



EESC • USP

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

Maycon dos Reis Rosário

**ESTUDO NUMÉRICO DE LIGAÇÃO PARCIALMENTE RESISTENTE AO
MOMENTO FLETOR ENTRE PILAR MISTO PREENCHIDO E VIGA PRÉ-
MOLDADA DE CONCRETO**

São Carlos

2021

Maycon dos Reis Rosário

**ESTUDO NUMÉRICO DE LIGAÇÃO PARCIALMENTE RESISTENTE AO
MOMENTO FLETOR ENTRE PILAR MISTO PREENCHIDO E VIGA PRÉ-
MOLDADA DE CONCRETO**

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 da Universidade de São Paulo para a obtenção do título de mestre em ciências.

Área de concentração: Estruturas

Orientador: Prof. Dra. Marcela Novischi Kataoka

São Carlos

2021

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).

R789e Rosário, Maycon dos Reis
Estudo numérico de ligação parcialmente resistente ao momento fletor entre pilar misto preenchido e viga pré-moldada de concreto / Maycon dos Reis Rosário; orientadora Marcela Novischi Kataoka. São Carlos, 2021.

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, 2021.

1. Ligação semirrígida. 2. Ligação viga-pilar. 3. Modelagem numérica. 4. Pilar misto preenchido. 5. Viga pré-moldada de concreto. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro **MAYCON DOS REIS ROSÁRIO**.

Título da dissertação: " Estudo numérico de ligação parcialmente resistente ao momento fletor entre pilar misto preenchido e viga pré-moldada de concreto".

Data da defesa: 21/06/2021.

Comissão Julgadora

Resultado

Profa. Dra. **Marcela Novischi kataoka**

Aprovado

(Orientadora)

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

Prof. Dr. **Luiz Álvaro de Oliveira Júnior**

Aprovado

(Pontifícia Universidade Católica /PUC-Goiás)

Prof. Associado **Jefferson Lins da Silva**

Aprovado

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

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 aos meus pais, Antônio e Quézia, e irmão, Kennedy, pelo apoio, incentivo e amor incondicional.

À minha orientadora, Marcela Novischi Kataoka, por toda paciência, suporte e auxílio no desenvolvimento desta pesquisa, pela confiança, pelo incentivo, pelas correções e por todos os ensinamentos.

Às professoras Ana Lúcia Homce de Cresce El Debs e Silvana De Nardin por todas as dicas e conselhos fornecidos durante a qualificação. Aos professores Luiz Álvaro de Oliveira Júnior e Jefferson Lins da Silva pelos conselhos e presença na banca de defesa.

Aos amigos do mestrado pela troca de conhecimentos, apoio nos momentos difíceis, pelos diversos momentos de descontração e cafezinhos ao longo desta jornada. Agradeço em especial ao Rosicley, Sarah, Marcela Amaral, Isabella, Vinícius, Lucas, Luiz Fernando e Matheus Rocha pelas conversas, amizade e apoio essencial no incentivo ao desenvolvimento deste trabalho.

Aos amigos do BD(I+T) pelo apoio e amizade durante todos esses anos.

O presente trabalho foi realizado como apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

“Happiness can be found even in the darkest of times, if one only remembers to turn on the light” – Albus Dumbledore.

RESUMO

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.

Quando se trata de estruturas pré-fabricadas, seja pré-moldada de concreto, metálica ou mista de aço e concreto, o tema de maior destaque nessa área de estudos diz respeito às ligações viga-pilar. As ligações são regiões nos sistemas estruturais com comportamento único devido aos diversos componentes existentes nesses locais além da sua influência na estabilidade global de uma estrutura. Desta forma, o presente trabalho apresenta um estudo numérico e análise paramétrica acerca de uma ligação parcialmente resistente ao momento fletor entre pilar misto preenchido de seção quadrada e viga pré-moldada de concreto, sendo os componentes resistentes do modelo o chumbador soldado ao consolo e a armadura negativa na parte superior da ligação. Para isso, inicialmente foi realizado um extenso estudo a respeito do comportamento da ligação analisada com base em trabalhos numéricos e experimentais realizados em tipologias semelhantes em âmbito nacional e internacional. A definição do modelo numérico teve como dois princípios o menor tempo de processamento aliada a boa representatividade. Desta forma, foi utilizado o *software* DIANA® para a criação de tal modelo com a representação de apenas um quarto da geometria onde foi aplicado carregamento monotônico em ambas direções. Finalizado o modelo, o mesmo foi validado com base nas curvas momento fletor x deslocamento, momento fletor x rotação, momento fletor x deformação na armadura de continuidade além dos modos de falha. Com o modelo validado, iniciou-se o estudo paramétrico onde foram variados parâmetros como taxa e disposição da armadura negativa, diâmetro e quantidade de chumbadores altura da laje alveolar. Conforme esperado, a variação da disposição e da taxa de armadura de continuidade afetou o comportamento do modelo quando solicitado por momento fletor negativo, enquanto que variação do diâmetro e quantidade de chumbadores foram mais influentes no comportamento do modelo quando solicitado por momento fletor positivo. Diferentemente dos demais, a variação da altura da laje foi o único parâmetro que trouxe modificações significativas no comportamento da ligação em ambas solicitações. Por fim, foi realizado um comparativo dos sistemas de classificação de ligação viga-pilar apresentados pela ABNT NBR 9062:2017 e EUROCODE 3, onde foi constatado que todos os modelos são classificados como ligações semirrígidas.

Palavras-chave: ligação semirrígida; ligação viga-pilar; modelagem numérica; pilar misto preenchido; viga pré-moldada de concreto.

ABSTRACT

ROSÁRIO, M. R. **Numerical study on partially moment resisting connection between concrete filled steel tube and precast concrete beam.** 2021, 145p. Dissertation (Master Degree) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2021

Regarding prefabricated structures, whether precast concrete, steel structures or steel-concrete composite, the biggest focus in this area concerns about beam-column connections. These connections are regions in structural systems with a unique behavior due to the various components existing in these locations in addition to their influence on the overall structure stability. In this way, a numerical study and parametric analysis was carried out on a partially moment resisting connection between a concrete filled steel tube with square section and precast concrete beam, where the main resistant components were a steel dowel and continuity bar at the top of the connection. For this, an extensive study was made about the behavior of the reference connection based on numerical and experimental studies in national and international research centers. The numerical model was created with the intent to have the shortest processing time combined with good representativeness. Thus, DIANA software was used to create the model representing only one quarter of the geometry, in which monotonic loading was applied in both directions. With the model ready, it was validated based on bending moment x displacement curve, bending moment x rotation curve, bending moment x continuity reinforcement strain curve in addition to the failure modes. As the model was validated, a parametric study was initiated, in which parameters such as rate and arrangements of continuity bars, diameter and number of dowels, and slab height were varied. As expected, changing the rate and arrangement of continuity bars affected the connection behavior when under negative bending moment, while changing the diameter and diameter of dowels affected the connection behavior when under positive bending moment. Unlike the others, the slab height variation was the only parameter that brought significant changes to the connections behavior under both bending moments. Finally, a comparison was made between ABNT NBR 9062:2017 and EUROCODE 3 about its beam column connections classification systems, where was found that all models show semi-rigid behavior

Keywords: semi-rigid connection; beam-column connection; numerical modeling; concrete filled steel tube; precast concrete beam.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1-1 - Torre de Xangai - China.	2
Figura 1-2 - Influência da rigidez das ligações viga-pilar no comportamento da estrutura.	3
Figura 2-1 - Tipologias de pilares mistos de aço e concreto: revestido, parcialmente revestido e preenchido.	9
Figura 2-2 – Gráfico momento x rotação.	12
Figura 2-3 – Redistribuição de momento fletor na viga devido a vinculação adotada.	12
Figura 2-4 - Classificação da resistência da ligação viga-pilar proposto pelo EUROCODE 3 (2005).	15
Figura 2-5 - Ligação viga-pilar estudada por Miotto (2002).	16
Figura 2-6 - Modelo com descontinuidade na laje.	17
Figura 2-7 - Modelo com descontinuidade na laje.	17
Figura 2-8 - Resultado dos modelos experimentais desenvolvidos por Miotto (2002).	18
Figura 2-9 - Modelo numerico desenvolvido por Miotto (2002).	18
Figura 2-10 - Resultados do modelo com continuidade.	19
Figura 2-11 - Resultado do modelo com descontinuidade.	19
Figura 2-12 - Modelo de pilar intermediário ensaiado por Baldissera (2006).	20
Figura 2-13 - Modelo de pilar de extremidade ensaiado por Baldissera (2006).	20
Figura 2-14 - Padrão de fissuração do modelo ensaiado por Baldissera (2006).	21
Figura 2-15 - Envoltórias do ensaio experimental realizado por Baldissera (2006).	22
Figura 2-16 - Modelo numérico pré-moldado desenvolvido por Kaya e Arslan (2009).	23
Figura 2-17 - Resultados dos modelos numéricos desenvolvidos por Kaya e Arslan (2009).	23
Figura 2-18 - Modelos ensaiados por Bezerra (2011).	24
Figura 2-19 - Modelos numéricos desenvolvidos por Bezerra (2011).	25
Figura 2-20 – Modelo de ligação ensaiados por Kataoka, Ferreira e El Debs (2012).	27
Figura 2-21 - Seção transversal dos modelos ensaiados.	27
Figura 2-22 - Curvas momento fletor x rotação dos modelos ensaiados por Kataoka, Ferreira e El Debs (2012).	28
Figura 2-23 - Modelo estudado por Psycharis e Mouzakis (2012).	29
Figura 2-24 - Influência da direção de aplicação e do tipo carregamento.	30
Figura 2-25 - Influência da quantidade de chumbadores.	30
Figura 2-26 - Influência da espessura do cobrimento de concreto.	31
Figura 2-27 - Influência da chapa de aço entre chumbador e a extremidade do pilar.	32

Figura 2-28 - Influência da classe de resistência do graute no comportamento da ligação solicitada por carregamento monotônico e cíclico, respectivamente.	32
Figura 2-29 - Geometria do modelo experimental.	33
Figura 2-30 - Disposição dos elementos de contato no modelo numérico.	34
Figura 2-31 - Resultados do modelo com carregamento monotônico.	34
Figura 2-32 - Resultados dos modelos cíclicos.	35
Figura 2-33 - Modelo numérico desenvolvido por Magliulo et al (2014).	36
Figura 2-34 - Modelo validado.	37
Figura 2-35 - Variação do diâmetro do chumbador.	37
Figura 2-36 - Modelo numérico da ligação viga - pilar.	38
Figura 2-37 - Comparativo dos resultados obtidos com base no tipo de solicitação.	39
Figura 2-38 - Comparativo do modo de falha dos modelos experimental e numérico.	39
Figura 2-41 - Ligação viga-pilar ensaiada por Bellucio (2016).	40
Figura 2-42 - Panorama de fissuração do modelo ao final do ensaio.	41
Figura 2-43 - Modelo numérico bidimensional desenvolvido por Bellucio (2016).	42
Figura 2-44 - Comparativo dos resultados experimental e numérico.	43
Figura 2-45 - Detalhamento dos modelos ensaiados por Lacerda (2016).	44
Figura 2-46 - Resultados dos ensaios realizados por Lacerda (2016).	45
Figura 2-39 - Modelos de ligação viga-pilar propostos por Fonte: Adaptado de Bahrami <i>et al</i> (2017).	47
Figura 2-40 - Resultados dos modelos de ligação viga-pilar propostos por Bahrami <i>et al</i> (2017).	48
Figura 2-47 - Modelo numérico desenvolvido por Kataoka, Ferreira e El Debs (2017).	49
Figura 2-48 - Resultados do modelo numérico desenvolvido por Kataoka, Ferreira e El Debs (2017).	50
Figura 2-49 - Resultados da análise paramétrica desenvolvida por Kataoka, Ferreira e El Debs (2017).	51
Figura 2-50 - Modelo numérico desenvolvido por Silva (2018).	52
Figura 2-51 - Comparativo dos resultados numéricos e experimental.	53
Figura 2-52 - Modelos numéricos desenvolvidos por Barlati (2020).	54
Figura 2-53 - Resultados obtidos por Barlati (2020).	55
Figura 3-1 - Visão geral do modelo de ligação viga-pilar ensaiada por Bezerra (2011).	60
Figura 3-2 - Detalhamento do pilar misto preenchido de seção quadrada.	60

Figura 3-3 - Detalhamento do consolo metálico. Medidas em mm.....	61
Figura 3-4 - Almofada de apoio.	62
Figura 3-5 - Dimensões da viga e laje.	62
Figura 3-6 - Detalhamento da armadura.	63
Figura 3-7 - Disposição dos transdutores de deslocamento.	64
Figura 3-8 - Configuração considerada para o cálculo da rotação da ligação viga-pilar.	65
Figura 3-9 - Disposição dos extensômetros na armadura negativa.	66
Figura 3-10 - Esquema de ensaio.	66
Figura 3-11 - Geometria com dupla simetria.	68
Figura 3-12 - Elementos sólidos.	69
Figura 3-13 - Elemento de casca curva Q20SH.	69
Figura 3-14 - Elemento de interface Q24IF.....	70
Figura 3-15 - Malha de elementos finitos.....	71
Figura 3-16 - Condições de contorno do modelo numérico.	73
Figura 3-17 - Modelos constitutivos do concreto à tração e à compressão, respectivamente. .	75
Figura 3-18 - Modelo elastoplástico do aço.	76
Figura 3-19 - Comportamento não-linear da rigidez normal da interface.	77
Figura 4-1 - Exemplo da correção da envoltória experimental.	81
Figura 4-2 – Momento fletor negativo x Deslocamento.....	82
Figura 4-3 - Nós do modelo numérico utilizados como referência para o cálculo da rotação.	83
Figura 4-4 - Momento fletor negativo x Rotação.	84
Figura 4-5 - Momento fletor negativo x Deformação na armadura de continuidade.	85
Figura 4-6 - Tensão nas armaduras do modelo numérico.	86
Figura 4-7 - Padrão de fissuração dos modelos experimental e numérico.	87
Figura 4-8 – Panorama de tensões de Von Mises no último passo de carga no tubo e consolo do modelo numérico.	88
Figura 4-9 - Momento fletor positivo x Deslocamento	89
Figura 4-10 - Momento fletor positivo x Rotação.	90
Figura 4-11 - Panorama de fissuração do modelo numérico solicitado a momento fletor positivo.	91
Figura 4-12 - Comparativo da abertura da interface entre o pilar e a viga.....	91
Figura 4-13 - Panorama de tensões de Von Mises no último passo de carga do modelo numérico.	92
Figura 4-14 - Influência da taxa de armadura.....	94

Figura 4-15 - Configuração das armaduras dos modelos estudados.	97
Figura 4-16 – Influência da disposição da armadura de continuidade.	98
Figura 4-17 - Lajes utilizadas nas análises paramétricas.....	100
Figura 4-18 – Influência da altura da laje.....	101
Figura 4-19 – Influência do diâmetro do chumbador.....	104
Figura 4-20 - Disposição do duplo chumbador adotada no modelo numérico.....	107
Figura 4-21 - Influência da quantidade de chumbadores.	107
Figura 4-22 - Resposta gráfica com base no sistema de classificação da ABNT NBR 9062:2017.	112
Figura 4-23 - Resposta gráfica com base no sistema de classificação do EUROCODE 3 (2005).	113
Figura 4-24 – Resultados para laje de 160mm.	114
Figura 4-25 – Resultados para laje de 250mm.	114

LISTA DE TABELAS

Tabela 2-1 – Sistema de classificação proposto pela ABNT NBR 9062 (2017).....	13
Tabela 2-2 – Sistema de classificação proposto por Ferreira, El Debs e Elliot (2002).	14
Tabela 2-3 – Comparativo dos sistemas de classificação.....	15
Tabela 2-4 - Resumo das pesquisas.....	55
Tabela 3-2 – Parâmetros dos concretos utilizados no modelo numérico.	76
Tabela 3-3 - Parâmetros dos aços utilizados no modelo numérico.	77
Tabela 3-4 - Propriedades das interfaces do modelo numérico.....	78
Tabela 3-5 - Propriedades da almofada de apoio e do bloco de carregamento.	78
Tabela 4-1 - Variações do modelo numérico e experimental – momento fletor negativo.	85
Tabela 4-2 - Variações do modelo numérico e experimental – momento fletor positivo.	90
Tabela 4-3 - Áreas de aço para a análise paramétrica da taxa de armadura.	93
Tabela 4-4 – Influência da taxa de armadura no momento fletor negativo resistente e rigidez à rotação.	95
Tabela 4-5 - Influência da taxa de armadura no momento fletor positivo resistente e rigidez à rotação.	96
Tabela 4-6 - Influência da disposição da armadura no momento fletor negativo resistente e rigidez à rotação.....	99
Tabela 4-7 - Influência da taxa de armadura no momento fletor positivo resistente e rigidez à rotação.	100
Tabela 4-8 - Influência da altura da laje no momento fletor negativo resistente e rigidez à rotação.	102
Tabela 4-9 - Influência da altura da laje no momento fletor positivo resistente e rigidez à rotação.	102
Tabela 4-10 - Influência do diâmetro do chumbador no momento fletor negativo resistente e rigidez à rotação.....	105
Tabela 4-11 - Influência do diâmetro do chumbador no momento fletor positivo resistente e rigidez à rotação.....	105
Tabela 4-12 - Influência da quantidade de chumbadores no momento fletor negativo resistente e rigidez à rotação.....	108
Tabela 4-13 - Influência da quantidade de chumbadores no momento fletor positivo resistente e rigidez à rotação.....	109

Tabela 4-14 - Comparativo dos modelos experimental e numérico com base na ABNT NBR 9062:2017.	111
Tabela 4-15 - Comparativo dos modelos experimental e numérico com base no EUROCODE 3 (2005).	111
Tabela 4-16 – Classificação dos modelos paramétricos com base na ABNT NBR 9062:2017.	111
Tabela 4-17 - Classificação dos modelos paramétricos com base no EUROCODE 3 (2005).	112
Tabela 4-18 – Classificação dos modelos com variação da altura da laje com base na ABNT NBR 9062:2017.....	113
Tabela 4-19 – Classificação dos modelos com variação da altura da laje com base no EUROCODE 3 (2005).....	113

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	Considerações iniciais	1
1.2	Justificativa	4
1.3	Objetivos.....	5
1.3.1	Objetivo geral	5
1.3.2	Objetivos específicos	5
1.4	Metodologia.....	5
1.5	Organização da dissertação.....	7
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	9
2.1	Pilar misto preenchido	9
2.2	Ligação viga-pilar	10
2.2.1	Classificação da ligação viga-pilar quanto à rigidez à flexão	11
2.2.2	Classificação da ligação viga-pilar quanto a resistência.	15
2.3	Estado da arte.....	16
2.3.1	Miotto (2002).....	16
2.3.2	Baldissera (2006).....	20
2.3.3	Kaya e Arslan (2009).....	22
2.3.4	Bezerra (2011)	24
2.3.5	Kataoka, Ferreira e El Debs (2012).....	27
2.3.6	Psycharis e Mouzakis (2012).....	29
2.3.7	Zoubek et al (2013).....	32
2.3.8	Magliulo et al (2014)	35
2.3.9	Kremmyda, Fahjan e Tsoukantas (2014).....	38
2.3.10	Bellucio (2016)	40
2.3.11	Lacerda (2016).....	43
2.3.12	Bahrami <i>et al</i> (2017).....	46

2.3.13	Katoka, Ferreira e El Debs (2017).....	48
2.3.14	Silva (2018)	51
2.3.15	Barlati (2020).....	53
2.3.16	Resumo das pesquisas	55
2.4	Síntese do capítulo.....	58
3	MODELAGEM NUMÉRICA.....	59
3.1	Modelo ensaiado por Bezerra (2011)	59
3.1.1	Geometria da ligação viga pilar.....	59
3.1.2	Instrumentação.....	64
3.1.3	Esquema de ensaio.....	66
3.2	Modelo Numérico.....	67
3.2.1	Geometria	67
3.2.2	Elementos finitos	68
3.2.3	Malha de elementos finitos.....	70
3.2.4	Condições de contorno	72
3.2.5	Modelos Constitutivos.....	74
3.2.5.1	<i>Concreto</i>	74
3.2.5.2	<i>Aço</i>	76
3.2.5.3	<i>Interface</i>	77
3.2.5.4	<i>Almofada de apoio e Bloco de carregamento</i>	78
3.2.6	Processamento	78
3.2.7	Comentários sobre as considerações adotadas no modelo numérico	79
4	ANÁLISE DOS RESULTADOS	81
4.1	Validação do modelo numérico	81
4.1.1	Modelo solicitado ao momento fletor negativo.....	82
4.1.2	Modelo solicitado ao momento fletor positivo.....	88
4.2	Análise paramétrica	93

4.2.1	Taxa de armadura	93
4.2.2	Disposição da armadura negativa	96
4.2.3	Altura da laje	100
4.2.4	Diâmetro do chumbador	103
4.2.5	Quantidade de chumbadores.....	106
4.3	Estudo comparativo dos sistemas de classificação de ligação viga-pilar em relação à rigidez à rotação.....	109
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	115
5.1	Sugestões para trabalhos futuros	117
	REFERÊNCIAS	119

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

O setor da construção civil foi, durante muito tempo, considerado atrasado quando comparado com os demais ramos industriais devido ao seu processo executivo que apresentava grandes índices de desperdício e baixa produtividade. Com o passar do tempo e a evolução dos equipamentos disponíveis, foram surgindo diferentes sistemas construtivos, como pré-moldados de concreto, estruturas metálicas e mistas, cuja característica comum está relacionada à possibilidade da pré-fabricação. Neste contexto, torna-se possível obter canteiros de obras mais limpos, maior produtividade e racionalização trazendo maior qualidade final da construção como um todo.

Cada um destes sistemas construtivos possui vantagens e desvantagens devido aos materiais utilizados, tais como o aço e o concreto. Ambos materiais se comportam de maneiras distintas quando sujeitos a tensões de tração e compressão e quando sujeitos a situações de incêndio. Além disso, outro ponto importante está relacionado ao peso final da estrutura com base no material utilizado em sua composição. Desta forma, fica a cargo do projetista responsável a escolha de qual atende melhor às necessidades da obra e, também, analisar a disponibilidade na região da construção.

Uma possibilidade interessante é a utilização conjunta de diferentes sistemas construtivos, a fim de se obter uma estrutura híbrida que reúna as principais vantagens de cada um dos sistemas constituintes isolados. Um exemplo interessante desta aplicação é a Torre de Xangai na China, Figura 1-1. Este edifício, com 632 metros de altura, apresenta uma estrutura robusta na qual foi utilizado um núcleo rígido de concreto moldado no local, pilares mistos de aço revestidos de concreto unidos entre si e ao núcleo através de um sistema de treliças de aço, além da utilização de lajes mistas com fôrma de aço incorporada.

Entretanto, quando se trata de sistemas estruturais pré-fabricados, os elementos estruturais utilizados são produzidos em locais diferentes do local da sua utilização final. Desta forma, tornam-se necessários os procedimentos de transporte, montagem e solidarização destes elementos. Sendo assim, é possível destacar uma das grandes limitações que impedem a total viabilização do uso dos pré-fabricados: a união dos elementos estruturais que compõem a estrutura.

Figura 1-1 - Torre de Xangai - China.



Fonte: Zhang et al (2016).

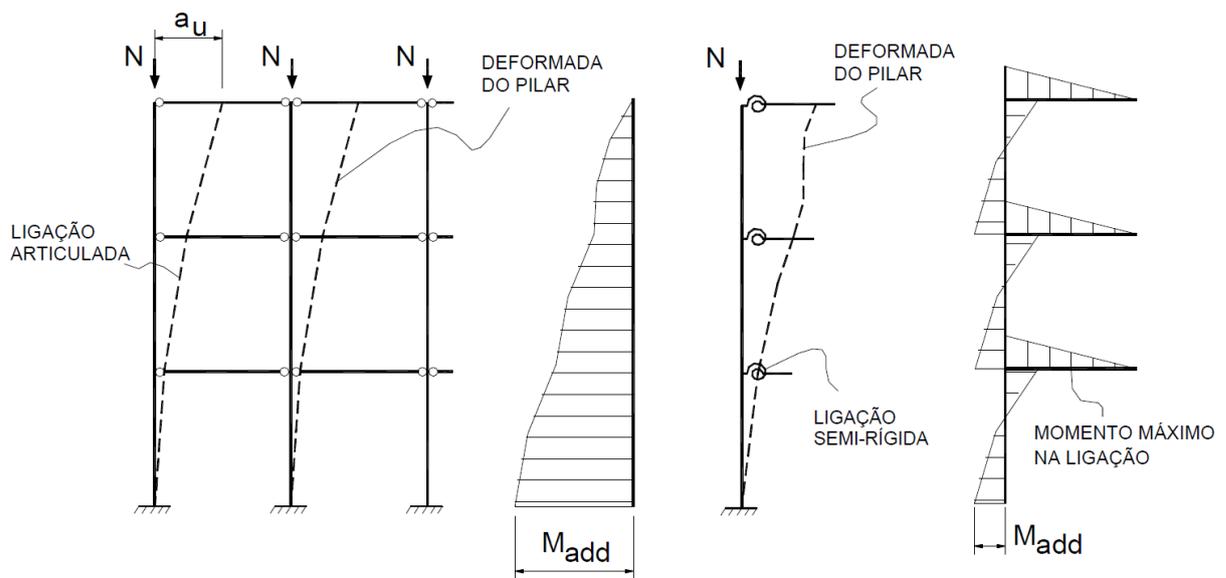
As ligações entre os elementos previamente fabricados são regiões com comportamento complexo e, por este motivo, seu correto dimensionamento se apresenta como uma etapa de fundamental importância. Dentre os principais aspectos que envolvem o projeto de ligações, destacam-se a garantia de pleno funcionamento, fazendo referência a sua capacidade resistente, ductilidade e durabilidade. Outro aspecto de grande importância, assim como os demais, é a exequibilidade, sendo este um fator que não deve ser negligenciado durante as etapas do projeto estrutural, uma vez que uma ligação de grande dificuldade executiva pode acabar retirando as vantagens inerentes à utilização destes sistemas construtivos.

Devido ao fato de as ligações serem executadas com os elementos estruturais já prontos, fica difícil alcançar o monolitismo característico do sistema construtivo de concreto armado moldado no local. Desta forma, uma opção viável se dá pela utilização das ligações semirrígidas, caracterizadas por ser uma tipologia intermediária entre a rígida e a articulada (flexível), a qual permite certos níveis de rotação e redistribuição de esforços entre os elementos conectados.

A grande vantagem da utilização de ligações semirrígidas em comparação às ligações rígidas em estruturas pré-fabricadas está, muitas vezes, relacionada à sua facilidade executiva.

Por outro lado, quando comparada a utilização de ligações articuladas, onde não há transferência de momentos fletores entre os elementos conectados, o uso das ligações semirrígidas proporciona consideráveis melhorias no comportamento da estrutura que as utilizam. Segundo Jeremias Júnior (2007) e Marin (2009), os principais benefícios decorrentes da utilização das ligações semirrígidas em relação às articuladas são a melhoria da estabilidade global da estrutura, através da redução de seus deslocamentos horizontais, e na redução do momento fletor atuante na base dos pilares, Figura 1-2, permitindo o uso de seções transversais menores que possibilitam a ampliação da área útil nos pavimentos existentes na construção.

Figura 1-2 - Influência da rigidez das ligações viga-pilar no comportamento da estrutura.



Fonte: Jeremias Júnior (2007).

Desta maneira, o estudo do comportamento e desenvolvimento de novas tipologias de ligações entre vigas e pilares em estruturas pré-fabricadas se apresenta como um tema de grande relevância para a área de estruturas. Além disso, no cenário internacional, o estudo de ligações viga-pilar sob carregamentos cíclicos é bastante expressivo.

1.2 Justificativa

O estudo acerca de ligações entre vigas e pilares é um dos tópicos de maior destaque quando se trata de sistemas construtivos pré-fabricados. Devido às diversas configurações possíveis e materiais utilizados em tal região, as ligações acabam apresentando comportamento complexo que impacta não somente na referida região, mas na estrutura como um todo. Por esse motivo, diversas pesquisas, em âmbito nacional e internacional, foram e ainda são desenvolvidas a fim de compreender o comportamento de tais regiões.

Devido às diversas possibilidades de ligações viga-pilar, é comum o desenvolvimento de estudos experimentais com o intuito de investigar o comportamento de uma determinada tipologia. No entanto, devido ao alto custo de produção de modelos e o tempo despendido para a preparação e realização dos ensaios, fica difícil desenvolver uma análise experimental ampla, na qual seja possível verificar a influência da variação dos componentes que formam a ligação. Uma possível solução para a expansão das pesquisas experimentais encontra-se na modelagem numérica de tais problemas.

Em virtude do grande avanço tecnológico, a criação de modelos numéricos tornou-se mais facilitada, permitindo que seja feita uma extrapolação de ensaios através da representação adequada dos modelos físicos ensaiados em laboratório, reduzindo consideravelmente os custos das análises.

No mercado existem diversos pacotes computacionais que permitem a realização deste tipo de estudo. Dentre eles destaca-se o DIANA®, um software baseado no método dos elementos finitos que permite gerar modelos que representam de maneira satisfatória os modelos físicos que são ensaiados experimentalmente. Tal representação só é possível devido aos diversos modelos constitutivos e métodos de análise disponibilizados por este tipo de *software*.

Desta forma, a realização do presente trabalho se justifica na possibilidade da expansão do estudo de ligação entre elementos estruturais de diferentes sistemas construtivos, pilar misto preenchido de seção quadrada e viga pré-moldada de concreto, desenvolvido por Bezerra (2011), além do menor custo apresentado pela modelagem numérica quando comparada aos ensaios.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo geral

O objetivo geral deste estudo é o desenvolvimento de um modelo numérico com o uso de *software* baseado em elementos finitos que represente de maneira adequada a ligação entre pilar misto preenchido de seção quadrada e viga pré-moldada de concreto ligados através de armadura de continuidade e chumbador em conjunto com consolo metálico.

1.3.2 Objetivos específicos

São objetivos específicos deste trabalho:

- Desenvolver um modelo numérico representativo e de menor custo computacional com o uso do software DIANA® do modelo de ligação viga-pilar ensaiado por Bezerra (2011);
- Validar o modelo numérico submetido a carregamento monotônico desenvolvido com base nas envoltórias corrigidas do modelo experimental (momento fletor x deslocamento, momento fletor x rotação e momento fletor x deformação das armaduras) e, também, em relação ao modo de falha e a configuração final do modelo;
- Extrapolar os resultados experimentais através de análises paramétricas do modelo numérico por meio da variação de parâmetros constitutivos e geométricos da ligação, como: taxa e disposição de armadura negativa, altura da laje alveolar e diâmetro e quantidade de chumbadores.
- Comparar os sistemas de classificação com base na rigidez à rotação da ABNT NBR 9062:2017 e EUROCODE 3 (2005) para o modelo de ligação estudado.

1.4 Metodologia

A fim de atingir os objetivos anteriormente citados, foi adotada a seguinte metodologia:

a) Revisão bibliográfica

A revisão bibliográfica é de suma importância para se fazer o levantamento dos conhecimentos teóricos e experimentais existentes na literatura técnica, possibilitando conhecer pesquisas já desenvolvidas na área tanto em âmbito nacional quanto internacional. Sendo assim, foram pesquisados tópicos sobre pilares mistos preenchidos e ligações com a utilização deste componente, ligações viga-pilar com detalhes semelhantes e, principalmente, trabalhos numéricos desenvolvidos a respeito de ligações viga-pilar com o intuito de identificar técnicas que contribuam para a modelagem numérica do modelo analisado.

b) Validação do modelo numérico

A criação e validação do modelo numérico submetido a carregamento monotônico foi realizada com o *software* DIANA® com base nos resultados experimentais obtidos por Bezerra (2011). Tal modelo de ligação é composto por pilar misto preenchido de seção quadrada, viga pré-moldada, laje alveolar, chumbador, armadura negativa e capa de concreto moldado no local. A verificação da representatividade do modelo numérico foi realizada com base na comparação do momento fletor máximo, rigidez à rotação, deformação na armadura de continuidade presente na parte superior da ligação bem como os modos de falha e configuração deformada do modelo.

c) Análise paramétrica

Uma vez validado o modelo numérico, os resultados foram extrapolados através da variação de parâmetros dos componentes da ligação viga-pilar estudados definidos com base no estudo acerca de trabalhos já realizados, a fim de verificar o comportamento do modelo. Tais parâmetros são: disposição e taxa de armadura negativa, altura da laje, diâmetro e quantidade de chumbadores.

d) Estudo comparativo dos sistemas de classificação com base na rigidez das ligações viga-pilar.

Nesta etapa é realizado um estudo comparativo dos sistemas de classificação propostos pela ABNT NBR 9062:2017 e EUROCODE 3 (2005). Para este fim, foi analisado apenas o comportamento da ligação frente ao momento fletor negativo (tração nas fibras superiores), sendo considerado os modelos experimental, numérico validado e os modelos do estudo paramétrico referentes à variação da taxa e distribuição de armadura negativa e variação da altura da laje.

1.5 Organização da dissertação

A presente dissertação está dividida em 6 capítulos.

O **Capítulo 1** traz uma introdução ao tema de estudo, apresentando as justificativas, objetivos e a metodologia proposta para alcançá-los.

O **Capítulo 2** apresenta o referencial teórico onde são apresentados estudos experimentais e numéricos acerca de ligações viga-pilar com detalhes semelhantes ao modelo de interesse desta pesquisa.

O **Capítulo 3** trata sobre os detalhes do ensaio do modelo experimental de referência e, também, os parâmetros como modelo constitutivos, tipos e malha de elementos finitos, condições de contorno e técnica de processamento utilizados no desenvolvimento do modelo numérico.

O **Capítulo 4** apresenta as análises dos resultados da validação do modelo numérico, do estudo paramétrico e do comparativo dos sistemas de classificação de ligações viga-pilar.

No **Capítulo 5** são apresentadas as considerações finais acerca da pesquisa desenvolvida além de sugestões para pesquisas futuras.

Por fim, são apresentadas as **referências bibliográficas** utilizadas neste estudo.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

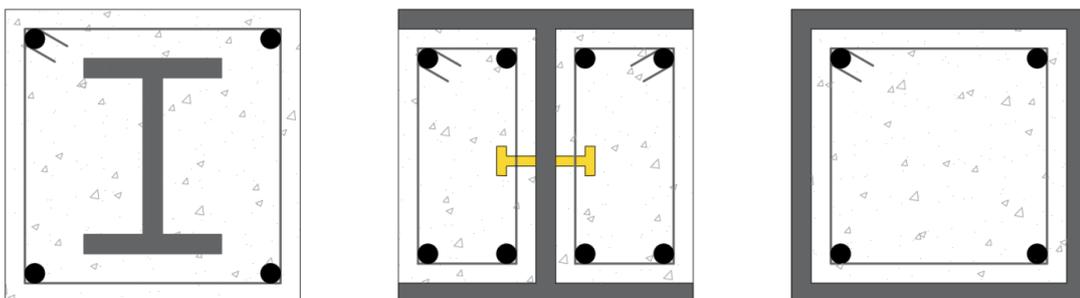
2.1 Pilar misto preenchido

Os pilares mistos de aço e concreto são elementos estruturais que surgem da associação do perfil de aço com o concreto, podendo ou não contar com conectores de cisalhamento cuja finalidade é garantir o trabalho conjunto de ambos os materiais. As primeiras aplicações de pilares mistos de aço e concreto datam do final do século XIX com a utilização de perfis metálicos de seção I revestidos de concreto. No entanto, na época o concreto tinha função única de proteger o perfil de aço contra o fogo e a corrosão, sem contribuir para o comportamento estrutural da seção mista. Esta configuração era utilizada por apresentar baixo custo quando comparada a outras soluções disponíveis na época.

Atualmente, os pilares mistos de aço e concreto têm seu dimensionamento normatizado no Brasil através da Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR 8800:2008. Em âmbito internacional, as estruturas mistas de aço e concreto e, por consequência, os pilares mistos, são regulamentados pelo EUROCODE 4 (União Europeia), BS 5400 (Reino Unido), ACI 318 e ASCI 360 (Estados Unidos da América).

A ABNT NBR 8800:2008 apresenta três tipologias de pilares mistos de aço e concreto de acordo com a posição que o concreto ocupa na seção transversal: revestidos, parcialmente revestidos e preenchidos, Figura 2-1. Cada um destes pilares apresenta vantagens e desvantagens, cabendo ao responsável realizar a escolha mais adequada para cada situação. Dentre as tipologias citadas, os pilares mistos preenchidos são parte do foco da presente pesquisa.

Figura 2-1 - Tipologias de pilares mistos de aço e concreto: revestido, parcialmente revestido e preenchido.



Fonte: Adaptado de ABNT NBR 8800:2008.

Os pilares mistos preenchidos são compostos por seção tubular e concreto em seu interior, podendo apresentar seção transversal circular, quadrada, retangular e entre outras. Além disso, tal tipologia pode contar com armadura longitudinal e transversal além de conectores de cisalhamento.

A utilização de pilares mistos preenchidos apresenta diversas vantagens quando comparado ao uso de pilares de sistemas construtivos compostos exclusivamente por concreto ou aço. Em relação a estrutura de concreto armado, os pilares mistos preenchidos permitem a eliminação do sistema de fôrmas e uma redução considerável da seção transversal destes pilares, garantindo maior área útil nos pavimentos. Tudo isso acaba trazendo uma redução do peso da estrutura aliada a uma diminuição da carga nas fundações.

Quando comparado com o sistema estrutural exclusivamente de peças de aço, o concreto de preenchimento retarda a ocorrência da flambagem local do perfil além de aumentar sua resistência ao fogo. Além disso, os pilares mistos preenchidos permitem uma redução no volume de aço estrutural utilizado, trazendo maior economia na utilização deste sistema construtivo.

Outra vantagem inerente a utilização de pilares mistos preenchidos está nas elevadas ductilidade e tenacidade apresentadas por este elemento estrutural. Ambas características permitem que o pilar misto preenchido seja amplamente utilizado em locais com atividades sísmicas recorrentes.

Outro ponto de bastante destaque quando se trata de pilares mistos preenchidos é o efeito de confinamento do concreto do núcleo gerado pelo perfil tubular de aço, trazendo uma melhora na capacidade resistente deste elemento estrutural. Quando submetido à compressão, o aço e o concreto do pilar misto tendem a deformarem longitudinalmente. A partir de determinado instante, o concreto de preenchimento começa a expandir lateralmente a ponto de solicitar o perfil tubular, que por sua vez oferece resistência à expansão do concreto, confinando-o. Nesta situação, o perfil tubular fica sujeito a um estado biaxial de tensões e o concreto a um estado triaxial de tensões em função do chamado efeito de confinamento, propriedade de grande importância neste tipo de elemento estrutural.

2.2 Ligação viga-pilar

De acordo com El Debs (2017), as ligações entre os elementos estruturais são responsáveis por criar um sistema capaz de resistir a todas as ações às quais a estrutura está

submetida, sendo de fundamental importância, desde a montagem até a situação em serviço, não somente para o sistema de pré-moldados de concreto, mas, também, para estruturas de aço e mista. A ABNT NBR 9062:2017, norma que versa sobre as estruturas pré-moldadas de concreto, ressalta o fato de que as ligações entre os elementos estruturais devem apresentar comportamento adequado, de modo que a capacidade resistente de uma estrutura seja garantida por seus elementos estruturais e não pela ligação entre os mesmos.

Segundo Ferreira (1999), são três as principais propriedades de uma ligação: resistência, rigidez e ductilidade. A resistência de uma ligação está relacionada com a sua capacidade de suportar os esforços aos quais está submetida durante sua vida útil e, em geral, depende diretamente da resistência dos materiais que a compõem. A rigidez é relativa à capacidade que a ligação tem de transferir os esforços de um elemento estrutural para outro, sendo uma ligação mais rígida capaz de transferir maior parcela destes esforços. Por último, a ductilidade faz menção a capacidade da ligação de apresentar níveis de deformação relativamente altos antes que ocorra a ruptura, de modo a favorecer a segurança da estrutura.

Desta forma, qualquer que seja o método construtivo adotado, faz-se extremamente necessário realizar o correto dimensionamento das ligações entre os elementos estruturais, a fim de garantir pleno funcionamento da estrutura.

2.2.1 Classificação da ligação viga-pilar quanto à rigidez à flexão

Dentre as diversas classificações para as tipologias de ligação viga-pilar, destaca-se a classificação com base em sua rigidez à flexão, a qual está relacionada com o tipo de vinculação nas extremidades da viga, permitindo classificar tais ligações como articuladas, rígidas e semirrígidas

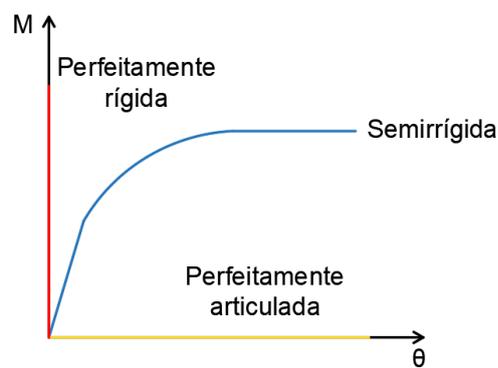
A ligação perfeitamente articulada permite rotação relativa total entre os elementos estruturais conectados sem que haja nenhuma transferência de momentos fletores da viga para o pilar. Por outro lado, as ligações perfeitamente rígidas funcionam de maneira oposta, permitindo total transferência de momentos fletores entre os elementos estruturais sem que haja rotação relativa entre os mesmos.

Por muito tempo, as ligações em estruturas pré-fabricadas eram consideradas perfeitamente rígidas ou perfeitamente rotuladas devido a simplicidade que tal consideração trazia para a análise estrutural. Entretanto, com o desenvolvimento de novas pesquisas foi verificado que tal consideração se mostrava incoerente, pois as ligações apresentavam um

comportamento intermediário em relação aos extremos considerados. Este tipo de ligação recebeu o nome de semirrígida. Diante disso, é possível perceber que o comportamento intermediário das ligações semirrígidas faz com que esta tipologia permite certos níveis de transferência de momentos fletores e rotação relativa entre os elementos.

Através da análise da relação momento x rotação, Figura 2-2, é possível observar os diferentes comportamentos das ligações viga-pilar descritos.

Figura 2-2 – Gráfico momento x rotação.



Fonte: o Autor (2021).

Em consequência dos tipos de vinculação mencionados, fica claro a influência da consideração adequada da rigidez de uma ligação viga-pilar na distribuição de momentos fletores em uma viga, Figura 2-3. Desta forma, fica evidente que o aumento de rigidez da ligação faz com que parte do momento positivo do meio do vão seja transferido para as extremidades da viga.

Figura 2-3 – Redistribuição de momento fletor na viga devido a vinculação adotada.



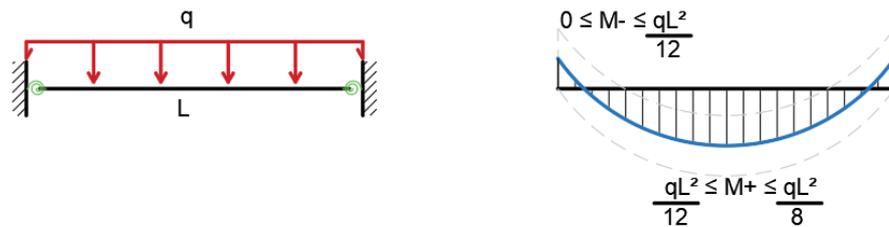
a] ligação articulada

continua...

continuação...



b) Ligação rígida



c) Ligação semirrígida

Fonte: o Autor (2021).

Na literatura nacional e internacional existem diferentes sistemas de classificação de ligações viga-pilar, cada um com suas particularidades para cada tipo de sistema estrutural analisado.

