

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO  
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

LUIZ FERNANDO HONORATO TEODORO

**Estudo numérico do comportamento semirrígido de uma ligação  
viga-pilar pré-moldada com concreto com fibras no consolo e no  
dente da viga**

São Carlos

2022



LUIZ FERNANDO HONORATO TEODORO

**Estudo numérico do comportamento semirrígido de uma ligação  
viga-pilar pré-moldada com concreto com fibras no consolo e no  
dente da viga**

VERSÃO CORRIGIDA

(A versão original encontra-se na Escola de Engenharia de São Carlos)

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas) da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, para obtenção do título de Mestre em Ciências.

Área de concentração: Estruturas

Orientadora: Profa. Dra. Marcela Novischi Kataoka

São Carlos

2022

AUTORIZO A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO, POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

Ficha catalográfica elaborada pela Biblioteca Prof. Dr. Sérgio Rodrigues Fontes da EESC/USP com os dados inseridos pelo(a) autor(a).

T314e Teodoro, Luiz Fernando Honorato  
Estudo numérico do comportamento semirrígido de uma ligação viga-pilar pré-moldada com concreto com fibras no consolo e no dente da viga / Luiz Fernando Honorato Teodoro; orientadora Marcela Novischi Kataoka. São Carlos, 2022.

Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas) e Área de Concentração em Estruturas -- Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2022.

1. ligação semirrígida. 2. ligação viga-pilar. 3. simulação numérica. 4. chumbadores grauteados. 5. elementos pré-moldados de concreto. I. Título.

## FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro **LUIZ FERNANDO HONORATO TEODORO**.

Título da dissertação: "Estudo numérico do comportamento semirrígido de uma ligação viga-pilar pré-moldada com concreto com fibras no consolo e no dente da viga".

Data da defesa: 26/07/2022.

### **Comissão Julgadora**

### **Resultado**

Profa. Dra. **Marcela Novischi Kataoka**

APROVADO

**(Orientadora)**

(Escola de Engenharia de São Carlos – EESC/USP)

Profa. Dra. **Ellen Kellen Bellucio**

APROVADO

(Universidade Federal do Amazonas/UFAM)

Profa. Associada **Maria Cristina Vidigal de Lima**

APROVADO

(Universidade Federal de Uberlândia/UFU)

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

(Engenharia de Estruturas):

Prof. Associado **Vladimir Guilherme Haach**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:

Prof. Titular **Murilo Araujo Romero**



## AGRADECIMENTOS

Agradeço e dedico este trabalho com muito amor à minha mãe Nair e ao meu pai José Divino, mesmo possuindo pouca formação educacional, sempre apoiaram minha formação acadêmica. Lutaram e lutam incansavelmente para que seus filhos tenham, além das necessidades básicas, dignidade, respeito e amor. O título de mestre vem da faxineira/cozinheira doméstica/costureira e do motorista de caminhão. Agradeço aos meus irmãos José Ricardo e Fernanda por acreditarem em mim. À minha mãe preta tia Sirona e ao meu irmão Matheus (filho dela) pela presença contínua em minha vida e apoio incondicional.

Agradeço e dedico este trabalho aos meus ancestrais e contemporâneos negros e indígenas que resistiram e resistem ao Racismo Estrutural que ainda persiste no nosso país. À comunidade LGBTQIA+ pela incansável luta pelo direito de existir com dignidade.

Agradeço aos professores, os da creche até os da pós. São incríveis heróis da vida real.

Agradeço aos cientistas e profissionais da saúde que salvaram milhões de vidas durante a pandemia do COVID-19. Em particular aos psiquiatras que salvaram a minha.

Na sequência vou focar os agradecimentos para aqueles que contribuíram durante a execução desse trabalho, porque senão serão folhas de gratidão.

Agradeço a todos os funcionários do SET por criar uma infraestrutura perfeita para o desenvolvimento do meu trabalho e de muitos outros. Agradeço às faxineiras, aos jardineiros, aos técnicos dos laboratórios, aos secretários, à cada pessoa que trabalha neste lindo lugar.

Agradeço à professora Marcela pela orientação, revisão do trabalho, paciência, humanidade, empatia e sobretudo disponibilidade. Marcela com certeza engrandeceu minha formação acadêmica e pessoal.

Agradeço à banca de qualificação e de defesa, professores Vladimir, Bellucio e Maria Cristina por revisarem e enriquecerem a presente dissertação. Ao meu amigo Maycon pelas grandes contribuições para minha pesquisa e por tudo. Aos revisores informais, minhas maravilhosas amigas mestres Daniele, Darcy e Lethicia e meu grande amigo Rocha.

Agradeço em especial aos meus amigos/irmãos/*ex house mates* Dessa, Caio, Daniel e Giglio, por tudo. Aos amigos/irmãos, cada um foi maravilhoso nesta jornada, são: Allan, Ana Claudia, Aninha, Andressa, Bella, Cecela, Danilo, Dudu, Fê, Gabriela, Isabella, Lara, Larissa, Laura, Marcela, Lê, Murilo, Qué, Rê, Lídia, Thiago, Yagho, Welington e Wanderson.

Por fim, agradeço ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), cujo apoio financeiro foi indispensável para o desenvolvimento desta pesquisa.





*“Em algum lugar, algo incrível está  
esperando para ser descoberto.”*

(Carl Sagan)



## RESUMO

TEODORO, L. F. H. **Estudo numérico do comportamento semirrígido de uma ligação viga-pilar pré-moldada com concreto com fibras no consolo e no dente da viga.** 2022, 95p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2022.

O uso de elementos de concreto pré-moldado impulsionou a industrialização da construção civil. No entanto, esta prática trouxe descontinuidades de esforços entre os elementos que compõem as edificações. Com isto, estudos relativos a tipos de ligação se tornaram frequentes em numerosos centros de pesquisa, com o objetivo de melhorar a continuidade entre os elementos estruturais, aumentando a rigidez e capacidade das ligações. Desta forma, este projeto aborda um estudo numérico do comportamento de uma ligação viga-pilar, parcialmente pré-moldada, com chumbadores de aço grauteados e barras de aço negativas para resistir ao momento fletor positivo e negativo, respectivamente. Esta estrutura se assemelha com a ligação de Tipologia 1 da NBR 9062 (ABNT, 2017), diferenciando-se no uso de concreto com fibras de aço nos consolos e nos dentes da viga. Primeiramente, para o presente estudo foi desenvolvido um modelo numérico com o auxílio do programa DIANA<sup>®</sup>, o qual é baseado no método dos elementos finitos (MEF), validando-o por meio dos resultados experimentais de pesquisa anterior como as curvas momento *versus* rotação, o padrão de fissuração e os modos de falha. Então, investigou-se diferentes parâmetros como a substituição do concreto com fibras de aço para concreto convencional, os diâmetros e posições dos chumbadores e a taxa das barras negativas. No estudo paramétrico foi simulado nove modelos no total. Substituindo o concreto com fibras de aço para o convencional não provocou diferenças significativas no comportamento da ligação. Aumentando a distância entre os chumbadores duplos, consequentemente diminuindo o efeito de grupo e aumentando o de borda, elevou-se a rigidez e a capacidade da ligação sob momentos positivos. Como esperado, o aumento nos diâmetros dos chumbadores elevaram a rigidez e a capacidade da ligação. Para todos os modelos solicitados por momento fletor positivo, o modo de falha com a plastificação do chumbador e o esmagamento do concreto não se modificou com nenhuma variação paramétrica. Como demonstrado em trabalhos anteriores, há um aumento na rigidez e na capacidade da ligação sob momentos negativos quando se aumenta a taxa das barras negativas. O modo de falha considerando a plastificação do aço para todos os modelos sob momento negativo não se alterou. Na sequência, um estudo teórico foi executado nos modelos com as variações da taxa de barras negativas. Todos os modelos foram classificados como ligações semirrígidas de acordo com o coeficiente ( $\alpha_R$ ). Conclusões mostram que a formulação da NBR 9062 (ABNT, 2017) para prever a rigidez secante não é adequada para a ligação em estudo, quando comparada com a rigidez numérica. Isto é esperado devido às diferenças entre as ligações estudadas e a ligação de Tipologia 1.

**Palavras-chave:** Ligação semirrígida; Ligação viga-pilar; Simulação numérica; Chumbadores grauteados; Elementos pré-moldados de concreto.



## ABSTRACT

TEODORO, L. F. H. **Numerical study of the semi rigid behavior of a precast beam-column connection with steel fibers concrete in corbels and in the dapped-end beam.** 2022, 95p. Dissertation (M. Sc. in Civil Engineering (Structural Engineering)) – School of Engineering of São Carlos, University of São Paulo, São Carlos, 2022.

The use of precast concrete elements carried the industrialization of civil construction. However, this practice brought discontinuities of efforts between elements composing the buildings. Therefore, research concerning the study of types of connections became frequent in numerous research centers, aiming to improve the continuity between structural elements by increasing their stiffness and the connection capacity. Therefore, this project approaches a numeric study of the behavior of a beam-column connection with partially precast concrete with grouted steel dowels and negative steel bars to resist the positive and negative bending moments, respectively. This structure resembles the connection described in Typology 1 from NBR 9062 (ABNT, 2017), differentiating in the use of concrete with steel fibers in corbels and dapped end. Firstly, this study developed a numeric model employing software DIANA<sup>®</sup> based on finite element analysis (FEA), validating it through experiment testing results of previous research as curves of bending moment *versus* rotation, crack patterns, and failure modes. Then, it investigated different strategic parameters such as substituting concrete with steel fibers for conventional concrete, diameters and the position of dowels, and negative steel bars ratio. The parametric study simulated nine models. Replacing traditional concrete with concrete with steel fibers did not cause relevant differences in the connection behavior. Increasing the distance between the double dowels, which decreased the group effect and increased the edge effect, raised the stiffness and capacity of connection under positive moments. As expected, the increase in dowel diameters elevated the stiffness and the connection capacity. For all models under positive bending moments, the failure mode with dowel yielding and concrete crushing did not vary with any parameter variation. As demonstrated in previous works, there is an increase in both the stiffness and the connection capacity under negative moments when the negative steel bars ratio increases. The failure mode considering steel yielding for all models under negative moments did not change. A theoretical study was performed after the parametric study on the models with a rate of negative steel bars variations. All these models were classified as semi-rigid connections according to the coefficient ( $\alpha_R$ ). Conclusions show that the NBR 9062 (ABNT, 2017) formulation to predict the stiffness of this connection is not accurate when comparing it with the numeric stiffness. This is expected due to differences between the studied connections and the Typology 1 connection.

**Keywords:** Semirigid connection; Beam-column connection; Numerical modeling; Grouted dowels; Precast concrete structures.



## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1.1 – Estrutura com ligação viga-pilar rígida, articulada e semirrígida.....	22
Figura 2.1 – Curvas momento fletor versus rotação.....	28
Figura 2.2 – Fator de restrição à rotação .....	29
Figura 2.3 – Rigidez secante ao momento fletor da ligação viga-pilar .....	29
Figura 2.4 – Rotação associada à rigidez secante.....	30
Figura 2.5 – Rotação da interface viga-pilar devido a abertura da junta.....	32
Figura 2.6 – Tipologia 1 de ligação .....	34
Figura 2.7 – Centro de rotação e Led .....	34
Figura 2.8 – Ligação viga-pilar estudada por Miotto (2002) .....	35
Figura 2.9 – Momento positivo provocando esforços de cisalhamento no chumbador .....	36
Figura 2.10 – Modelos equivalentes com as rigidezes dos componentes de uma ligação viga-pilar.....	36
Figura 2.11 – Ligação viga-pilar com chumbadores inclinados.....	37
Figura 2.12 – Aspectos gerais da ligação viga-pilar de Bellucio (2016).....	39
Figura 2.13 – Vista de cima e de lado da pirâmide de falha do concreto solicitado por força cortante .....	39
Figura 2.14 – Efeito de grupo e de bordo para chumbador solicitado a força cortante.....	40
Figura 2.15 – Detalhes da ligação viga-pilar e do ensaio do estudo de Zoubek et al. (2013) ..	41
Figura 2.16 – Componentes e contatos adotados por Zoubek et al. (2013) .....	42
Figura 2.17 – Validação de uma das curvas força versus deslocamento de Zoubek et al. (2013) .....	43
Figura 2.18 – Verificação da profundidade da rótula plástica e do modo de falha por Zoubek et al. (2013).....	43
Figura 2.19 – Ligação viga-pilar com chumbadores grauteados estuda por Magliulo et al. (2014) .....	44
Figura 2.20 – Malha do modelo numérico de Magliulo et al. (2014).....	44
Figura 2.21 – Validação da curva força versus deslocamento de Magliulo et al. (2014).....	45
Figura 2.22 – Validação do modo de falha por Magliulo et al. (2014) .....	45
Figura 2.23 – Detalhes da malha do modelo por Kataoka, Ferreira e El Debs (2015).....	47
Figura 2.24 – Condições de contorno do modelo numérico de Kataoka, Ferreira e El Debs (2015) .....	48

Figura 2.25 – Validação da curva carregamento versus deslocamento por Kataoka, Ferreira e El Debs (2015).....	48
Figura 2.26 – Malha e condições de contorno por Kataoka, Ferreira e El Debs (2017) .....	49
Figura 2.27 – Comparação das curvas numérica e experimental: carregamento versus deslocamento .....	50
Figura 2.28 – Curvas carregamento versus deslocamento do estudo paramétrico .....	50
Figura 2.29 – Detalhes da distribuição dos elementos finitos na ligação de Tipologia 1 de Barlati (2020).....	51
Figura 2.30 – Curvas momento versus rotação dos modelos de Barlati (2020).....	52
Figura 2.31 – Malha e condições de contorno do modelo de Rosário (2021).....	53
Figura 2.32 – Comportamento da ligação de Rosário (2021) para o estudo com variação da taxa de armadura.....	54
Figura 2.33 – Comportamento da ligação de Rosário (2021) para o estudo com variação dos chumbadores.....	55
Figura 3.1 – Esquema do ensaio.....	56
Figura 3.2 – Dimensões e detalhes da ligação em milímetros.....	57
Figura 3.3 – Fotografia do protótipo de Bellucio (2016) .....	58
Figura 3.4 – Instrumentos de medição.....	58
Figura 3.5 – Curvas força versus deslocamento experimental e numérica de Bellucio (2016).....	60
Figura 3.6 – Simetria da ligação viga-pilar .....	61
Figura 3.7 – Descontinuidade de concretos na diagonal ao eixo horizontal .....	64
Figura 3.8 – Malha final do modelo proposto .....	64
Figura 3.9 – Condições de contorno do modelo .....	65
Figura 3.10 – Curvas do material à tração e compressão .....	68
Figura 4.1 – Envoltória do carregamento cíclico do ensaio .....	71
Figura 4.2 – Curva (cíclica) momento versus rotação do ensaio.....	72
Figura 4.3 – Curvas momento versus rotação do ensaio e do modelo numérico proposto .....	73
Figura 4.4 – Estágios para definição da rigidez da ligação viga-pilar ao momento positivo... ..	73
Figura 4.5 – Comparação entre a fissuração do modelo proposto com o ensaio .....	74
Figura 4.6 – Modo de falha do modelo proposto no instante da falha .....	75
Figura 4.7 – Curva momento versus deformação do chumbador do ensaio.....	75
Figura 4.8 – Fissuração do consolo no instante de falha da ligação.....	76
Figura 4.9 – Padrão de fissuração para o modelo proposto submetido a carregamento em força .....	77



Figura 4.10 – Padrão de fissuração para o modelo proposto submetido a deslocamentos prescritos.....	78
Figura 4.11 – Descontinuidade na curva momento versus rotação .....	78
Figura 4.12 – Curva momento versus rotação do ensaio e do modelo numérico proposto.....	79
Figura 4.13 – Reforço no consolo e no dente da viga para o primeiro modelo paramétrico....	80
Figura 4.14 – Curvas momento negativo versus rotação para o modelo sem fibras de aço.....	81
Figura 4.15 – Curvas momento positivo versus rotação para o modelo sem fibras de aço.....	81
Figura 4.16 – Curva momento positivo versus rotação para a variação da distância entre os chumbadores.....	83
Figura 4.17 – Diagrama da tensão principal para momento igual a 40 kNm no modelo referência e paramétrico .....	84
Figura 4.18 – Curva tensão principal 1 versus momento fletor positivo do elemento finito entre os chumbadores .....	84
Figura 4.19 – Curvas momento positivo versus rotação para os modelos com variação do diâmetro.....	85
Figura 4.20 – Pontos do fim do estágio 1 para os modelos paramétricos .....	85
Figura 4.21 – Modelos com variação da taxa de armadura negativa .....	87
Figura 4.22 – Curvas momento negativo versus rotação dos modelos com variação da taxa de armadura.....	88



## LISTA DE TABELAS

Tabela 1.1 – Descrição dos modelos paramétricos simulados .....	25
Tabela 2.1 – Classificação das ligações viga-pilar a partir do fator de restrição à rotação .....	28
Tabela 2.2 – Coeficientes $L_{ed}$ e $k$ para as seis tipologias de ligação viga-pilar.....	33
Tabela 2.3 – Modelos constitutivos dos materiais da ligação de Kataoka, Ferreira e El Debs (2017) .....	49
Tabela 2.4 – Comparação entre a rigidez secante das simulações e a determinada pela NBR 9062 (ABNT, 2017).....	52
Tabela 3.1 – Descrição dos ciclos de carregamento aplicados no protótipo .....	57
Tabela 3.2 – Leis constitutivas teóricas.....	59
Tabela 3.3 – Elementos finitos do modelo proposto .....	63
Tabela 3.4 – Caracterização dos aços da ligação.....	66
Tabela 3.5 – Caracterização dos materiais cimentícios da ligação.....	67
Tabela 3.6 – Parâmetros importantes para o modelo de deformação total.....	69
Tabela 3.7 – Propriedades mecânicas da almofada de apoio e do policloloropreno .....	69
Tabela 3.8 – Parâmetros calibrados das interfaces com modelo não-linear.....	70
Tabela 3.9 – Parâmetros calibrados da interface viga-pilar.....	70
Tabela 4.1 – Validação do modelo proposto para solicitação de momento fletor positivo.....	74
Tabela 4.2 – Rigidez ao momento positivo e resistência do modelo com concreto sem fibras	82
Tabela 4.3 – Rigidez ao momento positivo e resistência do modelo com 190 mm de distância .....	83
Tabela 4.4 – Rigidez ao momento positivo dos modelos com variação dos diâmetros dos chumbadores.....	86
Tabela 4.5 – Comparação entre os chumbadores duplos e simples.....	86
Tabela 4.6 – Rigidez ao momento negativo e momento resistente dos modelos com taxa de variação da armadura.....	88
Tabela 4.7 – Parâmetros para o cálculo do coeficiente ( $\alpha R$ ).....	89
Tabela 4.8 – Classificação dos modelos com taxa de variação quanto a rigidez ao momento fletor negativo.....	89
Tabela 4.9 – Parâmetros usados na determinação da rigidez secante da NBR 9062 (ABNT, 2017).....	90

Tabela 4.10 – Comparação entre a rigidez das simulações e a determinada pela NBR 9062 (ABNT, 2017).....	90
---	----



## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	22
<b>1.1</b>	<b>Objetivos</b> .....	23
<b>1.2</b>	<b>Justificativa</b> .....	24
<b>1.3</b>	<b>Metodologia</b> .....	24
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	27
<b>2.1</b>	<b>Parâmetros essenciais para o estudo de ligação viga-pilar</b> .....	27
2.1.1	Rigidez da ligação viga-pilar.....	27
2.1.2	Classificação das ligações viga-pilar.....	28
2.1.3	Rigidez secante da ligação viga-pilar .....	31
<b>2.2</b>	<b>Contextualização da ligação viga-pilar selecionada</b> .....	35
<b>2.3</b>	<b>Trabalhos sobre avaliação numérica de ligação viga-pilar por meio do MEF</b> .....	40
2.3.1	Zoubek <i>et al.</i> (2013) .....	41
2.3.2	Magliulo <i>et al.</i> (2014).....	43
2.3.3	Kataoka, Ferreira e El Debs (2015).....	46
2.3.4	Kataoka, Ferreira e El Debs (2017).....	48
2.3.5	Barlati (2020).....	51
2.3.6	Rosário (2021).....	53
<b>3</b>	<b>MODELAGEM NUMÉRICA</b> .....	56
<b>3.1</b>	<b>Ensaio de Bellucio (2016)</b> .....	56
<b>3.2</b>	<b>Modelo numérico por Bellucio (2016)</b> .....	59
<b>3.3</b>	<b>Modelo numérico proposto</b> .....	60
3.3.1	Geometria e simplificações .....	61
3.3.2	Elementos finitos, malha e condições de contorno.....	62
3.3.3	Modelos constitutivos.....	65
<b>4</b>	<b>ANÁLISE DOS RESULTADOS</b> .....	71
<b>4.1</b>	<b>Validação do modelo proposto</b> .....	71

4.1.1	Validação do modelo numérico para momentos fletores positivos.....	72
4.1.2	Validação do modelo numérico para momentos negativos.....	77
<b>4.2</b>	<b>Estudo paramétrico .....</b>	<b>80</b>
4.2.1	Substituição do concreto com fibras de aço pelo convencional .....	80
4.2.2	Variação da posição e diâmetro dos chumbadores.....	82
4.2.3	Variação da taxa de armadura de continuidade.....	87
<b>4.3</b>	<b>Classificação das ligações viga-pilar segundo coeficiente (<math>\alpha R</math>) .....</b>	<b>88</b>
<b>4.4</b>	<b>Comparação da rigidez obtida nas simulações com a da NBR 9062 (ABNT, 2017)</b> .....	<b>89</b>
<b>5</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>91</b>
	<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>94</b>

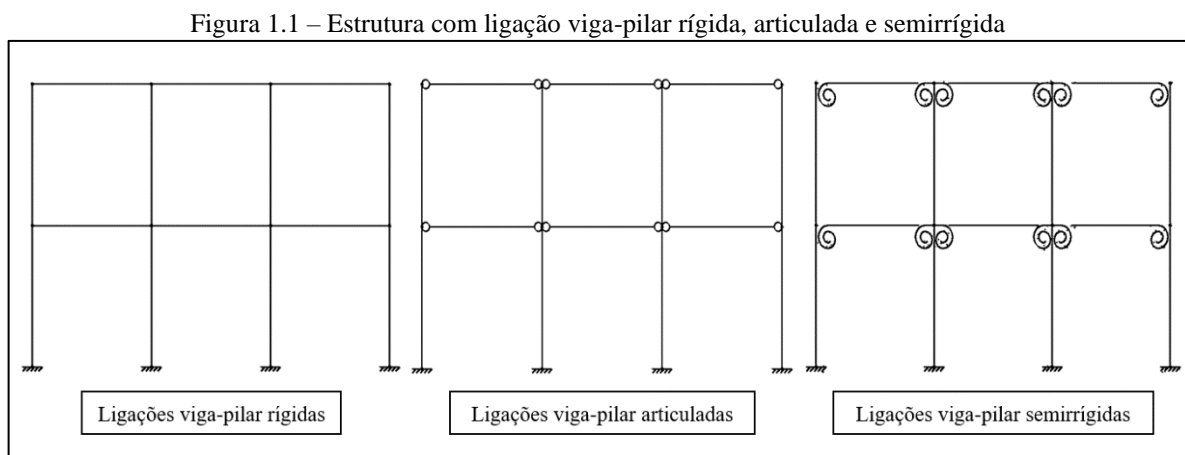
## 1 INTRODUÇÃO

A utilização de elementos pré-moldados nas obras civis apresenta grande vantagem no que se refere a industrialização da construção civil. Isto se deve ao maior controle de produção destes elementos e à maior agilidade no canteiro de obras, contribuindo para a durabilidade e economia da estrutura.

Outras alternativas estruturais ainda muito empregadas são as estruturas monolíticas, como as estruturas em concreto armado (moldadas no local). Estas apresentam diversas possibilidades de geometria para os seus elementos (devido a sua tipologia construtiva) e sobretudo melhores distribuições de esforços quando comparadas com a primeira alternativa apresentada, pois possuem poucas descontinuidades.

Uma questão relevante das estruturas com elementos pré-moldados são suas ligações, pois são menos rígidas (mais deformáveis) quando comparadas com as ligações de estruturas monolíticas. No contexto das ligações viga-pilar, essa redução da rigidez diminui consideravelmente a transferência de esforços de momento fletor da viga para o pilar. Existe também a possibilidade (dependendo das características da ligação) de não haver rigidez, impossibilitando a transferência desses esforços, no caso de ligações articuladas.

Na Figura 1.1 estão ilustradas as três possibilidades de ligação viga-pilar de uma estrutura – rígida, articulada e semirrígida.



Fonte: Autor.

A pouca ou nenhuma rigidez da ligação causa grandes momentos positivos no vão da viga – considerando as ações verticais –, impondo a necessidade de adotar seções transversais robustas e taxas de armadura elevadas para resistir a estes esforços. Como consequência disso, diferentemente das estruturas monolíticas, tem-se um aumento no volume de materiais tanto da



viga quanto dos elementos subjacentes, aumentando o peso da estrutura e, por conseguinte, elevando os seus custos.

Segundo El Debs (2017), a transmissão de momentos fletores proporcionada por uma ligação, total ou parcial, atenuaria estes esforços nos pilares, quando o edifício está solicitado por ações horizontais. Isso causaria, diferentemente das estruturas articuladas, redução das seções transversais dos pilares, proporcionando economia ou mesmo melhoria da estabilidade global da estrutura.

As pesquisas sobre as ligações viga-pilar semirrígidas, ou seja, que transferem parcialmente o momento fletor da viga para o pilar, tem sido bastante expressiva em todo o mundo, com várias propostas de configurações, em que são realizados estudos analíticos, experimentais e numéricos. Uma outra curiosidade consiste no fato de regiões com atividades sísmicas significativas demandarem ainda maiores preocupações com as ligações, pois são estruturas mais sensíveis aos sismos. Tais regiões tem sido hegemônicas nos avanços neste assunto.

No Brasil, há vários trabalhos com foco no desenvolvimento de novas configurações de ligação viga-pilar em estruturas pré-moldadas de concreto, incluindo novas sugestões de fabricação e montagem de seus elementos.

## 1.1 Objetivos

O presente trabalho tem como objetivo geral analisar numericamente, a partir do método dos elementos finitos (MEF), o comportamento estrutural de uma ligação viga-pilar semirrígida em estruturas parcialmente pré-moldadas de concreto. A ligação escolhida se assemelha a Tipologia 1, segundo NBR 9062 (ABNT, 2017), com a substituição da alta densidade de armaduras no consolo e no dente da viga por concreto com 2% de fibras de aço.

Os objetivos específicos são:

- Desenvolver e validar um modelo numérico tridimensional representativo da ligação em estudo;
- Realizar um estudo variando parâmetros estratégicos como: substituição do concreto com fibras de aço por concreto convencional e armaduras; variação dos diâmetros e posição dos chumbadores e variação da taxa de armadura de continuidade;
- Classificar as ligações de acordo com o fator de restrição à rotação ( $\alpha_R$ );

- Comparar a rigidez secante dos modelos de ligação analisados no estudo paramétrico com valores calculados a partir das equações fornecidas pela NBR 9062 (ABNT, 2017).

## 1.2 Justificativa

A norma brasileira que regulamenta o projeto e a execução de estruturas de concreto pré-moldado teve atualizações nos últimos anos em função dos avanços ocorridos nessa área decorrentes do crescimento da utilização desse sistema construtivo. A NBR 9062 (ABNT, 2017) passou a abordar critérios para a análise da estabilidade global e também para o projeto e dimensionamento de ligações viga-pilar com comportamento semirrígido. Como as alterações realizadas com a inclusão desses critérios ainda são recentes, é oportuno continuar com os estudos sobre ligações semirrígidas para validar o equacionamento proposto.

A escolha do estudo da ligação do presente trabalho vem da necessidade de ampliar o entendimento do protótipo proposto e ensaiado por Bellucio (2016) em sua tese. Trata-se de uma ligação já tipificada pela norma NBR 9062 (ABNT, 2017), mas que possui diferenciais como: o uso de concreto com fibras de aço substituindo o emprego de alta densidade de armadura no consolo e no dente da viga; e uso de almofada com argamassa modificada em vez da comumente usada de policloropreno. Esta ligação também possui viga com dente apoiada no consolo, diferenciando-se à da norma que não possui. Como ainda não foi realizado um estudo paramétrico dessa estrutura, torna-se interessante verificar o seu comportamento diante de variações pertinentes de seus parâmetros.

