

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS**  
**CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ESTRUTURAS E**  
**CONSTRUÇÃO CIVIL**

**MODELAGEM NUMÉRICA DE PISO MISTO DE AÇO E CONCRETO**  
**DE PEQUENA ALTURA: ÊNFASE À LIGAÇÃO VIGA-PILAR**

**Raimundo Fagner de Freitas Kochem**

São Carlos  
2018

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS**  
**CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ESTRUTURAS E**  
**CONSTRUÇÃO CIVIL**

**MODELAGEM NUMÉRICA DE PISO MISTO DE AÇO E CONCRETO**  
**DE PEQUENA ALTURA: ÊNFASE À LIGAÇÃO VIGA-PILAR**

**Raimundo Fagner de Freitas Kochem**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de São Carlos para a obtenção do título de Mestre em Estruturas e Construção Civil.

**Área de Concentração:** Sistemas Construtivos

**Orientador:** Prof. Dra. Silvana De Nardin

São Carlos  
2018



## UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia  
Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil

---

### Folha de Aprovação

---

Assinaturas dos membros da comissão examinadora que avaliou e aprovou a Defesa de Dissertação de Mestrado do candidato Raimundo Fagner de Freitas Kochem, realizada em 22/06/2018:

---

Prof. Dra. Silvana de Nardin  
UFSCar

---

Prof. Dr. Ana Lúcia Homce de Cresce El Debs  
EESC/USP

---

Prof. Dr. Fabio Martin Rocha  
UFTM

Certifico que a defesa realizou-se com a participação à distância do(s) membro(s) e, depois das arguições e deliberações realizadas, o(s) participante(s) à distância está(ao) de acordo com o conteúdo do parecer da banca examinadora redigido neste relatório de defesa.

---

Prof. Dra. Silvana de Nardin

Dedico este trabalho aos meus pais Dercio e Daria com amor e gratidão.

## **AGRADECIMENTOS**

Primeiramente agradeço aos meus pais Dercio e Daria, meus exemplos de vida, pelo apoio, incentivo e confiança depositados em mim em todas etapas da minha vida. Aos meus irmãos Laurimar, Paulo Ricardo e Paulo Renato por estar sempre comigo, mesmo distantes.

À Deus por iluminar meu caminho e me dar forças para seguir sempre em frente.

À minha orientadora Prof. Dra. Silvana De Nardin pela amizade, orientação, paciência e confiança para o desenvolvimento deste trabalho.

Aos demais professores do Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil e do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos pela contribuição em minha formação acadêmica.

Ao Prof. Dr. Wanderson Maia, Prof. Dr. Fabio Martin Rocha e Prof. Dra. Ana Lúcia H. C. El Debs pelas sugestões e contribuições.

Aos meus amigos pelos momentos de descontração, em especial à Aline Zuim pelo carinho, apoio e companheirismo.

## RESUMO

KOCHEM, R.F.F. **Modelagem numérica de piso misto de aço e concreto de pequena altura: ênfase à ligação viga-pilar**. 2018, 106p. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2018.

A procura e utilização do sistema de piso misto de aço e concreto tem-se dado, principalmente, devido às boas características estruturais e construtivas de sistemas que associam aço e concreto. Define-se piso misto de pequena altura ao sistema de piso cuja viga é apoiada na mesa inferior do perfil de aço. Em relação a esse sistema, nota-se uma grande carência de estudos voltados ao comportamento das ligações mistas viga-pilar misto preenchido. Diante disto, neste trabalho buscou-se desenvolver um modelo numérico de uma ligação mista viga-pilar misto preenchido pertencente ao piso misto de pequena altura utilizando o pacote computacional *Abaqus*<sup>®</sup>. A ligação mista viga-pilar investigada consiste de chapa passante e armadura negativa da laje mista. São apresentados todos os procedimentos utilizados para o desenvolvimento do modelo numérico até sua validação, incluindo um amplo estudo sobre o efeito dos modelos constitutivos dos materiais que compõem a ligação mista bem como da interface aço-concreto. O modelo numérico apresentou boa correlação com o modelo físico, sendo validado por meio da relação Momento vs Rotação com resultados experimentais disponíveis na literatura. A avaliação da influência da taxa de armadura da laje no momento resistente e na rigidez mostrou que esses parâmetros estão diretamente relacionados com a taxa de armadura.

**Palavras-chave:** piso misto de pequena altura, ligações mistas, modelagem numérica, ligação com chapa passante, ligação viga-pilar.

## ABSTRACT

KOCHEM, R.F.F. **Numerical modelling of slim floor steel-concrete composite: emphasis on beam-to-column joint.** 2018, 106p. Dissertation (Master in Structural and Civil Construction) – Federal University of São Carlos, São Carlos, 2018.

The demand and use of the floor and concrete system has been mainly due to good characteristics and constructive systems that associate steel and concrete. A slim floor composite is defined for the floor system whose beam is supported on the lower flange of the steel profile. In relation to this system, there is a great lack of studies related to the behavior of the composite joint beam-to-column. In view of this, this work sought to develop a numerical model of the composite joint beam-to-column belonging to the slim floor using the software *Abaqus*<sup>®</sup>. A composite joint beam-to-column investigated consists of shear steel plate and negative reinforcement of the composite slab. The following method for the development of the numerical model for its validation, including an extensive study on the effect of the constitutive models of the materials composing a composite joint as well as the steel-concrete interface. The numerical model presented a good correlation with the physical model, being validated through the relation Moment vs Rotation with experimental results available in the literature. The influence of the reinforcing ratio of the concrete slab was evaluated and the values of moment resistance and initial stiffness showed to be dependent of these parameters.

**Keywords:** slim floor, composite connections, numerical analysis, shear steel plate, beam-to-column connection.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1: Pilares mistos de aço e concreto .....	12
Figura 1.2: Vigas mistas de aço e concreto .....	13
Figura 1.3: Laje mista com fôrma trapezoidal e reentrante .....	13
Figura 1.4: Configuração dos pisos mistos de aço e concreto .....	14
Figura 1.5: Sistemas patenteados para pisos mistos de pequena altura .....	15
Figura 1.6: Exemplos de utilização do piso misto de pequena altura .....	16
Figura 1.7: Detalhes típicos de ligações mistas .....	17
Figura 1.8: Esquema do modelo ensaiado por De Nardin e El Debs (2012) .....	20
Figura 2.1: Sistema <i>jack-arch</i> e <i>filler joist</i> .....	21
Figura 2.2: Perfis I assimétricos .....	22
Figura 2.3: Seções estudadas por Lu e Makelainen (1995) .....	22
Figura 2.4: Sistema <i>Slimdek</i> <sup>®</sup> .....	23
Figura 2.5: Posições dos conectores ensaiados por De Nardin e El Debs (2008) .....	25
Figura 2.6: Seção estudada por Wang et al. (2009) .....	26
Figura 2.7: Perfis IFB .....	26
Figura 2.8: Seções comparadas por Barros (2011) .....	27
Figura 2.9: Fôrma de aço desenvolvida por Friedrich (2012) .....	28
Figura 2.10: Perfil <i>Deltabeam</i> <sup>®</sup> .....	28
Figura 2.11: Perfil celular para vigas mista .....	29
Figura 2.12: Modelo ensaiado por Souza (2016) .....	30
Figura 2.13: Curva esquemática Momento vs Rotação para ligações mistas .....	31
Figura 2.14: Classificação da ligação segundo a rigidez e a resistência .....	32
Figura 2.15: Ligação ensaiada por Loh, Uy e Bradford (2006) .....	33
Figura 2.16: Ligação ensaiada por De Nardin (2007) .....	34
Figura 2.17: Ligação ensaiada por Farias (2008) .....	35
Figura 2.18: Ligação ensaiada por Kataoka (2008) .....	36
Figura 2.19: Ligação ensaiada por Ataei, Bradford e Valipour (2015) .....	37
Figura 2.20: Ligação ensaiada por Wang, Zhang e Jiang (2016) .....	38
Figura 2.21: Ligação ensaiada por Eslami e Namba (2016) .....	39
Figura 2.22: Ligação ensaiada por Thai, Uy e Aslani (2017) .....	39
Figura 2.23: Modelo numérico desenvolvido por Puhali, Smotlak e Zandonini (1990) .....	41
Figura 2.24: Modelo numérico desenvolvido por Hajjar et al. (1998) .....	42
Figura 2.25: Modelo numérico desenvolvido por Figueiredo (2004) .....	42
Figura 2.26: Modelo numérico desenvolvido por Salvatore, Bursi e Lucchesi (2005) .....	43
Figura 2.27: Modelo numérico desenvolvido por Tristão (2006) .....	44
Figura 2.28: Modelo numérico desenvolvido por Fu, Lam e Ye (2007) .....	45
Figura 2.29: Alguns detalhes do modelo numérico de Gil e Bayo (2008) .....	46
Figura 2.30: Modelo numérico desenvolvido por Farias (2008) .....	47
Figura 2.31: Modelo numérico desenvolvido por Bessa (2009) .....	48
Figura 2.32: Detalhes do modelo numérico desenvolvido por Kataoka (2011) .....	49
Figura 2.33: Modelo numérico desenvolvido por Gil, Goni e Bayo (2013) .....	49
Figura 2.34: Modelo numérico desenvolvido por Smitha e Kumar (2013) .....	50
Figura 2.35: Modelo numérico desenvolvido por Santos (2014) .....	51
Figura 2.36: Modelo numérico desenvolvido por Thai e Uy (2015) .....	52
Figura 2.37: Modelo numérico de Ataei, Bradford e Valipour (2015) .....	53
Figura 2.38: Modelo numérico desenvolvido por Ataei e Bradford (2016) .....	54
Figura 2.39: Modelo numérico desenvolvido por Santos (2016) .....	55
Figura 2.40: Detalhes do modelo numérico de Amadio, Bedon e Fasan (2017) .....	56
Figura 2.41: Seção investigada por Bernuzzi, Gadotti e Zandonini (1995) .....	57
Figura 2.42: Ligação com chapa passante ensaiada por Malaska (2000) .....	58
Figura 2.43: Modelo ensaiado por De Nardin e El Debs (2012) .....	58
Figura 2.44: Resultados de De Nardin e El Debs (2012) .....	59
Figura 3.1: Representação esquemática do modelo ensaiado por De Nardin e El Debs (2012) .....	61
Figura 3.2: Detalhes do pilar misto preenchido de De Nardin e El Debs (2012) .....	62
Figura 3.3: Detalhes: a) viga mista, b) laje mistas - De Nardin e El Debs (2012) .....	62
Figura 3.4: Detalhes da laje mista de De Nardin e El Debs (2012) .....	63
Figura 3.5: Detalhes da chapa passante de De Nardin e El Debs (2012) .....	64
Figura 3.6: Posição dos medidores de deslocamento vertical, horizontal e inclinômetros .....	65
Figura 3.7: Extensômetros no perfil de aço e na chapa passante .....	65

Figura 3.8: Posição dos medidores de deformações nas barras longitudinais e transversais .....	66
Figura 3.9: Esquema de carregamento.....	67
Figura 3.10: Configuração final do modelo de De Nardin e El Debs (2012).....	67
Figura 3.11: Elementos finitos utilizados na modelagem.....	69
Figura 3.12: Modelo constitutivo para as armaduras .....	70
Figura 3.13: Modelos constitutivos de Sherbourne e Bahaari (1996).....	70
Figura 3.14: Modelo de Maggi (2004) para perfis e chapa passante .....	71
Figura 3.15: Modelos constitutivos de Almeida (2012) .....	72
Figura 3.16: Modelo constitutivo do EN-1-1 (1992) .....	73
Figura 3.17: Modelo constitutivo de Silva (2013).....	74
Figura 3.18: Modelo constitutivo do concreto à compressão - Guo (2013) .....	75
Figura 3.19: Modelo constitutivo do concreto à tração - Guo (2013).....	76
Figura 3.20: Modelos constitutivos do concreto: a) Carreira e Chu (1985), b) Carreira e Chu (1986) .	76
Figura 3.21: Pontos de acoplamento entre conector de cisalhamento e laje de concreto .....	78
Figura 3.22: Simetria e vinculação do modelo numérico .....	78
Figura 3.23: Superfícies com interação de contato.....	80
Figura 3.24: Malha do modelo numérico.....	80
Figura 3.25: Aplicação da carga.....	81
Figura 4.1: Comparação dos modelos constitutivos aço .....	84
Figura 4.2: Influência do modelo constitutivo do concreto .....	85
Figura 4.3: Comparação do modelo numérico e experimental considerando as interações de contato	87
Figura 4.4: Influência do coeficiente de atrito aço-concreto.....	88
Figura 4.5: Influência da excentricidade no modelo numérico.....	89
Figura 4.6: Influência da viscoplasticidade no modelo numérico.....	90
Figura 4.7: Influência do método de aplicação de carregamento .....	91
Figura 4.8: Curva Momento vs Deslocamento do modelo numérico com diferentes modelos constitutivos para o aço .....	92
Figura 4.9: Curva Momento vs Deslocamento do modelo numérico com alteração no coeficiente de atrito aço-concreto .....	93
Figura 4.10: Curva Momento vs Deslocamento do modelo numérico com variação no ângulo de dilatação .....	93
Figura 4.11: Comparação entre os métodos de simulação do comportamento conjunto entre os materiais .....	94
Figura 4.12: Comparação curva Momento vs Rotação .....	95
Figura 4.13: Comparação das deformações na armadura .....	95
Figura 4.14: Panorama de tensões na armadura para o último incremento de força .....	96
Figura 4.15: Panorama de tensões na laje para o último incremento de força .....	96
Figura 4.16: Panorama de tensões no perfil da viga e na chapa passante para o último incremento de força .....	97
Figura 4.17: Influência da taxa de armadura nas curvas Momento vs Rotação.....	99

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1: Propriedades mecânicas dos materiais .....	64
Tabela 3.2: Pontos utilizados na relação Tensão vs Deslocamento pós-pico de Silva (2013) .....	74
Tabela 3.3: Valores dos parâmetros $\alpha_A$ e $\alpha_D$ .....	75
Tabela 3.4: Quantidade de elementos finito por componente da ligação.....	81
Tabela 4.1: Parâmetros de plasticidade do CDP .....	83
Tabela 4.2: Modelos numéricos para avaliação dos modelos constitutivos do aço .....	84
Tabela 4.3: Variação dos modelos constitutivos do concreto .....	85
Tabela 4.4: Valores de momento, rotação e rigidez do modelo numérico e experimental.....	98
Tabela 4.5: Influência da taxa de armadura no comportamento da ligação .....	100

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>11</b>
1.1	Os elementos mistos de aço e concreto	11
1.2	Justificativa	18
1.3	Objetivos	19
1.4	Metodologia	19
1.5	Organização da dissertação	20
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b>	<b>21</b>
2.1	O piso misto de pequena altura	21
2.2	O conceito de ligações mistas	30
2.3	Ligações mistas com pilares mistos preenchidos	32
2.4	Modelagem numérica de ligações mistas	40
2.5	Ligações mistas em pisos mistos de pequena altura	56
2.6	Considerações finais	59
<b>3</b>	<b>MODELAGEM NUMÉRICA</b>	<b>61</b>
3.1	Modelo de referência	61
3.1.1	Geometria dos componentes e propriedades dos materiais	62
3.1.2	Instrumentação	64
3.1.3	Esquema de ensaio e carregamentos	66
3.2	Modelo numérico	68
3.2.1	Elementos finitos	68
3.2.2	Relações Constitutivas	69
3.2.2.1	Modelos constitutivos para o aço	69
3.2.2.2	Modelo constitutivo para o concreto	72
3.2.3	Acoplamentos e condições de contorno	77
3.2.4	Contato entre os componentes	79
3.2.5	Malha	80
3.2.6	Carregamento	81
<b>4</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÕES</b>	<b>83</b>
4.1	Influência do modelo constitutivo dos materiais com aderência perfeita	83
4.2	Consideração das interações de contato	86
4.3	Influência dos parâmetros de plasticidade do CDP	88
4.4	Influência do método de aplicação do carregamento	90
4.5	Ajuste do modelo final	91
4.6	Análise paramétrica	99
<b>5</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS</b>	<b>101</b>
<b>6</b>	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b>	<b>103</b>

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Os elementos mistos de aço e concreto

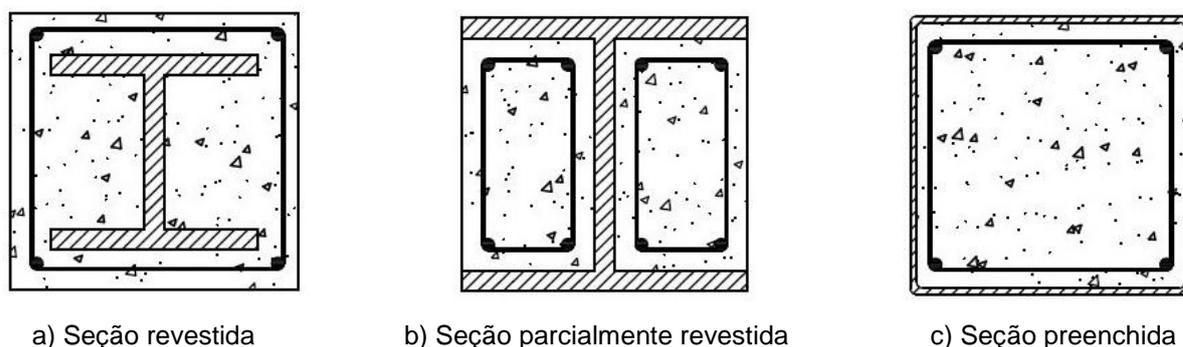
A busca por construções mais eficientes tem resultado em crescimento no uso de sistemas construtivos industrializados nas últimas duas décadas no Brasil. Dentro deste contexto estão inseridas as estruturas mistas de aço e concreto, que apresentam vantagens como a execução rápida aliada ao grande controle de qualidade dos elementos estruturais por serem, em grande parte, industrializados, resultando em estruturas com maior precisão dimensional, executadas em menor tempo, com grande economia de material e mão de obra e com menor produção de resíduos de construção.