A ABNT NBR 9062:2017 permite classificar as ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado com base no fator de restrição à rotação (α_R), Tabela 2-1. Esse parâmetro relaciona a rigidez secante da ligação com a rigidez da viga a qual está conectada. O fator de restrição à rotação é um valor adimensional cujos extremos, 0 e 1, representam uma ligação perfeitamente articulada e perfeitamente rígida, respectivamente. Nesse sistema, a ligação viga-pilar é considerada semirrígida caso seu fator de restrição à rotação esteja compreendido no intervalo de 0,15 a 0,85.

Tabela 2-1 – Sistema de classificação proposto pela ABNT NBR 9062 (2017).

	Ligação	
	Articulada	Rígida
	$0.00 \leq \alpha_R < 0.15$	$0.85 \leq \alpha_R \leq 1.00$
	$0.15 \leq \alpha_R < 0.85$	

Fonte: ABNT NBR 9062 (2017).

Outro sistema de classificação com base no fator de restrição à rotação da ligação viga-pilar foi proposto por Ferreira, El Debs e Elliot (2002) que propõem um sistema de classificação composto de cinco zonas, cuja principal diferença em relação ao modelo proposto pela ABNT NBR 9062:2017 é a segmentação do intervalo das ligações semirrígidas com base no grau de restrição à rotação proporcionado. Sendo assim, as ligações semirrígidas podem ser divididas em semirrígidas de baixa, média ou alta restrição, Tabela 2-2.

Tabela 2-2 – Sistema de classificação proposto por Ferreira, El Debs e Elliot (2002).

Articulada	Ligação	
	Semirrígida	Rígida
$0.00 \leq \alpha_R < 0.14$	$0.14 \leq \alpha_R < 0.40$ baixa restrição	$0.85 \leq \alpha_R \leq 15$
	$0.40 \leq \alpha_R < 0.67$ média restrição	
	$0.67 \leq \alpha_R < 0.85$ alta restrição	

Fonte: Ferreira, El Debs e Elliot (2002).

A ABNT NBR 8800:2008 apresenta limites que permitem a classificação das ligações viga-pilar de estruturas de aço e mistas de aço e concreto com base em sua rigidez inicial. A rigidez inicial é obtida da relação entre momento fletor e rotação para um nível de 2/3 do momento fletor resistente de cálculo da ligação analisada. Além da consideração da rigidez inicial da ligação, a ABNT NBR 8800:2008 ainda acrescenta que para a ligação ser considerada rígida a relação $K_v/K_p \geq 0,1$ deve ser atendida, caso contrário a mesma é classificada como semirrígida. O parâmetro K_v é o valor médio da relação entre inércia e comprimento (I_v / L_v) de todas as vigas de determinado pavimento e K_p representa a mesma relação para os pilares.

O EUROCODE 3 (2005) permite classificar as ligações viga-pilar da mesma maneira que a ABNT NBR 8800:2008, haja vista que a norma brasileira foi elaborada com base na norma supracitada. No entanto, o EUROCODE 3 (2005) ainda adota limites diferentes de rigidez inicial para consideração de ligação viga-pilar rígida caso a estrutura seja contraventada ou não.

A Tabela 2-3 apresenta um comparativo dos sistemas de classificação de ligações viga-pilar quanto a sua rigidez à flexão propostos pela ABNT NBR 8800:2008 e pelo EUROCODE 3 (2005).

Tabela 2-3 – Comparativo dos sistemas de classificação.

Fonte	Ligação		
	Flexível	Semirrígida	Rígida
ABNT NBR 8800:2008	$S_i < 0.5EI(L)^{-1}$	$0.5EI(L)^{-1} \leq S_i < 25EI(L)^{-1}$ $S_i \geq 25EI(L)^{-1}$ se $K_v/K_p < 0.1$	$S_i \geq 25EI(L)^{-1}$ se $K_v/K_p \geq 0.1$
Eurocode 3 (2005)	estrutura contraventada	$0.5EI(L)^{-1} \leq S_i < 8EI(L)^{-1}$ $S_i \geq 8EI(L)^{-1}$ se $K_v/K_p < 0.1$	$S_i \geq 8EI(L)^{-1}$ se $K_v/K_p \geq 0.1$
		estrutura não contraventada	$S_i < 0.5EI(L)^{-1}$

Fonte: Adaptado pelo Autor.

2.2.2 Classificação da ligação viga-pilar quanto a resistência.

Em adição ao sistema de classificação das ligações viga-pilar em relação a rigidez à rotação, o EUROCODE 3 (2005) também permite classificar tais ligações com base em sua resistência. Para isso, é comparado o momento resistente da ligação com o momento fletor de plastificação da viga e do pilar que estão conectados.

No EUROCODE 3 (2005), as ligações podem ser classificadas como rotuladas, resistência parcial e resistência total, Tabela 2-4. Caso o momento resistente da ligação seja inferior a 25% do momento fletor de plastificação dos elementos estruturais conectados (viga e pilar) a mesma é classificada como **articulada**. Por outro lado, em situações nas quais o momento resistente da ligação seja superior aos momentos de plastificação da viga e do pilar, esta recebe a classificação de **resistência total**. Para os demais casos, as ligações são tidas como ligação de **resistência parcial**.

Figura 2-4 - Classificação da resistência da ligação viga-pilar proposto pelo EUROCODE 3 (2005).

Articulada	Resistência parcial	Resistência total
$0 \leq M_{l,Rd} < 25\% M_{(v,p),Rd}$	$25\% M_{(v,p),Rd} \leq M_{l,Rd} < M_{(v,p),Rd}$	$M_{l,Rd} \geq M_{(v,p),Rd}$

Fonte: EUROCODE 3 (2005).

2.3 Estado da arte

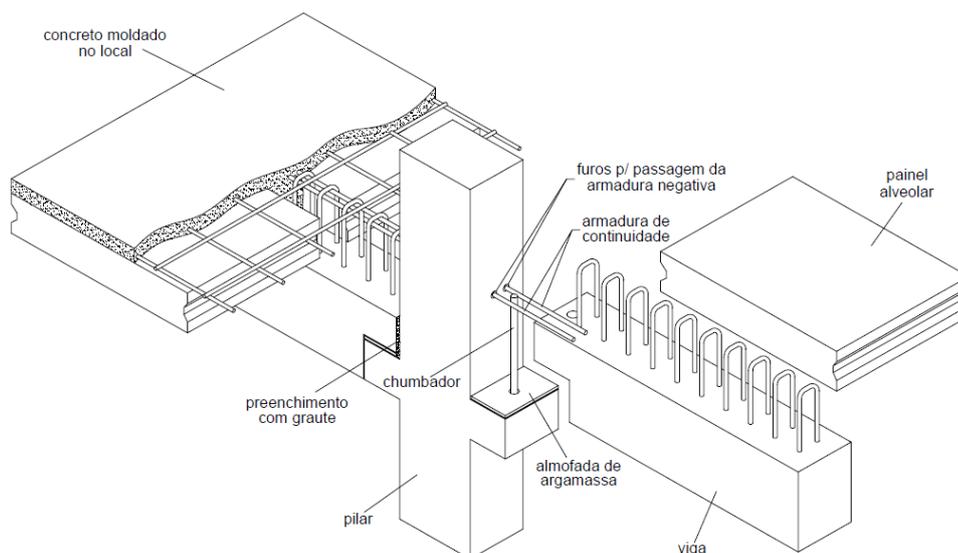
Neste tópico são apresentadas algumas das pesquisas experimentais e numéricas realizadas em centros de pesquisa nacionais e internacionais. Para esta seção da pesquisa optou-se por um recorte temporal de pesquisas realizadas após os anos 2000. Além disso, foi dado um maior foco em pesquisas com tipologias que possuíam como mecanismos resistentes o chumbador e/ou a armadura de continuidade. São discutidas as tipologias estudadas, principais resultados e artifícios numéricos utilizados em modelagem com software de elementos finitos. Ao final, é apresentada uma tabela de resumo acerca das pesquisas citadas.

2.3.1 Miotto (2002)

Miotto (2002) em seu estudo analisou, numérica e experimentalmente, duas tipologias distintas de ligações viga-pilar em estruturas pré-moldadas de concreto, sendo o segundo modelo o de maior interesse para este trabalho.

O segundo modelo estudado por Miotto (2002) é composto por pilar pré-moldado central com consolo e chumbador, viga pré-moldada de concreto com dente Gerber, laje alveolar, armadura de continuidade e concreto moldado no local para a solidarização da armadura, Figura 2-5. Esta tipologia de ligação ainda é amplamente utilizada quando se trata de estruturas pré-moldadas devido, principalmente, à sua facilidade executiva.

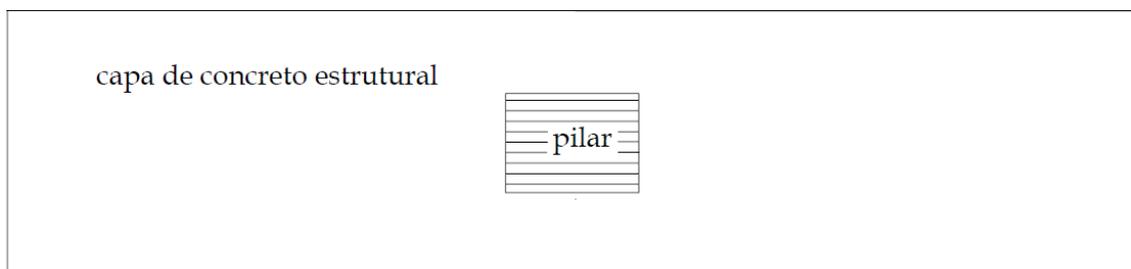
Figura 2-5 - Ligação viga-pilar estudada por Miotto (2002).



Fonte: Miotto (2002).

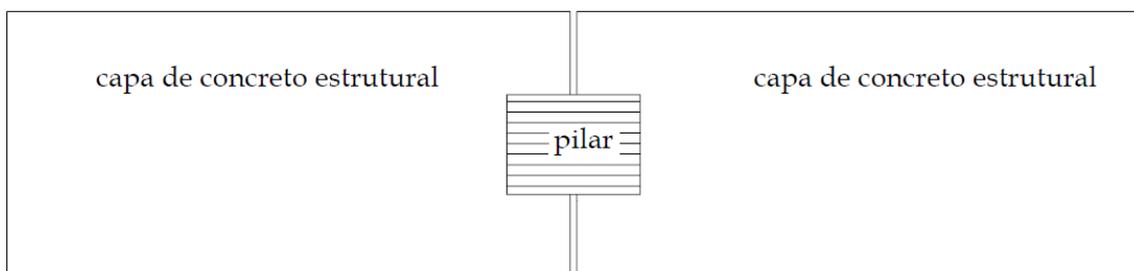
Para essa tipologia foram ensaiados dois modelos físicos submetidos a carregamento cíclico, sendo a diferença entre eles a continuidade da capa de concreto e da armadura que atravessa a laje, Figuras 2-6 e 2-7. O intuito desta descontinuidade era representar uma ligação entre viga e um pilar de extremidade. De acordo com Miotto (2002), a ruptura do modelo com continuidade ocorreu quando solicitado por momento fletor negativo, na qual foi observada intensa fissuração na capa da laje e escoamento da armadura de continuidade. Já para o modelo descontínuo, observou-se uma grande abertura na interface entre o graute e o pilar.

Figura 2-6 - Modelo com descontinuidade na laje.



Fonte: Miotto (2002).

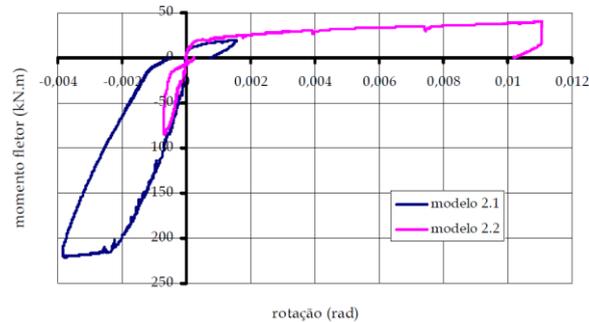
Figura 2-7 - Modelo com descontinuidade na laje.



Fonte: Miotto (2002).

Dos resultados obtidos por Miotto (2002), verifica-se que o modelo analisado possui rigidez à rotação bastante superior quando solicitado por momento fletor negativo ao ser comparado ao modelo fletor positivo, Figura 2-8. Tal fato se deve aos mecanismos resistentes do modelo se comportarem de modo diferente para cada solicitação.

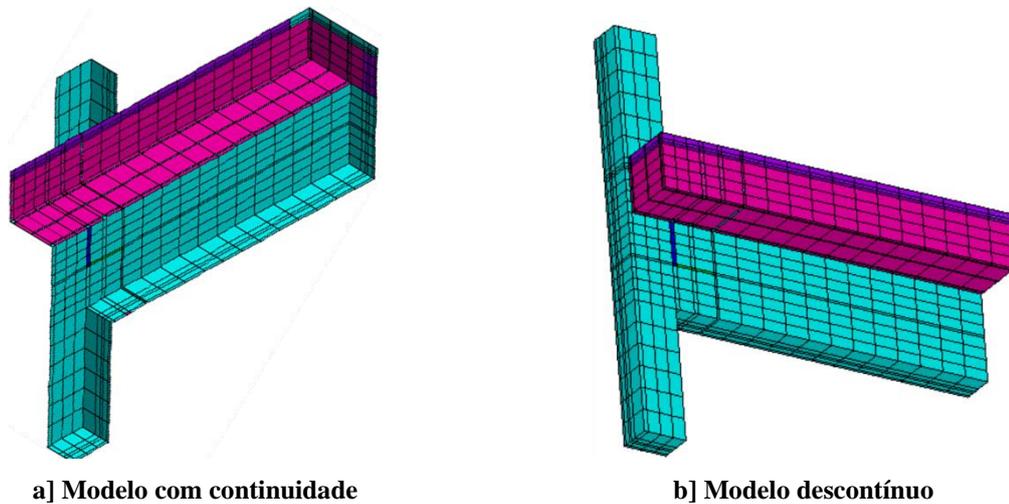
Figura 2-8 - Resultado dos modelos experimentais desenvolvidos por Miotto (2002).



Fonte: Miotto (2002).

Na segunda etapa da pesquisa, Miotto (2002) realizou a modelagem numérica do modelo ensaiado em laboratório com o uso do *software* de modelagem numérica ANSYS®. No modelo numérico, foi realizada a representação de apenas $\frac{1}{4}$ da geometria da ligação devido à dupla simetria apresentada, no qual foram utilizados elementos sólidos na representação do concreto, graute, almofada de apoio, chumbador e armadura de continuidade, Figura 2-9.

Figura 2-9 - Modelo numerico desenvolvido por Miotto (2002).



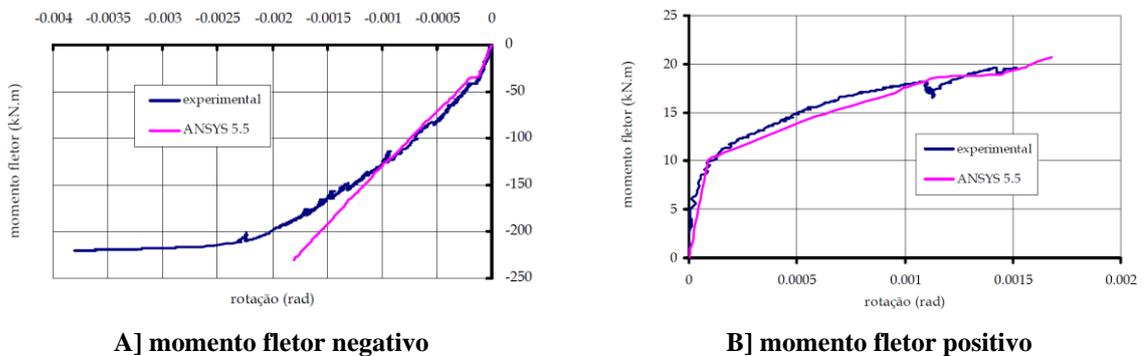
Fonte: Miotto (2002).

Para o concreto foi utilizado um modelo de fissuração distribuída aplicável a materiais frágeis permitindo a representação dos processos de fissuração e esmagamento do concreto. Já o chumbador foi representado com comportamento elastoplástico perfeito. Para a representação do contato entre as peças de concreto e entre o concreto e o chumbador foram utilizados elementos de contato, no qual a relação entre as peças conectadas foi representada pelo modelo

de atrito Coulomb. O carregamento aplicado foi monotônico, sendo comparado com as envoltórias corrigidas dos resultados experimentais.

Os resultados do modelo numérico foram satisfatórios, sendo capazes de representar o padrão de fissuração e o modo de falha de ambos modelos. Analisando as curvas para o modelo com continuidade, Figura 2-10, verifica-se que quando solicitado a momento fletor positivo, o modelo numérico acompanha muito bem a curva experimental, enquanto que o modelo é solicitado a momento fletor negativo, o modelo numérico se mostra mais rígido em níveis de momento fletor superiores a 150 kN.m.

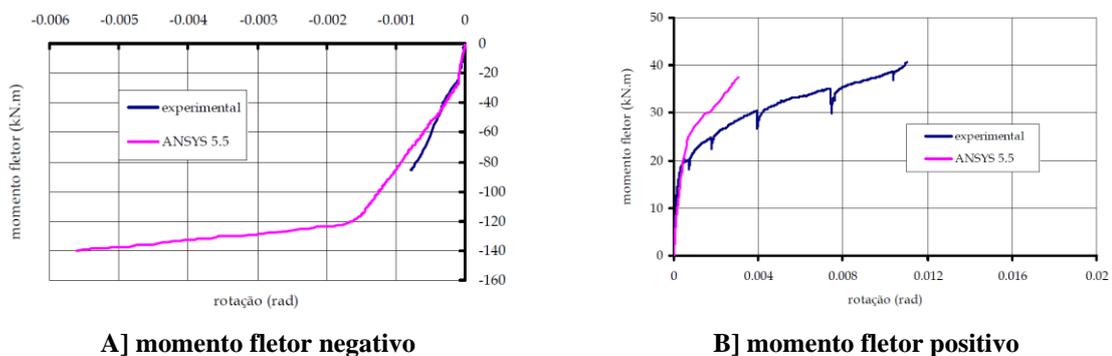
Figura 2-10 - Resultados do modelo com continuidade.



Fonte: Miotto (2002).

Em relação ao modelo com descontinuidade, Figura 2-11, o modelo solicitado a momento fletor negativo representa de modo satisfatório o modelo físico, enquanto que para o modelo solicitado a momento fletor positivo observa-se maior rigidez por parte do modelo numérico para níveis de carregamento superiores à 20 kN.m.

Figura 2-11 - Resultado do modelo com descontinuidade.

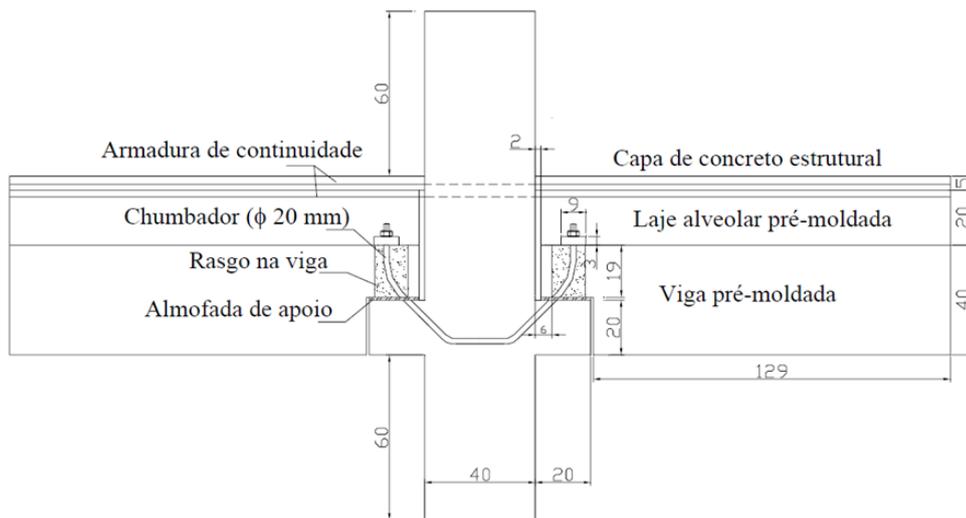


Fonte: Miotto (2002).

2.3.2 Baldissera (2006)

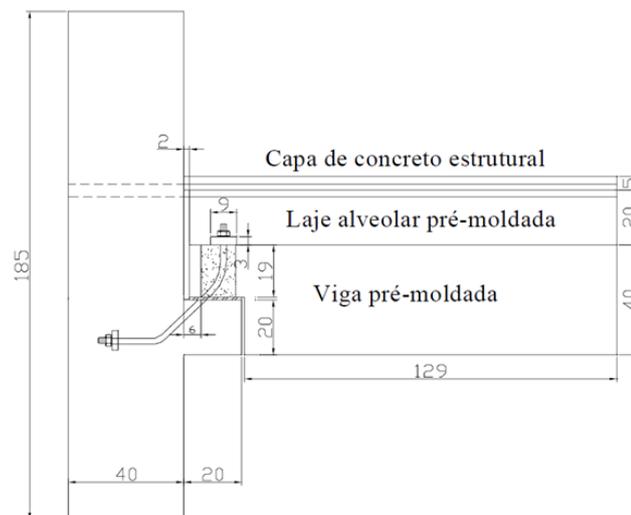
Baldissera (2006) deu continuidade ao estudo desenvolvido por Miotto (2002) no qual a principal diferença estava na utilização de chumbadores inclinados com ancoragem na viga garantida por chapa de aço espessa em conjunto com porcas e arruelas. Foram ensaiados um modelo representando uma ligação em pilar intermediário e dois representando ligações em pilares de extremidade submetidos a carregamento cíclico, Figuras 2-12 e 2-13.

Figura 2-12 - Modelo de pilar intermediário ensaiado por Baldissera (2006).



Fonte: Baldissera (2006).

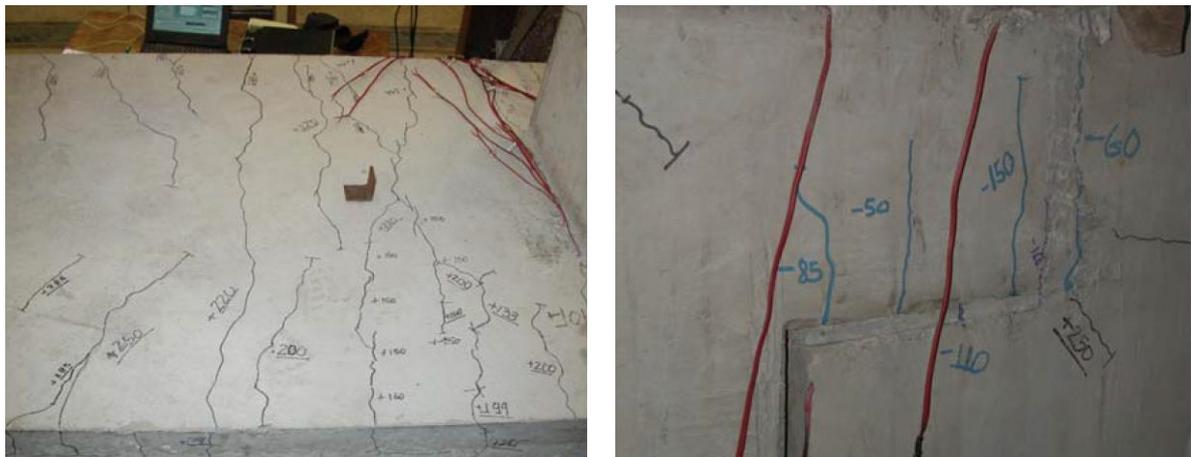
Figura 2-13 - Modelo de pilar de extremidade ensaiado por Baldissera (2006).



Fonte: Baldissera (2006).

Ao final dos ensaios, foi constatado que o modo de falha dos modelos se deu pelo escoamento da armadura negativa aliado a intensa fissuração da capa da laje, Figura 2.14-a, quando solicitada a momento fletor negativo, e escoamento do chumbador em conjunto com a fissuração do graute da viga e do dente Gerber, Figura 2.14-b, quando a ligação era solicitada por momento fletor positivo. Vale destacar que tais configurações foram observadas tanto no modelo de pilar intermediário quanto no de extremidade.

Figura 2-14 - Padrão de fissuração do modelo ensaiado por Baldissera (2006).



a] fissuração na capa da laje

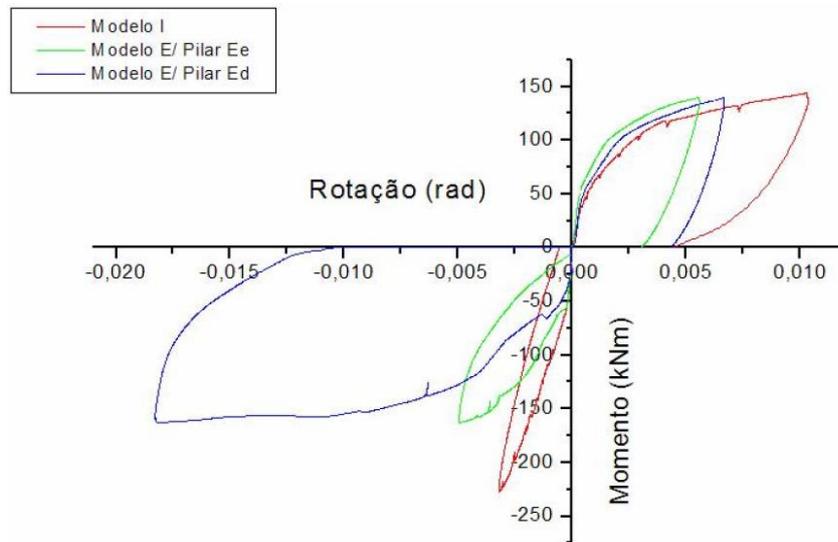
b] Fissuração no graute e no dente Gerber

Fonte: Baldissera (2006).

Analisando as envoltórias corrigidas dos ensaios experimentais, Figura 2-15, percebe-se que quando solicitado a momento fletor positivo, os modelos de pilar de extremidade apresentam rigidez superior quando comparado às ligações realizadas em pilar intermediário. Por outro lado, quando solicitada a momento fletor negativo, a ligação em pilar intermediário apresentou maior rigidez à rotação e capacidade resistente em virtude da continuidade proporcionada pela armadura negativa, conforme afirma Baldissera (2006).

Em termos de momento fletor máximo, a posição inclinada do chumbador permitiu um aumento considerável do momento fletor positivo resistente da ligação, ficando mais próximo à capacidade resistente da ligação quando solicitada a momento fletor negativo. Para a ligação em pilar intermediário o momento fletor positivo resistente foi 60% do momento fletor negativo resistente enquanto que no modelo com pilar de extremidade essa relação foi de 85%. Tais resultados deixam claros os benefícios trazidos com o uso do chumbador inclinado.

Figura 2-15 - Envoltórias do ensaio experimental realizado por Baldissera (2006).



Fonte: Baldissera (2006).

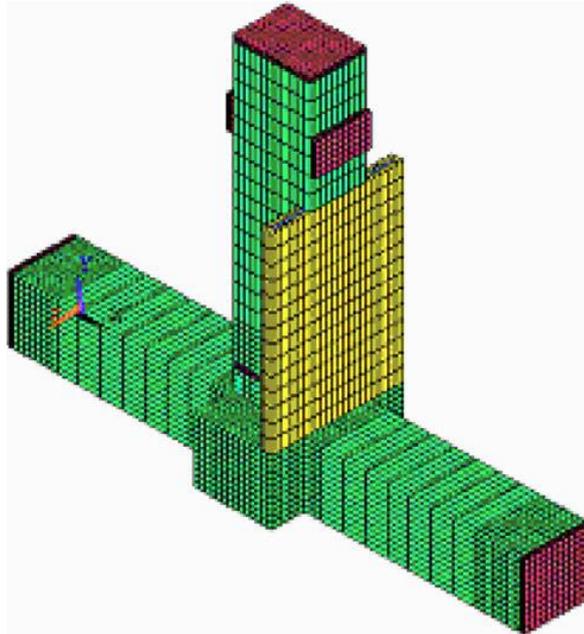
2.3.3 Kaya e Arslan (2009)

Kaya e Arslan (2009) analisaram numericamente quatro modelos de ligação viga-pilar, sendo um monolítico e três pré-moldados de concreto com cabos de protensão, cuja diferença entre estes estava na taxa de protensão aplicada, com 40%, 50% e 60% da capacidade máxima dos cabos. Os modelos pré-moldados de concreto contavam com pilar lateral, consolo, viga e laje de concreto moldado no local. Na região entre o pilar/consolo e a viga foi utilizado graute e a união de tais elementos foi feita exclusivamente pelos cabos de protensão que atravessavam a viga e o pilar em duas alturas diferentes: um na linha do dente Gerber da viga e outro na linha do consolo.

A modelagem numérica das ligações viga-pilar de referência foi realizada com o software ANSYS® através da criação de modelos tridimensionais de geometria completa submetidos a carregamento cíclico com controle de força, Figura 2-16.

Nestes modelos, o concreto foi representado por elementos sólidos através da consideração de um modelo de fissuração discreta com o modelo de Hognestad para a representação do concreto comprimido. As armaduras presentes em todos os protótipos, considerando armaduras passivas e ativas, foram modeladas como elementos de treliça com comportamento elastoplástico perfeito sendo consideradas completamente aderidas ao concreto. Vale destacar que nenhuma informação é apresentada acerca do uso de elementos de interface/contato nas superfícies entre os elementos estruturais.

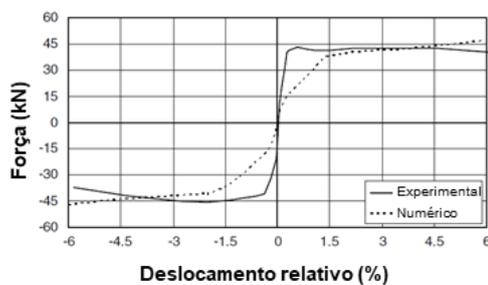
Figura 2-16 - Modelo numérico pré-moldado desenvolvido por Kaya e Arslan (2009).



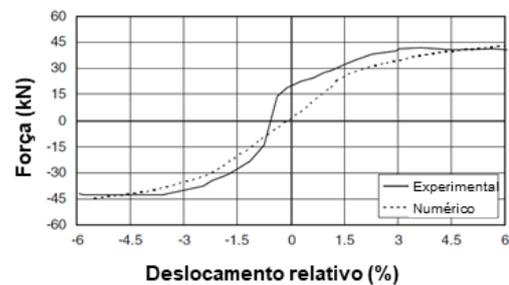
Fonte: Kaya e Arslan (2009).

Dos resultados apresentados na Figura 2-17, nota-se que todos os modelos numéricos desenvolvidos apresentaram menor rigidez inicial e capacidade resistente que os modelos físicos de referência para deslocamentos relativos de até 1.5%. No entanto, com a continuação do ensaio a diferença entre os modelos vai sendo reduzida, sendo possível observar uma variação média de 10% na rigidez dos modelos. Kaya e Arslan (2009) atribuem à elevada rigidez inicial dos modelos numéricos a maior influência do concreto no comportamento da ligação quando comparado ao modelo experimental na qual a influência dos cabos de protensão foi mais significativa.

Figura 2-17 - Resultados dos modelos numéricos desenvolvidos por Kaya e Arslan (2009).



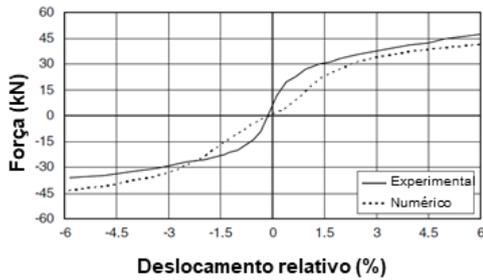
a) modelo monolítico



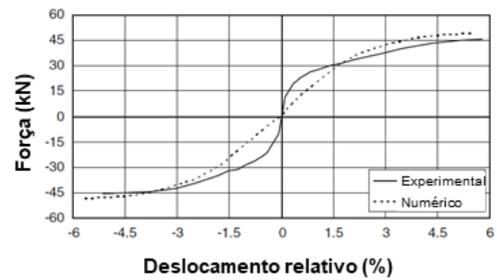
b) modelo pré-moldado (P - 40%)

continua...

continuação



c] modelo pré-moldado (P - 50%)



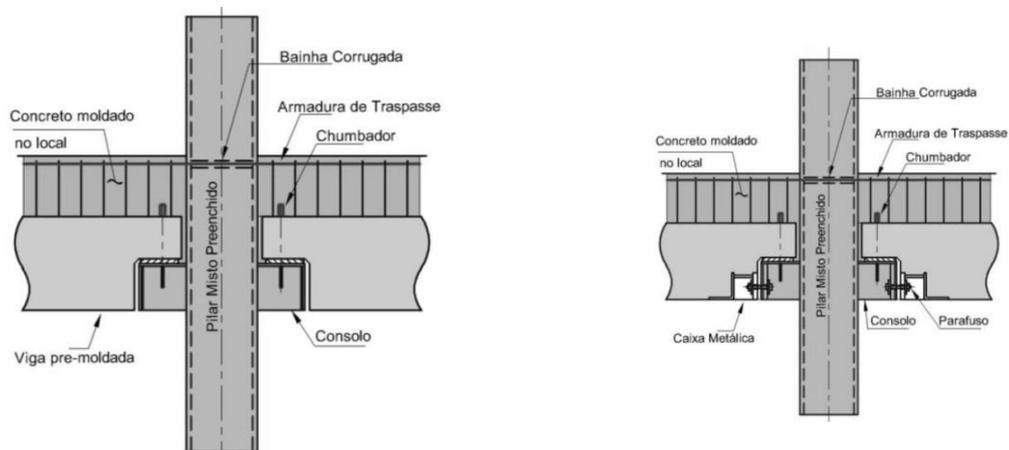
d] modelo pré-moldado (P - 60%)

Fonte: Kaya e Arslan (2009).

2.3.4 Bezerra (2011)

Bezerra (2011), como parte de sua pesquisa, analisou numérica e experimentalmente dois modelos de ligação entre viga pré-moldada de concreto e pilar misto preenchido de seção quadrada, Figura 2-18. O primeiro modelo representa a ligação comumente utilizada em estruturas pré-moldadas de concreto, sendo semelhante ao modelo analisado por Miotto (2002), porém contando com pilar misto preenchido e consolo metálico. Já o segundo modelo de ligação foi desenvolvido com o intuito de aumentar a capacidade resistente da ligação quando solicitada a momento fletor positivo, onde foi adicionado um aparato metálico na parte inferior das vigas e posteriormente conectados ao consolo com o uso de parafusos no intuito de ampliar a resistência à abertura da interface entre a viga e o pilar quando o modelo é solicitado por momento fletor positivo.

Figura 2-18 - Modelos ensaiados por Bezerra (2011).



a] modelo sem caixa metálica

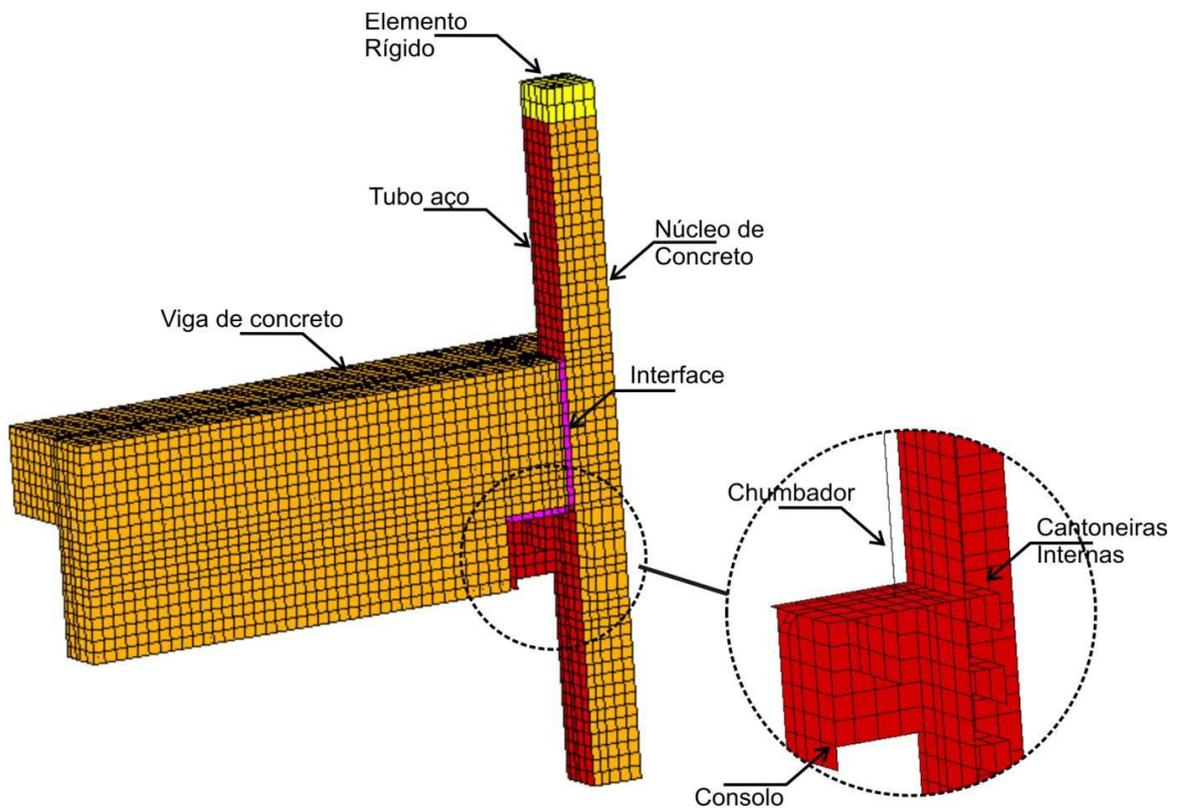
b] modelo com caixa metálica

Fonte: Bezerra (2011).

Os modelos ensaiados foram submetidos a aplicação de carregamento cíclico e os resultados mostram que a utilização do aparato metálico na viga pré-moldada foi capaz de aumentar consideravelmente a rigidez à rotação e o momento fletor máximo da ligação quando solicitada por momento fletor positivo. Entretanto, o pesquisador destaca que mesmo apresentando uma maior resistência que o modelo sem a caixa metálica, a presença de tal aparato não foi capaz de permitir que a ligação tivesse a mesma eficiência quando solicitada por momento fletor negativo.

Na segunda etapa da pesquisa, Bezerra (2011) criou o modelo numérico de ambos modelos físicos com o uso do *software* DIANA®. Tais modelos foram representados com um quarto de simetria e foram submetidos a um carregamento monotônico com imposição de deslocamento. De acordo com o pesquisador, o modelo numérico começou a apresentar um alto grau de complexidade e, desta forma, a caixa metálica do segundo modelo foi representada de modo simplificado através do acoplamento dos nós da armadura inferior da viga e os nós do consolo metálico, Figura 2-19.

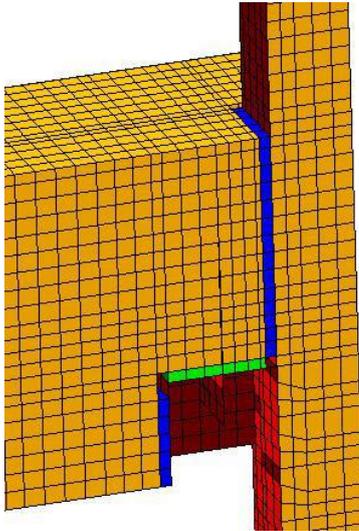
Figura 2-19 - Modelos numéricos desenvolvidos por Bezerra (2011).



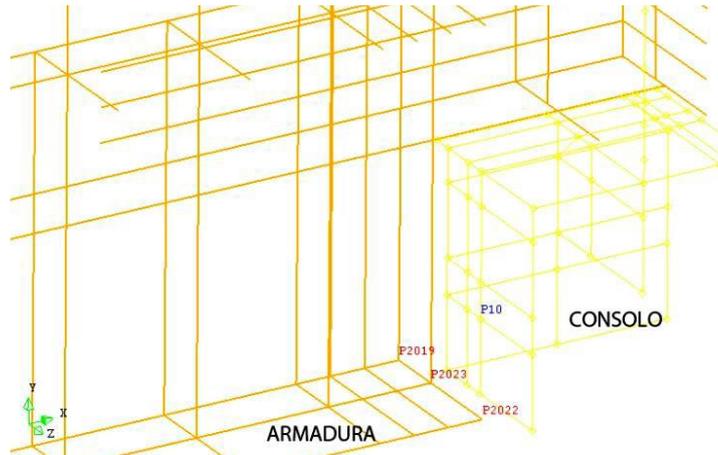
a) vista geral do modelo sem caixa metálica.

continua...

continuação ...



b] modelagem do graute entre a viga e o consolo no modelo com caixa metálica.



c] nós acoplados do modelo para representação da caixa metálica.

Fonte: Bezerra (2011).

Em ambos modelos, o concreto foi representado por elementos sólidos com a consideração do modelo de fissuração distribuída *Total Strain Fixed Crack Model*, com comportamento à tração e à compressão representados por modelo exponencial e de *Thorenfeld*, respectivamente. Os perfis de aço, chumbador e armaduras foram representados por elementos de casca, viga e *reinforcements*, respectivamente. O comportamento do aço destes componentes foi realizado considerando o critério de plastificação de Von Mises e comportamento elasto-plástico com endurecimento. Para as interfaces viga-pilar, viga-almofada e viga-consolo (modelo com caixa metálica) foi utilizada uma interface estrutural com comportamento não-linear, sendo capaz de representar comportamento diferente quando solicitada à tração e à compressão.

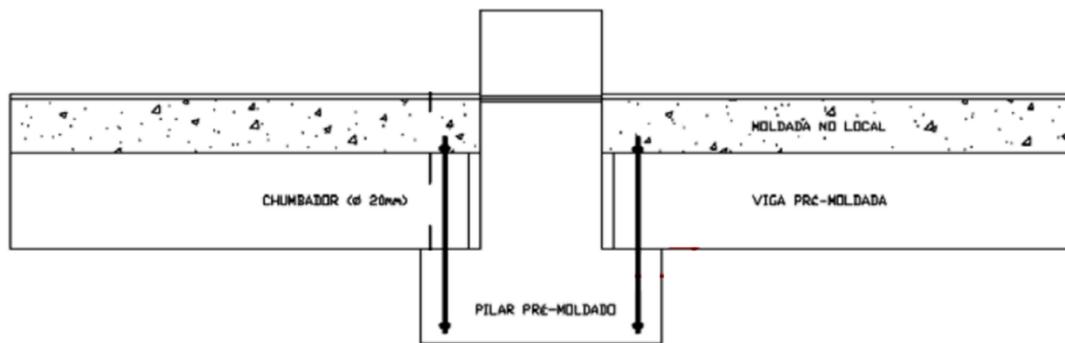
Dos resultados obtidos da análise numérica, Bezerra (2011) destaca que nenhum dos modelos foi capaz de fornecer resultados completos, haja vista que as simulações numéricas foram interrompidas devido ao alto nível de fissuração de ambos modelos em conjunto com a elevada concentração de tensões nas armaduras positivas do modelo com a caixa metálica. Além do exposto, os modelos numéricos das duas ligações se mostraram mais rígidos que os modelos de referência quando solicitados tanto a momento negativo quanto momento positivo.

2.3.5 Kataoka, Ferreira e El Debs (2012)

Kataoka, Ferreira e El Debs (2012) analisaram experimentalmente um modelo de ligação viga-pilar em estrutura pré-moldada de concreto semelhante a tipologia estudada por Miotto (2002), porém submetidos a carregamento monotônico onde o principal mecanismo resistente dos modelos eram as armaduras de continuidade. Além do exposto, vale destacar que um dos focos deste estudo estava na verificação da influência da armadura de continuidade nas laterais do pilar no controle de fissuração dos elementos estruturais.