Para a análise paramétrica dessa estrutura, optou-se pela modelagem numérica, pois tal estudo mediante experimentação seria bastante oneroso, tanto no tempo quanto nos custos gerados com a construção de modelos físicos. Assim, a validação de um modelo numérico a partir de resultados experimentais viabiliza o emprego da simulação para extrapolação das análises.

## 1.3 Metodologia

O presente estudo será realizado basicamente mediante duas abordagens: numérica e analítica. Foram simulados numericamente nove modelos distintos, variantes do modelo numérico proposto e validado (vide Tabela 1.1). A partir disso foi possível investigar o comportamento das ligações, classificá-las de acordo com o fator de restrição à rotação ( $\alpha_R$ ) e

também comparar as suas rigidezes secante obtidas numericamente com os valores calculados com as equações fornecidas pela NBR 9062 (ABNT, 2017).

Tabela 1.1 – Descrição dos modelos paramétricos simulados

<i>Modelos paramétricos</i>	<i>Variação</i>	
1	Substituição do concreto com fibras de aço por concreto convencional e armaduras	2% para 0% de fibras
2	Aumento da distância entre os chumbadores	160 para 190 mm
3	Variação do diâmetro do chumbador e também mudança de duplo para único	1Φ25
4		1Φ32
5		2Φ25
6	Variação dos diâmetros dos chumbadores	2Φ32
7		0,37%
8	Variação da taxa de armadura de continuidade	0,46%
9		0,61%

Fonte: Autor.

A seguir, detalha-se a metodologia utilizada para atingir os objetivos propostos:

#### (1) Revisão Bibliográfica

Foram revisadas as prescrições da NBR 9062 (ABNT, 2017) para a ligação viga-pilar da tipologia do presente estudo, o comportamento de ligações viga-pilar semirrígidas e modelagem numérica desse tipo de estrutura.

O presente trabalho cita teses e dissertações relacionadas com o assunto como também artigos encontrados na base de dados *Web of Science*, disponibilizada pela instituição. Existem citações de trabalhos entre os anos de 1986 a 2021, priorizando citar os mais recentes.

#### (2) Desenvolvimento do modelo numérico

O desenvolvimento do modelo numérico da ligação viga-pilar selecionada foi realizado com o auxílio do *software* DIANA<sup>®</sup>, o qual é baseado no método dos elementos finitos (MEF). As inúmeras definições e simplificações para viabilizar as simulações se deram a partir da revisão bibliográfica sobre simulação numérica.

#### (3) Análise dos resultados

Na etapa de análise numérica foi validado o modelo proposto, confrontando suas respostas com as do ensaio, como: as curvas momento *versus* rotação (positivo e negativo), os padrões de fissuração e o modo de falha. A partir do modelo validado, foi desenvolvido para o estudo paramétrico modelos com variação: da taxa de fibras de aço, da posição e dos diâmetros dos chumbadores, e da taxa de armadura de continuidade. Analisou-se os resultados para

verificar as mudanças no comportamento da ligação em estudo diante das variações desses parâmetros.

Na etapa de análise teórica foi determinado os fatores de restrição à rotação ( $\alpha_R$ ) do modelo proposto e dos modelos paramétricos (com variação da taxa de armadura de continuidade) para classificá-los quanto ao tipo de ligação (rígida, semirrígida ou articulada). Ainda nesta etapa, foram realizados cálculos para determinação da rigidez secante das ligações viga-pilar a partir do equacionamento fornecido pela NBR 9062 (ABNT, 2017), com o objetivo de compará-la com a rigidez secante numérica.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

No presente capítulo serão definidos alguns parâmetros e conceitos essenciais para o presente estudo. Na sequência será contextualizada a ligação viga-pilar selecionada para esta pesquisa. O último tópico engloba trabalhos contendo estudos numéricos, mediante o método dos elementos finitos (MEF), para avaliação do comportamento desse tipo de estrutura.

### 2.1 Parâmetros essenciais para o estudo de ligação viga-pilar

Os parâmetros e conceitos importantes para este trabalho são a rigidez da ligação viga-pilar, o coeficiente do fator de restrição à rotação ( $\alpha_R$ ) e a rigidez secante dessa estrutura.

#### 2.1.1 Rigidez da ligação viga-pilar

Define-se como rigidez de uma ligação viga-pilar ao momento fletor a relação do esforço solicitante (momento fletor) com o deslocamento relativo entre os elementos componentes da ligação (rotação). A deformabilidade se estabelece como o inverso dessa relação possuindo o mesmo significado da flexibilidade do processo dos esforços e dos deslocamentos da Teoria das Estruturas. Nas Equações 2.1 e 2.2 se encontram expressas, respectivamente, a deformabilidade e a rigidez ao momento fletor da ligação.

$$D_m = \frac{\emptyset}{M} \quad (2.1)$$

$$K_m = \frac{M}{\emptyset} \quad (2.2)$$

Onde:

$D_m$  – deformabilidade ao momento fletor da ligação;

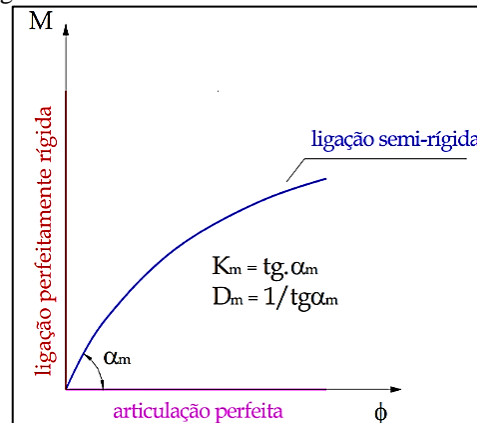
$K_m$  – rigidez ao momento fletor da ligação;

$M$  – momento fletor atuante na ligação;

$\emptyset$  – rotação da ligação.

A Figura 2.1 apresenta três situações possíveis para uma ligação: perfeitamente rígida, na qual a transferência de momento fletor de um elemento para o outro é total, sem rotações relativas entre estes; com articulação perfeita, na qual a rotação é totalmente livre, não havendo nenhuma transferência de momento fletor; e semirrígida, situação intermediária, a qual representa o comportamento da maioria das ligações.

Figura 2.1 – Curvas momento fletor versus rotação



Fonte: Miotto (2002).

### 2.1.2 Classificação das ligações viga-pilar

A NBR 9062 (ABNT, 2017) classifica as ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado como articulada, semirrígida e rígida, a partir do valor do fator de restrição à rotação ( $\alpha_R$ ). Este parâmetro é definido como a razão, expressa na Equação 2.3, entre a rotação da viga simplesmente apoiada ( $\theta_1$ ) e a rotação combinada do elemento e da ligação ( $\theta_2$ ). Esta classificação direciona os critérios de projeto e está apresentada na Tabela 2.1.

$$\alpha_R = \frac{\theta_1}{\theta_2} \quad (2.3)$$

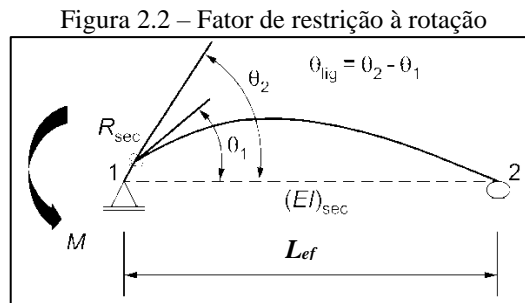
Tabela 2.1 – Classificação das ligações viga-pilar a partir do fator de restrição à rotação

<i>Ligação viga-pilar</i>	<i>Fator de restrição à rotação</i>
Articulada	$\alpha_R < 0,15$
Semirrígida	$0,15 \leq \alpha_R < 0,85$
Rígida	$\alpha_R > 0,85$

Fonte: Adaptado de NBR 9062 (ABNT, 2017).

Na Figura 2.2 têm ilustradas as rotações já citadas e indicados os parâmetros necessários para a determinação do fator de restrição à rotação, os quais são a rigidez secante ao momento

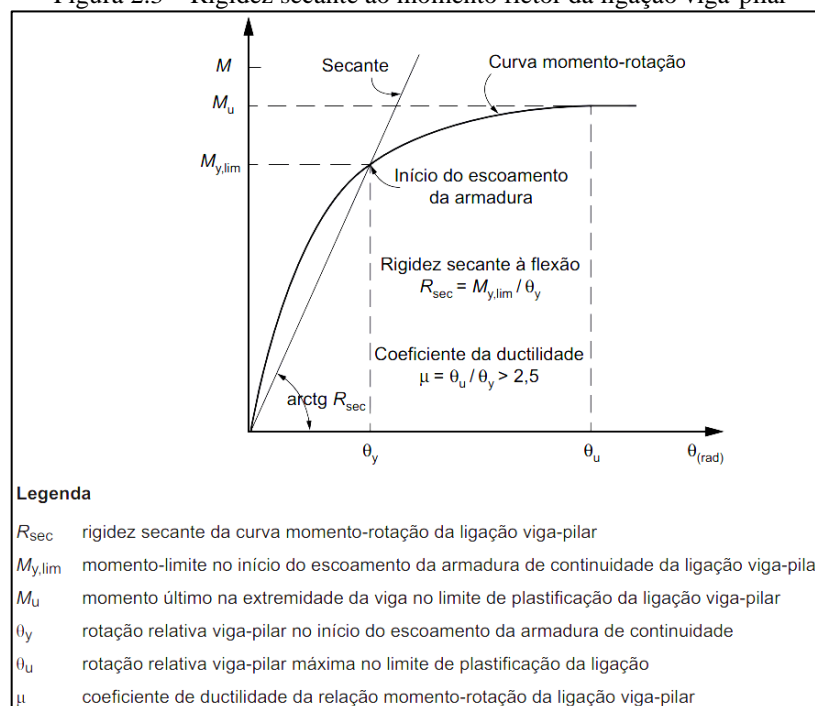
fletor da ligação viga-pilar ( $R_{sec}$ ), a rigidez secante da viga ( $(EI)_{sec}$ ), o vão efetivo entre os centros de giros nos apoios ( $L_{ef}$ ) e o momento fletor na extremidade ( $M$ ). Em ensaios cruciforme de estruturas pré-moldadas de concreto, nos quais se tem apenas parte da viga, Hadade *et al.* (2018) utilizaram um comprimento virtual de  $12h$  ( $h$  sendo a altura da viga), como vão efetivo ( $L_{ef}$ ).



Fonte: NBR 9062 (ABNT, 2017).

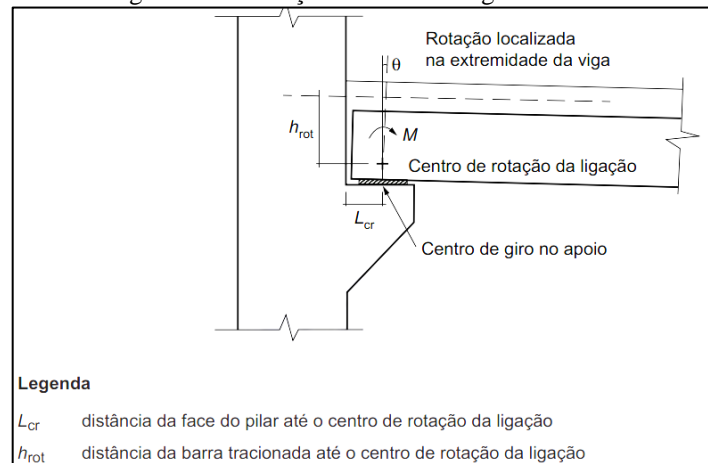
A NBR 9062 (ABNT, 2017) admite que a análise não linear da resposta estrutural pode ser feita mediante uma análise linear, admitindo-se a rigidez secante ( $R_{sec}$ ), a qual está indicada na Figura 2.3. A rotação associada à esta rigidez é medida no centro de giro no apoio, ilustrada na Figura 2.4. Ainda, ela permite tal procedimento somente se o momento solicitante elástico de projeto ( $M_{Sd,rig}$ ) não exceder o momento-limite de escoamento ( $M_{y,lim}$ ) para qualquer combinação de ações no Estado Limite Último (ELU).

Figura 2.3 – Rigidez secante ao momento fletor da ligação viga-pilar



Fonte: NBR 9062 (ABNT, 2017).

Figura 2.4 – Rotação associada à rigidez secante



Fonte: NBR 9062 (ABNT, 2017).

A NBR 9062 (ABNT, 2017) recomenda que a rigidez secante para a relação momento-rotação da ligação viga-pilar seja fundamentada em modelos analíticos de referências técnicas ou na comprovação experimental. No entanto, esta norma oferece um cálculo aproximado para este parâmetro, à flexão negativa, no caso de ligações viga-pilar típicas. Para a rigidez secante à flexão positiva, esta norma recomenda que seja seguido um modelo de cálculo referenciado para determinação do parâmetro, mas na sua ausência, o projetista deve considerar a ligação como articulada.

Obtém-se a rotação de uma ligação semirrígida a partir da Equação 2.4.

$$\theta_{lig} = \frac{M}{R_{sec}} \quad (2.4)$$

É possível determinar a rotação da viga simplesmente apoiada ( $\theta_1$ ) a partir da Equação 2.5, da linha elástica de uma viga biapoiada, com momento fletor aplicado em uma extremidade, desprezando os efeitos de força cortante.

$$\theta_1 = \frac{ML_{ef}}{3EI_{sec}} \quad (2.5)$$

A rotação total ( $\theta_2$ ), a qual é a soma da rotação da ligação com a rotação da viga simplesmente apoiada, é determinada usando as Equações 2.4 e 2.5, assim tem-se:

$$\theta_2 = \theta_{lig} + \theta_1 = \frac{M}{R_{sec}} + \left[ \frac{ML_{ef}}{3EI_{sec}} \right] \quad (2.6)$$



Substituindo as Equações 2.5 e 2.6 na 2.3 encontra-se o fator de restrição à rotação em função do vão efetivo e das rigidezes secantes da viga e da ligação (Equação 2.7):

$$\alpha_R = \left[ 1 + \frac{3(EI)_{sec}}{R_{sec}L_{ef}} \right]^{-1} \quad (2.7)$$

### 2.1.3 Rigidez secante da ligação viga-pilar

Na dissertação de Barros (2018) é apresentada a dedução da rigidez secante à flexão negativa em ligações viga-pilar com armadura de continuidade, a qual também será apresentada brevemente neste tópico. O regime de deformações no aço não excede o limite de escoamento, assim, pode-se aplicar a Lei de Hooke para a determinação da deformação específica do aço ( $\varepsilon_y$ ), que relaciona a resistência ao escoamento do material ( $f_y$ ) com o módulo de elasticidade longitudinal ( $E_s$ ), de acordo com a Equação 2.8:

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_y} \quad (2.8)$$

Define-se também a deformação longitudinal média (ou linear de engenharia) para a armadura de continuidade (Equação 2.9):

$$\varepsilon_y = \frac{\Delta l}{l} \quad (2.9)$$

Onde:

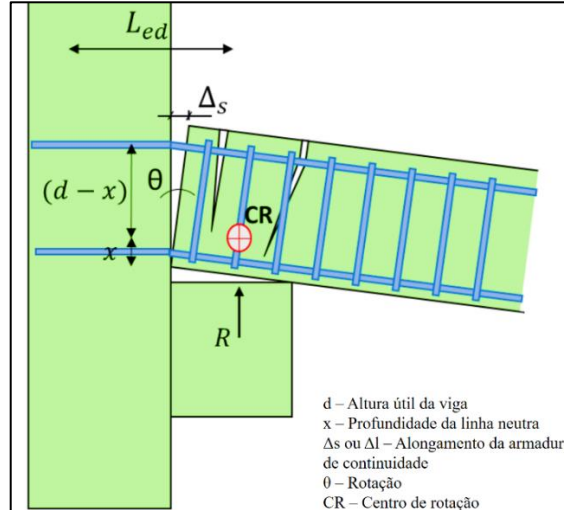
$\Delta l$  – Alongamento da armadura de continuidade na região da ligação;

$l$  – Comprimento efetivo de deformação por alongamento da armadura de continuidade, o qual será tomado igual a  $L_{ed}$ .

Estima-se que o centro de rotação esteja próximo da profundidade da linha neutra da viga. Dessa forma, considerando o esboço da Figura 2.5 e as Equações 2.8 e 2.9, pode-se calcular a rotação ( $\theta$ ) utilizando a Equação 2.10:

$$\theta = \frac{\Delta l}{d - x} = \frac{f_y L_{ed}}{E_s (d - x)} \quad (2.10)$$

Figura 2.5 – Rotação da interface viga-pilar devido a abertura da junta



Fonte: FERREIRA, ELLIOTT e HASAN (2010, adaptado por BARROS 2018).

Da Equação 2.4, tem definida a rotação ( $\theta$ ), já o momento fletor o qual é o momento-limite no início do escoamento da armadura de continuidade da ligação viga-pilar ( $M_{y,lim}$ ) é determinado pela Equação 2.11.

$$M_{y,lim} = f_y A_s z = f_y A_s \left( d - \frac{x}{3} \right) \quad (2.11)$$

Onde:

$A_s$  – Área de aço da armadura de continuidade;

$z$  – Braço de alavanca entre as resultantes das tensões normais de tração e compressão da seção;

$x$  – Profundidade da linha neutra.

Admitindo que a viga esteja no Domínio II pode-se aproximar o braço de alavanca para  $0,9d$ . Assim, obtém-se a Equação 2.12 que está indicada na NBR 9062 (ABNT, 2017):

$$M_{y,lim} = 0,9 A_s f_{yk} d \quad (2.12)$$

Substituindo as Equações 2.10 e 2.12 na 2.4, isolando  $R_{sec}$  e utilizando a expressão adimensional  $KX$  que é igual a  $x/d$ , tem-se:

$$R_{sec} = \frac{M_{y,lim}}{\theta_{lig}} = \frac{0,9A_sE_s d(d-x)}{L_{ed}} = \frac{0,9A_sE_s d(d - \frac{xd}{d})}{L_{ed}} = \frac{0,9A_sE_s d^2(1-KX)}{L_{ed}} \quad (2.13)$$

A NBR 9062 (ABNT, 2017) preconiza um cálculo (vide Equação 2.14) aproximado da rigidez secante negativa para ligações viga-pilar típicas que estão apresentadas na Tabela 2.2. Destaca-se que a ligação do presente estudo se encaixa na Tipologia 1, ilustrada na Figura 2.6.

$$R_{sec} = k \cdot \frac{A_s \cdot E_s \cdot d^2}{L_{ed}} \quad (2.14)$$

Onde:

k – Coeficiente de ajustamento da rigidez secante;

$L_{ed}$  – Comprimento efetivo de deformação por alongamento da armadura de continuidade;

d – Altura útil da seção resistente na ligação negativa;

$E_s$  – Módulo de elasticidade do aço;

$A_s$  – Armadura de continuidade negativa, respeitando o limite  $M_{y,lim}$ .

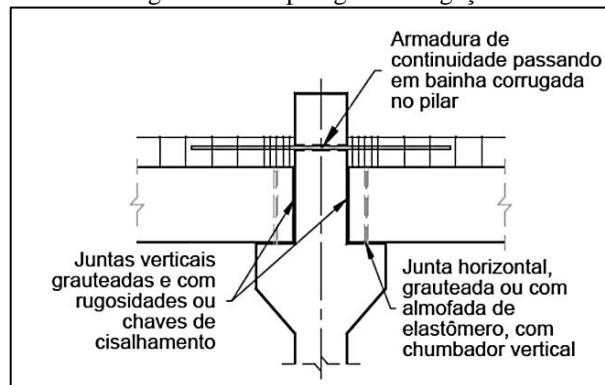
Os valores dos coeficientes  $L_{ed}$  e k estão apresentados na Tabela 2.2, conforme a variação da junta positiva e o elemento que fornece continuidade à armadura negativa.

Tabela 2.2 – Coeficientes  $L_{ed}$  e k para as seis tipologias de ligação viga-pilar

<i>Tipologia de ligação</i>	<i>Junta Positiva</i>	<i>Elemento p/ continuidade da armadura</i>	<i>k</i>	<i><math>L_{ed}</math></i>
1	Chumbador e almofada de elastômero / graute	Bainha grauteada	0,75	$25\phi + L_a$
2	Chapas soldadas	Luva rosqueada	1	$20\phi + L_a$
3	Chumbador e almofada de elastômero / graute	Bainha grauteada	0,75	$30\phi + L_a$
4	Chapas soldadas	Luva rosqueada	-	-
5	Dispositivo parafusado no pilar	Luva rosqueada	0,85	$30\phi + L_a$
6	Consolo metálico embutido no pilar	Bainha grauteada	0,75	$25\phi$
		Luva rosqueada	0,75	$30\phi$

Fonte: ABNT NBR 9062 (2017, adaptado por Barros, 2018).

Figura 2.6 – Tipologia 1 de ligação



Fonte: NBR 9062 (ABNT, 2017).

Comparando a Equação 2.13 com a 2.14 obtém-se a relação dada pela Equação 2.15:

$$k = 0,9 \left( 1 - \frac{x}{d} \right) \quad (2.15)$$

Analisando a Figura 2.7, obtém-se o comprimento efetivo de deformação por alongamento da armadura de continuidade  $L_{ed}$ :

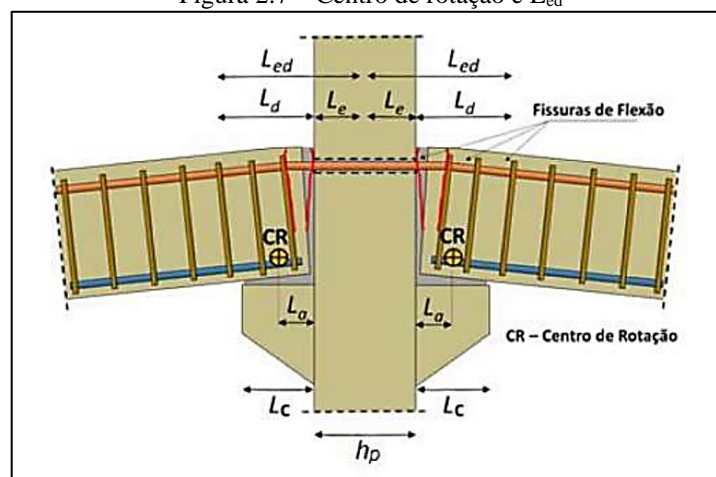
$$L_{ed} = \beta \phi + L_a \quad (2.16)$$

Onde:

$\beta$  – Coeficiente de ajustamento devido às deformações por escorregamento entre aço-concreto;

$\phi$  – Diâmetro da armadura de continuidade na seção da ligação;

$L_a$  – Distância da face do pilar ao centro de rotação no consolo.

Figura 2.7 – Centro de rotação e  $L_{ed}$ 

Fonte: FERREIRA (2010, apud BARLATI 2020).

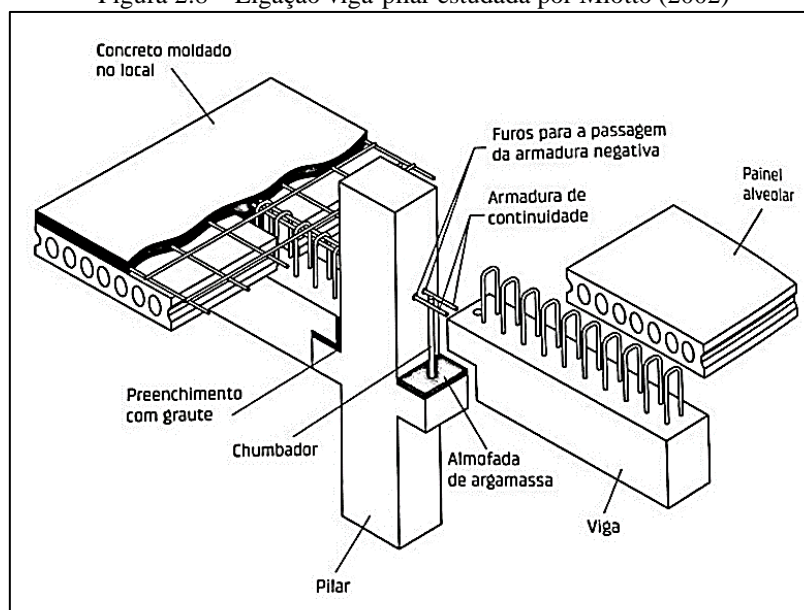
A partir da Equação 2.15 constata-se que o coeficiente  $k$  depende da posição da linha neutra e da altura útil da peça na região da ligação. Pela Equação 2.16, nota-se uma relação direta do coeficiente  $L_{ed}$  com a distância  $L_a$  e o diâmetro da armadura de continuidade. Barros (2018) comenta que o valor de  $\beta$  varia conforme diversos parâmetros, entre outros, estão a ancoragem e aderência da armadura de continuidade.

## 2.2 Contextualização da ligação viga-pilar selecionada

Na sequência serão abordadas as principais contribuições, nos últimos anos, para o desenvolvimento da ligação viga-pilar de estruturas em concreto parcialmente pré-moldado, destacando-se os avanços relevantes para o modelo de ligação de Bellucio (2016). Tais trabalhos trouxeram modelos analíticos para previsão das resistências e rigidezes da ligação e dos seus componentes, mas também inovações nas configurações deste tipo de estrutura.

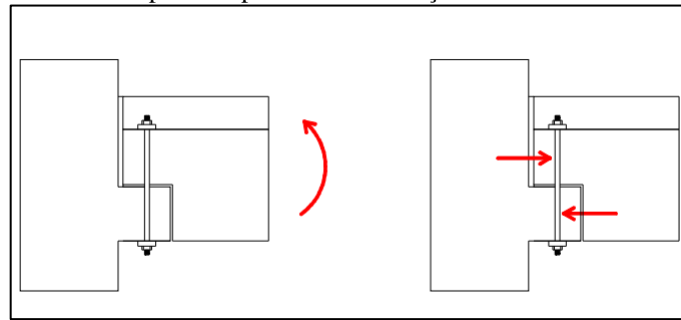
A tese de Miotto (2002) contribuiu para a determinação das resistências e das rigidezes de ligações viga-pilar, realizando ensaios, modelagem numérica e propondo modelos analíticos. Um dos protótipos de ligação viga-pilar ensaiado pela pesquisadora se encontra ilustrado na Figura 2.8. Esta estrutura contém chumbador e armadura de continuidade, transmitindo, respectivamente, momentos fletores positivos e negativos, da viga para o pilar. A transmissão de momento fletor positivo solicita o chumbador majoritariamente com esforços de cisalhamento conforme ilustrado na Figura 2.9, há também esforços normais no componente.

Figura 2.8 – Ligação viga-pilar estudada por Miotto (2002)



Fonte: El Debs (2017).

Figura 2.9 – Momento positivo provocando esforços de cisalhamento no chumbador

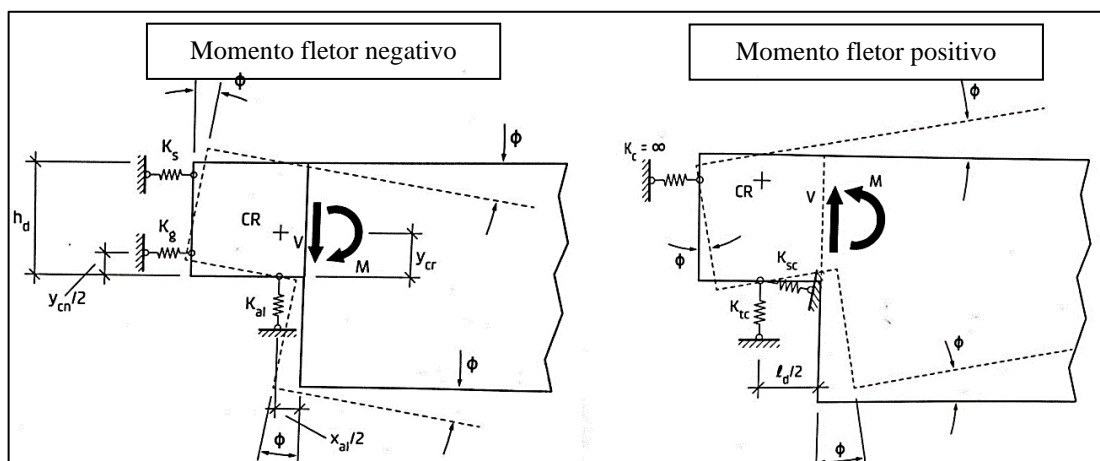


Fonte: Bellucio (2016).

O desenvolvimento dos modelos analíticos por Miotto (2002) foram baseados no Método dos Componentes. Esta estratégia consiste, em um primeiro momento, na determinação das rigidezes dos componentes relevantes de uma estrutura, para, posteriormente, determinar a sua rigidez, mediante a associação das rigidezes isoladas. Esta autora propôs modelos analíticos com diagramas trilineares para descrever a resistência da ligação viga-pilar, tanto ao momento fletor negativo quanto ao positivo. El Debs *et al.* (2010) propuseram depois, a partir do trabalho de Miotto (2002), modelos analíticos com diagramas bilineares.