Um elemento misto de aço e concreto é caracterizado pela presença do aço, sob a forma de perfil, trabalhando de maneira conjunta com o concreto estrutural simples ou armado para resistir às ações atuantes. O trabalho conjunto entre aço e concreto é conseguido por meio da interação entre os materiais, que pode ocorrer por meio da aderência mecânica (via conectores de cisalhamento, mossas ou saliências dispostas na região de contato entre os materiais), aderência por atrito e pela adesão entre os materiais. A parcela de adesão costuma ser muito pequena e se romper nos primeiros estágios de carregamento, restando as demais parcelas para resistir aos esforços de cisalhamento na interface aço-concreto.

As vantagens de combinar aço e concreto em um mesmo elemento estrutural ficam evidentes quando se observam as propriedades mecânicas de ambos os materiais separadamente, isso porque são materiais com características complementares que, quando combinados, resultam em maior aproveitamento de ambos, tanto em termos estruturais como construtivos. Dentre os elementos estruturais que compõem os sistemas mistos de aço e concreto têm-se as vigas, os pilares, as lajes e as ligações. Os princípios gerais de projeto para cada um dos elementos são apresentados na ABNT NBR 8800 (2008) em seus anexos O, P, Q e R, respectivamente.

Em termos de arranjo dos componentes, um pilar misto de aço e concreto trata-se de um elemento estrutural formado pela associação de um ou mais perfis de aço revestidos ou preenchidos com concreto. A nomenclatura dos pilares é função da posição do concreto na seção, assim os pilares podem ser: revestidos (Figura 1.1a), parcialmente revestidos (Figura 1.1b) ou preenchidos (Figura 1.1c).

**Figura 1.1: Pilares mistos de aço e concreto**



a) Seção revestida

b) Seção parcialmente revestida

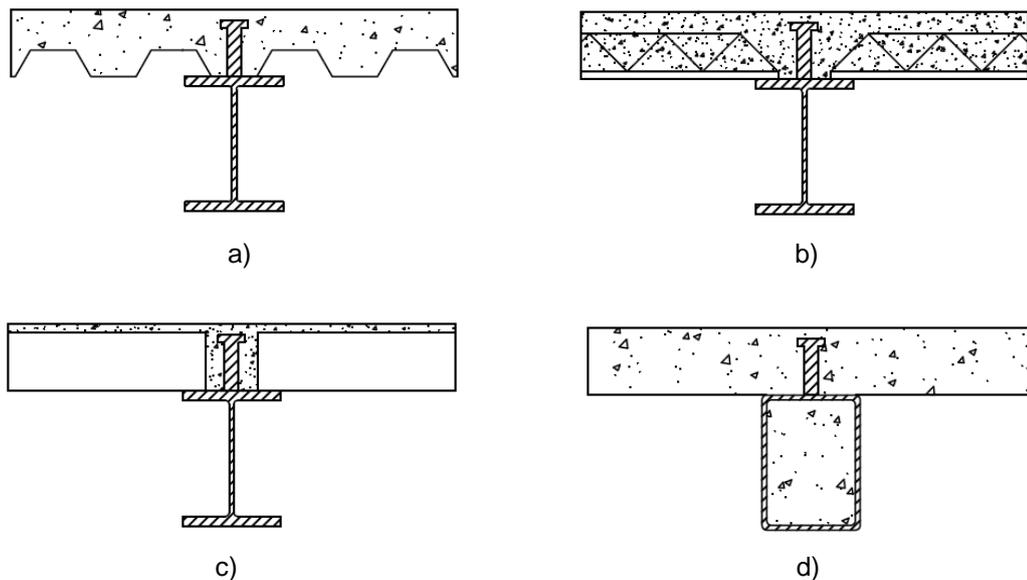
c) Seção preenchida

Fonte: Autor (2017)

Os pilares mistos de seção preenchida (Figura 1.1c) são formados por perfis tubulares retangulares ou circulares sendo que o perfil, além de atuar como fôrma permanente, contribui para a capacidade resistente e proporciona confinamento ao concreto que, por sua vez, contém o perfil de aço restringindo a instabilidade local. Já os pilares revestidos (Figura 1.1a) e parcialmente revestidos (Figura 1.1b) caracterizam-se por serem formados por perfis do tipo I ou H, soldados ou laminados, envoltos totalmente ou parcialmente por concreto. No presente texto será dada ênfase ao pilar misto preenchido uma vez que a ligação entre esse elemento e o piso misto de pequena altura é o objeto de estudo.

As vigas mistas, por sua vez, resultam da associação de um perfil de aço, usualmente simétrico em relação ao plano de flexão, conectado a uma laje que pode ser mista com fôrma de aço incorporada (Figura 1.2a), de elementos pré-fabricados de concreto (Figura 1.2b), de painéis alveolares (Figura 1.2c) ou maciça de concreto (Figura 1.2d). Comumente são utilizados perfis do tipo I, porém perfis caixão ou tubular retangular (Figura 1.2d) podem ser usados desde que sejam feitas as devidas adaptações na formulação contida na ABNT NBR 8800 (2008). Nas vigas mistas, a interação entre os componentes de aço e concreto é obtida, na maioria das vezes, por meio dos conectores de cisalhamento eletrofundidos no perfil de aço e que, por conta da transferência de esforços de cisalhamento, garantem a compatibilidade das deformações na interface aço-concreto. Nas vigas mistas, segundo as normas técnicas atualmente em vigor, a presença dos conectores de cisalhamento é obrigatória, mas há outras possibilidades para promover o comportamento conjunto como, por exemplo, o uso de adesivos.

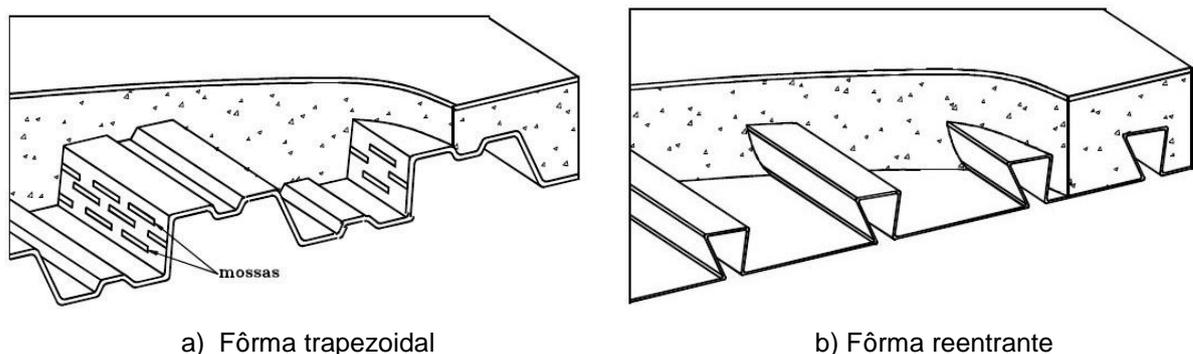
**Figura 1.2: Vigas mistas de aço e concreto**



Fonte: Autor (2017)

A laje mista com fôrma de aço incorporada, citada anteriormente, consiste da associação de uma fôrma de aço perfilada e concreto, sendo que na fase final, após o endurecimento, o concreto atua estruturalmente em conjunto com a fôrma de aço, a qual funciona como toda ou parte principal da armadura positiva da laje. As fôrmas de aço podem ser trapezoidais (Figura 1.3a) ou reentrantes (Figura 1.3b). O comportamento conjunto entre a fôrma e o concreto da laje mista pode ser obtido por meio de saliências, reentrâncias ou deformações nas nervuras da fôrma. Em termos construtivos, a utilização da laje mista traz benefícios como a possibilidade de dispensar o escoramento durante a fase de construção, as fôrmas funcionam como plataforma de trabalho para os operários e resultam em facilidade na instalação e manutenção dos sistemas prediais. Mesmo existindo duas opções de fôrmas, no Brasil há comercialização e princípios de projeto em norma apenas para lajes mistas com fôrmas de aço trapezoidais.

**Figura 1.3: Laje mista com fôrma trapezoidal e reentrante**



a) Fôrma trapezoidal

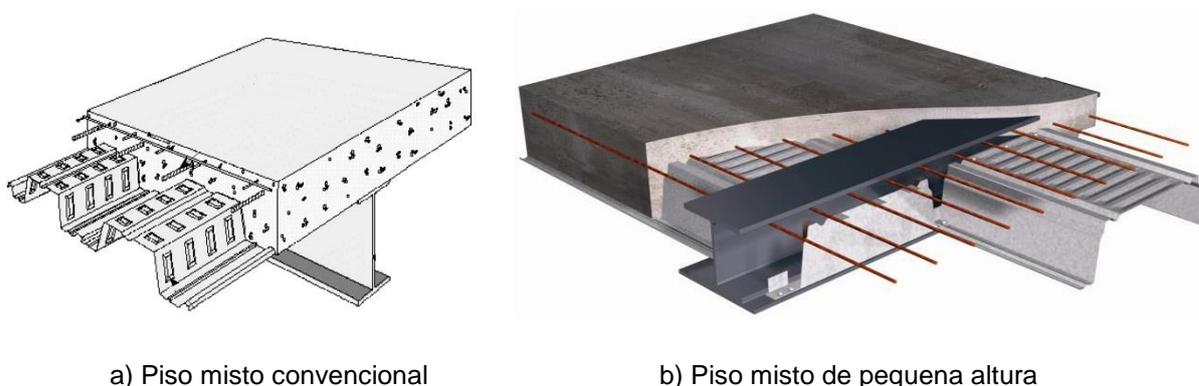
b) Fôrma reentrante

Fonte: ABNT NBR 8800 (2008)

Aqui denomina-se piso misto ao conjunto viga mista e laje mista, responsável por receber os carregamentos verticais e transmiti-los aos pilares. Quando a laje é posicionada acima da viga tem-se o piso misto convencional (Figura 1.4a), que é a configuração típica e que faz com que a altura total do piso seja dada pela soma da altura da viga mais a altura da laje.

Diferentemente do piso misto convencional, o piso misto de pequena altura tem como característica principal a redução da altura total do piso devido ao embutimento total ou parcial da viga na laje (Figura 1.4b). Esta redução pode ser da ordem de 10 cm, tornando possível o ganho de mais pavimentos mantendo a altura total do edifício ou, em regiões com limitações nos requisitos de urbanismo, pode ocorrer a redução da altura total da edificação sem a redução no número de pavimentos. A integração ou embutimento do sistema laje-viga confere grande resistência ao fogo e contribui para o aumento da capacidade resistente do perfil de aço às instabilidades locais, uma vez que os mesmos são parcialmente revestidos pelo concreto da laje. Além disso, com o piso misto de pequena altura é possível vencer vãos da ordem de 9m (BERNUZZI, GADOTTI e ZANDONINI,1990).

**Figura 1.4: Configuração dos pisos mistos de aço e concreto**



a) Piso misto convencional

b) Piso misto de pequena altura

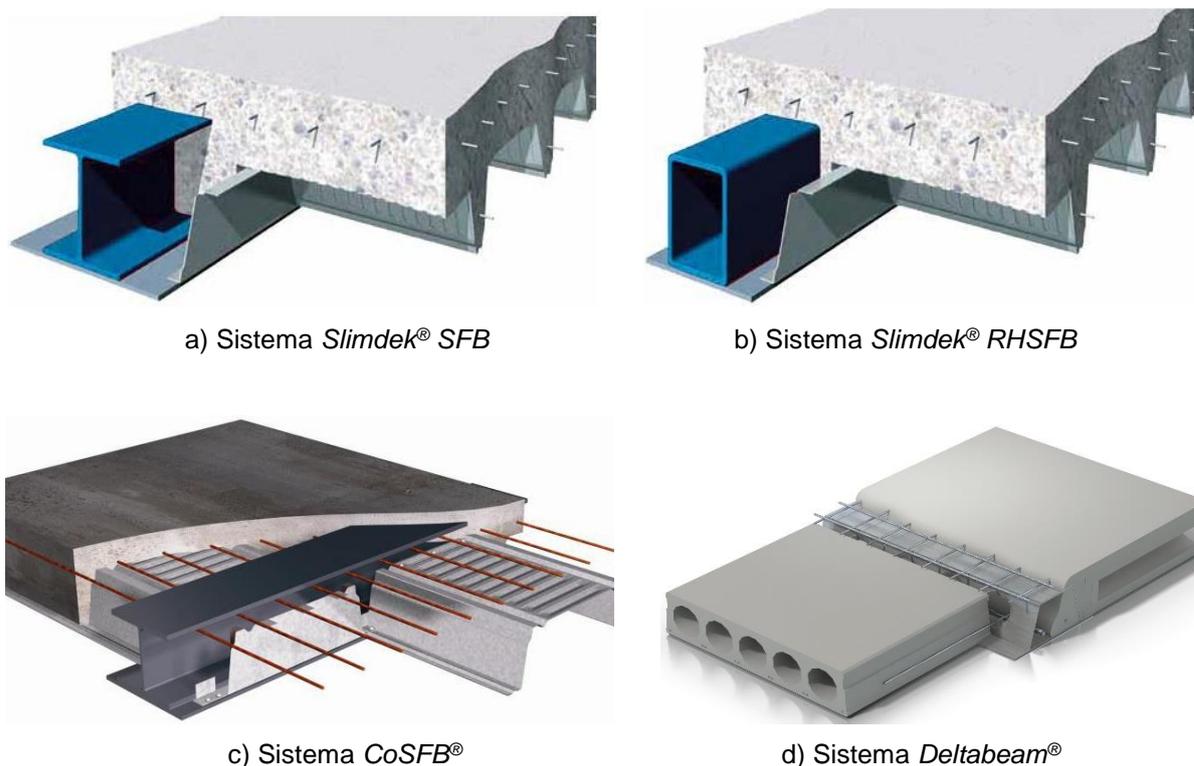
Fonte: a) Adaptado de Sommer (2002); b) Arcelormittal (2016)<sup>1</sup>

Por se tratar de um sistema em que grande parte dos componentes é industrializado, o piso misto de pequena altura permite diversas combinações entre viga mista e laje. A viga mista pode ser formada por perfis do tipo I, caixão, treliçado, *Deltabeam*<sup>®</sup> ou tubular retangular, dentre outros. Já a laje de concreto pode ser do tipo maciça moldada *in loco*, mista com fôrma de aço incorporada, ou pré-fabricada de concreto.

O piso misto de pequena altura é encontrado no exterior, em sua grande maioria, em sistemas patenteados como os mostrados na Figura 1.5.

<sup>1</sup> Arcelormittal (2016). Disponível em: [http://ds.arcelormittal.com/construction/cee/Products/Floor/Composite\\_Floor/language/EN](http://ds.arcelormittal.com/construction/cee/Products/Floor/Composite_Floor/language/EN)>. Acesso em: jun. 2016.

Figura 1.5: Sistemas patentados para pisos mistos de pequena altura



Fonte: a), b) Tata Steel (2016)<sup>2</sup>; c) Arcelormittal (2016)<sup>3</sup>; d) Peikko Group (2016)<sup>4</sup>

Devido às suas boas características o piso misto de pequena altura já é bem difundido internacionalmente e bastante utilizado sobretudo em países de clima frio. Como exemplos de utilização citam-se edifícios como o *Clinique D'Eich* (Figura 1.6a) composto por vigas mistas com perfis assimétricos e laje alveolar e o *Arcelormittal Office Building Petrusse* (Figura 1.6b) formado por perfis *Slim Floor Beams* (SFB) e laje de concreto com Cofradal®, ambos localizados em Luxemburgo. Na Inglaterra, são exemplos de utilização do piso misto de pequena altura o edifício *The Boilerhouse* do Instituto de Materiais, Minerais e Mineração localizado em Grantham (Figura 1.6c) e o *The Exchange* localizado no *Colworth Science Park* na cidade de Bedford (Figura 1.6d) ambos pisos compostos por vigas mistas assimétricas e laje mista com fôrma de aço incorporada.