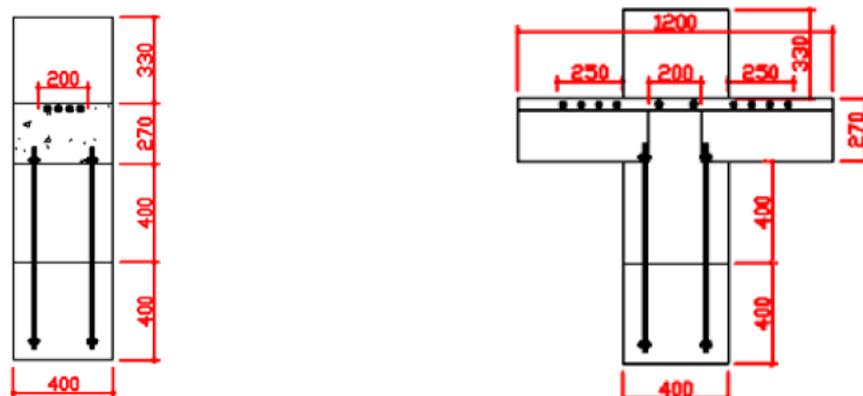
Para isso foram analisados dois modelos de ligação: 1 – modelo sem laje com 100% da armadura de continuidade passando pelo pilar e 2 – modelo com laje sendo 50% da armadura de continuidade passavam pelo pilar e os outros 50% passavam pela lateral do mesmo. Os detalhes dos modelos citados são apresentados nas Figuras 2-20 e 2-21.

Figura 2-20 – Modelo de ligação ensaiados por Kataoka, Ferreira e El Debs (2012)



Fonte: Kataoka, Ferreira e El Debs (2012).

Figura 2-21 - Seção transversal dos modelos ensaiados.



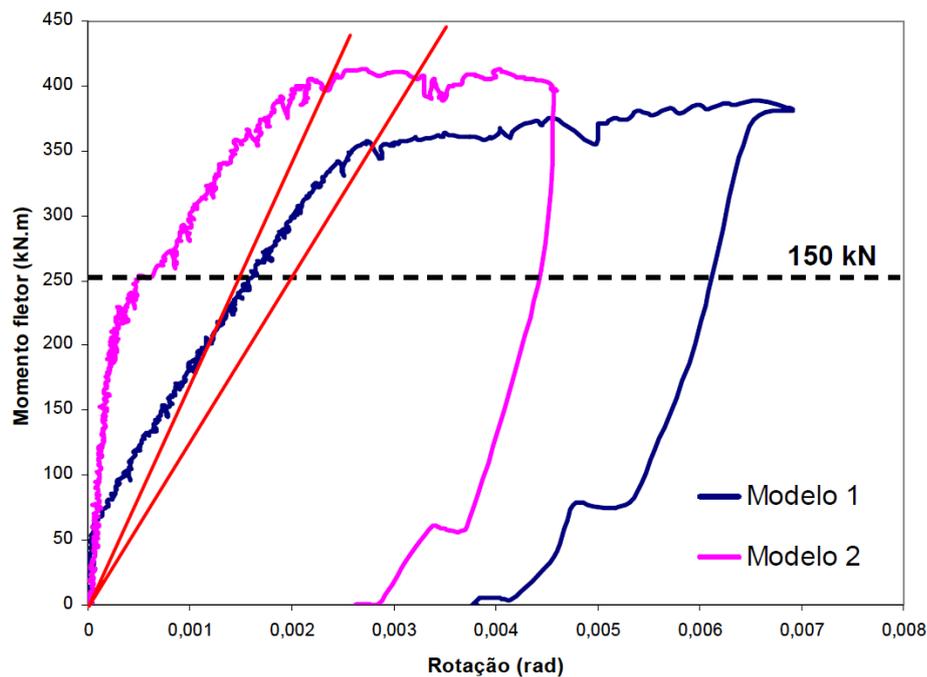
a) vista lateral do modelo sem laje

b) vista geral do modelo com laje

Fonte: Kataoka, Ferreira e El Debs (2012).

Dos resultados obtidos com os ensaios, foi verificado que o modelo que contava com a laje alveolar apresentou rigidez secante experimental 65% superior ao modelo sem laje. No entanto, ao se comparar a rigidez secante da ligação como definida na ABNT NBR 9062:2017, tal variação foi de apenas 22%. A Figura 2-22 apresenta as curvas momento fletor x rotação dos modelos estudados.

Figura 2-22 - Curvas momento fletor x rotação dos modelos ensaiados por Kataoka, Ferreira e El Debs (2012).



Fonte: Kataoka, Ferreira e El Debs (2012).

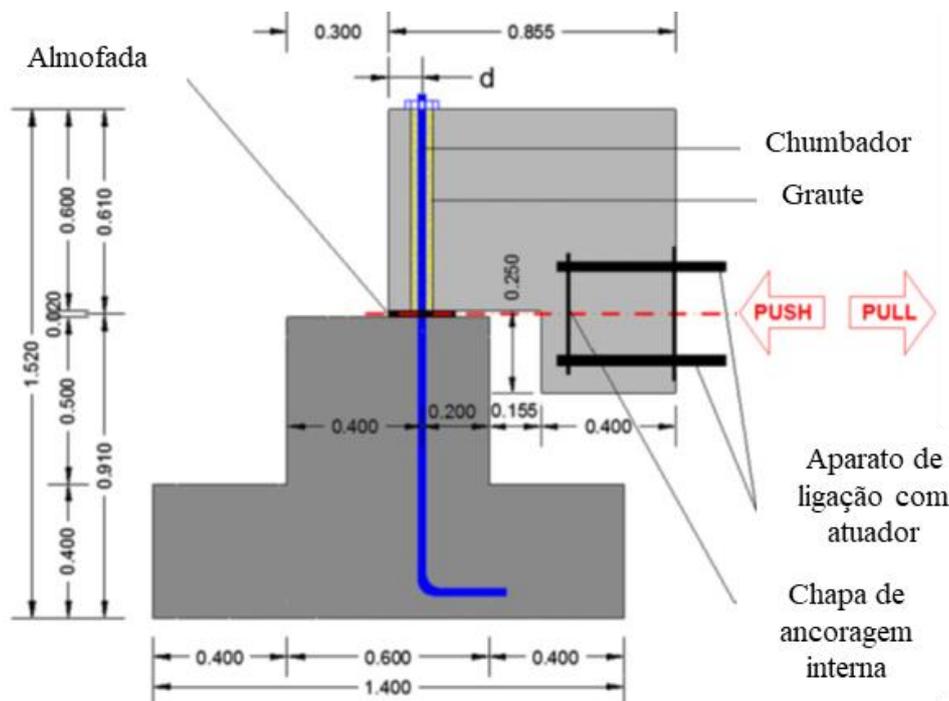
Kataoka, Ferreira e El Debs (2012) destacam que a disposição das armaduras nas laterais do pilar permitiu que a ligação apresentasse maior rigidez à rotação para níveis de solicitação inferiores ao de projeto, podendo ser uma consequência do melhor controle de fissuração promovido pela distribuição da armadura no modelo. Além disso, os pesquisadores destacam que ambos os modelos de ligação estudados apresentaram comportamento semirrígido com grau de engastamento entre 49% e 55% quando considerada a rigidez secante obtida experimentalmente.

2.3.6 Psycharis e Mouzakis (2012)

Psycharis e Mouzakis (2012) estudaram o comportamento de ligações viga-pilar em estruturas pré-moldadas cujo componente resistente era o chumbador que unia os elementos estruturais, Figura 2-23. O referido estudo contou com a realização de ensaios em laboratório de diversos modelos submetidos a aplicação monotônica e cíclica de forças horizontais.

Dentre os principais pontos analisados por Psycharis e Mouzakis (2012), é possível destacar a influência do diâmetro do chumbador, espessura do cobrimento de concreto, classe resistente do graute, além da direção de aplicação da força e seu tipo, seja ela monotônica ou cíclica.

Figura 2-23 - Modelo estudado por Psycharis e Mouzakis (2012).



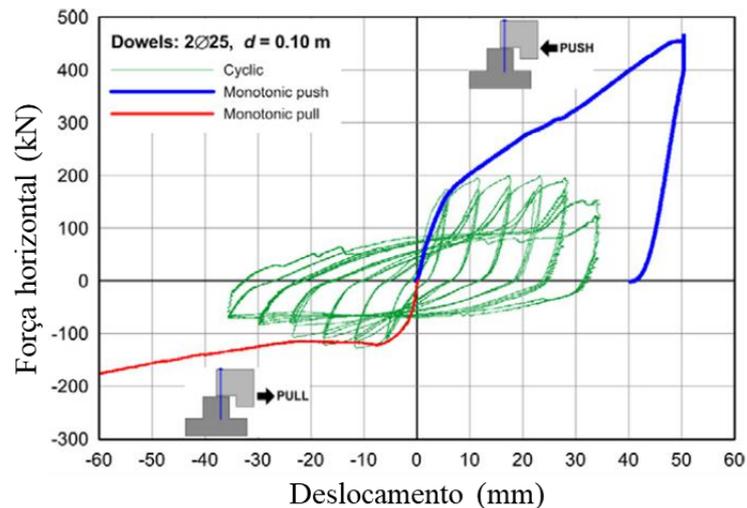
Fonte: Adaptado de Psycharis e Mouzakis (2012).

Dos resultados obtidos em relação a direção de aplicação da força, é verificado que quando esta é aplicada na direção do centro do pilar (*push*) a tipologia de ligação apresenta maior capacidade resistente do que quando a força é aplicada no sentido contrário (*pull*), Figura 2-24. De acordo com Psycharis e Mouzakis (2012), este comportamento é consequência direta do menor cobrimento de concreto que existe quando a força é aplicada no sentido contrário ao núcleo do pilar, gerando uma resposta assimétrica da ligação. Outro ponto que cabe destacar

ainda em relação a Figura 2-24, é a redução da capacidade resistente do modelo quando o tipo de carregamento passa de monotônico para cíclico.

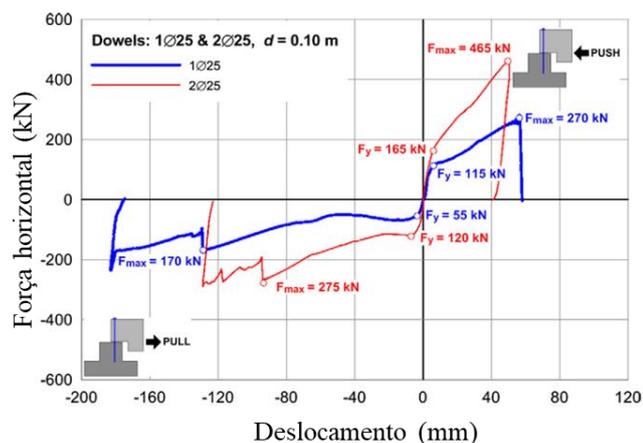
Quanto ao diâmetro do chumbador, foi verificado que seu aumento permite também um aumento da capacidade resistente da ligação, sendo este um dos parâmetros mais influentes no comportamento do modelo. Além do diâmetro, a quantidade de chumbadores no modelo também permite um acréscimo na força resistente máxima, Figura 2-25. No entanto, Psycharis e Mouzakis (2012) destacam que a força máxima do modelo com dois chumbadores apresenta um valor inferior ao dobro da força resistente do modelo com apenas um chumbador em virtude da interação entre tais componentes no plano perpendicular à direção de aplicação da força.

Figura 2-24 - Influência da direção de aplicação e do tipo carregamento.



Fonte: Adaptado de Psycharis e Mouzakis (2012).

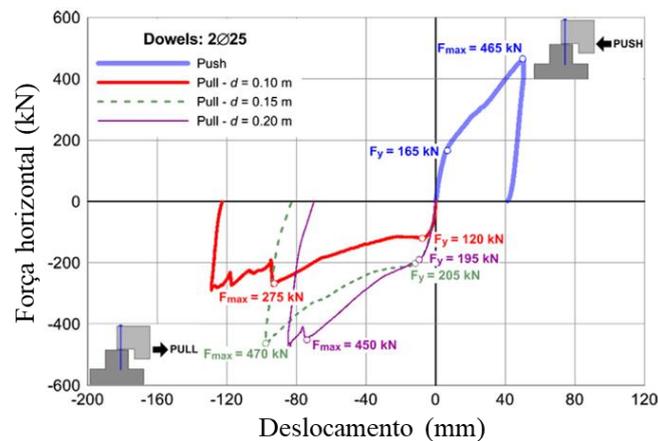
Figura 2-25 - Influência da quantidade de chumbadores.



Fonte: Adaptado de Psycharis e Mouzakis (2012).

Quanto à espessura do cobrimento de concreto, foi verificado que este parâmetro desempenha papel importante no comportamento do modelo, em especial quando o mesmo é solicitado por uma força na direção contrária ao núcleo de concreto do pilar. A Figura 2-26 apresenta os resultados obtidos para três espessuras de cobrimento distintas, na qual é possível verificar uma tendência de aumento da capacidade resistente da ligação com o aumento da camada de concreto entre o chumbador e a face do pilar.

Figura 2-26 - Influência da espessura do cobrimento de concreto.

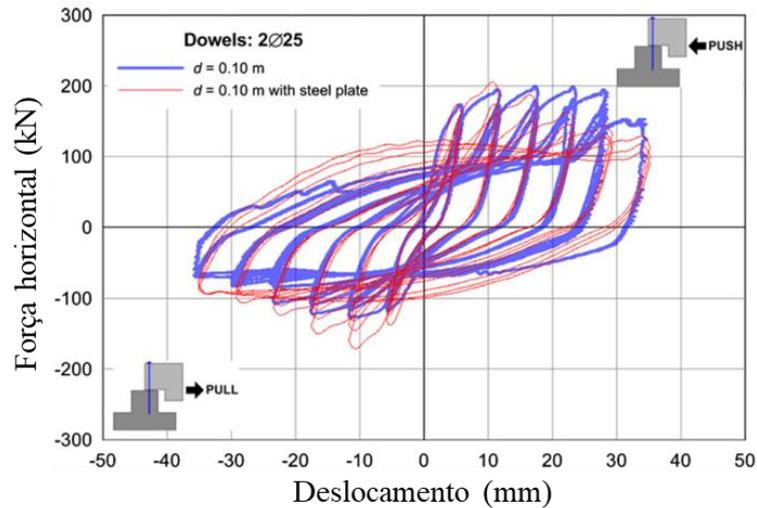


Fonte: Adaptado de Psycharis e Mouzakis (2012).

Segundo Psycharis e Mouzakis (2012), um maior cobrimento permitirá certa melhoria no comportamento da ligação, porém nem sempre tal solução pode ser adotada em virtude de limitações geométricas dos projetos. Desta forma, a utilização de uma chapa de aço na região entre o chumbador e a extremidade do pilar se apresenta como uma solução interessante ao impedir deformações excessivas na região do cobrimento de concreto. Dos resultados da Figura 2-27, verifica-se que o uso desta chapa de aço permitiu um aumento da capacidade resistente do modelo quando aplicada uma força na direção contrária ao núcleo.

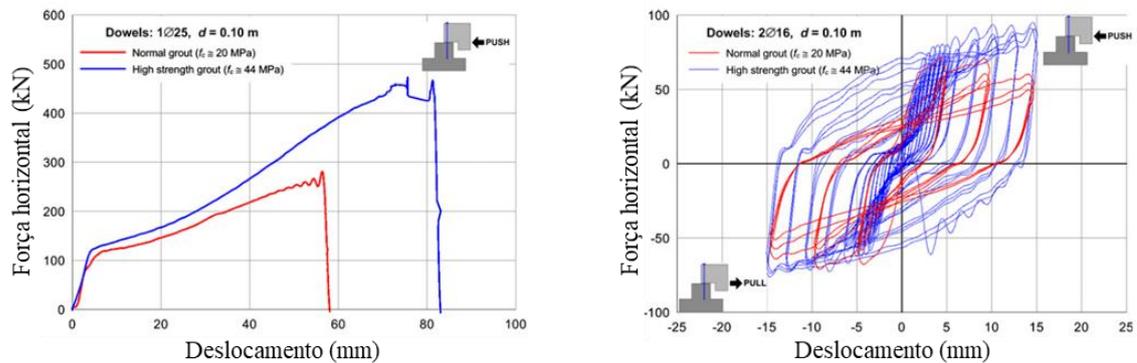
Por fim, os ensaios realizados com graute de diferentes classes de resistência se mostraram significativos, Figura 2-28, onde foi observada uma melhora na capacidade resistente da ligação viga-pilar quando solicitada por carregamento monotônico e cíclico além da maior dissipação de energia proporcionada pelo graute de maior resistência.

Figura 2-27 - Influência da chapa de aço entre chumbador e a extremidade do pilar.



Fonte: Adaptado de Psycharis e Mouzakis (2012).

Figura 2-28 - Influência da classe de resistência do graute no comportamento da ligação solicitada por carregamento monotônico e cíclico, respectivamente.

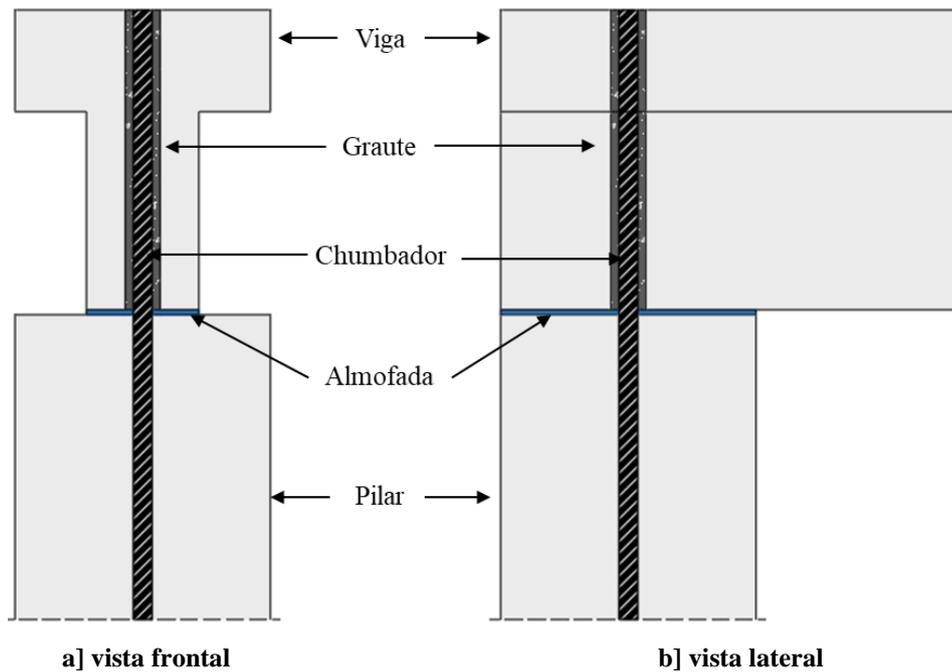


Fonte: Adaptado de Psycharis e Mouzakis (2012).

2.3.7 Zoubek et al (2013)

Zoubek et al (2013) realizaram análise numérica de ligação viga-pilar pré-moldada de concreto, submetidas a carregamento cíclico e monotônico, cujo principal mecanismo resistente era o chumbador. O modelo estudado é composto por pilar e viga de seção “T” unidos por chumbador, contando também com almofada de neoprene, Figura 2-29.

Figura 2-29 - Geometria do modelo experimental.

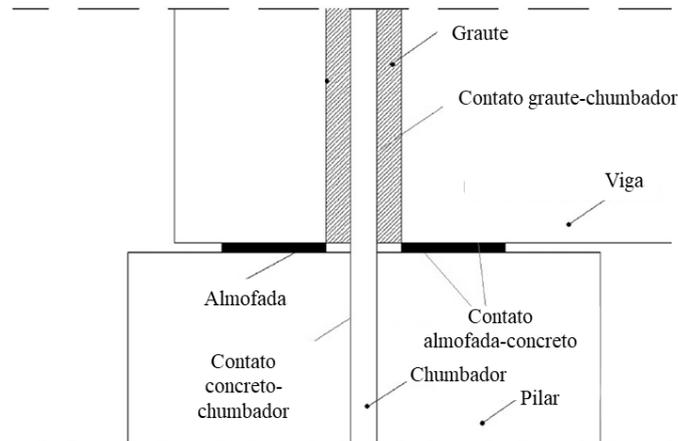


Fonte: Zoubek et al (2013).

O modelo numérico desenvolvido por Zoubek *et al* (2013) foi realizado no *software* ABAQUS® e contava com a representação do concreto com uso de elementos sólidos com a consideração do comportamento do material com o *Concrete Damage Plasticity* (CDP) levando em conta o amolecimento do material quando submetido à tração e à compressão. A armadura dos elementos de concreto e o chumbador foram representados por elementos de treliça e elementos sólidos, respectivamente, com a consideração do critério de plastificação de Von Mises.

Em relação aos contatos existentes no modelo, Zoubek *et al* (2013) destacam a grande importância e influência da sua consideração no instante da criação do modelo numérico nos resultados apresentados, Figura 2-30. Segundo os pesquisadores, o contato foi considerado de modo que permitisse a separação na direção perpendicular ao plano das superfícies enquanto o comportamento na direção tangencial foi o modelo de atrito de Coulomb. Por outro lado, a aderência perfeita foi adotada na representação do contato entre armadura e concreto.

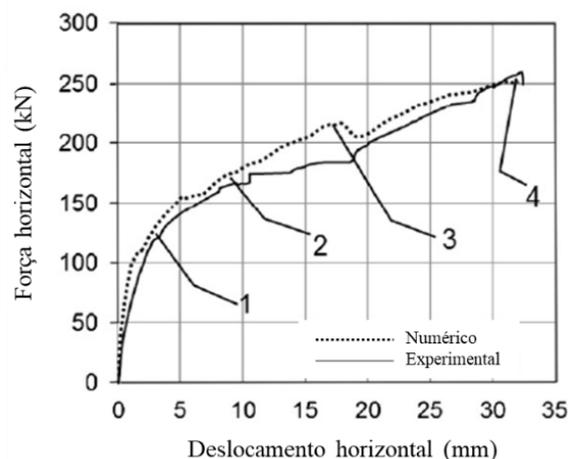
Figura 2-30 - Disposição dos elementos de contato no modelo numérico.



Fonte: Adaptado de Zoubek et al (2013).

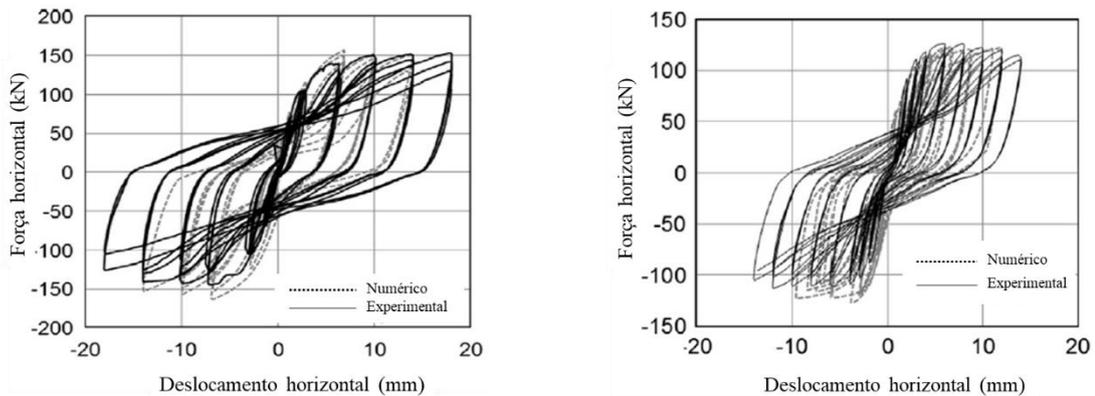
Da Figura 2-31 e 2-32, observa-se boa concordância dos resultados obtidos com o modelo numérico proposto. Outro ponto importante do modelo numérico foi sua capacidade de representar o modo de falha do modelo experimental com a formação de rótula plástica no chumbador aliada ao esmagamento do concreto no entorno deste elemento. Além disso, Zoubek *et al* (2013) destacam a importância da contribuição da almofada de neoprene na capacidade resistente do modelo, sendo dependente também da profundidade do ponto de formação da rótula plástica no chumbador.

Figura 2-31 - Resultados do modelo com carregamento monotônico.



Fonte: Adaptado de Zoubek et al (2013).

Figura 2-32 - Resultados dos modelos cíclicos.



a] pequenas rotações.

b] grandes rotações.

Fonte: Zoubek et al (2013).

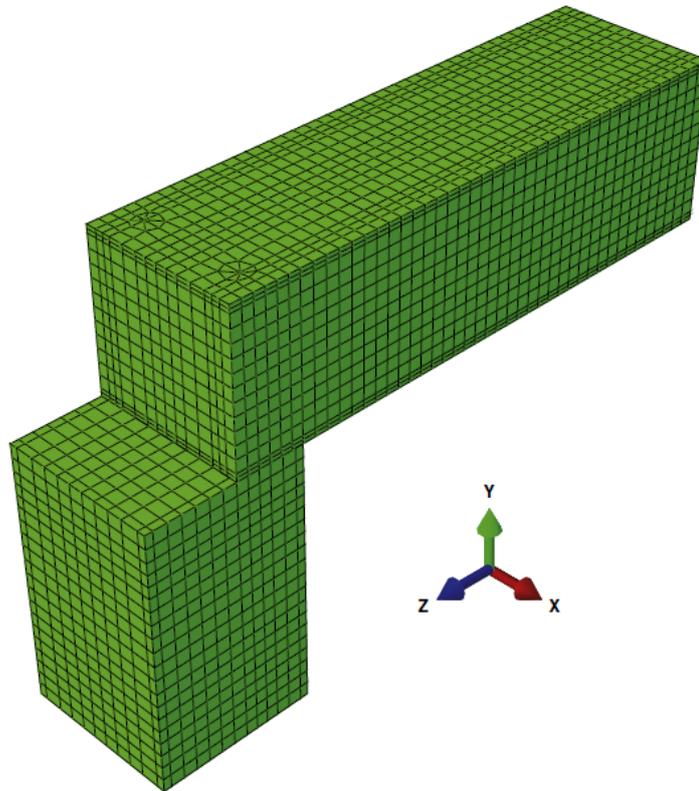
Comparando os resultados, Zoubek *et al* (2013) afirmam que a redução da capacidade resistente dos modelos solicitados por carregamento cíclico se deve à redução da profundidade da rótula plástica formada no chumbador. Além disso, quando impostas grandes rotações a redução da força máxima resistente é ainda menor, pois agora o chumbador passa a ser solicitado à tração em conjunto com a solicitação de flexão.

2.3.8 Magliulo et al (2014)

Magliulo *et al* (2014) realizaram um estudo numérico de ligação viga-pilar em concreto pré-moldado no qual os elementos são unidos por duplo chumbador, situação semelhante ao modelo estudado por Zoubek *et al* (2013). Para isso, foi desenvolvido um modelo numérico tridimensional com a utilização do *software* ABAQUS® no qual o modelo estava submetido a um carregamento horizontal monotônico.

O modelo numérico criado, Figura 2-33, contava com a representação do concreto da viga e do pilar com elementos sólidos além da consideração do modelo de fissuração distribuída, nos quais os comportamentos à tração e à compressão foram representados com amolecimento. Para o aço foi considerado comportamento plástico com encruamento e a representação deste material foi realizada com elementos sólidos para o chumbador e elemento de treliça para as demais armaduras do modelo.

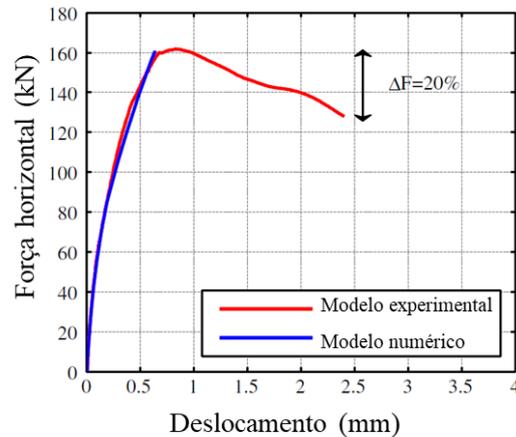
Figura 2-33 - Modelo numérico desenvolvido por Magliulo et al (2014).



Fonte: Magliulo et al (2014).

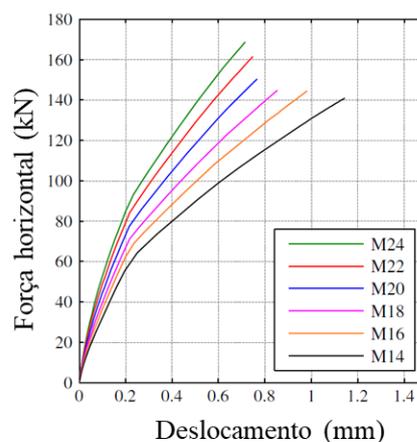
Outro ponto bastante frisado por Magliulo *et al* (2014) estava na consideração das interfaces entre as superfícies do modelo. Para isso, foram utilizados elementos de contato capazes de permitirem a separação das superfícies na direção perpendicular a estas e comportamento tangencial baseado no atrito existente entre as superfícies. Desta forma, foram definidos os seguintes contatos: chumbador-concreto e concreto-almofada. Além disso, foi considerada aderência perfeita entre as demais armaduras do modelo e o concreto dos elementos estruturais.

Da Figura 2-34, verifica-se que os resultados de força horizontal e deslocamento dos modelos numérico e experimental são bem semelhantes. O modelo numérico desenvolvido por Magliulo *et al* (2014) se mostrou bastante satisfatório, pois foi capaz de representar parâmetros como rigidez inicial, força horizontal máxima e modo de falha do modelo de referência.

Figura 2-34 - Modelo validado.

Fonte: Adaptado de Magliulo et al (2014).

Na análise paramétrica foram avaliados três parâmetros: diâmetro do chumbador, cobrimento frontal e lateral de concreto do pilar. Como resultado, foi verificado que todos os parâmetros analisando influenciaram de alguma forma o modelo. Analisando em específico o diâmetro do chumbador, Figura 2-35, foi verificado que sua redução (27mm para 14mm) permitiu uma mudança no modo de falha da ligação que inicialmente ocorreu devido ao destacamento do cobrimento de concreto do pilar e agora se deu pela formação da rótula plástica no chumbador, conforme destaca Magliulo *et al* (2014). Quanto ao modo de falha, Magliulo *et al* (2014) afirmam que um cobrimento de concreto de 6 a 7 vezes maior que o diâmetro do chumbador faz com que não haja o destacamento do concreto.

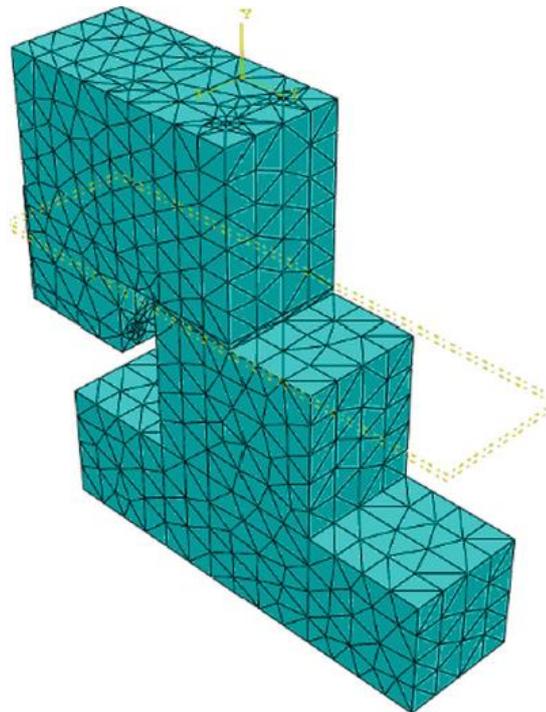
Figura 2-35 - Variação do diâmetro do chumbador.

Fonte: Adaptado de Magliulo et al (2014).

2.3.9 Kremmyda, Fahjan e Tsoukantas (2014)

Kremmyda, Fahjan e Tsoukantas (2014) deram continuidade ao trabalho realizado por Psycharis e Mouzakis (2012) através da criação e análise de um modelo numérico tridimensional da ligação viga-pilar com chumbador, Figura 2-36.

Figura 2-36 - Modelo numérico da ligação viga - pilar.

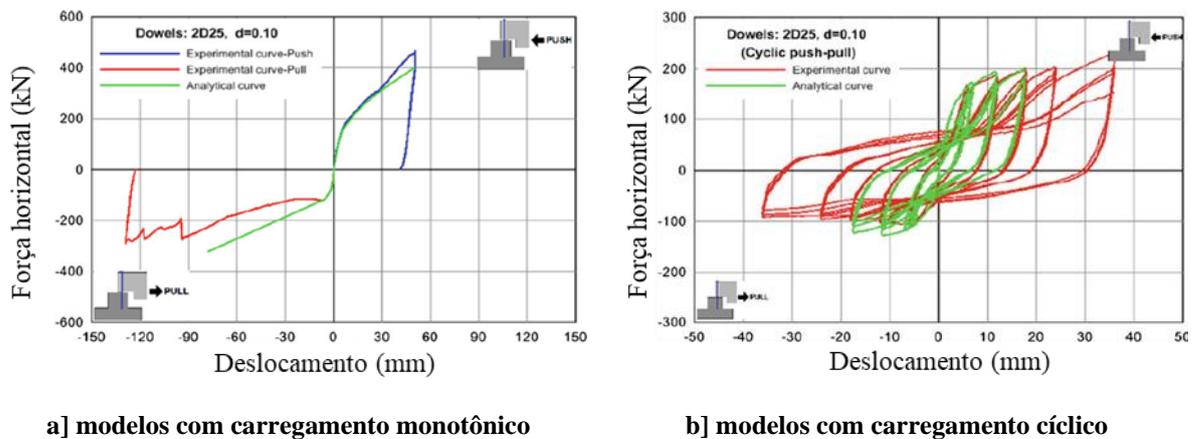


Fonte: Adaptado de Kremmyda, Fahjan e Tsoukantas (2014).

No modelo numérico, o concreto e o graute foram representados por elementos sólidos tetraédricos com a consideração de fissuração distribuída e confinamento, além de levar em conta o amolecimento do material após a fissuração. Outro ponto importante é o fato de o modelo numérico criado não contar com a modelagem das armaduras do pilar e da viga. A influência destas armaduras foi levada em conta com a consideração de um modelo de concreto confinado para tais materiais. Para a modelagem dos chumbadores foram utilizados elementos sólidos com a consideração de comportamento plástico com encruamento. Em relação ao contato entre as superfícies, os pesquisadores utilizaram o modelo que permite a separação dos materiais na direção normal à superfície de contato enquanto que na direção tangencial foi levado em consideração o atrito entre os materiais.

Dentre as diversas análises realizadas por Kremmyda, Fahjan e Tsoukantas (2014), Figura 2-37, nota-se que há boa concordância entre os resultados obtidos dos modelos numérico e experimental de referência, sendo o primeiro modelo capaz de representar de modo satisfatório o comportamento da ligação viga-pilar tanto na situação com carregamento monotônico quanto cíclico. Destaca-se, também, que o modelo numérico foi capaz de representar o modelo de falha de grande parte dos modelos analisados, como é o caso do modelo composto por dois chumbadores, Figura 2-38.

Figura 2-37 - Comparativo dos resultados obtidos com base no tipo de solicitação.

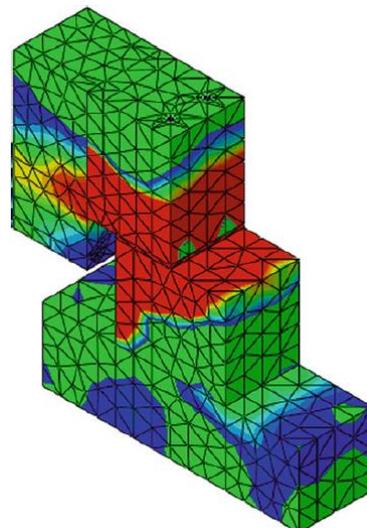


Fonte: Adaptado de Kremmyda, Fahjan e Tsoukantas (2014).

Figura 2-38 - Comparativo do modo de falha dos modelos experimental e numérico.



a) configuração final do modelo experimental



b) configuração final do modelo numérico

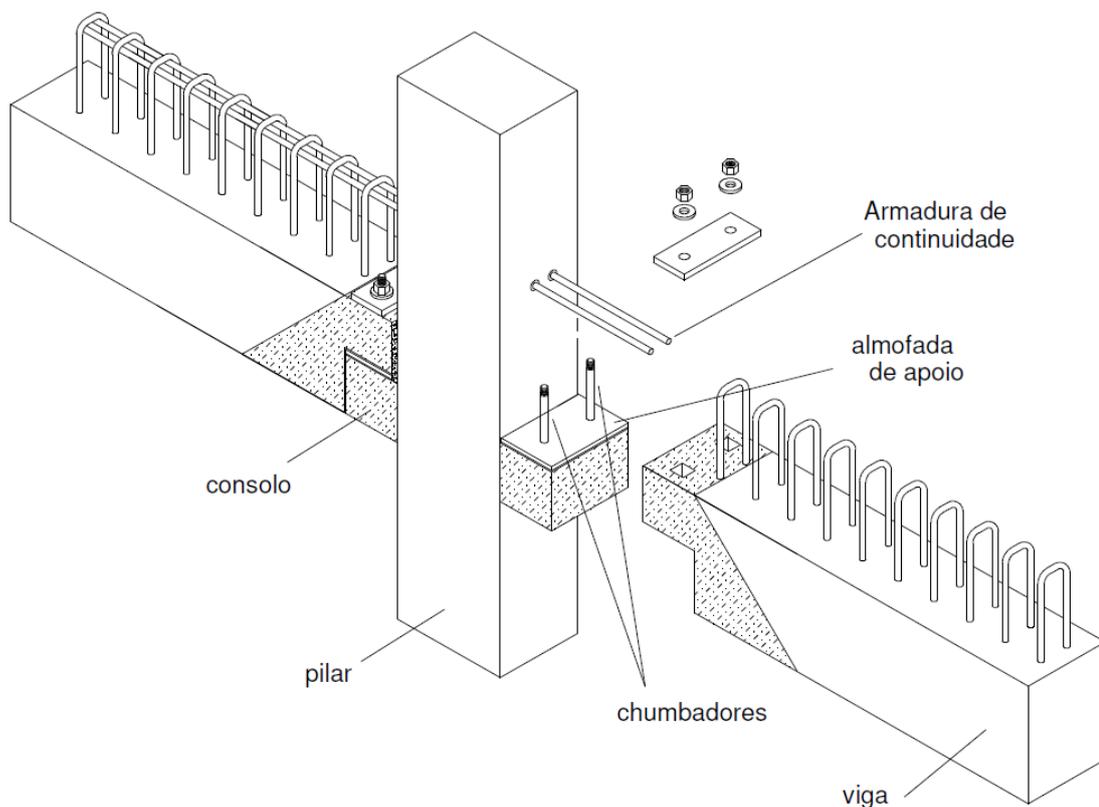
Fonte: Kremmyda, Fahjan e Tsoukantas (2014).

2.3.10 Bellucio (2016)

Bellucio (2016) em seu trabalho de doutorado analisou, numérica e experimentalmente, o comportamento de chumbadores grauteado dispostos em concreto com fibras através de ensaios específicos e, também, a influência deste artifício no comportamento de ligações viga-pilar em estruturas pré-moldadas de concreto. Dos pontos destacados, será apresentado nesta pesquisa apenas a etapa referente à ligação viga-pilar.

O modelo de ligação viga-pilar ensaiado por Bellucio (2016) apresenta configuração semelhante à tipologia estudada por Miotto (2002), Baldissera (2006) e Kataoka, Ferreira e El Debs (2012), sendo submetido a carregamento cíclico. O modelo é composto por pilar pré-moldado de concreto, consolo de concreto com fibras de aço, chumbadores, viga pré-moldada de concreto com seção próxima ao dente Gerber composto por fibras de aço, armadura de continuidade e capa de concreto para solidarização do modelo, Figura 2-41. Vale destacar que no modelo proposto pela pesquisadora, o pilar e os consolos são moldados separadamente, sendo unidos apenas no momento da montagem da ligação.

Figura 2-39 - Ligação viga-pilar ensaiada por Bellucio (2016).



Fonte: Bellucio (2016).

O ensaio da ligação viga-pilar chegou ao fim devido a intensa fissuração apresentada pelo modelo que surgiu quando o mesmo foi submetido a momentos fletores negativos e positivos, Figura 2-42-a. Além disso, Bellucio (2016) destaca que não houve plastificação das armaduras de continuidade do modelo. Quanto à interface entre os consolos e o pilar central, Figura 2.2-b, não foi observada nenhuma fissura, apresentando apenas uma movimentação insignificante entre tais componentes.

Figura 2-40 - Panorama de fissuração do modelo ao final do ensaio.



a] visão geral do modelo



b] detalhe da interface consolo-pilar

Fonte: Bellucio (2016).

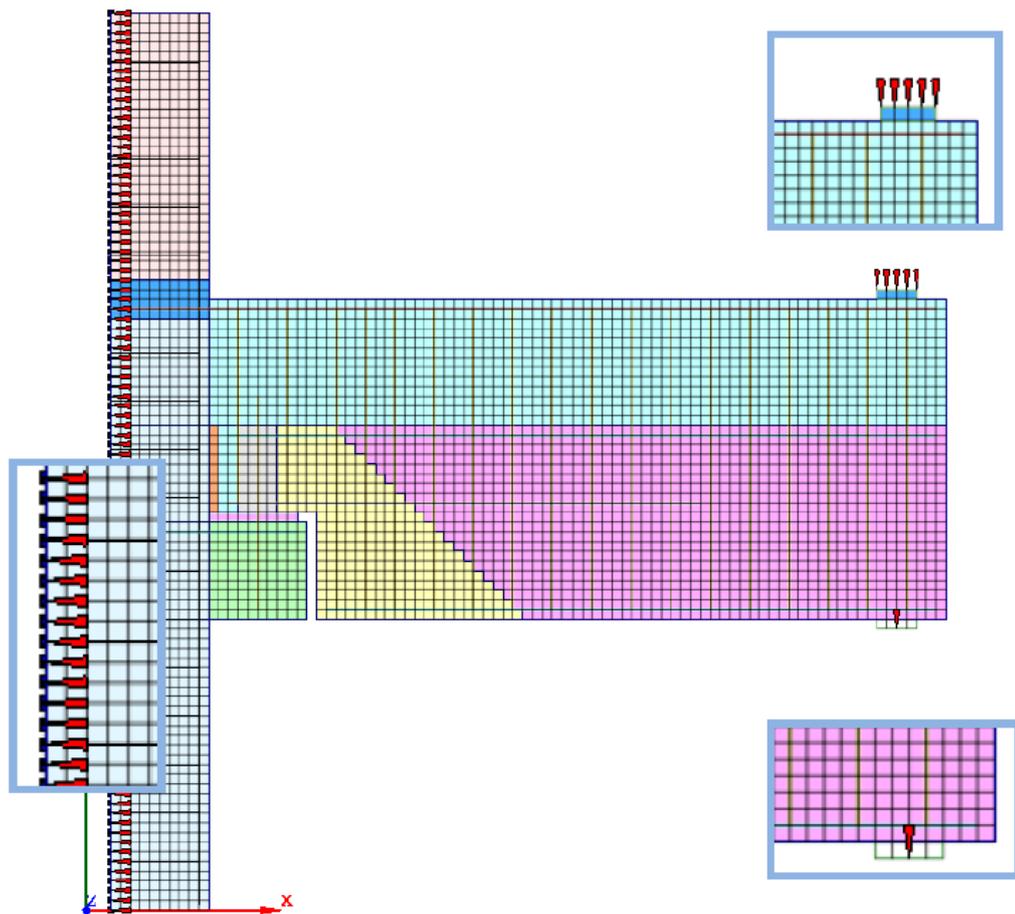
Dos resultados obtidos, é possível observar, assim como no trabalho de Miotto (2002), uma rigidez inferior da ligação viga-pilar ao ser solicitada ao momento fletor positivo quando comparada a rigidez da mesma quando solicitada ao momento fletor negativo, mesmo que para tal situação o modelo não tenha chegado à ruptura.

