>0,0034244</i>	<i>32412</i>	
<i>PS1</i>	<i>72,957</i>	<i>0,013449</i>	<i>5425</i>	<i>6823</i>
<i>PS2</i>	<i>74,269</i>	<i>0,0090347</i>	<i>8220</i>	

Fonte: adaptado de Alva et al. (2020)

Por fim, o autor verificou que o preenchimento de graute na interface vertical consolo-viga contribuiu para aumentar tanto a rigidez, quanto a resistência da ligação à flexão quando à comparada a ligação sem o preenchimento desse graute. Verificou-se também que nos protótipos em que as armaduras de continuidade passaram somente no pilar a rigidez à flexão da ligação foi maior. Para estas tipologias de ligação, foram obtidos, a partir dos resultados experimentais, os coeficientes k e β presentes na expressão simplificada da NBR 9062 para o cálculo da rigidez secante. Esses valores calculados para os coeficientes da norma, podem servir de valores indicativos e orientativos para projetistas estruturais e para futuras pesquisas.

2.3. ANÁLISE DA NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA

A não-linearidade geométrica pode ser interpretada como sendo um comportamento desproporcional entre ações e deformações de um determinado elemento estrutural ou estrutura, decorrente da modificação da configuração geométrica inicial. Esse efeito é mais significativo em estrutura ou elemento estrutural que apresentam grandes deslocamentos ou deformações.

Os efeitos de segunda ordem apresentam uma contribuição considerável para a manifestação e ampliação da não linearidade geométrica. A interação entre os deslocamentos horizontais de primeira ordem, decorrente de ações horizontais, e forças verticais faz com que a estrutura se distancie gradativamente de sua posição inicial indeformada, até que a mesma consiga adquirir uma configuração equilibrada deformada. O distanciamento da configuração inicial influencia na excentricidade das ações verticais, ocasionando conseqüentemente um acréscimo das solicitações nos elementos que compõe a estrutura.

A não linearidade geométrica pode ser determinada através de vários processos, nos próximos itens serão apresentados a análise através dos métodos aproximados apresentados na NBR 6118 e 9062.

2.3.1. Análise da não linearidade geométrica segundo o parâmetro α

Para avaliar a necessidade da consideração dos esforços globais de segunda ordem a NBR 6118 (2014), faz menção ao parâmetro α no item 15.5.2.

Conhecido também por coeficiente de instabilidade ou parâmetro de instabilidade, o parâmetro α foi instituído no trabalho de Beck e Konig (1966) com uma grandeza de referência para julgamento da rigidez horizontal da estrutura. Eles tomaram por base a análise de pórticos rotulados contraventados por parede atuante como uma viga vertical em balanço. A NBR 6118 (2014) expressa o parâmetro pela seguinte equação:

$$\alpha = H_{tot} \cdot \sqrt{Nk / (Ecs \cdot Ic)} \quad (2.5)$$

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1 \cdot n \quad se: n \leq 3$$

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

Em que:

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

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

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

$EcsIc$ representa a somatória dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada. No caso de estruturas de pórticos, de treliças ou mistas, ou com pilares de rigidez variável ao longo da altura, pode ser considerado o valor da expressão $EcsIc$ de um pilar equivalente de seção constante.

Segundo a NBR 6118 (2014), uma estrutura reticulada simétrica pode ser considerada como sendo de nós fixos se seu parâmetro de instabilidade α for menor que o valor de α_1 .

Ainda de acordo com a NBR 6118 (2014), o valor limite de $\alpha_1 = 0,6$ prescrito para $n \geq 4$ é, em geral, aplicável às estruturas usuais de edifícios. Pode ser adotado para associações de pilares parede e para pórticos associados a pilares-parede. Pode ser aumentado para $\alpha_1 = 0,7$ no caso de contraventamento constituído exclusivamente por pilares-parede e deve ser reduzido para $\alpha_1 = 0,5$ quando só houver pórticos.

Para que seja obtida a rigidez de um pilar equivalente de seção constante é necessário obter o deslocamento no topo da estrutura. A partir do deslocamento obtido na análise da estrutura e com o auxílio da expressão que define o deslocamento no topo de um pilar carregado por uma ação horizontal unitária uniformemente distribuída, conforme expresso na Equação 2.6, encontra-se a rigidez equivalente do pilar $(EI)_{eq}$:

$$(EI)_{eq} = \frac{q \cdot (H_{tot})^4}{8 \cdot \delta^T} \quad (2.6)$$

Onde:

q representa uma ação horizontal unitária uniformemente distribuída;

δ^T representa o deslocamento no topo da estrutura.

Os valores limites indicados de α correspondem a no máximo um acréscimo de 10% no efeito de primeira ordem.

2.3.2. Análise da não linearidade geométrica segundo o coeficiente γ_z

Outra forma de avaliar a consideração dos efeitos de segunda ordem é o processo do coeficiente γ_z de Franco e Vasconcelos (1991), consistindo, em linhas gerais, em calcular esse

coeficiente, que multiplica os momentos que tendem a produzir o tombamento da estrutura, por meio da Equação 2.7.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_d}{M_{1d}}} \quad (2.7)$$

Onde:

ΔM_d é a primeira avaliação do momento de segunda ordem, calculado com a estrutura deslocada pelo momento de primeira ordem;

M_{1d} é o momento de primeira ordem na base da estrutura devido às ações que tendem a produzir o seu tombamento.

A NBR 6118 (2014) limita a validade do coeficiente γ_z para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares, contudo, a NBR 9062 (2017) indica que o coeficiente γ_z pode ser aplicado mesmo para estruturas com menos de quatro andares, desde que sua geometria apresente regularidade.

Segundo o procedimento recomendado na NBR 9062 (2017), para avaliar os efeitos globais de segunda ordem, podem ser desprezados para $\gamma_z < 1,10$, para valores entre $1,10 \leq \gamma_z < 1,20$ as forças horizontais na combinação última devem ser multiplicados por $0,95 \cdot \gamma_z$, para valores entre $1,20 \leq \gamma_z < 1,30$ as forças horizontais na combinação última devem ser multiplicados pelo valor integral de γ_z e se o valor de γ_z for maior que 1,30, o processo deixará de valer.

Carmo (1995) apresenta um roteiro de como utilizar esse processo na análise das estruturas de concreto de edifícios:

- a) realiza-se uma análise de primeira ordem da estrutura para as ações horizontais em valores de cálculo e rigidez dos elementos reduzidas, levando em consideração a não-linearidade física de forma aproximada, conforme apresentado no item 2.4;
- b) determina-se os deslocamentos horizontais da estrutura bem como os seus esforços de primeira ordem;
- c) determina-se o parâmetro de estabilidade global γ_z conforme a Eq. 8;
- d) classifica-se a estrutura em de nós fixos ou móveis. Para as estruturas de nós fixos, prossegue-se o detalhamento da estrutura, acrescentando-se aos esforços determinados na análise de primeira ordem decorrentes das ações horizontais. Para as estruturas de nós móveis, prossegue-se da mesma forma, porém, os esforços de

primeira ordem devidos às ações horizontas são ponderados por γ_z , sempre que o mesmo estiver compreendido entre os valores de 1,10 e 1,30.

2.3.3. Análise da não linearidade geométrica segundo a carga lateral fictícia

O conceito do método da carga lateral fictícia é de acrescentar cargas laterais fictícias à estrutura com intuito de obter o resultado equivalente ao efeito de segunda ordem. Trata-se de um processo simplificado e aproximado de consideração da não linearidade geométrica.

O método da carga lateral fictícia também é conhecido como P- Δ , onde P representa a carga vertical e Δ represente o deslocamento horizontal.

O processo de estudo da configuração de equilíbrio via método da carga lateral fictícia requer uma análise iterativa, pois não é conhecida a geometria deformada do elemento no momento da formulação das equações de equilíbrio. É desenvolvido a partir de uma análise linear, na qual são aplicadas forças horizontais fictícias a estrutura com o intuito de simular os efeitos globais de segunda ordem.

O método consiste primeiramente em avaliar os deslocamentos entre pavimentos provocados pelas ações horizontais em uma análise de primeira ordem, ou seja, ainda em sua posição indeformada. Estes deslocamentos de primeira ordem geram momentos no nível dos pavimentos da estrutura provocados pela excentricidade da carga vertical de cada pavimento. Estes momentos podem ser substituídos por binários de cargas laterais fictícias. As Equações (2.8) e (2.9) ilustram a forma de se determinar a carga lateral fictícia.

$$V_i' = \frac{\sum P_i}{h_i} \cdot (\Delta_{i+1} - \Delta_i) \quad (2.8)$$

Onde:

V_i' representa os binários entre esforços cortantes fictícios;

$\sum P_i$ representa a somatória das cargas verticais até o pavimento i ;

Δ_i representa o deslocamento do pavimento considerado;

Δ_{i+1} representa o deslocamento do pavimento imediatamente superior;

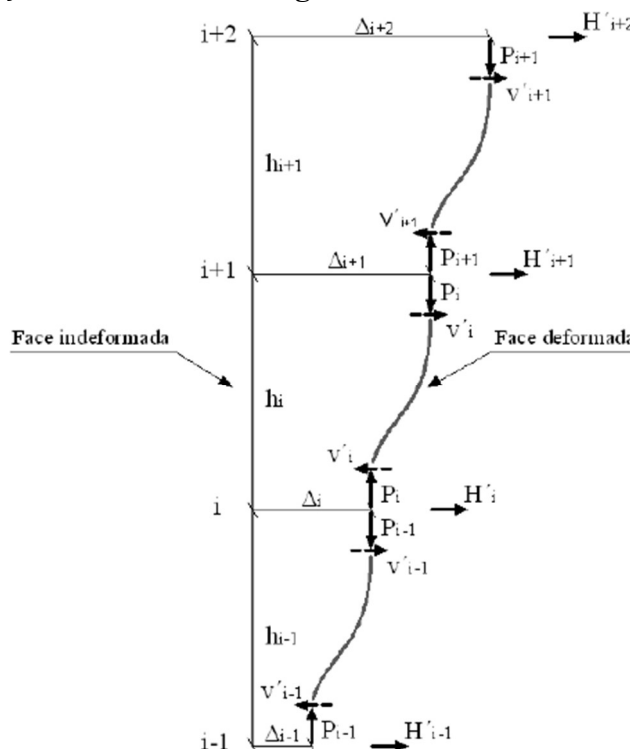
h_i representa a diferença de altura entre os pavimentos i e $i+1$.

A subtração entre os esforços cortantes fictícios do pavimento considerado (V_i') e do pavimento imediatamente inferior (V_{i-1}') determina a carga lateral fictícia do pavimento considerado (H_i').

$$H_i' = V_{i-1}' - V_i' \quad (2.9)$$

O processo de aplicação do método da carga lateral fictícia em estruturas de edifícios de concreto pode ser ilustrado através da Figura 2.24.

Figura 2.24 – Aplicação do método da carga lateral fictícia em estruturas de edifícios



Fonte: adaptada de Gaiotti e Smith (1989)

O método da carga lateral fictícia é aplicado de forma iterativa até que a estrutura adquira uma configuração deformada equilibrada. Portanto, para carga horizontal fictícia adicional, a estrutura tende a se deformar, aumentando dessa forma, as excentricidades das ações verticais que passam iniciar novamente o processo iterativo. Para cada interação os deslocamentos da estrutura vão diminuindo progressivamente, assim o processo se repete até que o deslocamento máximo da última interação coincida como uma diferença pré-estabelecida entre duas interações consecutivas.

Segundo Macgregor (1997) o critério de parada para o processo iterativo envolvendo o método da carga lateral fictícia refere-se aos deslocamentos. Enquanto os deslocamentos forem incrementados em mais de 5% em relação à interação anterior à análise deve continuar até ser verificada com convergência. A interpretação física da convergência é a configuração final de deformação da estrutura, ou seja, a estrutura está em equilíbrio.

Franco (1985) indica que a estrutura no qual o método da carga lateral fictícia está sendo aplicada deve levar em consideração a não linearidade física do material, através da correção

da rigidez dos elementos com base na relação momento-curvatura. Porém, por se tratar de uma consideração aproximada, a determinação da rigidez dos elementos pode ser feita através de métodos simplificados de ponderação direta da rigidez dos elementos estruturais, conforme preconiza as NBR 6118 e NBR 9062.

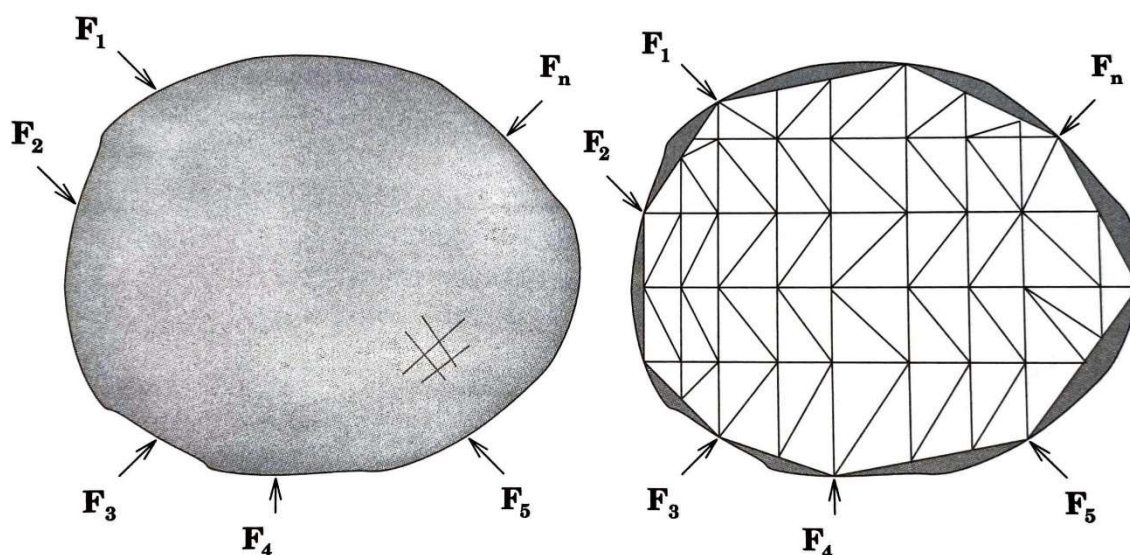
Embora este método seja considerado aproximado, Fusco (1981) o descreve como um processo de cálculo suficientemente rigoroso na análise de pórticos de múltiplos pavimentos com barras perpendiculares entre si.

2.3.4. Análise da não linearidade geométrica através do MEF

De acordo com Assan (2020) o Método dos Elementos Finitos (MEF) surgiu como uma nova possibilidade para resolver problemas da teoria da elasticidade, superando as dificuldades e problemas inerentes aos métodos de Rayleigh-Ritz, Galerkin, diferenças finitas, resíduos ponderados e outros.

É baseado no método de Rayleigh-Ritz e prevê a divisão do domínio de integração, contínuo em um número finito de pequenas regiões denominadas elementos finitos, tornando o meio contínuo em discreto, como mostra a Figura 2.25.

Figura 2.25 – Sistema contínuo e sistema discreto



Fonte: Bittencourt (2010)

A essa divisão do domínio dá-se o nome de rede de elementos finitos. A malha desse reticulado pode ser aumentada ou diminuída variando o tamanho dos elementos finitos. Os pontos de intersecção das linhas dessa rede são chamados de nós.

Com a substituição do contínuo por um conjunto finito de subdomínios, as variáveis de

interesse são aproximadas, resultando em um problema com um número finito de incógnitas. A formulação posicional considera como variáveis as posições nodais do corpo em vez dos deslocamentos da formulação padrão.

Dessa forma, conforme se obtém os resultados de cada um desses pequenos elementos, é possível caracterizar o comportamento total da peça.

Na análise de uma estrutura bidimensional, os princípios básicos para a aplicabilidade do método em uma peça estrutural são:

- Dividir o domínio do problema em regiões (elementos finitos) de geometria simples, normalmente triângulos e quadriláteros. O tamanho dos elementos tem influência no nível de precisão que se procura, sendo que se deve procurar uma modulação viável, para que seja possível analisar o problema com o grau de refino necessário, mas também não fazer uma divisão muito exagerada, que gera um trabalho computacional demorado;
- Aproximar os deslocamentos no interior dos elementos, fazendo interpolação dos valores nodais, utilizando funções simples, em geral equações polinomiais;
- Obter e resolver as equações de equilíbrio em função dos deslocamentos nodais, de acordo com os graus de liberdade de contorno de cada elemento;
- Calcular as respostas no interior dos elementos, com as deformações a partir do campo de deslocamentos e tensões a partir das deformações.

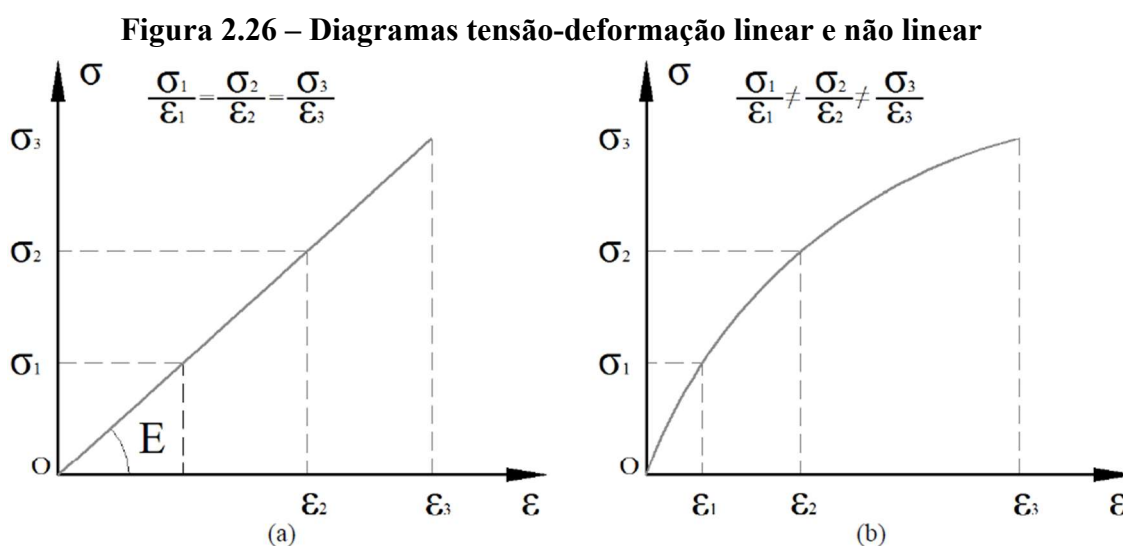
Pelo fato dessa discretização poder contar com diversos formatos, o método não apresenta restrições de geometria, condições de contorno, aplicações de carga ou variabilidade de materiais no modelo. Sendo uma ferramenta de utilização cada vez mais recorrente para resolução de problemas estruturais, pois além de possuir a capacidade de mapear estruturas que fogem dos critérios de dimensionamento clássico, os programas de análises atuais apresentam uma interface facilitadora para a utilização do profissional.

2.4. ANÁLISE DA NÃO LINEARIDADE FÍSICA

A não linearidade física pode ser interpretada como sendo um comportamento desproporcional entre tensão e deformação, decorrentes das propriedades intrínsecas do material. A desproporcionalidade entre tensão e deformação do concreto armado ocorre devido às características de seus materiais constituintes. Tanto o concreto quanto o aço da armadura apresentam comportamento não linear. Além do concreto apresentar um comportamento tipicamente não-linear, ele ainda é agravado pelos efeitos da fissuração e fluência. O aço componente da armadura, embora apresente um comportamento mais regular em relação ao do

concreto, é afetado pelo efeito do escoamento.

O diagrama tensão-deformação de materiais lineares pode ser representado a partir de uma reta, dessa forma, a relação existente entre as medidas de tensão e suas medidas correspondentes de deformação passam a ser constante. A constante de proporcionalidade é denominada de módulo de elasticidade longitudinal. O diagrama de tensão-deformação de materiais não lineares podem ser representados por diversos tipos de funções, cuja relação entre as medidas de tensão e deformação não configurem uma constante de proporcionalidade. Exemplos típicos de diagramas tensão-deformação lineares e não lineares estão representados na Figura 2.26 (a) e Figura 2.26 (b) respectivamente.



Fonte: Lins (2013)

O comportamento não linear dos materiais influencia diretamente na rigidez dos elementos estruturais, aspecto esse fundamental para o comportamento estático tanto dos próprios elementos como da estrutura como um todo. A diminuição desproporcional da rigidez dos elementos componentes da estrutura faz com que os deslocamentos de primeira ordem sejam majorados, contribuindo consequentemente para o acréscimo dos efeitos de segunda ordem.

Existem várias formas de levar em consideração o comportamento não linear do material, que vão desde processos simplificados até processos mais refinados, na qual levam em consideração as relações constitutivas dos materiais. Podem ser citados dois processos simplificados utilizados no desenvolvimento de projetos estruturais. O primeiro, apresentando na NBR 6118 (2014), consistem em considerar uma rigidez secante dos elementos estruturais, em quanto que o segundo, se baseia na construção do diagrama momento-normal-curvatura das seções de um determinado elemento estrutural.

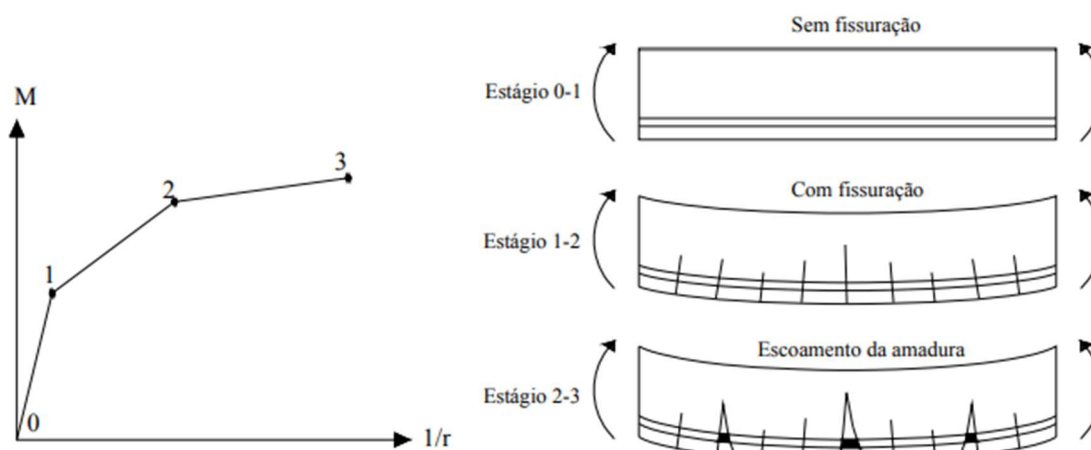
2.4.1. Análise da não linearidade física segundo o diagrama $M \times N \times 1/r$

A consideração da não linearidade física pode ser determinada segundo o diagrama momento (M) x normal (N) x curvatura ($1/r$) de uma determinada seção de um elemento estrutural de concreto. A aplicação da relação momento-normal-curvatura permite obter valores com certa precisão da rigidez a flexão dos elementos estruturais.

A não linearidade física refere-se ao fato do material empregado na estrutura não ter um comportamento que obedece à lei de Hooke, ou seja, quando a deformação é proporcional a tensão. Nas análises desenvolvidas no presente trabalho, a consideração da não linearidade física se dá segundo os diagramas $M \times N \times 1/r$, devido a sua maior simplicidade e aplicabilidade em projetos estruturais.

Dependendo da intensidade do carregamento a que a estrutura está submetida, pode ser atingido o momento de fissuração. A fissuração provoca uma redução na área integral de concreto, diminuindo assim o momento de inércia da seção (I). A deformação diferida ao longo do tempo devido à fluência e o escoamento das armaduras também se referem a não linearidade física. O comportamento do diagrama é influenciado de forma direta pelos estádios do concreto. A Figura 2.27 ilustra os diversos estágios da relação momento x curvatura.