<sup>2</sup> Tata Steel (2016). Disponível em: < [https://www.tatasteelconstruction.com/en\\_GB/Products/structural-buildings-and-bridges/Composite-floor-deck/ComFlor%C2%AE-225](https://www.tatasteelconstruction.com/en_GB/Products/structural-buildings-and-bridges/Composite-floor-deck/ComFlor%C2%AE-225) >. Acesso em: jul. 2016.

<sup>3</sup> Arcelormittal (2016). Disponível em: < <http://sections.arcelormittal.com/library/articles-publications/slim-floors-ifb-sfb-cosfb.html> >. Acesso em: jul. 2016.

<sup>4</sup> Peikko Group (2016). Disponível em: < <https://www.peikko.com/products/deltabeam-slim-floor-structures/photos-and-videos/> >. Acesso em: ago. 2016.

**Figura 1.6: Exemplos de utilização do piso misto de pequena altura**



a) Clinique D'Eich



b) Arcelormittal Office Building Petrusse



c) The Boilerhouse



d) The Exchange

Fonte: a) Arcelormittal (2016)<sup>5</sup>; b) Arcelormittal (2016)<sup>6</sup>; c) Tata Steel (2016)<sup>7</sup>; d) Tata Steel (2016)<sup>8</sup>

Como já mencionado, o sistema misto possui vantagens estruturais e construtivas por se tratar de um sistema em que grande parte de seus elementos são industrializados. Entretanto, isto faz com que neste tipo de sistema não haja o monolitismo natural existente nas estruturas de concreto armado moldadas *in loco*, o que traz implicações na estabilidade global, na distribuição de esforços na estrutura e nos detalhes de ligação entre os elementos estruturais. Assim, torna-se de extrema relevância o conhecimento do comportamento das ligações, sobretudo entre o piso e os pilares.

A ABNT NBR 8800 (2008) considera mista a ligação em que a laje participa da transmissão de momento fletor de uma viga mista para um pilar ou para outra viga mista no

<sup>5</sup> Arcelormittal (2016). Disponível em: <[http://constructalia.arcelormittal.com/files/styles/image/public/SlimFloor\\_2\\_1\\_1web--2d3b4564a4ebe5979d12b778c5a5f974.jpg](http://constructalia.arcelormittal.com/files/styles/image/public/SlimFloor_2_1_1web--2d3b4564a4ebe5979d12b778c5a5f974.jpg)>. Acesso em: out. 2016.

<sup>6</sup> Arcelormittal (2016). Disponível em: <[http://ds.arcelormittal.com/projectsearch/main/62/picture\\_651.jpg](http://ds.arcelormittal.com/projectsearch/main/62/picture_651.jpg)>. Acesso em: out. 2016.

<sup>7</sup> Tata Steel (2016). Disponível em: <[https://www.tatasteelconstruction.com/en\\_GB/tata-steel-case-studies/leisure/The-Boilerhouse,-Grantham,-UK](https://www.tatasteelconstruction.com/en_GB/tata-steel-case-studies/leisure/The-Boilerhouse,-Grantham,-UK)>. Acesso em: out. 2016.

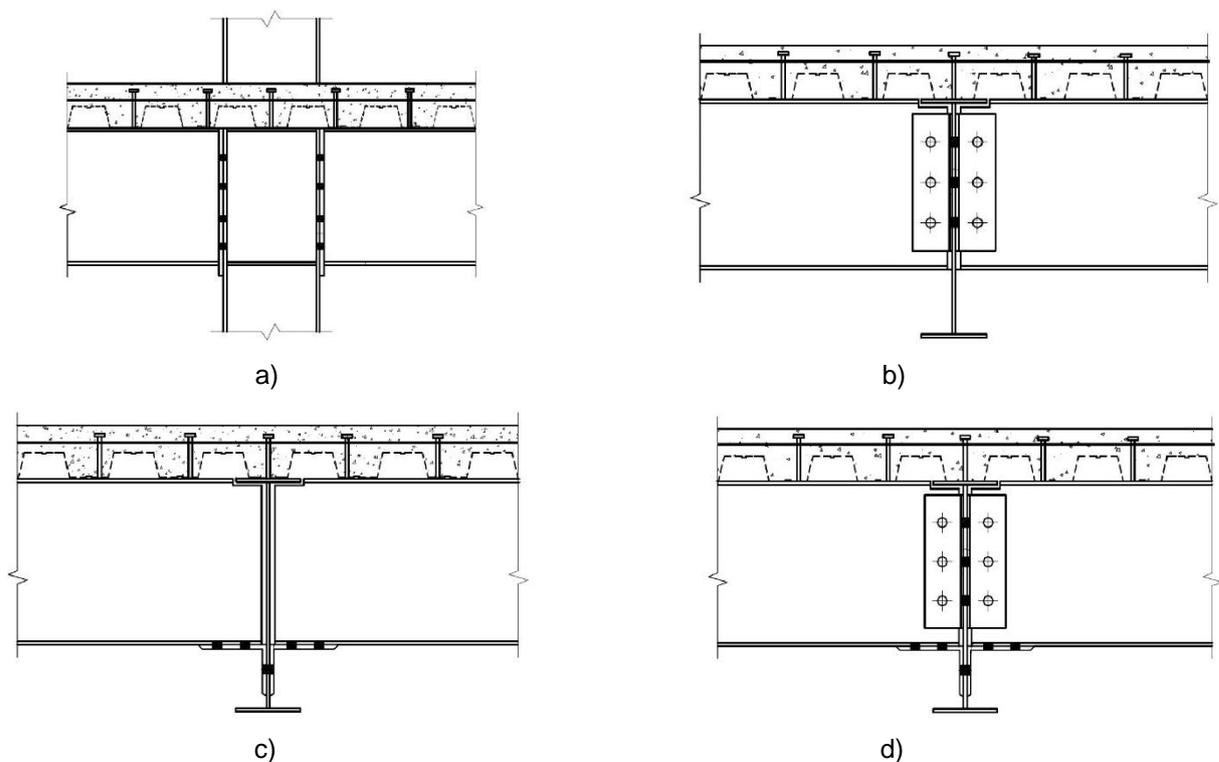
<sup>8</sup> Tata Steel (2016). Disponível em: <[https://www.tatasteelconstruction.com/en\\_GB/tata-steel-case-studies/Educational/THE-EXCHANGE,-COLWORTH-SCIENCE-PARK,-UK](https://www.tatasteelconstruction.com/en_GB/tata-steel-case-studies/Educational/THE-EXCHANGE,-COLWORTH-SCIENCE-PARK,-UK)>. Acesso em: out. 2016.

vão adjacente. Figueiredo e Gonçalves (2007) destacam que essa consideração torna a ligação mais rígida e com maior capacidade resistente quando comparada às ligações em que não há a participação da laje na transferência de forças.

Os detalhes mais usuais de ligações mistas são com chapa de extremidade de altura total (Figura 1.7a), cantoneira de alma (Figura 1.7b), cantoneira de assento (Figura 1.7c) e cantoneira de alma e de assento (Figura 1.7d). Dentre estas, os detalhes com chapa de extremidade de altura total, com cantoneira de assento e com cantoneira de alma e de assento são ligações pré-qualificadas e que, devido à quantidade de estudos já realizados, possuem princípios de verificação constantes na ABNT NBR 8800 (2008) e em normas técnicas internacionais como os Eurocódigos.

Além das apresentadas, existe uma gama de detalhes de ligações mistas em estudo, como a ligação com chapa de extremidade de altura parcial, chapa de extremidade com barras rosqueadas, com parafusos de expansão e com chapa passante. Todavia, esses detalhes de ainda não possuem critérios de projeto claramente estabelecidos pois pouco se conhece do seu comportamento, sendo necessário mais estudos acerca do tema. Por isso, tais detalhes ainda não foram incorporados às normas técnicas para a verificação de ligações viga-viga e viga-pilar.

**Figura 1.7: Detalhes típicos de ligações mistas**



Fonte: Adaptado de ABNT NBR 8800 (2008)

Apesar de se tratar de um sistema estrutural e construtivo que vem ganhando cada vez mais espaço na construção civil, nota-se que existem poucos detalhes de ligações mistas contemplados pela atual norma brasileira em vigor. Além disso, os detalhes de ligação mista pré-qualificados não contemplam situações em que o pilar é do tipo misto, apenas pilares de aço são previstos nas normas técnicas nacionais e estrangeiras. Esse panorama corrobora a relevância e a necessidade de estudos de mais detalhes de ligações mistas a fim de expandir o conhecimento, os princípios de projeto e verificação do sistema misto. A seguir, são apresentados os fatores que justificam o presente estudo.

## **1.2 Justificativa**

As estruturas mistas de aço e concreto vem ganhando espaço no cenário da construção civil brasileira devido à sua grande aplicabilidade e boas características construtivas, estruturais e econômicas. Entretanto, estudos sobre o comportamento das ligações viga-pilar envolvendo os pisos mistos de pequena altura são extremamente raros tanto no Brasil quanto no exterior. O procedimento usual quando se investiga os pisos mistos de pequena altura é dar ênfase ao comportamento do piso em si, ou ao comportamento da viga mista revestida ou parcialmente revestida. Portanto, pouquíssimos são os estudos cujo enfoque é a ligação viga-pilar envolvendo o piso misto de pequena altura.

Por ter uma grande quantidade de componentes, de parâmetros e de materiais com diferentes relações constitutivas envolvidas, o estudo das ligações entre elementos mistos é de grande complexidade. É usual que o estudo das ligações seja feito de forma experimental, isto é, com a construção de modelos físicos em escala real e a realização de ensaios destrutivos. Porém, isto constitui uma alternativa bastante onerosa, pois demanda um grande volume de recursos financeiros, de tempo e de mão de obra para realização dos ensaios, sem contar que é inviável avaliar, com modelos físicos, todos os parâmetros que interferem no comportamento da ligação mista.

Em função disso, uma alternativa muito eficiente e que pode ser combinada com a investigação experimental, visando reduzir o número de ensaios, é a utilização de pacotes computacionais para a construção de modelos numéricos. No entanto, essa metodologia necessita ser validada com resultados experimentais, constituindo-se numa técnica que pode ser utilizada para definir quais parâmetros devem ser analisados experimentalmente ou para complementar resultados experimentais escassos visando ampliar a abrangência dos modelos físicos. Portanto, a modelagem numérica é uma excelente alternativa para avaliar o comportamento das ligações viga-pilar. Uma vez que se disponha de resultados experimentais, as simulações numéricas podem produzir resultados complementares e permitir a avaliação de parâmetros geométricos e de resistência dos componentes não avaliados nos modelos físicos. Desta forma, do ponto de vista do objeto de estudo da presente

proposta, os resultados numéricos gerados no presente estudo poderão contribuir de forma bastante importante para o avanço do conhecimento dos pisos mistos de pequena altura, sobretudo no tocante à sua ligação com os pilares mistos.

Assim, a presente proposta se justifica à medida que visa o estudo da ligação do piso misto de pequena altura com o pilar do tipo preenchido, utilizando a simulação numérica como ferramenta para ampliar alguns resultados experimentais disponíveis na literatura científica. A seguir são apresentados os objetivos que norteiam esse estudo.

### 1.3 Objetivos

O presente estudo tem como objetivo principal desenvolver um modelo numérico que reproduza o comportamento real da ligação viga-pilar envolvendo o piso misto de pequena altura e o pilar preenchido de seção quadrada.

Quanto aos objetivos específicos, pode-se elencar:

- Avaliar a influência dos modelos constitutivos dos materiais aço e concreto;
- Avaliar a influência dos parâmetros de plasticidade do modelo *Concrete Damaged Plasticity (CDP)* na representatividade do modelo numérico;
- Verificar a necessidade de considerar as interfaces de contato entre os componentes na modelagem numérica com vistas a reproduzir o comportamento real observado em ensaio;
- Avaliar a influência dos métodos de simulação do comportamento conjunto entre os materiais;
- Uma vez validado o modelo numérico, explorar a influência da taxa de armadura sobre o comportamento Momento vs Rotação e sobre os valores de momento resistente e rigidez da ligação mista viga-pilar;

### 1.4 Metodologia

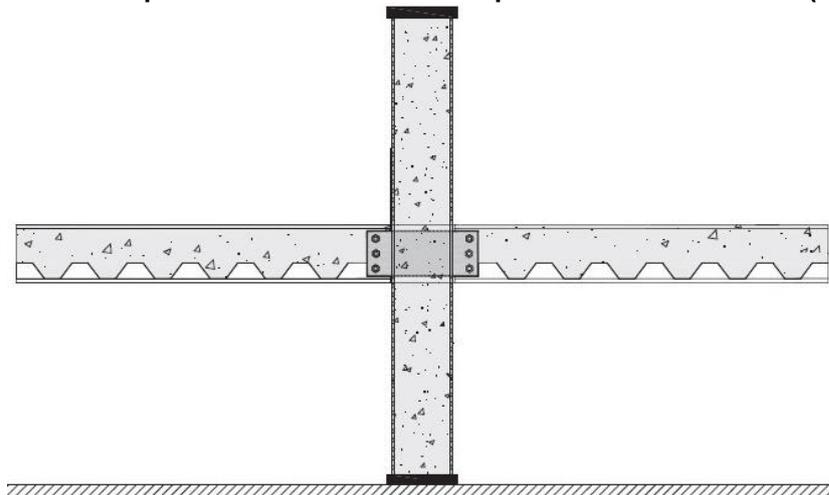
Para alcançar os objetivos apresentados no item 1.3, a metodologia foi dividida em três etapas principais: revisão bibliográfica, elaboração e validação de modelo numérico e análise paramétrica.

1. *Revisão bibliográfica:* nessa etapa foi realizado o levantamento de estudos teóricos, experimentais e numéricos envolvendo o piso misto de pequena altura e as ligações mistas. Com isto, foi possível traçar um panorama do atual estado de conhecimento e das lacunas existentes, além de conhecer o comportamento estrutural do objeto de estudo, parâmetros mais relevantes para o seu comportamento e aspectos relacionados à modelagem numérica de ligações mistas.

2. *Elaboração e validação do modelo numérico:* o modelo numérico foi construído com base no modelo físico cujos resultados são apresentados em De Nardin e El Debs (2012)

utilizando o pacote computacional *Abaqus*<sup>®</sup>. O modelo é composto por dois elementos de viga, um pilar misto preenchido, uma laje mista com fôrma de aço incorporada e uma ligação viga-pilar que se dá por meio de uma chapa passante parafusada na alma do perfil I das vigas por uma única linha com 3 parafuso (Figura 1.8).

**Figura 1.8: Esquema do modelo ensaiado por De Nardin e El Debs (2012)**



Fonte: Adaptado de De Nardin e El Debs (2012)

3. *Análise Paramétrica*: após a validação do modelo numérico, por meio do confronto com resultados experimentais, será possível avaliar a influência da taxa de armadura sobre o comportamento Momento vs Rotação e sobre os valores de momento resistente e rigidez da ligação mista viga-pilar, parâmetro este que não pôde ser investigado experimentalmente.

## 1.5 Organização da dissertação

A presente dissertação foi dividida em 6 capítulos. Apresenta-se no primeiro capítulo uma introdução ao tema, justificativas, objetivos e a metodologia empregada no estudo. O segundo capítulo traz a revisão bibliográfica e contempla os seguintes temas: o piso misto de pequena altura, as ligações mistas, a modelagem numérica de ligações mistas e as ligações mistas pertencentes ao piso misto de pequena altura. No terceiro capítulo são descritos os detalhes da modelagem numérica e quais parâmetros foram avaliados para a construção do modelo numérico. No quarto capítulo são apresentados e discutidos os resultados das simulações realizadas até que o modelo numérico fosse considerado validado. O quinto capítulo apresenta as considerações finais e os comentários sobre o estudo realizado. E por último, no sexto capítulo, são apresentadas as referências utilizadas no desenvolvimento do presente estudo.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

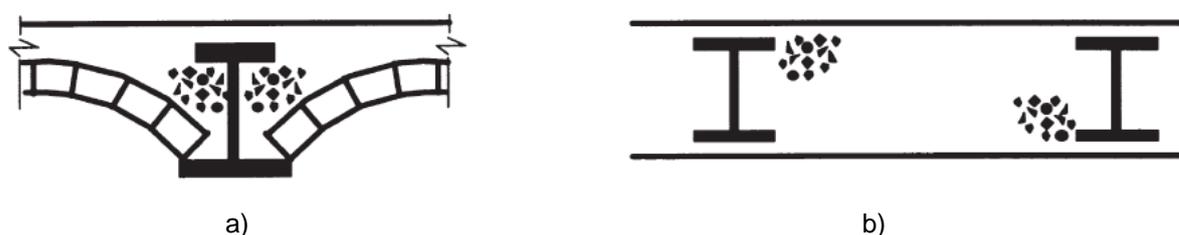
O estudo do comportamento das estruturas mistas frente às diversas ações que atuarão durante toda sua vida útil é fundamental para o desenvolvimento de equacionamentos e princípios gerais de projeto que norteiam as normas de dimensionamento de tal sistema construtivo.