A segunda etapa da pesquisa contava com o desenvolvimento de um modelo numérico representativo da ligação viga-pilar desenvolvido nos softwares DIANA® e Midas FX+. Para isso, Bellucio (2016) desenvolveu um modelo bidimensional com representação da metade da

geometria do modelo submetido a um carregamento cíclico como no ensaio em laboratório, Figura 2-43.

No modelo numérico, o concreto foi representado por elemento finito plano de casca quadrangular considerando comportamento de fissuração distribuída através do *Total Strain Crack Model*, atribuindo comportamento ideal à compressão e frágil à tração. Para a interfaces entre os elementos conectados foi considerado o modelo de fissuração discreta com comportamento frágil. Em relação às armaduras, foram utilizados dois elementos finitos distintos. No chumbador foi utilizado elemento de viga, nas armaduras do pilar utilizado o recurso *reinforcement bars* e as armaduras da viga foram representadas como elementos de treliça. Para todas as situações, o aço foi considerado com comportamento elasto-plástico perfeito com a adoção do critério de plastificação de Von Mises.

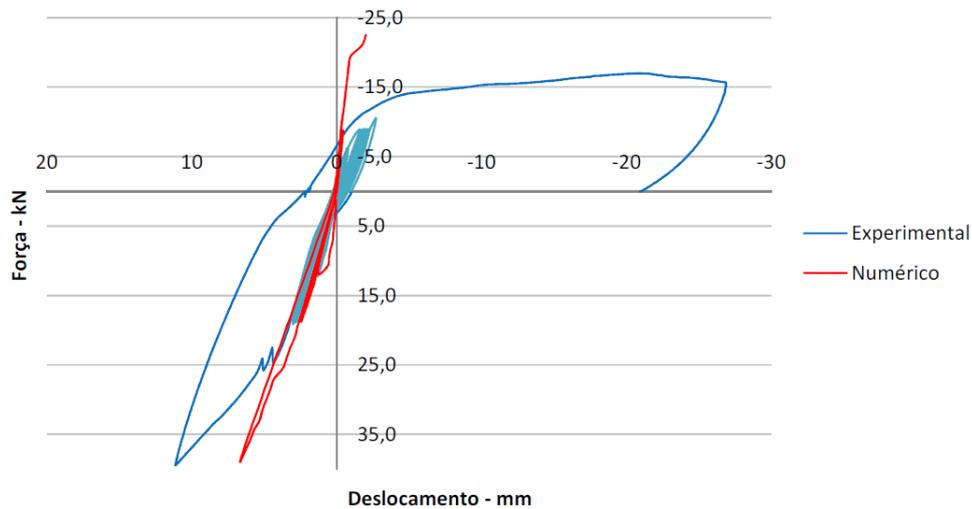
Figura 2-41 - Modelo numérico bidimensional desenvolvido por Bellucio (2016).



Fonte: Bellucio (2016).

Com base nos resultados obtidos por Bellucio (2016), Figura 2-44, é possível notar que o modelo numérico apresentou rigidez superior ao que foi observado no ensaio experimental quando solicitado em ambas direções. Segundo a pesquisadora, a elevada rigidez do modelo numérico pode ser consequência direta da utilização do modelo bidimensional, o qual não foi capaz de representar adequadamente os efeitos de grupo e de borda.

Figura 2-42 - Comparativo dos resultados experimental e numérico.



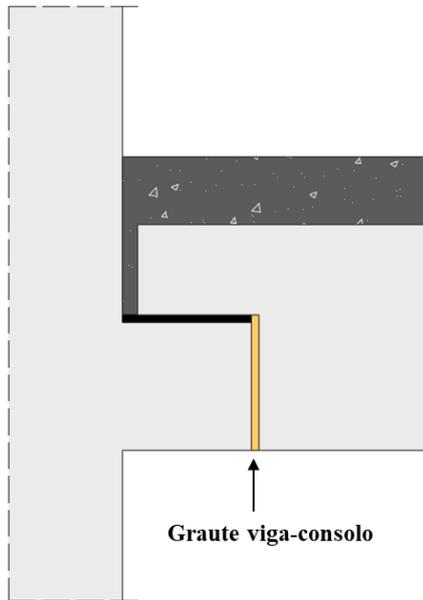
Fonte: Bellucio (2016).

2.3.11 Lacerda (2016)

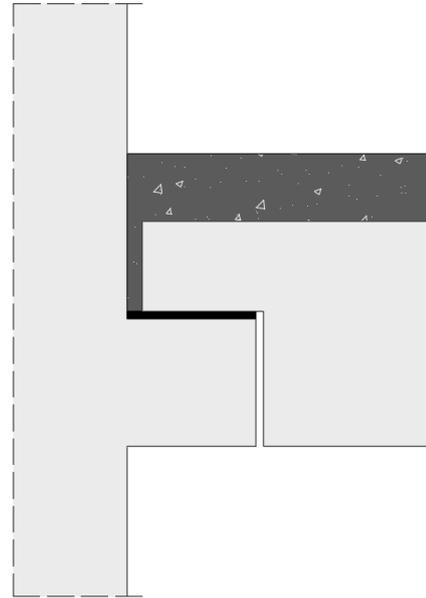
Lacerda (2016) em sua pesquisa de mestrado analisou experimentalmente a influência do posicionamento da armadura de continuidade negativa e a presença do preenchimento de graute entre viga e consolo no comportamento de ligação viga-pilar em estruturas pré-moldadas de concreto. O modelo de ligação viga-pilar ensaiado contava com pilar central, consolo, chumbador, viga pré-moldada com dente Gerber, armadura de continuidade e laje maciça moldada no local.

Foram realizados ensaios de oito modelos físicos submetidos a carregamento monotônico, Figura 2-45. Quatro destes contavam com armadura de continuidade passando apenas pelo pilar com a diferença na adição do graute entre viga e consolo em dois destes. Nos outros quatro modelos a armadura de continuidade estava presente apenas nas laterais do pilar e, assim como no caso anterior, com a diferença entre os modelos na adição do graute em dois dos modelos.

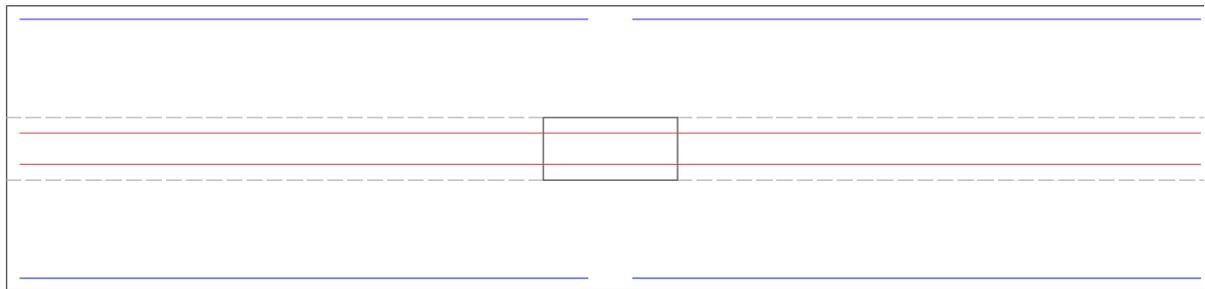
Figura 2-43 - Detalhamento dos modelos ensaiados por Lacerda (2016).



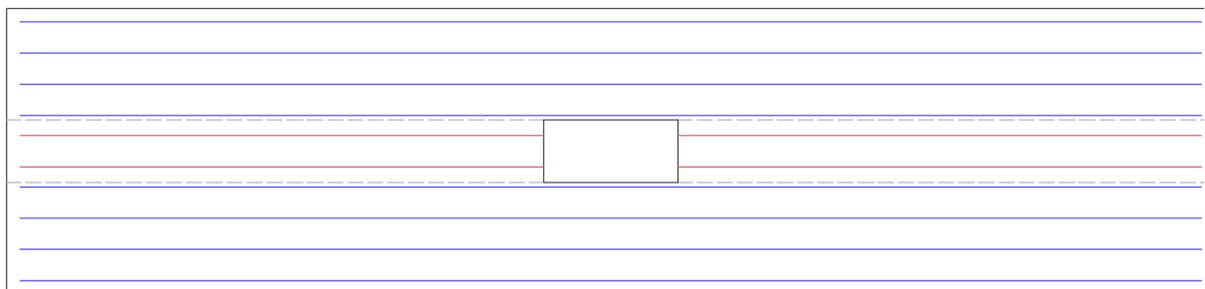
a) modelo com graute viga-consolo



b) modelo sem graute viga-consolo



c) modelo com armadura de continuidade atravessando o pilar



d) modelo com armadura de continuidade nas laterais do pilar

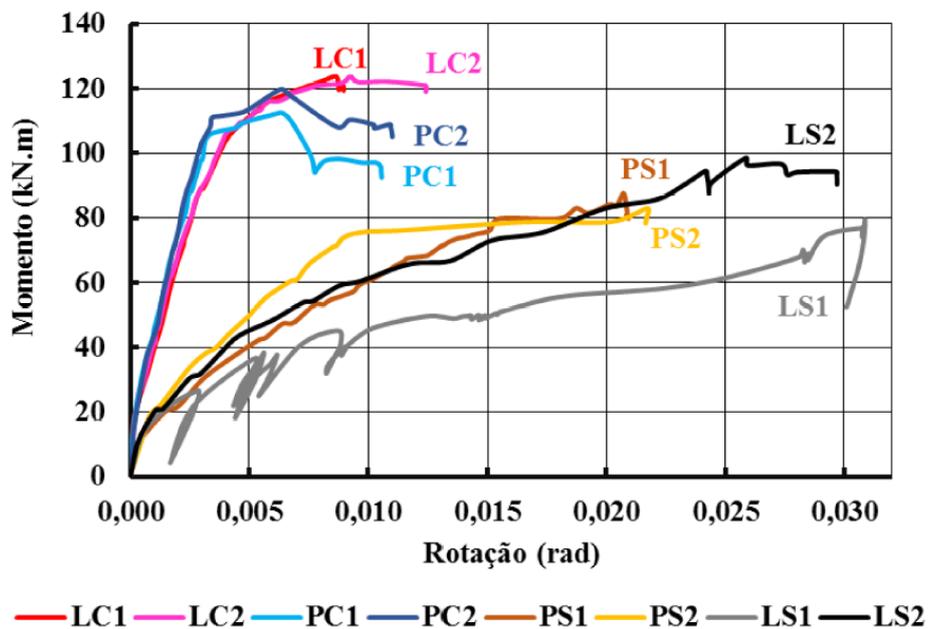
Fonte: Adaptado de Lacerda (2016).

Conforme esperado, todos os modelos apresentaram falha decorrente do processo de fissuração da laje em conjunto com o escoamento das armaduras de continuidade.

Com base nos resultados finais, foi observado que os modelos que contavam com a presença do graute entre a viga e o consolo apresentaram maior capacidade resistente quando comparados aos modelos sem este elemento. Para os modelos com armadura de continuidade atravessando o pilar, a presença do graute promoveu um acréscimo de 36% no momento fletor resistente, enquanto que no modelo com armadura de continuidade lateral tal variação foi de 56%. Segundo Lacerda (2016), o aumento da capacidade resistente apresentada pela ligação com graute viga-consolo se deve ao aumento do braço de alavanca formado entre os mecanismos resistentes do modelo.

Em relação à rigidez à rotação do modelo, ambos parâmetros analisados ocasionam modificações no comportamento da ligação viga-pilar, Figura 2-46. A presença do graute viga-consolo permitiu grandes acréscimos de rigidez quando comparado com o modelo sem o graute, sendo observado um aumento de 6,5 vezes nesta propriedade. Quanto ao posicionamento das armaduras negativas, foi observado um aumento de 72,5% da rigidez à rotação do modelo cujas armaduras de continuidade atravessavam o pilar. Tais resultados mostram a importância dos parâmetros analisados por Lacerda (2016).

Figura 2-44 - Resultados dos ensaios realizados por Lacerda (2016).



Fonte: Lacerda (2016).

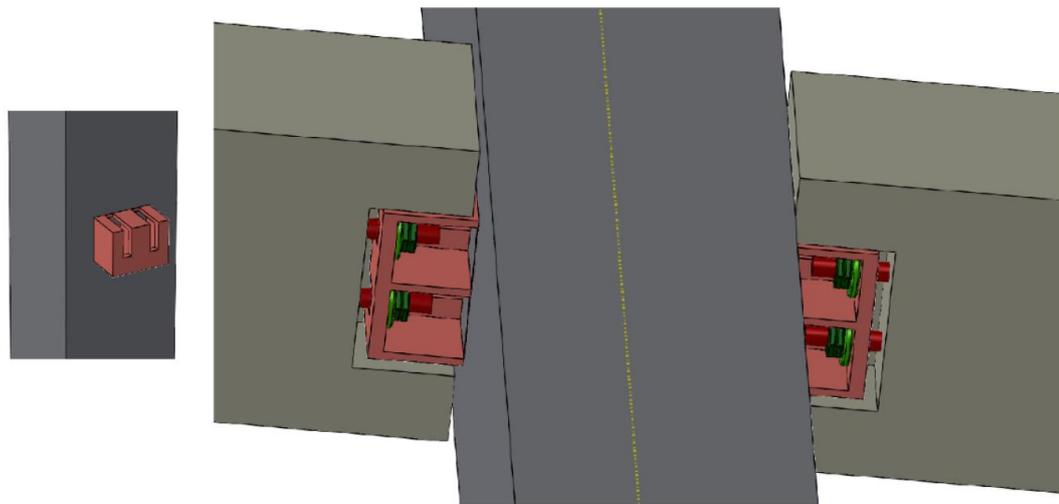
2.3.12 Bahrami *et al* (2017)

Bahrami *et al* (2017) analisaram numericamente duas propostas de ligações viga-pilar em estruturas pré-moldadas de concreto com o uso do software ABAQUS® através de modelagem tridimensional, onde estas foram submetidas a carregamento monotônico com as fibras superiores do modelo sendo tracionadas. Em complemento, foram analisadas a influência do nível de carregamento no pilar central e a classe de resistência do concreto dos elementos estruturais.

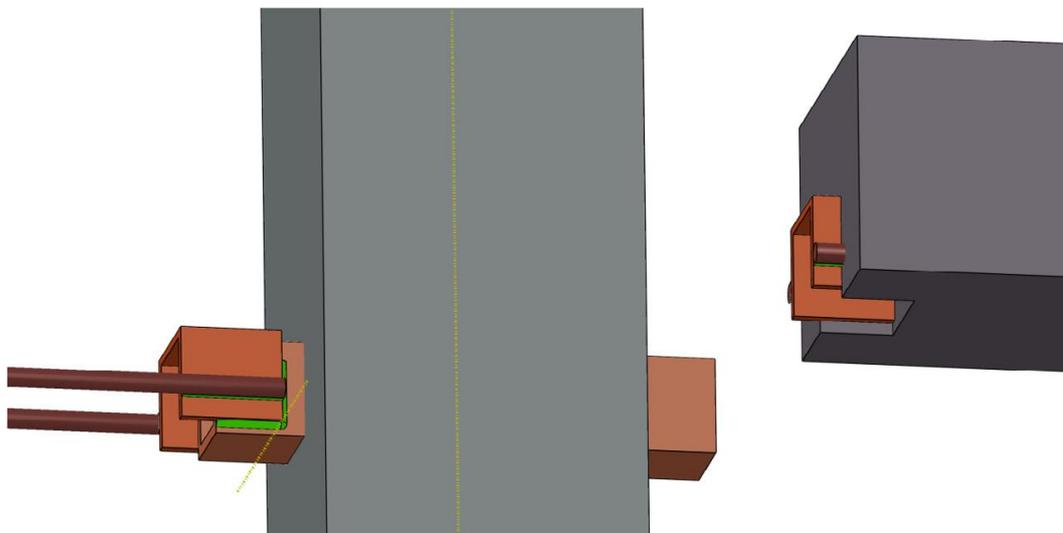
A variação entre os modelos propostos estava no tipo de consolo e método utilizado para conectar a viga ao consolo. No primeiro modelo, Figura 2-39-a, estava presente um consolo metálico com recortes (formato “E” invertido) enquanto que a viga contava com barras com extremidades rosqueadas que posteriormente foram travadas ao consolo com o uso de porcas. Já o segundo modelo, Figura 2-39-b, o consolo era composto por perfil metálico tubular vazado e a viga possuía um perfil com seção “U” invertida onde as barras longitudinais da mesma estavam soldadas ao aparato. A conexão entre o consolo e a viga do modelo dois foi realizada por meio de solda. Além disso, ambos modelos contavam com armadura de continuidade que atravessava o pilar, sendo este o principal mecanismo resistente da ligação.

A modelagem de ambas ligações foi realizada com geometria completa com controle de força. Para a representação do concreto, foram utilizados elementos sólidos com a consideração do Concrete Damage Plasticity (CDP) com a consideração do modelo de Hognestad para a compressão e comportamento linear à tração, além da consideração do amolecimento após as tensões máximas. O comportamento dos componentes de aço considerou uma relação tensão-deformação com a existência de um patamar de escoamento seguido de endurecimento. A representação destes materiais no modelo foi realizada por elementos de treliça nas armaduras e elementos sólidos na representação das chapas de aço e da solda.

Figura 2-45 - Modelos de ligação viga-pilar propostos por Fonte: Adaptado de Bahrami *et al* (2017).



a] modelo 1 (PC-1)



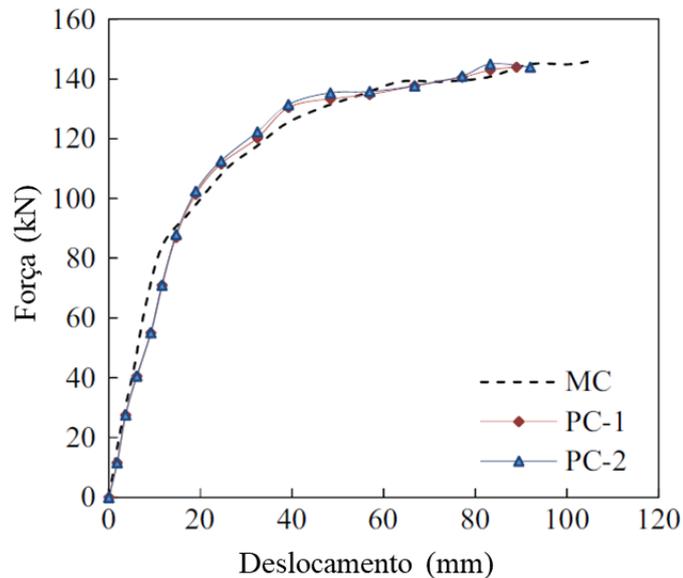
b] modelo 1 (PC-2)

Fonte: Adaptado de Bahrami *et al* (2017).

A interface entre as superfícies aço-aço e aço-concreto de ambos modelos foi representada com utilização de elementos de contato com o uso do modelo de atrito de Coulomb considerando apenas a rigidez tangencial, haja vista que a rigidez do contato perpendicular entre as superfícies é muito pequena quando tracionada.

Da Figura 2-40, nota-se que ambos modelos apresentaram comportamento semelhante ao modelo monolítico de referência, porém com menor rigidez inicial variando entre 80% e 90% da rigidez inicial do modelo monolítico e sem variação significativa da capacidade resistente da ligação viga-pilar.

Figura 2-46 - Resultados dos modelos de ligação viga-pilar propostos por Bahrami *et al* (2017).



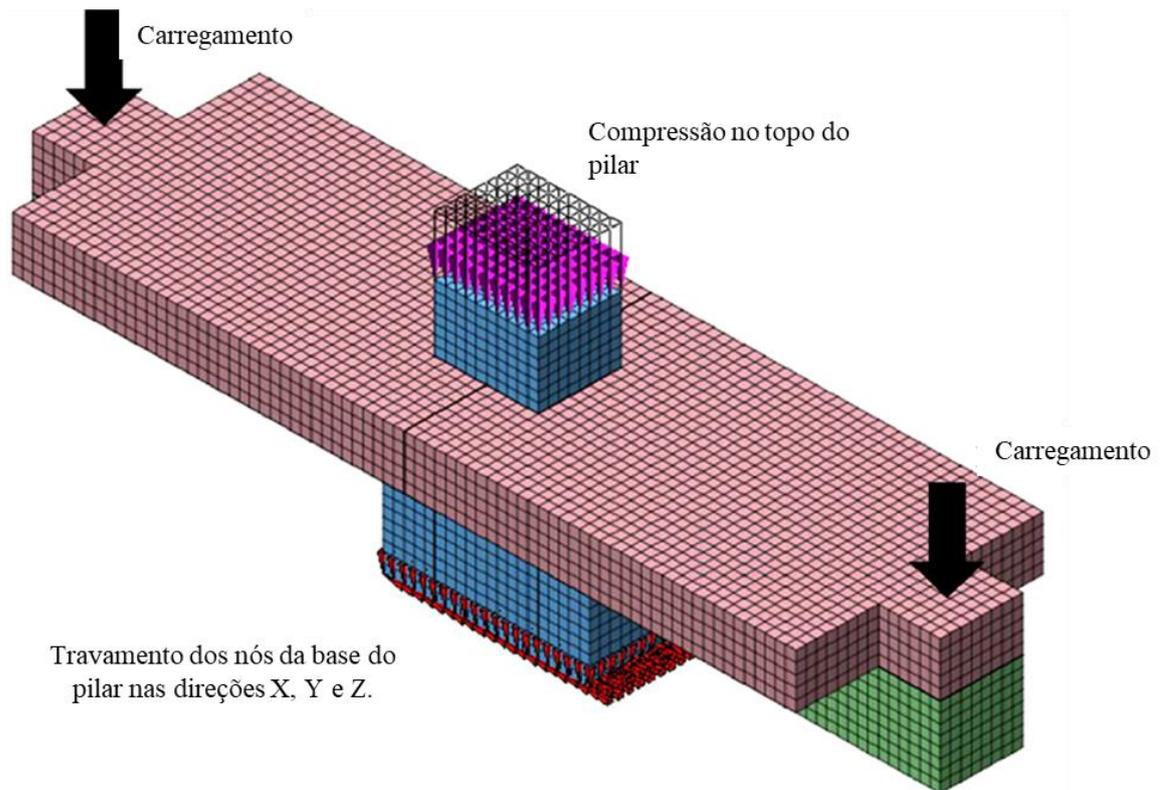
Fonte: Adaptado de Bahrami *et al* (2017).

Em relação às análises adicionais, foi verificado que o aumento da força de compressão no pilar permite um aumento da rigidez e força máxima suportada pelo modelo, enquanto que a utilização de uma força de tração gera efeito contrário. Já em relação à classe de resistência do concreto, percebe-se que seu aumento permite uma melhora na capacidade resistente do modelo, porém sem variação da sua rigidez inicial.

2.3.13 Katoka, Ferreira e El Debs (2017)

Katoka, Ferreira e El Debs (2017) analisaram numericamente o modelo de ligação viga pilar que contava com a presença da laje alveolar. Para essa análise, o modelo numérico foi desenvolvido com os softwares Midas FX+ nas etapas de pré e pós processamento e o DIANA® na etapa de processamento. Neste estudo, foi realizada a criação de um modelo numérico tridimensional com a representação completa do modelo ensaiado em laboratório com controle de força Figura 2.47.

Figura 2-47 - Modelo numérico desenvolvido por Kataoka, Ferreira e El Debs (2017).



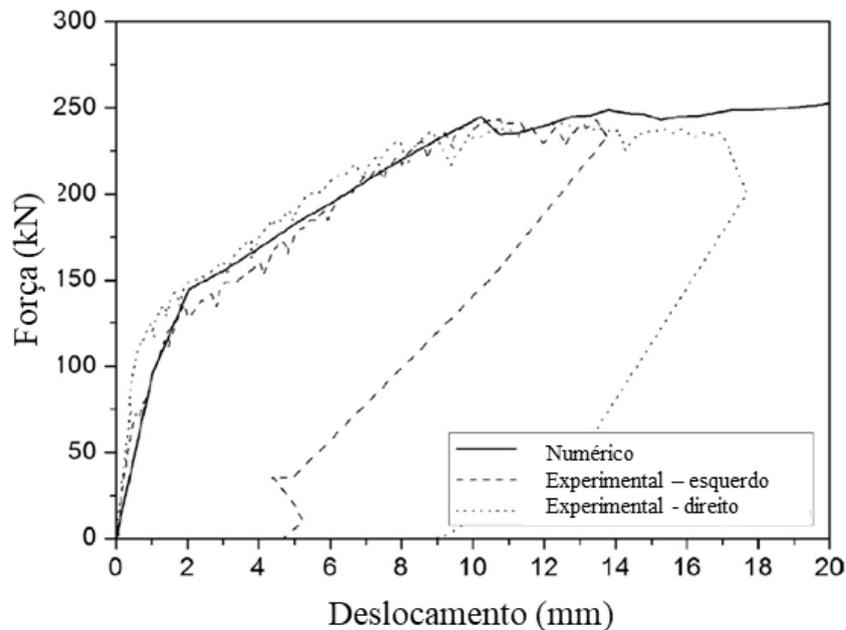
Fonte: Kataoka, Ferreira e El Debs (2017).

Todas as peças de concreto foram representadas com elementos sólidos com a consideração do *Total Strain Fixed Crack Model*, um modelo de fissuração distribuída no qual o comportamento do concreto à compressão foi definido como parabólico e o comportamento à tração adotado como exponencial. As armaduras do modelo foram representadas como *reinforcement bars*, um recurso disponível no DIANA® que permite uma representação do comportamento das barras de aço imersas em concreto através do enrijecimento do elemento finito os quais atravessam. O comportamento das barras de aço foi realizado adotando o critério de plastificação de Von Mises considerando um comportamento elastoplástico perfeito. Outro ponto importante do modelo numérico desenvolvido foi a consideração das interfaces presentes entre viga-pilar e viga-consolo através da utilização do modelo de fissuração discreta com comportamento frágil.

O modelo numérico desenvolvido por Kataoka, Ferreira e El Debs (2017) foi capaz de representar o comportamento do modelo de referência de modo satisfatório em relação a curva momento fletor x deslocamento, deformação da armadura, fissuração de concreto e o modo de

falha com a plastificação da armadura de continuidade. A Figura 2-48 apresenta um comparativo das curvas momento fletor x deslocamento dos modelos numérico e experimental.

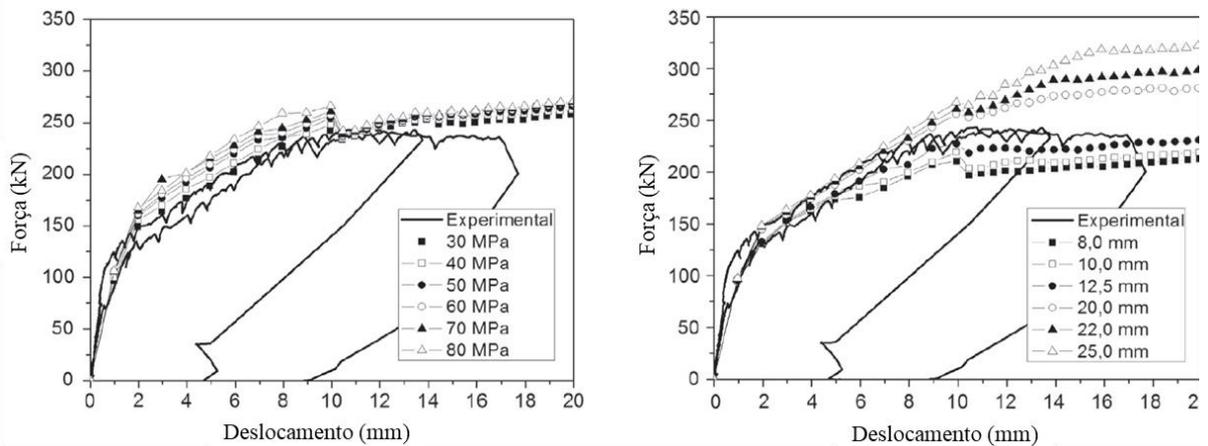
Figura 2-48 - Resultados do modelo numérico desenvolvido por Kataoka, Ferreira e El Debs (2017).



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

Com o modelo numérico sendo capaz de representar o modelo físico de referência, a segunda etapa da pesquisa consistiu na realização de um estudo paramétrico, analisando a influência da área de aço da armadura de continuidade e a classe de resistência do concreto da capa no comportamento da ligação viga-pilar. Com base nos resultados de Kataoka, Ferreira e El Debs (2017), verifica-se que o modelo foi mais sensível à variação do diâmetro da armadura, permitindo um aumento da força máxima resistente da ligação, Figura 2-49. Por outro lado, a variação da classe de resistência do concreto da capa permitiu que o modelo suportasse níveis superiores de força antes do início do processo de fissuração, porém sem alteração significativa da capacidade resistente do modelo.

Figura 2-49 - Resultados da análise paramétrica desenvolvida por Kataoka, Ferreira e El Debs (2017).



a] variação da classe de resistência do concreto da capa

a] variação do diâmetro da armadura de continuidade

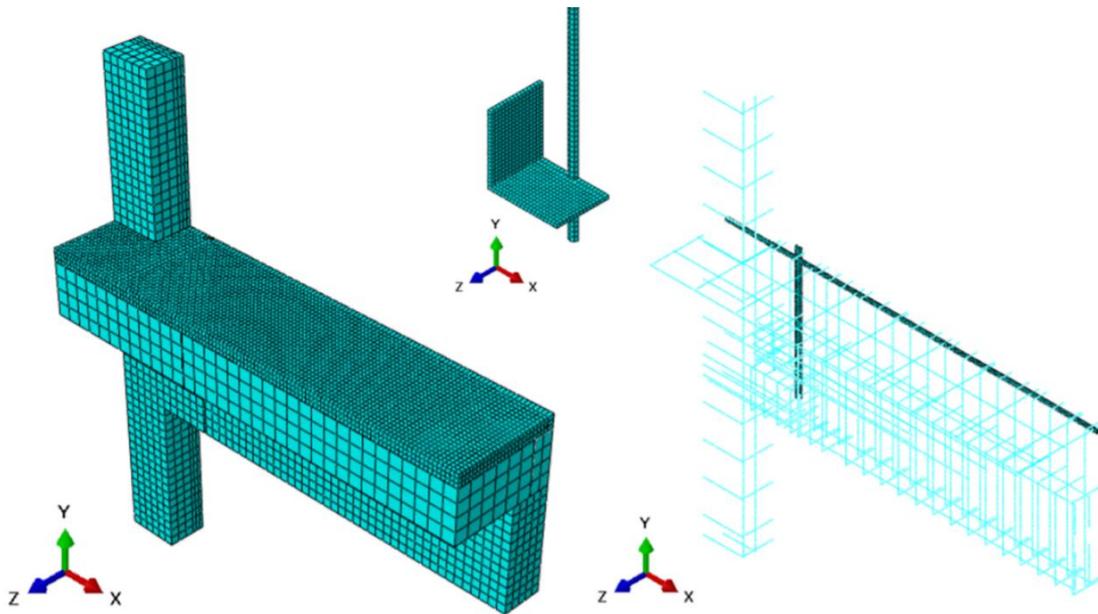
Fonte: Kataoka, Ferreira e El Debs (2017).

2.3.14 Silva (2018)

O estudo desenvolvido por Silva (2018) contou com a análise numérica através do software ABAQUS® de cinco modelos de ligação viga-pilar de estruturas pré-moldadas além de um modelo monolítico. Para essa análise, Silva (2018) realizou inicialmente uma modelagem numérica tridimensional da ligação ensaiada experimentalmente por Miotto (2002), haja vista que este modelo contava com elementos construtivos que foram empregados nas tipologias propostas por Silva (2018) para análise. Vale destacar que neste tópico será abordado apenas a validação do modelo numérico proposto por Silva (2018), sem se estender às análises paramétricas.

O modelo numérico tridimensional criado para as análises contava com a representação de apenas $\frac{1}{4}$ da geometria do modelo físico e análise realizada com controle de força, Figura 2-50. Além disso, o modelo numérico foi submetido a carregamento monotônico de modo a gerar tração na parte superior da ligação, diferentemente do modelo físico ensaiado por Miotto (2002) o qual estava submetido a carregamento cíclico. Desta forma, para a comparação dos resultados obtidos numericamente, foi tomado como referência a envoltória da curva momento fletor negativo x rotação sendo descontados os saltos entre os ciclos.

Figura 2-50 - Modelo numérico desenvolvido por Silva (2018).



Fonte: Silva (2018).

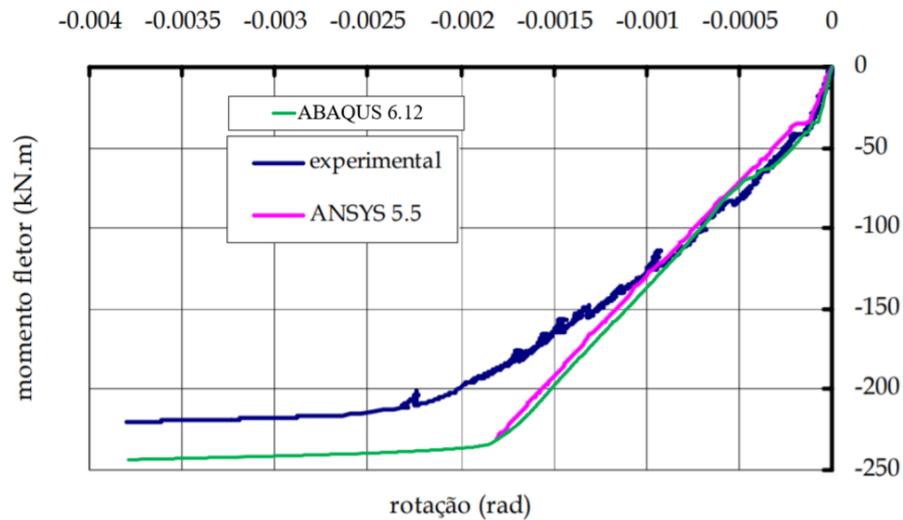
O concreto do modelo numérico foi representado por elementos finitos sólidos através do modelo *Concrete Damage Plasticity* – CDP, que leva em conta a degradação das propriedades elásticas do material através da consideração das deformações plásticas do concreto com base em relações constitutivas existentes na literatura para as solicitações de tração e compressão. As armaduras presentes no modelo foram representadas por elementos de barra, com exceção da armadura de continuidade e do chumbador que foram representados com elementos sólidos. Em ambos os casos, o aço foi representado com comportamento elastoplástico perfeito. Quanto ao graute e a almofada de apoio, ambas foram representadas com comportamento elástico linear.

A interação entre os elementos de concreto com o graute, almofada, armadura de continuidade e chumbador foram realizados com a consideração do contato entre as superfícies. Tal consideração foi realizada com o modelo de atrito de Coulomb, onde foram adotados diferentes coeficientes de atrito para cada uma das iterações. Nas demais iterações foi considerada aderência perfeita, como é o caso das superfícies armadura-concreto, viga-laje, viga-capa e laje-capa.

Da Figura 2-51, nota-se que o modelo proposto por Silva (2018), curva verde, apresenta boa concordância com os resultados experimentais do modelo de referência até um nível de carregamento de 150 kN.m, sendo o modelo numérico mais rígido após este nível de força. Além disso, Silva (2018) afirma que o modelo numérico apresenta o mesmo tipo de modo

de falha que o modelo físico através do escoamento da armadura de continuidade aliada à intensa fissuração da capa de concreto.

Figura 2-51 - Comparativo dos resultados numéricos e experimental.



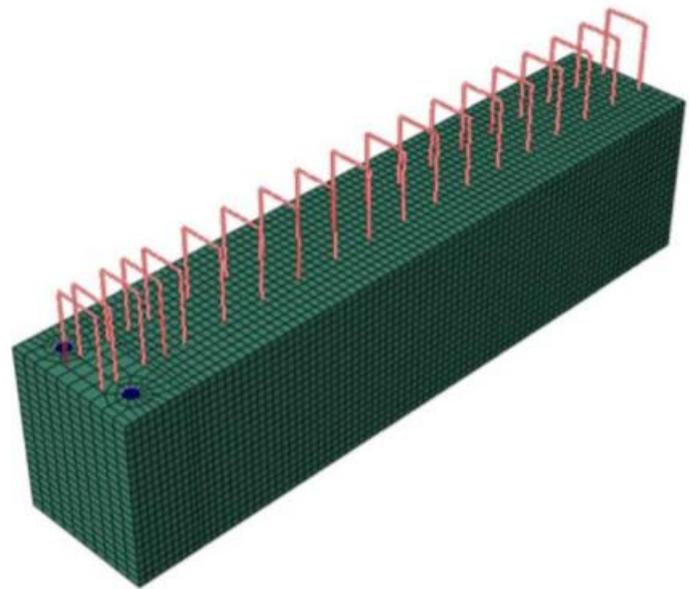
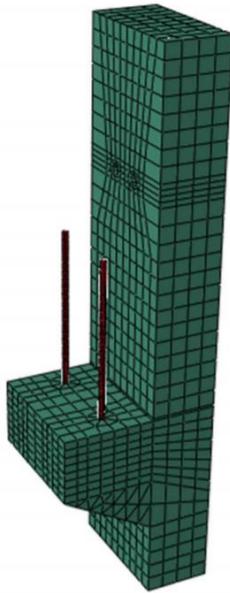
Fonte: Silva (2018).

2.3.15 Barlati (2020)

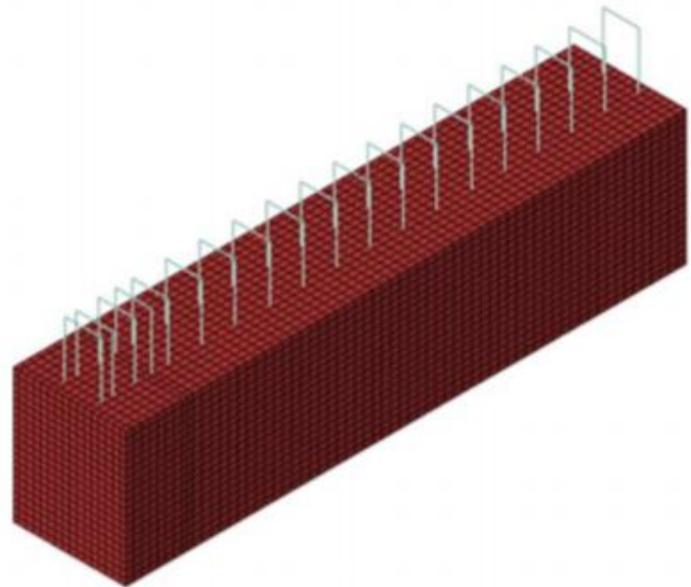
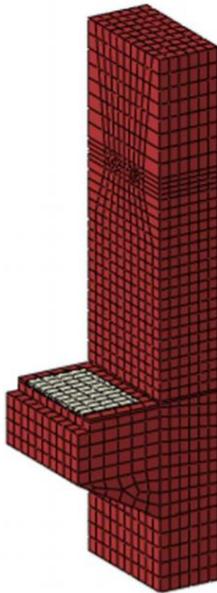
Barlati (2020) realizou a modelagem numérica de duas tipologias de ligação viga-pilar que foram ensaiadas experimentalmente por Hadade (2016). O primeiro modelo é semelhante à ligação viga-pilar sem laje ensaiada por Kataoka, Ferreira e El Debs (2012), o qual contava com pilar, consolo, duplo chumbador metálico, viga pré-moldada de concreto, armadura de continuidade e capa de concreto moldado no local. Já o segundo modelo, contava com a retirada do chumbador e a adição de chapas de aço no consolo e na parte inferior da viga, as quais foram soldadas posteriormente.

Em sua pesquisa, Barlati (2020) fez uso do software ABAQUS® para a construção dos modelos numéricos. Tais modelos foram criados com a consideração de apenas um dos eixos de simetria e a solicitação monotônica foi realizada com a imposição de forças, Figura 2-52.

Figura 2-52 - Modelos numéricos desenvolvidos por Barlati (2020).



a) modelo 1

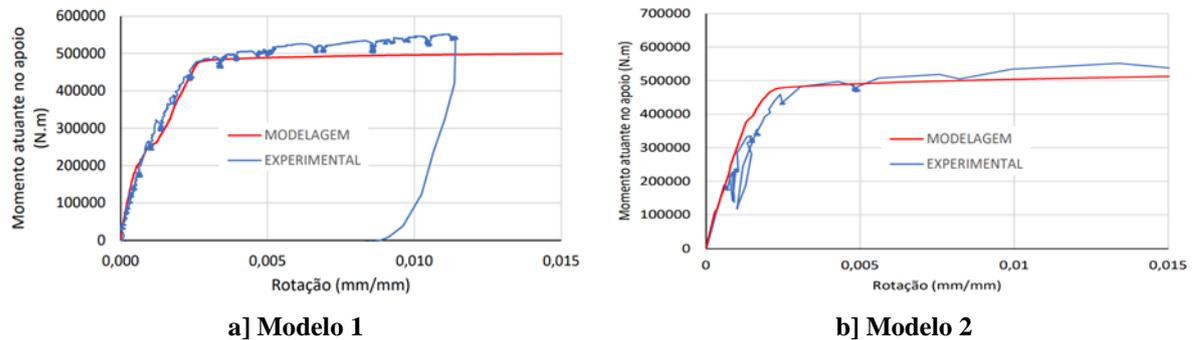


b) modelo 2

Fonte: Barlati (2020).

Da Figura 2-53, percebe-se que os modelos numéricos propostos por Barlati (2020) representam satisfatoriamente o comportamento dos modelos de referência.

Figura 2-53 - Resultados obtidos por Barlati (2020).



Fonte: Barlati (2020).

Com os modelos calibrados, Barlati (2020) realizou a variação da taxa de armadura de continuidade para a verificação deste parâmetro no comportamento das tipologias de ligação estudadas. Com estes resultados, foi verificado um aumento do momento fletor resistente e da rigidez à rotação da ligação viga-pilar à medida em que ocorre um acréscimo da taxa de armadura de continuidade utilizada, assim como os resultados obtidos por Kataoka, Ferreira e El Debs (2017), reforçando a importância deste parâmetro no comportamento desta tipologia de ligação viga-pilar.

2.3.16 Resumo das pesquisas

Na Tabela 2-4 é apresentado um resumo das pesquisas apresentadas, sendo expostos apenas os trechos de interesse de cada uma delas.

Tabela 2-4 - Resumo das pesquisas.

Autores	Estudo		
	Experimental	Numérico	Analítico
Miotto (2002)			
	Analisou o comportamento de ligações viga-pilar em estruturas pré-moldadas, sendo uma delas a ligação composta por consolo, chumbador e armadura passante. Seu estudo contou com análises experimentais com carregamento cíclico, determinação de formulação analítica para o modelo e modelagem numérica tridimensional da ligação com o software ANSYS®.		

continua...

continuação...