Figura 2.27 – Estágios da relação momento x curvatura



Fonte: adaptada de fib (1999)

A relação momento x curvatura pode ser dividida em três estágios, de acordo com o acréscimo de carregamento:

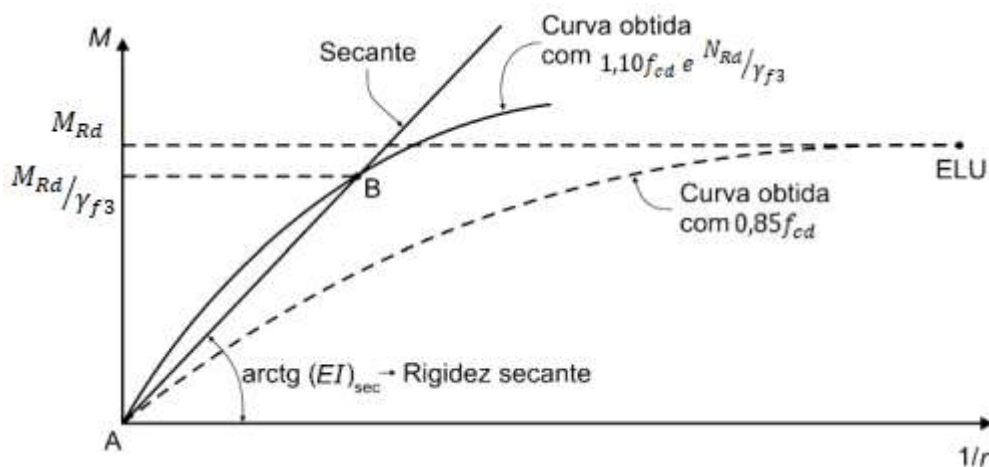
- Estágio 0-1: Este estágio é caracterizado pelo nível de tensões que o concreto armado está submetido não ser suficiente para ultrapassar o limite de resistência à tração do

- concreto, ou seja, o concreto ainda possui integridade física não apresentando fissuras. A distribuição de tensões na seção transversal ainda se comporta de forma linear;
- Estágio 1-2: Este estágio tem início no ponto caracterizado pelo momento de fissuração do concreto, a partir do qual é considerado que apenas o aço é responsável por absorver as tensões de tração. O ponto que define o final deste estágio é caracterizado pelo início da plastificação do concreto comprimido ou momento de escoamento da armadura tracionada. A distribuição de tensões é admitida linear ao longo da seção transversal neste estágio, sendo possível a visualização de fissuras;
 - Estágio 2-3: Este estágio tem início no ponto caracterizado pelo momento de escoamento da armadura tracionada ou pela plastificação do concreto comprimido, a partir do qual o acréscimo de momento fletor é pequeno quando comparado com os estágios anteriores. Neste estágio grandes deformações ocorrem, conseqüentemente é grande a magnitude das aberturas das fissuras. Finalmente o estágio tem como limite o momento último ou de ruptura.

Quando além dos esforços de flexão, a seção do elemento estrutural passa a ser solicitada por esforços de compressão, a rigidez a flexão da seção passa a poder ser determinado através da relação momento-normal-curvatura. Essa relação proporciona a determinação da rigidez de elementos submetidos a esforços de flexão composta, como o caso de pilares.

A Figura 2.28 ilustra o diagrama $M \times N \times 1/r$ prescrito na NBR 6118 (2014) para cálculo no estado limite último e para cálculo de rigidez.

Figura 2.28 – Relação momento x curvatura



Fonte: NBR 6118 (2014)

A NBR 6118 (2014) prescreve que para efeito de cálculo no ELU a tensão de compressão de projeto no concreto deve ser multiplicada por 0,85.

Segundo Carvalho & Figueiredo (2004) o valor de $0,85f_{cd}$ é atribuído à duração do carregamento no ensaio do corpo-de-prova, uma vez que o concreto apresenta resultados de resistência à compressão maior para ensaios de curta duração. Nas estruturas usuais o carregamento permanece atuando na estrutura durante toda sua vida útil, sob cargas permanentes a resistência à compressão do concreto diminui com o tempo, dá-se o nome de efeito Rüsç a este comportamento.

2.4.2. Análise da não linearidade física segundo métodos aproximados

O processo de determinação da relação momento-normal-curvatura, sem o auxílio de ferramentas computacionais, se torna inviável. Diante disso, é possível simplificar a análise através da consideração de uma rigidez secante do elemento estrutural, sendo que sua consideração pode ser feita de maneira aproximada por expressões com o seguinte formato:

$$EI_{sec} = \alpha \cdot E_{ci} \cdot I_c \quad (2.10)$$

A NBR 6118 (2014) permite que a consideração da não linearidade física seja feita de maneira aproximada para análise da estabilidade global em estruturas reticuladas de no mínimo quatro pavimentos, para isto são aplicados ponderadores, que tem como finalidade de promover uma redução da rigidez a flexão dos elementos estruturais, de modo a simular a variação de rigidez dos mesmos, sendo assim, a rigidez secante EI_{sec} é definida para cada elemento da seguinte forma:

- Lajes: $EI_{sec} = 0,3 \cdot E_{ci} \cdot I_c$;
- Vigas: $EI_{sec} = 0,4 \cdot E_{ci} \cdot I_c$ para $As' \neq As$ e
 $EI_{sec} = 0,5 \cdot E_{ci} \cdot I_c$ para $As' = As$;
- Pilares: $EI_{sec} = 0,8 \cdot E_{ci} \cdot I_c$

Onde:

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

E_{ci} é o módulo de elasticidade tangente inicial.

Quando a estrutura de contraventamento for composta por vigas e pilares e γ_z for menor que 1,3, permite-se calcular a rigidez das vigas e pilares por:

$$EI_{sec} = 0,7 \cdot E_{ci} \cdot I_c \quad (2.11)$$

A NBR 9062 (2017) no Anexo A, apresenta as seguintes formulações para consideração aproximada e simplificada da não linearidade física, para análise dos deslocamentos globais de 2ª ordem nas estruturas em concreto pré-moldado com deslocabilidade moderada ($\gamma_z < 1,30$):

- Lajes: $EI_{sec} = 0,25 \cdot E_{ci} \cdot I_c$;
- Vigas em concreto armado: $EI_{sec} = 0,5 \cdot E_{ci} \cdot I_c$.
- Vigas em concreto protendido, considerando toda a seção composta: $EI_{sec} = 0,8 \cdot E_{ci} \cdot I_c$;
- Pilares, valores médios ao longo da altura:

$EI_{sec} = 0,4 \cdot E_{ci} \cdot I_c$, para estruturas com ligação viga-pilar articulada com um pavimento ou galpões;

$EI_{sec} = 0,55 \cdot E_{ci} \cdot I_c$, para estruturas com ligação semirrígidas com até quatro pavimentos;

$EI_{sec} = 0,7 \cdot E_{ci} \cdot I_c$, para estruturas com ligação semirrígidas com cinco ou mais pavimentos;

EI_{sec} , para estruturas com ligação rígidas, seguir a NBR 6118 (2014).

2.5. LIGAÇÕES DE ESTRUTURAS DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO

2.5.1. Critérios de projetos para ligações

A principal diferença das estruturas de concreto pré-moldado para estruturas de concreto moldado no local refere-se às necessidades de se considerar situações de cálculo além da situação final da estrutura e de se considerar as particularidades das ligações entre os elementos de concreto pré-moldado que configuram a estrutura.

As ligações tem sua devida importância pois é responsável pela união entre os elementos pré-moldados afim de compor um sistema estrutural apto a resistir a todos os tipos de ações. Possui grande influência nas etapas de projeto pois devem abranger todas as etapas do sistema construtivo, como as situações de montagem, transporte, fabricação, manutenção e atender o comportamento definitivo da estrutura. Desse modo, a ligação se torna a principal definição a ser realizada durante a fase do projeto, pois a sua definição impacta diretamente no atendimento aos princípios do sistema estrutural em concreto pré-moldado de racionalização e agilidade da execução.

Nas situações de montagem e transporte, questões relacionadas ao peso próprio e posição dos dispositivos da ligação, tempo de consolidação da ligação e equipamentos utilizados devem

ser contemplados no projeto. A fabricação dos dispositivos da ligação deve levar em conta a facilidade da execução, a disponibilidade de matéria-prima e da mão-de-obra necessária. Quando necessária, a manutenção da ligação, deve ser previsto em projeto o acesso a mesma. Os projetos das ligações devem ter como premissa a durabilidade e o adequado comportamento em serviço, quando possível as ligações devem apresentar comportamento dúctil.

Em relação ao seu comportamento diante o uso definitivo da estrutura, a ligação é responsável pela transferência de esforços entre os elementos. Segundo El Debs (2017), as ligações podem ser classificadas quanto ao esforço principal transmitido em:

- ligações solicitadas por compressão;
- ligações solicitadas por tração;
- ligações solicitadas por cisalhamento;
- ligações solicitadas por momento fletor; e
- ligações solicitadas por momento de torção.

Além de promover a transmissão de esforços entre os elementos estruturais, às ligações também podem apresentar outras finalidades como: conectar elementos à estrutura de apoio, garantir o comportamento global pretendido para os subsistemas pré-moldados e transferir forças do seu ponto de aplicação para um subsistema de estabilização.

De acordo com MC-CEB/90 (1991) pode se citar alguns princípios gerais relacionados ao projeto de ligação, como:

- a) as ligações devem assegurar a rigidez e a estabilidade global da estrutura;
- b) devem ser levadas em conta as tolerâncias de fabricação e montagem;
- c) a análise das ligações se estende às extremidades dos elementos que nelas concorrem; e
- d) devem ser previstas acomodações da ligação, até que a mesma atinja sua capacidade.

Como dito anteriormente, as ligações possuem grande influência no comportamento final da estrutura. A principal característica que diferencia as ligações é o seu comportamento quanto a rigidez, quanto mais rígida a ligação, aproximando-se do engastamento, melhor será a distribuição dos esforços, e por consequência, maior será a possibilidade de otimização e economia da estrutura. As ligações consideradas isostáticas, são caracterizadas em sua montagem por apenas encaixar os elementos, não permitindo a distribuição dos esforços entre os elementos, havendo uma maior solicitação aos elementos, gerando estruturas menos econômicas (MELO, 2007).

Entre as ligações rígidas e articuladas, há as ligações denominadas semirrígidas, ou ligações deformáveis, uma vez que são resultado de uma deformação da ligação quando solicitadas por momento fletor. Seu comportamento possui variação na transmissão dos momentos em relação ao engastamento perfeito, podendo a ligação variar de uma ligação rotulada a uma ligação engastada, conseqüentemente estruturas dimensionadas com estas ligações deformam e deslocam menos, contribuindo para atender as exigências do estado limite de serviço, além de garantir a estabilidade global da estrutura.

Para a correta previsão do comportamento da ligação e de sua contribuição na estabilidade da estrutura é necessário caracterizar a ligação quanto à rigidez ou a deformabilidade. Segundo El Debs (2017), a deformabilidade de uma ligação é definida como a relação do deslocamento relativo entre os elementos que compõem a ligação com o esforço solicitante na direção desse deslocamento. A rigidez corresponde ao inverso da deformabilidade, conforme apresentado nas Equações 2.12 e 2.13.

$$Dm = \frac{\phi}{M} \quad (2.12)$$

$$Km = \frac{1}{Dm} = \frac{M}{\phi} \quad (2.13)$$

Onde:

Dm : deformabilidade ao momento fletor da ligação;

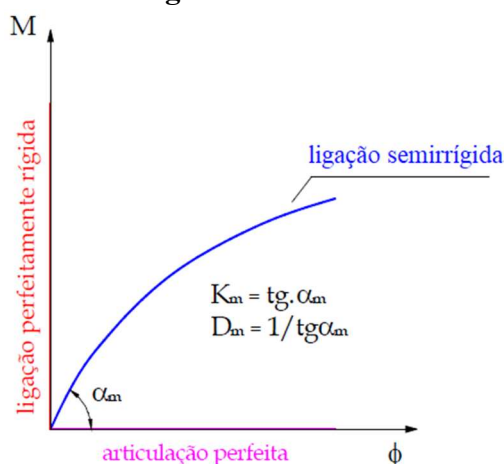
ϕ : rotação da ligação;

M : momento fletor atuante na ligação;

Km : rigidez ao momento fletor da ligação.

Segundo Miotto (2002), a maneira usualmente empregada para representar a deformabilidade ao momento fletor de uma ligação é através da relação momento-rotação. Na Figura 2.29, são mostrados os diagramas momento fletor versus rotação de uma ligação perfeitamente rígida, perfeitamente articulada e semirrígida. A partir da deformabilidade, obtém-se o coeficiente de rigidez (Km) que será o fator comparativo das ligações rígida, semirrígida e articulada.

Figura 2.29 – Diagrama momento fletor-rotação



Fonte: Miotto (2002)

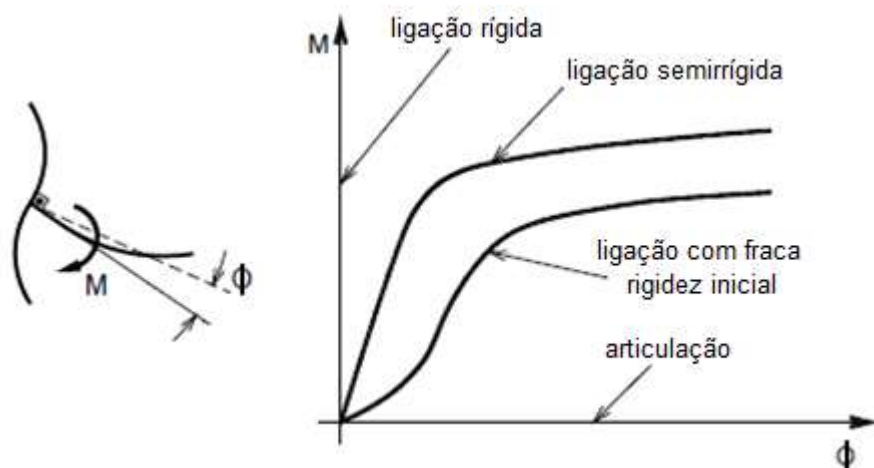
A depender da rigidez da ligação ao momento positivo e negativo há uma contribuição na estabilidade global da edificação, pois uma ligação com maior rigidez tem capacidade de absorver valores maiores e redistribuir para os demais elementos.

É de extrema importância a definição de tolerâncias de fabricação e montagem, relacionando-se a agilidade da execução, a previsão de variação de esforços na ligação e nos elementos, a aceitação visual do projeto e a aceitabilidade aos valores prescritos na NBR 9062 (2017).

Além da análise das ligações, deve se atentar às extremidades dos elementos que nela concorrem, pois o caminho das forças nas regiões próximas a ligação exige verificações e dimensionamentos específicos, essas regiões são conhecidas pela descontinuidade da estrutura, mencionadas como regiões "D" pela NBR 6118 (2014).

As acomodações das ligações muitas vezes retardam a mobilização dos mecanismos resistentes das mesmas. Em ligações com pinos ou parafusos mal ajustados, podem ocorrer deformações antes do acionamento dos mecanismos resistentes da ligação. Em ligações com elastômeros ou argamassas isto também pode ocorrer. Esse tipo de comportamento corresponde à situação de ligação com fraca rigidez inicial, conforme apresentado na Figura 2.30.

Figura 2.30 – Tipos de diagrama momento fletor x deformação das ligações

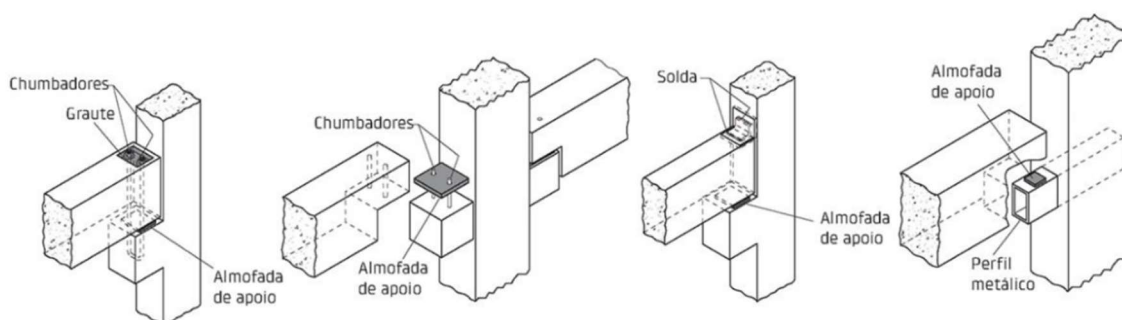


Fonte: El Debs (2017)

2.5.2. Tipologias das ligações viga-pilar

Existem várias tipologias de ligações viga-pilar empregadas em estruturas de concreto pré-moldado. O comportamento das ligações viga-pilar pode variar entre situações de baixa e de alta absorção de momento fletor, neste contexto, a tipologia da ligação assume a importância. Segundo El Debs (2017) as ligações articuladas são mais simples de serem executadas, contudo a solicitação a flexão se comparadas a estruturas de concreto moldado no local é maior. Geralmente recorre-se a chumbadores, chapas metálicas soldadas no topo da ligação para promover a segurança em relação à estabilidade lateral da viga. Alguns exemplos apresentados por El Debs (2017) estão representados na Figura 2.31.

Figura 2.31 – Ligações viga-pilar articuladas



Fonte: El Debs (2017)

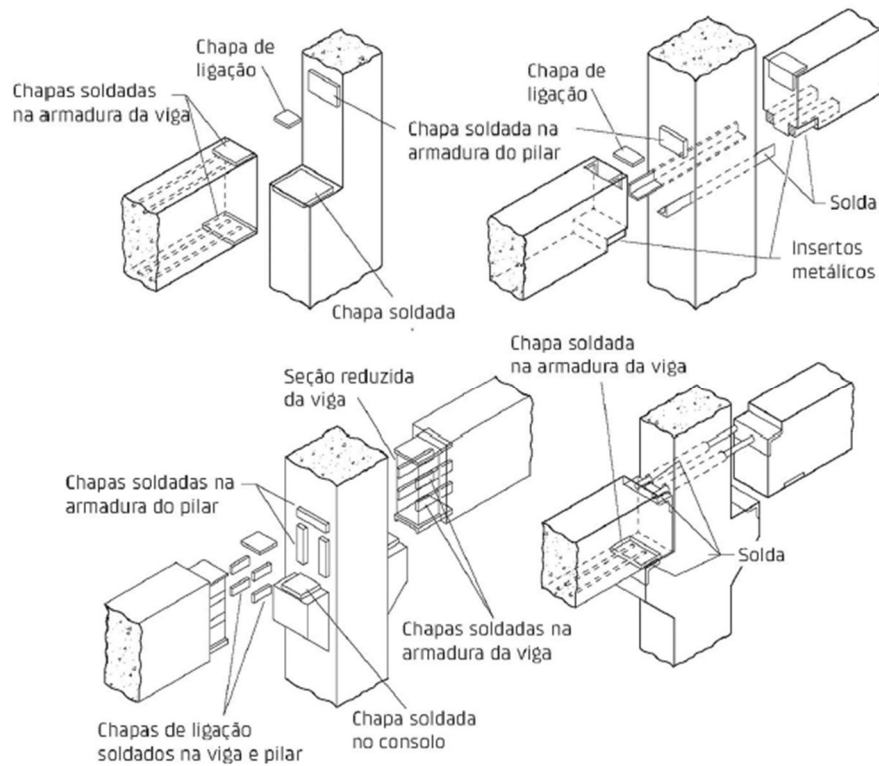
Há também as ligações que restringem totalmente a rotação relativa, possibilitando a transmissão dos momentos fletores da viga para o pilar, essas são chamadas de ligações rígidas, tendo um comportamento similar ao de estruturas de concreto moldado no local.

Contudo, as ligações rígidas exigem maior atenção na execução da montagem, e caso ocorra alguma falha nesse processo, poderá comprometer todo o sucesso do conceito estrutural.

As dificuldades na execução dessas ligações surgem pois para se obter um comportamento rígido muitas vezes há a necessidade de se utilizar de conectores metálicos e solda, emenda das armaduras da viga e do pilar ou com cabos de protensão. El Debs (2017) apresenta exemplos de ligações rígidas entre vigas e pilares pré-moldados, conforme Figura 2.32.

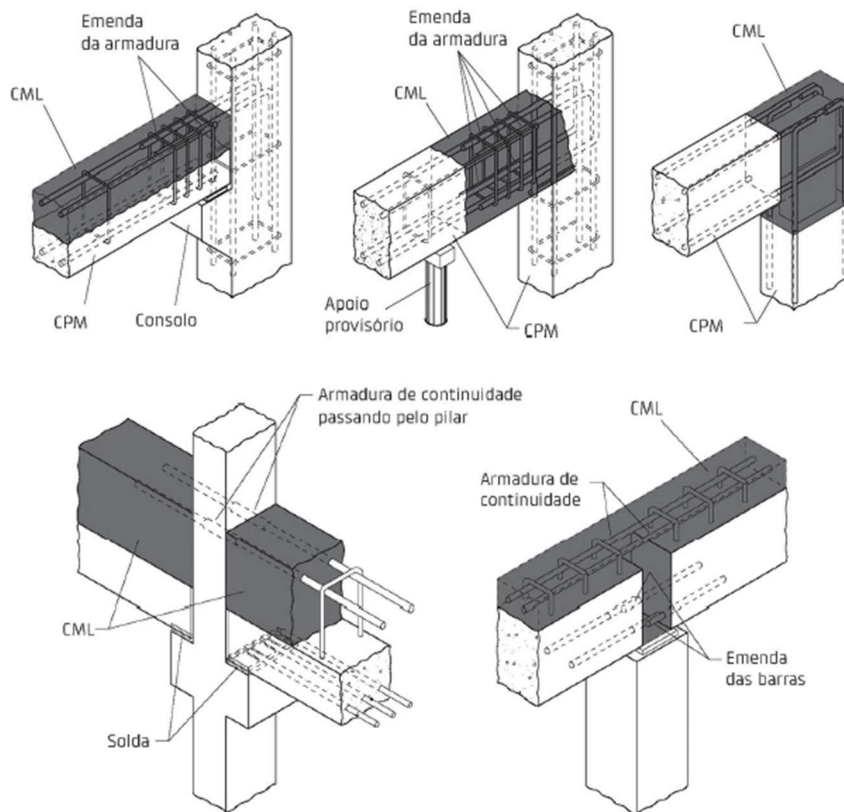
Quando existe a continuidade de vigas, como por exemplo vigas sucessivas, pode-se obter a rigidez da ligação utilizando armaduras de continuidade nas vigas, através de luvas de conexão, transpasse de armadura e concreto moldado no local, conforme apresentado na Figura 2.33.

Figura 2.32 – Ligações viga-pilar rígidas com conectores metálicos e solda



Fonte: El Debs (2017)

Figura 2.33 – Ligações viga-pilar rígidas com emenda e continuidade da armadura e CML



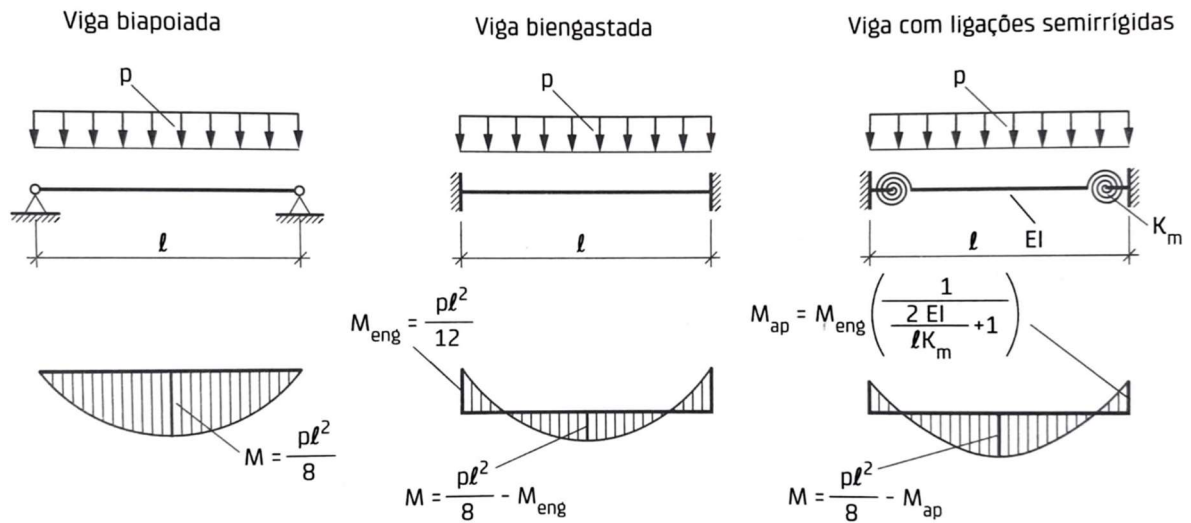
Fonte: El Debs (2017)

Também entre as ligações articuladas e rígidas, há as ligações denominadas semirrígidas, possuindo comportamento intermediário, variando na transmissão dos momentos em relação ao engastamento perfeito, podendo a ligação variar de uma ligação articulada a uma ligação engastada.

A idealização do comportamento estrutural da ligação como articulado ou rígido não reflete a realidade, visto que todas as ligações apresentam comportamento semirrígido, sendo que o que ocorre na realidade é um comportamento “mais rígido” ou comportamento “mais articulado”.