As rigidezes dos componentes relevantes da ligação de Miotto (2002), representadas pela letra  $k$ , são ilustradas na Figura 2.10, na qual se tem os modelos estruturais equivalentes para, mediante equilíbrio, determinar a rigidez global da ligação ao momento fletor negativo e positivo. São rigidezes pertinentes para a estrutura sob momento negativo – rigidezes do graute entre o pilar e a viga ( $k_g$ ), da almofada de apoio ( $k_{al}$ ) e da armadura de continuidade ( $k_s$ ) –, e para a mesma solicitada por momento positivo – rigidez do concreto da viga comprimido ( $k_c$ ), rigidez à tração ( $k_{tc}$ ) e ao cisalhamento dos chumbadores ( $k_{sc}$ ).

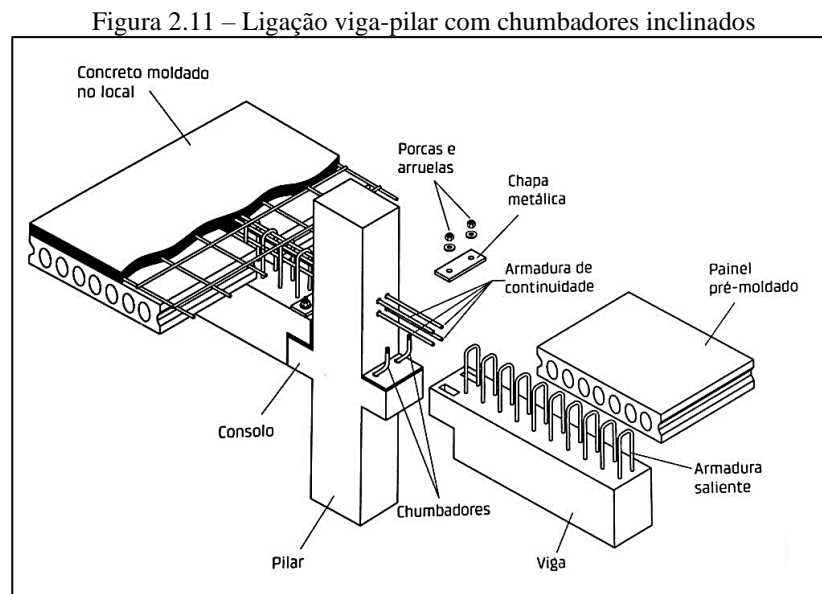
Figura 2.10 – Modelos equivalentes com as rigidezes dos componentes de uma ligação viga-pilar



Fonte: El Debs (2017).

O conhecimento dessas rigidezes relevantes para o comportamento da ligação viga pilar, submetida aos momentos fletores positivo e negativo, auxiliam na construção do modelo numérico.

Baldissera (2006), para aumentar a resistência e a rigidez da ligação proposta por Miotto (2002), em relação ao momento positivo, propôs o uso de dois chumbadores inclinados (vide Figura 2.11), ao invés de um único chumbador sem inclinação. Comparando seu modelo com o de chumbadores retilíneos, houve um acréscimo no momento de plastificação (superior a 2,5 vezes) e na rigidez (2 vezes), no sentido do momento positivo. Nesse trabalho também foi verificada a contribuição do efeito de pino e de tração sobre o chumbador inclinado.



Fonte: El Debs (2017).

Costa (2009) ensaiou consolos constituídos por armadura do tirante principal e por concreto com fibras metálicas, o último vem para reduzir a fissuração do elemento, a qual, antes, se combatia com uma alta densidade de armaduras. O mesmo propôs moldar o consolo em etapa anterior à do pilar, com o objetivo de melhorar a eficiência da produção dos pilares com consolos.

Um avanço à previsão do comportamento de chumbadores grauteados, componentes das ligações semirrígidas, se deu com o trabalho do Aguiar (2010). Tal contribuição está diretamente relacionada com a resistência e rigidez ao momento fletor positivo da ligação viga-pilar. O estudo foi feito mediante ensaios, modelagem numérica e proposta de modelo analítico. Os modelos ensaiados foram variados nos diâmetros dos chumbadores, nas suas inclinações,

nas resistências do concreto adjacente ao chumbador e na aplicação de força de compressão normal à interface.

Bellucio (2016) ensaiou nove modelos experimentais com o objetivo de avaliar o mecanismo resistente de chumbadores isolados, com diferentes taxas de fibras de aço, diâmetro, inclinação do elemento e existência ou não de graute. A formulação de Aguiar (2010) se mostrou coerente para descrever o comportamento dos modelos de chumbadores ensaiados. A partir dos resultados desse estudo, esta pesquisadora verificou que o graute utilizado para solidarizar os chumbadores influenciou no comportamento dos modelos, fazendo com que a capacidade máxima dos modelos com concreto com fibras não diferenciasse significativamente dos modelos com concreto convencional. Pois o esmagamento do graute foi um fator relevante para a deformação dos chumbadores.

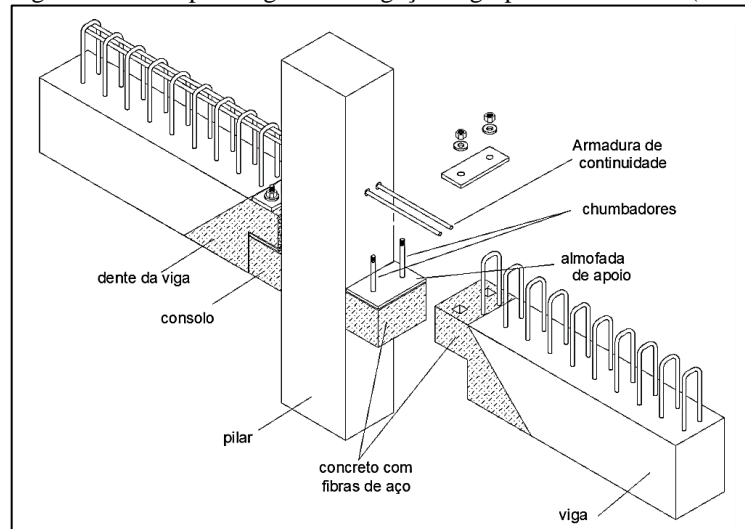
Esta autora também ensaiou uma ligação viga-pilar completa – com chumbadores inseridos parte em concreto com fibras de aço e parte grauteados com concreto convencional e também armadura de continuidade atravessando o pilar – avaliando a rigidez e resistência da estrutura. Teve como objetivo reunir o chumbador estudado por Aguiar (2010) com o consolo proposto por Costa (2009).

A ligação viga-pilar de Bellucio (2016) tem praticamente as mesmas dimensões da ligação de Miotto (2002), se diferenciando: na ausência da laje; na substituição da densidade de armadura no consolo e no dente da viga pelo uso do concreto com fibras de aço; no uso de chumbadores duplos; e no emprego da almofada de apoio estudada por Bellucio (2010). Esta almofada é de argamassa modificada e com rugosidade em ambos os lados, tendo como vantagem em relação as usuais uma maior durabilidade. El Debs e Bellucio (2012) explicam que as almofadas deste material têm o objetivo de transferir tensões de compressão, evitando-se a concentração de tensões e permitindo pequenas rotações entre os elementos.

Na Figura 2.12 estão apresentados os aspectos gerais da ligação viga-pilar estudada por esta pesquisadora, que contempla: vigas pré-moldadas com diferenciação no uso de concreto (com e sem fibras de aço) no seu comprimento; pilar pré-moldado em concreto convencional; consolos em concreto com fibras de aço; chumbadores; armaduras de continuidade; e almofadas de apoio. O ensaio desta se deu com carregamento cíclico (inversão de carregamento no topo do pilar) tendo as vigas apoiadas em suas extremidades.



Figura 2.12 – Aspectos gerais da ligação viga-pilar de Bellucio (2016)

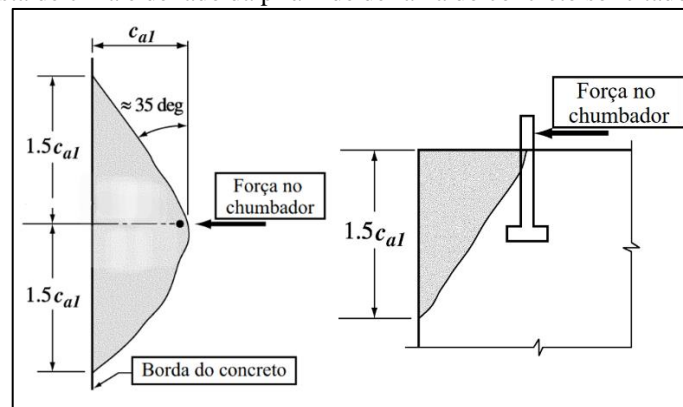


Fonte: Bellucio (2016).

O modelo de ligação da Bellucio (2016) teve um comportamento satisfatório, não apresentando fissuração na interface dos diferentes tipos de concreto. Para a análise analítica de seu protótipo, houve a necessidade de ajustar a formulação proposta por El Debs *et al.* (2010), para determinar a resposta estrutural referente ao momento fletor positivo, a qual fosse coerente com os resultados experimentais. Para isto, considerou-se as reduções na resistência do chumbador propostas por Eligenhausen *et al.* (2006, *apud* Bellucio 2016). Tais ajustes consideram os efeitos de grupo (ocasionados pela utilização de dois chumbadores), de borda (proximidade dos chumbadores à borda da estrutura) e a excentricidade da força cortante.

Quando um chumbador único é solicitado por força cortante, na progressão dessa solitação se cria uma pirâmide de falha do concreto, envolto do chumbador, este fenômeno é ilustrado na Figura 2.13 e também as dimensões dessa pirâmide.

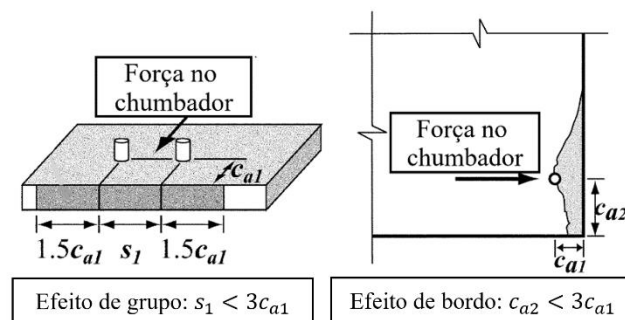
Figura 2.13 – Vista de cima e de lado da pirâmide de falha do concreto solicitado por força cortante



Fonte: Adaptado de ACI 318 (2005).

Quando se tem grupos de chumbadores, pode existir ou não o efeito de grupo. Se as pirâmides de falha do concreto se interceptam pela proximidade entre os chumbadores, a resistência dos mesmos é minorada. Do mesmo modo, se a pirâmide não tem espaço no elemento de concreto, devido à proximidade do chumbador à borda, deve-se minorar também a resistência do chumbador. A ACI 318-05 prescreve para a determinação dessa resistência, as situações nas quais ocorrem esses efeitos (Figura 2.14) e também equações para se obter os coeficientes minorados quando se tem tais efeitos.

Figura 2.14 – Efeito de grupo e de bordo para chumbador sollicitado a força cortante



Fonte: Adaptado de ACI 318 (2005).

### 2.3 Trabalhos sobre avaliação numérica de ligação viga-pilar por meio do MEF

O método dos elementos finitos (MEF), na Engenharia de Estruturas, consiste na discretização de uma estrutura em  $n$  elementos para a obtenção dos seus deslocamentos. A solução do problema ocorre por meio da Equação 2.17, que pode representar um sistema linear, ou mesmo, não linear de equações, na qual o primeiro termo à esquerda representa a matriz de rigidez da estrutura, o segundo, o vetor deslocamento e à direita o vetor de forças nodais.

$$\underline{\underline{K}}(\underline{U})\underline{U} = \underline{F} \quad (2.17)$$

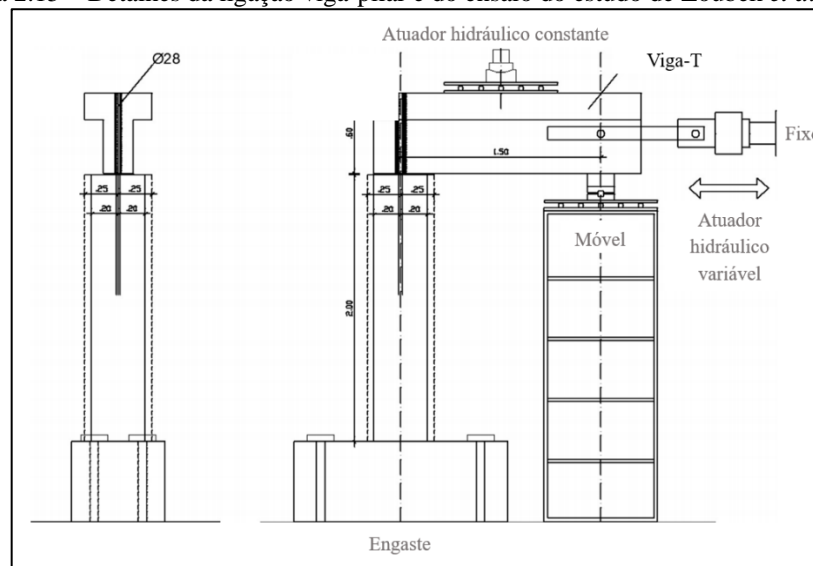
A matriz de rigidez da estrutura conta com a resposta do material (curva tensão *versus* deformação) quando o mesmo é sollicitado. Para o comportamento de um material linear elástico, esta matriz não depende dos deslocamentos da estrutura provocados pelo carregamento, desta forma, os deslocamentos são determinados mediante solução de um sistema linear. No entanto quando há não-linearidade física do material a considerar, faz-se necessário o uso de métodos numéricos para a solução do sistema não-linear.

A escolha dos tipos de elementos finitos para representar os distintos componentes de uma estrutura depende essencialmente de como estes são solicitados. Por exemplo, uma barra solicitada somente axialmente por tração ou compressão pode ser adequadamente representada por  $n$  elementos finitos de treliça com dois nós, tendo somente um grau de liberdade de deslocamento em cada. Existem outros tipos de elementos que conseguem representar diversas situações no âmbito das estruturas, entre outros, viga, chapa, casca, sólido e interface.

### 2.3.1 Zoubek *et al.* (2013)

Zoubek *et al.* (2013) analisaram o mecanismo de falha do chumbador por meio do desenvolvimento de um modelo numérico com o auxílio do *software* ABAQUS®, o qual se baseia no método dos elementos finitos, e o calibrou utilizando os resultados do ensaio. Foi analisado tanto modelo com carregamento cíclico quanto monotônico. Foram três modelos analisados: com carregamento monotônico e pequenas rotações, com cíclico e pequenas rotações e grandes rotações. Os detalhes do ensaio e da ligação estudada estão ilustrados na Figura 2.15.

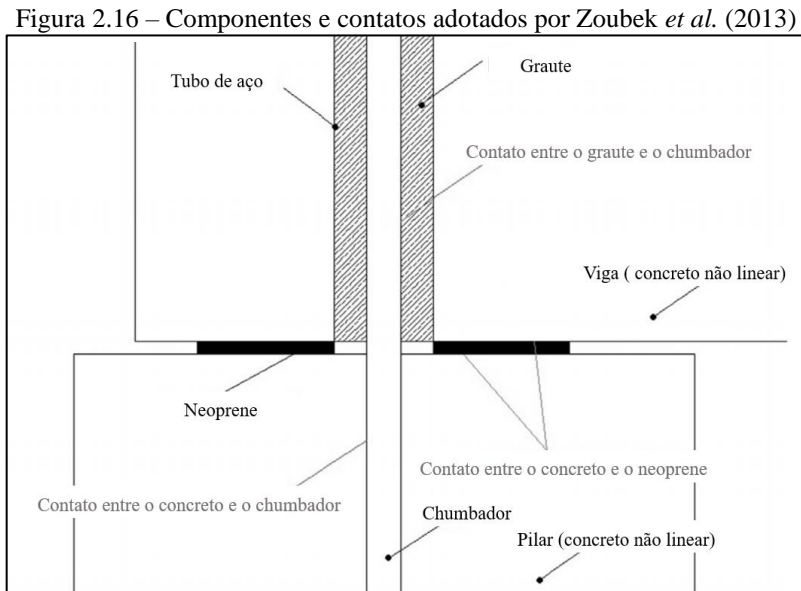
Figura 2.15 – Detalhes da ligação viga-pilar e do ensaio do estudo de Zoubek *et al.* (2013)



Fonte: Zoubek *et al.* (2013).

Os componentes e contatos considerados na simulação por estes autores estão ilustrados na Figura 2.16. Eles destacaram a importância em considerar devidamente as interfaces entre os componentes da ligação para simular adequadamente a estrutura. Foi adotado contato entre o chumbador e o concreto/graute considerando o coeficiente de atrito de 0,8 e separação das

superfícies na direção perpendicular a elas. Foi considerado o mesmo tipo de contato entre o policloropreno (também conhecido comercialmente como Neoprene) e o concreto, com fricção igual a 0,5 e aderência perfeita entre o reforço e o concreto.

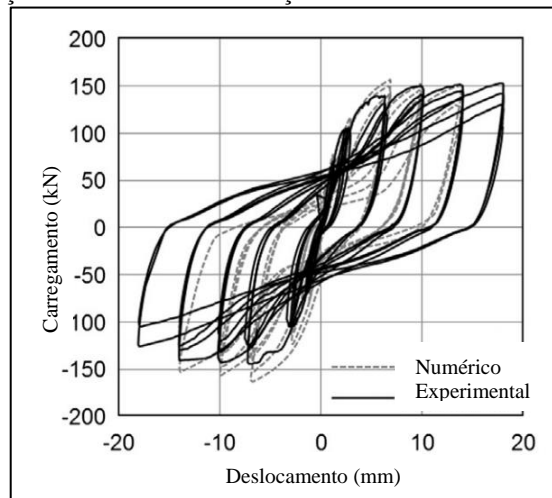


Estes pesquisadores simularam os chumbadores, viga, pilar e graute com elementos sólidos, e o reforço foi representado com elementos tridimensionais de treliça. Todos os elementos escolhidos têm função de interpolação linear. Para o material de concreto e graute, adotaram o modelo com dano plástico ou *Concrete Plasticity Damage Model (CPDM)* e o aço foi modelado com o critério de Von Mises aliado a resposta tensão *versus* deformação obtida em ensaio.

Para a construção da malha do modelo numérico Zoubek *et al.* (2013) considerou elementos finitos com tamanho aproximado de 20 mm para as regiões onde foi observado comportamento não-linear durante o ensaio, e menos refinado, de 50 a 100 mm para as regiões com respostas predominantemente elástica.

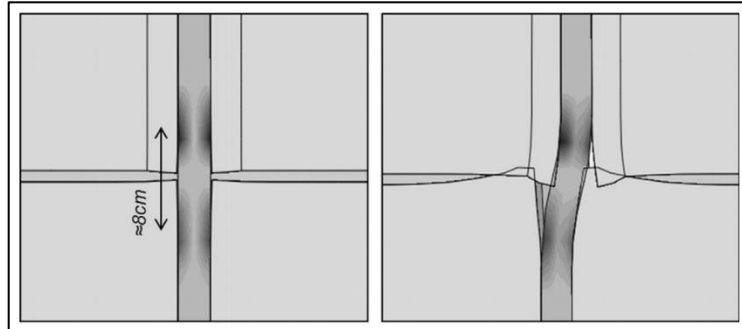
A validação se deu comparando as curvas força *versus* deslocamento e também verificando o modo de falha dos resultados numéricos com os experimentais. Nas Figuras 2.17 e 2.18 se encontram, respectivamente, a curva da validação do modelo com carregamento cíclico com pequenos deslocamentos relativos e a validação da profundidade da rótula plástica e do modo de falha dos modelos. O modo de falha verificado foi o do escoamento do chumbador e esmagamento do concreto envolto. Ressalva-se que estes pesquisadores conseguiram validar todos os modelos com boa representatividade.

Figura 2.17 – Validação de uma das curvas força *versus* deslocamento de Zoubek *et al.* (2013)



Fonte: Zoubek *et al.* (2013).

Figura 2.18 – Verificação da profundidade da rótula plástica e do modo de falha por Zoubek *et al.* (2013)



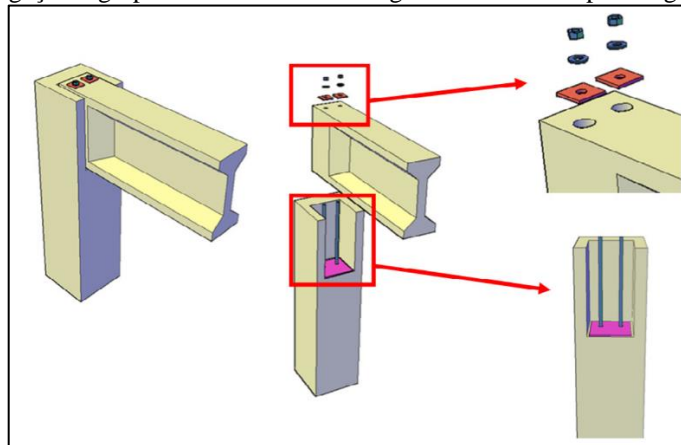
Fonte: Zoubek *et al.* (2013).

Das diversas conclusões de Zoubek *et al.* (2013), destaca-se: o carregamento cíclico causa diminuição da profundidade da rótula plástica quando comparado com o carregamento monotônico, reduzindo a resistência da ligação.

### 2.3.2 Magliulo *et al.* (2014)

Magliulo *et al.* (2014) investigaram numericamente o comportamento cortante da ligação viga-pilar com chumbadores grauteados em concreto armado. Esta estrutura está ilustrada na Figura 2.19, na qual estão o pilar, a viga, a almofada de apoio entre esses dois elementos, os chumbadores e os vazios, os quais serão preenchidos por grautes.

Figura 2.19 – Ligação viga-pilar com chumbadores grauteados estuda por Magliulo *et al.* (2014)



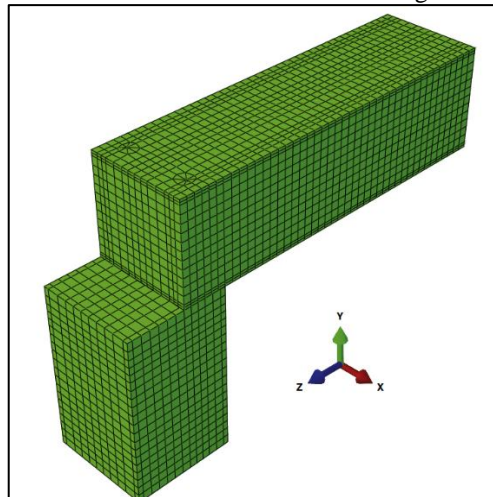
Fonte: Magliulo *et al.* (2014).

Magliulo *et al.* (2014) desenvolveram um modelo numérico da estrutura com o auxílio do *software* ABAQUS®. Foram realizadas inúmeras análises paramétricas para investigar a influência da variação de alguns parâmetros no comportamento da ligação e também a confiabilidade de algumas fórmulas para a previsão da resistência dos chumbadores na ligação.

Consideraram para o concreto e chumbadores elementos finitos sólidos tridimensionais e para as barras de reforço elementos de treliça. Foi simulado também interfaces entre o chumbador e o concreto/graute e entre a almofada de apoio e o concreto. Simulou o concreto com o modelo de fissuração distribuída, com leis de amolecimento do material à tração e compressão. A lei constitutiva do aço adotada para esse modelo foi obtida experimentalmente.

A malha do modelo numérico final está apresentada na Figura 2.20. Para as condições de contorno foi fixado a base do pilar e aplicado força horizontal na viga. Tanto o ensaio, quanto as simulações foram com carregamento monotônico.

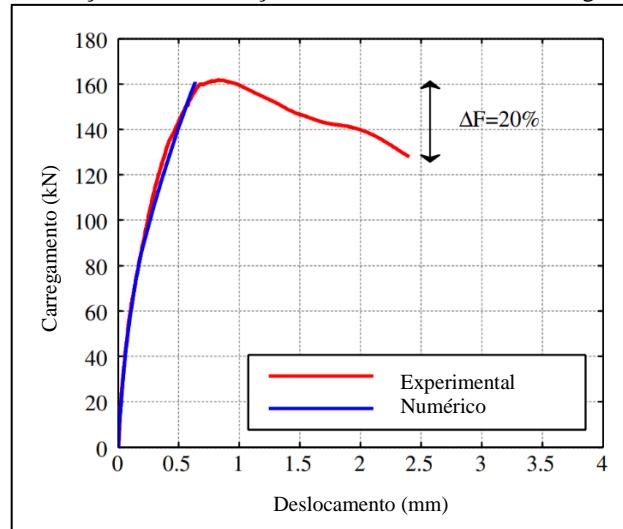
Figura 2.20 – Malha do modelo numérico de Magliulo *et al.* (2014)



Fonte: Magliulo *et al.* (2014).

A validação desse modelo se deu comparando a curva força *versus* deslocamento (Figura 2.21), o modo de falha e a profundidade da rótula plástica no chumbador. Nota-se nessa figura que o modelo numérico termina no pico, isto não interferiu na representatividade deste, pois a ligação tem um comportamento frágil e o último incremento de força correspondeu ao mecanismo de falha.

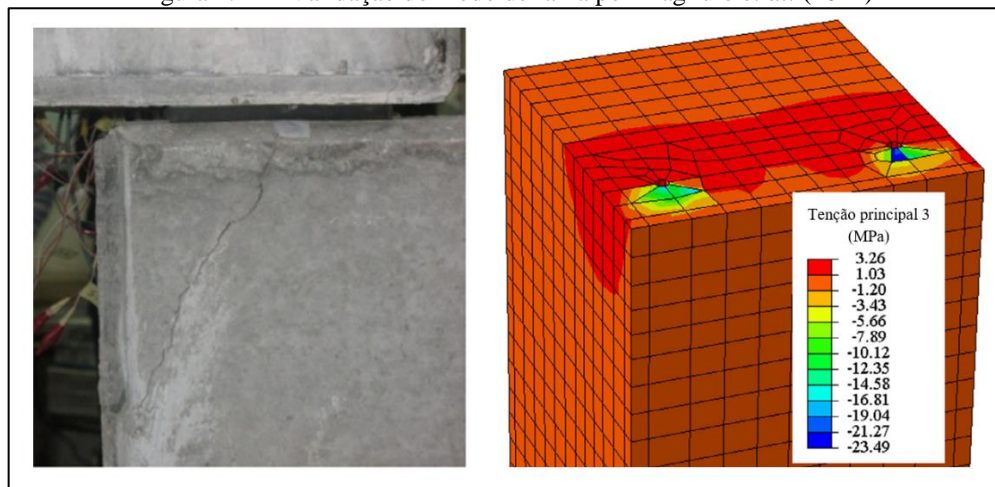
Figura 2.21 – Validação da curva força *versus* deslocamento de Magliulo *et al.* (2014)



Fonte: Magliulo *et al.* (2014).

Na Figura 2.22 está apresentado a validação do modo de falha. Verifica-se a formação do destacamento lateral do concreto quando foi alcançado a resistência à tração de 3,26 MPa.

Figura 2.22 – Validação do modo de falha por Magliulo *et al.* (2014)



Fonte: Adaptado de Magliulo *et al.* (2014).

Após validado, esses pesquisadores realizaram o estudo paramétrico, o qual consistiu na variação de três parâmetros geométricos que são o diâmetro do chumbador, a distância frontal e a lateral do eixo do chumbador à borda do elemento. Os autores também fizeram um estudo teórico com objetivo de validar formulações da literatura. A estrutura foi simulada mediante duas solicitações, força cortante contra a borda frontal e no sentido contrário. Na sequência será abordado somente os aspectos da primeira solicitação sobre o comportamento numérico da ligação, a qual corresponde à do presente trabalho.

Todos os modelos paramétricos submetidos a força cortante contra a borda frontal tiveram o mesmo modo de falha do modelo validado, destacamento do concreto.

A variação do diâmetro do chumbador se deu entre 14 a 24 mm e o chumbador do ensaio é de 27 mm. O estudo paramétrico concluiu que a variação crescente do diâmetro causa um aumento também crescente da resistência a força cortante da ligação.