Desta maneira, para que esta pesquisa contribua para o desenvolvimento do conhecimento é necessário compreender o atual estado de conhecimento do piso misto de pequena altura e das ligações entre esse e o pilar. A revisão bibliográfica foi dividida em seis partes: o piso misto de pequena altura, o conceito de ligação mista, as ligações mistas com pilares mistos preenchidos, a modelagem numérica de ligações mistas, as ligações mistas em pisos mistos de pequena altura e considerações finais. Essa subdivisão foi necessária em função da escassez de estudos que abordam especificamente a ligação entre o piso misto de pequena altura e o pilar misto preenchido.

### 2.1 O piso misto de pequena altura

A primeira configuração do piso misto de pequena altura que se tem conhecimento é datada de 1790 e foi denominada *jack-arch* (Figura 2.1a). O sistema consistia de arcos de blocos cerâmicos apoiados na mesa inferior de vigas de ferro fundido. No início do século XIX surge outro tipo de piso misto de pequena altura, o *filler joist* (Figura 2.1b), formado por vigas de aço envoltas por concreto (BAILEY, 1999).

Figura 2.1: Sistema *jack-arch* e *filler joist*



Fonte: Bailey (1999)

Em 1970, pesquisadores do *Swedish Institute of Steel Construction* perceberam a eficácia de reduzir a altura total do piso apoiando a laje sobre a mesa inferior do perfil da viga. Devido ao sucesso do piso misto de pequena altura nos países nórdicos na década de 1980, a *British Steel* juntamente com o *Steel Construction Institute - SCI* desenvolveram um estudo com o objetivo de avaliar a capacidade resistente e as características deste sistema de piso (JURADO, 2008). Desta parceria surgiu o *Slimflor Fabricated Beam - SFB* (Figura 2.2a), que

é formado por um perfil H, laminado, e uma chapa de aço de largura maior soldada à mesa inferior visando servir de apoio para a laje. Com essa solução foi possível partir de um perfil simétrico e obter o perfil assimétrico, no entanto isso implicou em executar a soldagem da chapa. Mullett e Lawson (1993) apresentam critérios de dimensionamento para vigas mistas com laje de concreto pré-fabricada e perfis SFB pertencentes ao piso misto de pequena altura.

**Figura 2.2: Perfis I assimétricos**

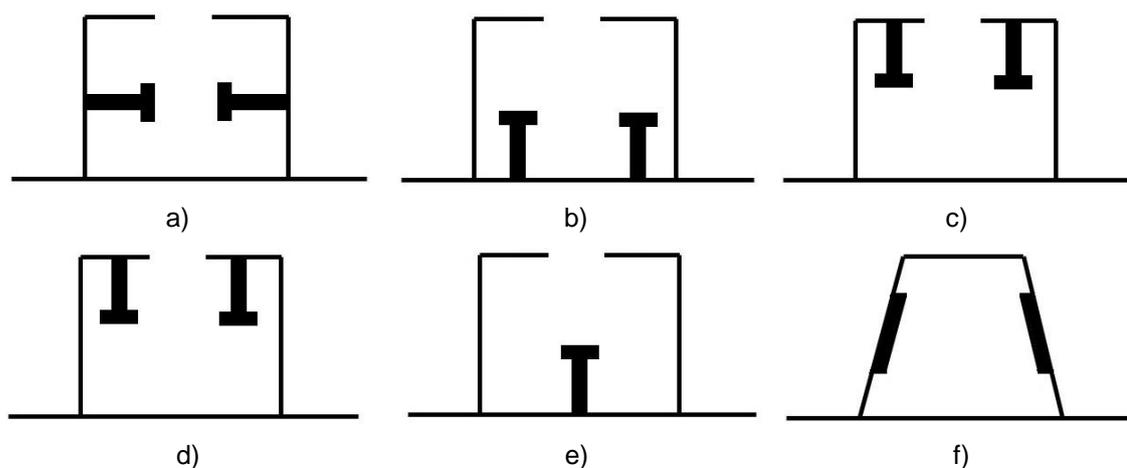


a) Perfil *Slimflor Fabricated Beam (SFB)*      b) Perfil *Asymmetric Slimflor Beam (ASB)*

Fonte: a) Adaptado de Arcelormittal (2016); b) Adaptado de Arcelormittal (2016)<sup>9</sup>

Nessa mesma década, Lu e Makelainen (1995) realizaram ensaios experimentais e desenvolveram análises paramétricas com vigas preenchidas de seções *Hatbeam* (Figura 2.3a) e *Deltabeam*<sup>®</sup> (Figura 2.3f) pertencentes ao piso misto de pequena altura. Para a seção *Hatbeam* os autores avaliaram a posição dos conectores de cisalhamento e a contribuição da armadura no comportamento conjunto. Para as seções *Deltabeam*<sup>®</sup> (Figura 2.3f) avaliou-se a eficácia da borda curvada dos orifícios, distribuídos ao longo do comprimento, no comportamento conjunto.

**Figura 2.3: Seções estudadas por Lu e Makelainen (1995)**



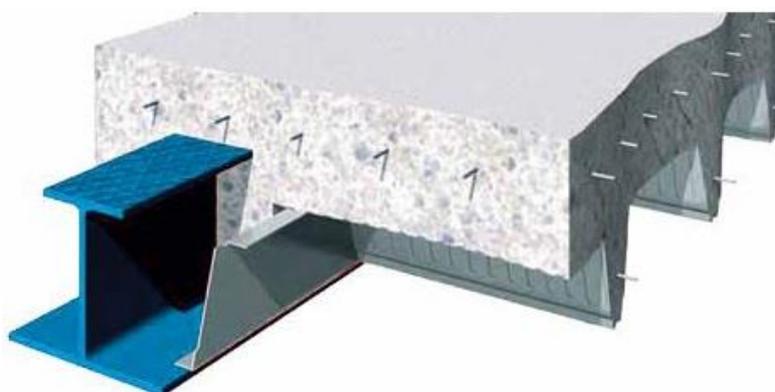
Fonte: Adaptado de Lu e Makelainen (1995)

<sup>9</sup> Arcelormittal (2016). Disponível em: < <http://sections.arcelormittal.com/products-services/constructive-solutions/slim-floor.html> >. Acesso em: out. 2016.

Com base nos resultados experimentais, os autores salientam que, para o perfil *Hatbeam*, os conectores são mais eficientes quando posicionados na parte inferior (Figura 2.4b) e a inclusão das armaduras reduz a ductilidade das vigas e contribuem para reduzir o deslizamento da interface aço-concreto, o que torna menor a força a ser transferida pelos conectores de cisalhamento, além de gerar aumento da rigidez à flexão. A seção *Deltabeam*<sup>®</sup>, em que o comportamento conjunto se deu por meio de bordas curvas dos orifícios, apresentou rigidez próxima da esperada. Além disso, com base nas análises paramétricas, Lu e Makelainen (1995) destacam que a capacidade resistente à flexão da seção mista pode ser calculada utilizando as propriedades plásticas da seção.

Com o avanço no processo de fabricação dos perfis laminados, a *British Steel* e o *Steel Construction Institute (SCI)* desenvolveram o *Asymmetric Slimflor Beam – ASB* (Figura 2.2b), cujas principais características são a mesa inferior mais larga do que a superior, constituindo um perfil assimétrico em relação ao eixo de flexão, e a presença de ranhuras na face externa da mesa superior a fim de promover a interação entre aço e concreto e dispensar o uso de conectores tipo pino com cabeça. Este perfil foi investigado por Lawson, Mullett e Rackham (1997) em uma série de ensaios de pisos mistos de pequena altura, com laje mista com fôrma de aço incorporada, visando determinar o momento fletor resistente da viga mista, a tensão última de aderência na interface aço-concreto e a rigidez. Os resultados experimentais permitiram elaborar um procedimento analítico baseado na norma britânica BS 5950 (1994), que considerava apenas a seção de aço na fase de construção e a seção mista na fase de utilização. A combinação entre o *Asymmetric Slimflor Beam (ASB)* e a laje mista com fôrma de aço incorporado foi patenteada pela *British Steel* como *Slimdek*<sup>®</sup> (Figura 2.4).

**Figura 2.4: Sistema *Slimdek*<sup>®</sup>**



Fonte: Tata Steel (2018)<sup>10</sup>

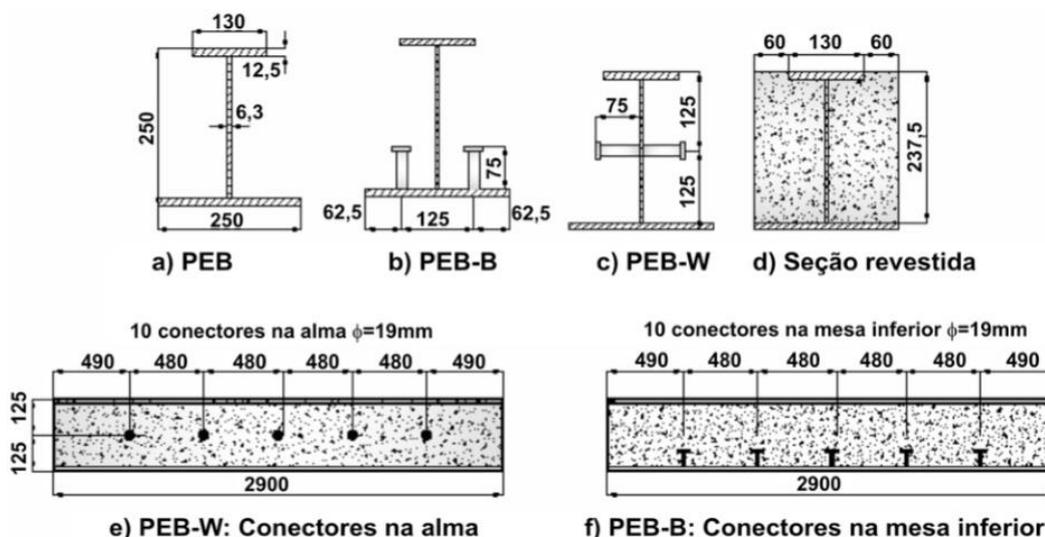
<sup>10</sup> Tata Steel (2016). Disponível em: < [https://www.tatasteelconstruction.com/en\\_GB/Products/structural-buildings-and-bridges/Composite-floor-deck/ComFlor%C2%AE-225](https://www.tatasteelconstruction.com/en_GB/Products/structural-buildings-and-bridges/Composite-floor-deck/ComFlor%C2%AE-225) >. Acesso em: mai. 2018.

No Brasil, Ramos (2010) desenvolveu um modelo numérico que foi validado com o resultados experimentais de Lawson, Mullett e Rackham (1997); a partir desse modelo numérico foi realizada análise paramétrica na qual foram avaliados os seguintes parâmetros: resistência do concreto, taxa de armadura na capa de concreto e altura da capa de concreto. O modelo numérico desenvolvido por Ramos (2010) mostrou boa concordância com o modelo experimental de Lawson, Mullett e Rackham (1997). O estudo paramétrico mostrou que a variação na resistência do concreto tem pouca influência no momento resistente; por outro lado, o aumento da altura da capa de concreto proporcionou aumento no momento resistente. Quanto à taxa de armadura na capa de concreto, ocorre diminuição da fissuração na região de aplicação da carga para taxas mais elevadas.

O perfil *Asymmetric Slimflor Beam (ASB)*, citado anteriormente, também foi utilizado por Rackham, Hicks e Newman (2006). Os autores fornecem orientações sobre a concepção do piso misto de pequena altura composto pelo perfil de aço ASB associado a lajes alveolares. No estudo são abordadas duas configurações: seções ASB sem capa de concreto e seções ASB com capa de concreto. Um procedimento passo-a-passo foi estabelecido para as diversas situações de carregamento a considerar na fase construtiva, com verificações para os estados limites último e de serviço. Dentre os modos de falha possíveis, Rackham, Hicks e Newman (2006) destacam verificações para as instabilidades do perfil, cisalhamento, capacidade resistente à torção e à flexão.

Peça fundamental para que se possa obter o comportamento conjunto, a posição dos conectores de cisalhamento nas vigas mistas pode afetar o comportamento do piso misto de pequena altura. Com intuito de avaliar a melhor posição, De Nardin e El Debs (2009) fizeram um estudo exploratório no qual foram ensaiadas vigas mistas parcialmente revestidas com conectores do tipo pino com cabeça soldados na alma, na mesa inferior e um modelo referência sem conectores (Figura 2.5). As vigas mistas com conectores soldados na mesa inferior da viga resultaram em maior contribuição para a capacidade resistente à flexão e para a redução do escorregamento relativo entre o aço e o concreto. Cabe ressaltar que em nenhum dos modelos foi utilizada armadura na forma de barras de aço.

**Figura 2.5: Posições dos conectores ensaiados por De Nardin e El Debs (2008)**

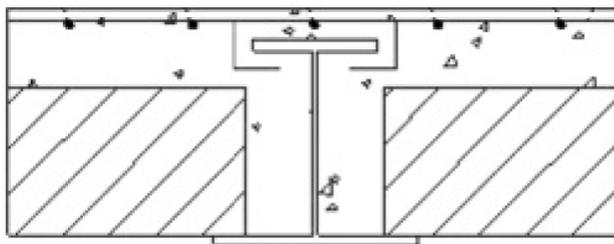


Fonte: De Nardin e El Debs (2009)

Dando continuidade ao estudo de De Nardin e El Debs (2009), Cavalcanti (2010) avaliou a contribuição da armadura longitudinal para a capacidade resistente bem como sua eficiência para promover o comportamento conjunto entre aço e concreto. Diferentemente do observado por De Nardin e El Debs (2009), nos modelos com armadura longitudinal e transversal de Cavalcanti (2010) a maior capacidade resistente à flexão foi observada no modelo com armadura longitudinal e conectores soldados horizontalmente na alma do perfil (Figura 2.5c). Já o escorregamento relativo aço-concreto e a abertura de fissuras apresentaram menores valores no modelo com conectores soldados verticalmente (Figura 2.5b). Portanto, a presença das armaduras modifica o comportamento da viga mista parcialmente revestida e a contribuição dos conectores de cisalhamento.

Além de contribuir para o comportamento conjunto, as armaduras longitudinais podem contribuir para outras propriedades como a rigidez à flexão e a capacidade resistente à flexão da viga mista. Neste sentido, por meio de investigações experimentais, Wang et al. (2009) verificaram que a variação na taxa de armadura exerce pouca influência sobre a rigidez à flexão da viga mista com perfil assimétrico e laje mista com fôrma de aço incorporada (Figura 2.6). Porém, quanto maior a taxa de armadura maior a capacidade resistente a flexão, mostrando que há uma relação direta entre esses dois parâmetros. Com base nos resultados experimentais, os autores propõem expressões para o cálculo da capacidade resistente à flexão e da rigidez à flexão na região de momento negativo da viga. Combinando estas expressões com outras já existentes para o cálculo dos momentos positivos, foram desenvolvidas equações para a rigidez equivalente e a concepção da viga do piso misto de pequena altura (WANG et al., 2009).

**Figura 2.6: Seção estudada por Wang et al. (2009)**



Fonte: Wang et al. (2009)

Além dos perfis SFB e ASB (Figura 2.2) já apresentados, o perfil *Integrated Floor Beam* (IFB) também é uma opção para o piso misto de pequena altura. Esse perfil dispõe de duas configurações: IFB tipo A e tipo B. O perfil IFB tipo A consiste no corte de um perfil H ou I ao meio, ficando com a forma de uma seção T, com uma chapa de aço soldada na parte inferior da alma do perfil (Figura 2.7a). Já o perfil IFB tipo B trata-se também de um perfil H ou I cortado ao meio, porém com a forma de uma seção T invertida, e uma chapa de aço com largura menor que a da mesa inferior é soldada na parte superior da alma (Figura 2.7b). Em ambos os tipos resultam seções I assimétricas.