Em El Debs (2017) é apresentado a Figura 2.34 com os diferentes diagramas de momento fletor de uma viga isolada com variação das vinculações. Observa-se que no caso de uma viga com ligações semirrígidas com rigidez Km o valor do momento fletor no apoio depende da rigidez (momento de engastamento), bem como o momento fletor máximo no meio do vão da viga.

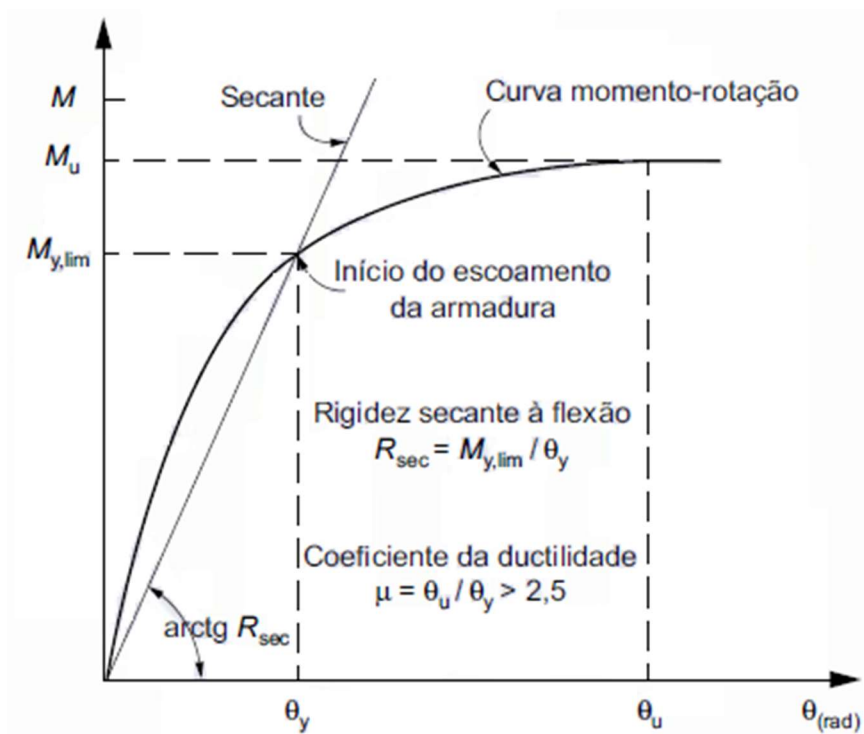
Figura 2.34 – Variação dos momentos fletores de uma viga em função das rigidezes ao momento fletor das ligações nos apoios



Fonte: El Debs (2017)

A rigidez ao momento fletor de uma ligação viga-pilar apresenta um comportamento não linear definido pela sua relação momento-rotação. A NBR 9062 (2017) indica que a resposta não linear das ligações pode ser feita com base na análise linear, utilizando a rigidez secante (R_{sec}), conforme indicado na Figura 2.35.

Figura 2.35 – Curva momento-rotação



Fonte: NBR 9062 (2017)

Onde:

R_{sec} : rigidez secante da curva momento-rotação da ligação viga-pilar;

$M_{y,lim}$: momento-limite no início do escoamento da armadura de continuação da ligação viga-pilar;

M_u : momento último na extremidade da viga no limite de plastificação da ligação viga-pilar;

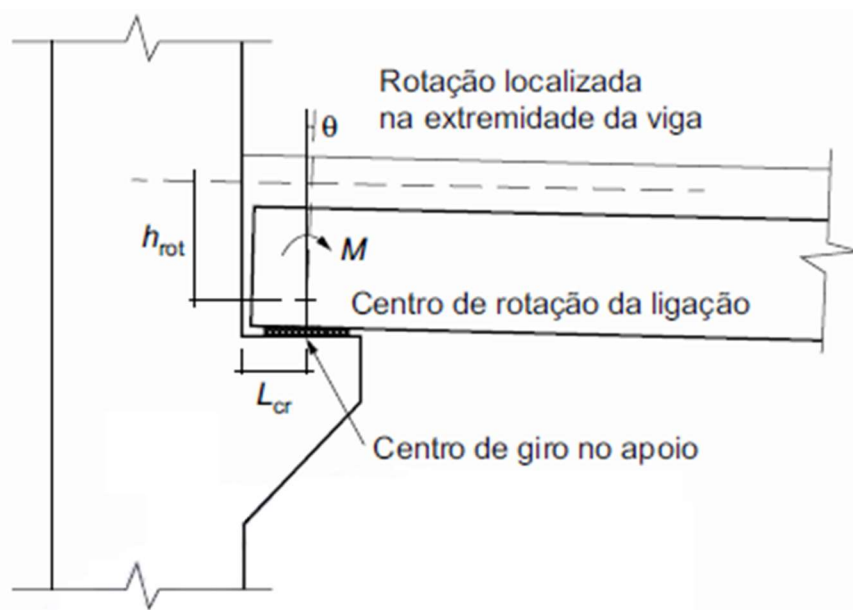
θ_y : rotação relativa viga-pilar no início do escoamento da armadura de continuidade;

θ_u : rotação relativa viga-pilar máximo no limite de plastificação da ligação;

μ : coeficiente de ductilidade da relação momento-rotação da ligação viga-pilar.

A norma ainda indica através de exemplo ilustrativo, que a rotação localizada na região da ligação na extremidade da viga, associada à rigidez secante, deve ser medida no centro de giro no apoio, conforme Figura 2.36.

Figura 2.36 – Exemplo ilustrativo



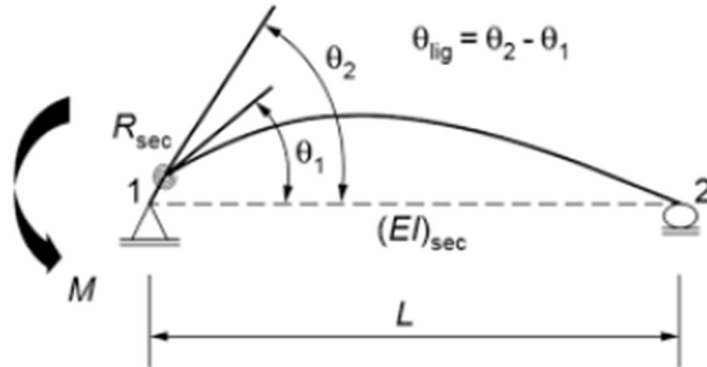
Fonte: NBR 9062 (2017)

A classificação das ligações é feita pela NBR 9062 (2017) através do fator de restrição à rotação, que é dado pela razão da rotação θ_1 da extremidade do elemento em relação à rotação em conjunto do elemento e da ligação causado por um momento de extremidade, conforme representado na Figura 2.37 e definido pela Equação 2.14.

A NBR 9062 (2017) define como ligações semirrígidas aquelas em que o fator de restrição se encontra entre 0,15 e 0,85, ou seja, as ligações com fator de restrição menor que 0,15 são definidas como articuladas e as ligações com fator de restrição à rotação maior que

0,85 são definidas como rígidas, conforme o Quadro 2.3.

Figura 2.37 – Fator de restrição a rotação



Fonte: NBR 9062 (2017)

$$\alpha_R = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot (EI)_{sec}}{R_{sec} \cdot L_{ef}}} \quad (2.14)$$

Onde:

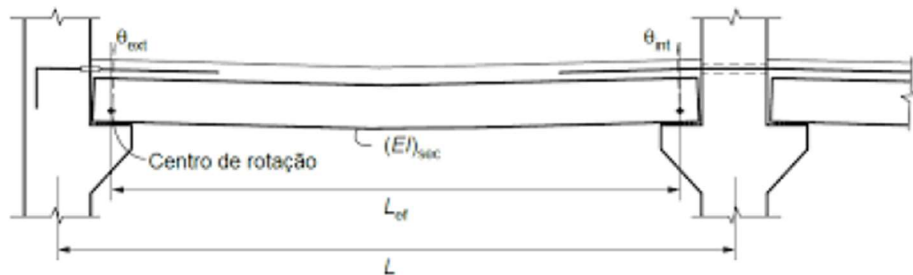
α_R : Fator de restrição a rotação;

$(EI)_{sec}$: Rigidez secante da viga conforme NBR 6118 (2014);

R_{sec} : Rigidez secante ao momento fletor da ligação;

L_{ef} : Vão efetivo entre os centros de giros nos apoios da viga, que pode ser observado na Figura 2.38.

Figura 2.38 – Comprimento efetivo da viga para cálculo do fator de restrição de rotação



Fonte: NBR 9062 (2017)

Quadro 2.2 – Limites de classificação à rigidez

Rígida	Semirrígida	Articulado
$\alpha_R > 0,85$	$0,15 \geq \alpha_R \geq 0,85$	$\alpha_R < 0,15$

Fonte: NBR 9062 (2017)

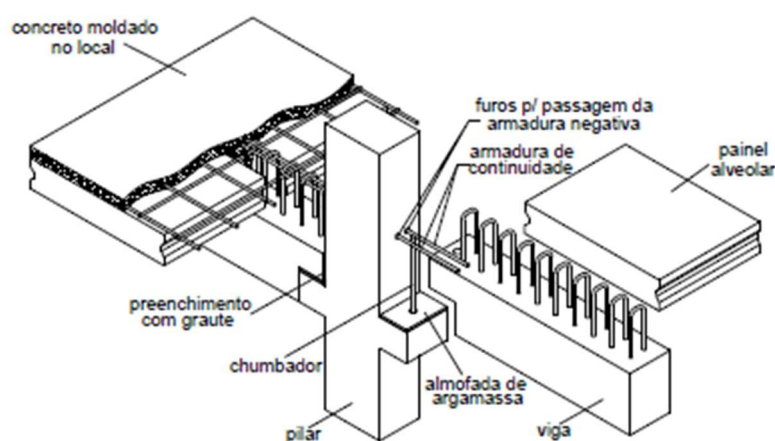
2.5.3. Ligações com comportamento semirrígido

O uso do concreto pré-moldado para concepção de edifícios de múltiplos pavimentos cujo arranjo estrutural é formado por pórticos, geralmente são adotadas ligações viga-pilar típicas de comportamento semirrígido. A especificação de ligações com este comportamento está ligada à necessidade de garantir a rigidez e a estabilidade global da estrutura perante ao estado limite último de instabilidade. As ligações consideradas rígidas poderiam cumprir este papel com melhor desempenho, contudo a execução desse tipo de ligação apresenta maiores dificuldades e seu uso é evitado. Além disto, a tipologia de ligação usualmente empregada nas estruturas de concreto pré-moldado confere um comportamento semirrígido. Principalmente devido às características da ligação viga-consolo. A Figura 2.38 ilustra a tipologia da ligação viga-pilar usualmente empregada.

O comportamento das ligações semirrígidas foi estudado em diversos trabalhos, dentre os quais podem ser citados os trabalhos desenvolvidos na EESC/USP de Miotto (2002) e Baldissera (2006) e na UFSCar por Catoia (2007) e Kataoka (2007).

Miotto (2002) avaliou a ligação semirrígida destinada a edifícios de múltiplos pavimentos em ensaio envolvendo seção composta com ligação viga-pilar com armadura de continuidade passante nos pilares centrais, conforme ilustra a Figura 2.39. A principal característica desta ligação é a rigidez e a resistência ao momento negativo.

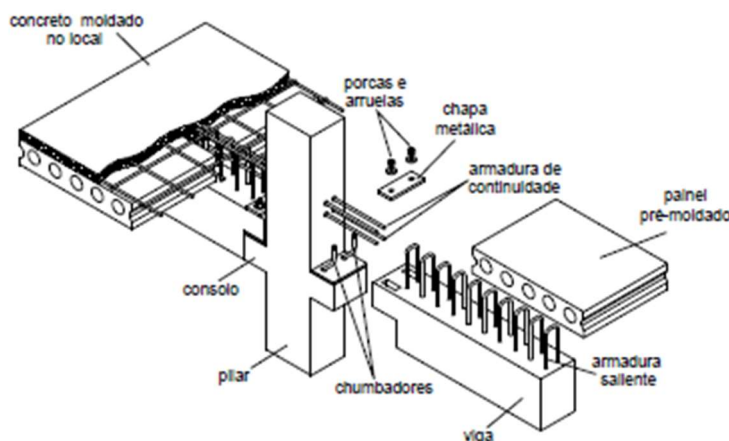
Figura 2.39 – Ligação viga-pilar semirrígida com chumbador experimentada por Miotto (2002)



Fonte: Baldissera (2006)

No que se refere à absorção de momento fletor positivo, o trabalho de Baldissera (2006) compara a eficiência de absorção de momento fletor positivo da ligação com chumbador reto e chumbador inclinado, conforme ilustra a Figura 2.40.

Figura 2.40 – Ligação viga-pilar semirrígida com chumbador inclinado



Fonte: Baldissera (2006)

Em El Debs & Baldissera (2008) a eficiência da ligação por meio de chumbador reto e inclinado no combate ao momento fletor positivo foi avaliada, como pode ser visto na Tabela 2.4, onde se comparou a rigidez e a resistência à flexão da ligação.

Verificou-se que a ligação com chumbador inclinado apresenta melhor desempenho no combate ao momento fletor positivo, esta característica é importante em edifícios de múltiplos pavimentos, uma vez que os esforços horizontais geram momento positivo na ligação. Em relação à absorção de momento fletor negativo as ligações ensaiadas nos trabalhos citados têm desempenho semelhante.

Tabela 2.4 – Comparação de resultados com chumbadores inclinados e retilíneos

	Momento positivo	
	Inclinado	Retilíneo
Rigidez da ligação K (MN.m/rad)	26,5	11,0
Momento fletor último M_y (kN.m)	141,7	37,5

Fonte: adaptada de El Debs & Baldissera (2008)

No trabalho de Catoia (2007), foi avaliada a absorção ao momento fletor negativo de uma ligação viga-pilar de extremidade com a armadura negativa sendo ancorada por meio de luvas no pilar, a viga em concreto pré-moldado ensaiada era protendida.

Em Kataoka (2007) foi investigado a contribuição da armadura de continuidade passante nas laterais do pilar na rigidez e controle de fissuração da ligação viga-pilar. Foram ensaiadas dois modelos, no primeiro toda a armadura de continuidade foi especificada de forma passante através do pilar. No segundo modelo, metade da armadura de continuidade foi especificada passante através do pilar e a outra metade foi especificada passante nas laterais do

pilar. Os resultados apresentados comprovaram a eficiência da armadura de continuidade passante nas laterais do pilar em comparação com a armadura de continuidade passante através do pilar. Destaca-se que a eficiência da armadura de continuidade passante na lateral do pilar no comportamento da ligação sofre influência no detalhamento da armadura.

3. ARRANJO ESTRUTURAL ESTUDADO E PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

O sistema estrutural adotado para análise da estabilidade global da estrutura em concreto pré-moldado de múltiplos pavimentos é formado por pórticos planos com ligações viga-pilar semirrígidas e pilares engastados na fundação.

Os mecanismos resistentes da ligação são basicamente mobilizados por chumbadores retos e capa de concreto moldada *in loco* com armadura de continuidade passante através dos pilares centrais e almofada de argamassa na interface horizontal entre o consolo e a viga, avaliada experimentalmente por Miotto (2002), e também com a variação dessa ligação utilizando chumbadores inclinados avaliada experimentalmente por Baldissera (2006). Em ambos os modelos de ligação, nos pilares de extremidade, a armadura de continuidade é ancorada em luvas metálicas.

O arranjo da estrutura é definido considerando o sistema construtivo em concreto pré-moldado. Sua modelagem é realizada segundo o arranjo da estrutura, as características da estrutura em planta e a consideração da não linearidade geométrica e física.

A determinação das ações pertinentes e as combinações de ações críticas à análise da estabilidade global são abordadas tendo em vista as particularidades das estruturas de múltiplos pavimentos em concreto pré-moldado.

A formulação analítica para caracterizar a ligação viga-pilar quanto à resistência e rigidez aos momentos fletores positivo e negativo é apresentada em seguida.

Realizou-se a calibração do modelo do pórtico definido, por meio da modelagem numérica do pórtico plano analisado em Marin (2009), em que se obteve uma boa convergência dos resultados com a variação máxima de 9% entre as análises.

Embora seja importante, não é abordada a avaliação de situações transitórias, ou seja, situações de desmoldagem, transporte, armazenamento e montagem dos elementos estruturais.

3.1. CONSIDERAÇÕES SOBRE O PROGRAMA ABAQUS®

O ABAQUS® é um programa computacional comercial de origem americana

desenvolvido inicialmente em 1978 utilizando o Método dos Elementos Finitos para análises em diversas áreas do conhecimento. O programa computacional foi desenvolvido por David Hibbit, Bengt Karlsson e Paul Sorensen, e seu nome original do programa era Hibbit, Karlsson & Sorensen, Inc. (HKS).

O programa é uma ferramenta poderosa de simulação de problemas de engenharia baseado no Método dos Elementos Finitos. O ABAQUS® permite a resolução de problemas de análises lineares mais simples até problemas mais complexos com análises não lineares. Por conta de sua extensa biblioteca de elementos, o programa permite ao usuário a modelagem de praticamente qualquer tipo de geometria.

Além disso, o programa apresenta uma grande biblioteca de materiais previamente definidos, podendo assim simular o comportamento da grande maioria dos materiais de engenharia, entre eles: metais, borrachas, polímeros, compósitos, materiais frágeis, materiais geotécnicos, etc.

O ABAQUS® permite não só análises de estruturas (tensão x deslocamento), como também análises em transferência de calor, difusão em massa, acústica, análise piezoelétrica, problemas com dinâmicas do fluídos, entre outras.

3.1.1. Sobre a análise no Abaqus®

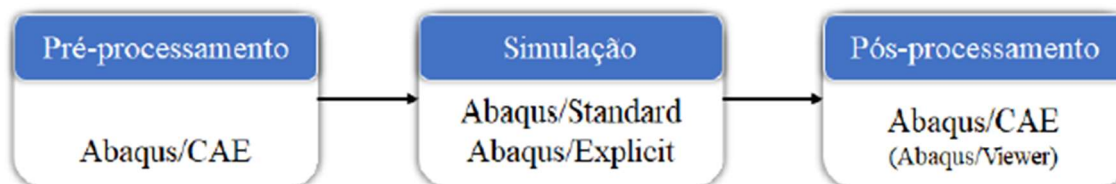
Para a realização da análise utilizando o ABAQUS® podemos separar resumidamente três etapas distintas: Pré-processamento; simulação; pós-processamento. O programa se divide em diversos subprogramas para permitir a modelagem, processamento e visualização dos resultados das diversas análises possíveis. As etapas e os subprogramas estão resumidos na Figura 3.1. Os principais subprogramas que foram utilizados nesta análise.

- Pré-processamento: Etapa em que realiza-se a modelagem do problema físico, gerando um arquivo de entrada, geralmente por meio de interface gráfica com o ABAQUS/CAE, mas também pode-se fazê-lo em outro *software*. Outra maneira de fazer a modelagem é por meio de um editor de texto, programando os códigos a serem executados.
- Simulação: É um processo que ocorre geralmente em segundo plano, no qual são resolvidos os problemas numéricos definidos pelo modelo gerado no pré-processamento. A simulação é realizada pelos subprogramas ABAQUS/Standard ou ABAQUS/Explicit, dependendo principalmente do tipo de análise. Os resultados da simulação são por exemplo as tensões e deslocamentos em problemas mecânicos. Este

processo pode ser demorado dependendo principalmente o nível de complexidade do problema a ser analisado e da capacidade do computador.

- Pós-processamento: Análise e visualização dos resultados gerados pela simulação, o que geralmente é feito de maneira interativa utilizando o módulo de visualização do ABAQUS/CAE, chamado de ABAQUS/Viewer.

Figura 3.1 – Análise no ABAQUS®



Fonte: Silva (2018)

ABAQUS/CAE: Ambiente de interação entre o usuário e o programa. Permite a criação de modelos de maneira fácil, possibilitando a definição das propriedades geométricas, definição dos materiais e suas propriedades físicas, discretização em elementos finitos, aplicação de condições de contorno e carregamentos, interação entre interfaces, etc. Uma vez que o modelo está completo, o ABAQUS/CAE permite sua submissão à análise. A visualização dos resultados é realizada em um subproduto do ABAQUS/CAE que é o ABAQUS/Viewer que será apresentado a seguir.

ABAQUS/Standard: Produto de proposta geral de análise de uma grande gama de problemas lineares e não lineares envolvendo análise estáticas, dinâmicas, térmicas, elétricas e eletromagnéticas. O ABAQUS/Standard resolve um sistema de equações implícitas com incrementos a cada solução.

ABAQUS/Explicit: Produto de proposta especial de análise de problemas lineares e não lineares por meio de uma formulação explícita de elementos finitos dinâmicos. O ABAQUS/Explicit resolve um sistema de equações explícitas com incrementos a cada solução. Adequado para a solução de eventos dinâmicos breves, tais como impacto e explosão, e também é adequado para problemas altamente não lineares.

ABAQUS/Viewer: É um subproduto do ABAQUS/CAE que possui apenas recursos de pós-processamento no módulo de visualização.

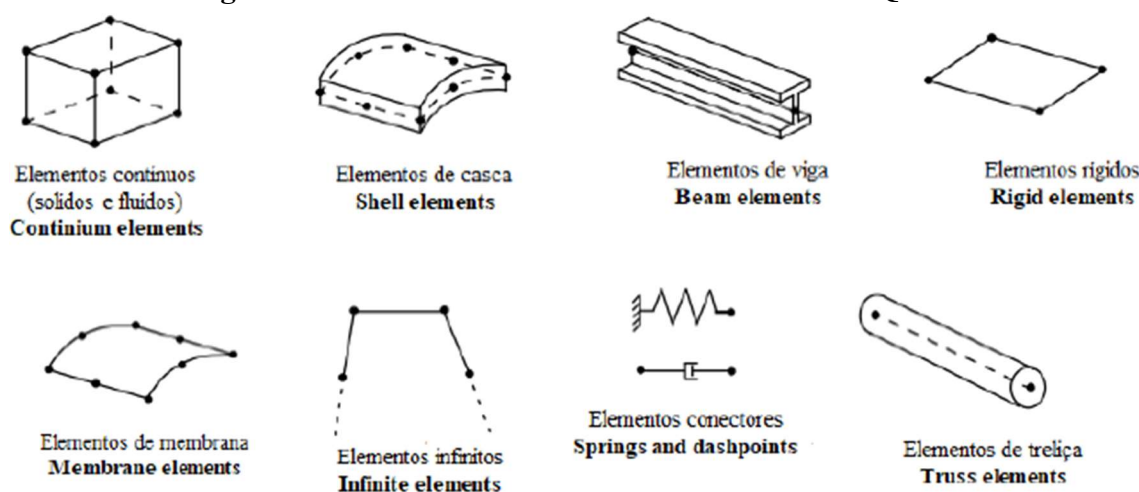
3.1.2. Tipos de elementos finitos

Elementos finitos e nós formam a geometria básica de estruturas físicas, cada elemento finito descreve uma porção da estrutura física completa, ou seja, a estrutura é discretizada em

diversos elementos finitos conectados pelos nós compartilhados entre eles. A formação dos elementos finitos é chamada de malha, e a malha representa uma aproximação numérica da geometria real da estrutura. O tipo de elemento utilizado, quantidade, etc., afetam os resultados obtidos pela simulação, por isso, ressalta-se a importância da escolha destes em uma análise completa.

O ABAQUS® apresenta uma grande gama de elementos finitos em sua biblioteca, permitindo a modelagem de vários tipos de situações reais. Cinco aspectos de um elemento caracterizam seu comportamento: Família; graus de liberdade, números de nós; formulação; e integração. Os principais tipos de famílias estão apresentados na Figura 3.2, onde em **negrito** estão os nomes originais em inglês e acima os nomes traduzidos.

Figura 3.2 – Famílias de elementos finitos do ABAQUS®



Fonte: adaptado de Simulia (2012)

Os graus de liberdade dos elementos têm grande importância no processo de cálculo da análise. Em análises de tensão e deslocamento, os graus de liberdade são as translações permitidas em cada nó, ou para alguns tipos de famílias de elementos finitos tais, como os *beam elements* (elementos de barra) e os *shell elements* (elementos de placa), apresentam também a rotação em seus nós, a convenção de números é utilizado para designar os graus de liberdade no ABAQUS® em análises mecânicas:

1. Translação na direção 1;
2. Translação na direção 2;
3. Translação na direção 3;
4. Rotação em relação ao eixo 1;
5. Rotação em relação ao eixo 2; e

6. Rotação em relação ao eixo 3.

Em que as direções 1, 2 e 3 correspondem às direções globais 1, 2 e 3, a não ser que seja definido um sistema de coordenadas local para os nós. O programa por padrão define os eixos 1, 2 e 3, respectivamente, como os eixos x , y e z .