A variação da cobertura frontal se deu com valores de 50, 100, 150, 200 e 300 mm, o valor desse parâmetro para o modelo validado é igual a 130 mm. Verificou-se mais diferenças na resistência entre os três primeiros modelos, após isto, os modelos com 150, 200 e 300 mm tiveram quase o mesmo valor. Essa variação demonstrou que o aumento da cobertura frontal confere resistência à ligação, no entanto a partir de uma certa distância o ganho é ínfimo.

Para os modelos paramétricos com variação da cobertura lateral foi escolhido os valores de 50, 150 e 200 mm, sendo o de ensaio igual a 100 mm. A força resistente cortante e os deslocamentos de falha tiveram grandes influências com este estudo.

Estes autores confirmaram que, se as coberturas lateral e frontal são menores do que 6-7 vezes o diâmetro do chumbador, o modo de falha envolve o destacamento do concreto, este ocorreu na ligação desses autores. Para as ligações de Zoubek *et al.* (2013) houve o modo de falha com escoamento do chumbador junto com esmagamento do concreto envolto, estes concluíram que isto ocorreu devido essas coberturas ultrapassarem 6 vezes o diâmetro do chumbador.

### 2.3.3 Kataoka, Ferreira e El Debs (2015)

Kataoka, Ferreira e El Debs (2015) realizaram um estudo sobre o comportamento de uma ligação viga-pilar em estruturas de concreto pré-moldado da Tipologia 1, tipificada na NBR 9062 (ABNT, 2017). A ligação possui formato cruciforme, composta por duas vigas em balanço conectadas ao pilar central através de armadura de continuidade e chumbadores localizados nos consolos, sendo a estrutura sujeita a carregamento monotônico.

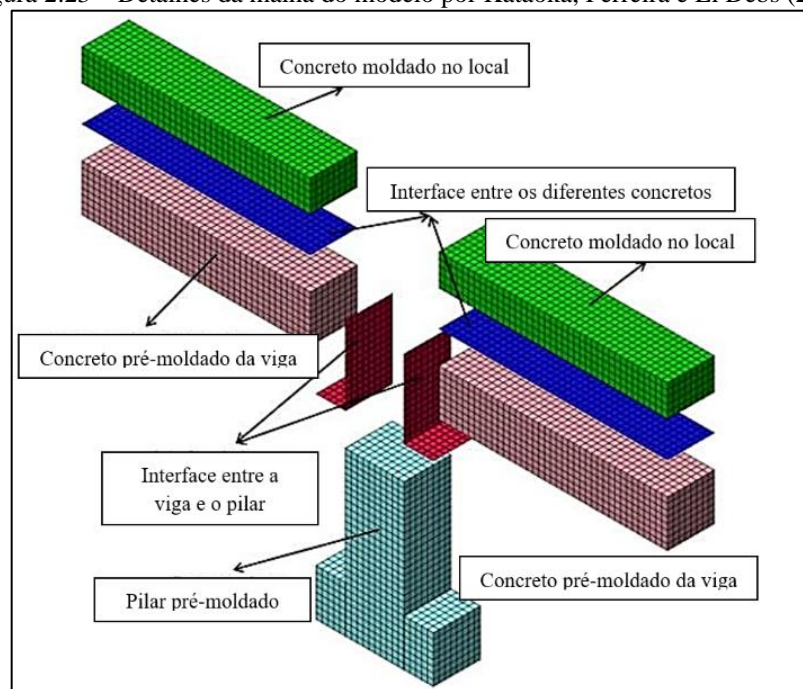


Para este estudo, foi feito um modelo numérico tridimensional desta ligação no *software* DIANA®, o qual se baseia no método dos elementos finitos. Depois foi validado o modelo desenvolvido fazendo comparações entre os resultados numéricos com os experimentais de trabalho anterior, das curvas carregamento *versus* deslocamento e carregamento *versus* tensão da armadura de continuidade e o modo de falha da estrutura.

Nesse estudo os autores utilizaram para representar o comportamento não-linear do concreto, o modelo de deformação total com fissuração fixa ou *Total Strain Fixed Crack Model*. Já as leis constitutivas teóricas para o material à compressão e à tração foram, respectivamente, o elasto-plástico ideal e o frágil. Para o aço adotaram o critério de ruptura de Von Mises com lei constitutiva elasto-plástico perfeito. Para as interfaces entre os diferentes concretos foi definido o modelo de fissuração discreta com comportamento frágil, o qual simula o início e propagação das fissuras.

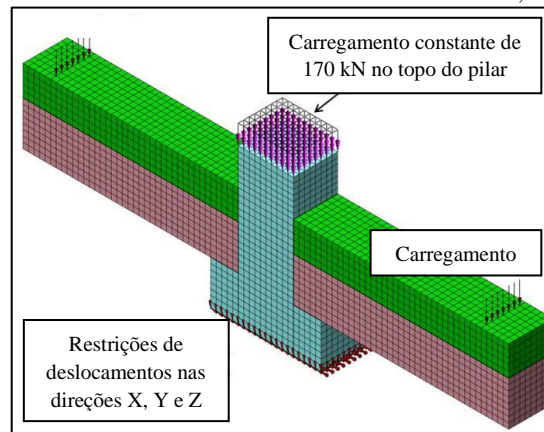
Os elementos finitos utilizados foram o sólido (HX24L) para simular o concreto e o plano Q24IF para representar as diferentes interfaces que têm na estrutura, ambos com aproximação linear. As barras de aço foram modeladas com linhas de reforço ou *reinforcements lines*, com objetivo de enrijecer os elementos finitos que são cruzados por elas. Foram ao todo 11392 elementos finitos utilizados e 18713 nós. Nas Figuras 2.23 e 2.24 estão respectivamente os detalhes da malha e as condições de contorno.

Figura 2.23 – Detalhes da malha do modelo por Kataoka, Ferreira e El Debs (2015)



Fonte: Kataoka, Ferreira e El Debs (2015).

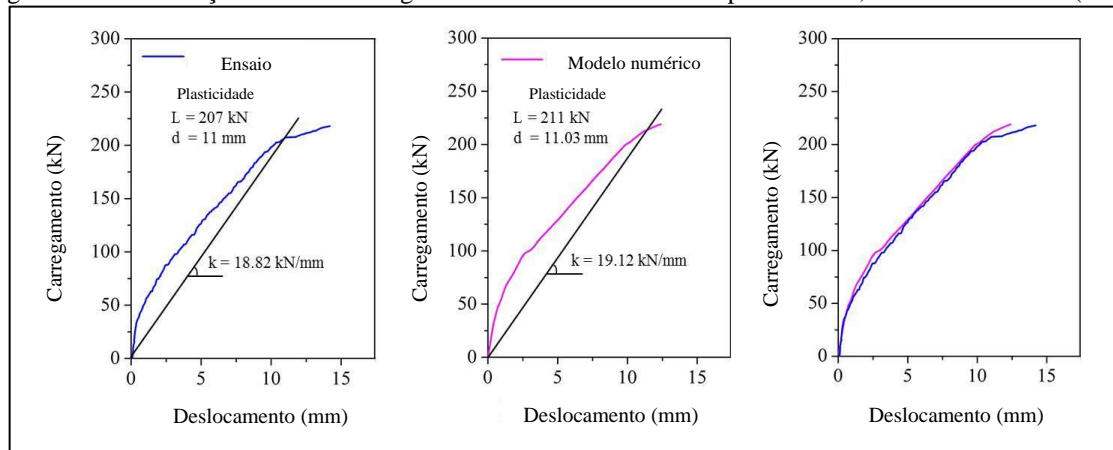
Figura 2.24 – Condições de contorno do modelo numérico de Kataoka, Ferreira e El Debs (2015)



Fonte: Kataoka, Ferreira e El Debs (2015).

A Figura 2.25 mostra a validação da curva força *versus* deslocamento. A comparação dos resultados mostraram que a rigidez dos modelos foram praticamente a mesma. A capacidade resistente da ligação teve boa concordância, pois o modelo numérico alcançou uma força de 219 kN e o ensaio 220 kN. A simulação alcançou o mesmo modo de falha da ligação, a qual acontece com o escoamento da armadura de continuidade.

Figura 2.25 – Validação da curva carregamento *versus* deslocamento por Kataoka, Ferreira e El Debs (2015)



Fonte: Kataoka, Ferreira e El Debs (2015).

#### 2.3.4 Kataoka, Ferreira e El Debs (2017)

Apesar de possuir uma laje na ligação, assim, se classificando como ligação laje-vigapilar, a estrutura estudada por Kataoka, Ferreira e El Debs (2017) mantém os componentes da ligação de Tipologia 1 com o acréscimo de uma laje alveolar. Para este estudo fez-se a validação de um modelo numérico tridimensional representando o protótipo, com o objetivo de realizar

um estudo paramétrico. As simulações foram feitas com o *software* DIANA®. Na Tabela 2.3 estão as definições dos modelos constitutivos dos materiais constituintes dessa ligação.

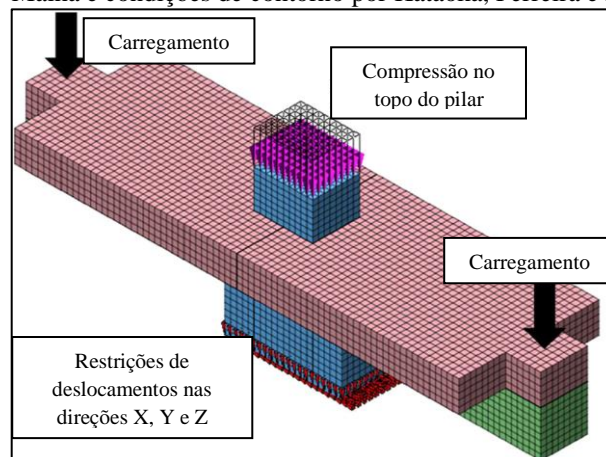
Tabela 2.3 – Modelos constitutivos dos materiais da ligação de Kataoka, Ferreira e El Debs (2017)

<i>Concreto</i>	
Modelo de deformação total	Fixo
Curva do concreto à tensão	Exponencial
Curva do concreto à compressão	Parabólico
<i>Interfaces</i>	
Entre a viga e o pilar	Fissuração discreta
Entre os concretos	Fissuração discreta
<i>Reforço e chumbadores</i>	
<i>Von Mises</i>	Elasto-plástico perfeito

Fonte: Kataoka, Ferreira e El Debs (2017).

O elemento finito utilizado para simular o concreto e as interfaces foram o sólido (HX24L) e o plano (Q24IF), respectivamente. As barras de aço foram modeladas com as linhas de reforço. A malha teve 17472 elementos finitos e 28576 nós, com tamanho de 50 mm cada. A Figura 2.26 apresenta esta malha e as condições de contorno do modelo desenvolvido.

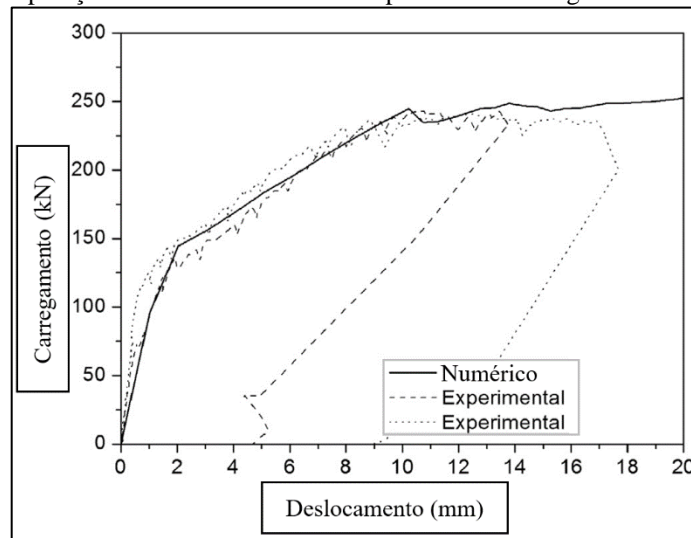
Figura 2.26 – Malha e condições de contorno por Kataoka, Ferreira e El Debs (2017)



Fonte: Kataoka, Ferreira e El Debs (2017).

O modelo numérico foi validado confrontando suas respostas com as do ensaio. Foram comparadas as curvas carregamento *versus* deslocamento, carregamento *versus* deformação das armaduras de continuidade, os padrões de fissuração na estrutura e também o modo de falha com a plastificação da armadura de continuidade. Na Figura 2.27 está apresentado a validação da curva carregamento *versus* deslocamento.

Figura 2.27 – Comparação das curvas numérica e experimental: carregamento *versus* deslocamento

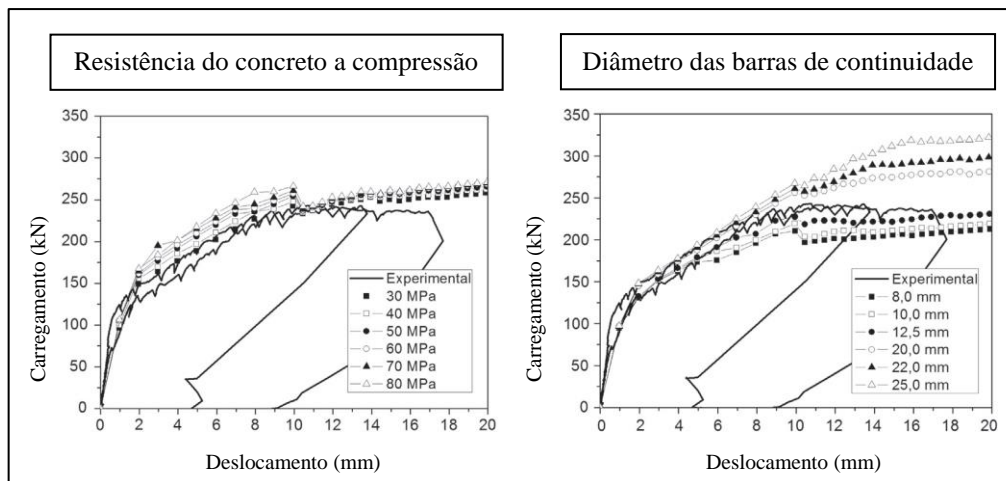


Fonte: Kataoka, Ferreira e El Debs (2017).

Os parâmetros escolhidos para variar no estudo paramétrico foram o concreto moldado no local e o diâmetro das barras de continuidade que atravessam o pilar. Foram simulados 12 modelos paramétricos neste estudo.

Observando a Figura 2.28, das curvas carregamento *versus* deslocamento do estudo paramétrico, constata-se que aumentando a resistência do concreto à compressão cresce pouco a capacidade resistente da ligação, o ganho significativo foi na carga para ocorrer fissuração no modelo. Observa-se também que o aumento do diâmetro das barras não muda a rigidez inicial dos modelos ao momento fletor negativo, e o comportamento foi diferenciado depois do início da fissuração do concreto. Além disso, o aumento dos diâmetros conferiu ganho de resistência à estrutura.

Figura 2.28 – Curvas carregamento *versus* deslocamento do estudo paramétrico



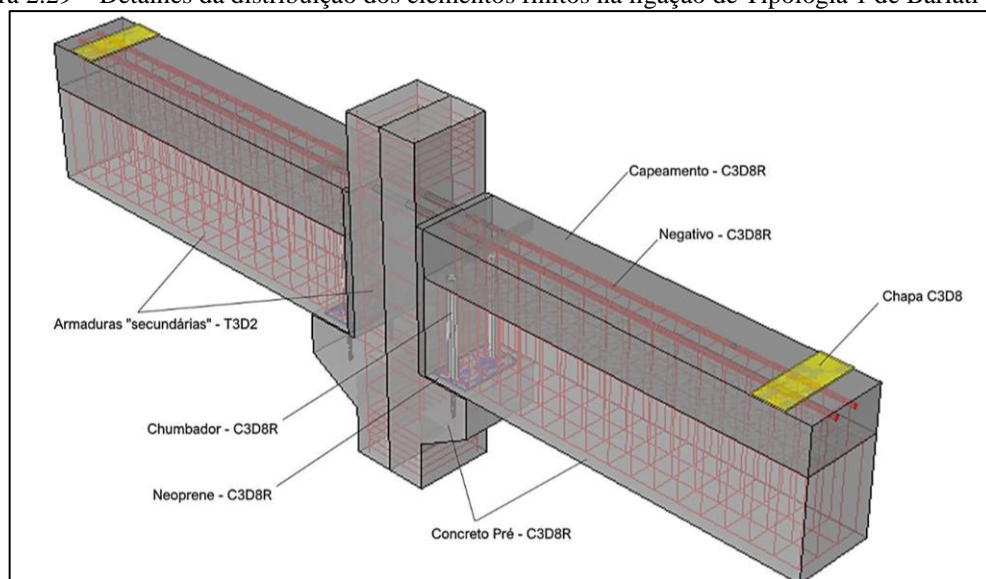
Fonte: Kataoka, Ferreira e El Debs (2017).

### 2.3.5 Barlati (2020)

Barlati (2020) estudou as Tipologias 1 e 2 de ligação viga-pilar, contidas na NBR 9062 (ABNT, 2017), ambas com armadura de continuidade atravessando o pilar pré-fabricado em bainha corrugada, estas são solidarizadas por segunda concretagem da capa da viga. A primeira tipologia possui chumbadores duplos no consolo, os quais são solidarizados à viga por meio de grauteamento, já a segunda possui chapa de aço no fundo da viga soldada a outra no topo do consolo. As ligações foram solicitadas por carregamento monotônico. Sua análise principal consistiu na calibração das duas tipologias de ligação e posteriori estudo paramétrico variando a taxa da armadura de continuidade, totalizando 12 simulações realizadas (seis para cada tipologia).

Barlati (2020) modelou suas ligações no *software* ABAQUS. O modelo da Tipologia 1 possui elementos tridimensionais (simulando o concreto, aparelhos de apoio, grautes, armaduras de continuidade e chumbadores) e de treliça para representar as armaduras transversais. A distribuição dos elementos finitos na ligação se encontram ilustrados na Figura 2.29. O concreto foi modelado com o modelo de dano plástico ou *Concrete Damaged Plasticity* (CPD) e foi escolhido o comportamento elasto-plástico perfeito para os aços. Foi considerado interação de contato entre algumas partes da estrutura, como o de fricção entre o chumbador e o graute, contato simples entre a viga e o aparelho de apoio (simplesmente apoiada) e também entre a viga e o pilar.

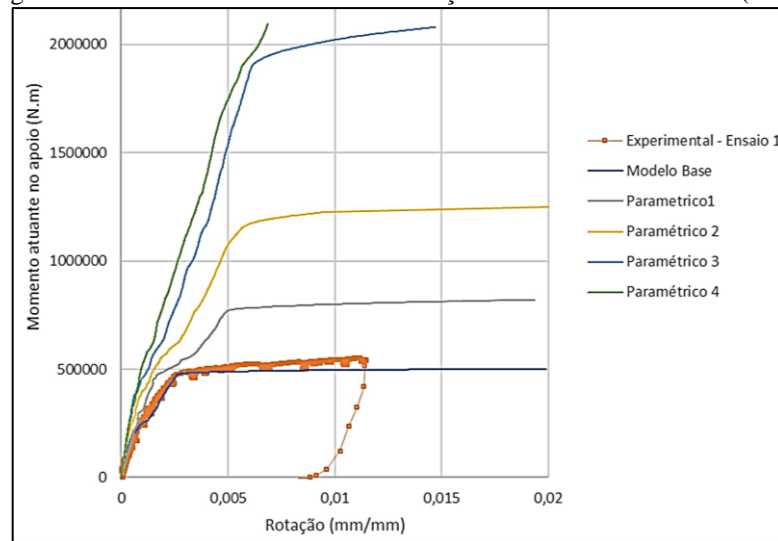
Figura 2.29 – Detalhes da distribuição dos elementos finitos na ligação de Tipologia 1 de Barlati (2020)



Fonte: Barlati (2020).

Na Figura 2.30 são apresentadas as curvas momento *versus* rotação de cinco modelos numéricos e do ensaio, da ligação viga-pilar de Tipologia 1 por Barlati (2020). Foram apresentados somente cinco pois, a partir do quarto modelo não houve convergência na simulação. Nota-se que houve validação do modelo base quando confrontado a sua curva com a do ensaio. Verifica-se também que a variação da taxa de armadura conferiu ganho de rigidez e de resistência à estrutura.

Figura 2.30 – Curvas momento versus rotação dos modelos de Barlati (2020)



Fonte: Barlati (2020).

Em seu trabalho, o pesquisador realizou também estudos teóricos, dentre eles destaca-se a comparação da rigidez secante calculada pela norma NBR 9062 (ABNT, 2017) com a rigidez dos modelos simulados. Na Tabela 2.4 se encontra essa comparação, verificando que a média de discrepância das rigidezes dos modelos paramétricos foi de 21,9%. A norma superestimou as rigidezes dos modelos paramétricos.

Tabela 2.4 – Comparação entre a rigidez secante das simulações e a determinada pela NBR 9062 (ABNT, 2017)

<b>Modelos</b>	<b>Rigidez (MEF) (kNm/rad)</b>	<b>Rigidez (NBR 9062) (kNm/rad)</b>	<b>R MEF / R NBR (%)</b>
0.22% (ensaio)	170740,74	140778,82	121,28
0.36%	159836,07	188163,49	84,95
0.54%	209090,91	282245,23	74,08
0.91%	354545,45	470408,72	75,37

Fonte: Adaptado de Barlati (2020).

### 2.3.6 Rosário (2021)

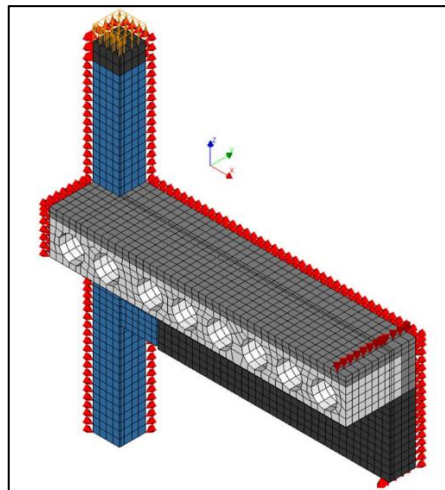
Rosário (2021) realizou um estudo numérico do comportamento de uma ligação parcialmente resistente ao momento fletor entre pilar misto preenchido de seção quadrada e viga pré-moldada de concreto. Apesar de ser diferente da Tipologia 1 da NBR 9062 (ABNT, 2017) esta ligação possui os mesmos componentes resistentes da presente pesquisa, os quais são: o chumbador resistindo ao momento fletor positivo e a armadura de continuidade resistindo aos momentos negativos.

Este autor desenvolveu seu modelo utilizando o programa DIANA<sup>®</sup>. Representando somente um quarto da geometria do protótipo e aplicando carregamento monotônico e para a validação utilizou a envoltória do carregamento cíclico do ensaio. Considerou elementos sólidos com função de aproximação linear para o concreto, a almofada de apoio, o chumbador e o bloco de carregamento. Para as armaduras adotou as linhas de reforço ou *reinforcements lines*. O concreto foi simulado com o modelo de fissuração distribuída deformação total com fissuras rotativas ou *Total Strain Rotating Crack Model*, com lei de amolecimento exponencial para o concreto à tração e parabólico para o material à compressão. O aço foi modelado com o critério de Von Mises com lei constitutiva elasto-plástico perfeito. A almofada e o bloco de carregamento foram simulados com modelo linear.

Destaca-se a utilização de interfaces com o modelo não-linear para o contato do pilar-viga, viga-almofada e viga-chumbador.

A malha e as condições de contorno do modelo deste autor estão apresentados na Figura 2.31.

Figura 2.31 – Malha e condições de contorno do modelo de Rosário (2021)



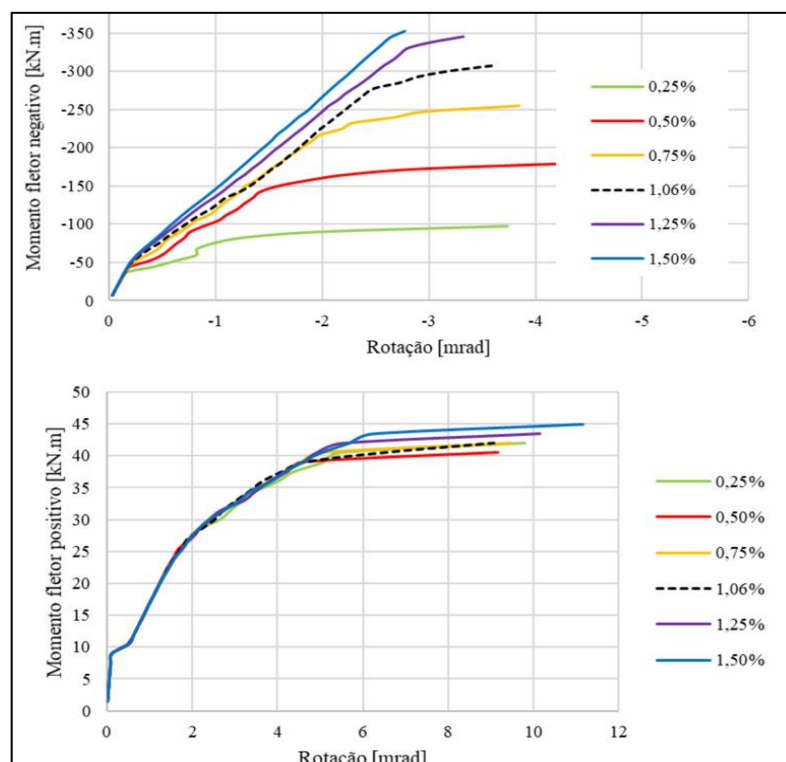
Fonte: Rosário (2021).

Foi aplicada restrição de deslocamento em X no plano YZ para considerar a simetria em relação ao eixo do pilar. Também, restrição de deslocamento em Z no plano XY do meio da viga, para considerar esta simetria. Na extremidade da viga existe restrição na direção Y tanto em cima quanto embaixo. E a aplicação de carregamento foi feita sobre o topo do pilar.

O modelo proposto foi validado mediante as curvas momento *versus* deslocamento, momento *versus* rotação, momento *versus* deformação da armadura de continuidade e os modos de falha. A validação ocorreu tanto para solicitação de momento positivo quanto para negativo. Após isto, o autor realizou um estudo paramétrico variando a taxa e disposição da armadura negativa, diâmetro e quantidade de chumbadores e altura da laje alveolar.

A variação da altura da laje foi o único parâmetro que trouxe modificações significativas para o comportamento da ligação sob momento positivo e negativo. A variação da taxa de armadura influenciou fortemente na rigidez à rotação e resistência do modelo solicitado com momento negativo, e provocou pouca alteração do comportamento do modelo sob momento positivo (vide Figura 2.32). Quanto à variação do diâmetro dos chumbadores, verifica-se na Figura 2.33 que para o modelo submetido ao momento negativo, tal variação não influencia no comportamento da estrutura, diferentemente, para o modelo sob momento positivo, o aumento do diâmetro provoca ganhos de rigidez e capacidade resistente significativos para a ligação.

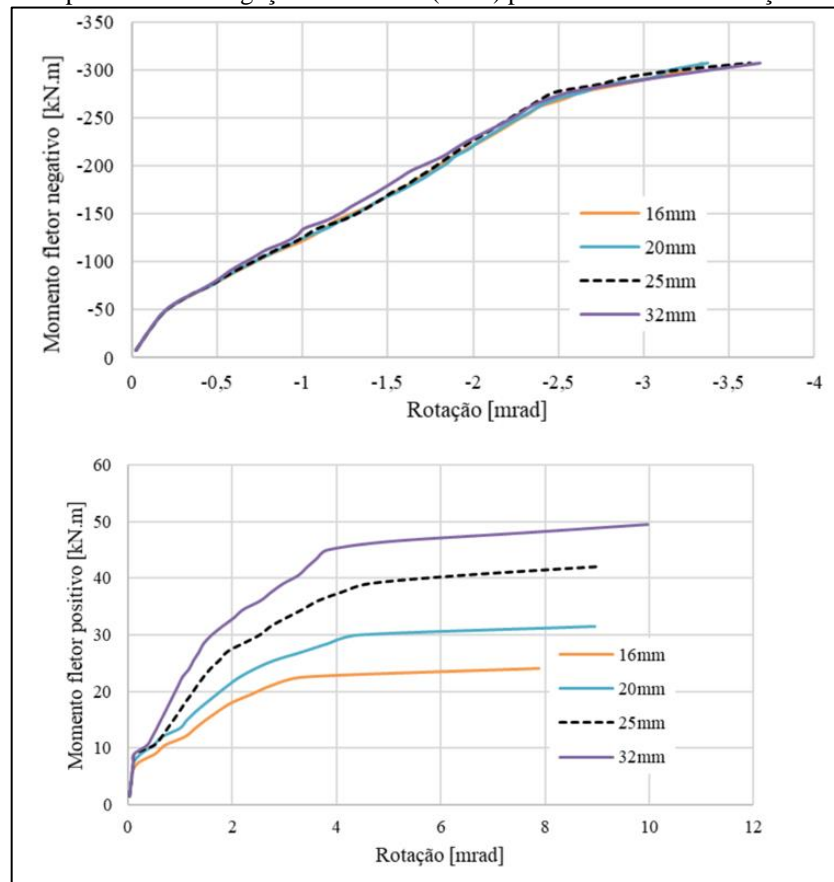
Figura 2.32 – Comportamento da ligação de Rosário (2021) para o estudo com variação da taxa de armadura



Fonte: Rosário (2021).