Autores	Estudo		
	Experimental	Numérico	Analítico
Baldissera (2006)			
	Em continuidade ao estudo de Miotto (2002), a autora analisou experimentalmente a influência do ângulo de inclinação do chumbador na rigidez à rotação e capacidade resistente do modelo quando submetido a um momento fletor positivo. Por fim, foi desenvolvida a formulação analítica levando em consideração a inclinação do chumbador.		
Kaya e Arslan (2009)			
	Analisaram numericamente com o <i>software</i> DIANA® um modelo de ligação viga-pilar sob carregamento monotônico e três modelos em estrutura pré-moldada de concreto com a utilização de cabos de protensão, sendo analisada a influência do nível de protensão aplicado aos cabos. Tal análise contou com a criação de um modelo numérico tridimensional.		
Bezerra (2011)			
	Propôs uma tipologia de ligação viga-pilar semelhante ao modelo estudado por Miotto (2002), porém com a utilização de pilar misto preenchido e consolo de aço, além da consideração de aparato metálico na parte inferior da viga de um dos modelos. Por fim, um modelo numérico tridimensional foi criado para ambas tipologias com a utilização do <i>software</i> DIANA®.		
Kataoka, Ferreira e El Debs (2012)			
	Através de estudo experimental, analisou a influência da taxa de distribuição da armadura de continuidade na ligação viga-pila semelhante ao modelo estudado por Miotto (2002), sendo também verificada sua influência no controle de fissuração do concreto.		
Psycharis e Mouzakis (2012)			
	Analisaram experimentalmente ligações viga-pilar submetidas a força horizontal em carregamento monotônico e cíclico. O principal mecanismo resistente deste modelo era o chumbador que conectava os elementos estruturais. Foi analisado o tipo e direção do carregamento, diâmetro do chumbador, espessura do revestimento de concreto da viga e do pilar, o efeito da chapa de aço entre o chumbador e a extremidade do pilar e, por fim, a classe de resistência do graute do chumbador.		
Zoubek et al (2013)			
	Estudaram numericamente com o uso do <i>software</i> ABAQUS® um modelo de ligação viga-pilar com chumbador solicitada a carregamento horizontal monotônico e cíclico, sendo este último analisado com pequenas e grandes rotações.		
Magliulo et al (2014)			
	Propuseram a criação de um modelo numérico tridimensional com o <i>software</i> ABAQUS® para a realização de um estudo paramétrico de ligação viga-pilar com chumbador, onde foram analisados o diâmetro do chumbador e a espessura dos revestimentos laterais e frontal do pilar.		

continua...

continuação...

Autores	Estudo		
	Experimental	Numérico	Analítico
Kremmyda, Fahjan e Tsoukantas (2014)			
	Sendo uma continuidade do trabalho experimental realizado por Psycharis e Mouzakis (2012), os autores propuseram a criação de um modelo numérico tridimensional com o <i>software</i> ABAQUS® capaz de representar de modo satisfatório o comportamento da ligação viga-pilar e seu modo de falha.		
Bellucio (2016)			
	A autora analisou experimental e analiticamente um modelo de ligação viga-pilar semelhante ao estudado por Miotto (2002), porém com consolo e extremidade da viga compostos por concreto reforçado com fibras, além da consideração do duplo chumbador. Para a análise numérica, foi criado um modelo bidimensional da ligação com o uso do <i>software</i> DIANA®.		
Lacerda (2016)			
	Analisou a influência da disposição da armadura de continuidade da ligação viga-pilar e da presença do graute vertical entre a viga e o consolo no comportamento da ligação viga pilar semelhante a proposta por Miotto (2002).		
Bahrami et al (2017)			
	Os autores propuseram duas tipologias de ligação viga-pilar em estruturas pré-moldadas de concreto que foram analisadas numericamente através da criação de um modelo tridimensional no <i>software</i> ABAQUS®. Ambos modelos contavam com consolo de aço, sendo um deles conectados com a viga através de parafusos e o outro com solda.		
Kataoka, Ferreira e El Debs (2017)			
	Com o uso do <i>software</i> DIANA®, os autores propuseram uma modelo numérico tridimensional capaz de representar o modelo de ligação viga-pilar e laje analisado experimentalmente por Kataoka, Ferreira e El Debs (2012). Em sequência foi realizada uma análise paramétrica com a variação do diâmetro da armadura de continuidade e a classe de resistência do concreto da capa		
Silva (2018)			
	Dentre os diversos modelos analisados pelo autor, cabe destacar o modelo numérico tridimensional solicitado por carregamento monotônico criado com o <i>software</i> ABAQUS® para a representação da ligação viga-pilar proposta por Miotto (2002).		
Barlati (2020)			
	O autor propôs analisar numericamente, através da criação de um modelo tridimensional com o uso do <i>software</i> ABAQUS®, duas tipologias analisadas experimentalmente por Hadade (2016).		

Fonte: o Autor (2021).

2.4 Síntese do capítulo

Conforme pode ser observado, o estudo do comportamento de ligações viga-pilar em estruturas pré-fabricadas é um tópico bastante estudado, seja em âmbito nacional ou internacional, onde foram trazidas algumas das pesquisas realizadas desde 2002 até 2020, mostrando a importância do grande destaque desta área.

Das pesquisas apresentadas é possível destacar alguns pontos importantes que serviram de base para a realização deste estudo: os parâmetros mais influentes no comportamento da tipologia de ligação pesquisada e, também, as técnicas e recomendações para a criação de um modelo numérico satisfatório.

Quanto à modelagem numérica, nota-se que grande parte dos modelos apresentados são tridimensionais, com exceção do estudo realizado por Bellucio (2016). A modelagem tridimensional nestes trabalhos permitiu uma boa representação do comportamento do modelo físico em diversas pesquisas. Um ponto importante observado em todas as pesquisas trata-se das interfaces, com foi o caso do contato entre o chumbador e o concreto que se apresenta como um ponto crucial para obtenção de melhores resultados em modelos que contêm tal mecanismo resistente.

Nos estudos nos quais são realizadas análises paramétricas, a variação de determinados parâmetros se mostrou bastante interessante. Dentre estes, destaca-se o aumento da taxa de armadura de continuidade que permite acréscimos de rigidez à rotação e capacidade resistente da ligação. Outro ponto interessante está relacionado à disposição da armadura de continuidade na ligação conforme apresenta Lacerda (2016), sendo possível observar grande variação da rigidez à rotação da ligação sem afetar de modo significativo sua capacidade resistente. Em relação aos chumbadores, percebe-se que seu diâmetro e quantidade ocasionam mudanças no comportamento do modelo de ligação viga-pilar quando tal mecanismo resistente é solicitado.

Considerando o exposto, a revisão bibliográfica realizada permitiu observar os principais pontos em pesquisas de ligações viga-pilar de estruturas pré-fabricadas. Além disso, este estudo contribuiu para a definição dos pontos a serem estudados na análise paramétrica desta pesquisa.

3 MODELAGEM NUMÉRICA

Dividido em duas partes, o presente capítulo apresenta o objeto de estudo desta pesquisa. Na primeira parte são apresentados os detalhes do modelo físico da ligação viga-pilar ensaiada por Bezerra (2011) como dimensões do modelo, instrumentação e esquema de ensaio utilizado. Na segunda parte é apresentada a geometria, condições de contorno, malha de elementos finitos e as relações constitutivas adotadas na construção do modelo numérico utilizado no desenvolvimento deste estudo.

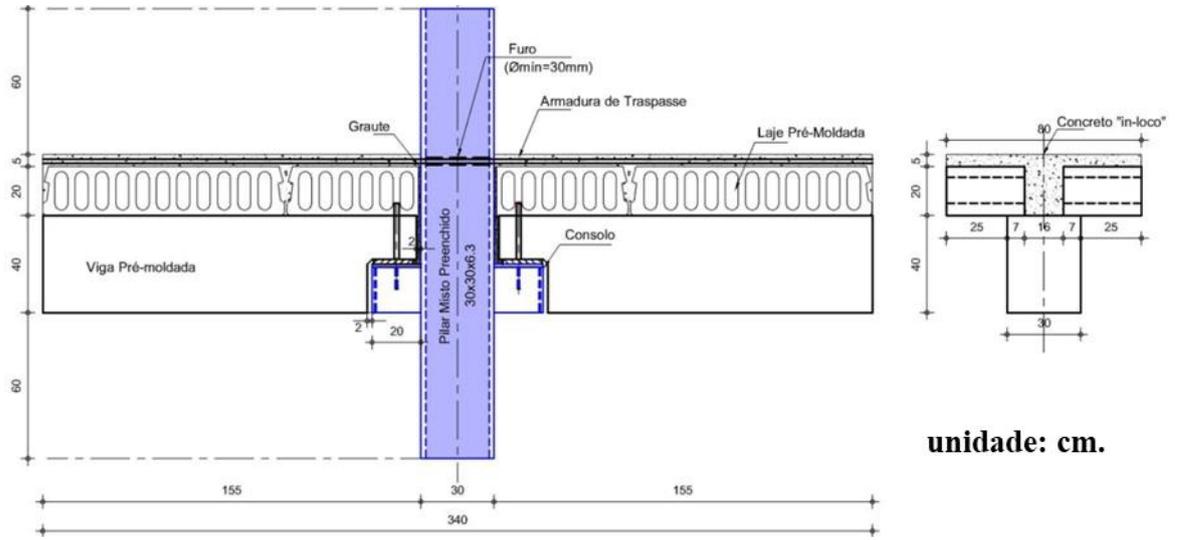
3.1 Modelo ensaiado por Bezerra (2011)

3.1.1 Geometria da ligação viga pilar

A ligação viga-pilar que é objeto deste estudo é referida em Bezerra (2011) como “modelo 3”. Tal modelo possui formato cruciforme com 3400 mm de comprimento e é composto por um pilar misto preenchido de seção quadrada, consolo metálico, chumbador, vigas de concreto pré-moldado com dente Gerber em balanço, laje alveolar, capa de concreto moldado no local e armadura passante na parte interna e nas laterais do pilar, Figura 3-1 e 3-2. Com diferença no pilar utilizado, o modelo de ligação é uma tipologia comumente utilizada em estruturas de concreto pré-moldado.

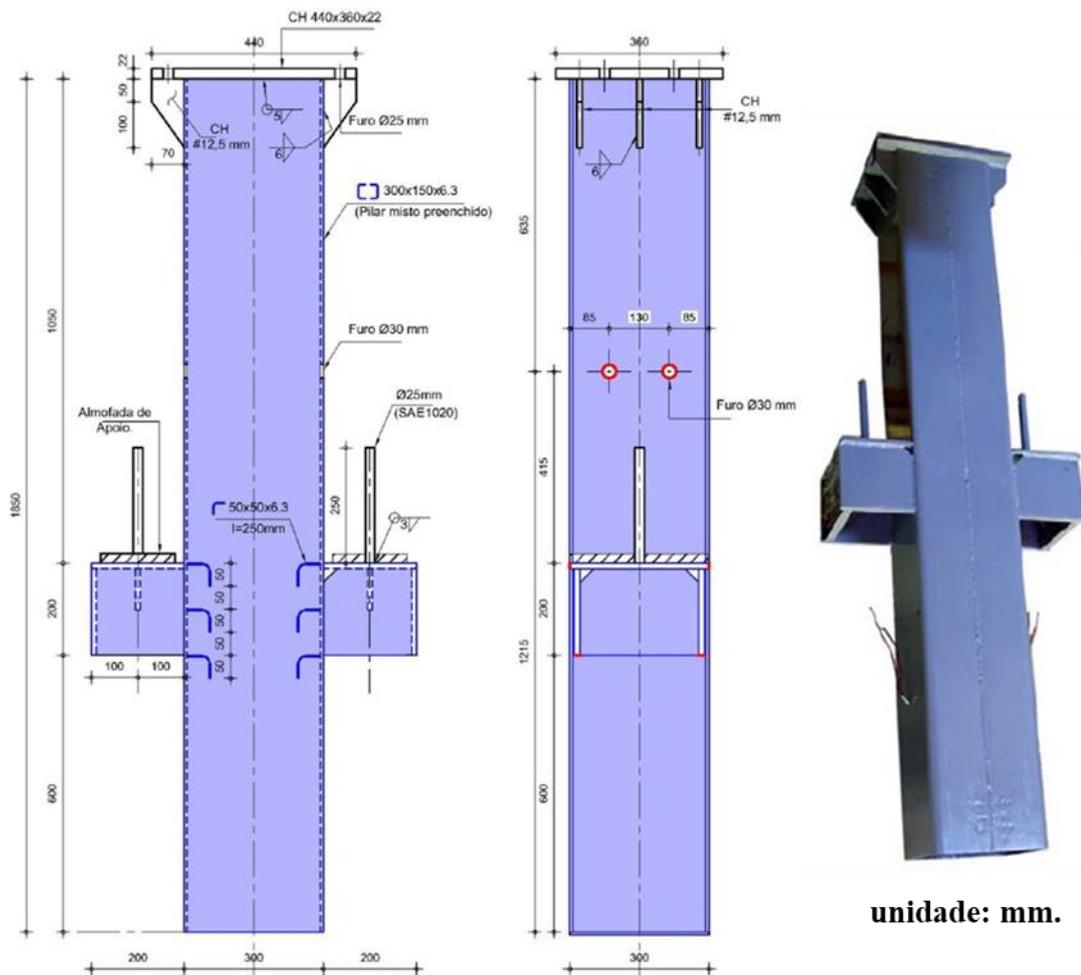
O pilar misto preenchido de seção quadrada possui lado de 300 mm, sendo formado pela união de dois perfis U de 150 mm x 300 mm com 6,3 mm de espessura e 1850 mm de comprimento. No topo deste elemento estrutural foi soldada uma chapa metálica de 25 mm de espessura para permitir a conexão deste ao atuador utilizado no ensaio. Na parte interna da seção foram soldados seis enrijecedores metálicos de 50 mm x 50 mm x 6,3 mm na região onde foram soldados os consolos metálicos que, por sua vez, estão localizados na parte externa do pilar. Além disso, o pilar possui dois furos com 30 mm de diâmetro destinados para a passagem da armadura da viga. Por fim, o núcleo é composto por concreto com resistência à compressão aproximada de 64 MPa.

Figura 3-1 - Visão geral do modelo de ligação viga-pilar ensaiada por Bezerra (2011).



unidade: cm.

Figura 3-2 - Detalhamento do pilar misto preenchido de seção quadrada.



unidade: mm.

Fonte: Bezerra (2011).

O consolo de aço projetado por Bezerra (2011) é composto por cinco chapas metálicas de diferentes espessuras, sendo três de 12,5 mm, uma de 9,5 mm e uma de 6,3 mm, Figura 3-3. Na chapa que servia como base de apoio foi soldado o chumbador liso com aço do tipo SAE1020, possuindo 25 mm de diâmetro e 250 mm de comprimento.

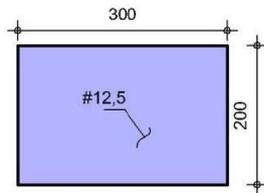
Figura 3-3 - Detalhamento do consolo metálico. Medidas em mm.



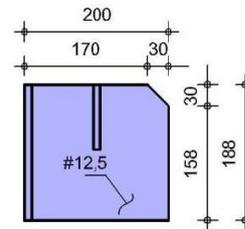
a) Visão geral do consolo.



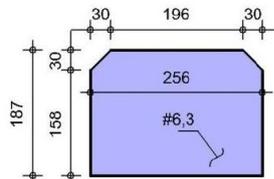
b) Vista inferior.



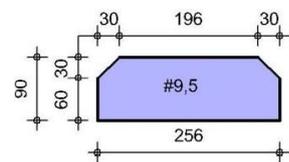
c) Chapa base.



d) Chapa lateral.



e) Chapa frontal

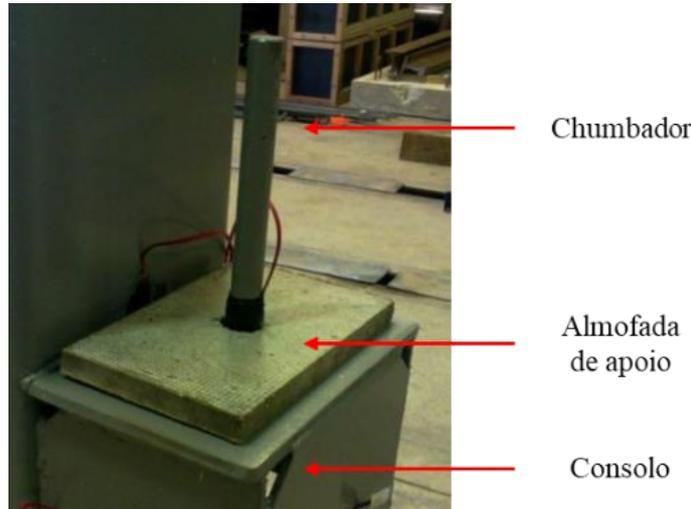


f) Enrijecedor.

Fonte: Adaptado de Bezerra (2011).

As almofadas de apoio, Figura 3-4, possuem 250 mm x 150 mm x 25 mm e foram confeccionadas através da mistura de argamassa modificada com adição de vermiculita, látex de estireno-butadieno, fibras de polipropileno e superplastificante.

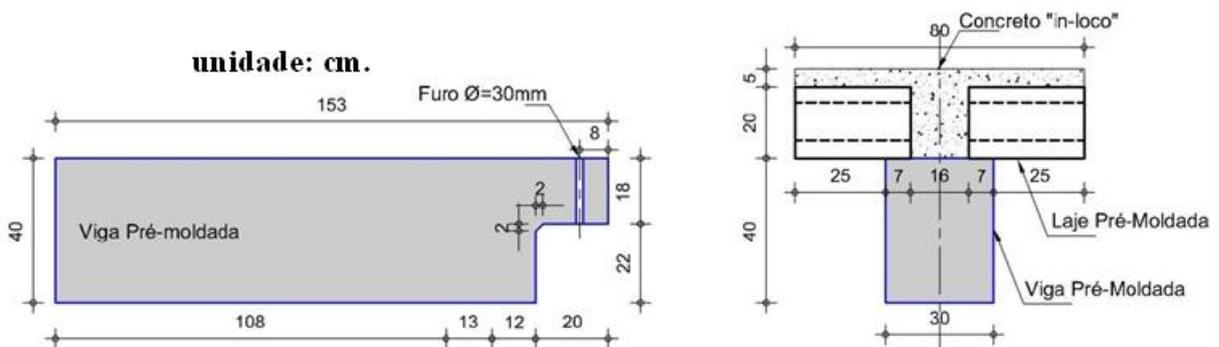
Figura 3-4 - Almofada de apoio.



Fonte: Adaptado de Bezerra (2011).

As vigas são compostas por viga pré-moldada de seção parcial com dente Gerber, laje alveolar e capa de concreto moldado no local para solidarização da armadura. O trecho pré-moldado, composto por concreto com resistência à compressão de 56 MPa, possui 1530 mm de comprimento com seção transversal de 300 mm x 180 mm na região do dente Gerber e 300 mm x 400 mm no restante do comprimento. Além disso, essa seção conta com um furo de 30 mm de diâmetro para a passagem do chumbador. O trecho da laje e da capa possuem seção transversal com 800 mm de largura e 250 mm de altura (200 mm da laje e 50 mm da capa). A laje alveolar e a capa de concreto foram fabricadas com concreto com resistência à compressão de 39 MPa e 50 MPa, respectivamente. O detalhamento da viga e da laje é apresentado na Figura 3-5.

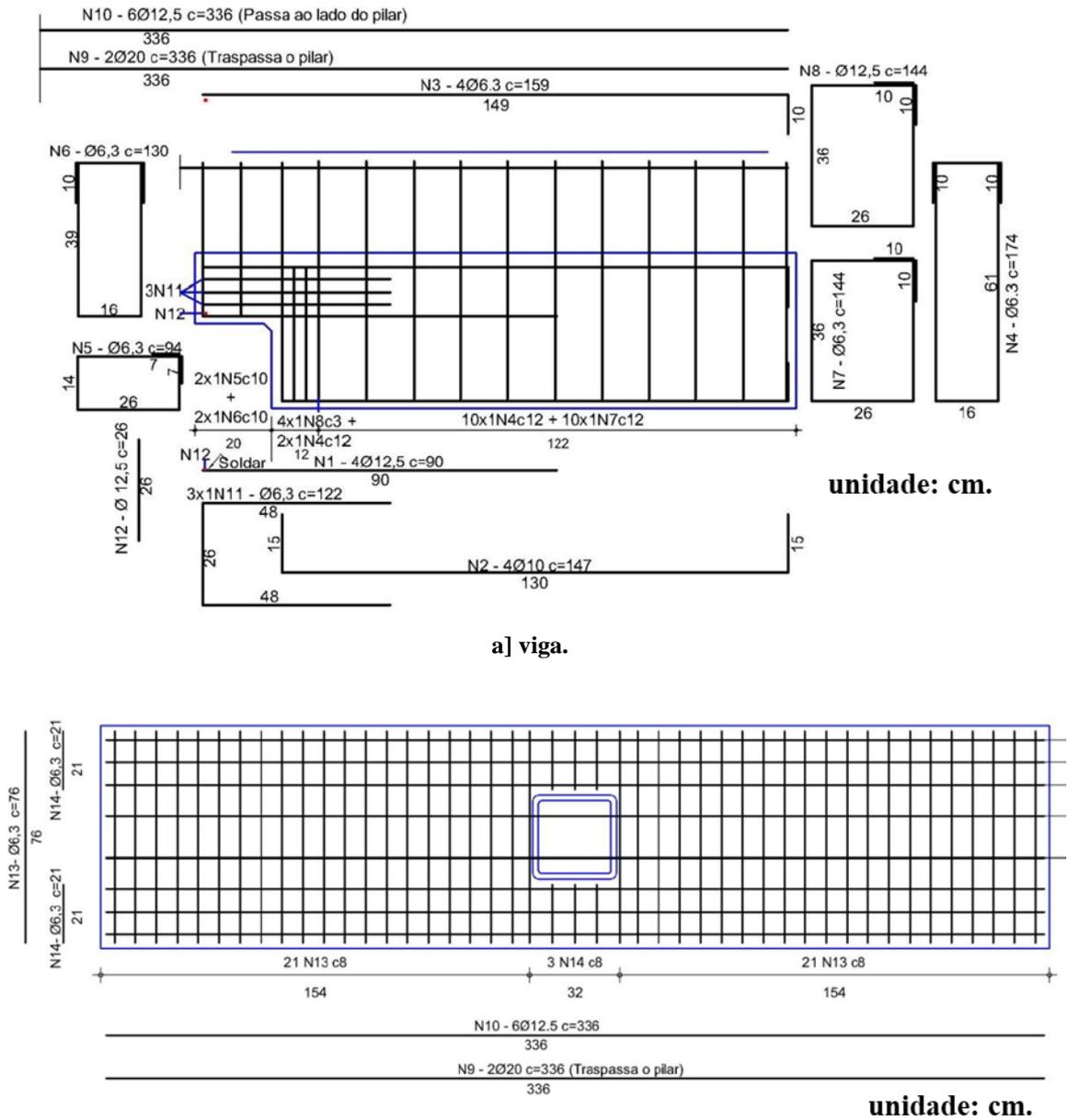
Figura 3-5 - Dimensões da viga e laje.



Fonte: Bezerra (2011).

A viga pré-moldada de concreto possui armadura de flexão (positiva e negativa), cisalhamento e costura, além da armadura do tirante na região do dente Gerber. As armaduras negativas da viga foram divididas de modo que parte das mesmas atravessassem o pilar (46%) enquanto as demais fossem dispostas nas laterais do pilar (54%). A parte superior da laje ainda conta com barras transversais dispostas de modo a formar uma tela. O detalhamento descrito anteriormente é apresentado na Figura 3-6.

Figura 3-6 - Detalhamento da armadura.

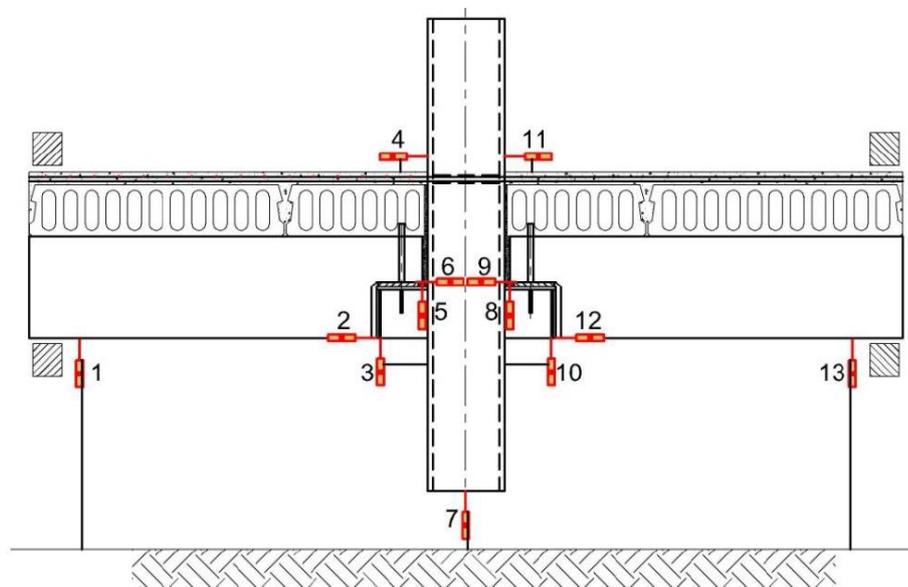


Fonte: Bezerra (2011).

3.1.2 Instrumentação

Para verificar o comportamento da ligação viga-pilar ensaiada foram dispostos extensômetros elétricos de resistência (*strain gauges*) e transdutores de deslocamento em pontos estratégicos, Figura 3-7. Serão apresentados neste tópico apenas os pontos instrumentados que serviram de parâmetros para a validação do modelo numérico desenvolvido, que são: deslocamento do pilar, rotação da ligação e deformação das armaduras negativas que atravessam o pilar.

Figura 3-7 - Disposição dos transdutores de deslocamento.



Fonte: Bezerra (2011).

O deslocamento do pilar que compunha a ligação foi determinado através da diferença das medições do transdutor 7 com a média das medições dos transdutores 1 e 13.

Os resultados apresentados por Bezerra (2011) contemplam a obtenção da rotação do modelo com base na linha neutra teórica da viga quando solicitada tanto para momento fletor positivo quanto para negativo. No entanto, Bezerra (2011) salienta que o cálculo das rotações apresenta valores aproximados, haja vista que com o decorrer do ensaio, devido aos processos de fissuração do concreto e plastificação da armadura, a posição da linha neutra pode sofrer alterações.

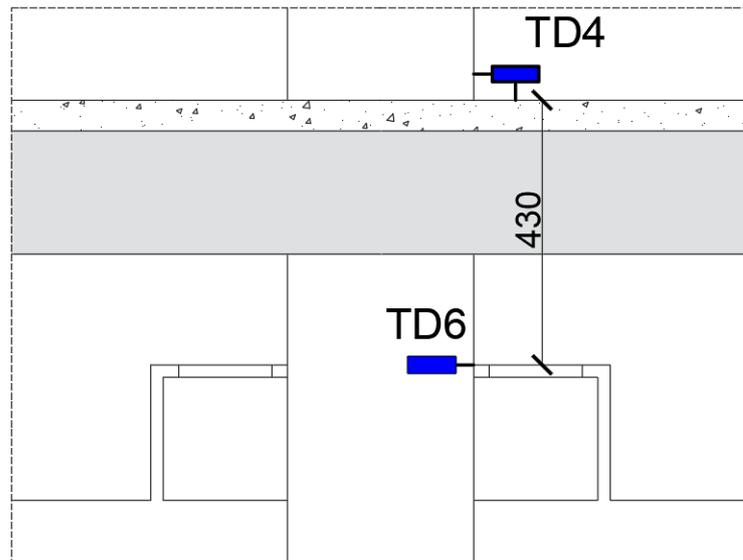
Dessa forma, em virtude das incertezas e cálculos adicionais na utilização da linha neutra teórica, optou-se por determinar a rotação da ligação nesta pesquisa com base nos

deslocamentos aferidos pelos transdutores de deslocamento da extremidade superior da capa de concreto (TD4 e TD11) e na parte inferior da viga pré-moldada na região do dente Gerber (TD6 e TD9), conforme já realizado em outras pesquisas na área. Sendo assim, as rotações foram calculadas de acordo com a Equação 3.1 com base no esquema apresentado na Figura 3.8.

$$\theta = \frac{\text{média}(TD4, TD11) - \text{média}(TD6, TD9)}{430 \text{ mm}}$$

Equação 3.1

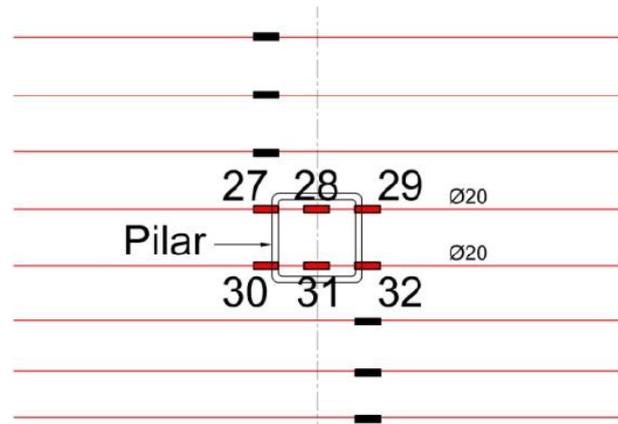
Figura 3-8 - Configuração considerada para o cálculo da rotação da ligação viga-pilar.



Fonte: Adaptado de Bezerra (2011).

As armaduras, Figura 3-9, que atravessavam o pilar tiveram suas deformações determinadas em três pontos cada: uma no centro do núcleo de concreto e duas em pontos próximos à face externa dos pilares. Já as armaduras que passavam ao lado do pilar foram instrumentadas em pontos paralelos à face externa do pilar.

Figura 3-9 - Disposição dos extensômetros na armadura negativa.



Fonte: Bezerra (2011).

3.1.3 Esquema de ensaio

O esquema de ensaio adotado por Bezerra (2011), Figura 3-10, contava com um modelo cruciforme da ligação, onde o carregamento era aplicado no topo do pilar misto preenchido que estava conectada ao atuador enquanto as extremidades inferior e superior das vigas ficaram apoiadas.

Figura 3-10 - Esquema de ensaio.



Fonte: Bezerra (2011).

A estrutura ensaiada foi submetida a um carregamento cíclico composto por 16 ciclos divididos em quatro grupos. A ruína prevista para o modelo ensaiado era a plastificação da armadura negativa ou falha na região do chumbador (rompimento ou deslizamento), sem descartar a possibilidade da ocorrência de uma falha não prevista inicialmente.

Por fim, vale destacar que o modelo físico foi solicitado ao momento fletor negativo até que houvesse a formação de um patamar sem acréscimos significativos dos esforços resistentes, sendo então invertida a solicitação e finalizado o ensaio quando o momento solicitado por momento fletor positivo já não suportasse mais acréscimos de esforços.

3.2 Modelo Numérico

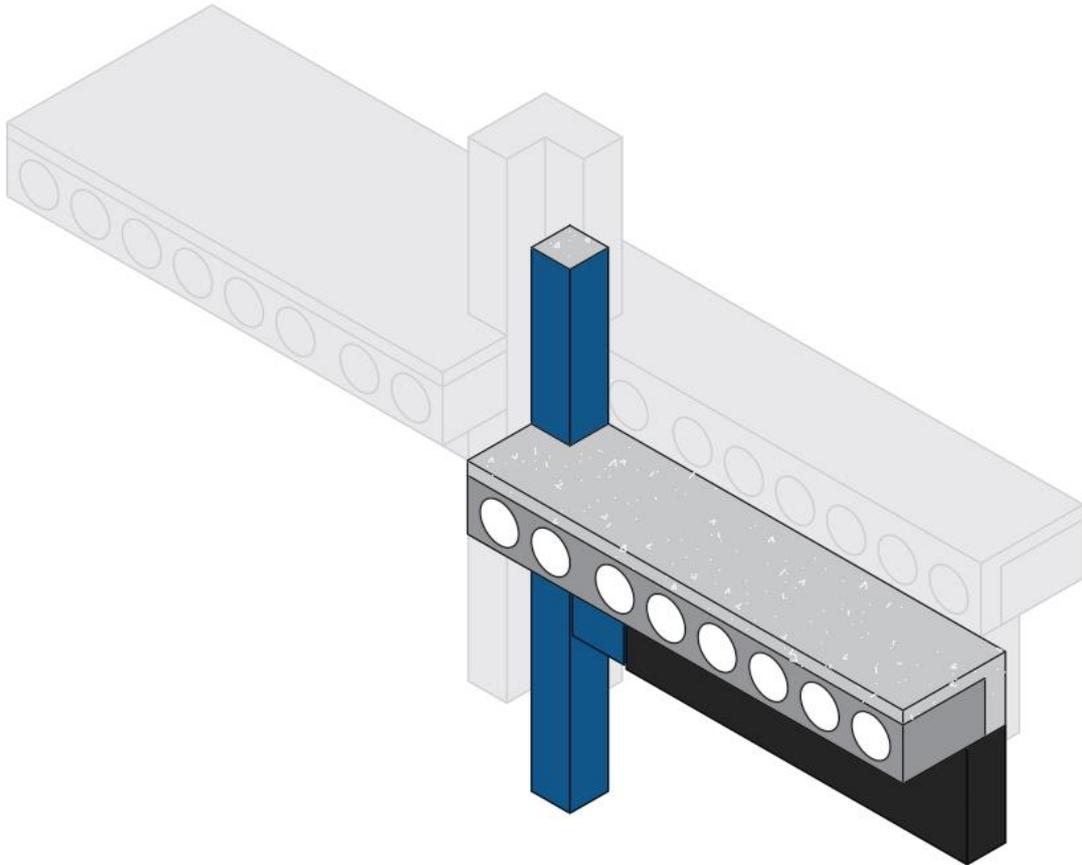
O modelo numérico utilizado no presente estudo foi construído com o auxílio do *software* DIANA® que utiliza do método dos elementos finitos para a resolução do problema. Além disso, o *software* disponibiliza diversos modelos constitutivos e análises para a representação do modelo estudado.

Nos tópicos a seguir são descritos os aspectos utilizados para a construção do modelo numérico, apresentando geometria, elementos finitos, malha, condições de contorno, processamento e os modelos constitutivos dos materiais utilizados

3.2.1 Geometria

A escolha da geometria do modelo utilizado foi feita com base em duas importantes premissas: menor custo computacional e boa representatividade do modelo físico de referência. Tendo isso em mente, optou-se por representar apenas $\frac{1}{4}$ do modelo em razão dos seus dois eixos de simetria, Figura 3-11. Desta forma, foi possível reduzir consideravelmente o tempo de processamento do modelo numérico sem afetar sua representatividade.

Figura 3-11 - Geometria com dupla simetria.



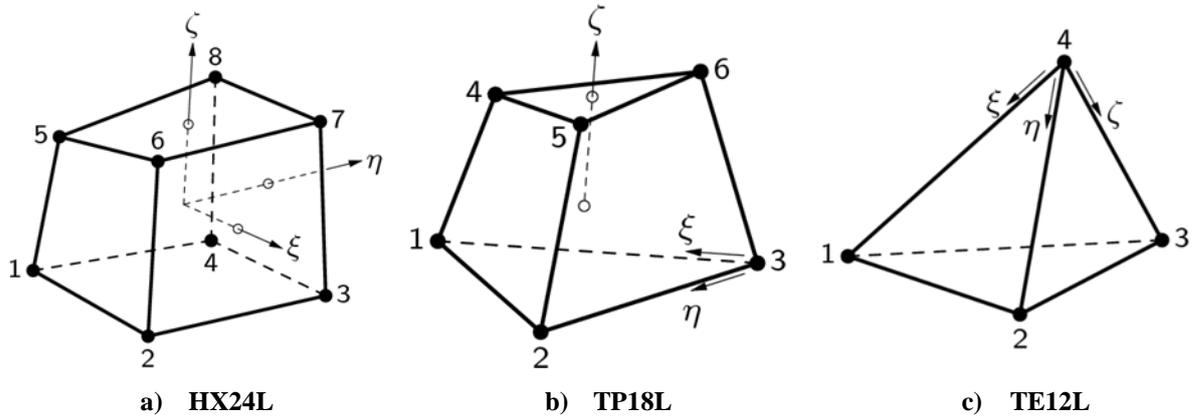
Fonte: o Autor (2021).

3.2.2 Elementos finitos

A escolha dos elementos finitos para a representação do modelo físico é uma etapa de suma importância em estudos numéricos. Sua definição deve ser criteriosa, a fim de garantir que o elemento finito escolhido seja capaz de representar adequadamente os componentes presentes no objeto de estudo. Além disso, vale destacar que a presença de diferentes tipos de elementos finitos no modelo se deu pela geração automática da malha de elementos finitos por parte do software DIANA® em virtude da complexidade do modelo a ser representado.

Para a representação dos elementos de concreto (núcleo, viga, laje e capa), almofada, chumbador e o bloco de carregamento foram utilizados os elementos finitos sólidos: HX24L – elemento “*brick*” isoparamétrico de oito nós, TP18L – elemento “*wedge*” isoparamétrico de seis nós e TE12L – elemento tetraédrico isoparamétrico de 4 nós, Figura 3.12. Ambos elementos possuem função de interpolação linear e três graus de liberdade de translação por nó: u_x , u_y e u_z .

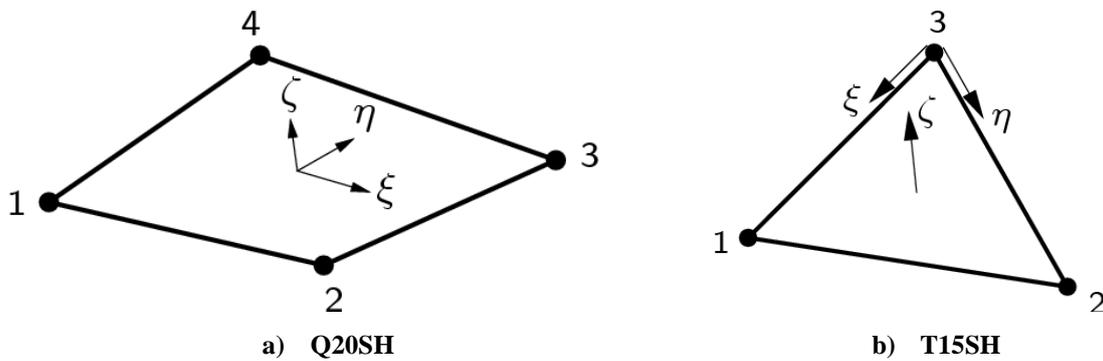
Figura 3-12 - Elementos sólidos.



Fonte: DIANA (2020).

As chapas de aço que compõem o perfil tubular e consolo foram representados no modelo numérico com os elementos finitos de casca curva isoparamétrico quadrangular de quatro nós, Q20SH, e triangular de três nós, T15SH, Figura 3-13. Ambos possuem função de interpolação linear e cinco graus de liberdade por nó: três translações (u_x , u_y e u_z) e duas rotações (ϕ_x e ϕ_y).

Figura 3-13 - Elemento de casca curva Q20SH.

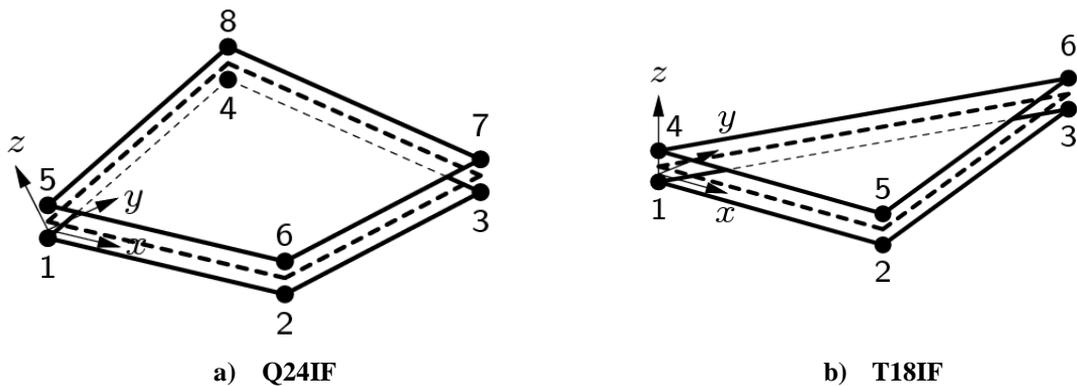


Fonte: DIANA (2020).

A interface entre os elementos conectados foi representada pelos elementos de interface plano de aproximação linear Q24IF de 4 + 4 nós e T18IF de 3 + 3 nós, Figura 3-14. Tais elementos representam a interação entre dois planos de um modelo tridimensional, permitindo que haja movimentação entre os elementos nas direções paralela e perpendicular ao

plano da interface. Estes elementos possuem três graus de liberdade por nó: três translações (u_x , u_y e u_z).

Figura 3-14 - Elemento de interface Q24IF



Fonte: DIANA (2020).

Por fim, a armadura que compõem a estrutura analisada foi representada pelo *reinforcement*. O *reinforcement* é um recurso do DIANA® que enrijece o elemento finito que ele atravessa, semelhante ao funcionando da armadura em elementos de concreto armado. Além disso, foi considerada a aderência perfeita entre tal recurso e os elementos no entorno.

Cabe ressaltar que o *reinforcement* **não** é classificado como um tipo elemento finito, porém foi tratado neste tópico apenas por questão de organização ao apresentar a representação de todos os componentes que constituem o modelo.

3.2.3 Malha de elementos finitos

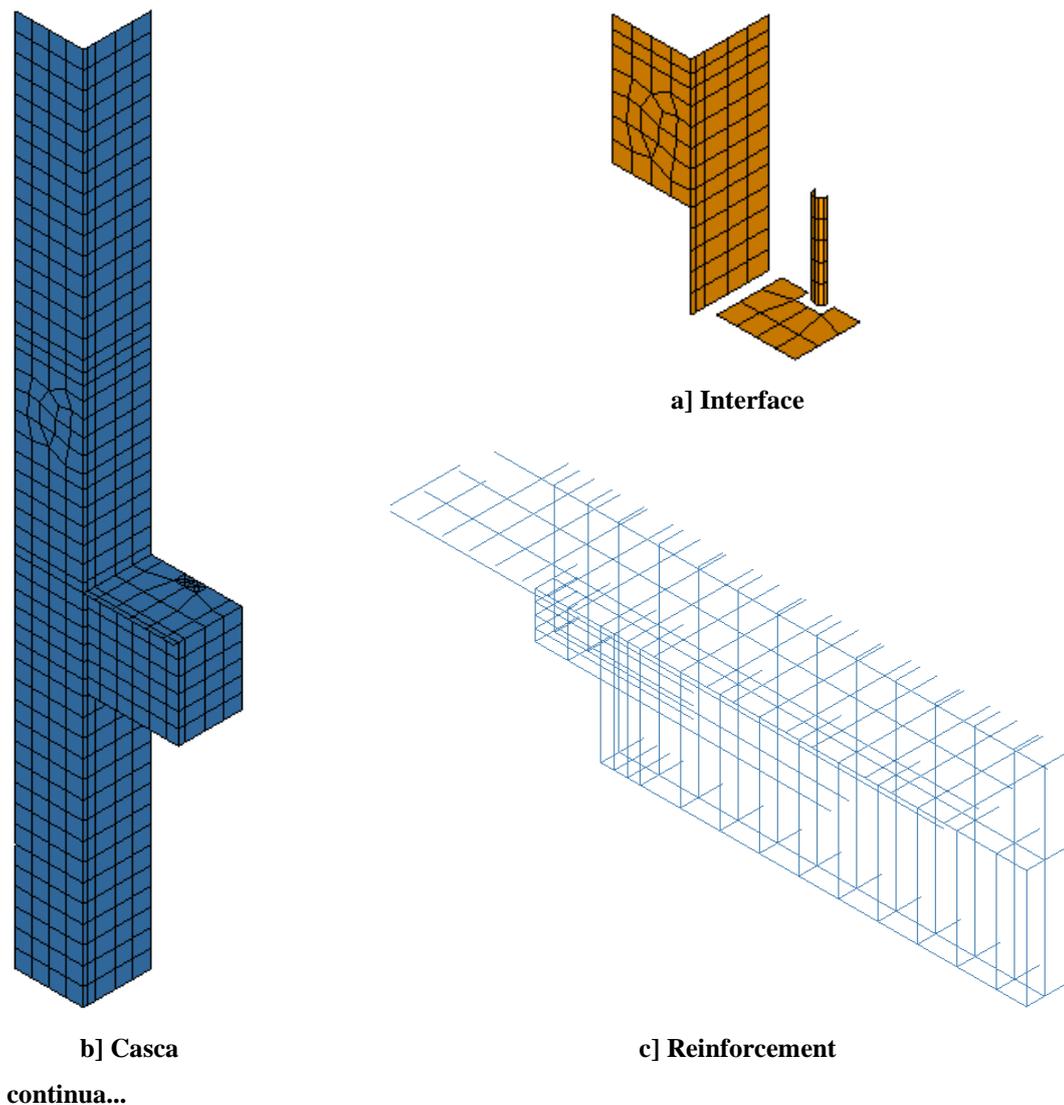
Inicialmente foi realizado um estudo da densidade de malha do modelo de elementos finitos com o intuito de encontrar um modelo que atendesse às premissas citadas no início do capítulo: menor custo computacional e boa representatividade. Sendo assim, foi adotada uma malha com 40mm de lado para todos os elementos. No entanto, devido a geometria do modelo, algumas regiões ficaram com elementos de diferentes dimensões, porém sempre garantindo que não houvesse elementos muito finos ou muito alongados.