O número de nós é extremamente importante para os elementos finitos, pois todos os cálculos de deslocamentos, rotações, temperaturas, deformações, tensões, etc., são feitos nos nós dos elementos finitos. Nas demais regiões de um elemento finito os valores das características descritas acima são obtidos por interpolação entre os nós. Entretanto, seria leviano afirmar que o aumento indiscriminado do número de nós levaria a uma resposta cada vez melhor, ou seja, mais próxima da “resposta real”, haja visto que tal afirmação nem sempre é verdadeira.

A formulação do elemento se refere à teoria matemática utilizada para definir o comportamento do elemento. Os elementos podem ter formulação Lagrangiana ou Euleriana. A formulação Euleriana é utilizada geralmente em análises de mecânica dos fluídos, entre outros. Para análises mecânicas com a intenção de se obter tensões/ deslocamentos, utiliza-se comumente a formulação Lagrangiana.

Alguns elementos no ABAQUS® apresentam uma formulação padrão, e alguns apresentam formulação alternativa. Os elementos com formulação alternativa apresentam no fim de sua identificação um caractere que a caracteriza, por exemplo, alguns elementos contínuos, de viga e de treliça apresentam uma formulação híbrida, tais elementos são identificados com a letra “H” no final.

O ABAQUS® utiliza técnicas numéricas para integração de várias quantidades sobre o volume de cada elemento, usando uma quadratura Gaussiana para a maioria dos elementos, o programa avalia a resposta do material em cada ponto de integração de cada elemento. Os elementos podem usar integração completa ou integração reduzida, o que pode gerar um efeito significativo na precisão do resultado obtido. Os elementos que utilizam a integração reduzida apresentam a letra “R” no final do nome.

3.1.3. Nomenclatura dos elementos

Os elementos no programa são identificados por um conjunto de letras e números, em que cada um tem seu significado.

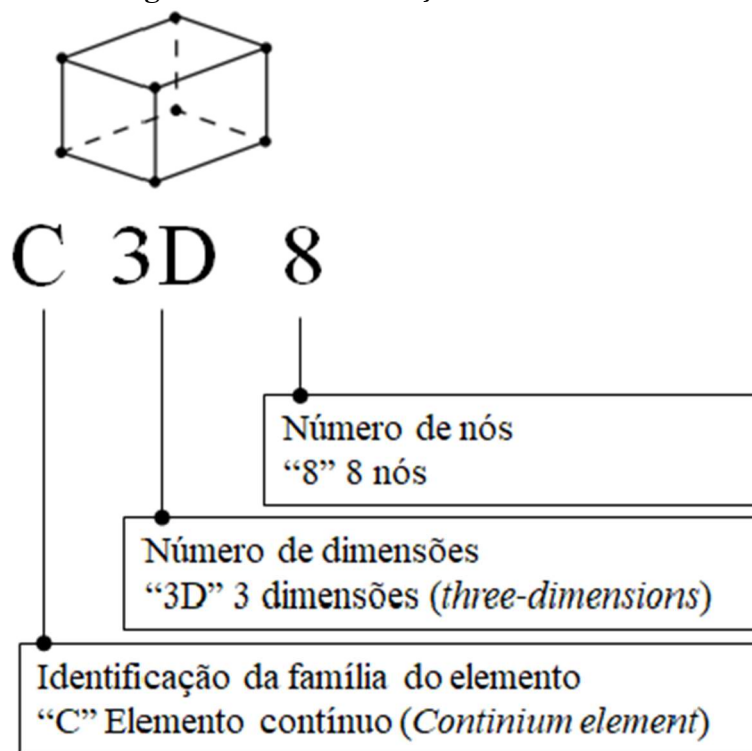
A primeira letra é a letra inicial da família ao qual o elemento pertence, por exemplo, se a primeira letra é “C” o elemento pertence à família de elementos contínuos (*continuum*

elements).

Os próximos dois caracteres são uma letra e um número e significam o número de dimensões que o elemento possui, por exemplo “2D” significa que o elemento é de duas dimensões (*two-dimensional*). O número a seguir define o número de nós que o elemento possui, por exemplo, se o número é “4”, o elemento em questão possui 4 nós.

Por fim, a identificação do elemento pode apresentar letras adicionais como por exemplo a letra “H” caso o elemento apresente uma formulação híbrida ou a letra “R” caso o elemento apresenta integração reduzida. A Figura 3.3 apresenta um resumo da identificação dos elementos.

Figura 3.3 – Identificação dos elementos

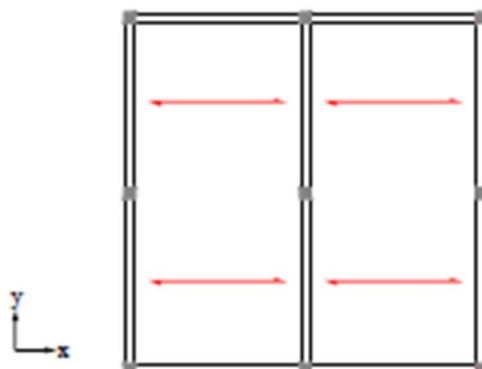


Fonte: Silva (2018)

3.2. ARRANJO E MODELAGEM ESTRUTURAL

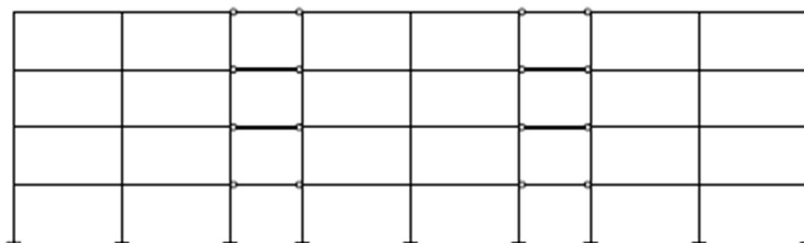
Para análise da estabilidade global, a modelagem da estrutura pode ser feita basicamente por meio de três modelos: em pórtico plano, em pórtico plano associado ou em pórtico espacial. Marin (2009) apresenta na Figura 3.4 e Figura 3.5, um arranjo estrutural em planta e o seu modelo em pórtico plano associado na direção y, respectivamente.

Figura 3.4 – Planta de um arranjo estrutural



Fonte: Marin (2009)

Figura 3.5 – Pórtico plano associado segundo a direção Y

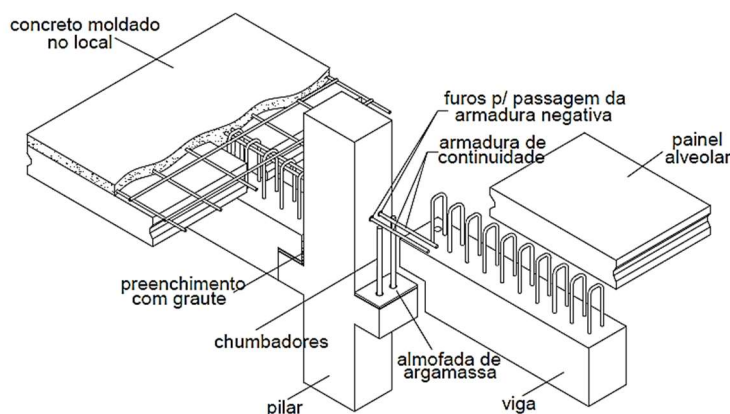


Fonte: Marin (2009)

Em estruturas que apresentam simetria em seu arranjo, a modelagem em pórtico plano ou associado pode ser bem representativa, contudo, a utilização desses modelos em estruturas com arranjo assimétrico pode não representar o comportamento real da estrutura, sendo necessária a utilização do pórtico espacial. Cabe ao projetista definir qual o modelo que melhor representa as características da estrutura. No presente trabalho, em decorrência da simetria do arranjo em planta da estrutura a ser analisada, será adotada a modelagem em pórtico plano.

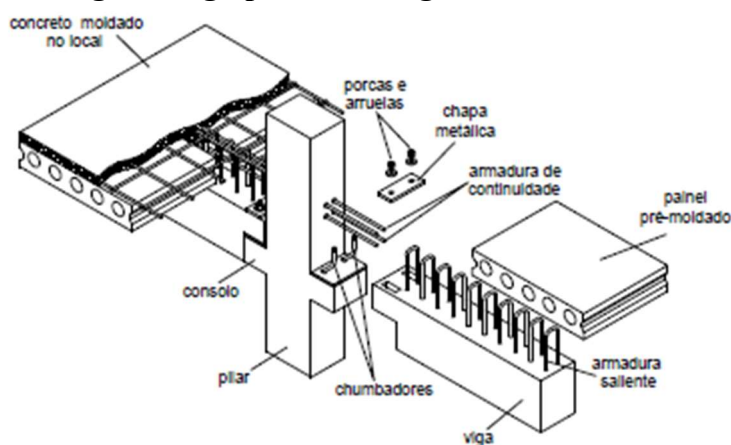
A Figura 3.6 e Figura 3.7 ilustram as duas ligações viga-pilar semirrígidas utilizadas nos pilares centrais a ser analisados neste trabalho, respectivamente.

Figura 3.6 – Ligação viga-pilar semirrígida com chumbadores retos



Fonte: Baldissera (2006)

Figura 3.7 – Ligação viga-pilar semirrígida com chumbador inclinado

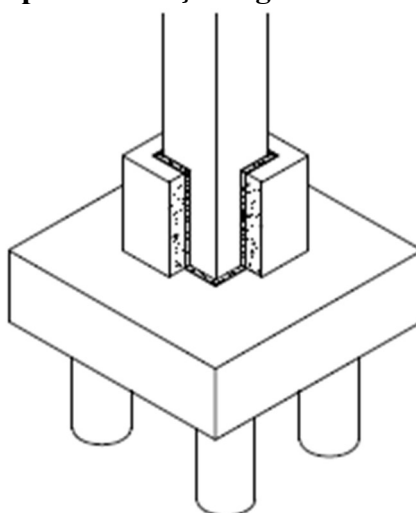


Fonte: Baldissera (2006)

Nos eixos em que não for constituído pórtico pela combinação pilar-viga a estabilidade deverá ser garantida pela rigidez dos pilares. Os esforços horizontais provenientes da ação do vento são transferidos para os demais componentes pela laje comportando-se como diafragma.

A ligação pilar-fundação será modelada com comportamento rígido, considerando o engastamento da base dos pilares com a fundação. A Figura 3.8 ilustra uma ligação pilar-fundação típica destinada à estrutura em concreto pré-moldado com colarinho sobre o bloco.

Figura 3.8 – Ligação pilar-fundação rígida com colarinho sobre o bloco



Fonte: Marin (2009)

Conforme ilustra a Figura 3.9, a seção adotada para viga em concreto pré-moldado analisada no trabalho de Marin (2009) é composta pela capa em concreto moldado *in loco*, geralmente existem três situações de cálculo para a viga de concreto pré-moldado em seção composta.

Na 1ª situação, em que a seção resistente da viga é representada pela seção em concreto pré-moldado, a única ação sobre a mesma é o peso próprio.

As situações de cálculo seguem a sequência de execução e solicitação da viga em seção composta. A 2ª situação, caracterizada pela ação do peso próprio da viga, da laje e da capa, possui esquema estrutural isostático para efeito de dimensionamento da viga.

Seguindo a sequência construtiva, a vedação é executada após a capa estrutural da laje atingir a resistência especificada em projeto. Desta forma o esquema estrutural apresentado na 2ª situação sofre uma alteração para a ação do peso próprio da capa, de isostático para hiperestático. Com o decorrer do tempo os efeitos reológicos do concreto provocam um aumento da deformação do elemento e, portanto, induzem a uma mudança na configuração do diagrama de momento fletor, provocando o aparecimento de momento fletor negativo juntos aos apoios causados pelo peso próprio da capa. Neste trabalho não é considerado este efeito, portanto considera-se mantido o esquema estrutura e de carregamento apresentado na Tabela 3.1 para a 2ª situação.

Após a capa adquirir resistência, a seção da viga assume uma altura maior e a ligação apresenta comportamento semirrígido. Sendo assim, a 3ª situação de cálculo fica definida, onde a viga é submetida à ação do peso próprio do revestimento do piso e da carga acidental de ocupação. As situações de cálculo da viga estão apresentadas no Quadro 3.1.

Quadro 3.1 – Situações de cálculo de uma viga em seção composta

Situação	Altura da viga	Carregamento	Esquema
1ª	H_v	G_{viga}	Isostático
2ª	H_v	$G_{viga} + G_{laje} + G_{capa}$	Isostático
3ª	$H_v + \Delta H_v$	$G_{revest.} + Q$	Hiperestático

Fonte: adaptado de Marin (2009)

No Quadro 3.1, os parâmetros são definidos como:

H_v é a altura da seção da viga;

ΔH_v é a altura do complemento da seção da viga formada pela soma da altura da laje e da capa moldada *in loco*;

G_{viga} é o peso próprio da viga;

G_{laje} é o peso próprio da laje;

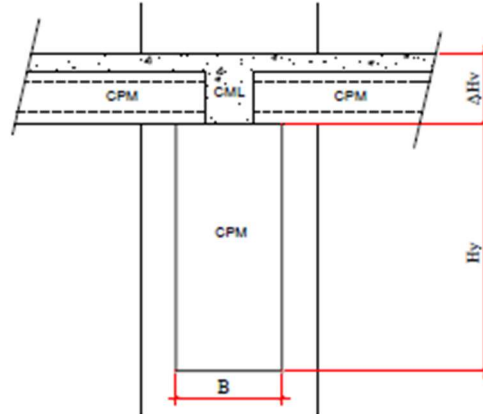
G_{capa} é o peso próprio da capa;

$G_{revest.}$ é o peso próprio do revestimento; e

Q é a carga acidental.

A seção genérica da viga em concreto pré-moldado composta pela capa de concreto moldada *in loco* pode ser observada na Figura 3.9.

Figura 3.9 – Seção transversal genérica de uma viga em concreto pré-moldado composta



Fonte: Marin (2009)

As ações atuantes na estrutura são definidas segundo cada combinação de ações, na análise da estabilidade global a ação do vento é tomada como carga acidental em todas as combinações, portanto considera-se que a vedação da estrutura já foi executada.

Na Figura 3.10 é ilustrado o esquema de modelagem estrutural e a soma de efeitos das fases construtivas da estrutura para as situações em que a ligação apresenta comportamento articulado e semirrígido.

Figura 3.10 – Esquema de modelagem estrutural e soma dos efeitos para fases construtivas no processamento



Fonte: adaptado Marin (2009)

Na Figura 3.10, os parâmetros são definidos como:

G corresponde ao peso próprio da laje, da viga em concreto pré-moldado e da capa moldada *in loco* por metro linear;

Q corresponde à carga acidental de ocupação por metro linear;

ΣG_1 corresponde a somatória no trecho de influência do peso próprio da laje, da viga em concreto pré-moldado e da capa moldada *in loco*;

ΣG_2 corresponde a somatória no trecho de influência do peso próprio da laje, da viga em concreto pré-moldado, da capa moldada *in loco* e do peso próprio da vedação;

G_3 corresponde ao peso próprio do revestimento do piso; e

W_i corresponde à ação do vento por pavimento.

3.3. AÇÕES

As ações atuantes na estrutura podem ser divididas basicamente em ações permanentes (G) e ações acidentais (Q). No grupo pertencente às ações permanentes se encontram o peso próprio dos elementos estruturais, da capa de concreto moldada *in loco* e da alvenaria de vedação. Já no grupo pertencente às ações acidentais se encontram a carga de ocupação da estrutura e a ação do vento.

O vento é um fenômeno natural que se apresenta com uma das mais relevantes ações horizontais aplicadas em edificações. Segundo a NBR 6118 (2014) a ação do vento deve ser sempre considerada na análise estrutural. A NBR 6123 (1988) prescreve as condições exigíveis na consideração das forças estáticas e dinâmicas do vento, para efeito de análise das edificações.

Neste trabalho, para todos os exemplos numéricos considera-se a ação do vento com velocidade básica de $V_0 = 45m/s$, fator topográfico $S_1 = 1$ e fator estatístico $S_3 = 1$.

O fator S_2 depende da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação em planta e altura. Em relação às dimensões da edificação, segundo o item 5.3.2 da NBR 6123 (1988) se enquadram na Classe B toda edificação ou parte da edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20m e 50m.

Os arranjos estruturais a serem estudados se enquadram nessa classe. A rugosidade do terreno foi considerada em todos os arranjos segundo a categoria IV, aplicável a terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizados.

A altura sobre o nível do terreno da edificação, bem como a classe e categoria da edificação, são contempladas na tabela 2 da NBR 6123 (1988) para determinação do fator S_2 .

A velocidade característica fica determinada pela seguinte expressão:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (3.1)$$

Uma vez determinada a velocidade característica, determina-se a pressão dinâmica:

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \quad (3.2)$$

Desta forma, obtém-se a força de arrasto:

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad (3.3)$$

Onde:

C_a é o coeficiente de arrasto; e
 A_e é a área frontal efetiva.

3.3.1. Combinações de ações

De acordo com a Tabela 11.3 da NBR 6118 (2014) a combinação última (ELU) é descrita pela seguinte expressão:

$$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} \cdot F_{\varepsilon gk} + \gamma_q \cdot (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} \cdot F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \cdot \psi_{0\varepsilon} \cdot F_{\varepsilon qk} \quad (3.4)$$

Em que:

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

F_{gk} representa as ações permanentes diretas;

$F_{\varepsilon k}$ representa as ações indiretas permanentes como a retração $F_{\varepsilon gk}$ e variáveis como a temperatura $F_{\varepsilon qk}$;

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

γ_g representa o coeficiente de ponderação para as ações permanentes;

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

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

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

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

Nos exemplos numéricos serão consideradas três combinações para o ELU. Na primeira combinação a ação do vento é considerada como carga acidental principal e a carga acidental de ocupação como secundária. Essa combinação tem importância para a verificação da

estabilidade global da estrutura. A segunda combinação não contempla a contribuição da carga acidental de ocupação, e a sua verificação é de suma importância devido ao momento positivo nas ligações provocada pela ação lateral do vento no edifício. Na terceira combinação de ações a carga acidental de ocupação é considerada como principal e a carga acidental proveniente da ação do vento é considerada secundária. Não foram consideradas as ações indiretas permanentes e variáveis.

Segundo a NBR 8681 (2003) o coeficiente γ_g pode assumir diferentes valores segundo o tipo de material considerado, processo construtivo utilizado e a combinação a ser considerada (normal, especial ou de construção e excepcional). Processos construtivos mais controlados admitem coeficientes de ponderação menores. A Tabela 3.1 apresenta o valor prescrito para o coeficiente γ_g para situações usuais em edifícios de múltiplos pavimentos em concreto pré-moldado.

Tabela 3.1 – Ações permanentes diretas consideradas separadamente

Tipo de ação	Efeito desfavorável
Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,30
Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,35
Elementos construtivos industrializados	1,35
Elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	1,40

Fonte: NBR 8681 (2003)

A consideração do peso próprio de estruturas pré-moldadas nos exemplos numéricos refere-se aos pilares, vigas e lajes alveolares ponderados pelo coeficiente 1,3. As vedações em alvenaria, revestimentos e o peso próprio da capa que compõe a laje alveolar são ponderados por simplificação por coeficiente igual a 1,4.

Por se tratar de estruturas de múltiplos pavimentos em concreto pré-moldado de no mínimo 4 pavimentos, o efeito do desaprumo não é considerado. A NBR 6118 (2014) permite que seja considerada na combinação de ações a situação mais crítica entre a causada pela ação do vento ou pelo efeito do desaprumo.

As cargas acidentais atuantes nos exemplos numéricos terão como referência de atuação locais em que há elevada concentração de pessoas. Após todas as ponderações feitas nos parágrafos anteriores obtêm-se três expressões de combinações de ações para o estado limite último conforme segue:

$$F_{d,1} = \gamma_g \cdot G + 1,4 \cdot (W + 0,7 \cdot Q) \quad (3.5)$$

$$F_{d,2} = \gamma_g \cdot G + 1,4 \cdot W \quad (3.6)$$

$$F_{d,3} = \gamma_g \cdot G + 1,4 \cdot (0,6 \cdot W + Q) \quad (3.7)$$

Onde:

G representa as ações permanentes diretas;

Q representa a carga acidental de ocupação; e

W representa a ação do vento.

3.4. CARACTERIZAÇÃO DA LIGAÇÃO EMPREGADA

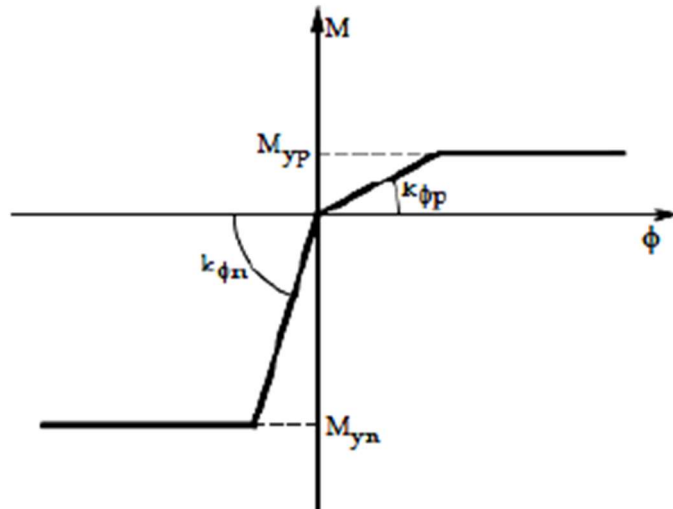
O comportamento de uma ligação viga-pilar em concreto pré-moldado pode ser determinado por intermédio da construção do diagrama momento-rotação. A construção do diagrama permite determinar o momento máximo que uma ligação pode resistir (M_u) e consequentemente a rotação relativa máxima entre os elementos concorrentes. As relações entre momentos (M_E) e rotações (θ_E) de uma determinada ligação representam a rigidez a flexão da mesma. Na maioria dos casos, o comportamento da relação entre os fatores se revela desproporcional, ou seja, a rigidez da ligação apresenta um comportamento não linear. Conforme indicado no item 2.4.2 deste trabalho, a NBR 9062 (2017) prescreve que a não linearidade das ligações pode ser representada por uma análise linear mediante a construção do diagrama utilizando a rigidez secante (R_{sec}).

Na literatura podem ser encontradas outras formas de promover a linearidade do diagrama. Normalmente, esses processos consistem em tornar lineares os trechos que são representativos ao comportamento da ligação, como: início de fissuração, plastificação e ruptura.

No modelo linear define-se apenas a rigidez secante ao momento positivo e negativo da ligação, não sendo delimitado o momento de plastificação e o trecho correspondente à plastificação. O modelo bilinear é ilustrado na Figura 3.11.

A formulação analítica do modelo bilinear adotada é a apresentada no trabalho de El Debs et al. (2009). Esta formulação refere-se a ligações semirrígidas destinadas a seções compostas, com ligação viga-pilar com armadura passante nos pilares centrais ou barra-luvas nos pilares de extremidade. A ligação viga-consolo é formada por chumbadores e o apoio é constituído de almofada de argamassa.

Figura 3.11 – Diagrama momento x rotação de ligação comportamento bi-linear assimétrico

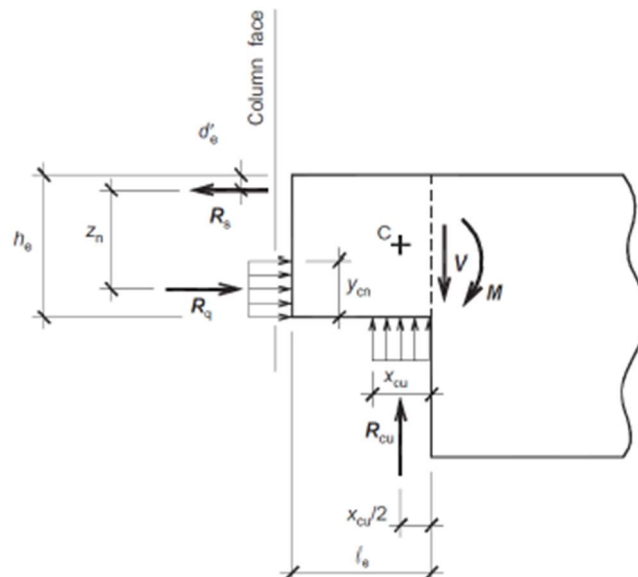


Fonte: El Debs et al. (2009)

3.4.1. Modelo analítico para momento negativo

A rigidez e o momento de plastificação da ligação podem ser determinados com auxílio da Figura 3.12. Na região entre a viga e o pilar é preenchida por graute e para o aparelho de apoio foi admitida distribuição linear de tensões de compressão. A contribuição do chumbador foi negligenciada.