**Figura 2.7: Perfis IFB**

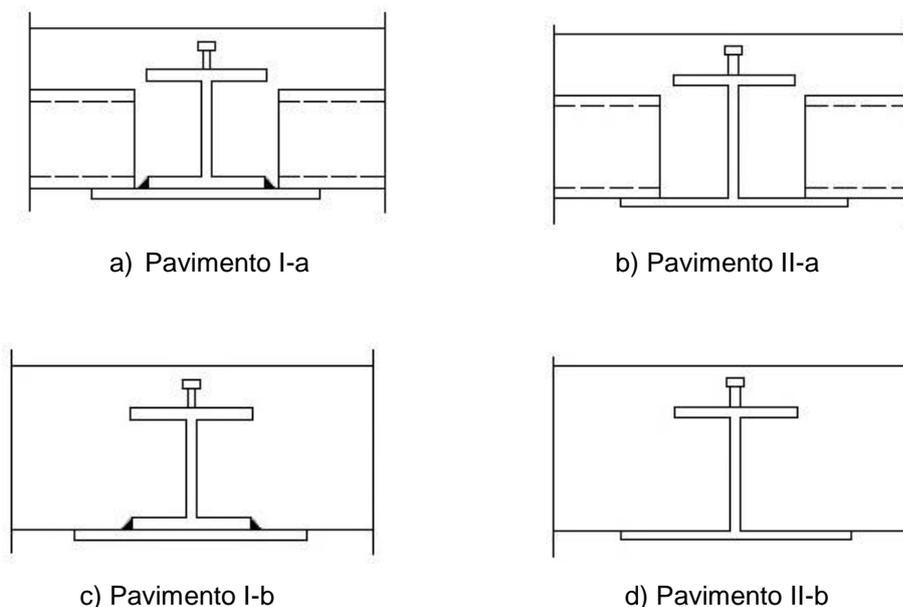


Fonte: Adaptado de Arcelormittal (2016)<sup>11</sup>

O comportamento à flexão do piso misto de pequena altura composto pelo perfil IFB tipo B e perfil SFB foi comparado por Barros (2011). Os pavimentos estudados foram divididos da seguinte maneira: pavimento tipo I-a com viga SFB e laje mista (Figura 2.8a), pavimento tipo I-b com viga SFB e laje maciça (Figura 2.8c), pavimento tipo II-a com viga IFB e laje mista (Figura 2.8b), pavimento tipo II-b com viga IFB e laje maciça (Figura 2.8d). A análise paramétrica para avaliar a capacidade resistente e o comportamento das vigas mistas nos estados limites último e de serviço foi feita utilizando uma ferramenta computacional desenvolvida pelo próprio autor.

<sup>11</sup>Arcelormittal (2016). Disponível em: < <http://sections.arcelormittal.com/products-services/constructive-solutions/slim-floor.html> >. Acesso em: out. 2016.

**Figura 2.8: Seções comparadas por Barros (2011)**



Fonte: Adaptado de Barros (2011)

No estudo realizado por Barros (2011) foi constatado que as seções com laje maciça (I-b e II-b) são mais resistentes à flexão do que as com laje mista (I-a e II-a). Isto porque nas seções com laje maciça toda a área de concreto localizada acima da linha neutra é contabilizada para a capacidade resistente à flexão da viga mista. Já no caso das lajes mistas com fôrma de aço somente a porção maciça de concreto, ou seja, o concreto localizado acima da fôrma, é contabilizada para a capacidade resistente. Os pavimentos do tipo I-a e II-a, apesar de apresentarem menor capacidade resistente à flexão, têm menor peso em comparação com os pavimentos dos tipos I-b e II-b, respectivamente, o que pode ser bastante vantajoso. Entretanto, é possível aumentar a capacidade resistente dos pavimentos I-a e II-a para que os momentos resistentes se aproximem dos valores obtidos nos pavimentos I-b e II-b utilizando concreto de menor resistência.

Mesmo com grandes vantagens estruturais e construtivas, no Brasil ainda não se tem a comercialização de uma fôrma de aço para laje mista que seja específica para o piso misto de pequena altura. Assim, com intuito de desenvolver uma fôrma de aço trapezoidal para este sistema, Friedrich (2012) desenvolveu uma pesquisa que envolveu desde a elaboração e a fabricação de uma fôrma, mais alta que as usuais para pisos mistos convencionais, até ensaios experimentais de lajes mistas. Os ensaios avaliaram o comportamento estrutural da fôrma frente a ações estáticas, principalmente quanto ao comportamento conjunto aço-concreto (Figura 2.9). Como resultado, a laje mista com a fôrma de aço proposta apresentou capacidade resistente comparável a lajes mistas usuais de aço e concreto com fôrmas disponíveis e comercializadas no Brasil.

**Figura 2.9: Fôrma de aço desenvolvida por Friedrich (2012)**



Fonte: Friedrich (2012)

Uma alternativa na concepção de vigas mistas para pisos mistos de pequena altura, além das seções já mostradas, é o perfil *Deltabeam*<sup>®</sup> (Figura 2.10). Trata-se de uma opção bastante interessante em virtude de sua grande rigidez a torção, característica indispensável sobretudo durante a fase de montagem do piso. Requisitos para os estados limites último e de serviço de piso misto de pequena altura com perfis *Deltabeam*<sup>®</sup> são apresentados por Nádaský (2012).

**Figura 2.10: Perfil *Deltabeam*<sup>®</sup>**



Fonte: Peikko Group (2017)

Outra opção de perfil de aço para o piso misto de pequena altura, que vem sendo foco de vários estudos, é o perfil celular (perfil I com aberturas na alma). A característica principal desse perfil é a existência de alvéolos ao longo da alma os quais permitem a passagem do concreto em estado fresco (Figura 2.11). Para a transferência de forças de cisalhamento neste tipo de perfil Chen, Limazie e Tan (2015) propõem um mecanismo formado por pinos de concreto associados a barras de aço que atravessam os alvéolos do perfil. Essa combinação de barras de aço e de pinos de concreto aumentou consideravelmente a capacidade resistente

ao cisalhamento, a resistência à separação entre os materiais e a ductilidade da ligação laje-viga.

**Figura 2.11: Perfil celular para vigas mista**



Fonte: Chen, Limazie e Tan (2015)

Os resultados dos ensaios de Chen, Limazie e Tan (2015) foram utilizados para validar o modelo numérico desenvolvido por Limazie e Chen (2016). A análise paramétrica mostrou que a variação da largura efetiva da laje de concreto não exerce grande influência no comportamento conjunto da viga mista. Entretanto, a altura de concreto acima do perfil de aço exerce grande influência sobre alguns parâmetros como a rigidez à flexão, a capacidade de carga do conjunto laje-viga, a ação conjunta aço-concreto e a resistência ao cisalhamento longitudinal. Já a variação na espessura da mesa inferior do perfil afetou principalmente o comportamento à flexão da viga mista; ao aumentar a espessura da mesa inferior, há aumento significativo na capacidade resistente a flexão e na rigidez da viga mista. O comportamento estrutural da viga mista celular também é influenciado pelo tamanho dos alveolos; neste caso, a capacidade resistente a flexão diminui com o aumento do tamanho das aberturas.

Limazie e Chen (2015) também desenvolveram um procedimento analítico para determinar a capacidade resistente de vigas pertencentes ao piso misto de pequena altura com laje mista. Baseado na análise da seção transversal, as propriedades da seção quanto à flexão foram avaliadas em termos do módulo plástico resistente e do momento correspondente ao escoamento. O método desenvolvido permitiu estimar o momento resistente levando em conta o comportamento conjunto aço-concreto.

Recentemente, o piso misto de pequena altura composto por lajes alveolares protendidas (Figura 2.12) foi alvo da pesquisa de Souza (2016). Nos ensaios experimentais os conectores tipo pino com cabeça aliados a chaves de cisalhamento resultantes do preenchimento dos alvéolos aumentaram a capacidade resistente da ligação entre o aço e o

concreto. Já na análise paramétrica, em termos de momento fletor resistente, a variação da mesa inferior do perfil teve maior influência que a variação da espessura da capa de concreto.

**Figura 2.12: Modelo ensaiado por Souza (2016)**



Fonte: Souza (2016)

Mesmo não sendo o foco principal do presente trabalho, cabe citar aqui alguns estudos do piso misto de pequena altura em situação de incêndio. Por exemplo, os estudos de Both, Fellingner e Twilt (1997), Bailey (1999), Ma e Makelainen (2000) e Rocha (2012) que mostraram a eficiência do sistema frente às altas temperaturas.

Uma vez apresentados os principais estudos relativos aos pisos mistos de pequena altura, a seguir são apresentados detalhes sobre a ligação desse com os pilares.

## **2.2 O conceito de ligações mistas**

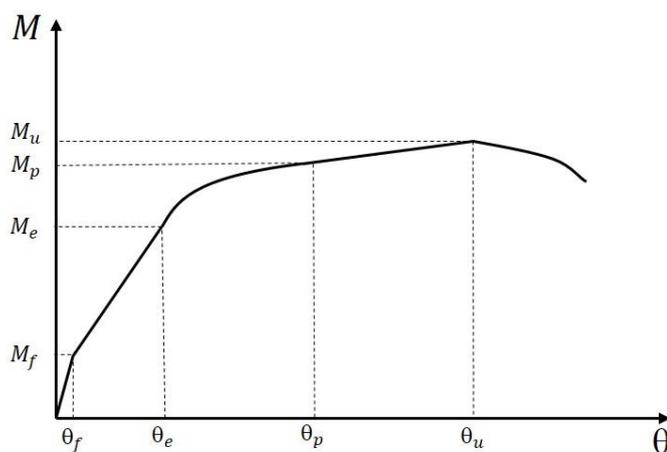
O conceito das ligações mistas foi sugerido por Barnard (1970)<sup>12</sup> para fornecer um grau significativo de continuidade e reduzir a susceptibilidade da flambagem local da mesa e da alma do perfil da viga. Denomina-se mista à ligação viga-viga ou viga-pilar em que a laje participa da transmissão de momento fletor. Entretanto, para atingir a capacidade total das vigas mistas os requisitos quanto às esbeltezes locais das seções de aço são mais rigorosos nas ligações mistas. Isso ocorre porque a armadura da laje desloca o eixo neutro plástico para mais próximo da mesa superior e uma porção maior da alma fica submetida a compressão (BARNARD, 1970 apud TEO, 2003).

---

<sup>12</sup> Barnard, P. R. Innovations in Composite Floor Systems. Proceedings in the Canadian Structural Engineering Conference, Canadian Steel Industries Construction Council, 13, Canadá, 1970.

Os principais parâmetros que definem o comportamento mecânico de uma ligação mista são o momento resistente, a rigidez e a capacidade de rotação. Estes parâmetros são obtidos a partir da curva Momento vs Rotação (Figura 2.13). O comportamento das ligações mistas pode ser modelado por curvas Momento vs Rotação porque a flexão no plano é a principal consideração. A deformação fora do plano da ligação pode ser negligenciada, uma vez que a laje é contínua e com rigidez suficiente para restringir deformações fora do plano (TEO, 2003).

**Figura 2.13: Curva esquemática Momento vs Rotação para ligações mistas**



Fonte: Adaptado de Gizejowski, Kozlowski e Lorenc (2011)

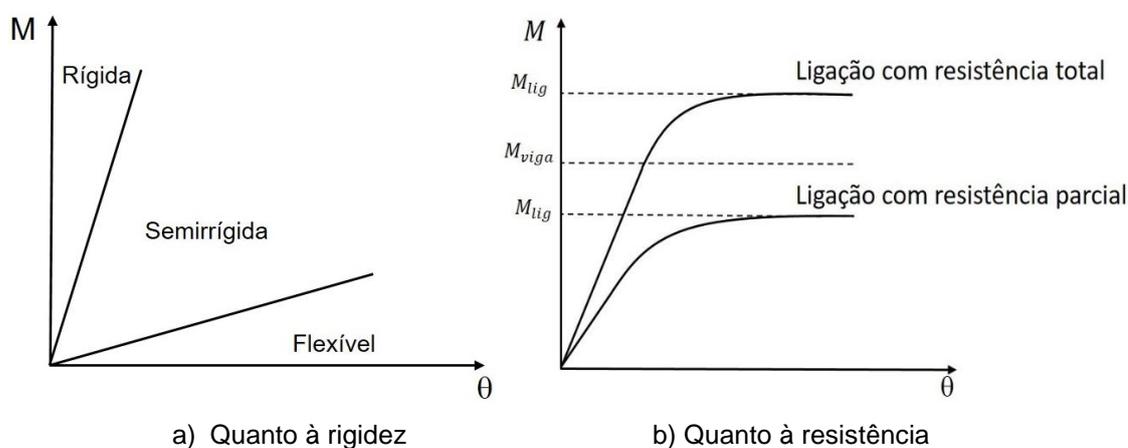
Observando a curva típica Momento vs Rotação (Figura 2.13), observar-se que o trecho elástico é dividido em duas etapas, uma antes da fissuração do concreto (até  $M_f$ ) e outra após a fissuração do concreto (até  $M_e$ ). Antes da fissuração do concreto a curva se comporta de maneira praticamente linear com elevados valores de rigidez inicial e o comportamento é governado pela resistência a tração do concreto da laje. Uma vez iniciada a fissuração, a ligação sofre redução gradual de rigidez, decorrente da resistência do concreto a tração, da interação entre as armaduras e o concreto, da taxa e da resistência ao escoamento das armaduras, contudo seu comportamento se mantém aproximadamente linear. Na fase inelástica (momento maior que  $M_e$ ) a ligação sofre uma drástica redução de rigidez em função do escoamento de componentes como barras da armadura, perfil de aço e elementos da ligação (chapas, parafusos etc.), do deslizamento entre pilar e viga e entre laje e perfil de aço da viga. A fase plástica é marcada pelas deformações plásticas dos componentes da ligação, havendo a possibilidade de instabilidades locais. As vantagens do comportamento semirrígido são totalmente exploradas se o cálculo é feito no regime plástico (GIZEJOWSKI, KOZLOWSKI e LORENC 2011).

A curva Momento vs Rotação também é utilizada para classificar as ligações quanto à sua rigidez em rígidas, flexíveis e semirrígidas (Figura 2.14a). Para que uma ligação seja

considerada rígida é necessário que a rotação relativa entre viga e pilar seja inferior a 10% da rotação correspondente a uma rótula perfeita; já para uma ligação flexível a rotação relativa entre viga e pilar deve ser maior que 80% da rotação correspondente à rótula perfeita. Valores de rotação entre 10% e 80% da rotação correspondente à rótula perfeita correspondem a ligações semirrígidas.

As ligações também podem ser classificadas quanto à resistência, podendo ser de resistência total ou parcial (Figura 2.14b). Para que seja considerada de resistência total é necessário que o momento resistente da ligação seja maior ou igual ao momento resistente da viga. Caso contrário, a ligação é considerada de resistência parcial.

**Figura 2.14: Classificação da ligação segundo a rigidez e a resistência**



Fonte: Autor (2018)

Geralmente as ligações mistas possuem vários componentes com comportamento Tensão vs Deformação não-linear. Cada componente tem limitações que podem ser responsáveis pela falha da ligação como um todo. A forma como cada componente contribui para o comportamento global da ligação depende da sua localização na ligação (FIGUEIREDO, 2004).

As ligações mistas podem estar presentes em sistemas estruturais em que o pilar é de aço ou misto. Silva, Simões e Cruz (2001) destacam que a utilização das ligações mistas proporciona redução das cargas devido ao peso próprio, redução na altura das vigas e, conseqüentemente, na altura total dos edifícios e melhor desempenho para cargas de serviço, com redução das fissuras em torno dos pilares devido ao reforço da laje.