Outro ponto que cabe destacar é o comprimento da malha adotada para o *reinforcement*. Com o estudo da malha e a realização de diversos testes, foi verificado que este

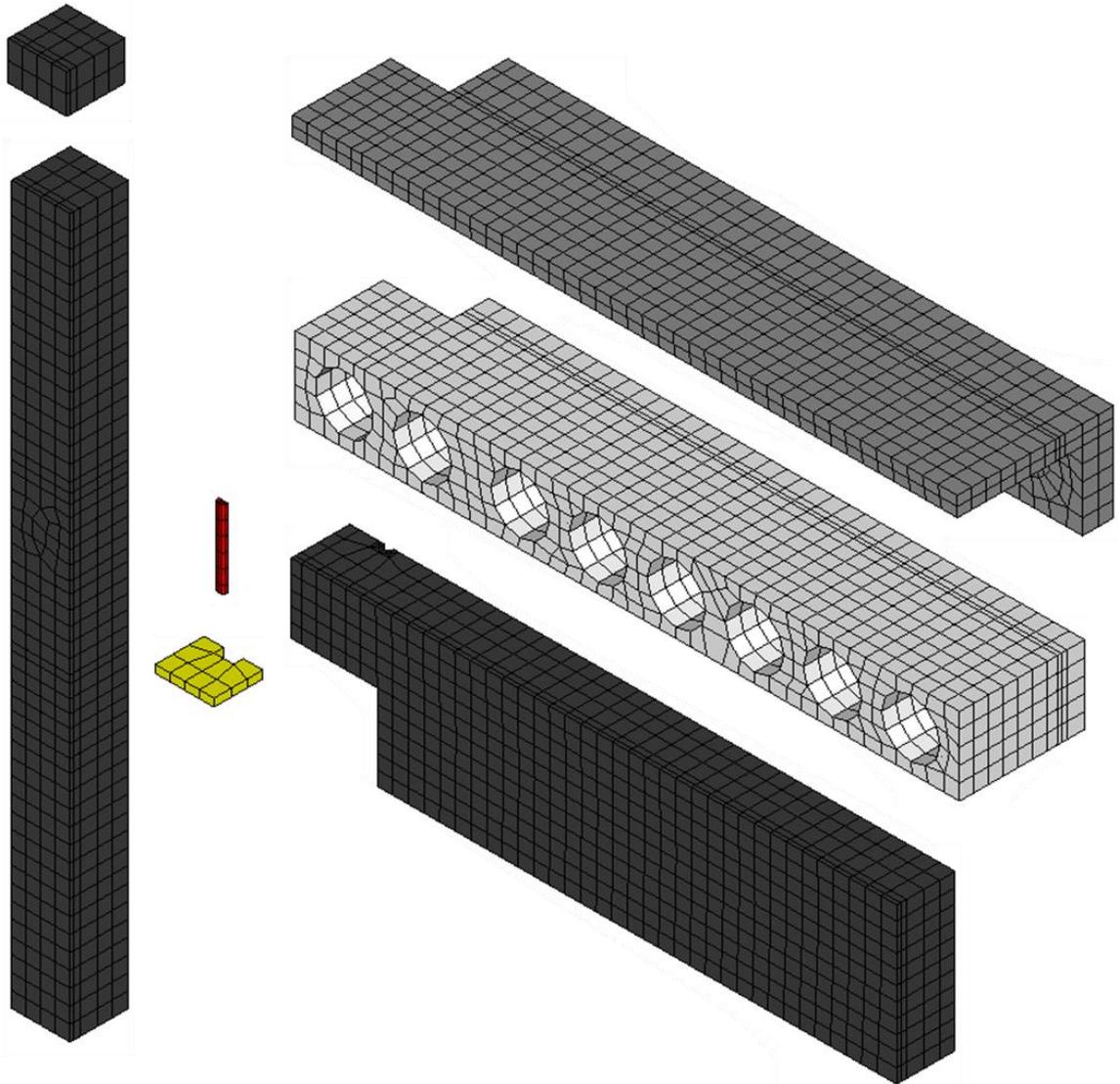
recurso apresenta grande influência no tempo de processamento do modelo. Desta forma, optou-se por adotar uma malha menos refinada para estes elementos em pontos de menor influência no modelo numérico de modo que a representatividade do modelo não fosse prejudicada. Para todas as barras longitudinais do modelo foi adotada uma malha de 50mm de comprimento enquanto que nas demais foram adotados elementos com 100 mm de comprimento.

Desta forma, a malha de elementos finitos gerada para o estudo possui 7144 elementos e 10088 nós. A Figura 3-15 apresenta a malha de elementos finitos final utilizada neste estudo.

Figura 3-15 - Malha de elementos finitos.



continuação...



d] sólidos

Fonte: o Autor (2021).

3.2.4 Condições de contorno

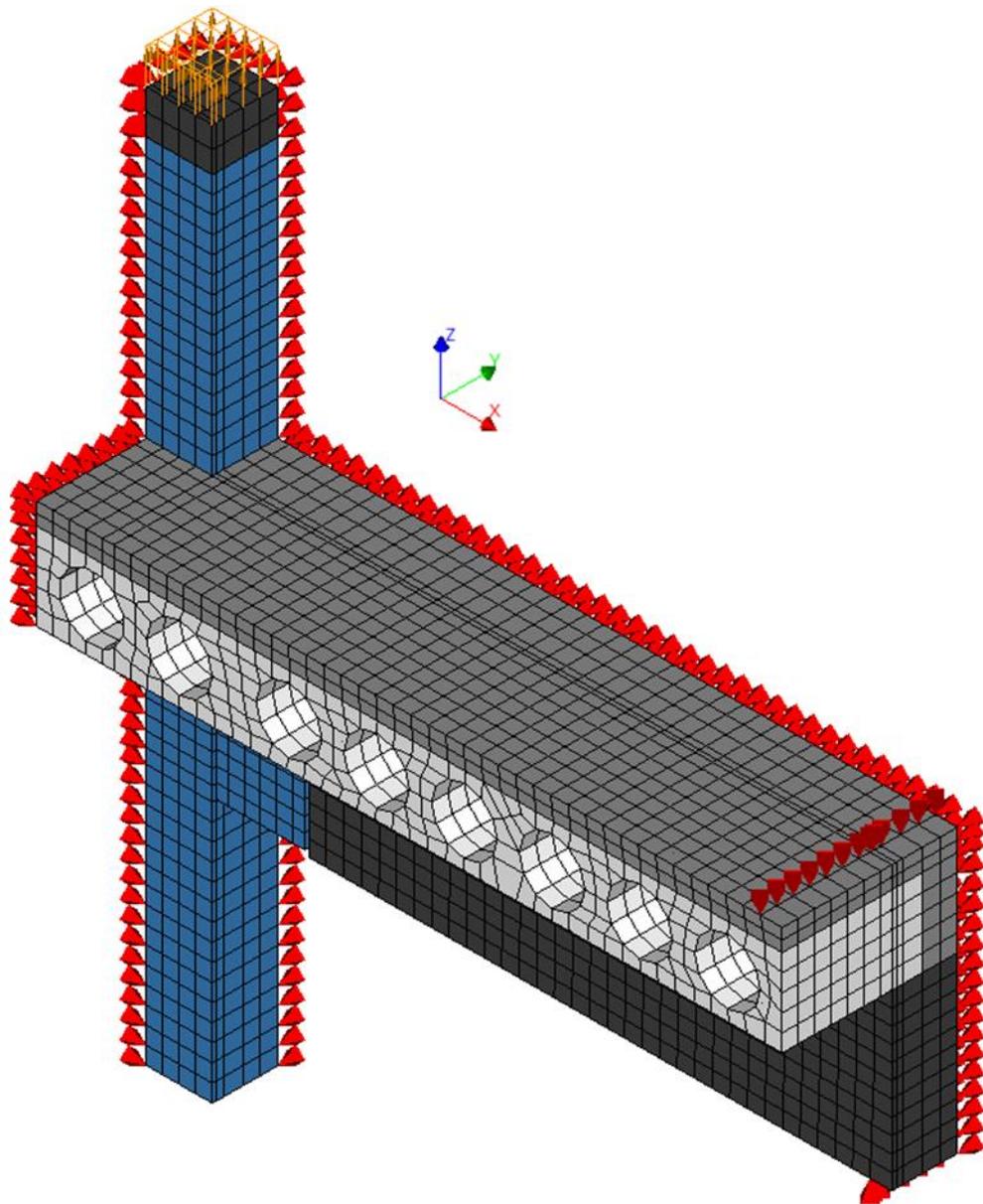
Conforme mencionado no tópico 3.2.1, o modelo numérico foi criado levando em consideração dupla simetria. Tendo isso em mente, no plano de simetria YZ foi realizado o travamento de todos os nós na direção X enquanto que no plano de simetria XZ foi realizado o travamento de todos os nós na direção Y.

O centro de apoio das vigas foi considerado a 1,5 m de distância da face do pilar central. Nessa região, todos os nós da parte inferior da viga pré-moldada e na parte superior da capa de concreto tiveram seus deslocamentos restringidos na direção Z.

O carregamento atuante no modelo foi aplicado no bloco de carregamento rígido situado acima do pilar misto preenchido, semelhante ao modelo experimental.

A Figura 3-16 apresenta as condições de contorno adotadas.

Figura 3-16 - Condições de contorno do modelo numérico.



Fonte: o Autor (2021).

3.2.5 Modelos Constitutivos

3.2.5.1 Concreto

Dentre os diversos modelos constitutivos para representação do comportamento do concreto disponibilizados pelo DIANA®, optou-se pela utilização de um modelo de fissuração distribuída, no qual o concreto é tratado como um meio contínuo durante todo o processamento e o efeito da fissuração é tratado com alterações nas equações constitutivas do concreto. O modelo utilizado foi o *Total Strain Crack Model*, proposto inicialmente por Vecchio e Collins (1986) em seu estudo com base na teoria do campo modificado de compressão. Tal modelo, considera o comportamento do concreto sujeito à tração e compressão através da relação tensão x deformação.

O *Total Strain Crack Model* apresenta duas abordagens para a consideração da propagação de fissuras no material: *fixed* (fixa) e *rotate* (rotacional). No modelo *rotate* a relação tensão x deformação é analisada com base nas direções principais do vetor de deformação, além de permitir que a fissura mude sua direção durante a sollicitação. Por outro lado, no modelo *fixed* a relação tensão x deformação é avaliada com base em um referencial fixo em relação a fissura e a mudança na direção da fissura só ocorre em ângulos de 90°. Para o presente trabalho, foi adotado o *Total Strain Rotating Crack Model*.

Em todos os modelos constitutivos, são necessários os parâmetros lineares do concreto: módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson. Para o trecho não-linear do concreto, o DIANA® disponibiliza uma extensa lista de leis constitutivas pré-definidas para a representação do comportamento do concreto submetido tanto à tração quanto à compressão. Desta forma, optou-se pela representação do comportamento do concreto tracionado através do modelo de amolecimento exponencial e o modelo parabólico para o concreto sujeito a compressão, Figura 3-17.

Para a definição dos modelos utilizados, são necessários os seguintes parâmetros de entrada: resistência à tração, energia de fratura à tração, largura de banda de fissuração, resistência à compressão e energia de fratura à compressão.

Figura 3-17 - Modelos constitutivos do concreto à tração e à compressão, respectivamente.



Fonte: DIANA (2020).

A energia de fratura, seja à tração ou à compressão, são parâmetros importantes que servem para gerar um efeito de dano irreversível no material. Tais parâmetros podem ser obtidos experimentalmente ou através de formulações na literatura. Neste trabalho, ambas propriedades foram determinadas por cálculo teórico. A energia de fratura à tração foi determinada com base na formulação da CEB 1990, Equação 3.2, que relaciona este parâmetro com a resistência à compressão do concreto e dimensão máxima média do agregado utilizado. No caso da energia de fratura à compressão, existem diversos estudos que estimam este parâmetro com base na energia de fratura à tração. Para este trabalho, a energia de fratura à compressão foi estimada como 50 vezes a energia de fratura à tração, Equação 3.3, referente ao limite inferior sugerido por Feenstra e Borst (1993).

$$G_f = G_{f0} \left(\frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)^{0,7} \quad \text{Equação 3.2}$$

$$G_c = G_f * 50 \quad \text{Equação 3.3}$$

A largura de banda de fissuração tem como objetivo retirar a dependência do modelo constitutivo do concreto em relação a malha de elemento finitos utilizada. O DIANA® fornece modelos de cálculo para a determinação deste parâmetro e, também, possibilita que o usuário defina manualmente. Para o modelo numérico desenvolvido, foi adotada largura de banda de fissuração igual a 40 mm.

A Tabela 3-2 apresenta um resumo das propriedades dos concretos que compõem o modelo numérico.

Tabela 3-1 – Parâmetros dos concretos utilizados no modelo numérico.

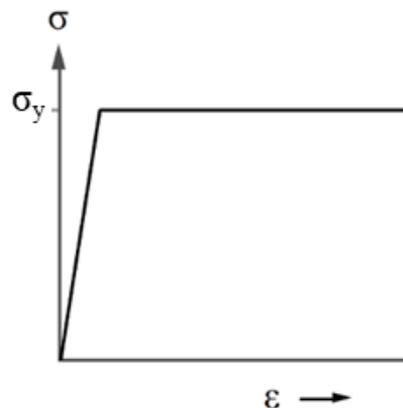
Parâmetro	Núcleo	Viga	Laje	Capa
Módulo de elasticidade (GPa)	32,69	39,37	34,78	39,54
Coefficiente de poisson	0,2	0,2	0,2	0,2
Modelo constitutivo	TS Rotate	TS Rotate	TS Rotate	TS Rotate
Curva de tração	Exponencial	Exponencial	Exponencial	Exponencial
Resistência à tração (MPa)	2,51	3,70	2,13	3,01
Energia de fratura à tração (N/mm)	0,1282	0,1163	0,09	0,1063
Largura de banda de fissuração (mm)	40,0	40,0	40,0	40,0
Curva de compressão	Parabólico	Parabólico	Parabólico	Parabólico
Resistência à compressão (MPa)	64	56	39	49
Energia de fratura à compressão (N/mm)	6,41	5,82	4,50	5,32

Fonte: o Autor (2021).

3.2.5.2 Aço

O modelo constitutivo adotado para o aço foi o elastoplástico perfeito, no qual o material deixa de suportar acréscimos de esforços após o escoamento, Figura 3.18. Dos critérios de plastificação disponíveis, optou-se pela utilização do critério de Von Mises que é aplicado a materiais dúcteis. Os parâmetros necessários para a definição deste comportamento são módulos de elasticidade, coeficiente de Poisson e tensão de escoamento. A Tabela 3-3 apresenta um resumo dos parâmetros aplicados aos componentes de aço do modelo numérico.

Figura 3-18 - Modelo elastoplástico do aço.



Fonte: DIANA (2020).

Tabela 3-2 - Parâmetros dos aços utilizados no modelo numérico.

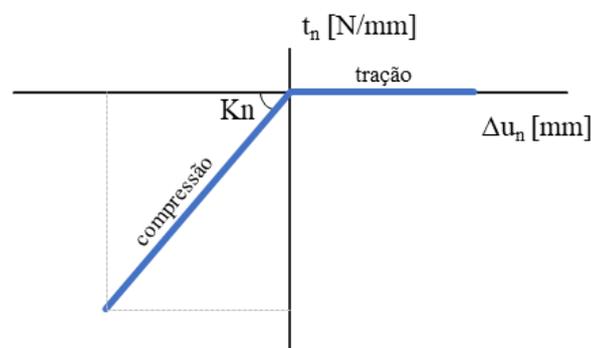
Aço	Diâmetro / Espessura [mm]	Módulo de elasticidade (GPa)	Coefficiente de poisson	Modelo constitutivo	Tensão de escoamento (MPa)
CA-50	6,3	210	0,3	Von Mises	723
	10	210			643
	12,5	210			629
	20	210			606
Chumbador	25	179		Elastoplástico	179
Chapa	6,3	216		Perfeito	309
	9,5	220			259
	12,5	223			260

Fonte: o Autor (2021).

3.2.5.3 Interface

O modelo constitutivo não-linear foi adotado para todas as interfaces: pilar-viga, viga-almofada e viga-chumbador. Tal modelo permite a consideração de comportamento diferente quando a interface está solicitada à tração ou compressão. Desta forma, optou-se pelo comportamento “*no-tension*”, Figura 3-19, no qual a interface apresenta rigidez elevada quando comprimida e permite a separação das faces conectadas quando solicitada à tração, ou seja, rigidez nula. Este comportamento é obtido a partir da definição de um valor máximo de separação entre as faces conectadas, a partir do qual a rigidez normal inicial é reduzida por um fator previamente estabelecido. Já a rigidez tangencial, referente ao deslizamento entre os planos, foi adotada com valor constante durante toda análise.

Figura 3-19 - Comportamento não-linear da rigidez normal da interface.



Fonte: o Autor (2021).

A Tabela 3-4 apresenta os parâmetros das interfaces adotadas no modelo numérico.

Tabela 3-3 - Propriedades das interfaces do modelo numérico.

Interface	Viga / Pilar	Viga / Almofada	Chumbador / Viga
Modelo constitutivo	Não-Linear	Não-Linear	Não-Linear
Rigidez normal [MPa/mm]	60	30	80
Rigidez tangencial x [MPa/mm]	0,01	0,45	0,01
Rigidez tangencial y [MPa/mm]	0,01	-	-
Abertura mínima [mm]	0	0	0
Fator de redução	0	0	0

Fonte: o Autor (2021).

3.2.5.4 Almofada de apoio e Bloco de carregamento

Para a representação da almofada de apoio e do bloco de carregamento foi adotado o modelo elástico linear. A Tabela 3-5 apresenta as propriedades adotadas para tais componentes da estrutura.

Tabela 3-4 - Propriedades da almofada de apoio e do bloco de carregamento.

Parâmetros	Almofada	Bloco
Modelo constitutivo	Linear	Linear
Módulo de elasticidade (GPa)	17,4	10000
Coefficiente de Poisson	0,2	0,3

Fonte: o Autor (2021).

3.2.6 Processamento

Após a realização de diversos testes nos quais foram verificados a representatividade do modelo e o tempo de processamento, a análise não-linear do modelo numérico foi realizada através do método Quase-Newton com critério de convergência em deslocamento com tolerância de 10^{-2} , valor padrão fornecido pelo DIANA®.

Diferentemente do modelo físico, o estudo numérico foi realizado com a aplicação de carregamento monotônico através de incrementos de força. Foram utilizados incrementos de

2,5 kN quando o modelo estava sujeito a momento fletor negativo e 0,5 kN quando sujeito a momento fletor positivo.

Com base no que é exposto ao final do tópico 3.1.3 a respeito da tendência da formação de um patamar no nível de carregamento aplicado, a representação do modelo solicitado por carregamento cíclico poderia ser uma situação difícil e dispendiosa de se representar no modelo numérico com carregamento cíclico, pois a perda da capacidade resistente faz com que haja a interrupção do processamento devido a não convergência do modelo. Desta forma, seria necessário um reprocessamento a fim de determinar o comportamento da ligação na direção contrária.

Diante o exposto, essa decisão foi tomada de modo que fosse possível estudar a capacidade máxima resistente da estrutura quando solicitada tanto por momento fletor positivo quanto negativo.

3.2.7 Comentários sobre as considerações adotadas no modelo numérico

Neste tópico são discutidas algumas das considerações/simplificações adotadas na construção do modelo numérico.

- *Enrijecedores internos do pilar*

Com base nos resultados do modelo experimental estudado por Bezerra (2011), foi observado que não há deslizamento significativo entre o tubo de aço e o núcleo de concreto do pilar. Desta forma, optou-se por não representar tais componentes no modelo numérico e considerar a aderência perfeita entre o aço e o concreto.

- *Alvéolos da laje*

Na construção dos primeiros modelos, a porção referente a laje alveolar foi considerada maciça, sem a representação dos alvéolos. Entretanto, tal consideração fez com que o modelo numérico apresentasse rigidez consideravelmente superior ao modelo experimental quando sujeito a momento fletor positivo. Desta forma, uma das soluções adotadas foi a consideração dos alvéolos circulares presentes nas lajes. No modelo numérico criado, os alvéolos foram considerados completamente vazados por toda a extensão da laje.

- *Chumbador*

Outro ponto bastante relevante na criação do modelo numérico foi o modo adotado para a representação do chumbador. Tal escolha passou por três etapas até ser definida a representação final do mesmo. Primeiramente, foi considerado o chumbador como um elemento de viga com área equivalente à seção circular, porém a estrutura apresentou rigidez elevada. No segundo momento, o chumbador passou a ser representado por elementos sólidos sem interfaces, mas ainda assim o modelo apresentava elevada rigidez, principalmente nos primeiros níveis de carregamento. Por fim, a solução foi a utilização de uma interface entre o chumbador e o concreto da viga que permitiu uma melhor representatividade do modelo numérico.

- *Modelo interface entre o chumbador e o concreto da viga*

Em ligações viga-pilar compostas por chumbadores, o atrito entre o aço do chumbador e o concreto da viga desempenham um papel fundamental no comportamento deste componente, sendo indicado um modelo de interface que faça a consideração do coeficiente de atrito, como o modelo *Coulomb Friction* disponível no *software* DIANA®, para a representação deste mecanismo. Entretanto, o chumbador utilizado no modelo experimental possuía superfície lisa a qual também recebeu pintura, formando uma superfície com menor atrito. Desta forma, optou-se pela consideração da interface com modelo não-linear por ser mais simples e com menos parâmetros que o modelo de *Coulomb Friction*.

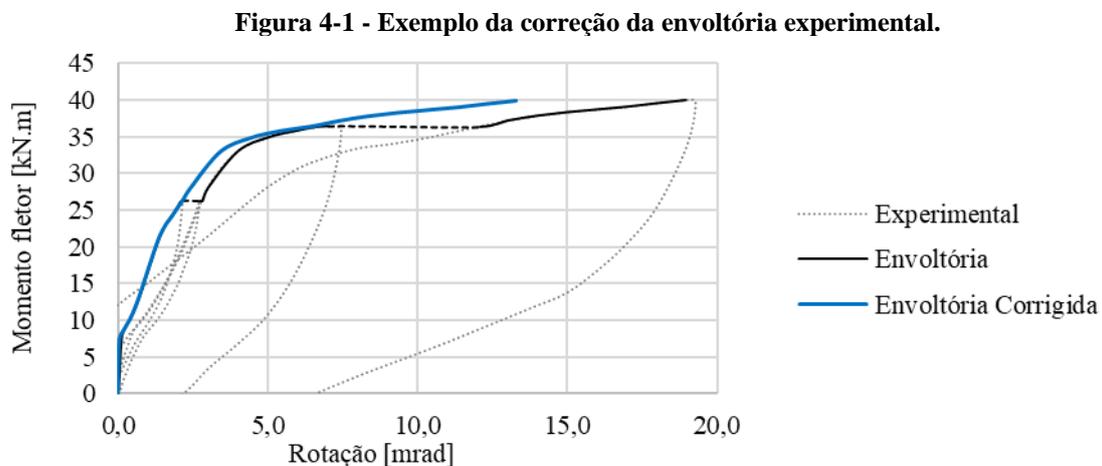
4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

O presente capítulo apresenta a análise e discussão dos resultados obtidos com a elaboração do modelo numérico no *software* DIANA®. Para este fim, o capítulo foi dividido em três partes: 1ª – apresentação da validação do modelo numérico desenvolvido, 2ª – a extrapolação do estudo experimental desenvolvido por Bezerra (2011) através de uma análise paramétrica e 3ª – classificação da rigidez da ligação viga-pilar comparando o sistema de classificação da ABNT NBR 9062:2017 e o EUROCODE 3 (2005).

4.1 Validação do modelo numérico

A etapa de validação visa identificar a representatividade do modelo numérico com base nos resultados do modelo experimental que é tomado como referência. Para isso, foram comparadas as curvas força x deslocamento e momento x rotação para ambos os sentidos de solicitação e a curva momento x deformação da armadura quando a ligação estava submetida a momento fletor negativo. Além disso, foram analisados parâmetros visuais como o padrão de fissuração do modelo e a abertura da ligação na região entre o graute e o pilar.

Como o modelo experimental estava submetido a um carregamento cíclico, a análises dos resultados obtidos no modelo numérico foram realizadas em comparação com as envoltórias experimentais corrigidas, onde são descontados os saltos entre os ciclos de carregamento ocasionados pela acomodação do modelo semelhante ao realizado por Miotto (2002), conforme exemplifica a Figura 4-1.



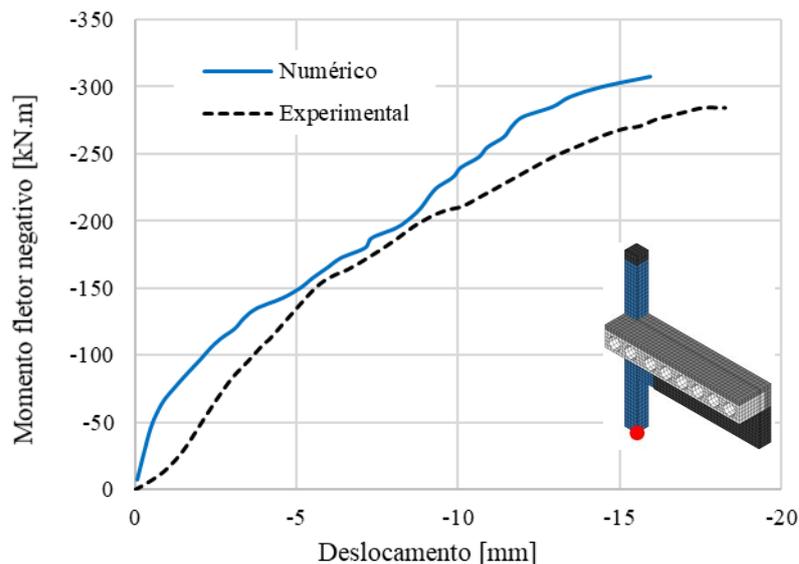
Fonte: Adaptado e Bezerra (2011).

Para que o modelo fosse considerado satisfatório e representativo, o mesmo deveria ser capaz de apresentar comportamento semelhante ao modelo físico de referência. Além disso, para os parâmetros com valores numéricos como a capacidade resistente e rigidez à rotação da ligação, foi adotada uma margem de erro de 10% em relação aos resultados experimentais.

4.1.1 Modelo solicitado ao momento fletor negativo

Para a análise da curva momento fletor x deslocamento do modelo numérico, o deslocamento do modelo foi medido em um ponto na base do pilar e a força determinada com base nos incrementos de carga aplicados. Já o momento fletor foi obtido pelo produto da força no apoio pela sua distância até a face do pilar (1,5 m). Desta forma, obteve-se o gráfico apresentado na Figura 4-2.

Figura 4-2 – Momento fletor negativo x Deslocamento.



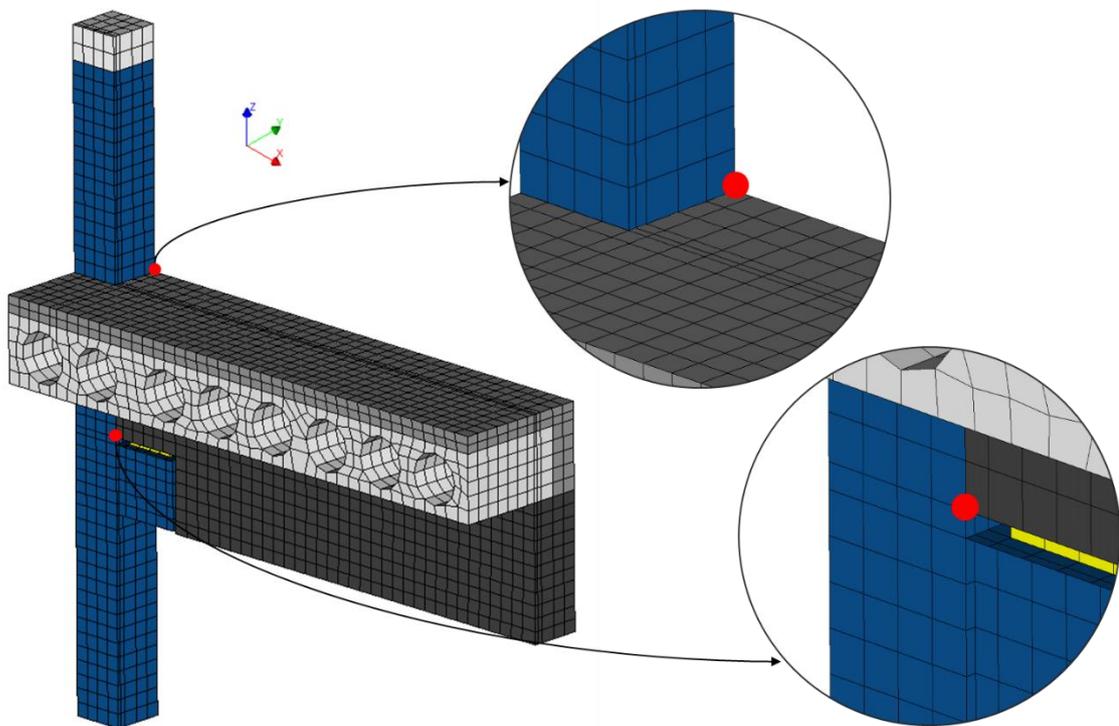
Fonte: o Autor (2021).

Da Figura 4-2, percebe-se que o modelo numérico se mostrou mais rígido que o modelo experimental, sempre apresentando menores deslocamentos para um mesmo nível de carregamento. Além disso, é possível destacar a maior rigidez do modelo numérico no início do carregamento, que pode ser decorrente da acomodação do modelo físico durante a realização do ensaio em laboratório. Em relação a capacidade resistente, o modelo numérico apresentou

momento fletor negativo máximo de 307,5 kN.m, sendo 7,95% maior que o momento fletor negativo máximo resistido pelo modelo experimental.

Para a análise da curva momento fletor x rotação, a rotação do modelo numérico foi calculada da mesma maneira que foi descrita no tópico 3.1.2. Dessa forma, na parte superior da ligação foi considerado o deslocamento relativo entre o nó do topo da capa de concreto e o nó da face do pilar, enquanto na parte inferior foi utilizado o deslocamento relativo entre o nó inferior do graute e o nó da face do pilar, ambos na direção X. A Figura 4-3 apresenta os pontos anteriormente citados no modelo numérico.

Figura 4-3 - Nós do modelo numérico utilizados como referência para o cálculo da rotação.



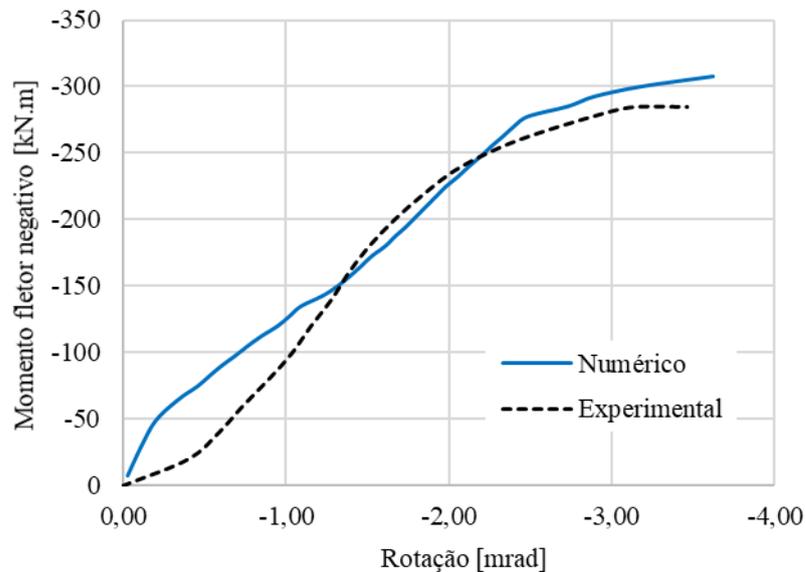
Fonte: o Autor (2021).

Obtida a rotação do modelo, foi possível realizar o comparativo das curvas momento fletor x rotação, Figura 4-4. Percebe-se que as mesmas apresentam boa correlação a partir de momentos fletores da ordem de 150 kNm, sendo possível observar a perda de rigidez em ambos os modelos com o início da formação de um patamar, na qual uma pequena variação de momentos fletores solicitantes acarretam grandes rotações. Além disso, é possível notar mais uma vez a rigidez superior do modelo numérico nos primeiros níveis de solicitação. Foram realizados diversos testes a fim de obter uma rigidez inicial mais próxima do modelo

experimental, porém o modelo acabava sempre apresentando capacidade resistente e rigidez à rotação muito pequenas quando comparado ao ensaio completo.

Conforme já mencionado, esta tipologia de ligação é semelhante às que são comumente empregadas em estruturas pré-moldadas, com exceção do pilar misto preenchido central e consolo de aço. Desta forma, é possível realizar um comparativo da rigidez de ambos os modelos, experimental e numérico, através da determinação da rigidez secante apresentada na ABNT NBR 9062:2017, com base no instante em que se inicia a plastificação da armadura negativa. Com isso, a rigidez à rotação do modelo numérico foi de 112,53 kN.m/mrad, sendo 6,96% superior à rigidez à rotação do modelo físico.

Figura 4-4 - Momento fletor negativo x Rotação.



Fonte: o Autor (2021).

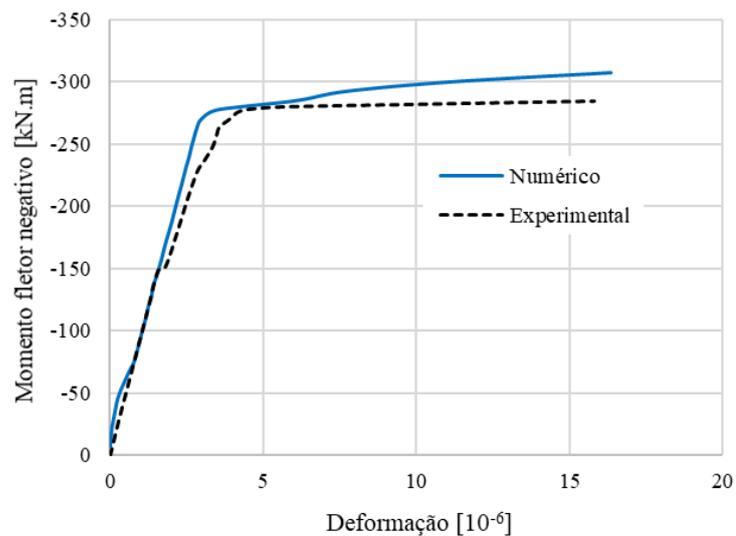
A Tabela 4-1 apresenta resumidamente uma comparação dos modelos numérico e experimental quando solicitados a momento fletor negativo. Nota-se que a maior variação foi de 7,95%, observada no momento fletor negativo resistente do modelo, ficando evidente que o modelo numérico representa satisfatoriamente o modelo físico de referência quando analisados tais parâmetros.

Tabela 4-1 - Variações do modelo numérico e experimental – momento fletor negativo.

	Momento fletor [kN.m]	Δ (%)	Rigidez [kN.m/mrad]	Δ (%)
Negativo	Experimental	284,85	105,21	6,96%
	Numérico	307,5	112,53	

Fonte: o Autor (2021).

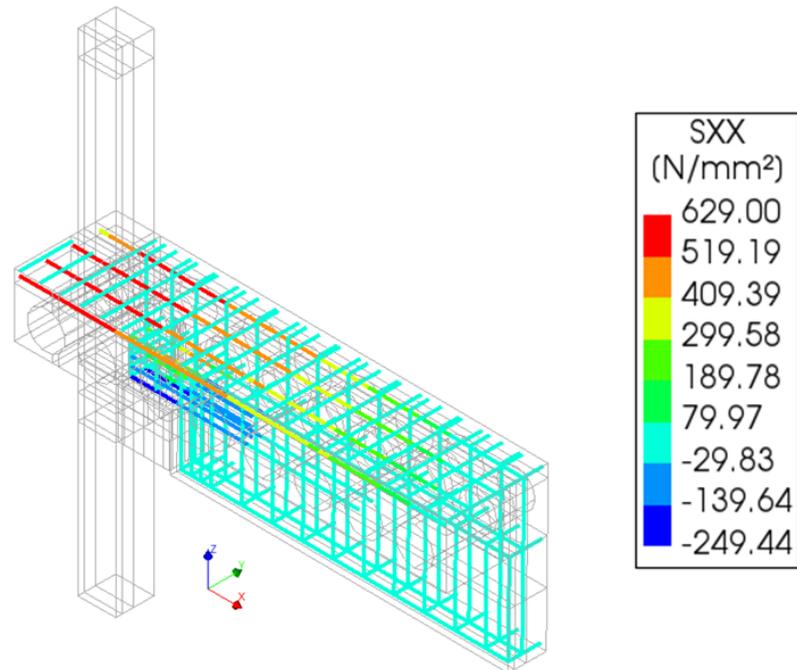
A Figura 4-5 apresenta uma comparação das curvas momento fletor negativo x deformação da armadura de continuidade da ligação. Nota-se que as curvas quase se sobrepõem nos estágios iniciais do carregamento além de apresentarem um patamar bem definido, confirmando o limite da capacidade resistente dos modelos numérico e experimental devido ao escoamento das armaduras negativas da ligação viga-pilar.

Figura 4-5 - Momento fletor negativo x Deformação na armadura de continuidade.

Fonte: o Autor (2021).

Em complemento às informações do parágrafo anterior, a Figura 4-6 apresenta o panorama de tensões nas armaduras do modelo numérico no último passo de carga, onde é possível verificar que ocorre a plastificação de todas as barras negativas do modelo limitado à região compreendida entre a face do pilar central e a face consolo.

Figura 4-6 - Tensão nas armaduras do modelo numérico.



Fonte: o Autor (2021).

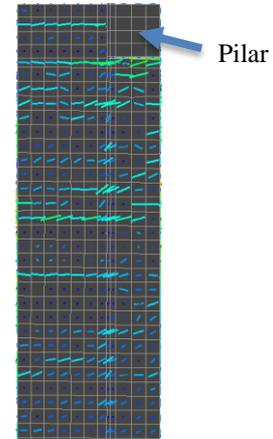
Quanto às demais barras, observam-se uma tensão máxima de compressão nos tirantes presentes do dente Gerber da viga pré-moldada de concreto. No entanto, tal componente apresentou uma tensão máxima de 249 MPa, sendo consideravelmente inferior à tensão de escoamento (629 MPa) encontrada no ensaio de caracterização do material.

Outro parâmetro interessante de se comparar é o padrão de fissuração apresentado pelo modelo. Para isso, foi tomado como referência o último nível de carregamento de ambos. Assim como no modelo físico, o modelo numérico apresentou elevada fissuração na parte superior do concreto da capa (Figura 4-7-a e 4-7-b) e pouca fissuração na região do dente Gerber da viga pré-moldada (Figura 4-7-c e 4-7-d), confirmando a boa representatividade do modelo numérico desenvolvido. Tal configuração confirma a subutilização da viga pré-moldada conforme afirma Bezerra (2011).

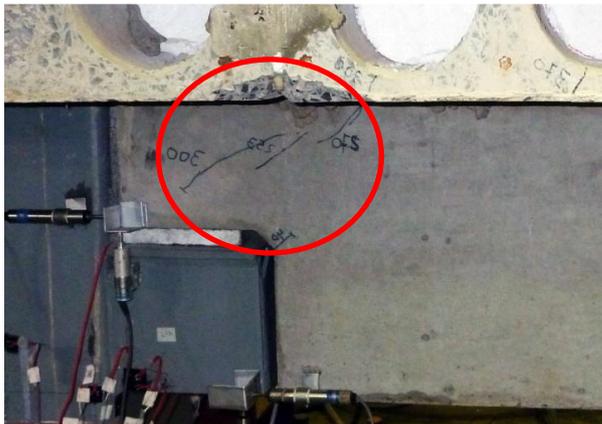
Figura 4-7 - Padrão de fissuração dos modelos experimental e numérico.



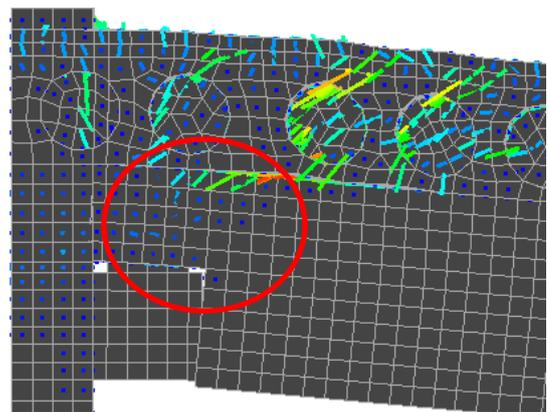
a) Fissuração na capa de concreto do modelo experimental.



b) Fissuração na capa de concreto do modelo numérico.



c) Fissuração no dente Gerber da viga pré-moldada do modelo experimental.

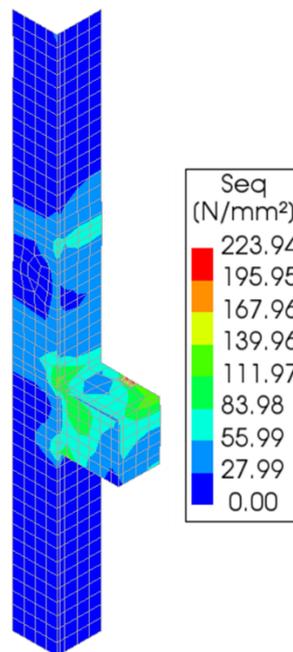


d) Fissuração no dente Gerber da viga pré-moldada do modelo numérico.

Fonte: Adaptado de Bezerra (2011) e o Autor (2021).

De acordo com os resultados presentes em Bezerra (2011), não há deformações consideráveis nos componentes de aço que compõem o tubo e o consolo do modelo. Este fato é também observado no modelo numérico, Figura 4-8, no qual é possível notar que nenhum destes componentes atingem a tensão de escoamento do material.

Figura 4-8 – Panorama de tensões de Von Mises no último passo de carga no tubo e consolo do modelo numérico.



Fonte: o Autor (2021).