Figura 3.12 – Mecanismo resistente ao momento fletor negativo



Fonte: El Debs et al. (2009)

O sistema de forças horizontais e verticais, além do momento foi equacionado em relação ao ponto C, onde a resultante das forças no aparelho de apoio está posicionada.

A seguir apresenta-se o equacionamento para determinação da contribuição de cada componente da ligação, bem como a capacidade resistente da ligação como um todo frente ao momento fletor negativo.

O equilíbrio do sistema de forças resultantes dos componentes da ligação na direção horizontal está expresso na Equação (3.8):

$$R_s = R_g \quad (3.8)$$

Sendo:

$$R_s = A_s \cdot f_{yd} \quad (3.9)$$

$$R_g = y_{cn} \cdot f_{cgd} \cdot b_w \quad (3.10)$$

O momento fletor negativo resistente de projeto é expresso em (3.11), segundo a contribuição da resultante da força de tração na armadura de continuidade:

$$M_{yn} = A_s \cdot f_{yd} \cdot Z_n \quad (3.11)$$

Em que:

$$y_{cn} = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{f_{cgd} \cdot b_w} \quad (3.12)$$

$$Z_n = h_e - d_e' - \frac{y_{cn}}{2} \quad (3.13)$$

Onde:

R_s resultante da força de tração na armadura de continuidade;

R_g resultante da força de compressão na interface interior da extremidade da viga junto ao pilar;

A_s área de seção transversal da armadura de continuidade;

f_{yd} tensão de escoamento de projeto da armadura de continuidade;

b_w largura da extremidade da viga;

f_{cgd} tensão de compressão de projeto do graute;

y_{cn} dimensão da região sob tensão de compressão na interface inferior da extremidade da viga junto ao pilar;

M_{yn} momento fletor negativo resistente de projeto;

Z_n braço de alavanca;

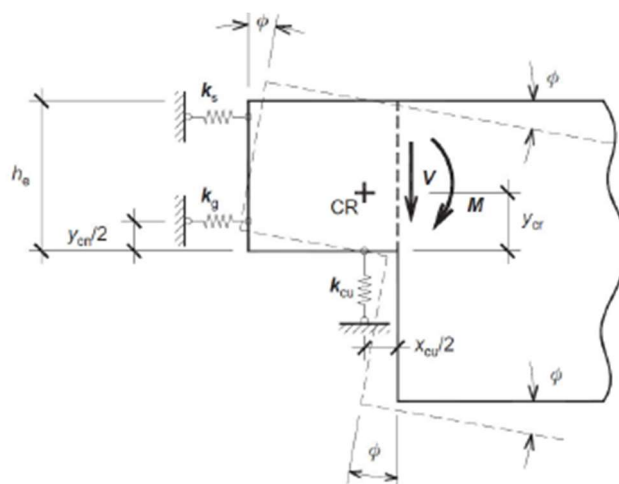
h_e altura da extremidade da viga;
 d_e' distância do centro de gravidade da armadura de continuidade à face superior da viga; e
 x_{cu} dimensão da região comprimida junto ao aparelho de apoio.

Segundo El Debs et al. (2009), a dimensão da região comprimida junto ao aparelho de apoio varia com a rigidez do aparelho. Se o aparelho de apoio é muito deformável, a dimensão da região comprimida tende ao final da extremidade da viga. Se a distribuição de tensões adotada for triangular, o valor de x_{cu} é de $2l_e/3$.

Em relação à deformação do sistema, a Figura 3.13 ilustra a posição deformada da extremidade da viga. Os componentes deformáveis da ligação são:

- A região submetida a tensões de tração junto à face superior da extremidade da viga, caracterizada pela rigidez da armadura k_s ;
- A região submetida a tensões de compressão junto à face inferior da extremidade da viga, caracterizada pela rigidez do graute k_g ;
- A região submetida a tensões de compressão junto ao aparelho de apoio caracterizada pela rigidez do aparelho de apoio k_{cu} .

Figura 3.13 – Posição deformada da extremidade da viga e suas componentes deformáveis ao momento negativo



Fonte: El Debs et al. (2009)

Considera-se que o giro da extremidade da viga ocorre em relação ao ponto CR, centro de rotação da extremidade da viga. O ponto CR coincide com o ponto C.

A distância da face inferior da extremidade da viga ao centro de rotação, y_{cr} , é assim expressa, de acordo com o equilíbrio de momentos produzidos pelas forças atuantes nas molas

em relação ao ponto CR:

$$y_{cr} = \frac{k_s \cdot (h_e - d_e') + k_g \cdot \left(\frac{y_{cn}}{2}\right)}{k_s + k_g} \quad (3.14)$$

A rigidez da armadura de continuidade é expressa em (3.15):

$$k_s = \frac{\sigma_s \cdot A_s}{w_y} \quad (3.15)$$

Onde:

w_y é a abertura da suposta fissura junto à face superior da extremidade da viga.

Este valor pode ser estimado de acordo com a expressão (3.16), onde o primeiro termo é indicado em *fib* (1999) e o segundo termo é indicado por Engstrom (1992b):

$$w_y = 2 \cdot \left[\frac{(1+a_w) \cdot s_1^{a_w} \phi}{8(1+a_e \cdot \rho_{s,ef})} \cdot \frac{\sigma_s^2}{\tau_{max} \cdot E_s} \right]^{\frac{1}{1+a_w}} + \frac{4\phi \cdot f_{yd}}{E_s} \quad (3.16)$$

Sendo:

$$a_e = \frac{E_s}{E_{c,top}} \quad (3.17)$$

$$\tau_{max} = 2,5 \sqrt{f_{cd,top}} \quad (3.18)$$

$$\rho_{s,ef} = \frac{A_s}{A_{c,ef}} \quad (3.19)$$

Onde:

A_s área da seção transversal da armadura de continuidade;

$A_{c,ef}$ área de concreto que envolve a armadura de continuidade;

σ_s tensão na armadura de continuidade;

ϕ diâmetro da armadura de continuidade (mm);

E_s módulo de elasticidade do aço;

$E_{c,top}$ módulo de elasticidade do concreto da capa;

$f_{cd,top}$ resistência à compressão de projeto do concreto da capa;

$a_w = 0,4$;

$s_1 = 1$.

A rigidez da armadura é definida pelo ponto de escoamento, portanto a tensão σ_s corresponde à tensão de escoamento do aço.

A rigidez correspondente à região comprimida junto à face inferior da extremidade da viga é expressa em (3.20):

$$k_g = \frac{y_{cn} \cdot b_w}{D_{gj}} \quad (3.20)$$

Onde:

D_{gj} representa a deformabilidade do graute em termos de tensão.

Os valores de deformabilidade do graute podem ser encontrados em Bljucer (1988) e Barboza (2002).

A rigidez da ligação ao momento fletor negativo em relação ao ponto CR pode ser calculada pela seguinte expressão:

$$k_{\phi n} = [k_s \cdot (h_e - y_{cr} - d_e')^2 + k_g \cdot (y_{cr} - y_{cn}/2)^2] \quad (3.21)$$

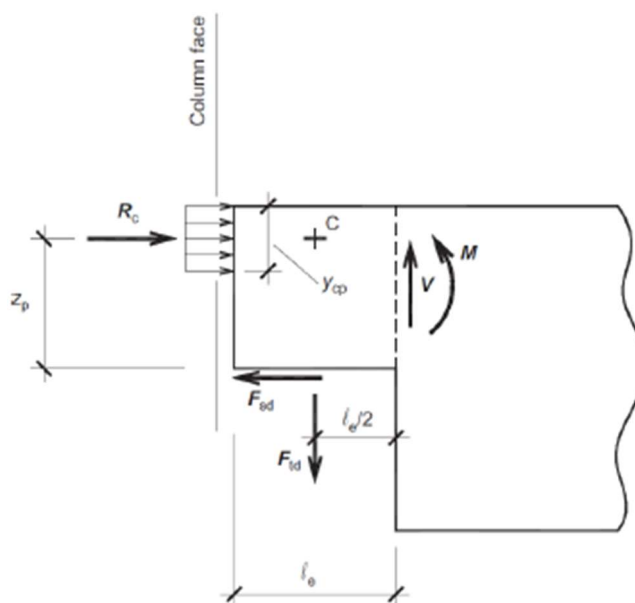
As equações apresentadas para caracterização da rigidez da ligação ao momento fletor negativo e ao momento fletor negativo resistente de projeto são utilizadas para ambos modelos de ligações analisados experimentalmente por Miotto (2002) e Baldissera (2006), pois a contribuição do chumbador para a caracterização frente ao momento negativo é negligenciada, sendo essa a principal diferença entre ambos os modelos.

3.4.2. Modelo analítico para momento positivo

A determinação do momento fletor positivo resistente pode ser determinado com auxílio da Figura 3.14. A distribuição de tensões na interface superior da extremidade da viga junto ao pilar é admitida retangular. A contribuição do aparelho de apoio no combate ao momento solicitante é negligenciada.

O sistema de forças horizontais e verticais, além do momento foi equacionado em relação ao ponto C, correspondente à posição do chumbador.

Figura 3.14 – Mecanismo resistente ao momento fletor positivo



Fonte: El Debs et al. (2009)

O momento fletor positivo resistente de projeto é determinado pela expressão (3.22):

$$M_{yp} = F_{sd} \cdot Z_p \quad (3.22)$$

Sendo:

$$Z_p = h_e - \frac{y_{cp}}{2} \quad (3.23)$$

$$F_{sd} = 2 \cdot c \cdot \phi_d^2 \sqrt{f_{yd} \cdot f_{ccd,max}} \quad (3.24)$$

$$y_{cp} = \frac{F_{sd}}{b_f \cdot f_{cd,top}} \quad (3.25)$$

Onde:

y_{cp} dimensão da região sob tensão de compressão na interface superior da extremidade da viga junto ao pilar;

$c = 1,245$ coeficiente que pode ser encontrado em Engstrom (1992a);

ϕ_d diâmetro do chumbador;

f_{yd} tensão de escoamento do chumbador;

$f_{ccd,max}$ o maior valor de resistência à compressão de projeto do graute ou concreto em contato com o chumbador;

b_f é a largura da mesa colaborante da viga;

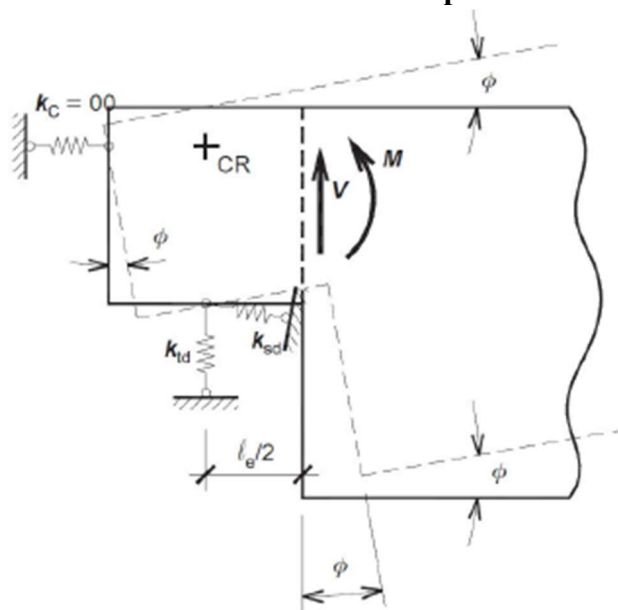
F_{sd} força de projeto responsável pela formação de rótula plástica nos chumbadores;

F_{td} força de projeto de tração atuante nos chumbadores.

Em relação à deformação do sistema, a Figura 3.15 ilustra a posição deformada da extremidade da viga. Os componentes deformáveis da ligação são:

- A região submetida a tensões de compressão junto à face superior da extremidade da viga, caracterizada pela rigidez do concreto à compressão k_c ;
- A região submetida a tensões de tração no chumbador, caracterizada pela rigidez a tração do chumbador k_{td} ;
- A região submetida a tensões de cisalhamento no chumbador, caracterizada pela rigidez ao cisalhamento do chumbador k_{sd} .

Figura 3.15 – Posição deformada da extremidade da viga e suas componentes deformáveis ao momento positivo



Fonte: El Debs et al. (2009)

A rigidez k_c tende ao infinito, o centro de rotação (CR) alinha-se com a região submetida a tensões de compressão no concreto. Neste caso também o ponto CR coincide com o ponto C usado para calcular o momento positivo de plastificação.

A rigidez da ligação ao momento fletor positivo em relação ao ponto CR pode ser calculada pela seguinte expressão:

$$k_{\phi p} = k_{sd} \cdot \left(h_e - \frac{y_{cp}}{2} \right)^2 \quad (3.26)$$

Sendo:

$$k_{sd} = \frac{F_{sd}}{a_{vy}} \quad (3.27)$$

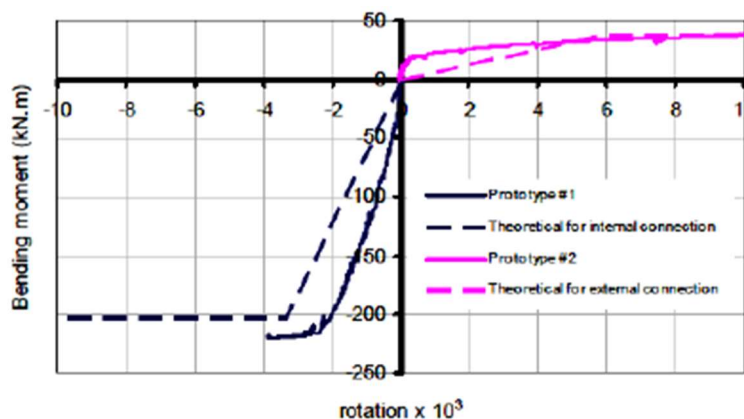
Onde:

a_{vy} é o deslocamento transversal do chumbador quando submetido ao máximo esforço.

Maiores informações sobre como proceder o cálculo do deslocamento transversal do chumbador podem ser encontradas em Engstrom (1992a). O deslocamento pôde ser obtido do MC-CEB/90 (1993), que indica o valor de $0,10\phi_d$.

Em relação à verificação da formulação apresentada, ensaios feitos por Miotto (2002) comprovam a validade das expressões com certa representatividade. A Figura 3.16 ilustra os resultados experimentais versus resultados teóricos obtidos para a relação momento x rotação em modelos submetidos a momento positivo e negativo.

Figura 3.16 – Momento x rotação da ligação segundo resultados teóricos experimentais



Fonte: El Debs et al. (2009)

Nota-se que os valores de momento de plastificação teóricos e experimentais se assemelham com boa aproximação. No entanto, a rigidez obtida pela análise teórica é menor em relação à análise experimental, tanto para o momento positivo como para o momento negativo. Tornando-se a favor da segurança para avaliação dos modelos propostos.

De acordo com os dados obtidos experimentalmente do modelo com chumbador inclinado proposto por Baldissera (2006), observou-se um acréscimo no momento positivo resistente devido a parcela atuante do efeito de pino gerado na ligação. Em que esse valor representa em média um acréscimo de 13% do momento positivo resistente de projeto do modelo com chumbador reto de Miotto (2002).

Entretanto, ambos os autores concluem que a imprecisão na avaliação da rigidez para o momento fletor negativo provém da dificuldade de avaliação da abertura de fissuras e da deformabilidade do graute na junta viga-pilar. No caso da rigidez ao momento fletor positivo a dificuldade consiste em avaliar o deslocamento do chumbador submetido à carga máxima.

4. ANÁLISE NUMÉRICA

Primeiramente é analisado em um estudo de caso o comportamento da estabilidade global de um edifício de 6 pavimentos com modulação de 7,50m em pórtico plano com a finalidade de efetuar-se a calibração com o modelo proposto por Marin (2009). A avaliação da não linearidade geométrica é considerada através do MEF com o auxílio do programa computacional ABAQUS. A não linearidade física é empregada de forma aproximada pelos coeficientes redutores de rigidez prescritos na NBR 9062 (2017). O comportamento das ligações é considerado de maneira aproximada por meio do modelo linear assimétrico, em que ficou definido a rigidez da ligação ao momento positivo e negativo.

Em uma segunda etapa são avaliadas estruturas com a consideração da não linearidade física a partir dos diagramas $M \times N \times 1/r$ obtidos com auxílio da ferramenta de cálculo presente no programa computacional TQS. Trata-se de um programa amplamente utilizado por escritórios de projetos estruturais no desenvolvimento de projetos em concreto armado, protendido e pré-moldado de edifícios de múltiplos pavimentos, maiores detalhes sobre a ferramenta de cálculo são apresentados no Apêndice A.

Em seguida são avaliadas estruturas com 6, 7 e 8 pavimentos com modulações de 7,50m e o emprego do comportamento das ligações semirrígidas propostas por Miotto (2002) e Baldissera (2006). As cargas acidentais avaliadas são de 3 e 5kN/m².

Na Tabela 4.1 são apresentadas as variáveis de geometria e carregamento analisadas na simulação numérica.

Tabela 4.1 – Variáveis analisadas

Nº Pavimentos	6	7	8
Ligação Viga-Pilar	Miotto (2002)	Baldissera (2006)	
Carga Acidental (kN/m ²)	3		5

Fonte: o Autor (2022)

4.1.GENERALIDADES

A avaliação da estabilidade global na análise foi realizada com o auxílio do programa ABAQUS. Com a intenção de analisar o comportamento do arranjo estrutural frente às ações

determinadas anteriormente, procedeu-se a modelagem do edifício em pórtico plano com elementos de vigas (*beam elements*). Foram pesquisados elementos finitos na biblioteca do ABAQUS que permitissem obter o melhor resultado para o problema, desse modo o elemento finito escolhido para simular os pilares e vigas foi o BEAM32. O elemento BEAM32 possui três graus de liberdade por nó e resiste a ações de compressão, tração e momento fletor, adequando-se para o caso do estudo proposto.

Avaliando o desempenho dos elementos finitos segundo diferentes discretizações, foram atribuídas para estrutura em pórtico plano de 6 pavimentos com as mesmas características geométricas, de rigidez e de carregamento, diferentes discretizações a fim de se obter o melhor resultado com o menos custo computacional. Desse modo, a Tabela 4.2 apresenta o estudo de refinamento da malha com a discretização utilizada nos pilares e vigas para o elemento B32.

Tabela 4.2 - Discretização e esforços obtidos segundo tipo de elemento finito

ELEMENTO FINITO	DISCRETIZAÇÃO		ESFORÇOS OBTIDOS (kN.m)	
	PILAR	VIGA	PILAR	VIGA
BEAM32	8	16	332,51	361,98
BEAM32	16	32	332,41	362,00
BEAM32	32	64	332,44	361,94

Fonte: o Autor (2022)

A diferença entre os valores obtidos para os esforços não excederam 1%, mesmo adotando uma discretização 4 vezes maior para as vigas e pilares, isso demonstra que o elemento B32 pode ser utilizado com representatividade, pois mesmo com uma discretização menos refinada os resultados apresentaram correspondência.

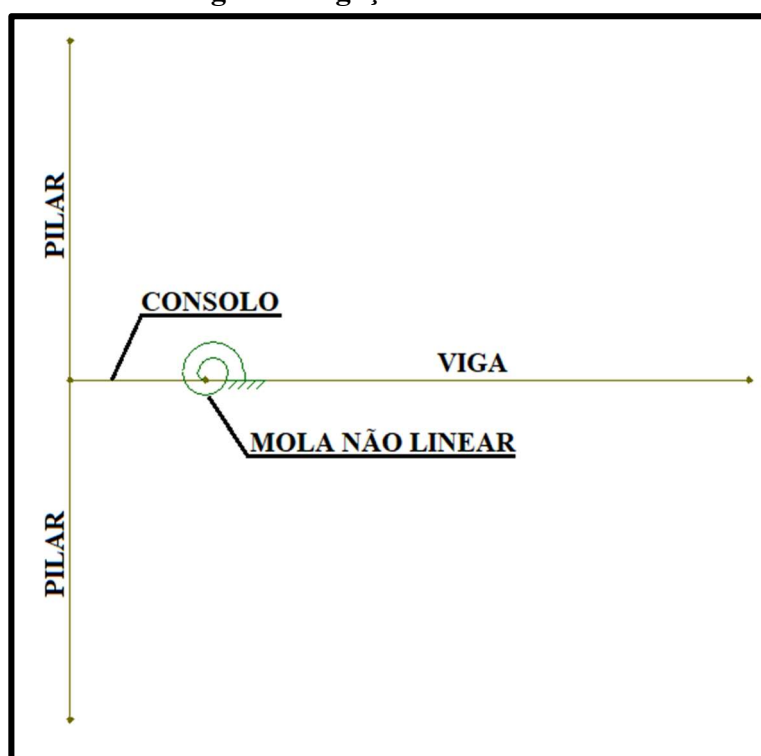
Dessa forma, a discretização adotada para modelagem da estrutura via Método dos Elementos Finitos para os pilares foi de 8 elementos finitos por trecho de pilar, em que cada trecho corresponde o trecho entre pavimentos. Nas vigas foram adotados 16 elementos finitos por trecho de viga, por que cada trecho fica definido pela região entre consolos. Os consolos foram discretizados em um elemento finito considerando uma rigidez com ordem de grandeza equivalente a rigidez definida para as vigas.

A não linearidade geométrica foi analisada segundo o método de Newton-Raphson padrão e o critério de parada do processo iterativo foi o de controle dos deslocamentos. A tolerância definida foi de 1,0%, ou seja, o processo iterativo era interrompido quando não houvesse acréscimo de mais de 1,0% de deslocamentos em relação à iteração anterior. A análise não linear foi feita dividindo-se o carregamento em 10 passos de carga.

O elemento de ligação foi posicionado na estrutura no nó entre o elemento finito

representante do consolo e o elemento finito representante da viga. Sua relação momento x rotação foi representada de forma não linear e assimétrica por meio de uma mola, atribuída através do *connector assignments*. O esquema de modela da ligação semirrígida viga-pilar está ilustrado na Figura 4.1, a ligação transmite momento fletor, força cortante e força normal.

Figura 4.1 – Esquema de modelagem da ligação na estrutura em concreto pré-moldado



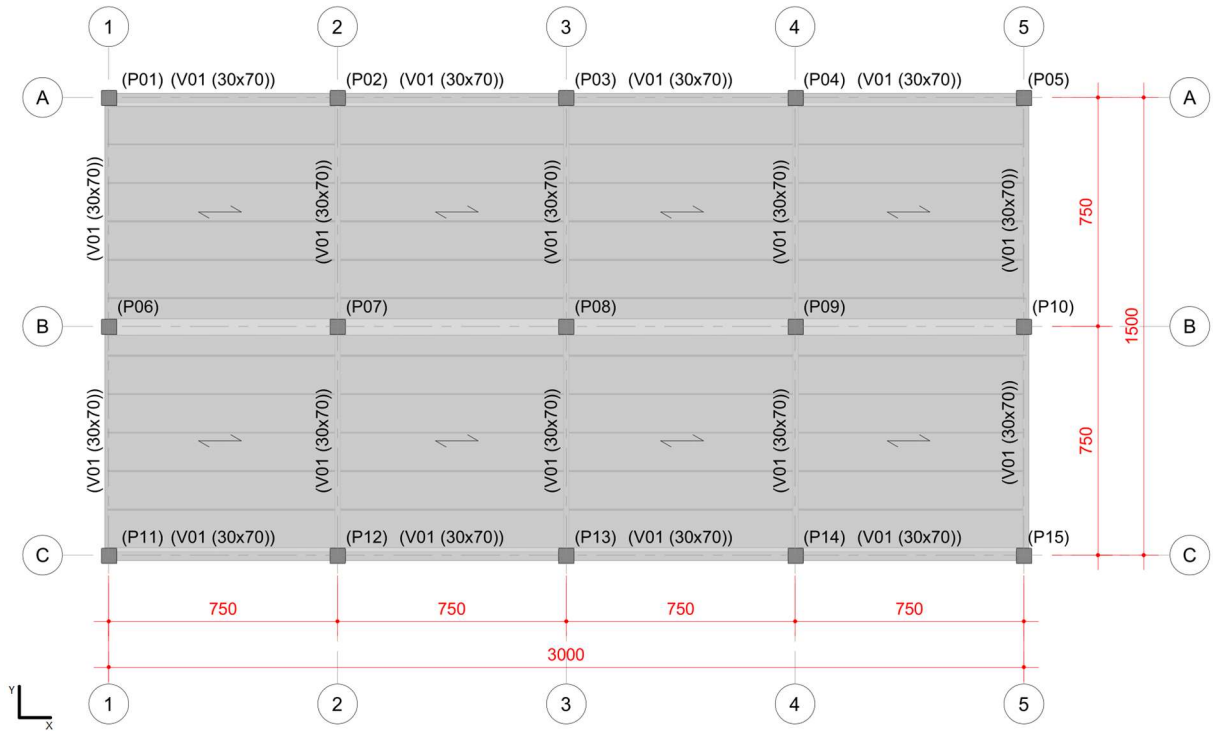
Fonte: o Autor (2022)

Como o elemento BEAM32 não permite que a relação constitutiva dos elementos seja expressa pela relação momento x curvatura, a não linearidade física foi incorporada por intermédio da redução de rigidez dos elementos para cada trecho entre pavimentos.