Figura 2.33 – Comportamento da ligação de Rosário (2021) para o estudo com variação dos chumbadores



Fonte: Rosário (2021).

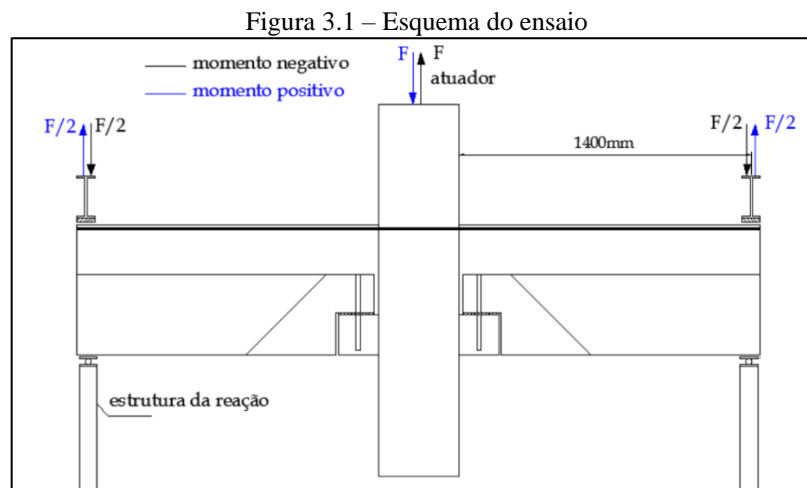
### 3 MODELAGEM NUMÉRICA

Este capítulo está dividido em três partes. Na primeira parte são apresentados os principais aspectos do ensaio de Bellucio (2016). Na segunda está descrito o modelo numérico proposto pela mesma autora e seus resultados. A última parte engloba o modelo numérico desenvolvido neste trabalho.

#### 3.1 Ensaio de Bellucio (2016)

O esquema do ensaio de Bellucio (2016) está ilustrado na Figura 3.1, na qual existem duas vigas apoiadas em duas estruturas de reação e um pilar central unindo essas vigas. O carregamento foi de modo cíclico, ou seja, com inversão de sentido e foi aplicado no topo do pilar mediante atuador hidráulico. Os ciclos de carregamento estão descritos na Tabela 3.1.

Para cada força positiva sobre o pilar (apontando para cima) existe o esforço de momento fletor negativo na ligação, e para o inverso o momento positivo. Os momentos na ligação foram determinados a partir da Equação 3.1.



$$M = -\frac{F}{2} \times L \quad (3.1)$$

Onde:

$M$  – Momento fletor na ligação;

$F$  – Força aplicada pelo atuador;

$L$  – Distância entre o apoio da viga e o pilar, igual a 1,4 m para esta ligação.

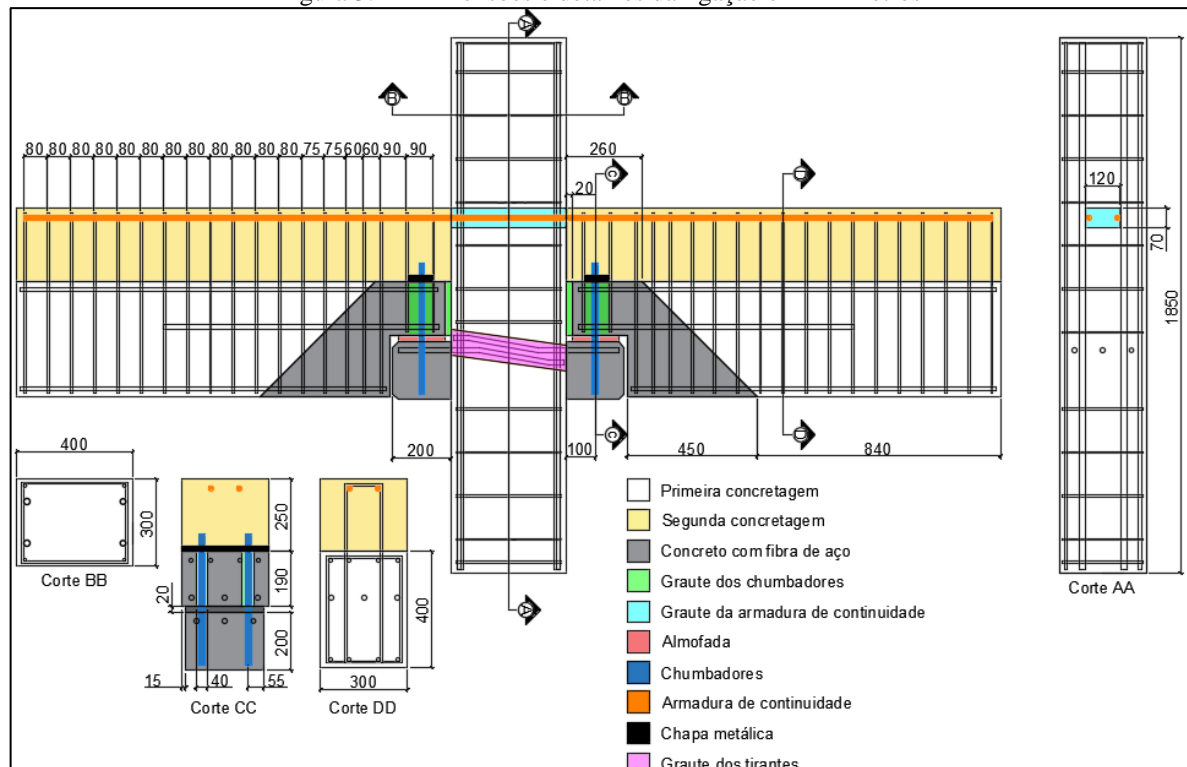
Tabela 3.1 – Descrição dos ciclos de carregamento aplicados no protótipo

<i>Quantidade de ciclos</i>	<i>Carregamento do pilar (kN)</i>	<i>Momento na ligação (kNm)</i>
7	48	-33,6
	-24	16,8
12	75	-52,5
	-35	24,5
Ciclo de Ruptura	158	-110,0
	-68	48,0

Fonte: Autor.

A Figura 3.2 apresenta alguns detalhes e dimensões do protótipo ensaiado. Os diversos componentes cimentícios da ligação estudada são: três tipos de concretos (um com 2% de fibras de aço, e dois convencionais com diferentes concretagens); almofada com argamassa modificada; e três tipos de grautes (para solidarizar os tirantes no pilar, os chumbadores na viga e as armaduras de continuidade no pilar). Os diâmetros dos componentes em aço são: chumbadores duplos com 20 mm; barras duplas para armadura de continuidade com 16 mm; tirantes triplos tanto no consolo quanto no dente da viga com 16 mm; armaduras longitudinais da viga (oito barras) com 12,5 mm; estribos da viga com 8 mm; armaduras longitudinais do pilar sendo quatro barras com 10 mm e outras quatro com 20 mm; e estribos do pilar com 6,3 mm. Existem também chapas metálicas, porcas e arruelas para fixação dos chumbadores nas vigas. Na Figura 3.3 está a fotografia desse protótipo.

Figura 3.2 – Dimensões e detalhes da ligação em milímetros



Fonte: Autor.

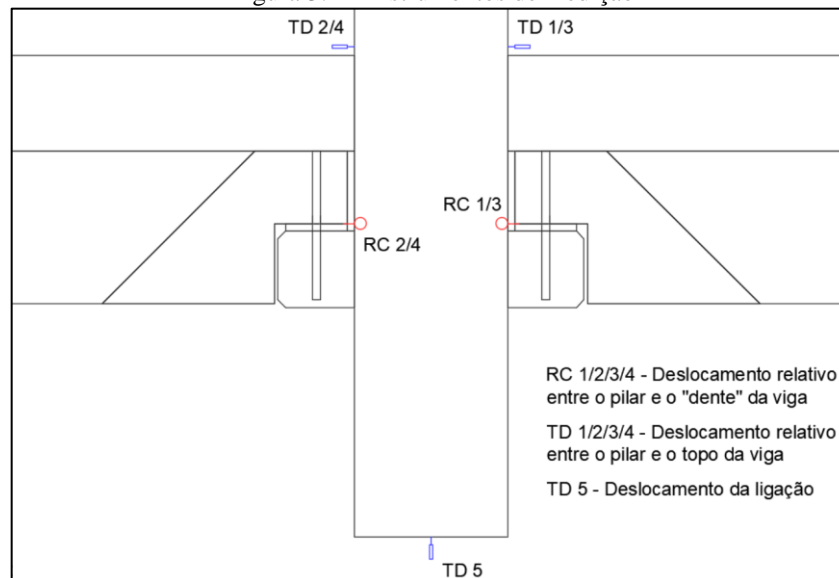
Figura 3.3 – Fotografia do protótipo de Bellucio (2016)



Fonte: Bellucio (2016).

Na instrumentação do modelo foram utilizados relógios comparadores e transdutores (para mensurar os deslocamentos) para analisar o comportamento da ligação. Aqueles relevantes para o presente estudo estão apresentados na Figura 3.4. A partir deles obteve-se as curvas força (do atuador) *versus* deslocamento da ligação e momento *versus* rotação. As rotações foram determinadas a partir da Equação 3.2.

Figura 3.4 – Instrumentos de medição



Fonte: Autor.

$$\varphi = \frac{\text{media (RC 1,2,3 e 4)} + \text{media (TD 1,2,3 e 4)}}{l} \quad (3.2)$$

Onde:

$\varphi$  – Rotação da ligação;

$l$  – Distância entre o relógio comparador e o transdutor localizado no topo da viga, o qual no protótipo em estudo é de 450 mm.

### 3.2 Modelo numérico por Bellucio (2016)

Bellucio (2016) contemplou ainda em sua tese uma modelagem numérica bidimensional da sua ligação viga-pilar ensaiada utilizando o programa DIANA<sup>®</sup>. Para o modelo numérico, além da representação bidimensional, a autora admitiu como simplificações a adoção de simetria da ligação viga-pilar em relação ao eixo do pilar e a consideração da aderência perfeita entre os distintos materiais, excetuando-se na interface entre a almofada e a viga e na interface entre o pilar e a viga.

Os elementos finitos usados no modelo foram: chapa (Q8MEM) para a geração da malha do concreto e do graute; viga (L6BEN) para representar o chumbador; treliça (L2TRU) para considerar as armaduras da viga; e L8IF para descrever as interfaces. Todos os elementos finitos supracitados possuem interpolação linear do campo de deslocamentos excetuando-se a treliça (L2TRU), a qual possui interpolação polinomial. A consideração da armadura do pilar no modelo foi feita utilizando a ferramenta do DIANA<sup>®</sup> nomeada por reforço ou *reinforcement*, a qual enrijece o elemento finito que é cruzado por ele.

Bellucio (2016) adotou o modelo de fissuração fixa baseado na deformação total ou *Total Strain Fixed Crack Model* para simular a distribuição de fissura no concreto. Foram adotadas também leis constitutivas teóricas para descrever o comportamento mecânico de cada componente da estrutura, as quais estão apresentadas na Tabela 3.2. Além disso, adotou-se o modelo de fissuração discreta para as interfaces.

Tabela 3.2 – Leis constitutivas teóricas

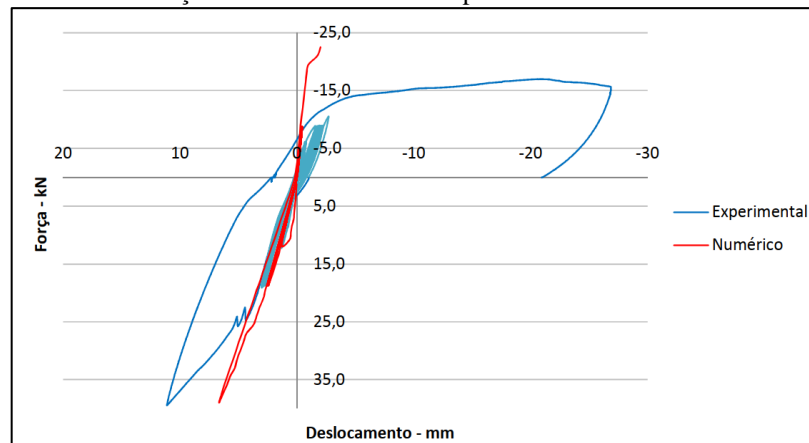
<i>Componentes</i>	<i>Comportamento à tração</i>	<i>Comportamento à compressão</i>
<i>Concreto</i>	Lei de amolecimento exponencial	Parabólico
<i>Graute</i>	Modelo frágil	Modelo ideal
<i>Almofadas de apoio</i>	Linear-elástico	Linear-elástico
<i>Aços</i>	Von-Mises	Von-Mises

Fonte: Autor.

As dimensões do modelo numérico foram as mesmas do modelo ensaiado. Escolheu-se a dimensão máxima dos elementos finitos igual a 20 mm, desta forma obteve-se 4757 elementos. A escolha da condição de contorno se deu a partir do modelo experimental, sendo o carregamento imposto conforme os limites de carregamento do ensaio. As não-linearidades foram solucionadas mediante o método Quasi-Newton com adoção de tolerância igual a  $10^{-2}$ .

Bellucio (2016) optou por comparar a curva força *versus* deslocamento obtida experimentalmente com a mesma determinada mediante simulação numérica. A força negativa apresentada na Figura 3.5 provoca momento positivo na ligação e a força positiva, momento negativo. A pesquisadora afirma que a resposta do modelo numérico foi representativa quanto à aplicação do momento negativo, apresentando diferença significativa a partir de 25 kN. No entanto, os resultados numéricos não se mostraram adequados para representar a estrutura submetida ao momento positivo, pois apresentaram rigidezes superestimadas. Ainda, supõe que sua modelagem não conseguiu levar em conta a penalização da rigidez provocada pelos efeitos de grupo e de borda dos chumbadores. Assim, a autora sugeriu para os trabalhos futuros a avaliação de um modelo tridimensional para a simulação numérica da sua ligação.

Figura 3.5 – Curvas força versus deslocamento experimental e numérica de Bellucio (2016)



Fonte: Bellucio (2016).

### 3.3 Modelo numérico proposto

Propôs-se um modelo numérico tridimensional para melhor representar o comportamento do protótipo ensaiado por Bellucio (2016). Acreditou-se que a tridimensionalidade do presente modelo capturaria os efeitos deletérios à rigidez e resistência da ligação viga-pilar quando solicitada por momento fletor positivo, os quais são os efeitos de borda e de grupo. Tais efeitos são intrínsecos à tipologia da estrutura desse trabalho (chumbadores duplos e próximos), os quais foram verificados pela autora quando a mesma fez

a consideração deles para a obtenção teórica da rigidez e resistência ao momento fletor positivo de seu protótipo e comparou os resultados teóricos com o experimental.

Serão apresentados nesse tópico detalhadamente o modelo numérico desenvolvido na seguinte sequência:

- Geometria e simplificações;
- Elementos finitos, malha e condições de contorno;
- Modelos constitutivos;

O processamento faz parte da proposição do modelo numérico, no entanto optou-se por abordar tal tópico no próximo capítulo.

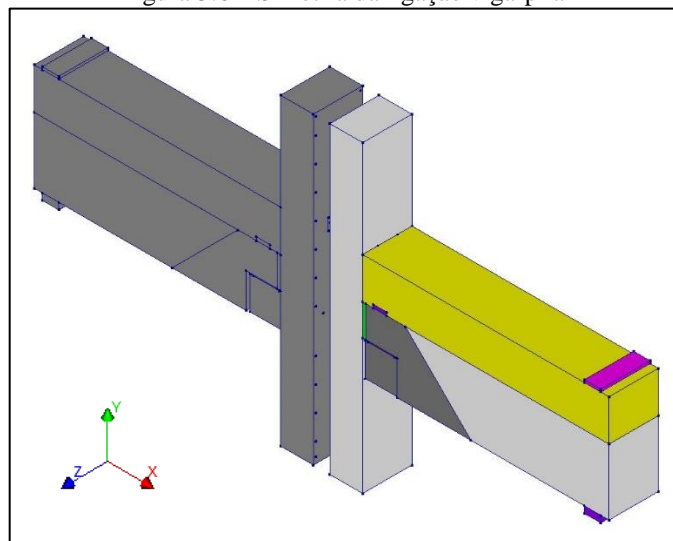
O desenvolvimento do modelo numérico do presente trabalho como as simulações realizadas se deram com o auxílio do *software* DIANA<sup>®</sup>, versão 10.4.

### 3.3.1 Geometria e simplificações

A construção da geometria do modelo numérico foi baseada na geometria do próprio protótipo em estudo (dimensões e disposição dos componentes da estrutura) e também na pesquisa bibliográfica sobre modelagem. Para a simulação ser viável quanto ao custo computacional e humano foram adotadas algumas simplificações.

A primeira simplificação foi construir somente metade da ligação (Figura 3.6), pois a mesma possui simetria de geometria e carregamento no plano YZ.

Figura 3.6 – Simetria da ligação viga-pilar



Fonte: Autor.

A segunda simplificação foi considerar aderência perfeita de algumas barras e estribos com o concreto (tanto com fibras de aço quanto o convencional), excetuando-se a armadura de continuidade e os chumbadores. Adotou-se interface entre o chumbador e o graute/concreto e entre a armadura de continuidade e o graute/concreto, pois são regiões com grandes concentrações de tensões, possibilitando eventuais deslocamentos relativos entre o aço e o material cimentício.

Foi verificado nos trabalhos de Miotto (2002), Zoubek *et al.* (2013), Magliulo *et al.* (2014), Barlati (2020) e Rosário (2021) que a consideração de alguma interface/contato entre o chumbador e o material cimentício se mostra necessária para uma boa representatividade do modelo numérico, principalmente quanto ao comportamento da ligação sob momento fletor positivo. Quanto a acurácia dos resultados para a ligação viga-pilar sob momento negativo, Miotto (2002) simulou contato entre a armadura de continuidade e o concreto.

A última simplificação foi considerar aderência perfeita entre os diferentes concretos e grautes, excetuando-se o plano entre o pilar e a viga, pois verificou-se no ensaio um plano de fissuração (ortogonal ao eixo da ligação viga-pilar) bem definido após o carregamento. Também foram construídas interfaces entre a almofada e a viga, a almofada e o consolo e entre a viga e os apoios para simular o contato entre estes diferentes componentes da estrutura.

### 3.3.2 Elementos finitos, malha e condições de contorno

A partir da geometria construída foram escolhidos os tipos de elementos finitos que representam cada componente da ligação viga-pilar.

Para representar os materiais cimentícios, o chumbador e os apoios (placa de policloropreno e chapa metálica) foram selecionados elementos finitos sólidos, os quais foram: bloco ou *brick* (HX24L); piramidal (PY15L); tetraédrico (TE12L); cunha ou *wedge* (TP18L). Todos estes possuem 3 graus de liberdade de translação por nó e função de interpolação linear, ou seja, os deslocamentos são lineares e as deformações e tensões constantes.

As barras longitudinais, os estribos e a armadura de continuidade foram simulados com as linhas de reforço ou *reinforcements lines*, as quais não são elementos finitos e possuem como vantagem prescindir de compatibilização de seus nós com os dos elementos finitos que os envolvem. Esta ferramenta do DIANA<sup>®</sup> enrijece o elemento que é cruzado por ela. Foi utilizado dois tipos de linhas de reforço no presente trabalho: reforço embutido ou *embedded reinforcement* para as barras longitudinais e estribos, a qual considera aderência perfeita entre o elemento finito e a linha de reforço, e; treliça deslizante ou *truss bondslip* para a armadura de



continuidade que permite a consideração de um deslocamento relativo entre o reforço e o elemento.

O chumbador não pôde ser representado com a ferramenta supracitada, pois, na ligação viga-pilar em estudo ele é solicitado por esforço normais, mas majoritariamente por cortantes, exigindo que seja representado ou por elementos de viga ou elementos sólidos. Na etapa de validação do modelo numérico proposto, o elemento sólido se mostrou mais adequado para representar o chumbador, devido ao modelo com chumbador em viga apresentar rigidez muito elevada quando comparada com o ensaio.

Para as interfaces entre a viga e o pilar, entre a almofada e a viga e entre a almofada e o consolo foi utilizado o elemento de interface plano triangular (T18IF). Nas interfaces entre os apoios e a viga foi empregado o elemento quadrilateral (Q24IF). Estes elementos de interface plano possuem função de interpolação linear e 3 graus de liberdade de translação por nó. Tais elementos simulam a interação entre dois planos de um modelo tridimensional, possibilitando deslocamentos relativos entre estes, na direção perpendicular e paralela desses planos.

Na Tabela 3.3 estão reunidos todos os elementos finitos adotados para o modelo proposto e suas respectivas quantidades de nós.

Tabela 3.3 – Elementos finitos do modelo proposto

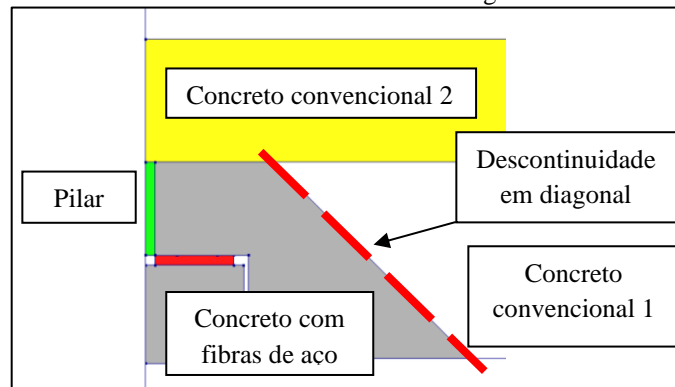
<b>Tipo</b>	<b>Nome</b>	<b>Quantidades de nós</b>
<i>Sólido</i>	<i>HX24L</i>	8
<i>Sólido</i>	<i>PY15L</i>	5
<i>Sólido</i>	<i>TE12L</i>	4
<i>Sólido</i>	<i>TP18L</i>	6
<i>Interface plano</i>	<i>Q24IF</i>	4 + 4
<i>Interface plano</i>	<i>T18IF</i>	3 + 3

Fonte: Autor.

Para a determinação da malha do modelo numérico fez-se um estudo preliminar de densidade e dos tipos de elementos finitos utilizados nas diferentes regiões da estrutura. Esta verificação foi realizada por meio do confronto dos resultados numéricos com os de ensaio.

Devido a ligação viga-pilar ter uma descontinuidade de concretos, delimitando um plano diagonal ao eixo horizontal (Figura 3.7), não foi possível construir uma malha com poucos tipos de elementos finitos. Outra questão foi representar o chumbador de modo mais próximo da sua forma cilíndrica, condicionando assim a uma malha com alto refinamento neste componente e em suas proximidades.

Figura 3.7 – Descontinuidade de concretos na diagonal ao eixo horizontal

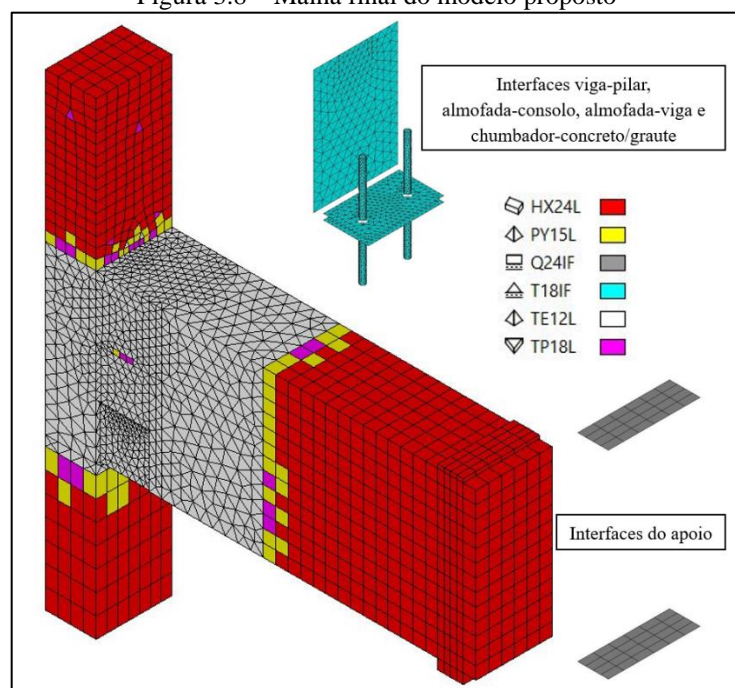


Fonte: Autor.

Verificou-se que a melhor malha para o presente modelo, ou seja, que otimiza o custo computacional, tem maior densidade de elementos sólidos tetraédricos (TE12L). Supõe-se que esta foi a otimizada devido a sua particularidade em ter menor quantidade de nós por elemento finito, quatro, quando comparada ao bloco (HX24L), o qual possui 8 nós. A simulação com esta malha otimizada foi cerca de três vezes mais rápida do que a malha com maiores quantidades de elementos do tipo HX24L.

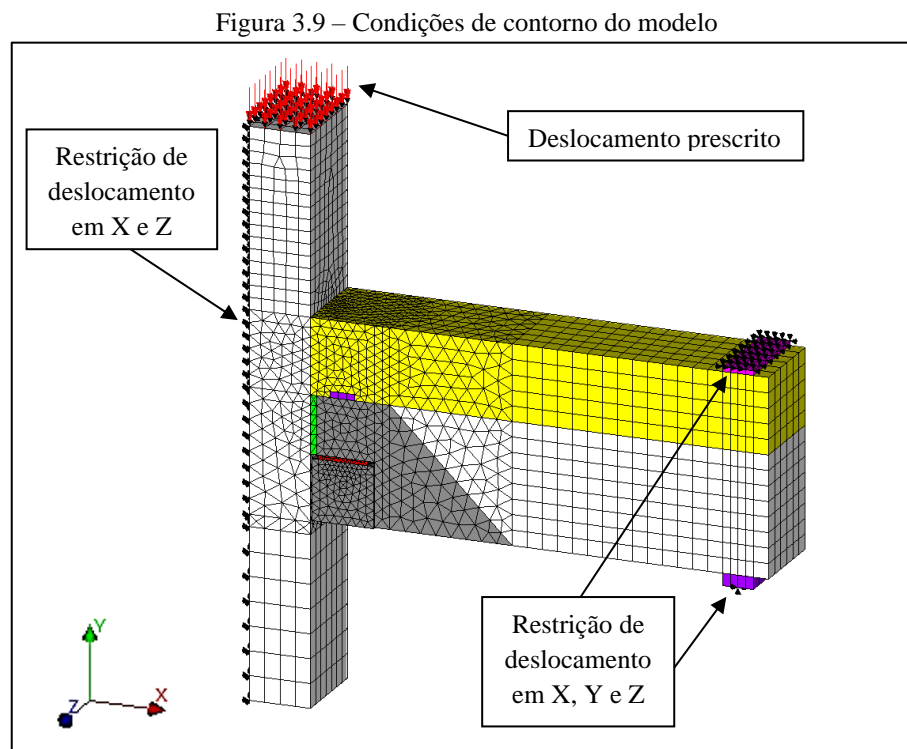
Como Zoubek *et al.* (2013), foi escolhido refinar mais a malha nas proximidades dos componentes com maiores concentrações de tensões e deformações, ou seja, na região do chumbador e da armadura de continuidade próxima ao pilar. A malha do modelo numérico final tem no total 70415 elementos finitos e 21951 nós e está apresentada na Figura 3.8.

Figura 3.8 – Malha final do modelo proposto



Fonte: Autor.

As condições de contorno do modelo numérico estão ilustradas na Figura 3.9. Nos planos de simetria YZ foi definida restrição de deslocamento nas direções X e Z, uma vez que neste plano de simetria a estrutura tem liberdade de deslocamento somente na direção Y. Nos apoios superior e inferior foram restringidos os deslocamentos nas direções X, Y e Z, sendo o primeiro considerado em um plano e o segundo em uma linha (a fim de permitir rotações como no ensaio). Para o carregamento foi aplicado deslocamento prescrito sobre a superfície do topo do pilar.



Fonte: Autor.