Além disso, o modelo numérico permite analisar pontos adicionais aos que foram instrumentados nos ensaios, como é o caso da concentração de tensões na chapa de aço onde é soldado o chumbador, na união do consolo com o tubo metálico e na região na qual atravessa a armadura de continuidade. Entretanto, em nenhuma das regiões citadas acima o material chegou a atingir sua tensão de escoamento.

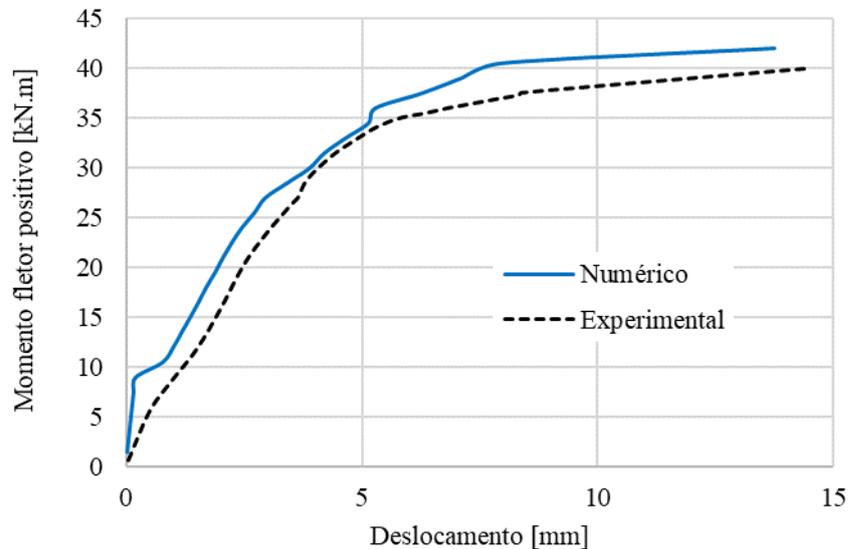
Ao final, pode-se concluir que o modelo numérico desenvolvido representa de modo satisfatório o modelo físico de referência quando solicitado por momento fletor negativo, ao apresentar níveis semelhantes de momento fletor máximo, rigidez à rotação, o padrão de fissuração e a deformação da armadura de continuidade, que por sua vez, caracteriza o modo de falha da ligação estudada.

4.1.2 Modelo solicitado ao momento fletor positivo

Iniciando a análise do modelo pela curva momento fletor x deslocamento, Figura 4-9, nota-se novamente que o modelo numérico apresenta rigidez superior ao modelo experimental durante todo carregamento aplicado. Em relação ao momento fletor positivo máximo resistido,

o modelo numérico atingiu 42 kN.m, sendo 5,26% superior ao modelo experimental cujo momento fletor positivo máximo foi de 39,9 kN.m.

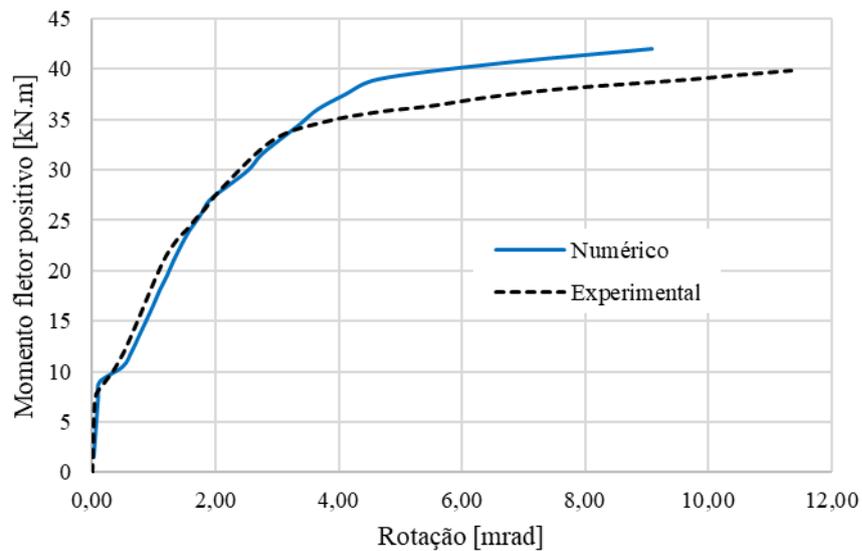
Figura 4-9 - Momento fletor positivo x Deslocamento



Fonte: o Autor (2021).

A obtenção da curva momento fletor positivo x rotação foi realizada da mesma maneira quando a ligação era solicitada a momento fletor negativo, conforme apresentado anteriormente na Figura 4-10. Obtida a curva momento fletor x rotação e comparando-a com a envoltória do modelo experimental, percebe-se que até o momento fletor de aproximadamente 35 kN.m existe boa correlação entre os modelos durante grande parte do carregamento aplicado.

A fim de analisar a rigidez à rotação da ligação quando solicitada a momento fletor positivo, este parâmetro foi determinado como sendo o coeficiente angular da reta que tangencia o segundo trecho da curva momento fletor x rotação, assim como realizado no trabalho de Miotto (2002), situado entre as duas grandes perdas de rigidez da ligação durante a solicitação. Dessa forma, a rigidez apresentada pelo modelo numérico foi de 8,25 kNm/mrad, sendo 5,17% inferior ao modelo experimental que foi de 8,70 kNm/mrad.

Figura 4-10 - Momento fletor positivo x Rotação.

Fonte: o Autor (2021).

A Tabela 4-2 apresenta um resumo comparativo do momento fletor máximo e rigidez à rotação quando a ligação é solicitada por momento fletor positivo.

Tabela 4-2 - Variações do modelo numérico e experimental – momento fletor positivo.

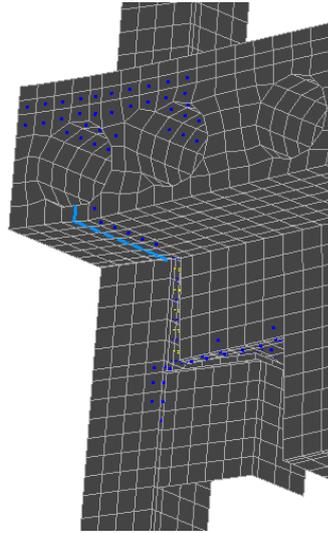
	Momento fletor [kN.m]	Δ (%)	Rigidez [kN.m/mrad]	Δ (%)
Positivo	Experimental	39,9	8,70	-5,17%
	Numérico	42,0	8,25	

Fonte: o Autor (2021).

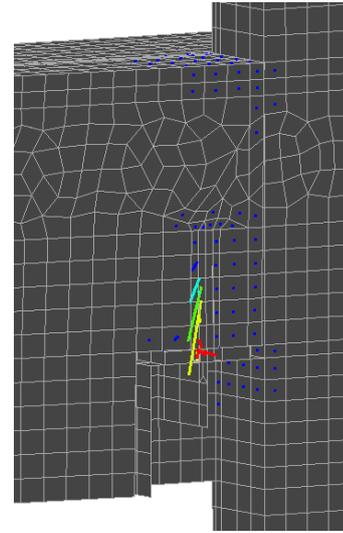
Assim como era esperado, a armadura presente na parte superior da ligação não foi solicitada significativamente, haja vista que este não é um componente resistente para a ligação submetida a tal esforço solicitante.

Analisando agora o panorama de fissuração do modelo numérico, Figura 4-11, nota-se o aparecimento de fissuras na região próxima ao chumbador e na parte inferior da laje alveolar. Desta forma, fica evidente a subutilização de grande parte dos componentes da ligação na contribuição à resistência frente ao momento fletor positivo, conforme também destaca Bezerra (2011).

Figura 4-11 - Panorama de fissuração do modelo numérico solicitado a momento fletor positivo.



a) Fissuras na parte inferior da laje alveolar.



b) Fissuras na parte interna da ligação próxima ao chumbador.

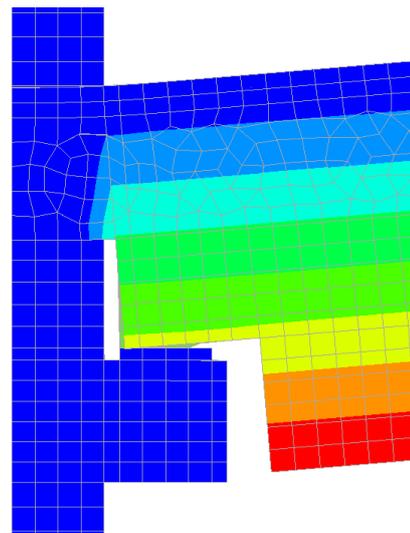
Fonte: o Autor (2021).

De acordo com Bezerra (2011), a perda da capacidade resistente da ligação deu-se a elevada abertura entre o graute e o pilar central, Figura 4-12-a. Tal abertura foi assimétrica, sendo de 3,1 mm no lado esquerdo e 9,3 mm no lado direito da ligação. Este fenômeno também foi verificado no modelo numérico, com abertura da interface na ordem de 4,1 mm.

Figura 4-12 - Comparativo da abertura da interface entre o pilar e a viga.



a) Abertura da interface do modelo experimental.



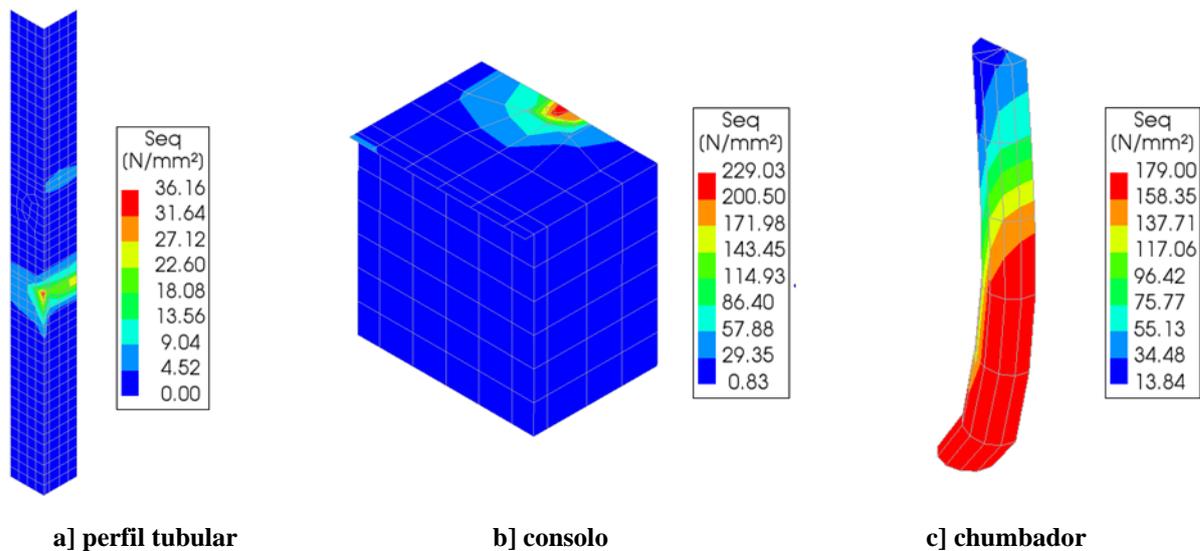
b) Abertura da interface do modelo numérico.

Fonte: o Autor.

No modelo numérico foi observado que grande parte da seção do chumbador já havia atingido a tensão de escoamento. Este fato também demonstra um dos modos de falha do modelo experimental e numérico, haja vista que o chumbador é um dos componentes responsáveis pela capacidade resistente desta tipologia de ligação quando solicitada a momento fletor positivo.

Analisando o panorama de tensões nos componentes de aço ao final do processamento do modelo numérico, Figura 4-12, observa-se que o tubo não foi solicitado de maneira significativa durante todo o carregamento. Quanto ao chumbador, como já mencionado, o mesmo atingiu sua tensão de escoamento em grande parte da seção. Já para o consolo, percebe-se que o mesmo está sujeito a uma tensão máxima de 229 MPa o que confirma que tal componente não havia atingido o escoamento (260 MPa).

Figura 4-13 - Panorama de tensões de Von Mises no último passo de carga do modelo numérico.



Fonte: o Autor (2021).

Diante o exposto, fica evidente que o modelo numérico desenvolvido também representa de maneira adequada e satisfatória o comportamento da ligação viga-pilar proposta por Bezerra (2011), com base nos critérios definidos no início do capítulo, quando solicitado a momento fletor positivo, principalmente no que diz respeito ao momento fletor máximo, rigidez à rotação e modo de falha através do escoamento do chumbador em conjunto com a elevada fissuração da parte inferior da laje alveolar e da abertura da interface entre o graute e a face do pilar.

4.2 Análise paramétrica

Validado o modelo numérico proposto, dá-se início a análise paramétrica. Para a realização desta etapa do trabalho, a escolha dos parâmetros estudados foi feita com base em estudos anteriores já realizados em ligações com tipologias semelhantes. Desta forma, os parâmetros selecionados para este estudo foram: 1 – taxa de armadura negativa, 2 – disposição da armadura negativa, 3 – altura da laje, 4 – diâmetro do chumbador e 5 – quantidade de chumbadores.

A análise paramétrica foi realizada através da variação do momento fletor máximo e da rigidez à rotação e, desta forma, foram utilizadas apenas as curvas momento fletor x rotação de ambos sentidos de solicitação

Além do exposto anteriormente, vale destacar que enquanto determinado parâmetro era analisado os demais permaneciam constantes com o intuito de isolar a influência do parâmetro estudado no comportamento do modelo.

4.2.1 Taxa de armadura

O primeiro parâmetro analisado foi a taxa de armadura longitudinal negativa do modelo. Para essa análise, foi tomado cuidado de utilizar taxas de armadura além dos limites mínimos e máximos definidos pela ABNT NBR 6118:2014 a fim de evitar uma ruptura frágil do modelo e dificuldade executiva do elemento estrutural no momento da concretagem. Sendo assim, optou-se por analisar taxas de armadura entre 0,25% a 1,50% da área de concreto.

Assim como no modelo experimental e numérico validado, na análise paramétrica foi mantida a mesma disposição e proporção da taxa de armadura que passa nas laterais do pilar e que o atravessa. Desta forma, 46% da armadura foi disposta na parte central da ligação enquanto 54% na lateral do pilar dividida para a quantidade de barras já existente. A Tabela 4-3 apresenta as configurações analisadas apresentando a área de aço das armaduras que compõem o modelo.

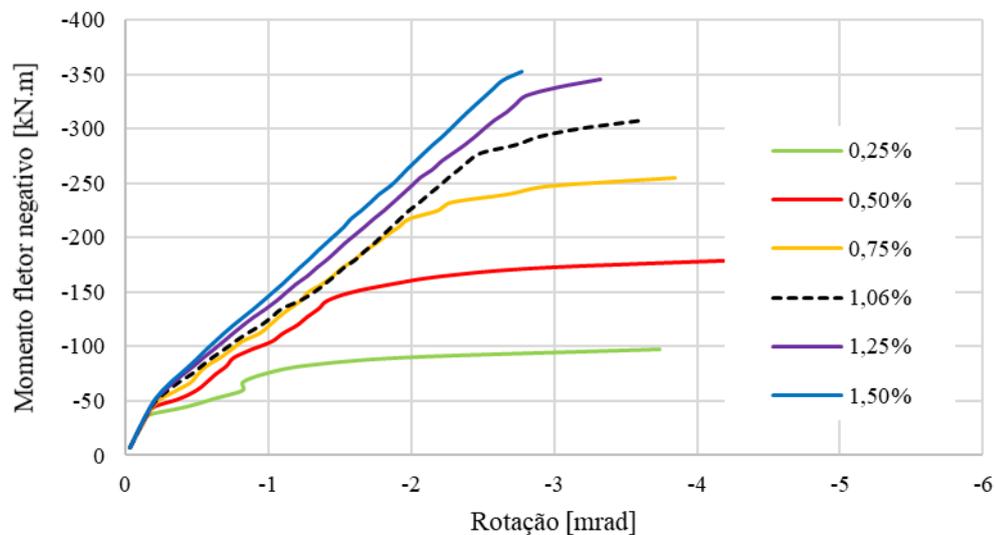
Tabela 4-3 - Áreas de aço para a análise paramétrica da taxa de armadura.

Taxa de armadura	0,25%	0,50%	0,75%	1,06%	1,25%	1,50%
Área de aço central [mm ²]	79	157	236	314	393	471
Área de aço lateral [mm ²]	3x 31	3x 61	3x 92	3x 123	3x 154	3x 184

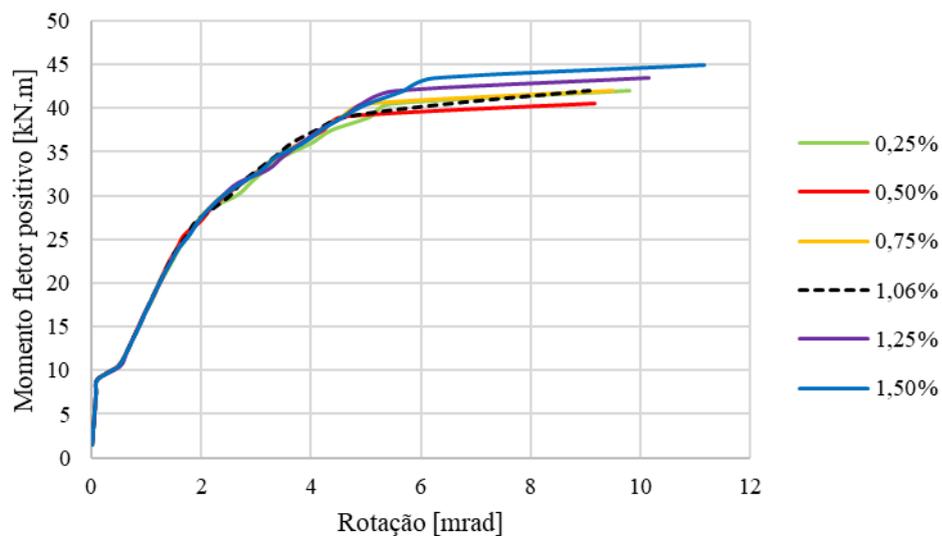
Fonte: o Autor (2021).

Como apresentado na Tabela 4-3, foram analisadas cinco taxas de armadura, sendo duas superiores e três inferiores ao modelo experimental. O modelo experimental, refere-se a taxa de armadura de 1,06%. A Figura 4-14 apresenta os resultados obtidos com a variação da taxa de armadura negativa para as solicitações de momento fletor negativo e positivo, respectivamente.

Figura 4-14 - Influência da taxa de armadura.



a) Momento fletor negativo x rotação.



b) Momento fletor positivo x rotação.

Fonte: o Autor.

Analisando a Figura 4-14-a, é possível notar que a capacidade resistente e rigidez à rotação da ligação solicitada a momento fletor negativo é fortemente influenciada pela taxa de armadura negativa longitudinal. Este fato confirma as informações da literatura referente à relevância deste parâmetro na capacidade resistente e rigidez à rotação neste modelo de ligação viga-pilar, conforme é apresentado na Tabela 4-4 e observado nos estudos realizados por Kataoka, Ferreira e El Debs (2017) e Barlati (2020).

Tabela 4-4 – Influência da taxa de armadura no momento fletor negativo resistente e rigidez à rotação.

Taxa de armadura	Momento fletor negativo [kN.m]	Δ (%)	Rigidez [kN.m/mrad]	Δ (%)
0,25%	97,5	-68,3%	77,27	-31,3%
0,50%	142,5	-53,7%	100,94	-10,3%
0,75%	255,0	-17,1%	109,89	-2,3%
1,06%	307,5	-	112,53	-
1,25%	345,0	12,2%	117,88	4,8%
1,50%	352,5	14,6%	130,57	16,0%

Fonte: o Autor (2021).

Da Tabela 4-4, verifica-se que a redução na taxa de para 0,25% acarreta uma redução considerável no momento fletor negativo máximo em 68,3% e na rigidez à rotação de 31,3%.

Por outro lado, à medida que aumenta a taxa de armadura há um aprimoramento das propriedades da ligação, como no caso do modelo com taxa de armadura de 1,50% no qual houve aumento de 14,6% do momento fletor negativo resistente e 16,0% da rigidez à rotação da ligação. No entanto, o aumento contínuo da taxa de armadura vai se tornando menos expressivo, além de haver uma redução na ductilidade da ligação, onde a simulação é encerrada com menores níveis de deformação. Tomando como referência a variação da taxa de armadura de 1,25% para 1,50%, o aumento do momento fletor negativo máximo é de apenas 2,2%.

Comparando a variação da rigidez à rotação com o momento fletor negativo máximo, verifica-se que o momento fletor negativo resistente se mostrou mais influenciável pelas mudanças na taxa de armadura quando comparada à rigidez à rotação da ligação. Essa situação ocorreu de modo mais expressivo para a taxa de armadura de 0,25%, como já descrito anteriormente.

Verificando agora o comportamento da ligação solicitada por momento fletor positivo, verifica-se que a variação da taxa de armadura não ocasiona mudanças significativas em

nenhuma das propriedades do modelo, seja o momento fletor positivo máximo ou a rigidez à rotação da ligação. Este comportamento é observado pela proximidade das curvas do momento fletor positivo x rotação da Figura 4-14-b até um momento fletor solicitante de 37,5 kNm.

Na Tabela 4-5 são apresentadas as variações do momento fletor positivo máximo e da rigidez à rotação da ligação com a mudança da taxa de armadura negativa.

Tabela 4-5 - Influência da taxa de armadura no momento fletor positivo resistente e rigidez à rotação.

Taxa de armadura	Momento fletor positivo [kN.m]	Δ (%)	Rigidez [kN.m]	Δ (%)
0,25%	42,0	0,0%	7,97	-3,4%
0,50%	40,5	-3,6%	8,15	-1,2%
0,75%	42,0	0,0%	8,26	0,01%
1,06%	42,0	-	8,25	-
1,25%	43,5	3,6%	8,33	1,0%
1,50%	45,0	7,1%	8,52	3,3%

Fonte: o Autor (2021).

Como é possível notar, a maior variação apresentada do momento fletor positivo máximo foi de 7,1% para o modelo com taxa de armadura de 1,50% e de -3,40% para a rigidez à rotação da ligação no modelo com taxa de armadura igual a 0,25%. Desta forma, é confirmado que a taxa de armadura não se mostra um parâmetro relevante no comportamento da ligação analisada quando submetida a momento fletor positivo devido a pequena variação dos parâmetros analisados. Tal comportamento já era esperado, haja vista que a taxa de armadura negativa não constitui um dos componentes resistentes da ligação quando solicitada por momento fletor positivo.

4.2.2 Disposição da armadura negativa

Nesta etapa do trabalho, foi analisada a influência da disposição da armadura negativa que compunha o modelo original. Para isso, a taxa de armadura foi mantida sempre a mesma, além de serem necessárias algumas modificações no projeto da ligação.

O modelo original contava com oito armaduras de continuidade dispostas em uma única camada totalizando uma área de aço de 1366 mm², onde duas destas barras possuíam 20 mm de diâmetro e atravessavam o pilar enquanto as outras seis barras possuíam 12,5 mm de diâmetro e estavam dispostas nas laterais do pilar. Para esta etapa do trabalho foram analisadas

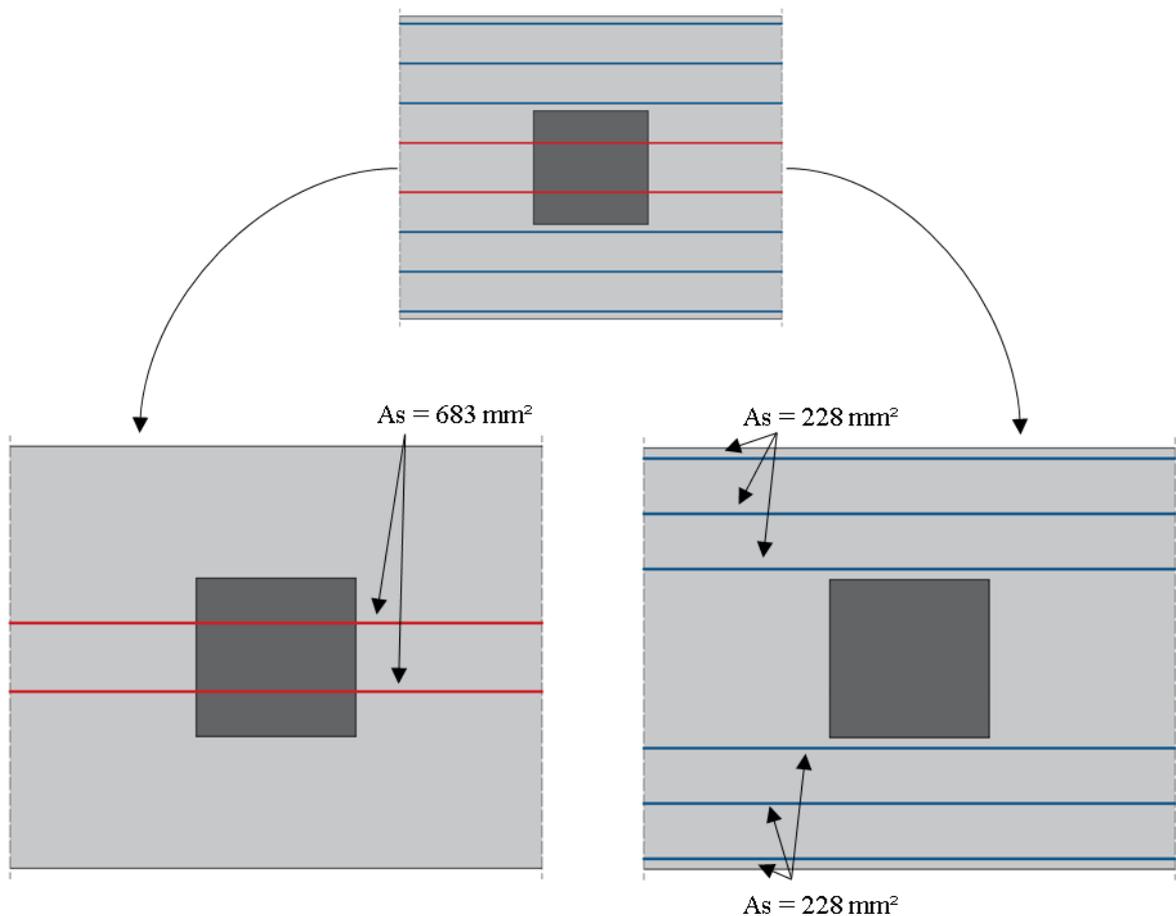
duas configurações distintas onde parte das armaduras foram retiradas e sua área de aço distribuída nas demais barras que permaneciam no modelo.

Para o primeiro modelo foram removidas as armaduras centrais, as duas barras de 20 mm de diâmetro, sendo mantidas apenas as seis barras laterais que agora foram representadas com uma área de aço igual a 228 mm² cada uma, totalizando a área de aço inicial do modelo. O ponto chave desta análise está na praticidade e facilidade da montagem do modelo com armaduras dispostas apenas nas laterais.

Já no segundo modelo foi realizado o processo inverso, onde foram retiradas todas as barras de 12,5 mm de diâmetro situadas nas laterais do pilar e mantidas as armaduras centrais que agora passaram a possuir 683 mm² de diâmetro cada totalizando a área de aço inicial do modelo.

A Figura 4-15 ilustra as configurações apresentadas anteriormente.

Figura 4-15 - Configuração das armaduras dos modelos com armadura central e lateral, respectivamente.

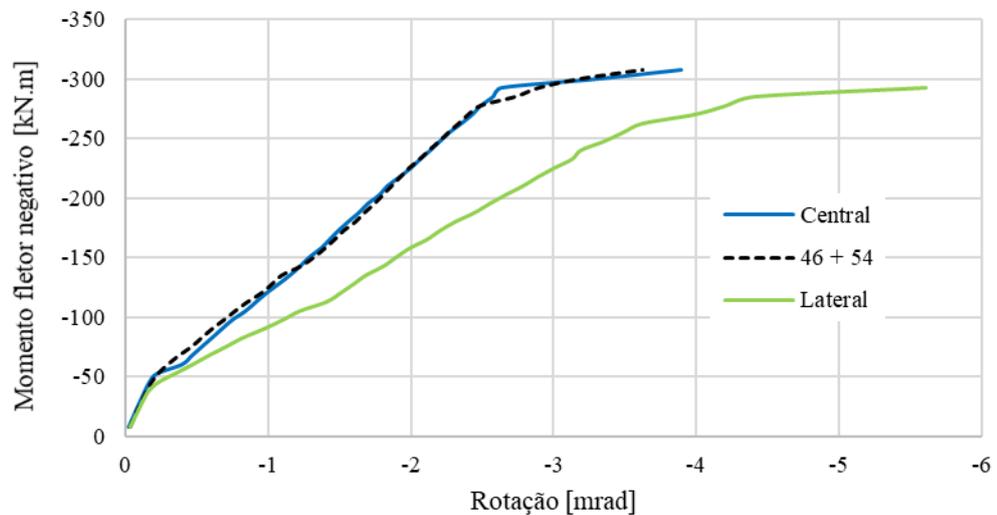


Fonte: o Autor (2021).

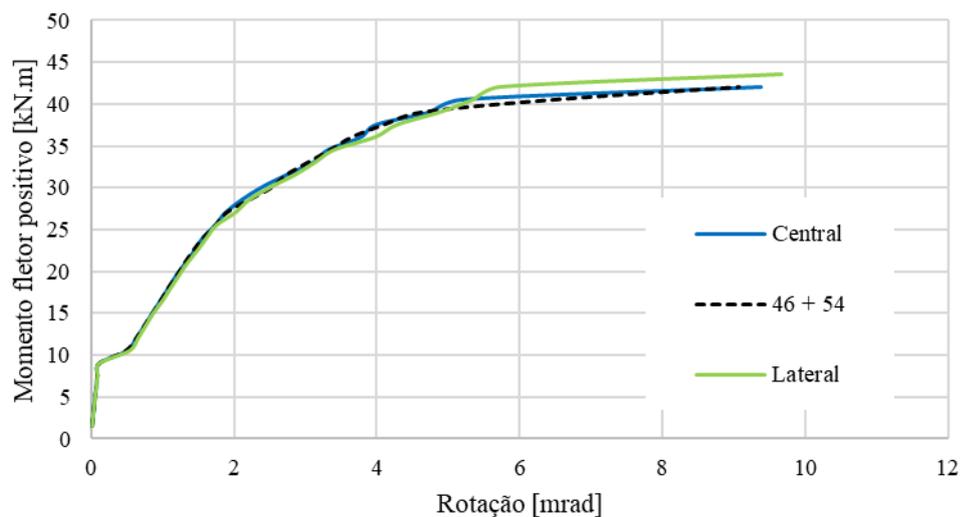
Os resultados obtidos desta análise são apresentados na Figura 4-16, contendo as curvas momento fletor x rotação de ambas solicitações.

Analisando primeiramente a Figura 4-16-a, percebe-se que a disposição das armaduras apenas nas laterais do pilar traz modificações significativas para o comportamento do modelo, principalmente no que diz respeito a rigidez à rotação da ligação. Tais variações são apresentadas na Tabela 4-6. O modelo de referência considera o modelo original, onde 46% da armadura atravessa o pilar e 54% estavam dispostas nas laterais do mesmo.

Figura 4-16 – Influência da disposição da armadura de continuidade.



a) Momento fletor negativo x rotação.



a) Momento fletor positivo x rotação.

Fonte: o Autor (2021).

Tabela 4-6 - Influência da disposição da armadura no momento fletor negativo resistente e rigidez à rotação.

	Momento fletor [kN.m]		Δ (%)	Rigidez [kN.m/mrad]	Δ (%)
Negativo	Central	307,5	0,00%	111,01	-1,35%
	46% + 54%	307,5	-	112,53	-
	Lateral	292,5	-4,88%	75,19	-33,20%

Fonte: o Autor (2021).

Do resultado apresentado, verifica-se que não houve variação expressiva no comportamento no modelo onde toda taxa de armadura está na região central em comparação com o modelo de referência. Além de não haver mudança no momento fletor negativo máximo, a variação da rigidez à rotação é insignificante, apresentando uma redução de 1,35%.

Por outro lado, a disposição de toda armadura nas laterais do pilar altera significativamente o comportamento da ligação, especialmente sua rigidez à rotação. Da Tabela 4-6, é possível verificar uma pequena redução do momento fletor negativo máximo do modelo. Em contrapartida, a rigidez à rotação do modelo apresentou uma redução da ordem de 33,2%. Comportamento semelhante a este foi obtido no estudo experimental de Lacerda (2016) no qual foram analisados modelos com configurações semelhantes ao representando neste tópico. Desta forma, é possível afirmar que a disposição de toda armadura nas laterais do pilar não constitui uma alternativa eficaz ao reduzir consideravelmente a rigidez do modelo. Este ponto é salientado também pela ABNT NBR 9062:2017, onde recomenda a utilização de mínimo 50% da taxa de armadura negativa atravessando o pilar.

Analisando a Figura 4-16-b, nota-se que a mudança na distribuição das armaduras não causou efeitos expressivos tanto ao momento fletor positivo máximo quando a rigidez à rotação da ligação. Conforme a Tabela 4-7, a maior variação foi observada no modelo com armaduras dispostas exclusivamente nas laterais. Em relação ao momento fletor positivo a variação apresentada foi de 3,57% em quanto que a rigidez à rotação foi reduzida em 1,82%.

Tabela 4-7 - Influência da taxa de armadura no momento fletor positivo resistente e rigidez à rotação.

		Momento fletor [kN.m]	Δ (%)	Rigidez [kN.m/mrad]	Δ (%)
Positivo	Central	42	0,00%	8,35	1,20%
	Referência	42	-	8,25	-
	Lateral	43,5	3,57%	8,10	-1,82%

Fonte: o Autor (2021).

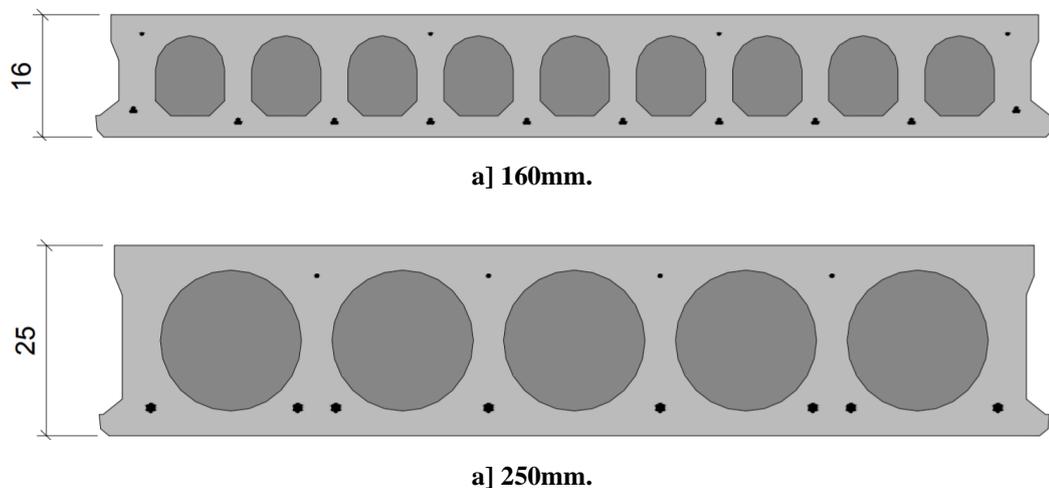
Mais uma vez, a pequena variação deste modelo pode ser explicada pelo fato de a armadura negativa não ser um componente resistente da ligação quando solicitada por momento fletor positivo.

4.2.3 Altura da laje

Outro parâmetro analisado neste trabalho foi a altura da laje com base no dimensionamento teórico de vigas. Como se sabe, a variação da altura de uma viga ocasiona uma variação do braço de alavanca entre as resultantes dos componentes resistentes da seção trazendo, por consequência, uma variação no momento fletor resistente da mesma.

Desta forma, a fim de verificar o que foi descrito anteriormente, foram realizadas análises para duas novas alturas: 160 mm e 250 mm, Figura 4-17. Essas dimensões foram escolhidas por serem padrões comerciais quando se trata de lajes alveolares.

Figura 4-17 - Lajes utilizadas nas análises paramétricas.

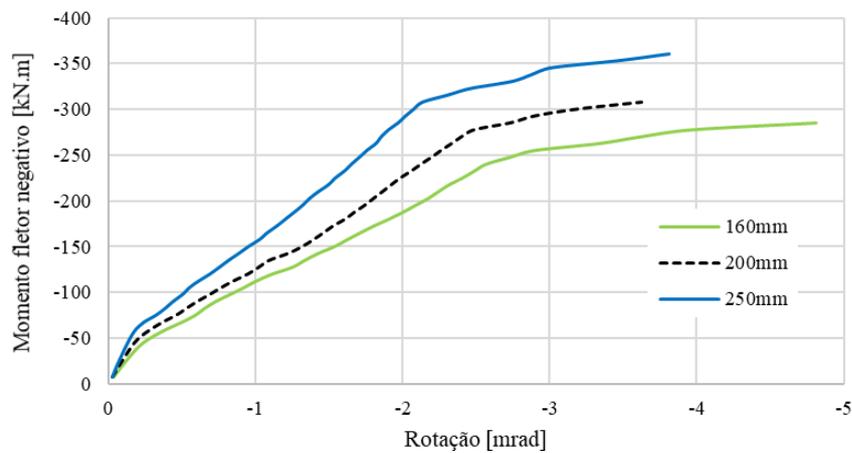


Fonte: o Autor (2021).

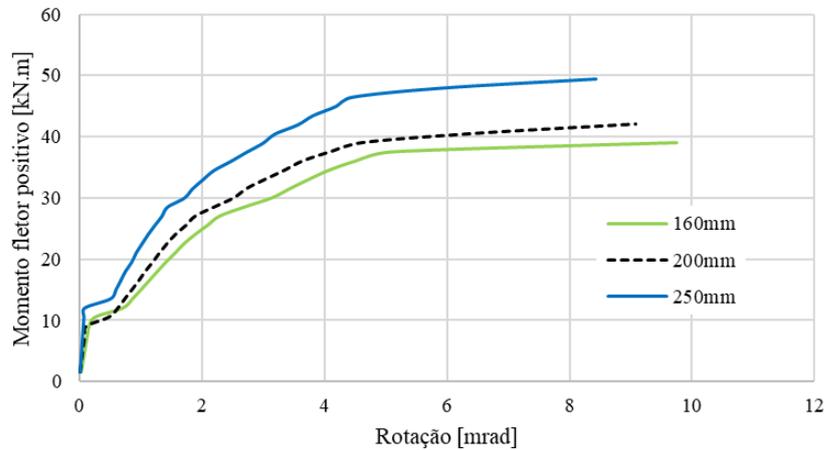
Dois pontos são importantes de serem destacados nas análises deste tópico. O primeiro diz respeito aos alvéolos da laje de 160 mm que foram representados com formato circular no modelo numérico por questões de simplicidade na definição da geometria. O segundo ponto se refere à altura da capa de concreto moldado no local de 50 mm que foi mantido constante em todas as análises, assim como os demais parâmetros que permaneceram inalterados

A Figura 4-18 apresenta os resultados obtidos dos modelos numéricos da presente análise quando submetidos as solicitações de momento fletor negativo e positivo.

Figura 4-18 – Influência da altura da laje.



a) Momento fletor negativo x rotação.



b) Momento fletor positivo x rotação.

Fonte: o Autor (2021).

Analisando a Figura 4-18-a em conjunto com a Tabela 4-8, fica evidente que a altura da laje se confirma como um parâmetro de grande relevância para o comportamento da ligação estudada no presente trabalho quando solicitada por momento fletor positivo e negativo.

Tabela 4-8 - Influência da altura da laje no momento fletor negativo resistente e rigidez à rotação.

		Momento fletor [kN.m]		Δ (%)	Rigidez [kN.m/mrad]	Δ (%)
Negativo	160mm	277,5	-9,8%	90,66	-19,4%	
	200mm	307,5	-	112,53	-	
	250mm	360	17,1%	144,24	28,2%	

Fonte: o Autor (2021).

Analisando inicialmente o modelo com laje de 160 mm, nota-se que houve uma redução de 9,8% no momento fletor negativo resistente do modelo para uma redução de 20% da altura da laje. Enquanto isso, a perda de rigidez do modelo com a redução da altura da laje foi de 19,4%. Por outro lado, o aumento da laje para 250 mm, ocasionou um aumento de 17,1% no momento fletor negativo máximo da ligação aliado a um acréscimo de 28,2% na rigidez à rotação da mesma. Tais resultados mostram que as propriedades da ligação são diretamente dependentes da variação da altura da laje.

Analisando agora o modelo solicitado por momento fletor positivo, Figura 4-18-b, percebe-se um comportamento semelhante ao que foi obtido quando a mesma estava submetida a solicitação contrária. A Tabela 4-9 apresenta as variações obtidas nas análises.

Tabela 4-9 - Influência da altura da laje no momento fletor positivo resistente e rigidez à rotação.

		Momento fletor [kN.m]		Δ (%)	Rigidez [kN.m/mrad]	Δ (%)
Positivo	160mm	39	-7,1%	6,85	-16,9%	
	200mm	42	-	8,25	-	
	250mm	49,5	17,9%	9,26	12,2%	

Fonte: o Autor (2021).

Mais uma vez, observa-se um comportamento coerente com as variações realizadas no modelo, ou seja, o aumento da laje acarretou um crescimento no momento fletor positivo máximo e na rigidez à rotação da ligação enquanto que a redução da altura da laje gerou efeito contrário.

A utilização da laje de 160 mm, fez com que houvesse uma redução de 7,1% do momento fletor positivo máximo do modelo em conjunto com uma redução de 16,9% da rigidez à rotação do mesmo. Na situação contrária, a troca da laje de 200 mm para 250 mm trouxe aprimoramento das propriedades da ligação. Com base na Tabela 4-9, houve um aumento de 17,9% do momento fletor positivo resistente da ligação aliado a um aumento de 12,2% na rigidez à rotação.

Os resultados obtidos nesta análise, mostram que a variação da altura da laje se apresenta como um parâmetro relevante para a ligação viga pilar em questão quando solicitada por momento fletor positivo ou negativo. Aqui fica evidente o que foi exposto no início do tópico a respeito da variação do braço de alavanca entre os componentes resistentes da ligação, permitindo uma variação das suas principais propriedades: momento fletor máximo e rigidez à rotação.

No entanto, a utilização deste artifício deve ser feita com cautela. O aumento da altura da laje, além de aumentar o momento fletor máximo e da rigidez da ligação, traz consigo um aumento no peso próprio da estrutura enquanto que a redução da altura da laje pode fazer com haja maiores deslocamentos no centro dos vãos das lajes devido a redução da inercia apresentada pela laje, deixando a estrutura em desacordo com os critérios de estado limite de serviço (ELS). Desta forma, fica evidente a importância da definição adequada da altura da laje.