4.2.EXEMPLO NUMÉRICO DE UMA ESTRUTURA TÍPICA

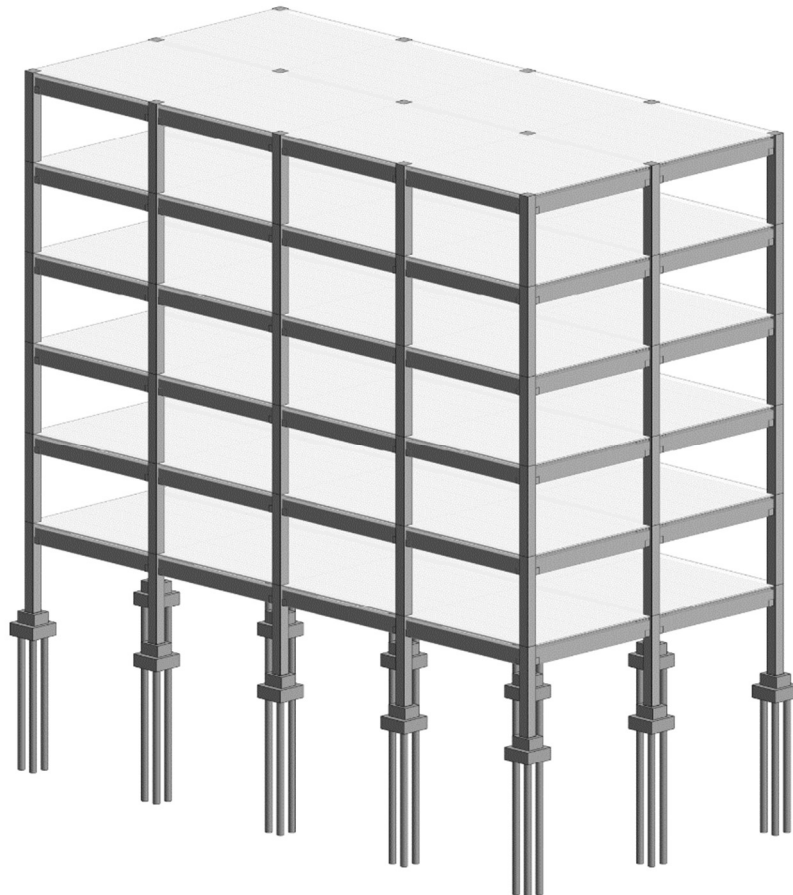
Tendo em vista atingir os objetivos do trabalho, foi definido para análise um arranjo estrutural usual em edificações de concreto pré-moldado de múltiplos pavimentos, baseado no estudo desenvolvido por Marin (2009), conforme ilustra as Figura 4.2, 4.3 e 4.4. Na análise numérica, a estrutura é analisada segundo a direção y, com modelagem em pórtico plano. A análise da estrutura na direção x não é contemplada no presente trabalho, embora seja importante na avaliação da estabilidade global do arranjo estrutural estudado.

Figura 4.2 – Arranjo estrutural a ser estudado



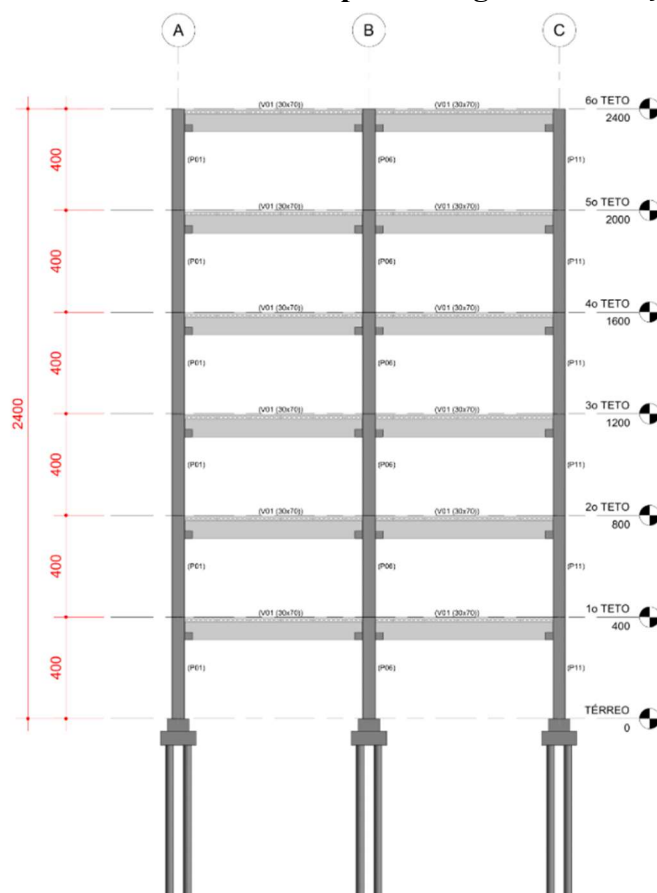
Fonte: o Autor (2022)

Figura 4.3 – Perspectiva da estrutura a ser estudada



Fonte: o Autor (2022)

Figura 4.4 – Vista lateral do pórtico segundo a direção y



Fonte: o Autor (2022)

Primeiramente é analisada em um estudo de caso, a estabilidade global de três edifícios de 6 pavimentos em concreto pré-moldado. Os dados para análise da estrutura com 6, 7 e 8 pavimentos estão descritos na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Dados do exemplo numérico da estrutura típica

Pav.	H (m)	M (m)	Q (kN/m ²)	G_{lajes} (kN/m ²)	G_{capa} (kN/m ²)	$G_{revest.}$ (kN/m ²)
6	24	7,5	3	2,2	1,5	0,5
7	28	7,5	3	2,2	1,5	0,5
8	32	7,5	3	2,2	1,5	0,5

Fonte: adaptado de Marin (2009)

Em que:

Pav é o número de pavimentos;

H é a altura da estrutura;

M é a modulação da estrutura;

Q é carga acidental;

G são as cargas permanentes;

Para efeito de simplificação do problema, não foi considerada emenda em pilares no modelo. Contudo, trata-se de uma importante etapa referente às situações transitórias e deve ser avaliada minuciosamente as limitações quanto a produção, transporte e montagem.

Considera-se para todos os casos estudados um carregamento de 10kN/m por pavimento em todo o perímetro da estrutura proveniente do peso próprio da alvenaria.

A ação do vento para o arranjo selecionado foi definida com o auxílio do item 3.2 e está discriminada em função do número de pavimentos da estrutura e da altura, conforme apresenta a Tabela 4.4, com os valores característicos.

Tabela 4.4 – Ação do vento na estrutura com modulação de 7,50m

Ação do vento na direção Y												
Módulo 7,50m				6º Pavimento			7º Pavimento			8º Pavimento		
h(m)	S_2	V_k (m/s)	q (kN/m ²)	H/L1	C_a	F_a (kN)	H/L1	C_a	F_a (kN)	H/L1	C_a	F_a (kN)
4	0,76	34,20	0,717	0,8	1,24	26,67	0,93	1,26	27,10	1,07	1,28	27,53
8	0,8	36,00	0,794	0,8	1,24	29,55	0,93	1,26	30,03	1,07	1,28	30,51
12	0,85	38,25	0,897	0,8	1,24	33,36	0,93	1,26	33,90	1,07	1,28	34,44
16	0,89	40,05	0,983	0,8	1,24	36,58	0,93	1,26	37,17	1,07	1,28	37,76
20	0,91	40,95	1,028	0,8	1,24	38,24	0,93	1,26	38,86	1,07	1,28	39,47
24	0,93	41,85	1,074	0,8	1,24	19,97	0,93	1,26	40,58	1,07	1,28	41,23
28	0,95	42,75	1,120				0,93	1,26	21,17	1,07	1,28	43,02
32	0,96	43,20	1,144							1,07	1,28	21,96

Fonte: adaptado de Marin (2009)

Na Tabela 4.4, os parâmetros são:

h é a corta do pavimento;

H é a altura da estrutura;

V_k é a velocidade característica;

S_2 é o fator que compõe V_k segundo a NBR 6123 (1988);

q é a pressão dinâmica;

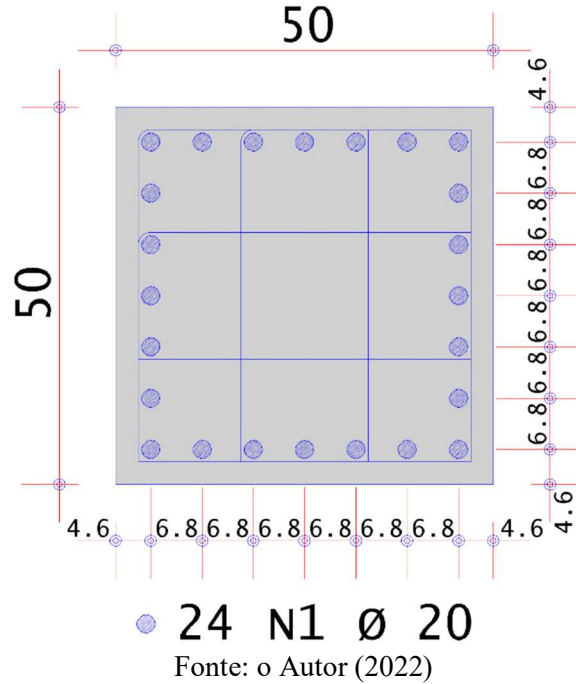
$L1$ é a maior dimensão da edificação em planta;

C_a é o coeficiente de arrasto; e

F_a é a força de arrasto.

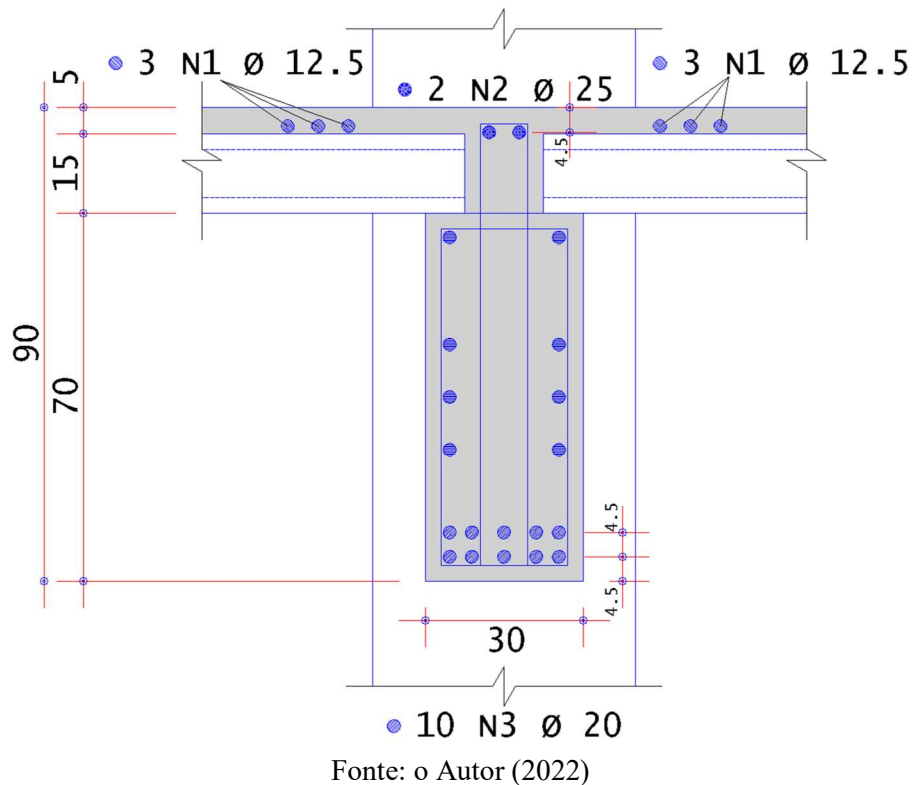
A Figura 4.5 ilustra o arranjo de armadura adotado para os pilares da estrutura em aço CA-50. Foi adotada a mesma taxa de armadura para todas as seções transversais do pilar, sendo que a taxa geométrica de armadura corresponde a 3%. O concreto utilizado é especificado com $f_{ck} = 35\text{MPa}$.

Figura 4.5 – Seção transversal e disposição de armadura do pilar em concreto pré-moldado (P50x50)



Na Figura 4.5 está ilustrada a seção da viga em concreto pré-moldado utilizada em todos os pavimentos com $f_{ck} = 35\text{MPa}$ em seção composta por capa moldada *in loco* com $f_{ck} = 20\text{MPa}$. A armadura é constituída de aço CA-50.

Figura 4.6 – Seção transversal e disposição de armadura da viga em concreto pré-moldado em seção composta destinada a estrutura com modulação de 7,50m



4.2.1. Caracterização das ligações empregadas

São apresentados os dados para a caracterização da ligação junto ao pilar central para o momento negativo e positivo, de Miotto (2002) e Baldissera (2006), conforme as Tabelas 4.5, Tabela 4.6 e Tabela 4.7, respectivamente. No item 3.4 estão apresentadas as formulações analíticas necessárias para a caracterização das ligações.

Tabela 4.5 – Dados de cálculo para caracterização da ligação de Miotto (2002) e Baldissera (2006) ao momento negativo junto ao pilar central

$\phi_{armadura_medio}$	1,88
$A_{s,neg}(cm^2)$	17,5
$f_{yd,armadura}(MPa)$	435
$d'_e(cm)$	4,5
$h_e(cm)$	54
$b_w(cm)$	30
$f_{cg}(MPa)$	20
$y_{cn}(cm)$	17,76
$M_{yn}(kN.m)$	309,21
$f_{c,top}(MPa)$	20
$E_{c,top}(MPa)$	25043,96
$E_s(MPa)$	210000
α_e	8,39
$A_{c,ef}(cm^2)$	550
$\rho_{s,ef}$	0,0318
$\tau_{max}(MPa)$	9,45
$w_y(m)$	0,00089
$D_{gj}(m/MPa)$	1,00E-05
$y_{cr}(cm)$	14,49
$k_s(MN/m)$	853,16
$k_g(MN/m)$	5328,75
$k_{\phi n}(MN.m/rad)$	121,34

Fonte: o Autor (2022)

Tabela 4.6 – Dados de cálculo para caracterização da ligação de Miotto (2002) ao momento positivo junto ao pilar central

$\phi_{chumbador}$	2,00
$f_{cc,max}$ (MPa)	35
$f_{yd,chumbador}$ (MPa)	435
c	1,245
F_{sd} (kN)	103,87
b_f (cm)	11
y_{cp} (cm)	0,661
z_p (cm)	53,67
M_{yp} (kN.m)	55,74
α_{vy} (cm)	0,2
k_{sd} (MN/m)	51,93
$k_{\phi p}$ (MN.m/rad)	14,96

Fonte: o Autor (2022)

Tabela 4.7 – Dados de cálculo para caracterização da ligação de Baldissera (2006) ao momento positivo junto ao pilar central

$\phi_{chumbador}$	2,00
$f_{cc,max}$ (MPa)	35
$f_{yd,chumbador}$ (MPa)	435
c	1,245
F_{sd} (kN)	103,87
b_f (cm)	11
y_{cp} (cm)	0,661
z_p (cm)	53,67
M_{yp} (kN.m)	62,99
α_{vy} (cm)	0,2
k_{sd} (MN/m)	51,93
$k_{\phi p}$ (MN.m/rad)	16,90

Fonte: o Autor (2002)

Na Tabela 4.8 é possível visualizar um resumo com as características de ambas ligações junto ao pilar central e junto ao pilar lateral em dente gerber utilizadas.

Tabela 4.8 – Rigidez e momentos resistentes nas ligações

	PC		PL		PC/PL	
	$M_{neg(1)}$	$M_{neg(2)}$	$M_{neg(1)}$	$M_{neg(2)}$	$M_{pos(1)}$	$M_{pos(2)}$
K (MN.m/rad)	121,34	121,34	65,13	65,13	14,96	16,90
M_y (kN.m)	309,21	309,21	193,25	193,25	55,74	62,99

Fonte: o Autor (2002)

Em que:

PC é o pilar central da estrutura;

PL é o pilar lateral da estrutura;

$M_{neg(1)}$ é o momento negativo para ligação de Miotto (2002);

$M_{neg(2)}$ é o momento negativo para ligação de Baldissera (2006);

$M_{pos(1)}$ é o momento positivo para ligação de Miotto (2002); e

$M_{pos(2)}$ é o momento positivo para ligação de Baldissera (2006).

A diferença encontrada tanto para o momento resistente negativo, quanto para rigidez associada ao momento negativo é justificada pelo fato de não haver ancoragem para as barras que passam na capa de concreto nos pilares laterais, no caso em estudo isso provoca uma redução na área de armadura de 17,50cm² para 10,00cm².

Para ligação com chumbador inclinado há um acréscimo tanto para o momento resistente positivo, quanto para rigidez associada ao momento negativo decorrente da consideração do efeito pino presente na ligação e avaliada no ensaio experimental de Baldissera (2006). Entretanto, o momento negativo resistente e a rigidez associada ao momento negativo não apresentaram diferenças em comparação com a ligação com chumbador reto.

4.3. ANÁLISE DA VARIAÇÃO DE PARÂMETROS DA ESTRUTURA TÍPICA

Nos exemplos numéricos do modelo com 6 pavimentos, as modelagens numéricas são feitas considerando o modelo linear assimétrico de comportamento da ligação. Nesse modelo é definida apenas a rigidez ao momento positivo e negativo da ligação, não sendo delimitado o momento de plastificação e o trecho correspondente à plastificação. A 1ª combinação de ações foi tomada como referência para todas as modelagens. Vale ressaltar que os esforços atuantes na estrutura são apresentados contemplando os efeitos não lineares geométricos.

São avaliadas as seguintes variações na distribuição de esforços na estabilidade global da estrutura:

- Influência do tipo de ligação semirrígida adotada;
- Influência da consideração da NLF na modelagem dos pilares;
- Influência da variação da quantidade de pavimentos; e
- Influência das combinações no ELU.

4.3.1. Influência do tipo de ligação semirrígida adotada

Para efeito de análise da estabilidade global, foram comparados os efeitos da consideração

da rigidez de ambas ligações viga-pilar, com chumbador reto e inclinado. A análise corresponde à avaliação do quanto o aumento da rigidez da ligação com chumbador inclinado ganha de importância sobre a ligação com chumbador reto. Em ambas as ligações considerou a simplificação da ligação por meio do modelo bilinear assimétrico. Os diagramas de momento fletor obtidos para 1ª combinação de esforços estão ilustrados na Figura 4.9 e 4.10. A Tabela 4.9 apresenta os principais parâmetros de análise da estrutura, em que os esforços foram obtidos considerando os efeitos não lineares geométricos.

Tabela 4.9 – Distribuição de momento fletor e γ_z segundo a 1ª combinação de ações com a ligação de Miotto (2002) e Baldissera (2006)

MOMENTO FLETOR (kN.m)								
Ligação	M_a	M_b	M_c	M_{pos}	$M_{neg,central}$	$M_{neg,lateral}$	M_v	γ_z
Miotto	264,61	334,93	322,14	57,88	371,27	251,64	355,28	1,108
Baldissera	264,33	334,48	322,22	57,72	371,27	251,62	349,47	1,108

Fonte: o Autor (2022)

Na Tabela 4.8, os parâmetros são:

M_a é o momento na base do pilar lateral esquerdo do 1º pavimento;

M_b é o momento na base do pilar central do 1º pavimento;

M_c é o momento na base do lateral direito do 1º pavimento;

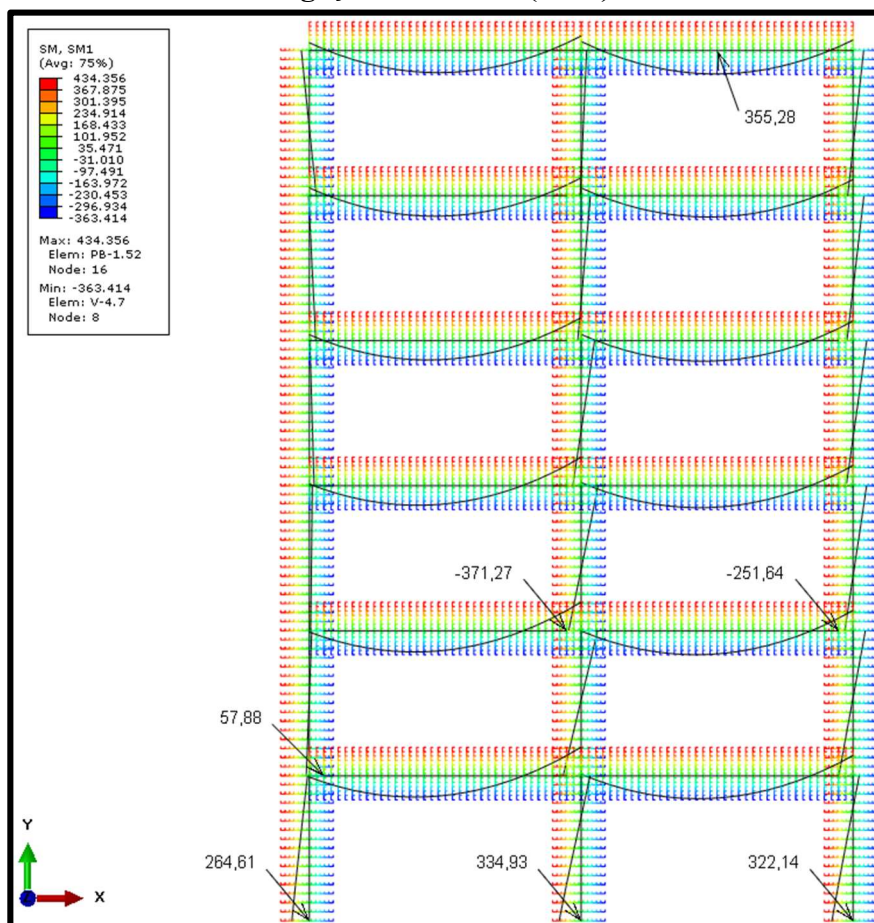
M_{pos} é o maior momento positivo na ligação;

$M_{neg,central}$ é o maior momento negativo na ligação junto ao pilar central;

$M_{neg,lateral}$ é o maior momento negativo na ligação junto ao pilar central; e

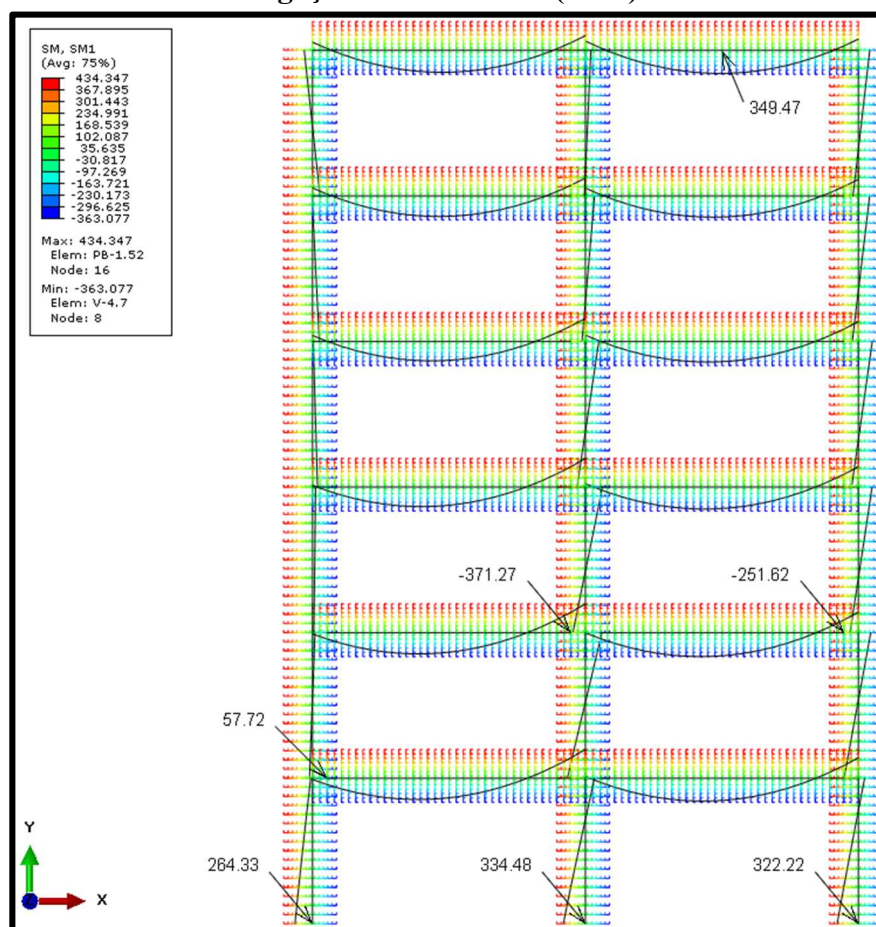
M_v é o maior momento positivo na viga.