### 3.3.3 Modelos constitutivos

Os materiais constituintes da ligação em estudo possuem comportamento não-linear. As curvas tensão *versus* deformação desses não foram obtidas experimentalmente, no entanto Bellucio (2016) determinou alguns parâmetros por meio da caracterização desses. Tais parâmetros junto com modelos teóricos possibilitam a simulação do comportamento dos materiais.

### 3.3.3.1 Aço

Para representar os aços da estrutura na simulação foi adotado o critério de ruptura de Von-Mises ou da máxima energia de distorção com a lei constitutiva do material elasto-plástico perfeito. O critério de ruptura de Von-Mises, ou da máxima energia de distorção, se mostra bastante adequado para o material aço por ser considerado dúctil. Este critério para o estado tridimensional de tensões está expresso na Inequação 3.3. O modelo elasto-plástico perfeito tem um domínio com regime elástico linear até atingir o escoamento do material e, após isto, a estrutura não consegue mais absorver acréscimos de tensão apresentando deformações plásticas.

$$\sqrt{(\sigma_{p1} - \sigma_{p2})^2 + (\sigma_{p1} - \sigma_{p3})^2 + (\sigma_{p2} - \sigma_{p3})^2} < \sqrt{2}\bar{\sigma} \quad (3.3)$$

Onde:

$\sigma_{pi}$  – Tensão principal nas direções 1, 2 e 3;

$\bar{\sigma}$  – Tensão limite.

Na Tabela 3.4 se encontram as propriedades mecânicas dos aços utilizadas na simulação que são o módulo de elasticidade longitudinal e a tensão de escoamento. Outro parâmetro necessário para a modelagem é o coeficiente de Poisson, o qual foi adotado com o valor adimensional de 0,3.

Tabela 3.4 – Caracterização dos aços da ligação

Aços	Módulo de elasticidade (GPa)	Tensão de escoamento (MPa)
Barra com diâmetro de 6,3 mm	192	611
Barra com diâmetro de 8 mm	206	593
Barra com diâmetro de 10 mm	198	607
Barra com diâmetro de 12,5 mm	240	598
Barra com diâmetro de 16 mm	224	587
Barra com diâmetro de 20 mm	198	567

Fonte: Bellucio (2016).

### 3.3.3.2 Concreto

Os materiais cimentícios além de não apresentarem uma relação de proporcionalidade direta entre as tensões e deformações do material, também possuem outras não-linearidades

físicas que se apresentam com o surgimento e a propagação de fissuras após a extrapolação das resistências limites.

Rots (1988) afirma que os conceitos de fissuração na modelagem podem ser categorizados em discretos ou distribuídos. Para a primeira abordagem se modela a fissura como uma descontinuidade geométrica, enquanto que a última imagina um sólido fissurado como um contínuo. O conceito de fissuração distribuída pode ser dividido em dois: fixo e rotacional. No primeiro, após a fissura se formar perpendicularmente à direção da máxima tensão principal de tração, a qual extrapolou a resistência à tração do material, a orientação da fissura se mantém constante durante toda a simulação. O modelo rotacional permite a orientação da fissura girar com os eixos da deformação principal.

Devido à multiplicidade de materiais cimentícios da ligação em estudo e por desconhecer o total dos planos de fissuração, o modelo discreto, o qual é descontínuo e exige que se conheça estes planos, se torna inviável para simular esta não-linearidade.

Desta forma foi adotado o modelo de deformação total com fissuração rotacional ou *Total Strain Rotating Crack Model*, o qual é fundamentado na Teoria do Campo Modificado de Compressão, originalmente proposta por Vecchio e Collins (1986). Existem muitos trabalhos que modelam o material concreto a partir do modelo supracitado, os quais tiveram simulações numéricas representativas, dentre eles estão a dissertação de Rosário (2021) e os artigos de Kataoka, Ferreira e El Debs (2015) e Kataoka, Ferreira e El Debs (2017).

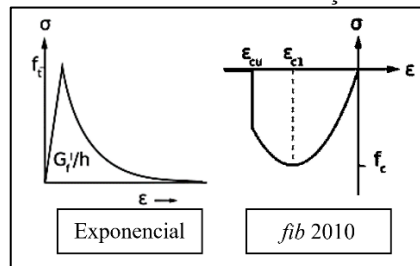
Para empregar o modelo supracitado na simulação foi necessário o conhecimento das diversas propriedades mecânicas do concreto e graute e a adoção das leis constitutivas para estes. Algumas dessas propriedades foram caracterizadas por Bellucio (2016) e estão apresentadas na Tabela 3.5, contendo a resistência à compressão, tração e o módulo de elasticidade longitudinal. Adotou-se para o coeficiente de Poisson o valor adimensional de 0,2. As leis constitutivas selecionadas foram a curva exponencial para o amolecimento do material à tração e a curva teórica da norma CEB-FIP Model Code (2010) para o amolecimento do material à compressão, as quais estão ilustradas na Figura 3.10.

Tabela 3.5 – Caracterização dos materiais cimentícios da ligação

<b>Materiais cimentícios</b>	<b>Resistência à compressão (MPa)</b>	<b>Resistência à tração (MPa)</b>	<b>Módulo de elasticidade (GPa)</b>
<i>Concreto com fibras</i>	64,13	5,88	35,30
<i>Primeira concretagem</i>	53,29	3,39	36,65
<i>Segunda concretagem</i>	55,67	3,44	35,55
<i>Graute para os chumbadores</i>	46,50	2,98	29,70
<i>Graute para a armadura negativa</i>	46,50	2,98	30,20

Fonte: Bellucio (2016).

Figura 3.10 – Curvas do material à tração e compressão



Fonte: Diana (2020).

Nota-se na Figura 3.10 que os parâmetros essenciais para o modelo de deformação total são: as tensões resistentes à tração ( $f_t$ ) e compressão ( $f_c$ ) do material; o módulo de elasticidade longitudinal ( $E$ ); a energia de fratura à tração ( $G_F$ ); a largura de banda de fissuração ( $h$ ); e as deformações para a máxima ( $\epsilon_{c1}$ ) e última ( $\epsilon_{cu}$ ) tensão de compressão.

A energia de fratura à tração do concreto com fibras de aço foi determinada por Bellucio (2016), por meio de simulação numérica com análise inversa do ensaio de flexão sob quatro pontos de corpos de prova prismáticos, se baseando no trabalho de Pereira (2014). Estes autores utilizaram a curva experimental tensão *versus* deformação, obtida no ensaio de tenacidade do concreto com fibras de aço, para calibrar este modelo numérico, assim obtendo a energia de fratura à tração de modo indireto.

Para o concreto convencional, estimou-se a energia de fratura à tração mediante formulação recomendada pela CEB-FIP Model Code (2010), a qual se encontra expressa nas Equações 3.4 e 3.5.

$$G_F = 73 \times f_{cm}^{0,18} \quad (3.4)$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \quad (3.5)$$

Onde:

$G_F$  – Energia de fratura do concreto em (N/m);

$f_{ck}$  – Resistência à compressão do concreto em (MPa).

O *software* DIANA<sup>®</sup> tem como padrão a determinação da largura de banda de fissuração mediante o método de Rots (1988) que colocou o seu valor dependente do tamanho, da forma e da função de interpolação do elemento finito. No presente trabalho o tipo de elemento finito escolhido foi o sólido, e assim o valor desse parâmetro é igual a raiz cúbica do volume total do elemento adotado.

As deformações quando o material atinge a tensão máxima e última de compressão foram adotadas a partir dos valores recomendados pela CEB-FIP Model Code (2010), nos quais variam com a resistência à compressão do concreto. Todos os parâmetros supracitados estão reunidos na Tabela 3.6 para cada tipo de concreto/graute presente na ligação viga-pilar em estudo.

Tabela 3.6 – Parâmetros importantes para o modelo de deformação total

<b>Materiais cimentícios</b>	<b>Energia de fratura (N/mm)</b>	<b>Deformação (<math>\epsilon_{c1}</math>)</b>	<b>Deformação (<math>\epsilon_{cu}</math>)</b>
<i>Concreto com fibras</i>	2,210	0,0027	0,0032
<i>Primeira concretagem</i>	0,153	0,0026	0,0034
<i>Segunda concretagem</i>	0,154	0,0026	0,0034
<i>Grautes</i>	0,150	0,0025	0,0035

Fonte: Autor.

Foi considerado também no modelo de deformação total o fator de redução da resistência à compressão do material paralelo às fissuras, o qual foi proposto por Vecchio e Collins (1993), com o limite inferior da curva de redução adotado igual a 0,6.

### 3.3.3.3 *Almofada e placa de Policloropreno*

Devido à grande deformabilidade da almofada de apoio, assim como Bellucio (2016) em seu modelo numérico bidimensional, adotou-se para este componente um comportamento elástico linear. Também foi adotado este comportamento para o apoio da viga (placa de policloropreno) por possuir expressiva deformabilidade. As propriedades mecânicas desses materiais estão apresentadas na Tabela 3.6.

Tabela 3.7 – Propriedades mecânicas da almofada de apoio e do policloropreno

<b>Materiais</b>	<b>Módulo de elasticidade (GPa)</b>	<b>Coefficiente de Poisson</b>
<i>Almofada de apoio</i>	9,71	0,20
<i>Policloropreno</i>	0,003	0,49

Fonte: Autor.

### 3.3.3.4 *Interfaces*

Para as interfaces entre o apoio de cima e a viga, o chumbador e o graute, a viga e a almofada e entre o consolo e a almofada, foi adotado o modelo de interface não-linear (com rigidez tangencial constante), o qual utiliza um fator de redução sobre a rigidez normal quando se excede um deslocamento relativo limite pré-estabelecido na direção normal da interface. Tal modelo foi adotado no trabalho de Rosário (2021). Assim, são parâmetros essenciais para o

comportamento dessa interface – rigidez normal, rigidez tangencial, fator de redução e deslocamento relativo limite. Os parâmetros calibrados estão apresentados na Tabela 3.8.

Tabela 3.8 – Parâmetros calibrados das interfaces com modelo não-linear

<b>Interface</b>	<b>Apoio de cima - viga</b>	<b>Chumbador - graute</b>	<b>Viga – almofada - consolo</b>
<i>Rigidez normal (MPa/mm)</i>	1000	1000	60
<i>Rigidez tangencial (MPa/mm)</i>	0,01	300	0,2
<i>Abertura mínima (mm)</i>	0	0	0
<i>Fator de redução</i>	0	0	0

Fonte: Autor.

Para a interface entre o apoio de baixo e a viga foi adotado o comportamento linear. Os valores de rigidezes normal e tangencial calibrados são, respectivamente, igual a 10000 MPa/mm e 0,01 MPa/mm.

A interface entre o pilar e a viga foi simulada segundo o modelo de fissuração discreta ou *discrete cracking*, assim como Kataoka, Ferreira e El Debs (2015) e (2017) o fizeram. No entanto, em vez de empregar o comportamento de fissuração frágil para a interface, no qual a redução da tensão é total após a violação da resistência limite à tração, se mostrou mais adequado para o modelo proposto o amolecimento linear. Também foi escolhido este modelo porque após o ensaio do protótipo se formou um plano de fissuração ortogonal ao eixo da ligação. Os parâmetros calibrados dessa interface estão apresentados na Tabela 3.9.

Tabela 3.9 – Parâmetros calibrados da interface viga-pilar

<i>Rigidez normal (MPa/mm)</i>	60,00
<i>Rigidez tangencial (MPa/mm)</i>	10,00
<i>Resistência a tração (MPa)</i>	0,85
<i>Energia de fratura (N/mm)</i>	0,30

Fonte: Autor.



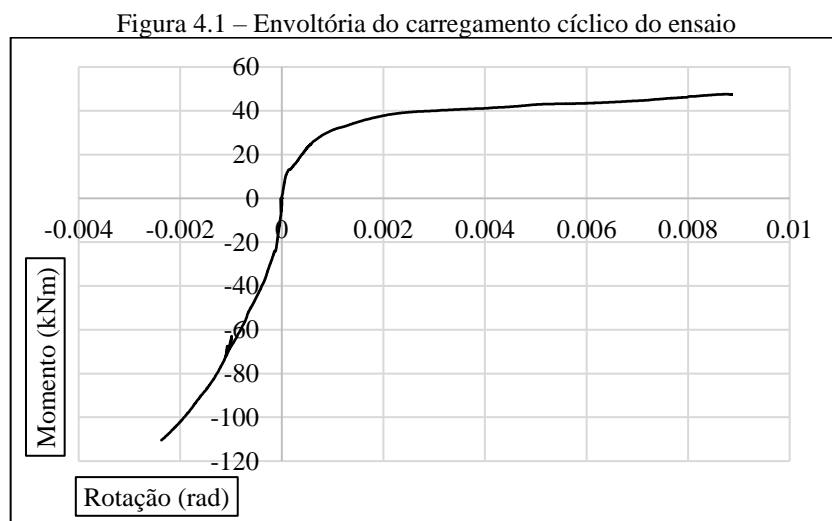
## 4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Este capítulo se divide em quatro partes, as quais são:

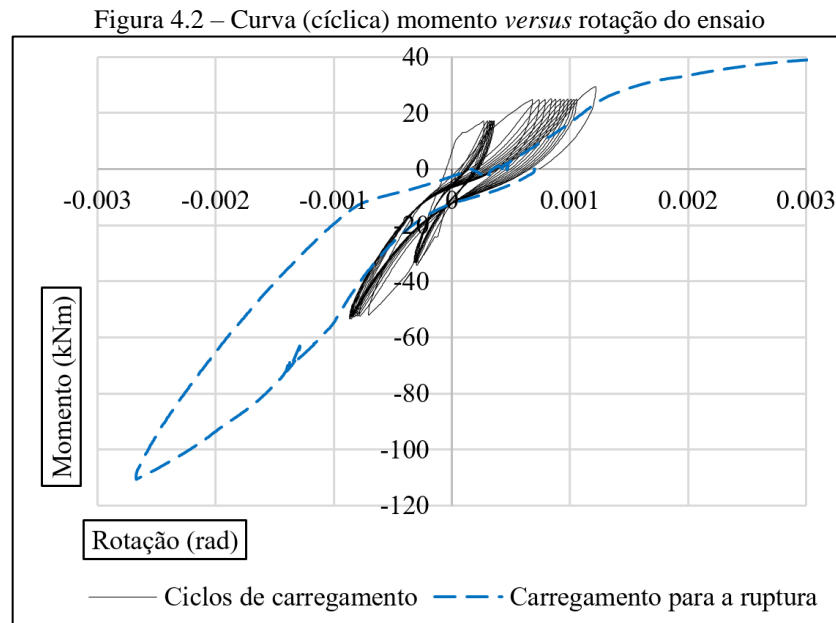
- Validação do modelo proposto, na qual serão confrontados os resultados numéricos com as respostas do ensaio, validando o modelo proposto;
- Estudo paramétrico, no qual será avaliada a influência da variação de alguns parâmetros sobre a ligação estudada, como – substituição do concreto com fibras de aço por concreto convencional e armaduras, variação dos diâmetros e posição dos chumbadores, variação da taxa de armadura de continuidade;
- Classificação das ligações viga-pilar (os modelos com taxas de armadura de continuidade variados) mediante a determinação do coeficiente ( $\alpha_R$ );
- Comparação da rigidez secante obtida nas simulações, com variação da taxa de armadura negativa, com a calculada pelo equacionamento da NBR 9062 (ABNT, 2017).

### 4.1 Validação do modelo proposto

Optou-se por trabalhar com as envoltórias da resposta cíclica (Figura 4.1) em vez de trabalhar com as curvas do carregamento cíclico (Figura 4.2). Desta forma a simulação foi realizada com a aplicação de carregamento monotônico nas simulações. Fez-se as envoltórias do carregamento cíclico corrigindo os saltos entre os ciclos de carregamento ocasionados pela acomodação do modelo.



Fonte: Autor.



Fonte: Bellucio (2016).

Escolheu-se para as simulações o método Quasi-Newton ou método secante para resolução das não-linearidades físicas contidas no modelo, adotando uma tolerância de 0,01 mm em deslocamentos. Este método foi aliado ao controle de comprimento de arco (com plano normal atualizado), com o objetivo de viabilizar a convergência. No processamento dos modelos para solicitação de momento fletor positivo foi aplicado sobre o pilar 50 incrementos de 0,3 mm de deslocamento prescrito, de cima para baixo, totalizando -15 mm. E no processamento dos modelos para solicitação de momento negativo, aplicou-se 100 incrementos de 0,15 mm de baixo para cima com total igual a 15 mm. O processamento de todos estes modelos não excedeu 30 minutos, apesar da grande quantidade de elementos finitos, nós e comportamentos dos materiais.

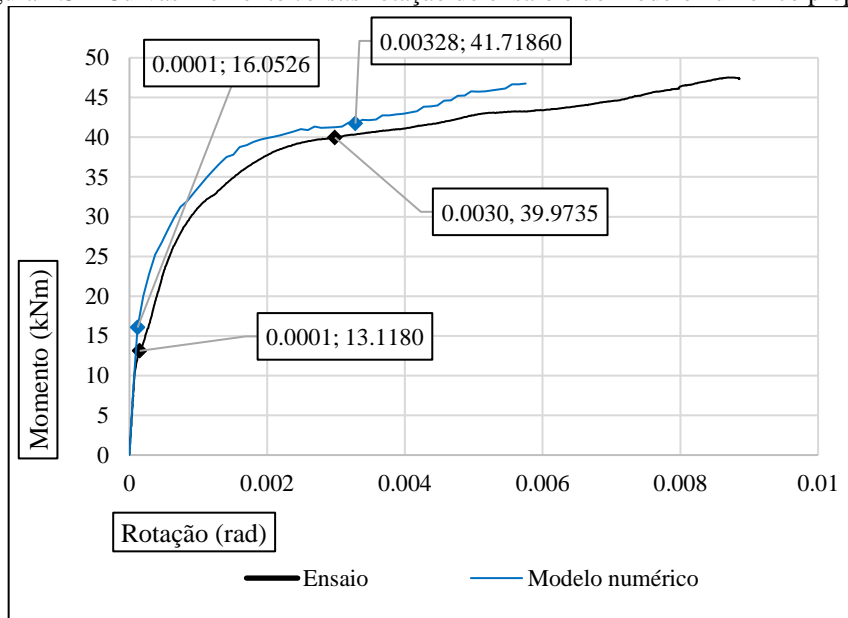
As rotações da Figura 4.2 não foram obtidas no centro de giro, como preconiza a norma NBR 9062 (ABNT, 2017), para conseguir validar o modelo proposto, optou-se por seguir a metodologia feita por Bellucio (2016) para a determinação da resposta do ensaio.

#### 4.1.1 Validação do modelo numérico para momentos fletores positivos

Para a validação do modelo proposto para solicitação de momentos fletores positivos foram confrontadas as respostas da simulação numérica e do ensaio, sendo – a curva momento *versus* rotação para comparar as rigidezes e resistência, os padrões de fissuração e o modo de falha da estrutura.

Após o processamento do modelo proposto sob momentos positivos, obteve-se a sua curva momento *versus* rotação apresentada na Figura 4.3.

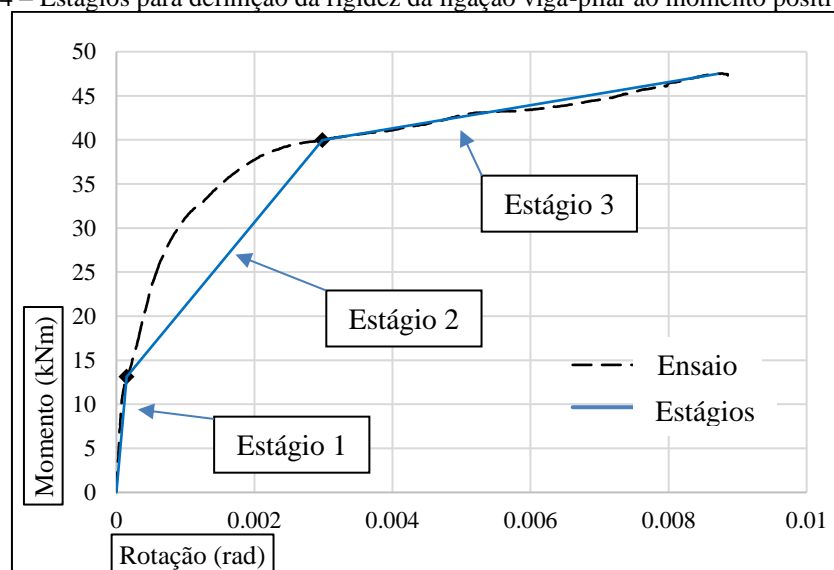
Figura 4.3 – Curvas momento *versus* rotação do ensaio e do modelo numérico proposto



Fonte: Autor.

Para o estudo de rigidez ao momento fletor positivo optou-se por definir essa rigidez como o valor da tangente da reta do segundo estágio, a qual está ilustrada na Figura 4.4, da mesma forma como Miotto (2002) e Rosário (2021) o fizeram. O primeiro estágio termina na primeira grande perda de rigidez da estrutura e o segundo na última grande perda, a qual pode acontecer com o escoamento dos chumbadores, dependendo do modo de falha da estrutura.

Figura 4.4 – Estágios para definição da rigidez da ligação viga-pilar ao momento positivo



Fonte: Autor.

Os pontos nos quais ocorrem estas perdas de rigidezes estão destacados na Figura 4.3. Na tabela 4.1 se encontram determinadas, as rigidezes do ensaio e do modelo numérico, ao momento positivo, e as suas concordâncias. Nota-se nesta tabela que o momento fletor resistente (fim do estágio 2) do modelo proposto foi 4,57% maior que o do ensaio. A rigidez da simulação foi aproximadamente 12% inferior à do ensaio.

Tabela 4.1 – Validação do modelo proposto para solicitação de momento fletor positivo

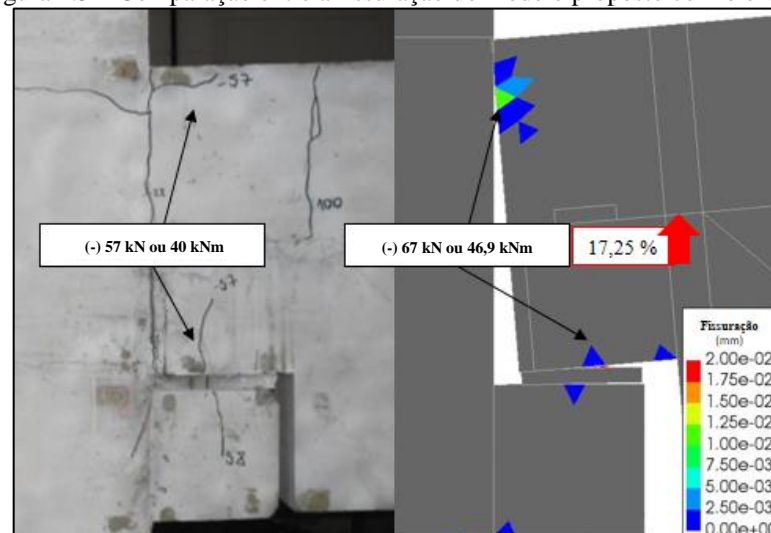
	<i>Fim do estágio 1</i>		<i>Fim do estágio 2</i>		$\Delta$ (%)	<i>Rigidez</i> (kNm/rad)	$\Delta$ (%)
	<i>Rotação</i> (rad)	<i>Momento</i> (kNm)	<i>Rotação</i> (rad)	<i>Momento</i> (kNm)			
<i>Ensaio</i>	0,00010	13,1180	0,00300	39,9735	-	9260,52	-
<i>Modelo numérico</i>	0,00012	16,0526	0,00328	41,7186	4,37	8122,15	-12,29

Fonte: Autor (2022).

Zoubek *et al.* (2013) constatou que o carregamento cíclico diminui a capacidade resistente do chumbador, uma vez que diminui a profundidade da rótula plástica. Sabe-se também que o carregamento cíclico degrada mais a estrutura. Assim, como as simulações do presente trabalho são com carregamento monotônico, estas não capturarão estes efeitos, os quais ocorreram no ensaio.

A resposta do modelo proposto sob solicitação de momento fletor positivo (consequente solicitação dos chumbadores) se mostra coerente, uma vez que o momento resistente é ligeiramente maior do que o do ensaio e também menos fissurado (vide Figura 4.5).

Figura 4.5 – Comparação entre a fissuração do modelo proposto com o ensaio



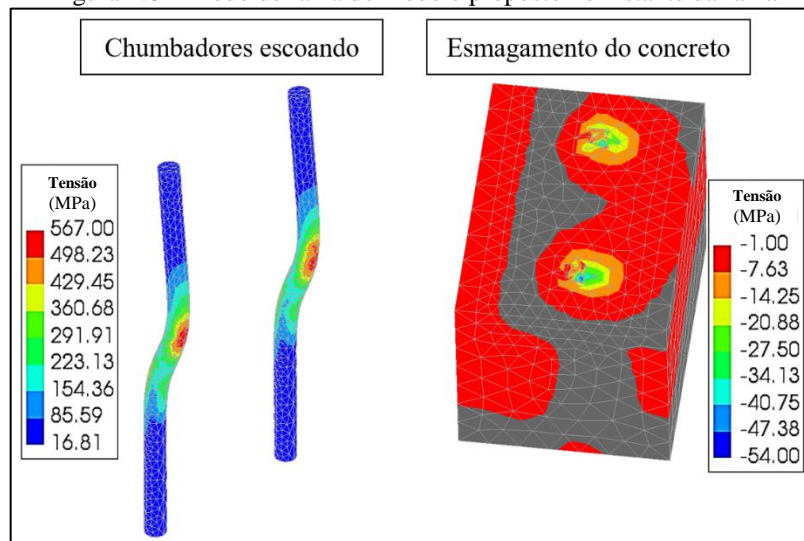
Fonte: Autor.

Apesar da fissuração no modelo numérico não ocorrer no mesmo instante de carregamento, como mostrado na Figura 4.5, existe a validação do padrão de direção das fissuras.

Magliulo *et al.* (2014) confirmou em seus estudos que se a cobertura de concreto lateral ou frontal do chumbador for menor do que 6-7 vezes o diâmetro do elemento, o modo de falha envolve o destacamento do concreto. Tanto o protótipo ensaiado quanto o modelo numérico do presente trabalho (os quais possuem essa distância menor do que 6 vezes o diâmetro do chumbador) teve modo de falha de escoamento da barra associado ao esmagamento do concreto, observado nas Figuras 4.6 e 4.7, contradizendo o autor supracitado.

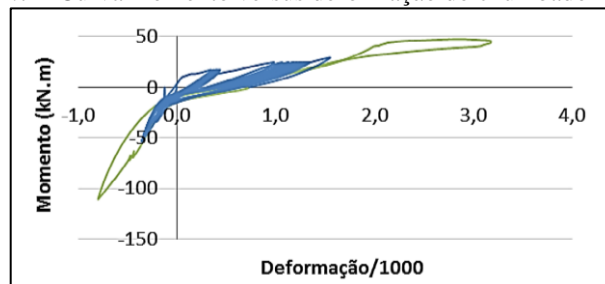
A Figura 4.6 mostra que o chumbador alcança a sua tensão de escoamento com valor igual a 567 MPa. Verifica-se na Figura 4.7, a qual se trata da resposta cíclica experimental momento *versus* deformação do chumbador, que após a solicitação de momento fletor alcançar 40 kNm o chumbador escoou.

Figura 4.6 – Modo de falha do modelo proposto no instante da falha



Fonte: Autor.

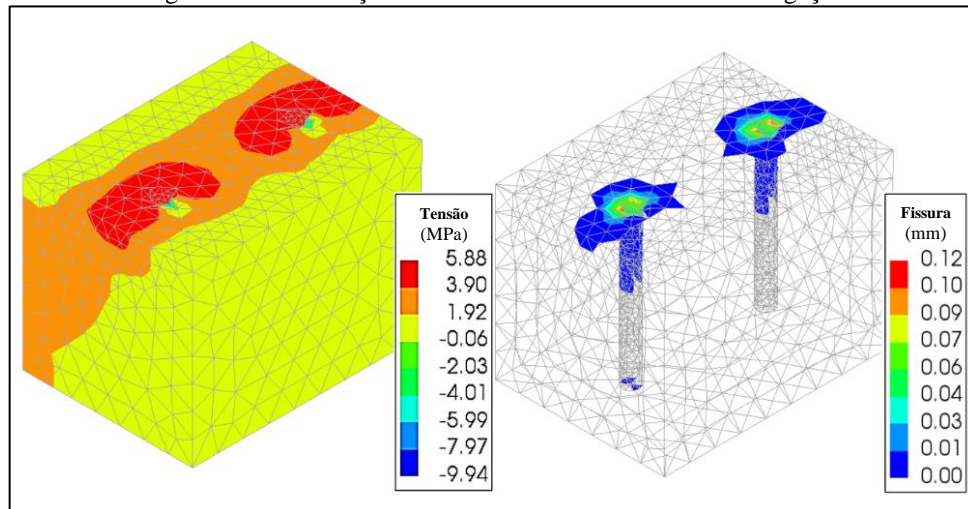
Figura 4.7 – Curva momento versus deformação do chumbador do ensaio



Fonte: Bellucio (2016).