### 2.3 Ligações mistas com pilares mistos preenchidos

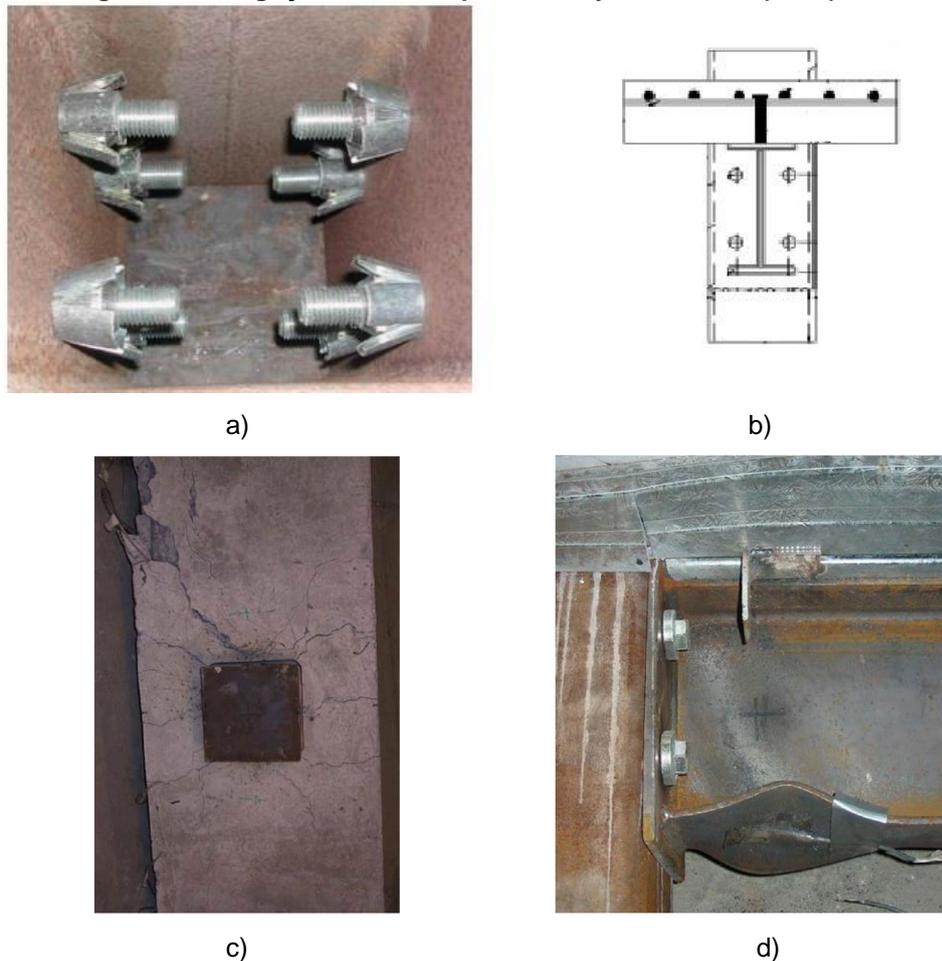
A utilização do pilar misto preenchido traz grandes vantagens tanto estruturais como construtivas. De Nardin (1999) destaca que o confinamento proporciona alta resistência e ductilidade, reduz a possibilidade de instabilidades, reduz as dimensões da seção transversal

em relação ao pilar de aço ou de concreto armado e o tubo de aço serve como forma permanente. Todavia, Roeder, Macrae e Waters (2000) ressaltam que o principal problema nas ligações viga-pilar misto preenchido é o complexo mecanismo de transferência de tensões.

Várias alternativas de ligações viga-pilar misto preenchido têm sido exploradas por pesquisadores; por exemplo, ligações parafusadas, diafragmas internos ou externos, passagem da viga através do pilar, entre outras. No entanto, alguns desses métodos resultam em complicações no processo construtivo, isto porque é necessário um trabalho considerável na montagem, além da necessidade de soldagem e alto grau de detalhamento (LOH, UY e BRADFORD, 2006).

Neste sentido, a fim de propor uma ligação com vantagens estruturais e construtivas, Loh, Uy e Bradford (2006) apresentam estudo experimental em que a ligação viga-pilar misto preenchido se deu por meio de chapa de extremidade (Figura 2.15b) e parafusos de expansão (Figura 2.15a). Além do nível de interação, os autores avaliaram a influência da taxa de armadura da laje de concreto armado no comportamento da ligação.

**Figura 2.15: Ligação ensaiada por Loh, Uy e Bradford (2006)**

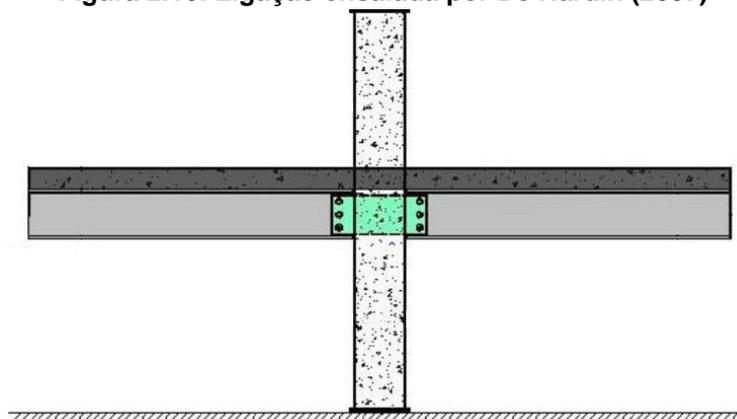


Fonte: Loh, Uy e Bradford (2006)

A interação parcial proporcionou maior ductilidade sem comprometer significativamente a rigidez e a capacidade resistente, sendo possível aumentar substancialmente a rotação com níveis de interação não inferiores a 44% (LOH, UY e BRADFORD, 2006). Quanto à taxa de armadura, altas taxas permitiram alcançar maiores valores de momentos resistente e de rotação. A capacidade plástica da seção da viga não foi alcançada devido à capacidade resistente da armadura não ter sido totalmente utilizada. A ductilidade, medida pela capacidade rotacional, também foi limitada uma vez que a armadura não foi efetivamente submetida a grandes esforços. Por outro lado, pequenas taxas de armadura induziram a intensa fissuração que resultaram no panorama de fissuração mostrado na Figura 2.15c. Com base em seus resultados experimentais, Loh, Uy e Bradford (2006) concluíram que a taxa de armadura ótima varia entre 1,0% e 1,5% da área efetiva da laje. O modo de falha dominante foi a flambagem local da mesa e da alma (Figura 2.15d), que não só reduziu o momento resistente como também restringiu a capacidade de rotação. Embora a capacidade de rotação não tenha sido considerada um modo de falha não dúctil, os autores enfatizam que é necessário incorporá-la, em uma perspectiva de projeto, para garantir que uma capacidade de rotação suficiente seja atingida antes da ruptura.

Outra alternativa para ligação a viga-pilar misto preenchido é por meio de chapa passante (Figura 2.16). O comportamento desse detalhe de ligação foi estudado por De Nardin (2007), com o objetivo principal de avaliar a contribuição de dois tipos de laje (maciça e mista com fôrma de aço incorporada) no comportamento e na capacidade resistente da ligação viga-pilar. De Nardin (2007) frisa que ambas as lajes contribuem de forma significativa para o aumento da rigidez e da capacidade resistente à flexão da ligação mista.

**Figura 2.16: Ligação ensaiada por De Nardin (2007)**

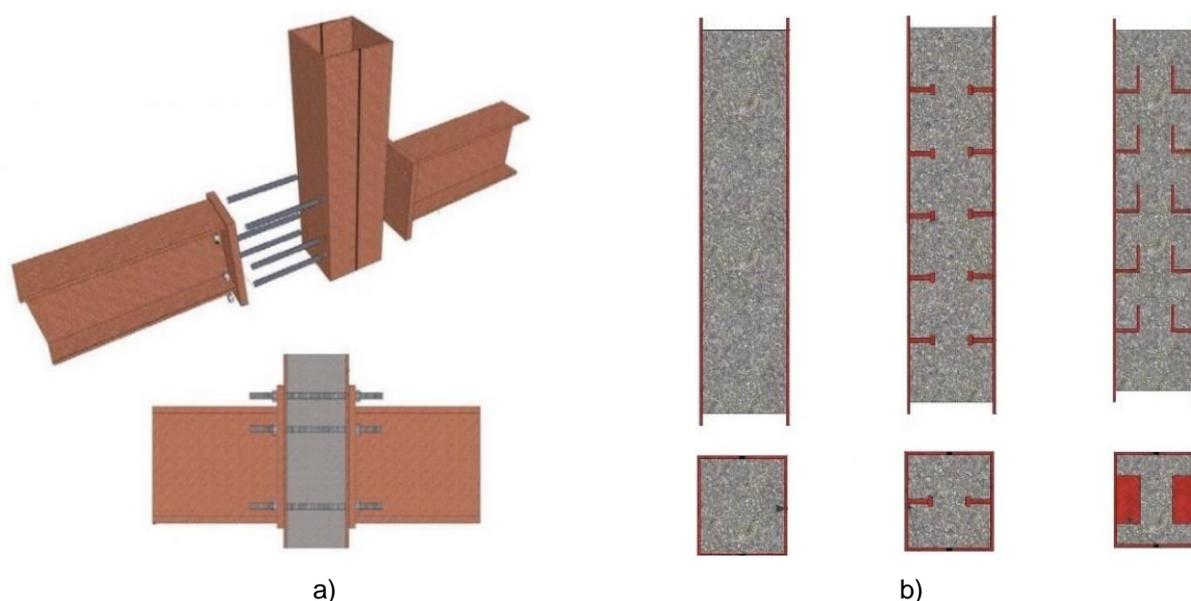


Fonte: De Nardin (2007)

A ligação viga-pilar misto preenchido, por meio de parafusos passantes (Figura 2.17a), também tem se mostrado uma ótima alternativa devido à possibilidade de pré-fabricação e à

simplicidade de seus componentes. Farias (2008) avaliou a contribuição da laje maciça de concreto armado na transferência de forças, do piso misto para o pilar misto preenchido, e os mecanismos de transferência das forças de cisalhamento das vigas para os pilares preenchidos para esse detalhe de ligação. Para isto, o autor realizou ensaios em modelos físicos de ligações considerando diferentes elementos internos ao pilar preenchido: conectores do tipo pino com cabeça, cantoneiras e sem a presença de conectores; esse último modelo foi utilizado como referência para avaliar a contribuição de cantoneiras e pinos com cabeça (Figura 2.17b).

**Figura 2.17: Ligação ensaiada por Farias (2008)**

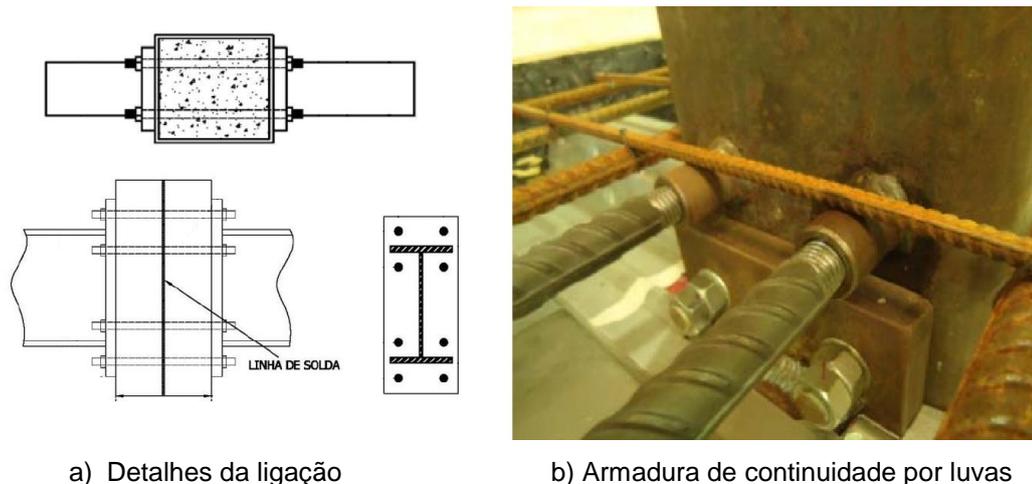


Fonte: Farias (2008)

Farias (2008) conclui que, de fato, o uso dos conectores melhora a transferência de forças entre o concreto e o perfil de aço do pilar, não influenciando o modo de ruína pois para todos os modelos ocorreu o escoamento das armaduras da laje. Quanto à consideração da laje na transferência de forças, o fator preponderante na capacidade resistente da ligação foi a armadura de flexão da laje, enquanto que as armaduras longitudinais próximas à viga, que não tinham continuidade por conta do pilar, não contribuíram para a capacidade resistente e a rigidez da ligação.

Da mesma forma que Farias (2008), a ligação viga-pilar misto preenchido com parafusos passantes foi objeto de estudo de Kataoka (2011). Nesse estudo, a ligação utilizada era composta por um pilar misto preenchido conectado à viga mista, com laje mista com fôrma de aço incorporada, por meio de chapa de extremidade e parafusos passantes (Figura 2.18a). Além do efeito da força cíclica, foi avaliada a influência da taxa de armadura da laje e do detalhe de ancoragem da armadura de continuidade ao pilar misto na rigidez da ligação.

**Figura 2.18: Ligação ensaiada por Kataoka (2008)**

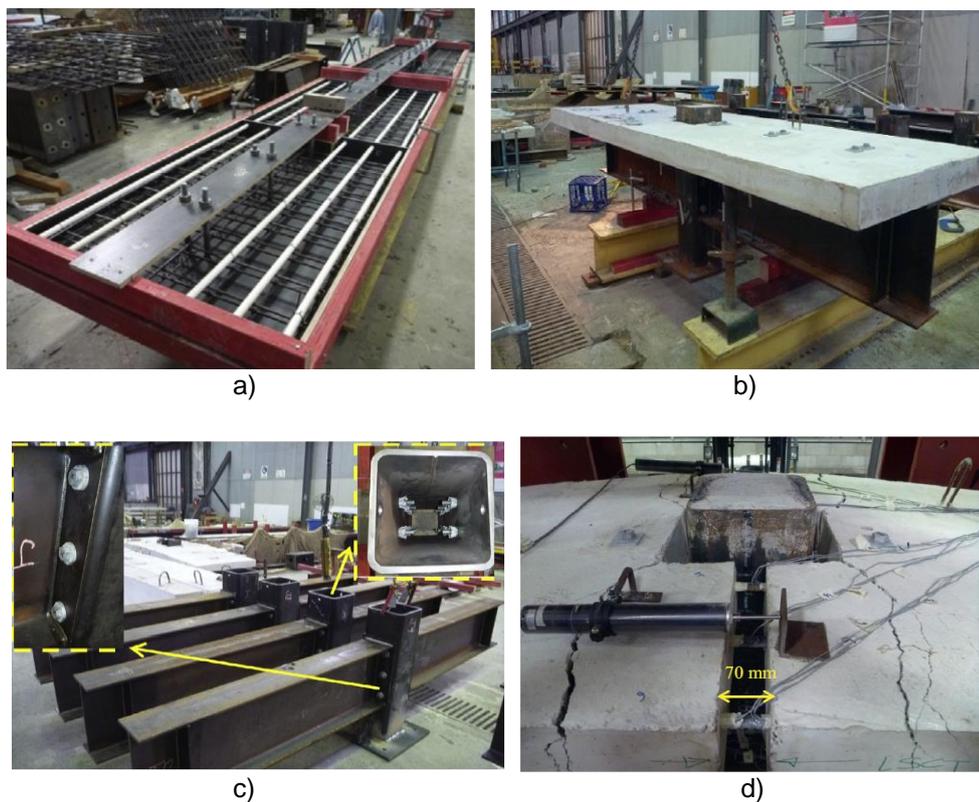


Fonte: Kataoka (2011)

Kataoka (2011) relata que não foram identificadas diferenças no comportamento das ligações quanto à variação da taxa de armadura da laje, pois os momentos fletores atingidos não se aproximaram do momento de plastificação da ligação, isto porque ocorreu o desprendimento da laje, que levou a estrutura à ruína. A autora reforça que a presença da laje contribuiu muito no aumento da rigidez da ligação e deve ser considerada no processo de dimensionamento. Quanto ao método de ancoragem da armadura de continuidade por luvas (Figura 2.18b), não houve diferenças significativas na rigidez.

Com um apelo sustentável, Ataei, Bradford e Valipour (2015) apresentam um sistema em que as lajes, de concreto pré-moldado, foram produzidas utilizando técnicas que permitiram reduzir a emissão  $\text{CO}_2$  e os detalhes da ligação possibilitam que, ao final da vida útil da estrutura, seja possível a desmontagem, minimizando a quantidade de resíduos gerados e possibilitando o reaproveitamento dos elementos estruturais (Figura 2.19a). A ligação laje-viga investigada por Ataei, Bradford e Valipour (2015) é composta por conectores de cisalhamento parafusados na face externa da mesa superior do perfil de aço, destacando que como a laje é pré-fabricada foram deixados nichos para posterior concretagem da região dos conectores e solidarização laje-viga (Figura 2.19b). Já a ligação viga-pilar é constituída de chapa de extremidade e parafusos de expansão (Figura 2.19c).