4.2.4 Diâmetro do chumbador

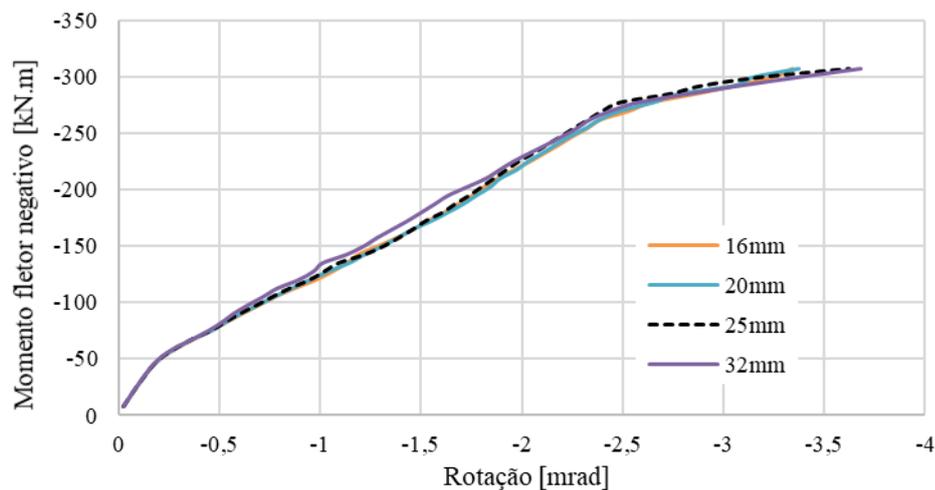
De acordo com pesquisas já realizadas, o chumbador se apresenta como um dos principais componentes resistentes desta tipologia de ligação quando submetida a momento fletor positivo. Desta forma, para essa análise foi variado o diâmetro do chumbador presente na ligação com diâmetros disponíveis comercialmente. Foram analisados chumbadores com diâmetros de 16 mm, 20 mm e 32 mm, sendo dois diâmetros menores que o modelo de referência e um superior.

A Figura 4-19 apresenta as curvas momento fletor x rotação para ambas solicitações em virtude da variação do diâmetro do chumbador.

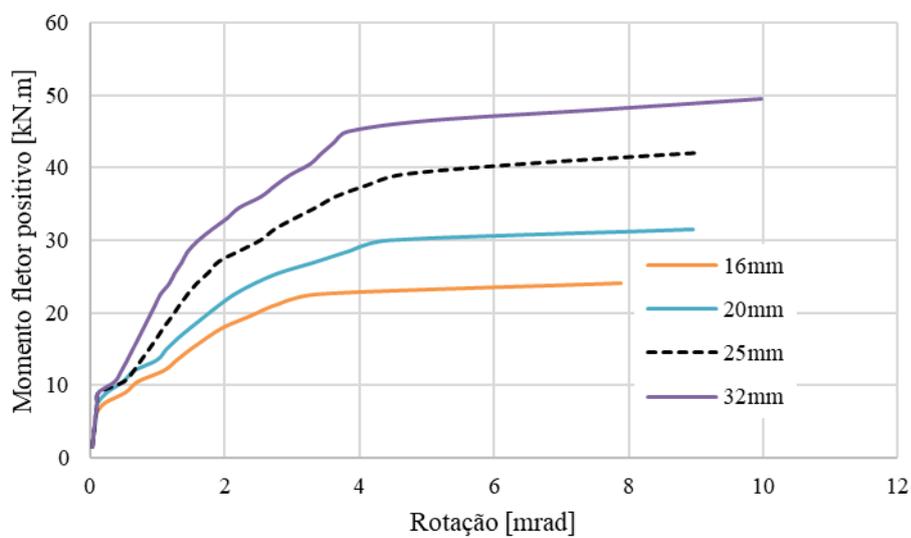
Da Figura 4-19-a em conjunto com a Tabela 4.10, fica evidente que a mudança no diâmetro do chumbador não trouxe variações significativas no comportamento da ligação

quando submetida a momento fletor negativo, fazendo com que as curvas momento fletor x rotação ficassem quase sobrepostas.

Figura 4-19 – Influência do diâmetro do chumbador.



a) Momento fletor negativo x rotação.



b) Momento fletor positivo x rotação.

Fonte: o Autor.

Tabela 4-10 - Influência do diâmetro do chumbador no momento fletor negativo resistente e rigidez à rotação.

	Momento fletor [kN.m]		Δ (%)	Rigidez [kN.m/mrad]	Δ (%)
	Negativo	16mm	307,5	0,0%	106,54
20mm		307,5	0,0%	108,40	-3,8%
25mm		307,5	-	112,53	-
32mm		307,5	0,0%	112,24	-0,3%

Fonte: o Autor.

Em relação ao momento fletor negativo resistente, nota-se que não há variação significativa em virtude da variação do diâmetro do chumbador. Situação semelhante é observada na rigidez à rotação do modelo, no qual a maior variação foi de $-5,3\%$ para o modelo com chumbador de 16 mm de diâmetro. Os resultados obtidos deixam evidente que o chumbador não representa um mecanismo resistente desta tipologia de ligação quando solicitada por momento fletor negativo, assim como descrito na literatura técnica.

Em contrapartida, a influência do diâmetro do chumbador é melhor observada quando a ligação é solicitada a momento fletor positivo, como apresenta a Figura 4-19-b e Tabela 4-11.

Tabela 4-11 - Influência do diâmetro do chumbador no momento fletor positivo resistente e rigidez à rotação.

	Momento fletor [kN.m]		Δ (%)	Rigidez [kN.m/mrad]	Δ (%)
	Positivo	16mm	24	-42,9%	5,51
20mm		31,5	-25,0%	6,24	-24,4%
25mm		42	-	8,25	-
32mm		49,5	17,9%	10,75	30,3%

Fonte: o Autor.

Em relação ao momento fletor positivo máximo apresentado pela ligação, percebe-se que a mesma se comporta de modo coerente com as variações realizadas, ou seja, o aumento do diâmetro do chumbador permite um aprimoramento desta propriedade enquanto a redução da mesma causa uma diminuição da capacidade resistente da ligação. Este mesmo comportamento é obtido quando comparadas as variações da rigidez à rotação da ligação, porém com magnitudes diferentes.

Da Tabela 4-11, verifica-se que as maiores variações foram obtidas com a utilização do chumbador com diâmetro de 16 mm, onde foram constatadas reduções de 42,9% do momento fletor máximo e 33,2% da rigidez à rotação da ligação. Enquanto isso, a utilização do diâmetro de 32 mm aprimorou as propriedades da ligação, permitindo que a mesma apresentasse aumento de 17,9% do momento fletor resistente e de 30,3% da rigidez à rotação da ligação.

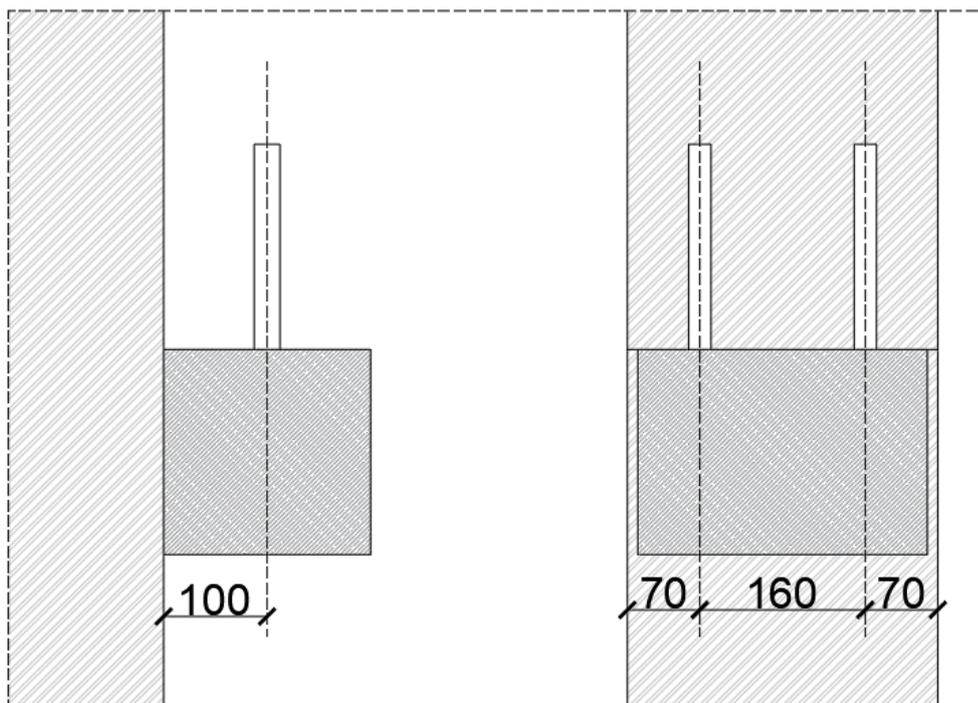
Desta forma, os resultados aqui apresentados confirmam o que é observado na literatura e em trabalhos realizados na área, como os estudos Psycharis e Mouzakis (2012) e Magliulo *et al* (2014), que o chumbador constitui um dos mecanismos resistentes da ligação viga-pilar quando solicitada por momento fletor positivo, assim como discutido no início deste tópico.

4.2.5 Quantidade de chumbadores

Em determinadas situações, trabalhar com diâmetros muito elevados pode ser complexo além de trazer um maior custo quando comparado a menores diâmetros. Desta forma, uma opção seria a utilização de dois chumbadores de menor diâmetro. Para essa análise, optou-se por considerar dois chumbadores de 25 mm de diâmetro, ou seja, o dobro do modelo de referência.

Sendo assim, foi necessário realizar uma alteração na disposição do chumbador no consolo, e por consequência, alterar parte da malha do modelo numérico. A disposição do duplo chumbador é apresentada na Figura 4-20, sendo semelhante ao detalhamento utilizado por Bellucio (2016). Vale destacar que foi mantida a mesma distância entre a face do pilar e o centro do chumbador.

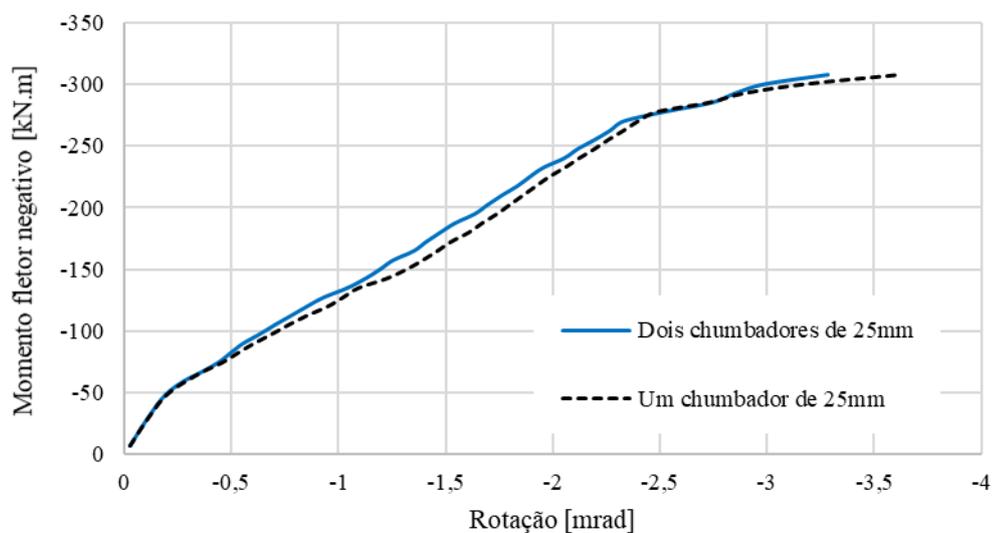
Figura 4-20 - Disposição do duplo chumbador adotada no modelo numérico.



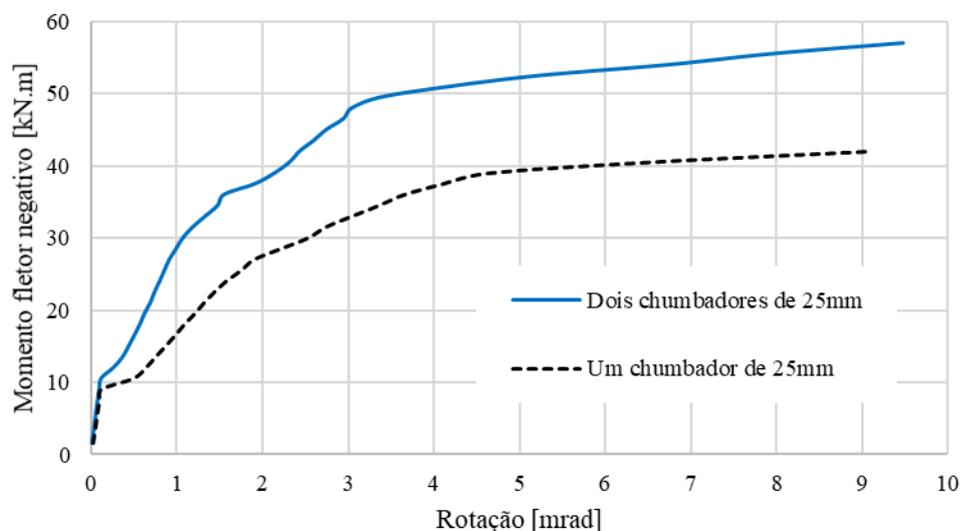
Fonte: o Autor.

Dos resultados obtidos e apresentados na Figura 4-21, nota-se um comportamento semelhante aos resultados da análise da variação do diâmetro do chumbador.

Figura 4-21 - Influência da quantidade de chumbadores.



a] Momento fletor negativo x rotação.



b) Momento fletor positivo x rotação.

Fonte: o Autor.

Em complemento a Figura 4-21-a, a Tabela 4-12 apresenta as variações do modelo analisado. Como se pode notar, a utilização do duplo chumbador manteve o momento fletor negativo máximo inalterado e ocasionou um aumento de apenas 2,9% na rigidez à rotação do modelo. Desta forma, fica evidente mais uma vez que os chumbadores não influenciam significativamente no momento fletor negativo resistente e em sua rigidez à rotação, sendo possível observar uma certa sobreposição das curvas.

Tabela 4-12 - Influência da quantidade de chumbadores no momento fletor negativo resistente e rigidez à rotação.

	Momento fletor [kN.m]		Δ (%)	Rigidez [kN.m/mrad]	Δ (%)
Negativo	1x 25mm	307,5	-	112,53	-
	2x 25mm	307,5	0,0%	115,84	2,9%

Fonte: o Autor.

Assim como mencionado para a situação anterior, a variação da quantidade de chumbadores se mostrou bastante importante no comportamento da ligação, Figura 4-21-b. Através das informações da Tabela 4-13, a presença do segundo chumbador ocasionou um aumento de 35,7% no momento fletor positivo resistente e de 39,9% na rigidez à rotação da ligação, estando de acordo com os resultados obtidos por Psycharis e Mouzakis (2012) ao

analisarem a quantidade de chumbadores presentes no modelo. Tais resultados reafirmam o que foi obtido no t3pico anterior a respeito da contribui33o do chumbador nesta tipologia de liga33o viga-pilar.

Tabela 4-13 - Influ33ncia da quantidade de chumbadores no momento fletor positivo resistente e rigidez 33 rota33o.

	Momento fletor [kN.m]	Δ (%)		Rigidez [kN.m/mrad]	Δ (%)
Positivo	1x 25mm	42	-	8,25	-
	2x 25mm	57	35,7%	11,54	39,9%

Fonte: o Autor.

Comparando o resultado obtido nessa an33lise com a an33lise na qual foi variado o di33metro do chumbador, nota-se que a utiliza33o do duplo chumbador se mostra bastante eficiente ao permitir um aprimoramento do momento fletor positivo m33ximo e da rigidez 33 rota33o da liga33o com a utiliza33o de barras de menores di33metro, situa33o que com apenas um chumbador seria poss33vel com di33metros superiores a 32 mm, o que poderia trazer maiores custos para a execu33o da liga33o viga-pilar.

4.3 Estudo comparativo dos sistemas de classifica33o de liga33o viga-pilar em rela33o 33 rigidez 33 rota33o

Neste t3pico 33 apresentada a classifica33o do modelo de liga33o viga-pilar estudado com base na sua rigidez 33 rota33o. Para isso, tomou-se como base os sistemas de classifica33o da ABNT NBR 9062:2017 e do EUROCODE 3 (2005), semelhante ao da ABNT NBR 8800:2008.

Para esta finalidade, foi analisada apenas a rigidez 33 rota33o da liga33o viga-pilar submetida a momento fletor negativo (tracionando as fibras superiores). Desta maneira, optou-se por realizar a classifica33o dos modelos com varia33o da taxa e disposi33o da armadura, bem como os modelos com varia33o da altura da laje pr33-moldada. Essa delimita33o foi realizada pelo fato de que apenas estes modelos apresentaram varia33o significativa do momento fletor resistente negativo e da sua rigidez 33 rota33o quando comparado ao modelo de refer33ncia.

Com base na ABNT NBR 9062:2017, a rigidez 33 rota33o 33 determinada atrav33s da rela33o entre o momento fletor e rota33o no instante em que se tem o in33cio da plastifica33o da

armadura de continuidade. A referida norma classifica os modelos de ligação viga-pilar com base no seu fator de restrição à rotação, α_R , que relaciona a rigidez secante do concreto $(EI)_{sec}$, dado pelo produto do módulo de elasticidade do concreto pela inércia da seção bruta da viga corrigida para a consideração simplificada da não-linearidade física do material e pelo vão efetivo entre dois pilares L_{ef} . Para simplificar a comparação, foram determinadas as rigidezes secantes que resultam nos fatores de restrição limites de 0,15 e 0,85 para a ligação ser considerada semirrígida. Tais valores foram determinados a partir da equação que define o fator de restrição à rotação. Utilizando os valores limites do fator de restrição informado, foi realizado o cálculo inverso, obtendo a rigidez secante equivalente destes limites. As equações 4-1 e 4-2, apresentam os cálculos realizados para determinação dos limites inferior e superior, respectivamente.

$$0.15 = \left[1 + \frac{3(EI)_{sec}}{R_{sec}L_{ef}} \right]^{-1} \rightarrow R_{sec} \cong \frac{1(EI)_{sec}}{2 L_{ef}} \quad \text{Equação 4.1}$$

$$0.85 = \left[1 + \frac{3(EI)_{sec}}{R_{sec}L_{ef}} \right]^{-1} \rightarrow R_{sec} = \frac{17(EI)_{sec}}{L_{ef}} \quad \text{Equação 4.2}$$

Desta forma, a ligação viga-pilar é considerada semirrígida pela ABNT NBR 9062:2017 caso sua rigidez secante obedeça a relação apresentada na Equação 4-3.

$$\frac{1(EI)_{sec}}{2 L_{ef}} \leq R_{sec} \leq \frac{17(EI)_{sec}}{L_{ef}} \quad \text{Equação 4.3}$$

Em relação ao EUROCODE 3 (2005), a rigidez inicial é determinada pela relação momento fletor equivalente a 2/3 do momento fletor máximo da ligação pela sua rotação equivalente. Para o cálculo dos limites de classificação apresentados no tópico 2.2, a relação EI/L foi adotada com valores idênticos aos considerados na determinação do fator de restrição à rotação da ABNT NBR 9062:2017.

O módulo de elasticidade para a viga foi de 39560 MPa, sendo equivalente aos concretos pré-moldado e moldado no local. A inércia foi calculada considerando a seção no meio do vão e desconsiderando a área referente à laje alveolar, resultando em $6866 \times 10^{-6} \text{ m}^4$. Para o modelo com laje alveolar de 160 mm e 250 mm os momentos de inércia utilizados foram $5675 \times 10^{-6} \text{ m}^4$ e $8575 \times 10^{-6} \text{ m}^4$, respectivamente. Para o comprimento efetivo da viga, L_{ef} , foi adotada a relação de 12 vezes a altura da viga igual ao que foi realizado por Hadade *et al* (2018).

Vale destacar que para a presente pesquisa foi adotada a altura da viga na seção do dente Gerber, resultando em um comprimento efetivo de aproximadamente 5,2 m.

Primeiramente, são analisados os resultados dos modelos experimental e numérico de validação. As Tabelas 4-14 e 4-15 apresentam as rigidezes calculadas conforme à ABNT NBR 9062:2017 e o EUROCODE 3 (2005), os limites para a consideração de ligação semirrígida e suas respectivas classificações. Desta forma, verifica-se que em ambos os casos os modelos apresentam comportamento semirrígido.

Tabela 4-14 - Comparativo dos modelos experimental e numérico com base na ABNT NBR 9062:2017.

Modelo	Rigidez (kN.m/rad)	Limite inferior (kN.m/rad)	Limite superior (kN.m/rad)	Classificação
Experimental	105210	13025	442846	Semirrígida
Numérico	112530			Semirrígida

Fonte: o Autor (2021).

Tabela 4-15 - Comparativo dos modelos experimental e numérico com base no EUROCODE 3 (2005).

Modelo	Rigidez (kN.m/rad)	Limite inferior (kN.m/rad)	Limite superior (kN.m/rad)	Classificação
Experimental	108571	13025	651244	Semirrígida
Numérico	110810			Semirrígida

Fonte: o Autor (2021).

Em seguida, são apresentados nas Tabelas 4-16 e 4-17 os resultados obtidos do estudo paramétrico da variação da taxa e disposição da armadura negativa da ligação com base nos sistemas de classificação utilizados. Mais uma vez, percebe-se que para todos os casos o modelo de ligação viga-pilar analisado apresenta comportamento semirrígido.

Tabela 4-16 – Classificação dos modelos paramétricos com base na ABNT NBR 9062:2017.

Modelo	Rigidez (kN.m/rad)	Limite inferior (kN.m/rad)	Limite superior (kN.m/rad)	Classificação	
Taxa de armadura	0,25%	77270	13025	442846	Semirrígida
	0,50%	100940			Semirrígida
	0,75%	109890			Semirrígida
	1,25%	117880			Semirrígida
	1,50%	13057			Semirrígida
Distribuição	Central	111010			Semirrígida
	Lateral	75190			Semirrígida

Fonte: o Autor (2021).

Tabela 4-17 - Classificação dos modelos paramétricos com base no EUROCODE 3 (2005).

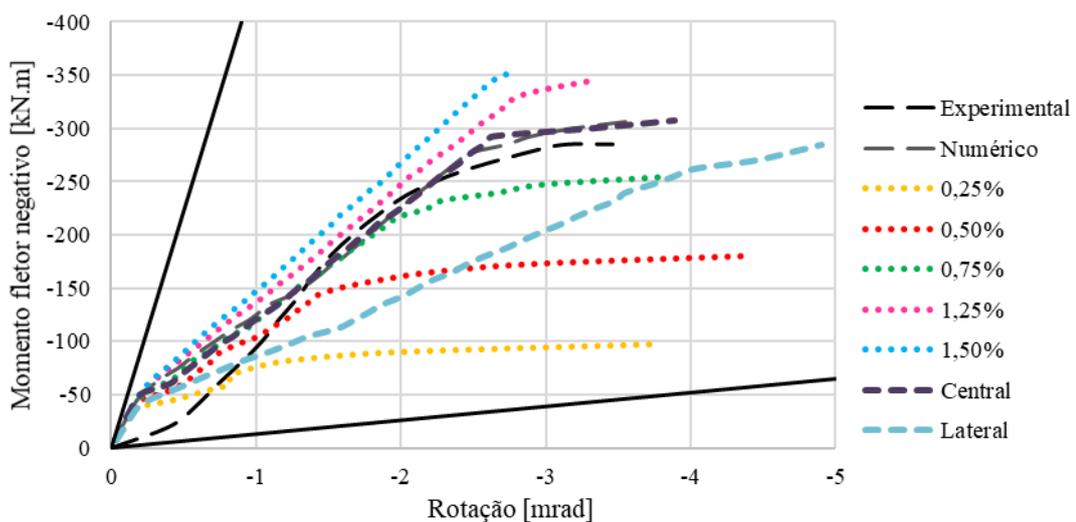
Modelo	Rigidez (kN.m/rad)	Limite inferior (kN.m/rad)	Limite superior (kN.m/rad)	Classificação	
Taxa de armadura	0,25%	82371		Semirrígida	
	0,50%	100057		Semirrígida	
	0,75%	113941	13025	651244	Semirrígida
	1,25%	124224		Semirrígida	
	1,50%	136008		Semirrígida	
Distribuição	Central	113803	13025	651244	Semirrígida
	Lateral	76482			Semirrígida

Fonte: o Autor (2021).

As Figura 4-22 e 4-23 representam graficamente os resultados apresentados nas Tabelas 4-14 a 4-17, apresentando os limites para a classificação de ligação semirrígida (linhas pretas sólidas) bem como as curvas momento fletor x rotação dos referidos modelos. A linha sólida em vermelho na Figura 4-23 representa o limite de classificação proposto pelo EUROCODE 3 (2005) para estruturas contraventadas.

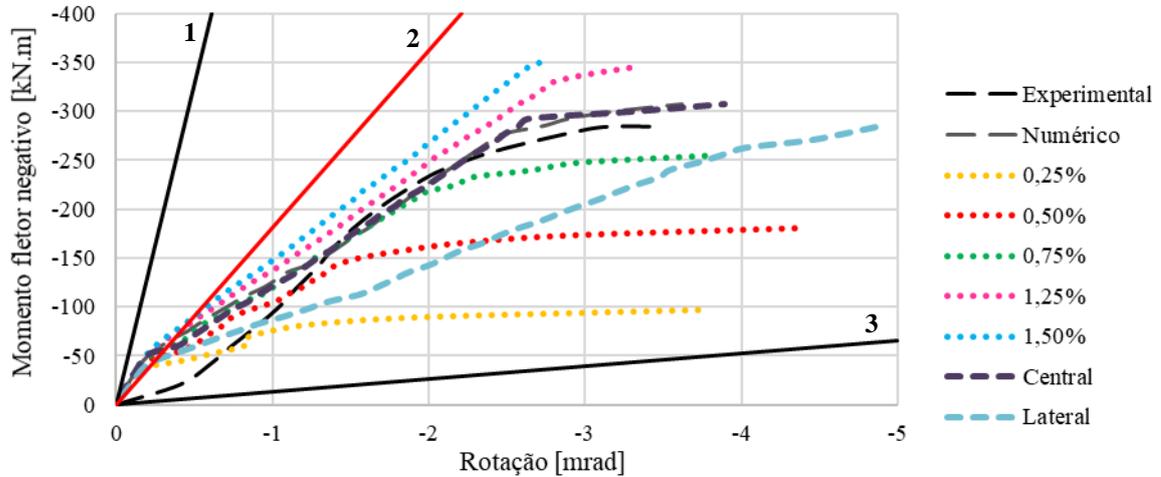
Por último, as Tabelas 4-18 e 4-19 apresentam os resultados dos modelos com lajes alveolares de 160 mm e 250 mm com base nos sistemas de classificação da ABNT NBR 9062:2017 e EUROCODE 3 (2005). Mais uma vez, nota-se que ambos modelos apresentam comportamento semirrígido.

Figura 4-22 - Resposta gráfica com base no sistema de classificação da ABNT NBR 9062:2017.



Fonte: o Autor (2021).

Figura 4-23 - Resposta gráfica com base no sistema de classificação do EUROCODE 3 (2005).



¹ - limite superior do EUROCODE 3 para estruturas não contraventadas.

² - limite superior do EUROCODE 3 para estruturas contraventadas.

³ - limite inferior do EUROCODE 3.

Fonte: o Autor (2021).

Tabela 4-18 – Classificação dos modelos com variação da altura da laje com base na ABNT NBR 9062:2017.

Laje	Rigidez (kN.m/rad)	Limite inferior (kN.m/rad)	Limite superior (kN.m/rad)	Classificação
160mm	90660	10765	366018	Semirrígida
250mm	144240	16268	553104	Semirrígida

Fonte: o Autor (2021).

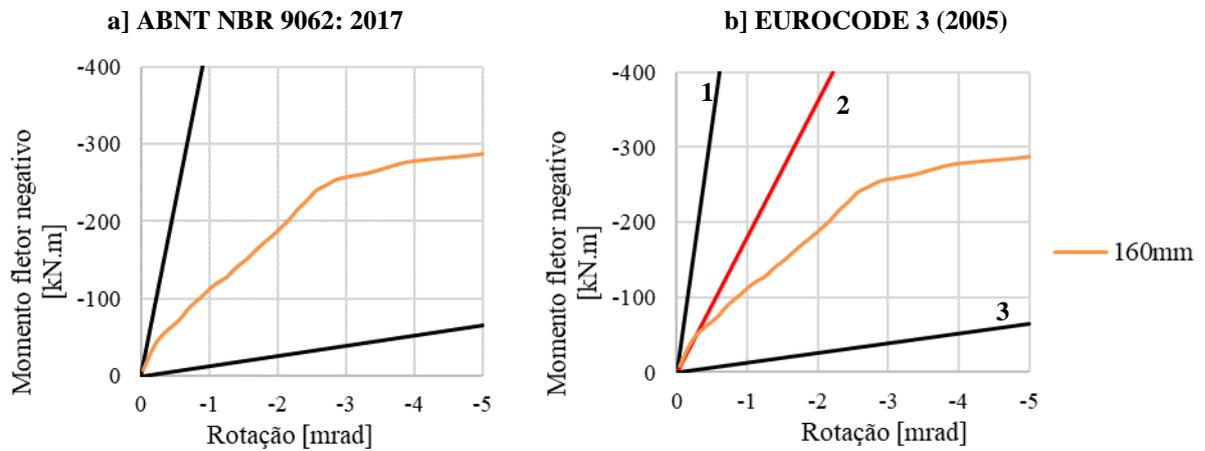
Tabela 4-19 – Classificação dos modelos com variação da altura da laje com base no EUROCODE 3 (2005).

Laje	Rigidez (kN.m/rad)	Limite inferior (kN.m/rad)	Limite superior (kN.m/rad)	Classificação
160mm	93641	10765	538261	Semirrígida
250mm	145494	16268	813388	Semirrígida

Fonte: o Autor (2021).

As Figuras 4-24-a, 4-24-b, 4-25-a e 4-25-b representam graficamente os limites de ambos sistemas de classificação em conjunto com as curvas momento fletor x rotação dos modelos das análises realizadas para os modelos com lajes de 160 mm e 250 mm.

Figura 4-24 – Resultados para laje de 160mm.



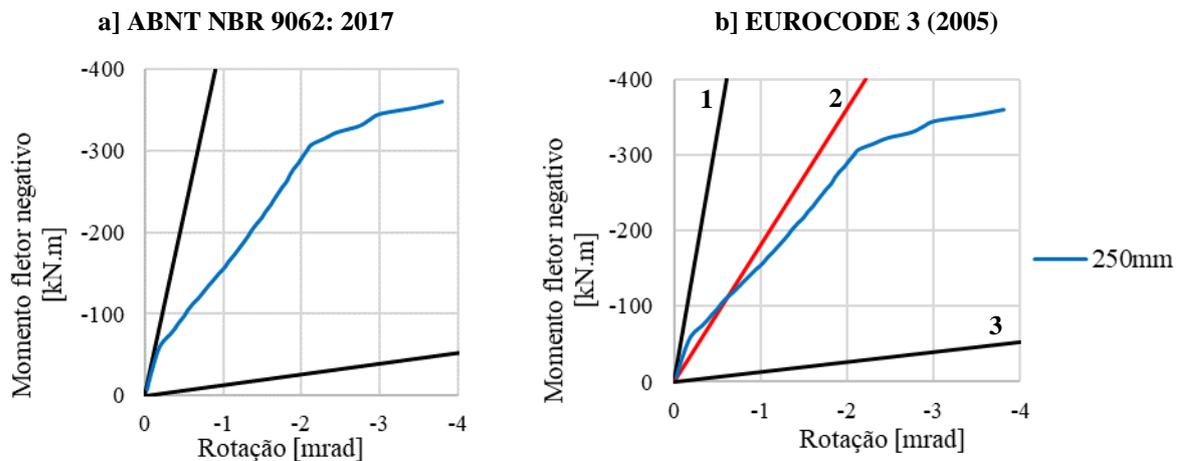
¹ - limite superior do EUROCODE 3 para estruturas não contraventadas.

² - limite superior do EUROCODE 3 para estruturas contraventadas.

³ - limite inferior do EUROCODE 3.

Fonte: o Autor (2021).

Figura 4-25 – Resultados para laje de 250mm.



¹ - limite superior do EUROCODE 3 para estruturas não contraventadas.

² - limite superior do EUROCODE 3 para estruturas contraventadas.

³ - limite inferior do EUROCODE 3.

Fonte: o Autor (2021).

Desta forma, nota-se que todos os modelos se encontram na região que compreende o comportamento semirrígido de ambos sistemas de classificação, que por sua vez apresentam valores bastante semelhantes entre a rigidez secante (ABNT NBR 9062:2017) e a rigidez inicial (EUROCODE 3 (2005)). Sendo assim, é possível dizer que ambas metodologias são adequadas para a análise da rigidez à rotação da ligação viga-pilar.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O objetivo principal desta pesquisa foi a criação de um modelo numérico tridimensional que fosse capaz de representar o modelo de referência, além de permitir a realização de uma análise paramétrica. Para alcançar este objetivo, foi necessário a realização de uma revisão teórica acerca do tema de interesse para a criação e calibração do modelo numérico com uso de *software* computacional.

A primeira etapa, foi a realização de uma ampla revisão bibliográfica acerca de pesquisas numéricas e experimentais em ligações viga-pilar em estruturas pré-fabricadas em âmbito nacional e internacional. Com isso, foi possível adquirir conhecimento a respeito do funcionamento destas tipologias estudadas, além de tornar possível a definição dos principais parâmetros que afetam o comportamento da ligação viga-pilar que é o foco desta pesquisa. Além disso, esta etapa possibilitou entender e conhecer técnicas de modelagem numérica que possibilitam a criação de um modelo mais representativo e com menor custo computacional.

Como consequência do estudo bibliográfico, foi definido um modelo numérico tridimensional com representação de apenas $\frac{1}{4}$ da geometria do modelo físico com a utilização do software DIANA®. Além da escolha adequada do comportamento dos materiais presentes na ligação, o uso correto das interfaces entre os elementos estruturais conectados foi de suma importância na representatividade do modelo criado. Dentre as diversas etapas para a criação do modelo numérico, a definição do chumbador se mostrou um ponto crucial no comportamento do modelo, onde sua representação tridimensional aliada a uma interface entre o aço e o concreto permitiu uma maior aproximação dos resultados numéricos em relação aos resultados experimentais. Outro ponto bastante relevante na definição do modelo numérico foi a representação dos alvéolos da laje, os quais permitiram a obtenção de melhores resultados reduzindo a rigidez inicial do modelo solicitado por momento fletor positivo.

Em seguida, o modelo numérico foi validado com base nas curvas de momento fletor x deslocamento, momento fletor x rotação, deformação na armadura de continuidade, padrão de fissuração e modo de falha. Ao final, o modelo numérico foi considerado representativo, conseguindo apresentar modo de falha e padrão de fissuração semelhantes ao modelo físico, além da boa relação entre o momento fletor máximo resistente e a rigidez à rotação da ligação. Dos resultados do processo de validação, a capacidade resistente do modelo numérico foi 7,95% e 5,26% superiores que o modelo de referência quando solicitado por momento fletor negativo e positivo, respectivamente. Em relação à rigidez à rotação, o modelo numérico quando

solicitado por momento fletor negativo se mostrou mais rígido que o modelo experimental em 6,96%. Por outro lado, quando solicitado por momento fletor positivo, o modelo numérico apresentou menor rigidez à rotação, sendo 5,17% inferior ao modelo de referência.

Com o modelo calibrado, foi realizado o estudo paramétrico através da variação da taxa e distribuição da armadura negativa, diâmetro e quantidade de chumbadores e, por fim, a altura da laje. De todos os parâmetros analisados, apenas a mudança na altura da laje foi capaz de ocasionar variações no comportamento da ligação quando solicitada por momento fletor positivo e negativo. Tal comportamento foi atribuído à variação do braço de alavanca entre os mecanismos resistentes da tipologia de ligação viga-pilar analisada neste trabalho. No entanto, conforme destacado, a variação da altura da laje precisa ser realizada com cuidado, haja vista que seu aumento acarreta um acréscimo no peso da estrutura e sua redução pode ocasionar maiores deformações no meio dos vãos das lajes, podendo não ser adequado com base nos estados limites de serviço.

Quanto à taxa de armadura, a variação deste parâmetro se mostrou significativa assim como nas pesquisas realizadas por Kataoka, Ferreira e El Debs (2017) e Barlati (2020), sendo observado um acréscimo da capacidade resistente e rigidez à rotação do modelo em virtude do aumento da taxa de armadura e comportamento oposto quando reduzida essa taxa. Outro ponto interessante retrata a disposição da armadura negativa no modelo. Assim como os resultados observados por Lacerda (2016), a disposição da armadura negativa apenas nas laterais do pilar ocasiona uma redução considerável da rigidez à rotação da ligação sem afetar significativamente a capacidade resistente do modelo quando comparado ao modelo com armadura disposta na região central da ligação. Vale destacar que nestas análises não houve variações expressivas quando o modelo era solicitado por momento fletor positivo, haja vista que a armadura de continuidade não é tida como um componente resistente da ligação neste tipo de solicitação.

Em relação aos chumbadores, foi observado que a variação do seu diâmetro e a quantidade utilizada influenciam no comportamento do modelo quando solicitado por momento fletor positivo, porém sem nenhuma variação significativa no comportamento da ligação quando solicitada por momento fletor negativo. Assim como nas pesquisas realizadas por Psycharis e Mouzakis (2012) e Magliulo et al (2014), maiores diâmetros para o chumbador foram capazes de aumentar a rigidez à rotação e a capacidade resistente do modelo. Quanto a utilização de dois chumbadores de 25 mm em relação a utilização de apenas um de 25 mm, foi

possível obter uma melhora nos parâmetros da ligação quando solicitada por momento fletor positivo.

Em uma análise geral dos resultados, nenhuma das propostas foi capaz de fazer com que a ligação quando solicitada a momento fletor positivo apresentasse aumento significativo de sua capacidade resistente ou sua rigidez à rotação. Sendo assim, fica evidente a necessidade e proposição de novos métodos que permitam a melhora do comportamento da ligação viga-pilar cujo mecanismo resistente é o chumbador.

Quanto à análise dos sistemas de classificação, percebe-se que apesar de apresentar diferentes limites para a classificação de ligação viga-pilar rígida, a rigidez à rotação, que serve de parâmetro para os métodos de classificação propostos pela ABNT NBR 9062:2017 e pelo EUROCODE 3 (2005), apresentam valores bastante semelhantes. Quanto à análise realizada, nenhum dos modelos foi capaz de apresentar comportamento rígido, ficando todas as curvas dispostas na região com comportamento semirrígido.

Diante dos pontos destacados, verifica-se que os resultados obtidos se mostraram compatíveis com o que é encontrado na literatura acerca dos estudos de ligações viga-pilar semelhantes ao modelo analisado.

5.1 Sugestões para trabalhos futuros

Com base nos resultados obtidos nesta pesquisa, apresentam-se como sugestões para pesquisas futuras os seguintes tópicos:

- Propor novas soluções que permitam maior rigidez e capacidade resistente do modelo quando solicitado a momento fletor positivo, como por exemplo, a utilização de dispositivos para diminuir a abertura do graute entre o pilar e a viga;
- Realizar a análise numérica do modelo de ligação viga-pilar com aparato de aço proposto por Bezerra (2011);

REFERÊNCIAS

- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318R-19** - Building code requirements for reinforced concrete. Detroit. 2019.
- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION 360 (2005). **Specification for structural steel buildings**. United States of America, 2005.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800**: Projeto de execução de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9062**: Projeto de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro: ABNT, 2017.
- BAHRAMI, S., MADHKHAN, M., SHIRMOHAMMADI, F. NAZEMI, N. **Behavior of two new moment resisting precast beam to column connections subjected to lateral loading**. Engineering Structures 132, p 808-821. 2017.
- BALDISSERA, A. **Estudo experimental de uma ligação viga-pilar de concreto pré-moldado parcialmente resistente a momento fletor**. 160p. 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**. 125p. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2020.
- BELLUCIO, E. K. **Comportamento de chumbadores embutidos em concreto com fibras de aço para ligações viga-pilar de concreto pré-moldado**. 153p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2016.
- BEZERRA, L. M. **Estudo teórico-experimental da ligação entre pilares mistos preenchidos e vigas pré-moldadas de concreto**. 260p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2011.
- BRITISH STANDARD INSTITUTION. **BS 5400**, Part 5: steel, concrete and composite bridges: code of practice for design of composite bridges. London. 2005.
- COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **CEB-FIP Model Code 1990**, Design Code. London: Thomas Telford Services Ltd.; 1993. p 437.
- DIANA. DIANA Finite Element Analysis. **User's manual release 10.4**. TNO DIANA, Delft, Netherland, 2020.

EL DEBS, M. K. **Concreto Pré-Moldado: Fundamentos e Aplicações**. São Carlos. Editora Ofitexto, 2017.

EUROPEAN COMMITTEE OF STANDARDIZATION. **Eurocode 3** – Design of steel structures, Part 1.1: general rules and rules for buildings. 90p. 2005.

EUROPEAN COMMITTEE OF STANDARDIZATION. **Eurocode 4** - Design of composite steel and concrete structures, Part 1.1: General rules and rules for buildings. 118p. 2004.

FEENSTRA, P. H., BORST, R. **Aspects of robust computational modeling for plain and reinforced concrete**. Heron, v. 38, 1993, n.04, Delft, Netherlands, p. 3-76.

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

FERREIRA, M. A.; EL DEBS, M. K.; ELLIOT, K. S. **Modelo teórico para projeto de ligações semirrígidas em estruturas de concreto pré-moldado**. In: 44º Congresso Brasileiro de Concreto. Belo Horizonte: Ibracon, 2002.

HADADE, M. A. S. **Comportamento de ligações viga-pilar típicas com continuidade de armadura negativa em estruturas pré-fabricadas**. 230p. Tese de Doutorado - UFSCar, São Carlos, 2016.

HADADE, M. A. S. CATOIA, B. FERREIRA, M DE A. CARVALHO, R. C. **Caracterização experimental da relação momento-rotação de ligação viga-pilar em concreto pré-moldado**. Revista Matéria. Vol 23. 14p. 2018

JEREMIAS JUNIOR, A. C. **Análise da estabilidade de estruturas pré-moldadas de concreto: influência das ligações semirrígidas**. 193p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2007.

KATOKA, M. N., FERREIRA, M. A., EL DEBS, A. L. H. de C. **Estudo do comportamento de ligações viga-pilar em estruturas pré-moldadas de concreto: análise experimental**. Revista Ibracon de Estruturas e Materiais. Vol 5. p 848-873. 2012.

KATOKA, M. N., FERREIRA, M. A., EL DEBS, A. L. H. de C. **Nonlinear FE analysis of slab-beam-column connection in precast concrete structures**. Engening Structures 143. p 306-315. 2017.

KAYA, M., ARSLAN, A. S. **Analytical modeling of post-tensioned precast beam-to-column connections**. Materials and Design 30. p 3802-3811. 2009.

KREMMYDA, G. D., FAHJAN, Y. M., TSOUKANTAS, S. G. **Nonlinear FE analysis of precast RC pinned beam-to-column connections under monotonic and cyclic shear loading**. Bull Earthquake Engeneering 12. p 1615-1638. 2014.

LACERDA, M. M. S. **Análise da influência do grauteamento e da posição das armaduras na ligação viga-pilar em estruturas de concreto pré-moldado.** 171p. Dissertação (Mestrado), Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, 2016.

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.

MARIN, M.C. **Contribuição à análise da estabilidade global de estruturas em concreto pré-moldado de múltiplos pavimentos.** 213p. Dissertação (Mestrado)- Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

MIOTTO, A. M. **Ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado: análise com ênfase na deformabilidade ao momento fletor.** 263p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2002.

PSYCHARIS, I. N., MOUZAKIS, H. P. **Shear resistance of pinned connections of precast members to monotonic and cyclic loading.** Engineering Structures 41. p 413-427. 2012.

SILVA, J. V. M. de A. **Avaliação numérica do comportamento de ligações viga-pilar em estruturas de concreto pré-moldado.** 178p. Dissertação (Mestrado). Universidade Estadual de Maringá, Maringá, 2018.

VECCHIO, F. J.; COLLINS, M. P. **The Modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear.** ACI Journal 83,22 (1986), 219-231

ZHANG, F. L., XIONG, H. B. SHI, W. X., OU, X. **Structural health monitoring of Shanghai Tower during different stages using a Bayesian approach.** Structural Control and Health Monitoring 23. p 1366-1384. 2016.

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