A Figura 4.8 mostra que apesar do consolo começar a fissurar no instante de falha da estrutura, não foi o bastante para destacar lateralmente o concreto como verificado em Magliulo *et al.* (2014).

Figura 4.8 – Fissuração do consolo no instante de falha da ligação



Fonte: Autor.

Levanta-se uma hipótese para poder explicar este fenômeno, a qual é relacionada com a resistência do concreto à tração do presente estudo ser superior à do Magliulo *et al.* (2014). O destacamento do concreto acontece quando uma grande parte da região próxima ao chumbador alcança o seu limite de resistência à tração, e por consequência, se divide. A resistência à tração desse autor ser inferior à do modelo proposto, 3,26 MPa e 5,88 MPa, respectivamente, faz com que aconteça mais rapidamente o destacamento do concreto em seu modelo do que na ligação do presente trabalho. Foi verificada em todas as simulações do presente estudo para o modelo submetido ao momento fletor positivo a formação da pirâmide com altas tensões de tração. No entanto, estas não alcançaram a resistência para ocorrer o modo de falha de destacamento do material envolto do chumbador.

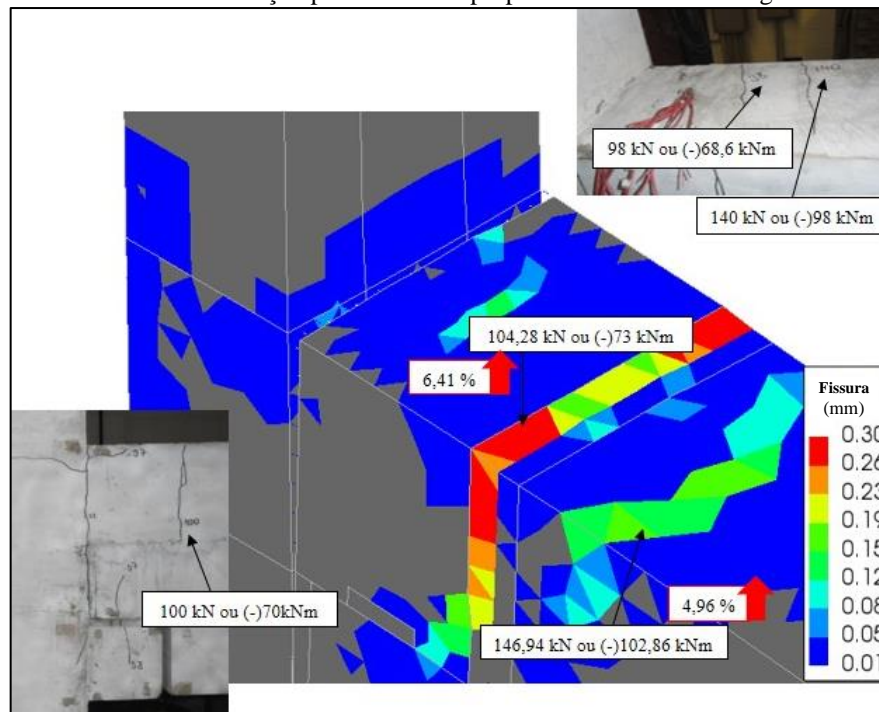
Outra explicação para este fenômeno concerne no uso de concreto com fibras de aço na ligação estudada, uma vez que as fibras de aço retardam o surgimento e abertura da fissuração. A ligação de Magliulo *et al.* (2014) não possui tirantes como a estudada no presente trabalho, tais componentes podem também ter influenciado neste fenômeno.

#### 4.1.2 Validação do modelo numérico para momentos negativos

Para a validação do modelo proposto sob momentos negativos foram comparadas as curvas momento *versus* rotação, sem comparar a rigidez secante da ligação ao momento fletor negativo, uma vez que, Bellucio (2016) rompeu seu protótipo sob solicitação de momento fletor positivo, e também sabe-se que não é possível romper uma estrutura nos dois sentidos. Também foi confrontado o padrão de fissuração e os instantes nos quais aparecem as fissuras.

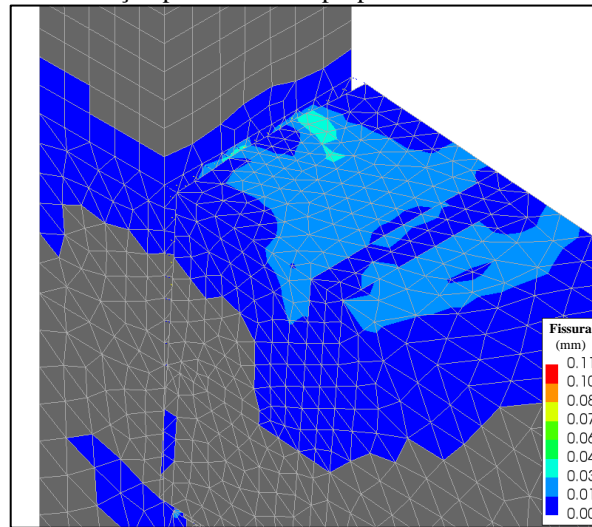
A calibração do modelo proposto, tanto para o momento positivo quanto para o negativo, se iniciou com simulações com incrementos de carregamento em força sobre o pilar em vez de deslocamentos prescritos, o último foi o escolhido para todas as simulações. A estratégia de carregamento mudou, principalmente por conta das divergências nas simulações para o modelo sob momento positivo, e nas discontinuidades da progressão de deslocamentos. No entanto, para o momento fletor negativo, a simulação com incrementos de carregamento em força se mostrou mais representativa quando confrontado o padrão e instantes de fissuração do modelo numérico com o ensaio, vide Figuras 4.9 e 4.10.

Figura 4.9 – Padrão de fissuração para o modelo proposto submetido a carregamento em força



Fonte: Autor.

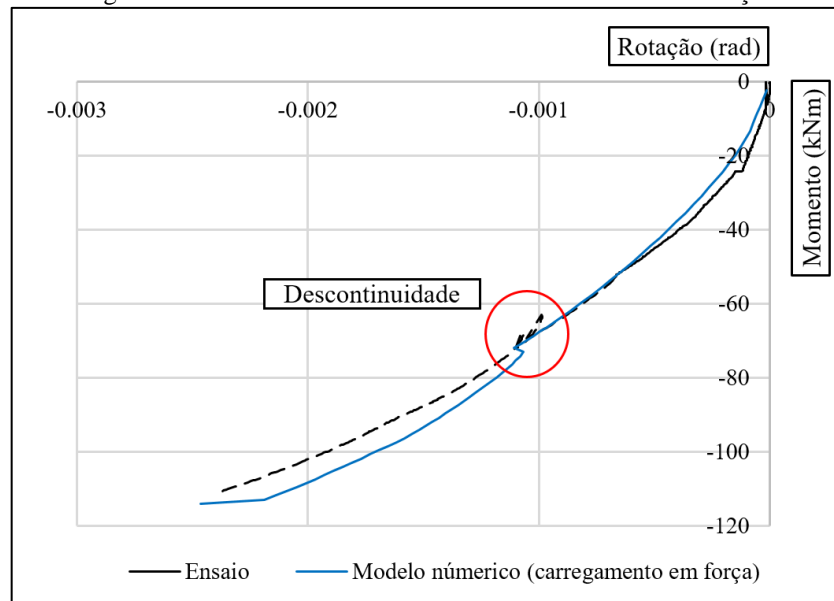
Figura 4.10 – Padrão de fissuração para o modelo proposto submetido a deslocamentos prescritos



Fonte: Autor.

Incrementos em força em uma simulação costuma ser menos progressivo do que em deslocamento, conferindo uma resposta menos contínua. É possível que no ensaio, quando a ligação viga-pilar foi carregada com momentos negativos, pela configuração estar contra a força gravitacional, houve um instante no qual o carregamento não foi contínuo, como destacado na Figura 4.11. Ressalva-se que o protótipo no ensaio possuía folgas, isto pode ter interferido na descontinuidade da curva momento *versus* rotação.

Figura 4.11 – Descontinuidade na curva momento *versus* rotação



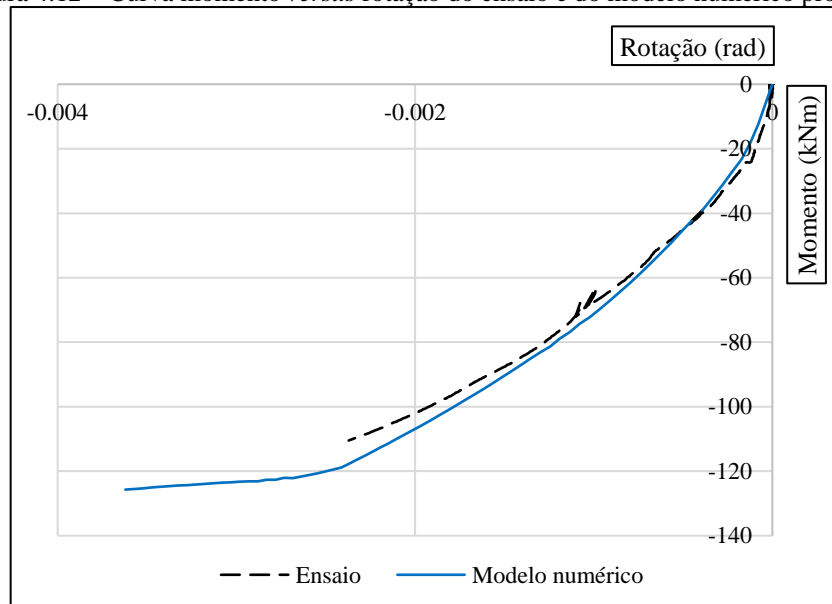
Fonte: Autor.



Tanto para aplicação de carregamento em força no modelo proposto, quanto de deslocamento prescrito, foi simulado este modelo com as mesmas definições (apresentadas no Capítulo 3), excetuando-se na forma de aplicação de carregamento. O padrão de fissuração e os instantes nos quais ocorrem a fissura foi mais representativo na simulação com carregamento em força, mas também houve concordância entre a simulação com deslocamentos prescritos e o ensaio, quanto às direções dessas fissuras. Ressalva-se que as simulações com carregamento em força se processavam com o triplo do tempo das simulações com deslocamentos prescritos. Disposto isto, e com o objetivo em obter curvas mais contínuas para viabilizar a análise de rigidez e resistência dos modelos paramétricos, os quais são os parâmetros de interesse para o presente trabalho, escolheu-se simular todos os modelos numéricos com aplicação de deslocamentos prescritos.

A curva momento *versus* rotação do modelo numérico final submetido a momentos negativos está apresentada na Figura 4.12. Foi verificado que a resposta da simulação até para um momento de -80 kNm aproximadamente circunscreveu o ensaio, a partir disso a curva do modelo numérico se afasta pouco da experimental.

Figura 4.12 – Curva momento *versus* rotação do ensaio e do modelo numérico proposto



Fonte: Autor.

Em um ensaio de ligação viga-pilar solicitada tanto por momentos fletores positivos quanto negativos deve se escolher para qual tipo de solicitação a estrutura falhará, ou seja, não é possível falhar para ambas solicitações. Bellucio (2016) rompeu a ligação por momento fletor positivo, desta forma, não se tem a resposta do escoamento da armadura de continuidade, quando a estrutura se encontra solicitada por momento negativo.

## 4.2 Estudo paramétrico

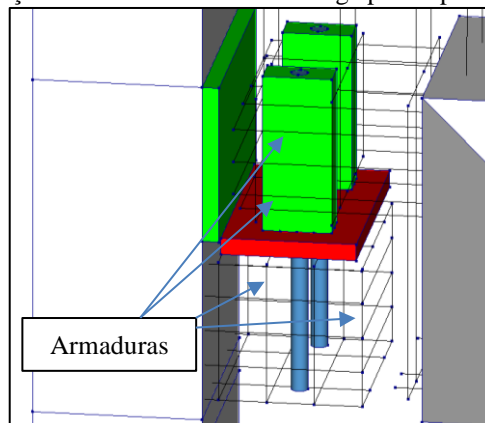
Foi verificado no trabalho de Rosário (2021) (com ligação viga-pilar semelhante ao do presente estudo) que a variação dos diâmetros dos chumbadores praticamente não influencia o comportamento da ligação viga-pilar submetido ao momento fletor negativo. Da mesma forma, se verificou neste mesmo trabalho que a mudança na taxa de armadura de continuidade não influencia significativamente o comportamento da ligação sob momento positivo. Assim, optou-se por avaliar somente o comportamento da estrutura ao momento positivo nos modelos com variação da posição e diâmetro dos chumbadores e somente ao momento negativo para os modelos com variação da taxa de armadura de continuidade. Para a substituição do concreto com fibras de aço pelo convencional se avaliará ambos os comportamentos da estrutura.

As curvas nomeadas como “referência” são as obtidas do modelo numérico validado para os dois tipos de solicitações, momento fletor positivo e negativo.

### 4.2.1 Substituição do concreto com fibras de aço pelo convencional

O primeiro modelo paramétrico foi substituir o concreto com fibras de aço pelo convencional, para verificar se as fibras de aço causam algum acréscimo para a estrutura, além de trazer vantagens como diminuição da densidade de armaduras no consolo e no dente da viga e construtivas. No entanto, ao substituir tal concreto, faz-se necessário armar adequadamente o consolo e o dente da viga para se combater às fissurações. Como o protótipo de Bellucio (2016) foi projetado com base nas dimensões e armaduras utilizadas por Miotto (2002) é razoável empregar no presente modelo paramétrico as armaduras do consolo e dente da viga descritas no trabalho da última autora, tais armaduras estão ilustradas na Figura 4.13.

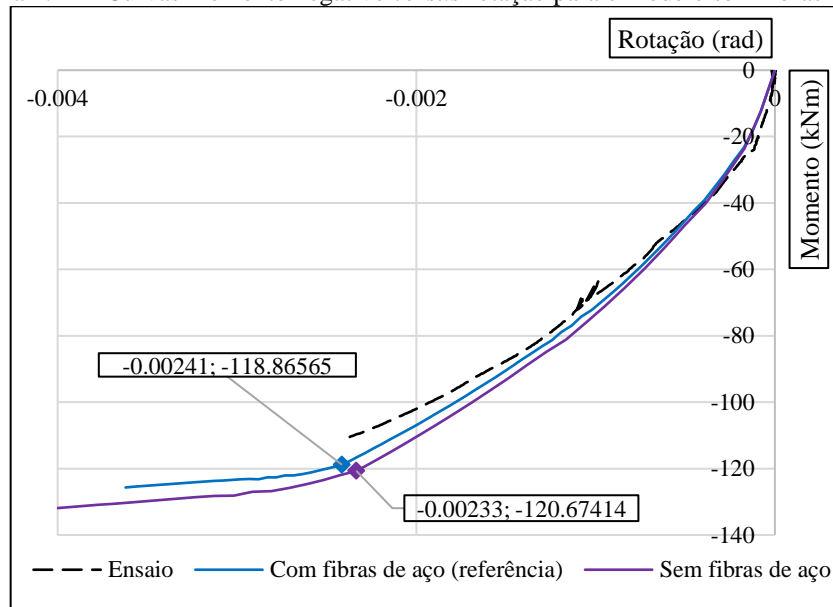
Figura 4.13 – Reforço no consolo e no dente da viga para o primeiro modelo paramétrico



Fonte: Autor.

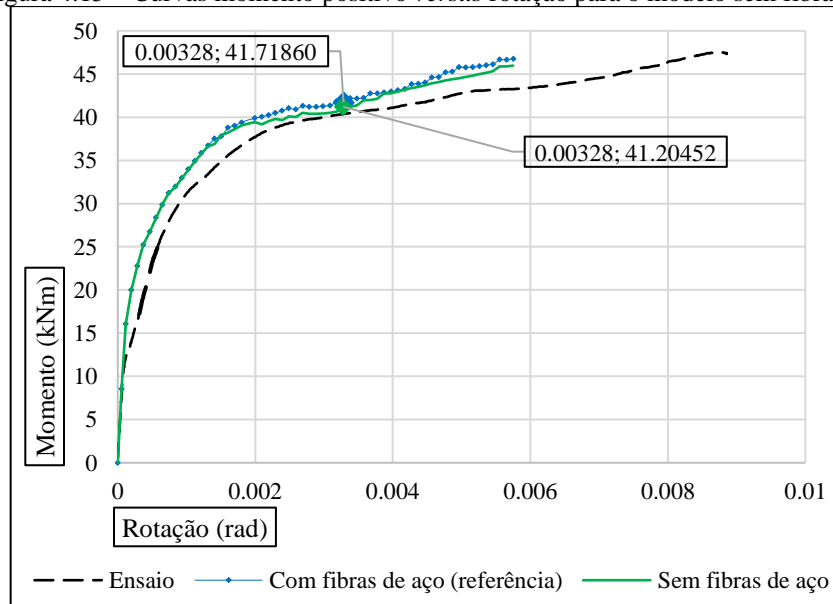
Após o processamento deste modelo paramétrico para os dois sentidos de solicitação, obteve-se as curvas ilustradas nas Figuras 4.14 e 4.15. A primeira figura além de descrever as respostas do ensaio, do modelo com fibras de aço (referência) e do modelo paramétrico sem fibras de aço, estão destacados os momentos de escoamento da armadura de continuidade e suas rotações respectivas, nos quais delimitam o esforço resistente da ligação viga-pilar. Nota-se que a substituição do concreto de fibras pelo convencional trouxe um acréscimo de rigidez e resistência para a ligação submetida ao momento fletor negativo.

Figura 4.14 – Curvas momento negativo *versus* rotação para o modelo sem fibras de aço



Fonte: Autor.

Figura 4.15 – Curvas momento positivo *versus* rotação para o modelo sem fibras de aço



Fonte: Autor.

Para a ligação sob momentos positivos (Figura 4.15) a variação do parâmetro trouxe amolecimento da curva, após o modelo alcançar aproximadamente 35 kNm. Na Tabela 4.2 estão apresentados os pontos do fim do estágio 1 e 2 – os quais são utilizados para determinar a rigidez ao esforço de momento positivo – e as rigidezes do modelo com fibras de aço e sem.

Tabela 4.2 – Rigidez ao momento positivo e resistência do modelo com concreto sem fibras

	<i>Fim do estágio 1</i>		<i>Fim do estágio 2</i>		$\Delta$ (%)	<i>Rigidez</i> (kNm/rad)	$\Delta$ (%)
	<i>Rotação</i> (rad)	<i>Momento</i> (kNm)	<i>Rotação</i> (rad)	<i>Momento resistente</i> (kNm)			
<i>Com fibras</i> <i>(referência)</i>	0,00012	16,0526	0,00328	41,7186	-	8122,15	-
<i>Sem fibras</i>	0,00012	16,0526	0,00328	41,20452	-1,23	7959,46	-2,00

Fonte: Autor.

Para os dois sentidos de solicitação a diferença entre as rigidezes e resistências do paramétrico com o modelo de referência é quase nulo. O estudo desta variação confirma a análise dos chumbadores isolados de Bellucio (2016), a ampliando para uma ligação viga-pilar completa. Neste estudo esta pesquisadora constatou que o uso do graute nos chumbadores diminui o ganho de rigidez e resistência, pelo concreto com fibras de aço, que na ausência do graute teria. Isto ocorre pois o esmagamento do graute influencia no modo de falha da ligação, fazendo os chumbadores escoar.

#### 4.2.2 Variação da posição e diâmetro dos chumbadores

A variação da posição e do diâmetro dos chumbadores se deu aumentando a distância entre eles, do valor do diâmetro e modificando entre uso de chumbadores simples e duplo. Para os modelos com chumbadores simples houve a necessidade de mover os tirantes que se encontram na simetria da estrutura, para não interferir nos chumbadores, dispendo-os próximos ao chumbador. Acredita-se que por esta mudança de posição ser pequena e pelo tirante ser um componente secundário da ligação, essa modificação não influenciou no comportamento global da estrutura.

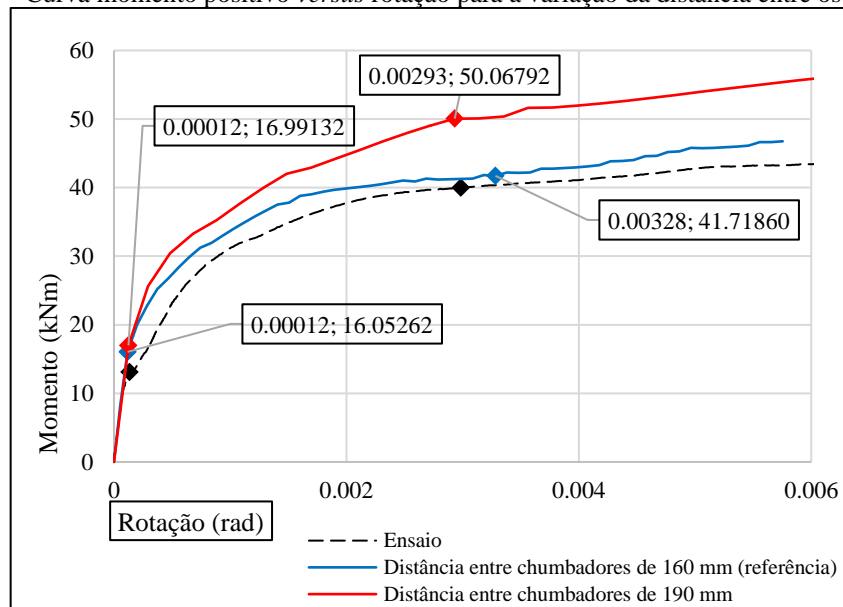
##### 4.2.2.1 Alteração da distância entre os chumbadores de 160 para 190 mm

A variação da distância entre os chumbadores foi escolhida para verificar qual efeito – se de grupo ou de bordo – tem maior influência sobre a rigidez e resistência da ligação viga-pilar estudada sob momento fletor positivo e para verificar se esta variação contribui para

mudança de modo de falha. Fez-se então um modelo paramétrico aumentando a distância entre os chumbadores para 190 mm, 30 mm maior do que o modelo referência, de modo que ainda acontece o efeito de grupo, segundo a ACI 318-05, pois 190 mm é menor do que três vezes a distância entre o chumbador e a borda frontal de 70 mm. Este aumento eleva a influência do efeito de borda na estrutura, pois diminui a distância entre o chumbador e a borda lateral, de 55 para 40 mm.

Após a simulação desta variação, obteve-se a curva mostrada na Figura 4.16, na qual se encontram também as curvas do ensaio e do modelo de referência. Nota-se claramente um ganho de resistência e rigidez com o aumento da distância entre os chumbadores. Na Tabela 4.3 se encontra quantificado estes ganhos.

Figura 4.16 – Curva momento positivo *versus* rotação para a variação da distância entre os chumbadores



Fonte: Autor.

Tabela 4.3 – Rigidez ao momento positivo e resistência do modelo com 190 mm de distância

	<i>Fim do estágio 1</i>		<i>Fim do estágio 2</i>		$\Delta$ (%)	<b>Rigidez</b> (kNm/rad)	$\Delta$ (%)
	<i>Rotação</i> (rad)	<i>Momento</i> (kNm)	<i>Rotação</i> (rad)	<i>Momento resistente</i> (kNm)			
<i>160 mm</i> (referência)	0,00012	16,0526	0,00328	41,7186	-	8122,15	-
<i>190 mm</i>	0,00012	16,9913	0,00293	50,0679	20	11771,03	44,93

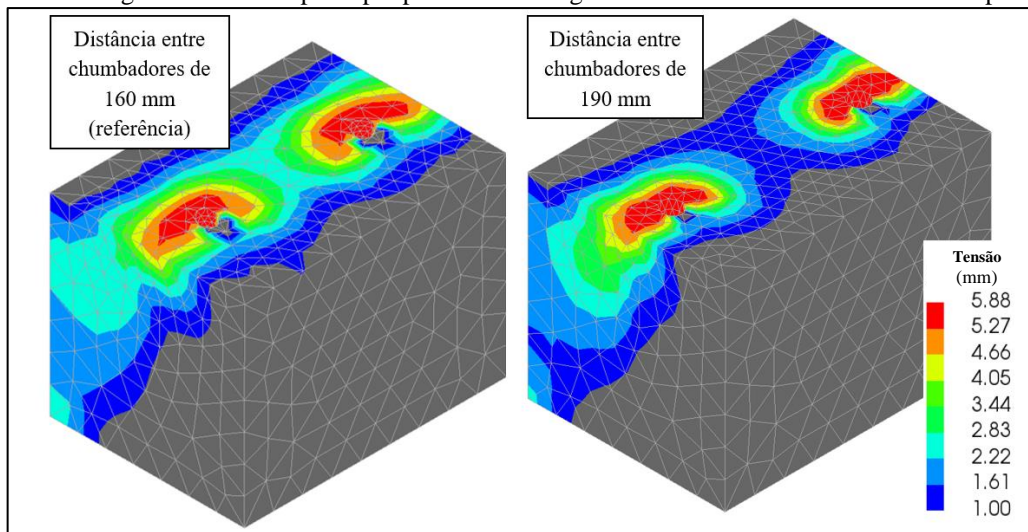
Fonte: Autor.

Bellucio (2016) mostrou analiticamente que o efeito de grupo presente em seu protótipo era mais degradante que o de borda para a resistência dos chumbadores, por conseguinte para a ligação viga-pilar sob momento fletor positivo. Verificou-se a partir da simulação desse paramétrico que a diminuição do efeito de grupo (com o aumento da distância entre os

chumbadores) sobrepujou o aumento do efeito de bordo, assim, pode-se conjecturar que é preferível evitar o efeito de grupo ou minimizá-lo do que o de bordo.

A Figura 4.17 ilustra a distribuição de tensões para os dois modelos – referência e paramétrico. Nota-se que o aumento da distância entre os chumbadores diminui consideravelmente a interação de tensões entre os chumbadores (diminuindo o efeito de grupo). Além disso, esta figura também evidencia que este aumento agrava a degradação da borda.

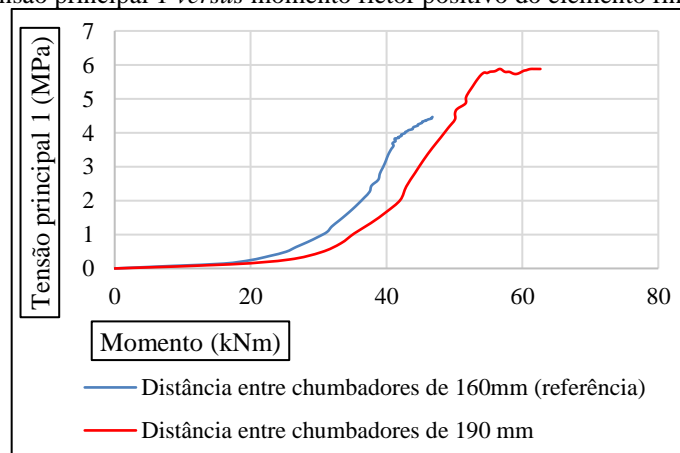
Figura 4.17 – Diagrama da tensão principal para momento igual a 40 kNm no modelo referência e paramétrico



Fonte: Autor.

Na Figura 4.18 está descrita a variação das tensões (mais críticas) do elemento do meio que se localiza entre os chumbadores. Nota-se que para menores momentos fletores positivos o modelo referência alcança maiores tensões, verificando novamente uma maior interação entre os dois elementos. O modo de falha da estrutura não se alterou com esta variação.