**Figura 2.19: Ligação ensaiada por Ataei, Bradford e Valipour (2015)**

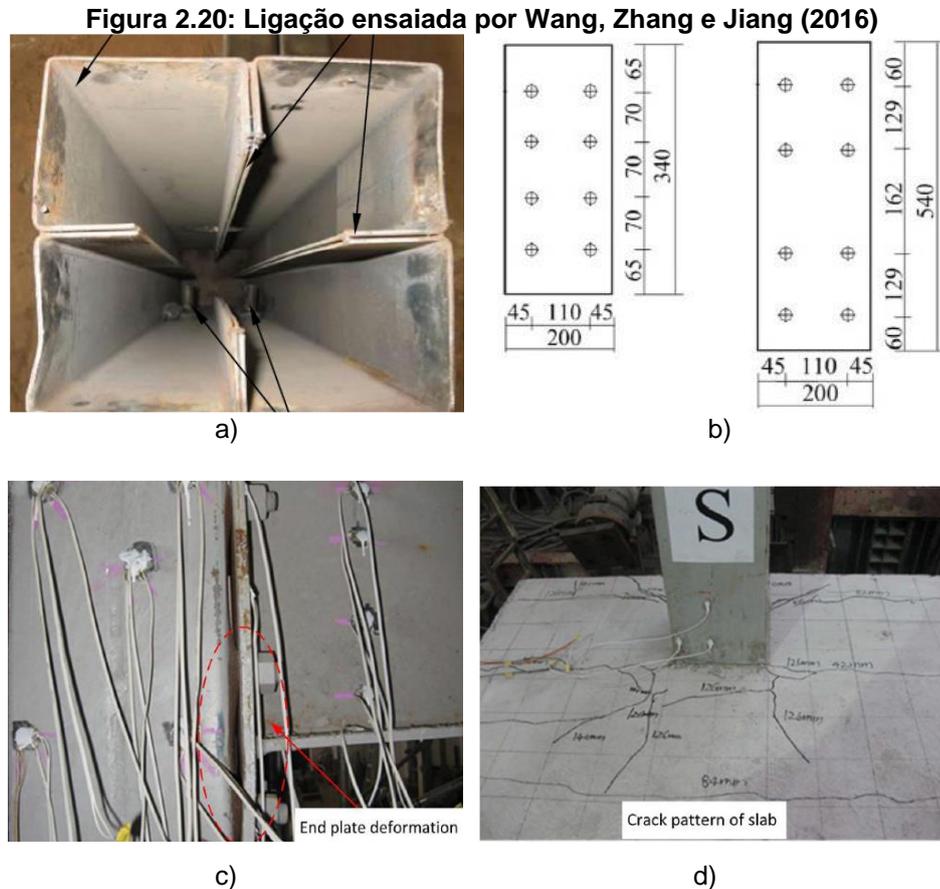


Fonte: Ataei, Bradford e Valipour (2015)

A ligação viga-pilar investigada por Ataei, Bradford e Valipour (2015) foi submetida a ensaios com carga estática crescente e as variáveis avaliadas foram: tipo de conector de cisalhamento parafusado, grau de interação, continuidade das lajes e tipo de laje de concreto pré-moldado (concreto armado e protendido). O conjunto de variáveis estudadas possibilitou avaliar características como rigidez, ductilidade e capacidade resistente e rotacional das ligações. A ruptura dos modelos se deu pela ruptura frágil dos parafusos superiores e pelo escoamento da armadura negativa (Figura 2.19d). Os autores apresentam também um conjunto de expressões analíticas, baseadas no método das componentes, para o cálculo do momento resistente, capacidade de rotação e rigidez inicial.

Wang, Zhang e Jiang (2016) destacam que estruturas compostas por pilares preenchidos apresentam desempenho estrutural significativo, destacando alta capacidade de carga, alta ductilidade e grande capacidade de absorção de energia. Devido a essas vantagens, os pilares preenchidos têm ganhado cada vez mais espaço nos edifícios altos, especialmente quando as ações sísmicas são importantes. Nesse sentido, Wang, Zhang e Jiang (2016) avaliaram a rigidez, a ductilidade e a relação Momento vs Rotação de ligações mistas, com chapa de extremidade e parafusos de expansão, submetidas a deslocamentos cíclicos horizontais para simular o comportamento sísmico. A ligação era composta por laje

maciça de concreto armado, pilar preenchido (Figura 2.20a) e duas alturas de chapa de extremidade (Figura 2.20b).



Fonte: Wang, Zhang e Jiang (2016)

Assim como observado em estudos anteriores, a laje teve grande influência na capacidade resistente, rigidez inicial e modos de falha das ligações mistas; a falha se deu pela deformação da chapa de extremidade e, perfil do pilar próximo aos parafusos (Figura 2.20c) e da fissuração da laje de concreto (Figura 2.20d). A influência da altura da chapa de extremidade foi significativa: a ligação mista com chapa mais alta (540 mm) apresentou maior momento resistente e menor capacidade rotacional. A capacidade rotacional da ligação atendeu exigências de projeto para a maioria das regiões com ações sísmicas.

Eslami e Namba (2016) salientam que quando submetidas às ações sísmicas as vigas mistas com ligação viga-pilar soldada sofrem inversão de esforços e podem ficar submetidas a momento positivo na região da ligação. Neste caso, a ação conjunta aumenta a tração na mesa inferior do perfil de aço e afeta a capacidade rotacional da viga. Assim, com o intuito de avaliar a capacidade rotacional das vigas mistas, com ligação viga-pilar preenchido de seção retangular, os autores realizaram três ensaios experimentais, em modelos submetidos a cargas cíclicas com variação na relação largura/espessura ( $b/t$ ) do pilar (Figura 2.21).

**Figura 2.21: Ligação ensaiada por Eslami e Namba (2016)**

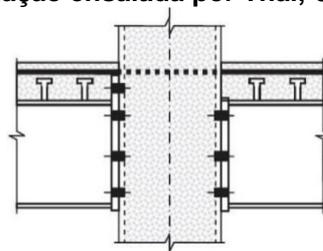


Fonte: Eslami e Namba (2016)

Observou-se que a redução da relação largura-espessura não resultou em diferenças consideráveis na rigidez elástica e na capacidade resistente plástica da viga mista sob momento positivo, mas houve melhora considerável na capacidade de rotação. Para o modelo com menor relação largura/espessura, o esmagamento do concreto na proximidade da face do pilar levou à redução na deformação da mesa inferior. Esse comportamento melhorou significativamente a capacidade rotacional da viga.

Recentemente, Thai, Uy e Aslani. (2017) avaliaram os efeitos da forma da seção transversal do pilar (quadrada e circular) e do tipo de chapa de extremidade (total e estendida) no desempenho das ligações mistas com ligação viga-pilar por meio de chapa de extremidade e parafusos de expansão (Figura 2.22).

**Figura 2.22: Ligação ensaiada por Thai, Uy e Aslani (2017)**



Fonte: Thai, Uy e Aslani (2017)

A utilização da chapa de extremidade estendida associada a um pilar circular reduziu significativamente a deformação transversal na chapa em comparação com a chapa de altura total e pilar de seção quadrada. Isto, por sua vez, proporcionou considerável aumento tanto do momento resistente como da rigidez inicial das ligações. O modelo analítico proposto é capaz de prever, com precisão, tanto o momento resistente quanto a rigidez inicial das ligações mistas. No entanto, a precisão da relação Momento vs Rotação não foi satisfatória devido à omissão dos efeitos de instabilidade local do perfil de aço e à formação de fissuras na laje de concreto.

## 2.4 Modelagem numérica de ligações mistas

O Método dos Elementos Finitos foi desenvolvido por volta de 1950 pela indústria aeroespacial. Turner et al. (1956), trabalhando no projeto de aeronaves para a empresa Boeing, propuseram, com base na análise matricial, que se modelasse painéis de aeronaves a partir de pequenos triângulos, capazes de cobrir toda a superfície de cada peça. O comportamento em cada elemento triangular seria descrito localmente, e o comportamento global obtido a partir da compatibilização dos diversos elementos. Assim, a partir do que ocorresse no nível local, conseguia-se descrever, aproximadamente, o comportamento global dos painéis (FISH e BELYTCHKO, 2009).

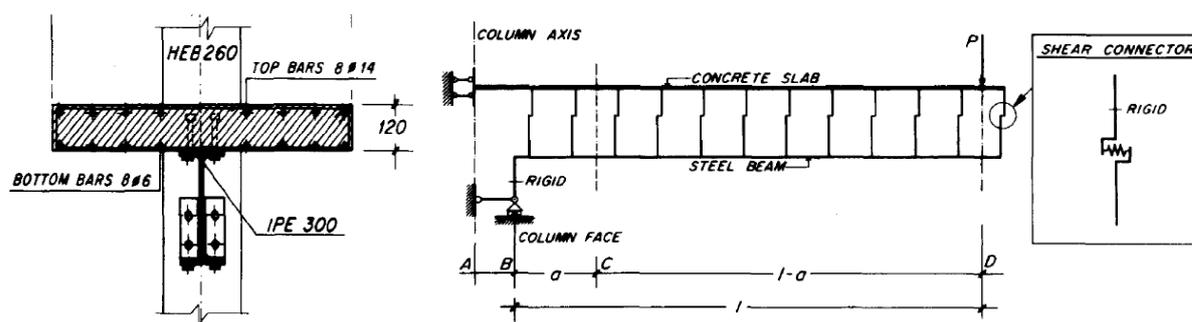
Com a chegada de computadores com maior capacidade de processamento, em meados de 1960, a modelagem numérica de estruturas, por meio do Método dos Elementos Finitos, teve grande avanço. A modelagem numérica combinada com a investigação experimental tornou possível reduzir o número de ensaios, definir quais parâmetros deveriam ser analisados experimentalmente e complementar resultados experimentais ampliando a abrangência dos modelos físicos.

Neste sentido, Puhali, Smotlak e Zandonini (1990) conduziram estudos numéricos a fim de avaliar a influência da flexibilidade dos conectores de cisalhamento na interação entre a laje de concreto e o pilar e de momentos desbalanceados nas ligações internas. A ligação viga-pilar se deu por meio de chapa de extremidade, com altura parcial, parafusada na alma do pilar e laje maciça de concreto armado (Figura 2.23a). Na análise não linear, realizada por meio do pacote computacional *Abaqus*<sup>®</sup>, o comportamento dos conectores foi simulado com molas de comportamento não linear, seguindo a relação constitutiva proposta por Aribert (1988)<sup>13</sup> apud Puhali, Smotlak e Zandonini (1990). Nas condições de contorno foram incluídas deformações por compressão da alma do perfil da viga mista (Figura 2.23b).

---

<sup>13</sup> Aribert, J. M. Critical numerical analysis of the methods proposed by Eurocode 4 for dimensioning of steel-concrete composite beams with partial connection. **Construction Metallique**, v. 25, n. 326, 1988.

Figura 2.23: Modelo numérico desenvolvido por Puhali, Smotlak e Zandonini (1990)

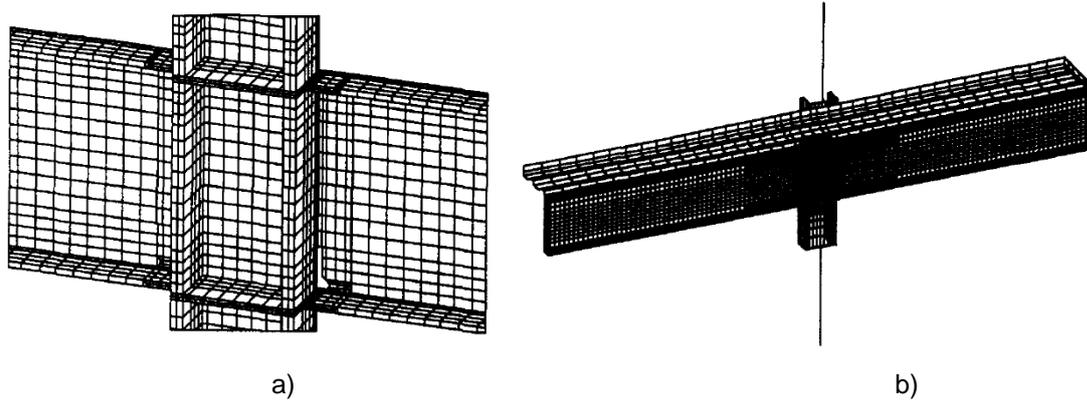


Fonte: Puhali, Smotlak e Zandonini (1990)

A ligação com chapa de extremidade também foi modelada por Ahmed, Li e Nethercot (1995) utilizando o pacote computacional *Abaqus*<sup>®</sup>. Como a ligação possui simetria, apenas metade do modelo foi modelado de modo a reduzir o custo computacional. Os conectores de cisalhamento foram simulados com elementos tipo *Beam*, enquanto que o perfil da viga, do pilar e a chapa de extremidade foram discretizados com elementos de casca com quatro nós e seis graus de liberdade por nó. Como simplificação, os autores desprezaram o concreto da laje e consideraram apenas a contribuição da armadura, que foi discretizada por meio de elementos *Truss*. Esta simplificação se deu pela dificuldade de convergência do modelo devido ao início da fissuração da laje de concreto. Para resolver este problema, tendo em mente que o papel do concreto é transferir a força de tração para a armadura, o concreto foi desconsiderado e restrições pontuais foram utilizadas para conectar a armadura aos conectores de cisalhamento. O modelo numérico desenvolvido por Ahmed, Li e Nethercot (1995) mostrou boa concordância com o modelo experimental. Os autores salientam que a taxa de armadura da laje e o tipo de interação entre o perfil de aço da viga e a laje de concreto são os parâmetros que interferem mais significativamente no comportamento da ligação.

O pacote computacional *Abaqus*<sup>®</sup> também foi utilizado por Hajjar et al. (1998) na modelagem de ligações mistas soldadas. As vigas e a laje foram modeladas com elementos sólidos C3D8I (Figura 2.24a). O pilar foi discretizado com o mesmo elemento da viga e da laje, porém a partir de uma distância de 123 cm do centro da ligação (além da região de plastificação), o segmento restante do pilar foi modelado com elemento *Beam* de interpolação cúbica (B33) a fim de reduzir o tempo de processamento (Figura 2.24b).

**Figura 2.24: Modelo numérico desenvolvido por Hajjar et al. (1998)**

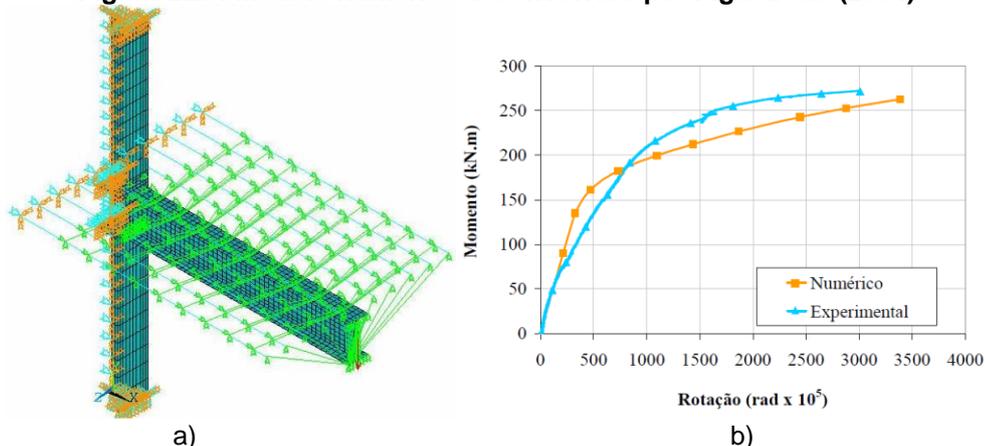


Fonte: Hajjar et al. (1998)

Na junção entre os elementos C3D8I e o elemento B33, restrições foram empregadas para assegurar que a seção transversal no ponto de transição permanecesse plana e perpendicular ao eixo central do pilar.

A simplificação de desprezar a laje também foi utilizada por Figueiredo (2004) no modelo numérico da ligação mista com chapa de topo estendida, desenvolvido no pacote computacional *Ansys*<sup>®</sup>. Para representar as vigas, o pilar e a chapa de topo a autora utilizou elementos *Shell 43*. Os parafusos foram representados por elementos *Combin 39*, as barras da armadura e os conectores de cisalhamento por elementos de *Beam 23* e *Beam 3*, respectivamente. Para simular a interface entre a mesa do pilar e a chapa de topo foi definido um par de contato composto por elementos *Target 170* na superfície da mesa do pilar e elementos *Contact 173* na superfície da chapa de topo. A não representação da laje de concreto resultou na necessidade de acoplar os nós das barras da armadura longitudinal com os nós dos conectores de cisalhamento de forma a transferir os esforços do perfil de aço para armadura (Figura 2.25a). O comportamento não linear dos materiais foi considerado pela relação Tensão vs Deformação obtidos nos ensaios de caracterização dos materiais.