Figura 4.7 – Diagrama de momento fletor obtido segundo a 1ª combinação de ações para ligação de Miotto (2002)



Fonte: o Autor (2022)

Figura 4.8 – Diagrama de momento fletor obtido segundo a 1ª combinação de ações para ligação de Baldissera (2006)



Fonte: o Autor (2022)

A partir dos valores apresentados na Tabela 4.9 para o coeficiente γ_z , conclui-se que o aumento da rigidez da ligação com chumbador inclinado não apresentou diferença para a ligação com chumbador reto.

Além disto, a distribuição de esforços comportou-se de forma semelhante para ambas as ligações, não havendo acréscimo nos momentos fletores de pilares e vigas.

Esses resultados justificam-se pelo fato da consideração da simplificação do comportamento das ligações por meio do modelo linear, conforme prescrito na NBR 9062 (2017), ser menos representativo, havendo a necessidade da delimitação do momento de plastificação para construção do modelo bilinear, podendo ser feita uma análise da distribuição dos esforços mais representativa para as estruturas.

Marin (2009) avaliou em seu trabalho a ligação com modelo linear e bilinear, concluindo que a redistribuição de esforços para o modelo bilinear foram na ordem de 10%, contudo o acréscimo no γ_z foi de apenas 0,5%.

4.3.2. Influência da consideração da NLF na modelagem dos pilares

Segundo a NBR 6118 (2014) a avaliação da estabilidade global das estruturas pode ser feita de forma aproximada, aplicando-se ponderadores com a finalidade de promover uma redução da rigidez a flexão dos elementos estruturais. Para isso, foram feitas duas novas análises na estrutura. Na primeira, considerou-se a não linearidade física de maneira aproximada de acordo com a NBR 9062 (2017) nos pilares e vigas, e na segunda análise considerou-se a não linearidade física de acordo com o diagrama $M \times N \times 1/r$ para obtenção da rigidez dos pilares, mantendo a consideração aproximada nas vigas.

Em ambas as análises se considerou a ligação com armadura de continuidade passante nos pilares centrais e ancorados em luvas metálicas nos pilares de extremidade e chumbador reto.

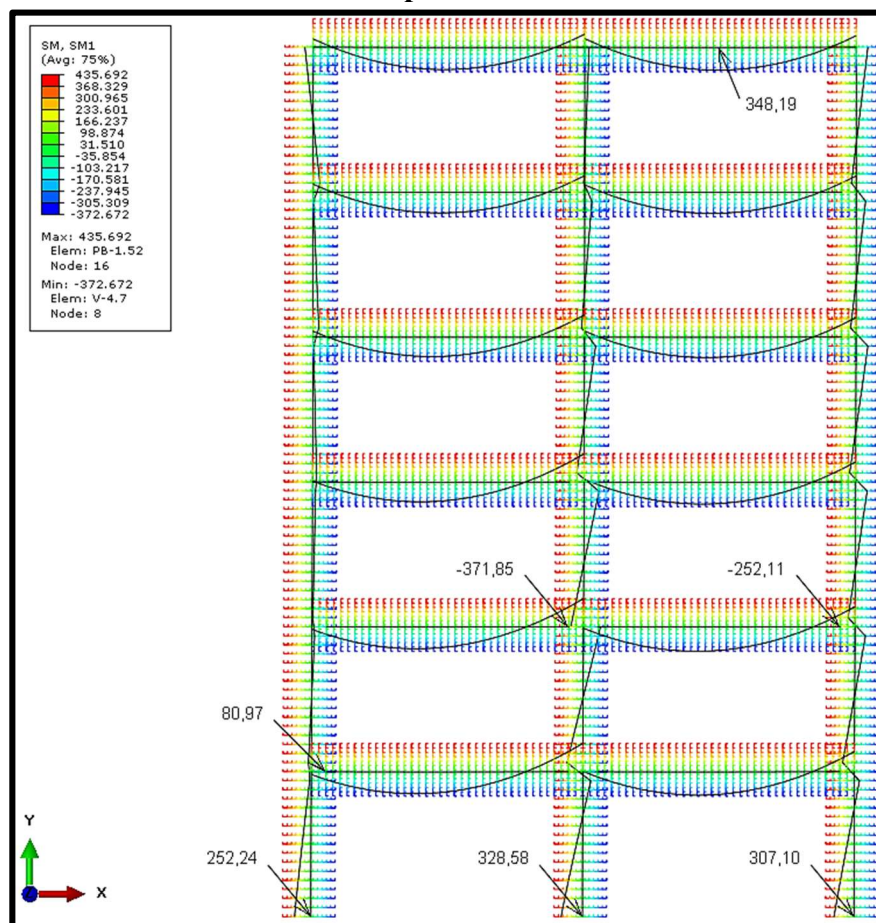
A Tabela 4.10 apresenta os principais parâmetros de análise da estrutura, os esforços foram obtidos considerando os efeitos não lineares geométricos.

Tabela 4.10 - Distribuição de momento fletor e γ_z segundo a 1ª combinação de ações com a consideração da não linearidade física aproximada e através do diagrama $M \times N \times 1/r$

MOMENTO FLETOR (kN.m)								
NLF	M_a	M_b	M_c	M_{pos}	$M_{neg,central}$	$M_{neg,lateral}$	M_v	γ_z
Aproximada	252,24	328,58	307,10	80,97	371,85	252,11	348,19	1,102
$M \times N \times 1/r$	264,61	334,93	322,14	57,88	371,27	251,64	355,28	1,108

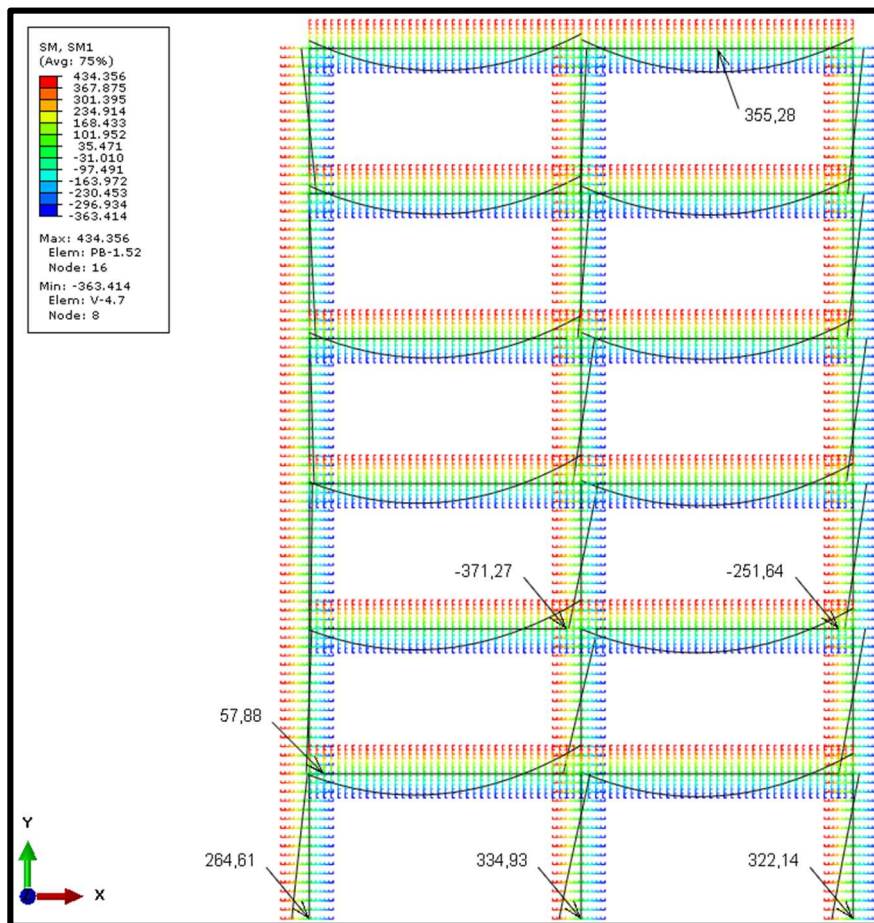
Fonte: o Autor (2022)

Figura 4.9 – Diagrama de momento fletor obtido segundo a 1ª combinação de ações considerando a não linearidade física aproximada de acordo com a NBR 9062 (2017)



Fonte: o Autor (2022)

Figura 4.10 – Diagrama de momento fletor obtido segundo a 1ª combinação de ações considerando a não linearidade física nos pilares de acordo com o diagrama M x N x 1/r



Fonte: o Autor (2022)

A partir dos valores apresentados na Tabela 4.10 para o coeficiente γ_z , conclui-se que a consideração não linearidade física de maneira aproximada nos pilares e vigas possui boa representatividade em relação à consideração mais refinada da não linearidade física nos pilares.

A consideração da não linearidade física gerou um acréscimo nos momentos fletores dos pilares, sendo na média de 5% para os pilares laterais e de 2% no pilar central. Já nas vigas houve um aumento de 2% no momento máximo positivo. Nas ligações houve uma mudança considerável para o momento positivo, diminuindo em torno de 30% na distribuição do momento fletor, para o momento negativo não houve mudança significativa.

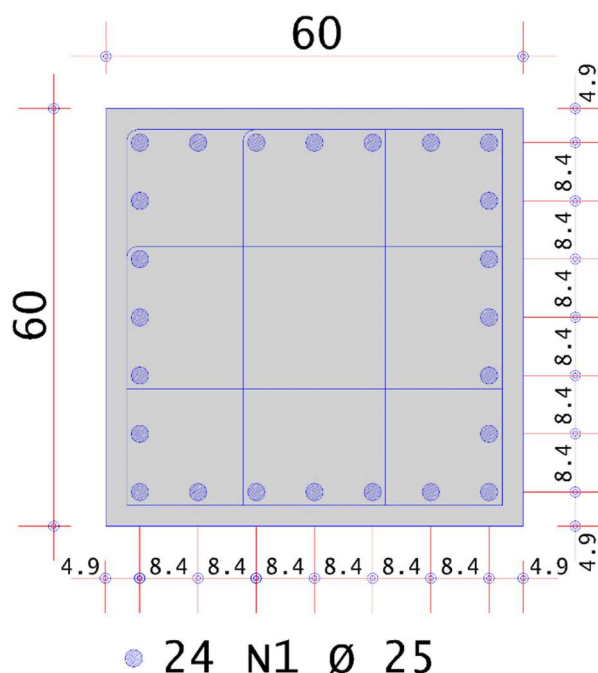
4.3.3. Influência da variação da quantidade de pavimentos

Com a finalidade de se avaliar o número de pavimentos limite para a utilização do modelo elástico linear de ligação considerando o chumbador retilíneo, são avaliadas estruturas de 6, 7 e 8 pavimentos, considerando a não linearidade física e não linearidade geométrica para cada

modelo.

Para tal análise, houve a necessidade do enrijecimento dos pilares, aumentando a sua seção para 60x60. A Figura 4.4 ilustra o arranjo de armadura adotado para os pilares da estrutura em aço CA-50. Foi adotada a mesma taxa de armadura para todas as seções transversais do pilar, sendo que a taxa geométrica de armadura corresponde a 3,3%. O concreto utilizado é especificado com $f_{ck} = 35\text{MPa}$.

Figura 4.11 – Seção transversal e disposição de armadura do pilar em concreto pré-moldado (P60x60)



Fonte: o Autor (2022)

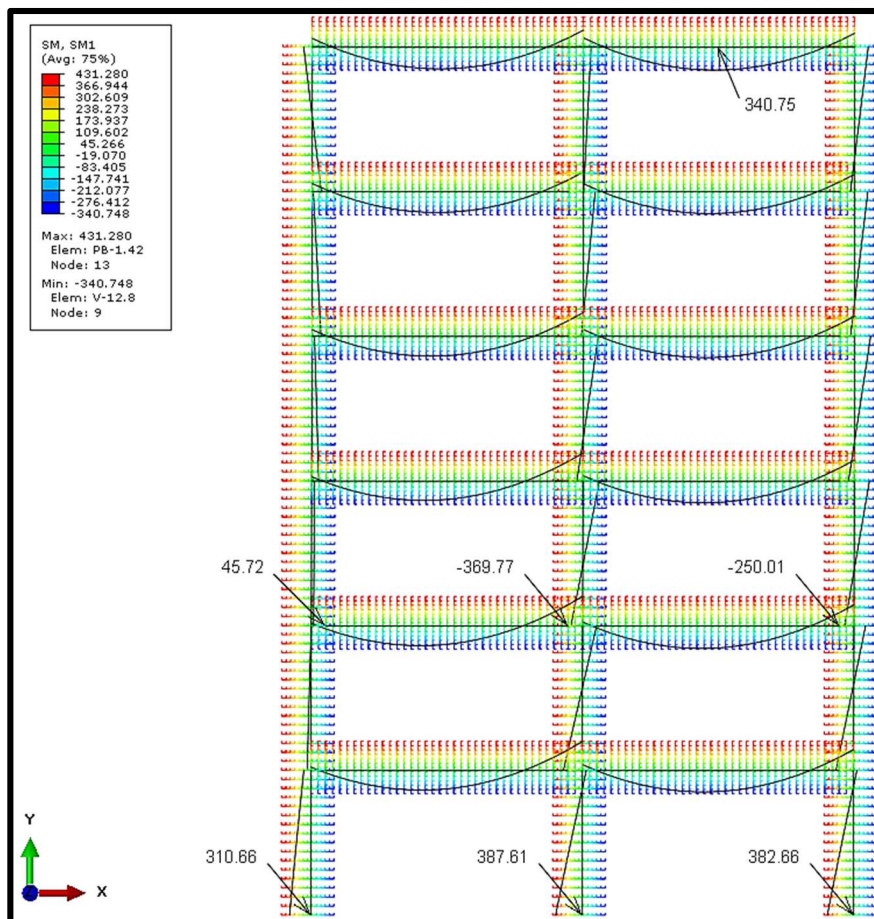
A Tabela 4.11 apresenta os principais parâmetros de análise da estrutura com a variação de pavimentos.

Tabela 4.11 – Distribuição de momento fletor segundo a 1ª combinação de ações para diferentes quantidades de pavimentos

MOMENTO FLETOR (kN.m)							
Pavimento	M_a	M_b	M_c	M_{pos}	$M_{neg,central}$	$M_{neg,lateral}$	M_v
6	310,66	387,61	382,66	45,72	369,77	250,01	340,75
7	448,83	539,73	506,98	85,49	372,08	253,31	396,51
8	611,94	715,52	650,59	158,20	374,17	257,82	492,10

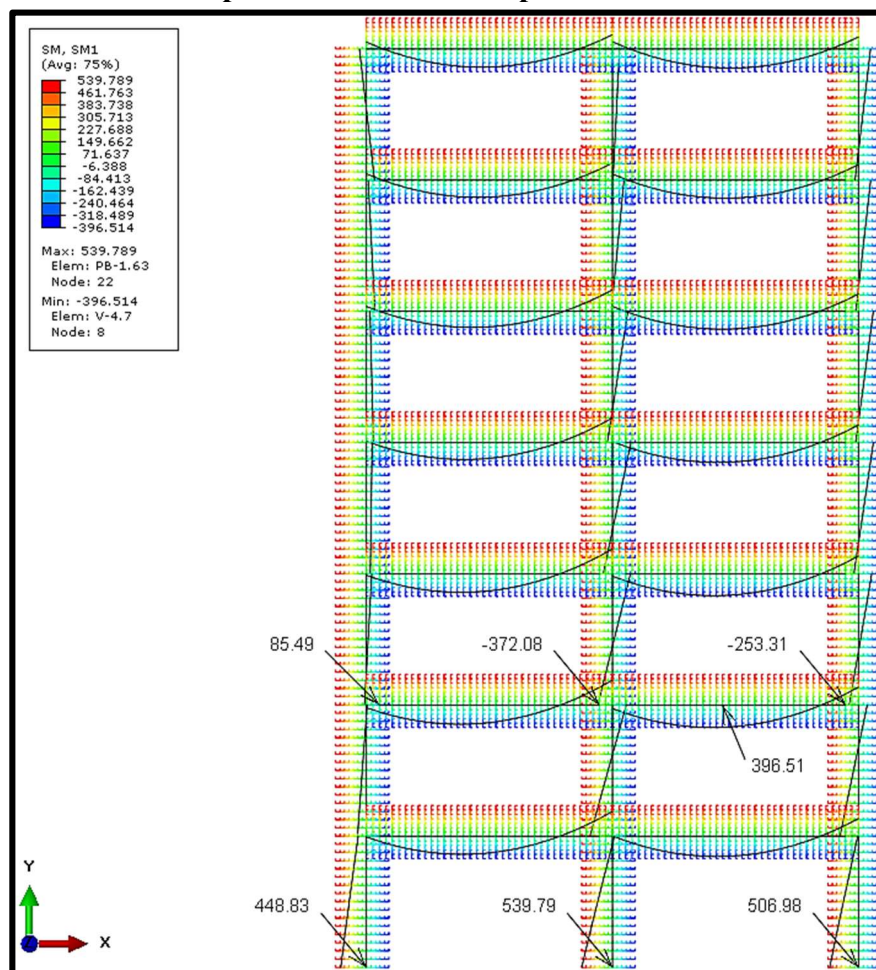
Fonte: o Autor (2022)

Figura 4.12 – Diagrama de momento fletor obtido segundo a 1ª combinação de ações para estrutura com 6 pavimentos



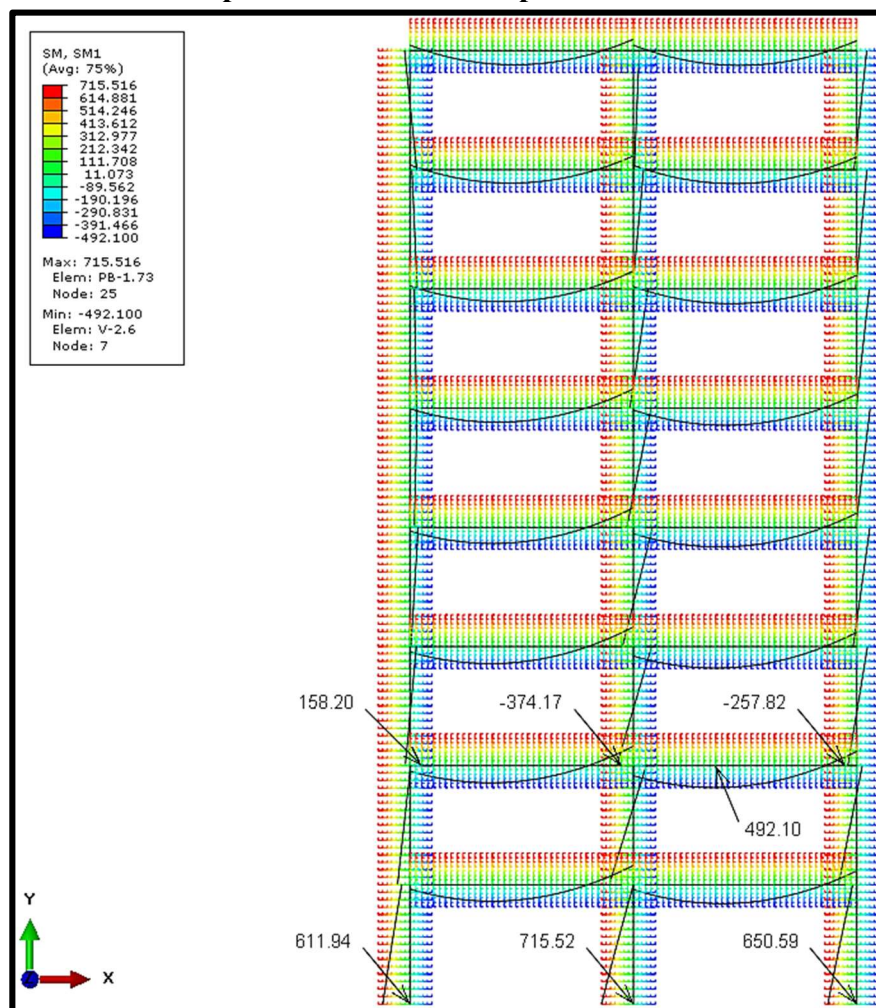
Fonte: o Autor (2022)

Figura 4.13 – Diagrama de momento fletor obtido segundo a 1ª combinação de ações para estrutura com 7 pavimentos



Fonte: o Autor (2022)

Figura 4.14 – Diagrama de momento fletor obtido segundo a 1ª combinação de ações para estrutura com 8 pavimentos



Fonte: o Autor (2022)

A partir dos valores apresentados na Tabela 4.11, constatou-se um acréscimo considerável em relação ao momento fletor positivo na ligação, sendo que para estrutura de 7 e 8 pavimentos superou o momento fletor positivo resistente da ligação proposta no modelo linear. Para tais arranjos de estrutura é necessário explorar outros mecanismos resistentes, como o sistema de contraventamento em painéis, paredes ou núcleos de rigidez.

4.3.4. Influência das combinações no ELU

Avaliou-se o comportamento da estrutura frente a diferentes combinações, conforme descrito no item 3.3. Primeiramente, é avaliado para a estrutura de 6 pavimentos a 1ª combinação com cargas acidentais de 3kN/m^2 e 5kN/m^2 , a fim de verificar o seu comportamento com o acréscimo.

Considerou-se o modelo linear da ligação com chumbador retilíneo e a não linearidade

física e a geométrica para cada modelo.

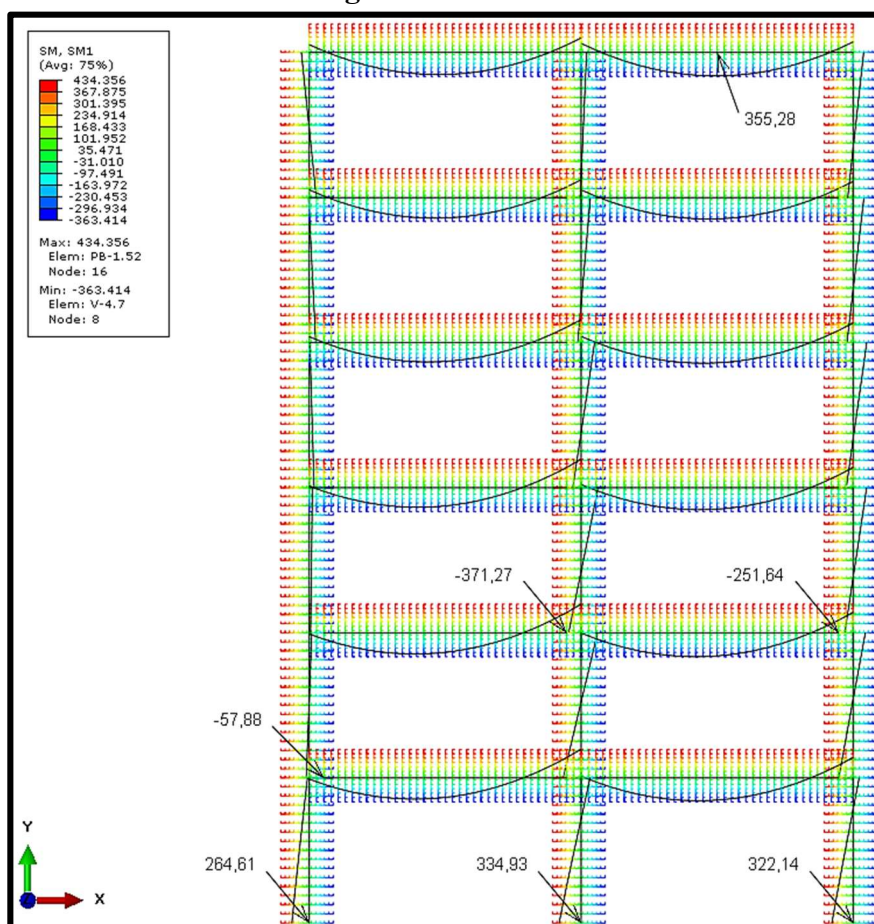
A Tabela 4.12 apresenta os principais parâmetros de análise da estrutura com a variação da carga acidental.