Figura 4.18 – Curva tensão principal 1 versus momento fletor positivo do elemento finito entre os chumbadores

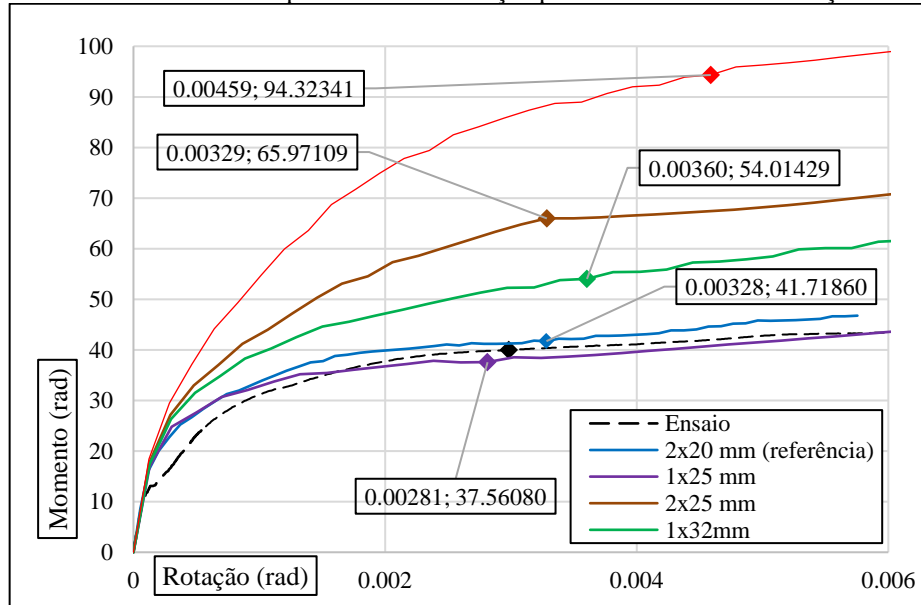


Fonte: Autor.

#### 4.2.2.2 Alteração do valor do diâmetro dos chumbadores (duplos e simples)

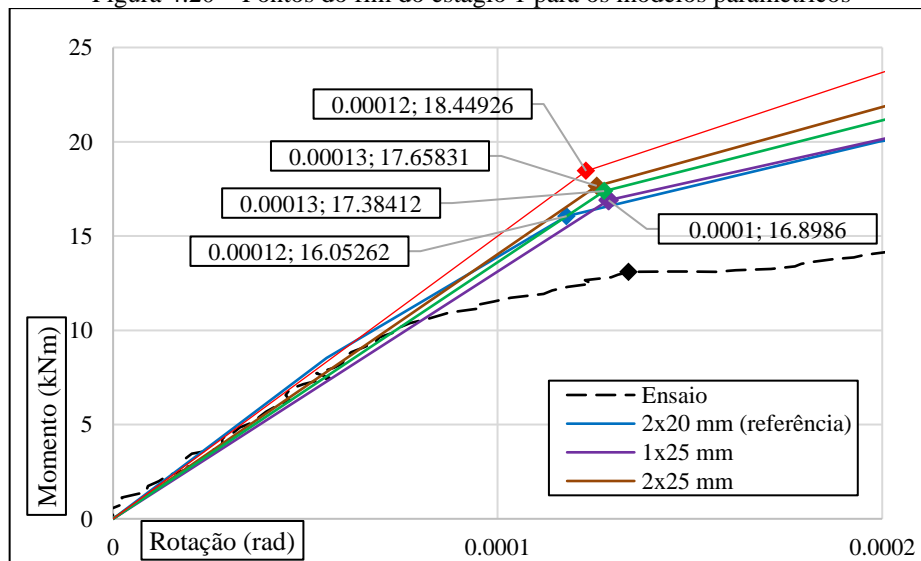
As variações do diâmetro dos chumbadores foram estudadas com o objetivo de aumentar a rigidez e resistência ao momento fletor positivo da ligação em estudo. Para incrementar o estudo, também variou-se o uso de chumbadores em duplos e simples. Os modelos paramétricos são – 1x25 mm, 2x25 mm, 1x32 mm e 2x32 mm. Após as simulações foram obtidas as curvas momento *versus* rotação e também o momento de escoamento dos chumbadores, vide Figura 4.19. Na Figura 4.20 estão destacados os pontos de fim do estágio 1, para a determinação das rigidezes dos modelos.

Figura 4.19 – Curvas momento positivo *versus* rotação para os modelos com variação do diâmetro



Fonte: Autor.

Figura 4.20 – Pontos do fim do estágio 1 para os modelos paramétricos



Fonte: Autor.

Verificou-se o modo de falha para todos os modelos paramétricos, no instante que ocorre a falha da estrutura, não se alterou, assim houve escoamento dos chumbadores e esmagamento do concreto adjacente.

Na Tabela 4.4 se encontram quantificadas as mudanças no momento resistente e na rigidez (ao momento fletor positivo) quando se varia os diâmetros dos chumbadores. Nota-se que o único modelo que teve perda de resistência e rigidez, mesmo que pequena, foi o paramétrico 1Φ25. Todos os outros paramétricos tiveram ganhos nestes dois parâmetros.

Tabela 4.4 – Rigidez ao momento positivo dos modelos com variação dos diâmetros dos chumbadores

	<i>Fim do estágio 1</i>		<i>Fim do estágio 2</i>		$\Delta$ (%)	<i>Rigidez</i> (kNm/rad)	$\Delta$ (%)
	<i>Rotação</i> (rad)	<i>Momento</i> (kNm)	<i>Rotação</i> (rad)	<i>Momento</i> <i>resistente</i> (kNm)			
2Φ20 (referência)	0,00012	16,0526	0,00328	41,7186	-	8122,15	-
1Φ25	0,00010	16,8986	0,00281	37,5608	-9,97	7624,43	-6,13
2Φ25	0,00013	17,6583	0,00329	65,9711	58,13	15288,86	88,24
1Φ32	0,00013	17,3841	0,00360	54,0143	29,47	10556,25	29,97
2Φ32	0,00012	18,4493	0,00459	94,3234	126,09	16974,07	108,98

Fonte: Autor.

A Tabela 4.5 apresenta a comparação entre os chumbadores duplos e simples. Com o aumento do diâmetro não há muita diferença no ganho de resistência da ligação, quando se faz uso de chumbadores duplos em vez de simples de mesmo diâmetro. No entanto em relação às rigidezes, com o aumento do diâmetro, de 25 para 32 mm, o ganho de rigidez, para o uso de chumbadores duplos em detrimento do uso de simples com mesmo diâmetro, diminui de 100 para 60%.

Tabela 4.5 – Comparação entre os chumbadores duplos e simples

	<i>Momento resistente</i> (kNm)	$\Delta$ (%)	<i>Rigidez</i> (kNm/rad)	$\Delta$ (%)
1Φ25	37.5608		7624.43	
2Φ25	65.9711	75.64%	15288.86	100.52%
1Φ32	54.0143		10556.25	
2Φ32	94.3234	74.63%	16974.07	60.80%

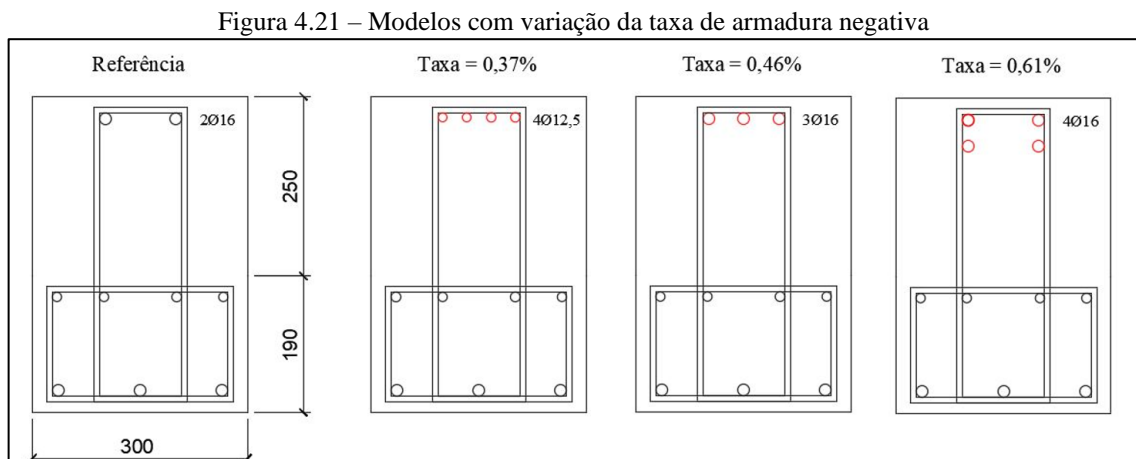
Fonte: Autor.

Os resultados desse estudo paramétrico seguiram o esperado pela literatura. Os modelos de Magliulo *et al.*(2014) e Rosário (2021) ao variar os diâmetros dos chumbadores de forma crescente tiveram ganho de resistência e rigidez significativo.



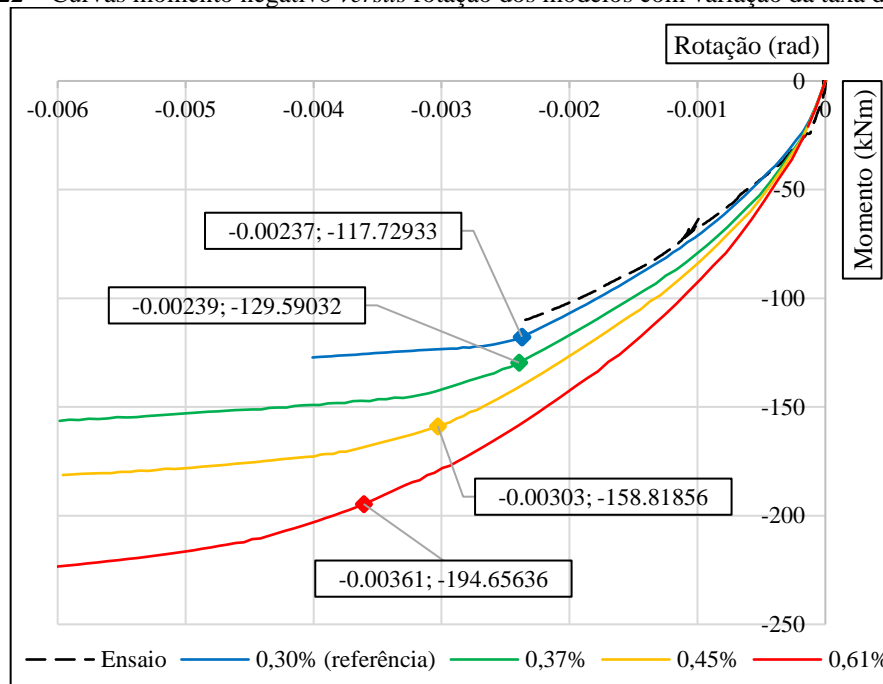
### 4.2.3 Variação da taxa de armadura de continuidade

Foram no total três variações da taxa de armadura de continuidade. Os valores desse parâmetro foram escolhidos acima da taxa do modelo de ensaio/referência (0,30%) para se obter rigidezes e resistências maiores. Tais taxas respeitaram prescrições da norma NBR 6118 (ABNT, 2014), como: área de armaduras longitudinais inferior a 4% da área de concreto da seção transversal; diâmetro da barra igual ou inferior a um oitavo da menor dimensão da seção; e área mínima. O posicionamento das barras dos modelos paramétricos, na horizontal e vertical, também respeitou as prescrições dessa norma. Na Figura 4.21 está ilustrado o modelo de ensaio e também os modelos com as variações dessas taxas.



Fonte: Autor.

As curvas do momento *versus* rotação dos modelos com variação da taxa de armadura estão ilustradas na Figura 4.22. Também estão destacados na mesma os pontos nos quais ocorrem o início do escoamento da armadura de continuidade e, por conseguinte, o momento negativo resistente da ligação viga-pilar é alcançado.

Figura 4.22 – Curvas momento negativo *versus* rotação dos modelos com variação da taxa de armadura

Fonte: Autor.

A partir dos pontos da Figura 4.22 se determina a rigidez ao momento fletor negativo para cada um desses modelos com a determinação do coeficiente angular da reta que une a origem ao ponto demarcado. As rigidezes ao momento fletor negativo (numéricas) estão apresentadas na Tabela 4.6. Nota-se que o aumento das taxas de armadura negativa provocaram maior porcentagem de acréscimos na resistência ao momento fletor negativo do que nas suas rigidezes. O crescimento dos valores de rigidez e de momento resistente com o aumento das taxas de armadura de continuidade ocorreram conforme verificado nos estudos de Kataoka, Ferreira e El Debs (2017), Barlati (2020) e Rosário (2021).

Tabela 4.6 – Rigidez ao momento negativo e momento resistente dos modelos com taxa de variação da armadura

<i>Modelos</i>	$M_{y,lim}$ (kNm)	$\Delta$	<i>Rotação</i> (rad)	<i>Rigidez</i> (kNm/rad)	$\Delta$
0.30% (referência)	-117,7293	-	-0,00237	49674,81	-
0.37%	-129,5903	10,07%	-0,00239	54221,88	9,15%
0.45%	-158,8186	34,90%	-0,00303	52415,38	5,52%
0.61%	-194,6564	65,34%	-0,00361	53921,44	8,55%

Fonte: Autor.

### 4.3 Classificação das ligações viga-pilar segundo coeficiente ( $\alpha_R$ )

Na Tabela 4.7 se encontram os parâmetros necessários para a determinação do fator de restrição à rotação ( $\alpha_R$ ) para então classificar a ligação viga-pilar quanto a rigidez ao momento

fletor negativo. Tais parâmetros são: o módulo de elasticidade inicial do concreto, a altura e largura da viga, o momento de inércia da seção transversal, a rigidez secante da viga e o comprimento efetivo. Na Tabela 4.8 estão apresentados os valores das rigidezes dos modelos paramétricos com variação da taxa de armadura de continuidade (determinados no tópico anterior), os valores do coeficiente ( $\alpha_R$ ) determinados para cada modelo e a classificação das ligações.

Tabela 4.7 – Parâmetros para o cálculo do coeficiente ( $\alpha_R$ )

	<i>Equação</i>	<i>Valor</i>	<i>Unidade</i>
<i>Módulo de elasticidade (<math>E_{ci}</math>)</i>	-	35430	MPa
<i>Altura da viga próximo ao pilar (<math>h_1</math>)</i>	-	440	mm
<i>Altura da viga no meio do vão (<math>h_2</math>)</i>	-	640	mm
<i>Largura da viga (<math>b</math>)</i>	-	300	mm
<i>Momento de inércia do meio do vão (<math>I</math>)</i>	$\frac{b \times h_2^3}{12}$	2.13E+09	mm <sup>4</sup>
<i>Rigidez da viga (<math>EI_{sec}</math>)</i>	$0,4E_{ci}I$	3.0E+13	Nmm <sup>2</sup>
<i>Comprimento efetivo (<math>L_{ef}</math>)</i>	$12 \times h_1$	5280	mm

Fonte: Autor.

Tabela 4.8 – Classificação dos modelos com taxa de variação quanto a rigidez ao momento fletor negativo

<i>Modelos</i>	<i>Rigidez (kNm/rad)</i>	$\alpha_R$	<i>Classificação</i>
<i>0.30% (referência)</i>	49674,81	0,48	Semirrígida
<i>0.37%</i>	54221,88	0,51	Semirrígida
<i>0.45%</i>	52415,38	0,50	Semirrígida
<i>0.61%</i>	53921,44	0,51	Semirrígida

Fonte: Autor.

Verificou-se que todos os modelos com taxa de variação da armadura negativa foram considerados com comportamento semirrígido para a estrutura solicitada ao momento fletor negativo, ou seja com o coeficiente ( $\alpha_R$ ) entre 0,15 e 0,85.

#### 4.4 Comparação da rigidez obtida nas simulações com a da NBR 9062 (ABNT, 2017)

Na Tabela 4.9 estão apresentados os parâmetros adotados para a determinação da rigidez secante da NBR 9062 (ABNT, 2017), nos quais são: o módulo de elasticidade longitudinal da armadura de continuidade; o coeficiente  $k$ ; a distância da face do pilar ao centro de rotação no consolo ( $L_a$ ), a qual foi verificada nos modelos numéricos e é igual a 115 mm; a altura da viga; o cobrimento das armaduras e o diâmetro do estribo.

Tabela 4.9 – Parâmetros usados na determinação da rigidez secante da NBR 9062 (ABNT, 2017)

<i>Módulo de elasticidade (MPa)</i>	224000
<i>k</i>	0,75
<i>L<sub>a</sub> (mm)</i>	115
<i>Altura da viga (mm)</i>	440
<i>Cobrimento da armadura (mm)</i>	15
<i>Diâmetro do estribo (mm)</i>	8

Fonte: Autor.

Na Tabela 4.10 estão determinados alguns parâmetros que variam com os modelos, como a armadura negativa, o diâmetro das barras, o comprimento efetivo de deformação por alongamento da armadura contínua e a altura útil. Na mesma tabela estão apresentadas as rigidezes dessa norma e a relação entre a rigidez numérica e normativa.

Tabela 4.10 – Comparação entre a rigidez das simulações e a determinada pela NBR 9062 (ABNT, 2017)

<i>Modelos</i>	<i>Rigidez (MEF) (kNm/rad)</i>	<i>A<sub>s</sub> (mm<sup>2</sup>)</i>	<i>∅ (mm)</i>	<i>L<sub>ed</sub> (mm)</i>	<i>d (mm)</i>	<i>Rigidez (NBR 9062) (kNm/rad)</i>	<i>RMEF/RNBR (%)</i>
<i>0.30% (referência)</i>	49674,81	402,12	16,00	515	409	21943,42	226,37
<i>0.37%</i>	54221,88	490,87	12,50	428	411	32545,79	166,60
<i>0.45%</i>	52415,38	603,19	16,00	515	409	32915,68	159,24
<i>0.61%</i>	53921,44	804,25	16,00	515	391	40109,44	134,44

Fonte: Autor.

Usando os coeficiente  $k$  e  $\beta$  da norma NBR 9062 (ABNT, 2017), a determinação da rigidez secante da ligação viga-pilar, mediante sua equação, subestimou todas as rigidezes dos modelos paramétricos. A melhor previsão da norma foi para o modelo com taxa de 0,61% de armadura negativa, na qual foi subestimado 34,44% da rigidez secante da simulação. Enquanto que, para o modelo com taxa de armadura de 0,30%, a determinação da norma subestimou a rigidez do modelo numérico em 126,37%. Supõe-se que o fato da ligação do presente estudo ter viga com dente, modifica os parâmetros normativos, principalmente o  $k$  que varia com a posição da linha neutra. Acredita-se também que existem outros fatores que contribuem para esta disparidade como: uso de valores característicos no presente trabalho em contraposição ao uso de valores com coeficientes de segurança pela norma e uso de concreto com fibras de aço.

Barlati (2020) também não conseguiu validação do equacionamento da NBR 9062 (ABNT, 2017) para a determinação da rigidez secante. Na comparação entre as rigidezes das suas simulações (de Tipologia 1) e as rigidezes normativas, foi verificado discrepância média de 21,9%.

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A presente pesquisa teve como principal objetivo analisar numericamente o comportamento estrutural da ligação viga-pilar semirrígida ensaiada por Bellucio (2016), a qual se assemelha com a estrutura de Tipologia 1 da NBR 9062 (ABNT, 2017), se diferenciando pela viga com dente, almofada com argamassa modificada e uso de concreto com fibras de aço na região do consolo e do dente da viga.

Foi desenvolvido um modelo numérico tridimensional com o auxílio do programa DIANA<sup>®</sup>, o qual, considerando a complexidade do protótipo e também as simplificações adotadas para viabilizar as simulações, representou satisfatoriamente o comportamento experimental da ligação viga-pilar selecionada, tanto para a solicitação de momento fletor positivo quanto negativo.

A validação desse modelo para a primeira solicitação se deu com o confronto de suas respostas com as de ensaio, da curva momento *versus* rotação, dos padrões de fissuração e do modo de falha da estrutura. A diferença entre os momentos resistentes foi de aproximadamente 4% e entre as rigidezes de 12%. As direções de aberturas de fissuras tiveram concordâncias mas não aconteceram nos mesmos instantes, isto pode ser explicado pela simulação ter sido com carregamento monotônico enquanto o ensaio foi realizado ciclicamente. O modo de falha de escoamento dos chumbadores e esmagamento do concreto foi observado tanto no modelo numérico quanto no ensaio.

Para a validação do modelo proposto submetido a momentos negativos foram comparadas as curvas momento *versus* rotação, o padrão de fissuração e os instantes nos quais aparecem as fissuras. A maior discrepância entre os instantes de abertura de fissuração do ensaio e do modelo numérico foi igual a 6%, e as direções de ambos modelos concordaram. Além disso, como a ligação foi rompida para o momento positivo, não foi possível validar o momento resistente negativo. No entanto as curvas experimental e numérica momento *versus* rotação tiveram boa correspondência.

Após a validação do modelo proposto foi possível realizar o estudo paramétrico e teórico. Destaca-se que não houve mudança do modo de falha em nenhum modelo paramétrico nos dois sentidos de solicitação. Para a ligação submetida ao momento fletor positivo houve o escoamento do chumbador seguido do esmagamento do concreto, e esta ao momento negativo, a estrutura falhou com o escoamento da armadura de continuidade.

O primeiro modelo paramétrico foi substituir o concreto com fibras de aço por concreto convencional restituindo-se a armadura do consolo e do dente da viga. Para os dois sentidos de

solicitação, a diferença entre as rigidezes e resistências do paramétrico com o modelo de referência foi quase nulo. Isto confirmou o estudo de Bellucio (2016) para chumbador isolado, o ampliando para uma ligação viga-pilar completa.

O segundo modelo paramétrico variou a distância entre os chumbadores de 160 para 190 mm. Verificou-se um ganho de rigidez e resistência com esta variação. A partir dessa simulação, constata-se que a diminuição do efeito de grupo (aumentando a distância entre os chumbadores) sobrepujou o aumento do efeito de bordo, assim, em condições semelhantes da estrutura do presente trabalho, conclui-se que é preferível evitar o efeito de grupo ou minimizá-lo do que o de bordo.

O terceiro ao sexto modelo paramétrico foram simulados variando o diâmetro dos chumbadores e também o tipo, se duplo ou único. A variação se deu com a mudança dos 2 chumbadores de 20 mm do validado para 1 $\phi$ 25 mm, 2 $\phi$ 25 mm, 1 $\phi$ 32 mm e 2 $\phi$ 32 mm. Desse estudo o único modelo que teve perda da resistência e da rigidez, em relação ao modelo validado, foi o de chumbador simples com diâmetro de 25 mm. Foi comparado também os modelos duplos e simples com mesmo diâmetro. Concluiu-se que com o aumento do diâmetro, de 25 para 32 mm, optando-se pelo tipo duplo em vez do simples, o ganho de rigidez diminuiu de 100 para 60%. Além disso, para essa mudança, o ganho de resistência da ligação praticamente se mantém. Em suma, o aumento do diâmetro causou acréscimos na resistência e na rigidez conforme ocorreu nos trabalhos de *Magliulo et al.* (2014) e Rosário (2021).

Para o sétimo ao nono modelo paramétrico foi variada a taxa de armadura de continuidade, de 0,30% (modelo referência) para 0,37%, 0,46% e 0,61%. O crescimento dos valores de rigidez e de momento resistente com o aumento das taxas de armadura de continuidade ocorreram conforme verificado nos estudos de Kataoka, Ferreira e El Debs (2017), Barlati (2020) e Rosário (2021).

Todas as ligações com variação da taxa de armadura de continuidade e a ligação do modelo referência foram classificadas como semirrígidas ao momento fletor negativo, de acordo com o fator de restrição à rotação ( $\alpha_R$ ).

Foi feita a comparação da rigidez secante das simulações com variação da taxa de armadura de continuidade e do modelo proposto com os valores calculados a partir das equações fornecidas pela NBR 9062 (ABNT, 2017). Como no estudo de Barlati (2020) para a ligação de mesma tipologia, a previsão da norma teve discrepâncias consideráveis em relação às rigidezes secantes numéricas. Levanta-se a hipótese que tais diferenças são provenientes do fato da ligação estudada não ser exatamente a tipificada pela norma supracitada.

Sugestões para trabalhos futuros:

- Adaptar o modelo numérico desenvolvido no presente trabalho para carregamentos cíclicos, assim como foi no ensaio. Com isto, acredita-se que este novo modelo representará com maior validade as fissurações da ligação viga-pilar após o carregamento;
- Aprofundar o estudo comparativo das rigidezes secantes entre os resultados numéricos e o cálculo da norma NBR 9062 (ABNT, 2017), com o objetivo de compreender com clareza os desvios significativos dessa comparação;
- Para estudos paramétricos de ligação viga-pilar, recomenda-se que seja feita também a análise da progressão de fissuras com as variações dos parâmetros pertinentes, uma vez que o tamanho da fissura é importante no dimensionamento de estruturas em concreto armado, previstos limites na NBR 6118 (ABNT, 2014). Não foi feito isto no presente trabalho, uma vez que não foi medido no ensaio o valor da abertura dessas fissuras.

Pode-se confirmar que os efeitos de borda e grupo são totalmente negligenciados em um modelo numérico bidimensional e estes efeitos foram verificados no presente estudo.

## REFERÊNCIAS

- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Committee 319. **Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (ACI 318R-05)**. Farmington Hills, 2005, 430 p.
- AGUIAR, E. A. B. **Comportamento de chumbadores grauteados de ligações viga-pilar parcialmente resistentes a momento fletor**. 2010. 218 p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 9062**: projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro: ABNT, 2017.
- BALDISSERA, A. **Estudo experimental de uma ligação viga-pilar de concreto pré-moldado parcialmente resistente a momento fletor**. 2006. 149 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.
- BARLATI, G. B. **Simulação de Comportamento de Ligações Semirrígidas entre Vigas e Pilares Pré-Fabricados por Meio de Modelagem Computacional**. 2020. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2020.
- BARROS, L. S. P. **Verificação do comportamento de ligações viga-pilar com continuidade de armadura negativa por meio de luvas rosqueadas**. 2018. 142p. Mestrado em Estruturas e Construção Civil - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2018.
- BELLUCIO, E. K. **Comportamento de chumbadores embutidos em concreto com fibras de aço para ligações viga-pilar de concreto pré-moldado**. 2016. 153 p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2016.
- BELLUCIO, E. K. **Influência da rugosidade superficial e o uso de novos tipos de fibras em almofadas de argamassa para ligações de concreto pré-moldado**. 2010. 106 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.
- COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **CEB-FIP Model Code 2010**. First complete draft, Lausanne, Switzerland, 2010.
- COSTA, J. B. A. **Estudo Experimental de Consolos de Concreto com Fibras Moldados em Etapas Distintas dos Pilares**. 2009. 124 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.
- DIANA. DIANA Finite Element Analysis. **DIANA Documentation Release 10.4**. Delft, Netherlands. 2020.
- EL DEBS, M. K. **Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações**. 2017. 2ª edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2017. 456 p.



EL DEBS, M. K.; BELLUCIO, E. K. Cement-base bearing pads mortar for connections in the precast concrete: study of surface roughness. **Ibracon Structures and Materials Journal**, v. 5, n. 1, p. 38-67, Feb. 2012.

HADADE, A.M.; CATOIA, B.; FERREIRA, M.A.; CARVALHO, R.C. Caracterização experimental da relação momento-rotação de ligação viga-pilar em concreto pré-moldado. **Revista Matéria**, v.23, n.3, 2018.

KATAOKA, M. N.; FERREIRA, M. A.; EL DEBS, A. L. H. C. Nonlinear FE analysis of slab-beam-column connection in precast concrete structures. **Engineering Structures**, v. 143, p. 306-315, Jul. 2017.

\_\_\_\_\_. Study on the behavior of beam-column connection in precast concrete structure. **Computers and Concrete**, v. 16, p. 163-178, Aug. 2015.

MAGLIULO, G. ERCOLINO, M. CIMMINO, M., CAPOZZI, V., MANFREDI, G. **FEM analysis of the strength of RC beam-to-column dowel connections under monotonic actions**. Construction and Building Materials 69, p 271-284. 2014.

MIOTTO, A. M. **Ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado: análise com ênfase na deformabilidade ao momento fletor**. 2002. 234p. São Carlos. Tese (doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.

PEREIRA, M. F. **Análise Experimental e Numérica de Pilares Mistos de Aço e Concreto**. 2014. 174p. São Carlos. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.

ROSÁRIO, M. R. **Estudo numérico de ligação parcialmente resistente ao momento fletor entre pilar misto preenchido e viga pré-moldada de concreto**. 2021, 145p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2021.

ROTS, J. G. **Computational Modeling of Concrete Fracture**. PhD thesis, Delft University of Technology, 1988.

VECCHIO, F. J.; COLLINS, M. P. The modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. **ACI Journal**, v. 83, n. 22, p. 219-231, Mar. 1986.

\_\_\_\_\_. Compression response of cracked reinforced concrete. **Journal of Structural Engineering**, v. 119, n. 12, p. 3590-3610, Dec 1993.

ZOUBEK, B., ISAKOVIC, T., FAHJAN, Y., FISCHINGER, M. **Cyclic failure analysis of the beam-to-column dowel connections in precast industrial buildings**. Engennering Structures 52. p 179-191. 2013.