Tabela 4.12 – Distribuição de momento fletor e γ_z segundo a 1ª combinação de ações com a variação da carga acidental de 3kN/m² e 5kN/m²

MOMENTO FLETOR (kN.m)								
Carga Acidental (kN/m ²)	M_a	M_b	M_c	M_{pos}	$M_{neg,central}$	$M_{neg,lateral}$	M_v	γ_z
3	264,61	334,93	322,14	57,88	371,27	251,64	355,28	1,108
5	284,18	344,31	351,18	48,41	381,55	262,01	446,31	1,117

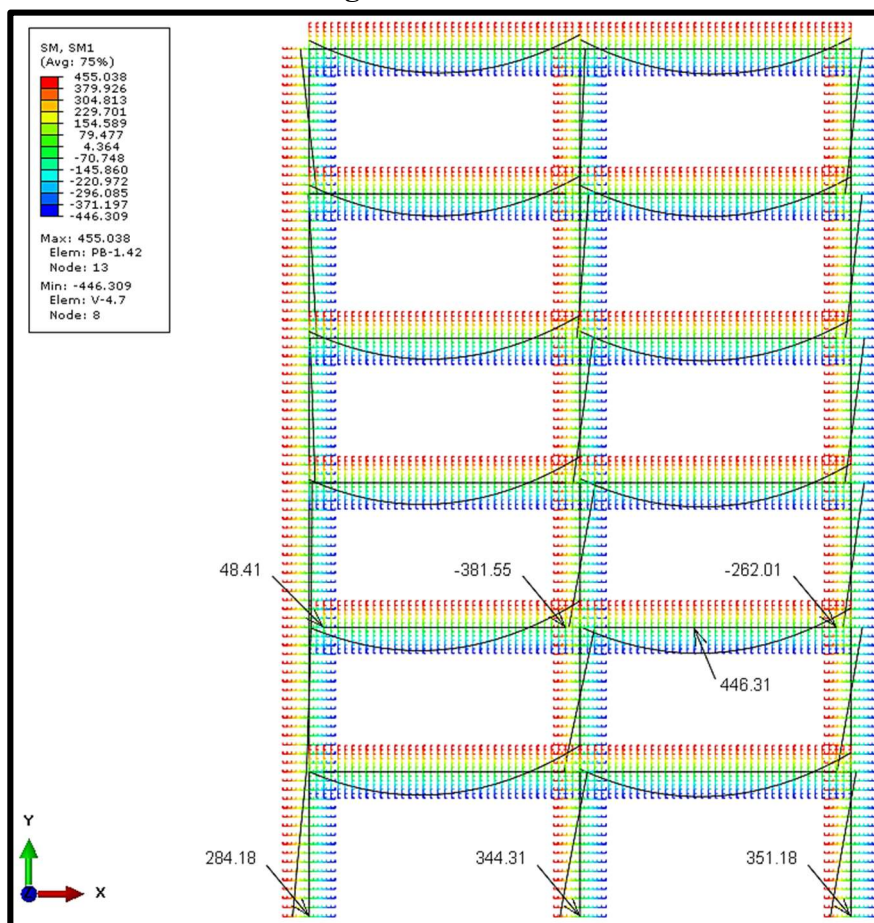
Fonte: o Autor (2022)

Figura 4.15 – Diagrama de momento fletor obtido segundo a 1ª combinação de ações com carga acidental de 3kN/m²



Fonte: o Autor (2022)

Figura 4.16 – Diagrama de momento fletor obtido segundo a 1ª combinação de ações com carga acidental de 5kN/m²



Fonte: o Autor (2022)

A partir dos valores apresentados na Tabela 4.10 para o coeficiente γ_z , conclui-se que o aumento da carga acidental gerou pouca variação, não sendo maior de 1%.

Quanto aos esforços na estrutura, o acréscimo da carga acidental gerou um acréscimo nos momentos fletores dos pilares, sendo na média de 8% para os pilares laterais e de 3% no pilar central. Já nas vigas, devido ao aumento da carga acidental houve um acréscimo de 20% no momento máximo positivo. Nas ligações houve uma mudança considerável para o momento positivo, diminuindo em torno de 17% na distribuição do momento fletor, e para o momento negativo houve mudança na média de 3%.

Em relação ao comportamento da ligação, era esperada a diminuição do momento positivo visto que o surgimento desse comportamento em estruturas reticuladas é decorrente da força do vento.

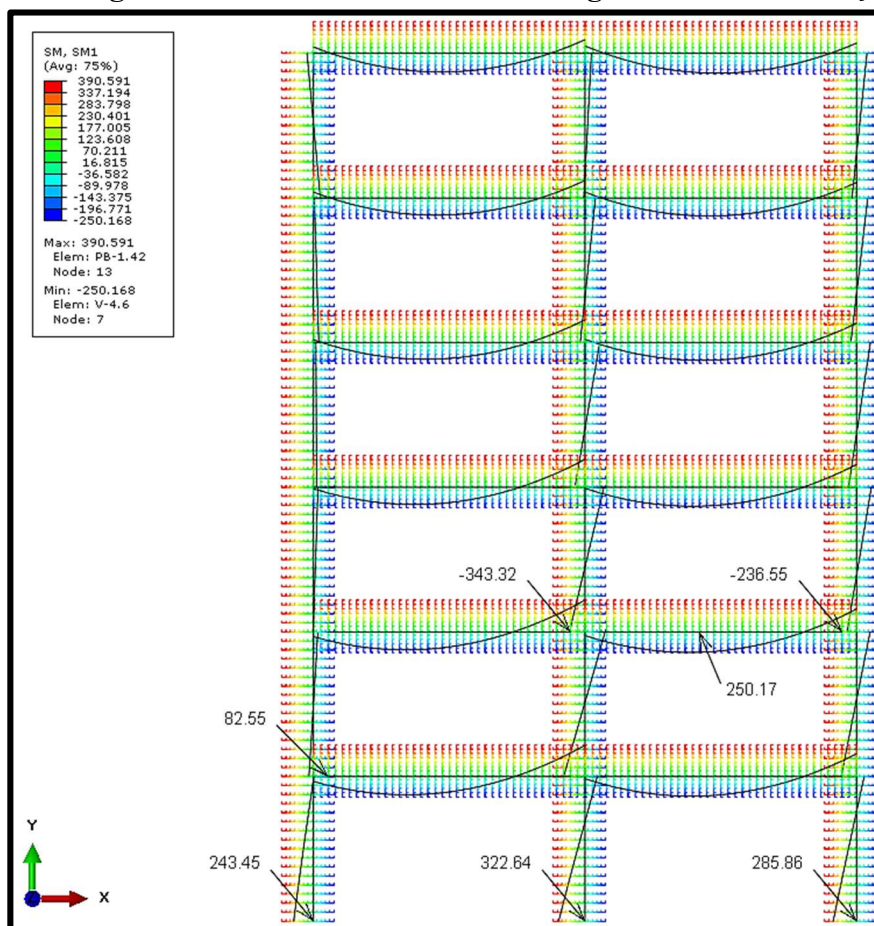
A Tabela 4.13 apresenta os principais parâmetros de análise da estrutura para 2ª e 3ª combinação no ELU.

Tabela 4.13 – Distribuição de momento fletor e γ_z segundo a 2ª combinação de ações

MOMENTO FLETOR (kN.m)								
Combinação	M_a	M_b	M_c	M_{pos}	$M_{neg,central}$	$M_{neg,lateral}$	M_v	γ_z
2	243,45	322,64	285,86	82,55	343,32	236,55	250,17	1,098
3	114,22	176,08	201,45	28,00	316,94	255,18	404,27	1,040

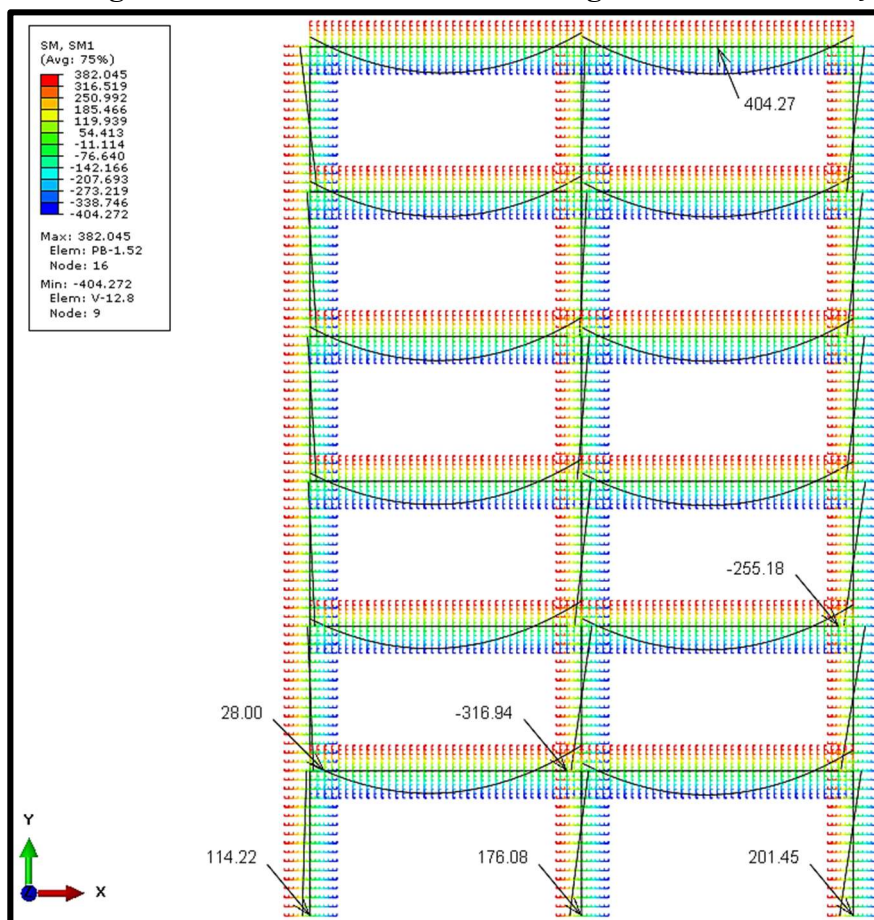
Fonte: o Autor (2022)

Figura 4.17 – Diagrama de momento fletor obtido segundo a 2ª combinação de ações



Fonte: o Autor (2022)

Figura 4.18 – Diagrama de momento fletor obtido segundo a 3ª combinação de ações



Fonte: o Autor (2022)

A partir dos valores apresentados na Tabela 4.13 para o coeficiente γ_z , constatou-se que para a 3ª combinação, considerando a carga acidental como variável principal, uma diminuição de 6%. Desse modo, salienta-se que a avaliação da estabilidade global possui maior representatividade para 1ª combinação, em que a carga do vento é a variável principal.

Quanto aos esforços na estrutura para a 2ª combinação, observou-se um acréscimo de 30% no momento positivo na ligação se comparado a 1ª combinação com carga acidental de 3kN/m², devido à desconsideração da carga acidental. Sendo uma importante combinação para avaliação das ligações.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES

Por fim, após o estudo teórico, modelagem e análise numérica do estudo proposto, entende-se que o objetivo final do trabalho foi alcançado, com o modelo linear das ligações apresentando bom comportamento para estruturas de até 6 pavimentos e para variação de combinações e carregamentos determinados.

A utilização da não linearidade física por meio dos ponderadores prescritos na NBR 9062

(2017) possui aceitável representatividade, visto que a estrutura com a consideração aproximada apresentou diferença de 1% para o coeficiente γ_z em relação a estrutura considerando a não linearidade física de acordo com o diagrama $M \times N \times 1/r$.

Constatou-se que existe limitação quanto ao comportamento das ligações para estruturas de 7 e 8 pavimentos, havendo a necessidade da consideração de outros mecanismos resistentes a fim de contribuir para estabilidade global da estrutura, tais como: sistemas de contraventamento em painéis, paredes ou núcleos de rigidez e diafragma rígido das lajes. A consideração da rigidez da ligação pilar-fundação e a interação solo-estrutura também se faz necessária, a fim de se investigar o comportamento da estrutura.

Entende-se que o desenvolvimento de pesquisas para representação mais real do comportamento das ligações é fundamental para o crescimento da indústria de concreto pré-moldado no Brasil, e a busca por novos modelos de ligações que atendam as necessidades de projeto. Além disso, as situações transitórias de produção e montagem são necessárias para permitir que estruturas mais esbeltas possam ser concebidas.

REFERÊNCIAS

- ALVA, G. M. S.; LACERDA M. M. S.; SILVA T. J. Experimental study on precast beam-column connections with continuity reinforcement for negative bending moments. **IBRACON Structures and Materials Journal**, v. 13, n. 2, p. 314-347, 2020.
- ASSAN, A. E. **Método dos elementos finitos: primeiros passos**. 3 ed. revista e ampliada. Campinas: Editora da Unicamp, 2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988.
- _____. **NBR 8681: Ações e seguranças nas estruturas - procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.
- _____. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.
- _____. **NBR 9062: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado**. Rio de Janeiro, 2017.
- BALDISSERA, A. **Estudo experimental de uma ligação viga-pilar de concreto pré-moldado resistente a momento fletor**. 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.
- BARBOZA, A. S. R. **Comportamento de juntas de argamassa solicitadas à compressão na ligação entre elementos pré-moldados**. 2002. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.
- BECK, H.; KONIG, G. **Restraining forces in the analysis of tall buildings**. In: SYMPOSIUM ON TALL BUILDINGS, WITH PARTICULAR REFERENCE TO SHEAR WALL STRUCTURES. Southhampton, Oxford: Pergamon, 1966. P. 513-536.
- BITTENCOURT, M. L. **Análise computacional de estruturas: com aplicação do Método de Elementos Finitos**. Campinas: Editora da Unicamp, 2010.
- BLJUGER, F. E. **Design of precast concrete structures**. Chichester, Ellis Horwood, New York, John Wiley. 279p, 1988.
- CARMO, R. M. S. **Efeitos de segunda ordem em edifícios usuais de concreto armado**. 1995. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos,

Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO, J.R. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. São Carlos, EdUFSCar, 2004.

CATOIA, B. **Comportamento de vigas protendidas pré-moldadas com ligações semi-rígidas**. 2007. Dissertação (Mestrado em Construção Civil). Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2007.

CHASTRE, C.; LÚCIO, V. **Estruturas pré-moldadas no mundo: aplicações e comportamento estrutural**. Universidade NOVA de Lisboa, 2012.

COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BETON. **CEB-FIP MODEL CODE 1990. Bulletin d' information, n. 203-205**. MC-CEB/90, 1991.

COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BETON. **CEB-FIP MODEL CODE 1990: design code**. London, Telford, 1993.

EL DEBS, M. K.; BALDISSERA, A. Estudo experimental de uma ligação viga-pilar de concreto pré-moldado parcialmente resistente a momento fletor. In: CONGRESSO NACIONAL DA PREFABRICAÇÃO EM BETÃO, 2., Lisboa, Portugal, Março, 2008. *Proceedings...* Lisboa, Portugal: ANIPB, 2008. p. 1-18. 1 CD-ROM.

EL DEBS, M. K. MIOTTO, A. M. EL DEBS, A. L. H. C. **Analysis of a semi-rigid connection for precast concrete**. Buildings & Structures, 2009.

EL DEBS, M. K. **Concreto pré-moldado: Fundamentos e Aplicações**. 2 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2017.

ELLIOT, K. S. **Precast Frame Concepts, Economics and Architectural Requirements**. In: Workshop on Design & Construction of Precast Concrete Structures. Singapore, Construction Industry Training Institute, 2002.

ELLIOTT, K. S. **Precast Concrete Structures**. 2 ed. 2017

ENGSTROM, B. Combined effects of dowel action and friction in bolted connections. In: Workshop on semi-rigid behavior of civil engineering structural connections, 1., 1992, Strasbourg. *Proceedings...* Strasbourg, p. 77-98, 1992a.

ENGSTROM, B. Anchorage of ribbed bars in the post yield stage. In: Workshop on semi-rigid behavior of civil engineering structural connections, 1., 1992, Strasbourg. Proceedings... Strasbourg, p. 65-76, 1992b.

FÉDÉRATION INTERNACIONALE DU BETON. **Structural concrete: textbook on behaviour on design and performance update of the CEB/FIP model code 1990**. Bulletin FIB. Lausanne, v.1-3, 1999.

FERREIRA, M. A. **Estudo de deformabilidade de ligações para análise linear em pórticos planos de elementos pré-moldados de concreto**. 1993. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1993.

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

FERREIRA, M. A. **A importância dos sistemas flexibilizados**. São Paulo, 2003. (Apostila).

FERREIRA, M. A.; ARAÚJO, D. L.; JEREMIAS JR., A. C.; CATOIA, B.; KATAOKA, M. N.; **Estabilidade global de estruturas pré-moldadas: efeito das ligações semi-rígidas**. In: ENCONTRO NACIONAL DE PESQUISA-PROJETO-PRODUÇÃO EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO, 1., São Carlos. Anais... EESC/USP, 2005.

FRANCO M. **Problemas de estabilidade nos edifícios de concreto armado**. Em: COLETÂNEA DE TRABALHO SOBRE ESTABILIDADE GLOBAL E LOCAL DAS ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS. São Paulo, Instituto de Engenharia, 1985.

FRANCO, M.; VASCONCELOS, A. C. **Practical assessment of second order effects in tall buildings**. In: COLLOQUIUM ON THE CEB-FIP MC90, Rio de Janeiro, 28-30 Aug. 1991. Rio de Janeiro: Department of Civil Engineering, COPPE/UFRJ, 1991. p. 307-323.

FUSCO, P. B. **Estruturas de concreto: solicitações normais, estados limites, teoria e aplicações**. Rio de Janeiro, Guanabara Dois, 1981.

FUSCO, P. B. **Estruturas de concreto: solicitações em serviço**. 1 ed. São Paulo: EP-USP, 1983.

GAIOTTI, R.; SMITH, B. P-Delta **Analysis of Building Structures**. J. Struct. Eng., 115 (4), 755-770. TECHNICAL PAPERS

KATAOKA, M. N. **Estudo da continuidade em ligações laje-viga-pilar em estruturas pré-moldadas de concreto**. 2007. Dissertação (Mestrado em Construção Civil). Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2007.

KATAOKA, M. N. **Estudo do comportamento de ligações viga-pilar preenchido submetidas a ações cíclicas**. 2011. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

KATAOKA, M. N.; EL DEBS, A. L. H. C. Comparação entre os resultados de simulações computacionais de modelos numéricos bidimensionais e tridimensionais no estudo do comportamento de ligações mistas viga-pilar. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**, v. 17, n. 67, p. 20-36, 2017.

LINS, F. F. V. **Contribuição à avaliação da estabilidade global e pré-dimensionamento de pórticos planos em concreto pré-moldado**. 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013.

MACGREGOR, J. G. **Reinforced concrete: mechanics and design**. New Jersey: Prentice Hall, 1997.

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

MARIN, M. C.; EL DEBS, M. K. Análise da estabilidade global de estruturas em concreto pré-moldado de múltiplos pavimentos considerando as ligações semirrígidas. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**, v. 16, n. 66, p. 49-68, 2016.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais**. 1 ed. São Paulo: Pini, 1994.

MELO, C. E. E. **Manual Munte de projetos em pré-fabricados de concreto**. 2 ed. São Paulo: Pini, 2007.

MIOOTTO, A. M. **Ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado: análise com ênfase na deformabilidade ao momento fletor**. 2002. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.

OLIVEIRA, L. A. **Tecnologia de painéis pré-fabricados arquitetônicos de concreto para emprego em fachadas de edifícios**. 2002. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Construção Civil e Urbana). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

SAWASAKI, F. Y. **Estudo teórico-experimental de ligação viga-pilar com almofada de argamassa e chumbador para estruturas de concreto pré-moldado**. 2010. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

SAWASAKI, F. Y.; EL DEBS, M. K. Estudo teórico-experimental de ligação viga-pilar com almofada de argamassa e chumbador para estruturas de concreto pré-moldado. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**, v. 16, n. 66, p. 1-15, 2016.

SALAS, S. J. **Construção Industrializada: pré-fabricação**. São Paulo: Instituto de pesquisas tecnológicas, 1988.

SILVA, J. V. M. A. **Avaliação numérica do comportamento de ligações viga-pilar em estruturas de concreto pré-moldado**. 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Estadual de Maringá, Maringá, 2018.

VASCONCELOS, A. C. **O Concreto no Brasil: pré-fabricação, monumentos, fundações**. Vol. 3. São Paulo: Studio Nobel, 2002.

VIEIRA V. V. S.; RODRIGUES JUNIOR S. J.; VELOSO L. A. C. M. Global stability analysis of reinforced concrete buildings using the γ_z coefficient. **IBRACON Structures and Materials Journal**, v. 10, n. 5, p. 1113-1140, 2017.

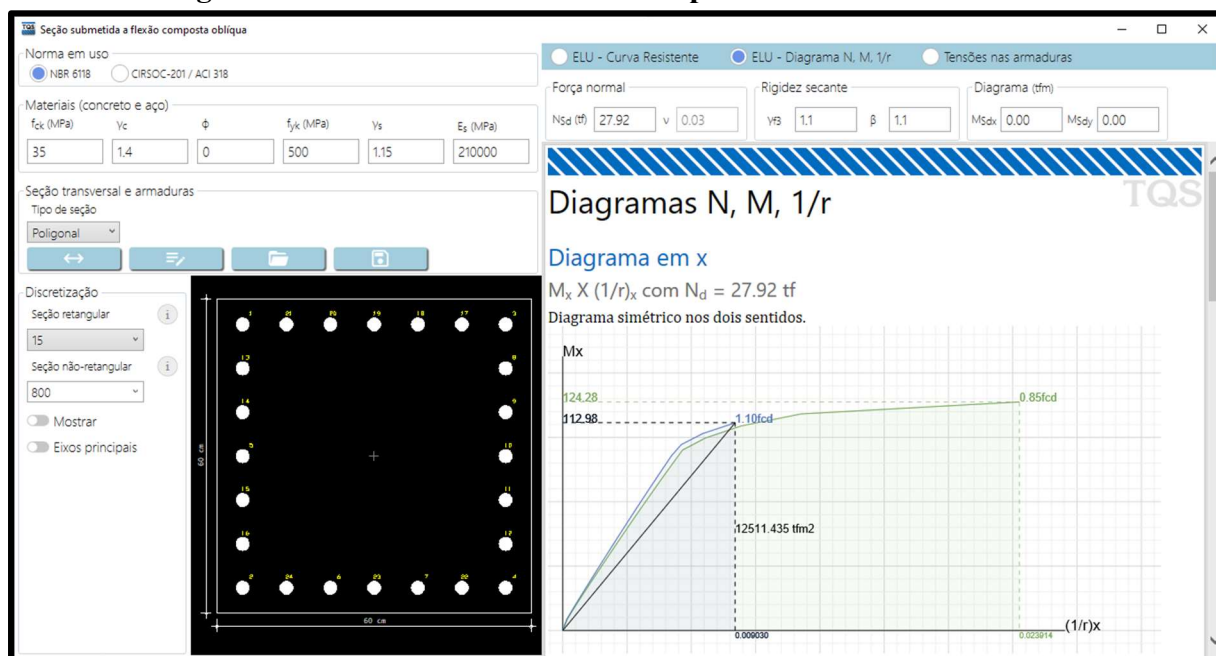
APÊNDICE A – CALCULADORA PARA DETERMINAÇÃO DA NÃO LINEARIDADE FÍSICA

No presente apêndice é apresentado a calculadora para consideração da não linearidade física acoplada ao digrama $M \times N \times 1/r$ presente nas ferramentas do programa computacional TQS. Trata-se de um programa amplamente utilizado por escritórios de projetos estruturais no desenvolvimento de projetos em concreto armado, protendido e pré-moldado de múltiplos pavimentos, estando em conformidade com as normas técnicas brasileiras.

A calculadora é nomeada como “Seção submetida a flexão composta oblíqua” e está inserida na ferramenta TQS Pilar, para análise e verificação dos efeitos locais em pilares. Possui interface de fácil interpretação e está em conformidade com a NBR 6118 (2014) e as normas estrangeiras CIRSOC-201 e ACI 318.

Para sua utilização é necessário inserir tais dados de entrada: dados dos materiais (concreto e aço), dados da seção transversal do elemento, o posicionamento e o diâmetro das armaduras, a discretização da seção transversal e os esforços (força normal e momento fletor no sentido x e y), conforme ilustrado na Figura A.1.

Figura A.1 – Interface da calculadora para não linearidade física



Fonte: o Autor (2022)

Aplicando tais dados, o diagrama $M \times N \times 1/r$ para a seção e os esforços é apresentado, bem como a rigidez equivalente da seção, podendo ser incorporada no modelo considerando a não linearidade física, obtendo um comportamento mais próximo ao real.