**Figura 2.25: Modelo numérico desenvolvido por Figueiredo (2004)**

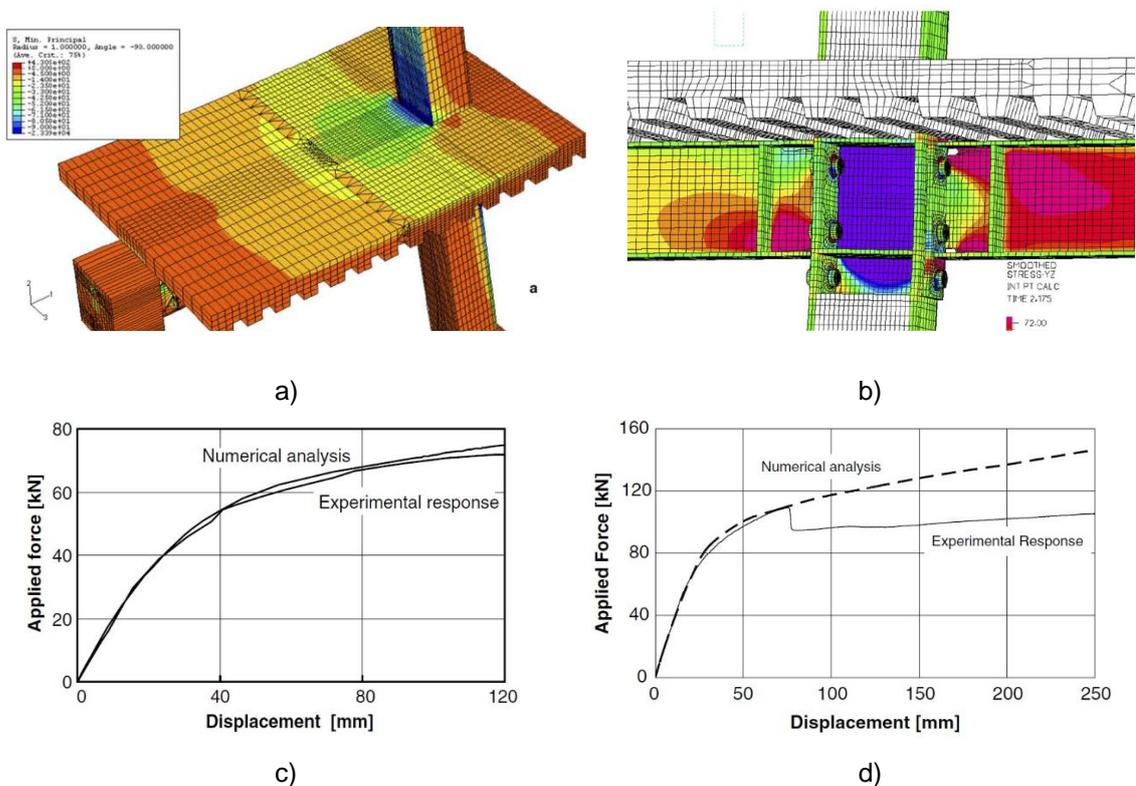


Fonte: Figueiredo (2004)

Figueiredo (2004) conclui que os resultados obtidos na modelagem foram satisfatórios, com a ressalva de não ter conseguido representar adequadamente o trecho inelástico; a curva Momento vs Rotação teve uma boa aproximação em relação aos resultados experimentais (Figura 2.25b). Os modelos numéricos também foram capazes de reproduzir o modo de falha dos modelos experimentais. A autora reforça que as simplificações adotadas não comprometeram os resultados finais e proporcionaram facilidade na construção do modelo, além de economia no tempo de processamento.

Modelos numéricos de ligações mistas com pilares mistos revestidos foram desenvolvidos por Salvatore, Bursi e Lucchesi (2005). Os autores desenvolveram modelos tridimensionais, de ligações externas e internas, nos pacotes computacionais *Abaqus*<sup>®</sup> e *Adina*<sup>®</sup>, respectivamente. Os modelos consideraram a não linearidade dos materiais, que representa ponto crítico na modelagem de ligações mistas. Na ligação mista externa, simulada no *Abaqus*<sup>®</sup>, elementos sólidos com oito nós e integração reduzida (C3D8R) foram utilizados para simular o perfil de aço da viga, laje de concreto, perfil do pilar e concreto que reveste o pilar. Elementos *Beam* foram utilizados para discretizar a armadura e elementos de mola com comportamento não linear para simular o comportamento dos conectores de cisalhamento (Figura 2.26a).

**Figura 2.26: Modelo numérico desenvolvido por Salvatore, Bursi e Lucchesi (2005)**

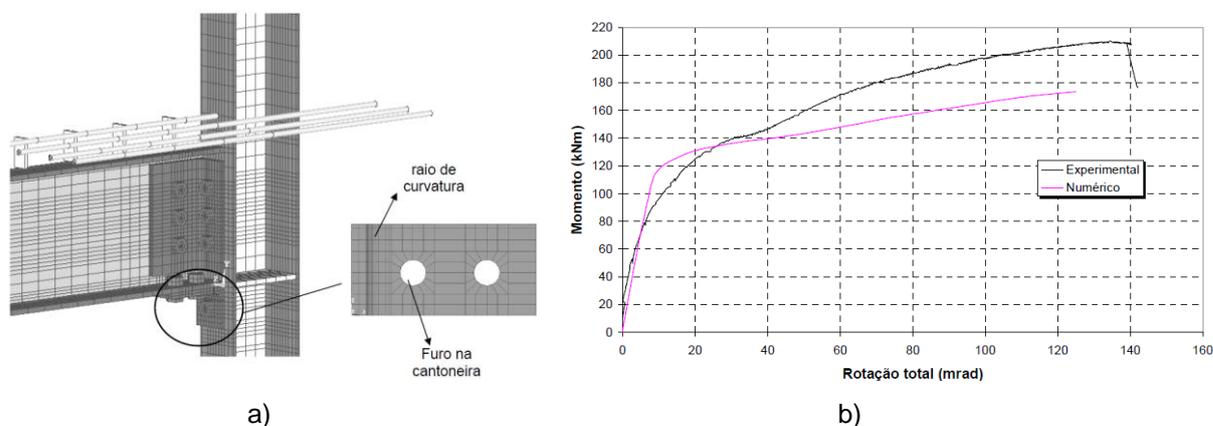


Fonte: Salvatore, Bursi e Lucchesi (2005)

O modelo de ligação interna, desenvolvido no *Adina*<sup>®</sup>, foi construído com elementos sólidos para perfis de aço, concreto e parafusos. Elementos *Beam* para armadura e de mola para os conectores de cisalhamento. Os modelos de Salvatore, Bursi e Lucchesi (2005) apresentaram uma boa representatividade tanto no *Abaqus*<sup>®</sup> (Figura 2.26c) como no *Adina*<sup>®</sup> (Figura 2.26d).

Assim como Ahmed, Li e Nethercot (1995) e Figueiredo (2004), Tristão (2006) também optou por desprezar o concreto da laje e considerar apenas a contribuição da armadura no modelo numérico. Foi utilizado o pacote computacional *Ansys*<sup>®</sup> para simular o comportamento de ligações mistas com cantoneiras de alma e de assento; o perfil de aço da viga, do pilar, a chapa de topo, as cantoneiras e os parafusos foram discretizados por meio de elementos sólido *Solid 45*. As armaduras longitudinais foram discretizadas por elementos *Beam 23*, os conectores de cisalhamento por elementos *Beam 4* e o contato entre os componentes pelo par de contato *Target 170* e *Contact 173* (Figura 2.27a). Diagramas multilineares foram adotados para simular a relação Tensão vs Deformação do aço, incluindo patamares de escoamento, efeitos de encruamento e os limites de deformação e de tensão para caracterizar a ruptura.

**Figura 2.27: Modelo numérico desenvolvido por Tristão (2006)**



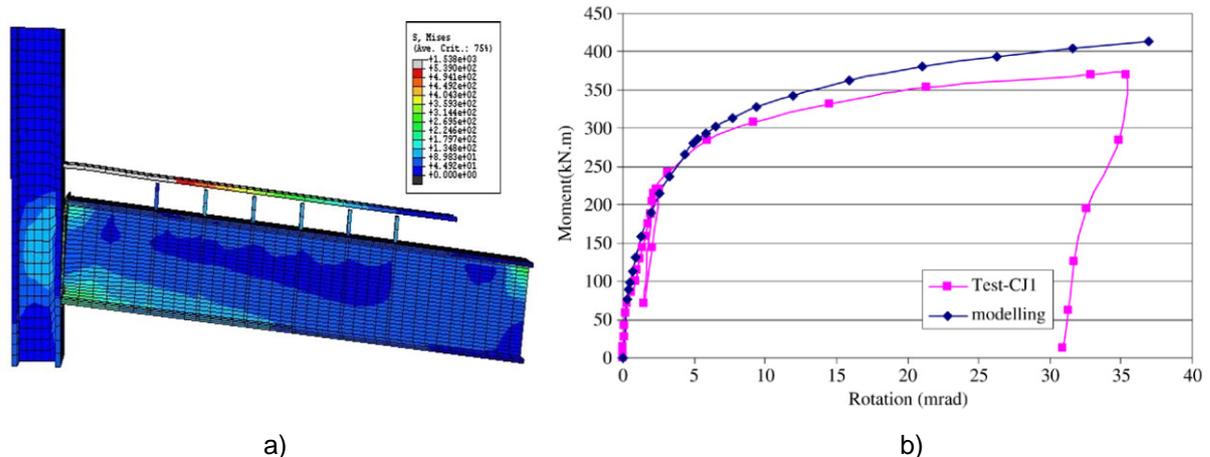
Fonte: Tristão (2006)

Tristão (2006) frisa que a utilização de elementos finitos tridimensionais na parte metálica da ligação mista reproduziu satisfatoriamente os modos de falha da ligação. No entanto, os momentos máximos obtidos nos modelos numéricos mostraram-se abaixo dos modelos experimentais (Figura 2.27b). Tristão (2006) credits isso ao fato da laje de concreto não ter sido discretizada; a contribuição da sua rigidez e resistência foi considerada por meio do comportamento da armadura. O autor ressalta que essa simplificação torna impossível prever eventuais colapsos que possam ocorrer na laje, como os efeitos da fissuração, sua

distribuição e o esmagamento do concreto junto ao conector de cisalhamento e na interface laje-mesa do pilar.

O comportamento Momento vs Rotação das ligações mistas com laje alveolar e chapa de extremidade parafusada foi simulado numericamente por Fu, Lam e Ye (2007) por meio do pacote computacional *Abaqus*<sup>®</sup>. Devido à simetria apenas metade do modelo foi simulado, considerando a não linearidade dos materiais por meio de curvas Tensão vs Deformação. O contato entre todas as partes foi considerado por meio de elementos de contato. Diferentes tipos de elementos foram testados para escolha do elemento adequado, sendo escolhido o C3D8R para a simulação de todos os componentes do modelo, uma vez que apresentaram os resultados mais precisos que outros elementos. Diferentes tamanhos de malha também foram avaliados para se obter uma malha que forneça resultados precisos com menos tempo computacional. Fu, Lam e Ye (2007) enfatizam que uma malha pouco densa (menos de 20 elementos ao longo da direção 2 na mesa do pilar) pode causar problemas de convergência quando o elemento de contato é utilizado. No entanto, se a malha é muito densa (mais de 50 elementos ao longo da direção 2), o tempo computacional é excessivo. A laje pré-moldada e a barra transversal foram desprezadas, apenas a porção de concreto moldado *in loco* é considerada. A razão para esta simplificação é que resultados de testes preliminares mostraram que a tensão na barra transversal era muito pequena e permanecia na fase elástica; portanto, a barra transversal tem pouco efeito sobre o comportamento da ligação. A largura efetiva da ligação mista foi tomada como sendo a largura do preenchimento de concreto moldado *in situ* e as lajes pré-moldadas foram desprezadas na modelagem (Figura 2.28a).

**Figura 2.28: Modelo numérico desenvolvido por Fu, Lam e Ye (2007)**

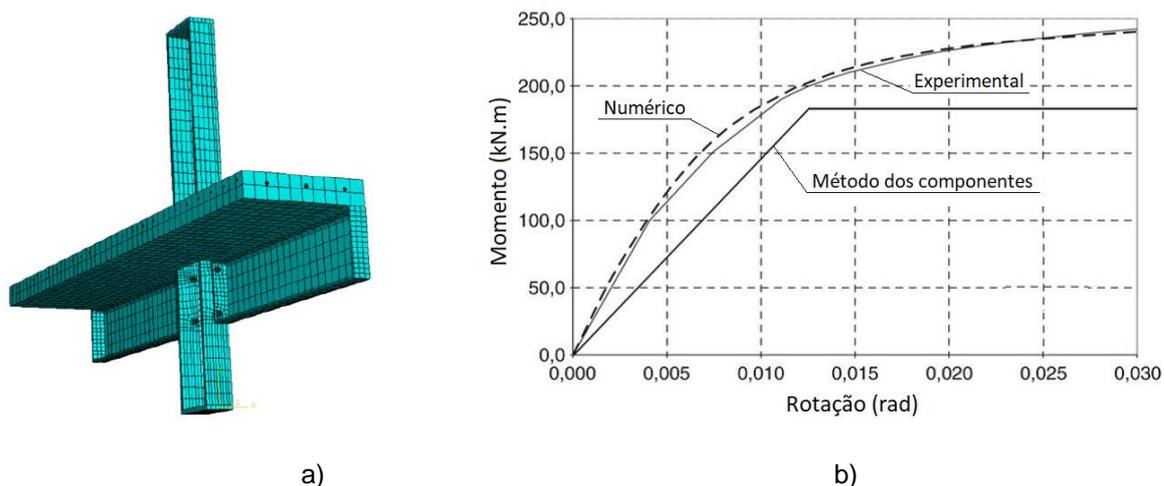


Fonte: Fu, Lam e Ye (2007)

Fu, Lam e Ye (2007) concluem, com base na relação Momento vs Rotação (Figura 2.28b), que o modelo proposto, mesmo desconsiderando a laje alveolar pré-moldada, representa com precisão as principais características do comportamento da ligação. Também destacam que o modelo oferece uma alternativa confiável e muito econômica e que pode complementar e nortear ensaios com modelos físicos.

Gil e Bayo (2008) apresentam a simulação de ligações mistas, internas e externas, com chapa de extremidade nas quais as barras centrais da armadura atravessam a mesa do pilar. A laje de concreto, parafusos e perfis da viga e pilar foram modelados com elementos sólidos de 8 nós (C3D8) para evitar os conflitos que são ocasionalmente gerados no *Abaqus*<sup>®</sup> envolvendo interações entre diferentes tipos de elementos. Os autores enfatizam que o mesmo elemento foi escolhido para a armadura da laje, pois os elementos *Beam* inicialmente escolhidos não representaram adequadamente a tensão na armadura. A armadura é imersa à laje por meio do comando *embedded region*. Os conectores de cisalhamento, localizados na interface viga-laje, foram modelados com molas de comportamento não-linear com rigidez normal e tangencial. Interações de contato entre aço-aço e aço-concreto foram consideradas na direção normal, permitindo que as superfícies sejam separadas, e na direção tangencial com um coeficiente de atrito de 0,20 e 0,25, respectivamente (Figura 2.29a). O comportamento do aço foi considerado por meio de curvas Tensão vs Deformação e do concreto por meio do modelo *Concrete Damaged Plasticity (CDP)*.

**Figura 2.29: Alguns detalhes do modelo numérico de Gil e Bayo (2008)**



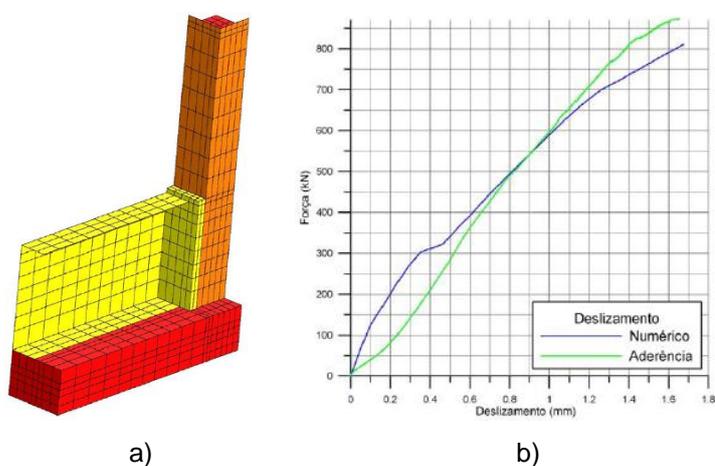
Fonte: Gil e Bayo (2008)

A modelagem por meio de elementos finitos mostra limitações na consideração das interações entre os diferentes tipos de elementos e entre as superfícies, particularmente em suas bordas. A modelagem das características do concreto também é problemática e pode causar conflito na convergência se os valores não forem escolhidos adequadamente (GIL e

BAYO, 2008). No entanto, apesar das dificuldades, é possível executar um modelo com grande grau de confiabilidade, como mostra a Figura 2.29b.

O modelo numérico desenvolvido por Farias (2008), no pacote computacional *Diana*<sup>®</sup>, simulou o comportamento da laje e o núcleo de concreto do pilar com elementos sólidos, elementos de casca para os perfis do pilar e viga, elementos de viga para os parafusos e elementos *embedded reinforcements* para a armadura (Figura 2.30a). O contato entre os elementos foi modelado por meio de interfaces. Para o aço foi considerado modelo constitutivo elasto-plástico perfeito com critério de plastificação de *von Mises* e para o concreto o modelo *Total Strain Crack Model*.

**Figura 2.30: Modelo numérico desenvolvido por Farias (2008)**



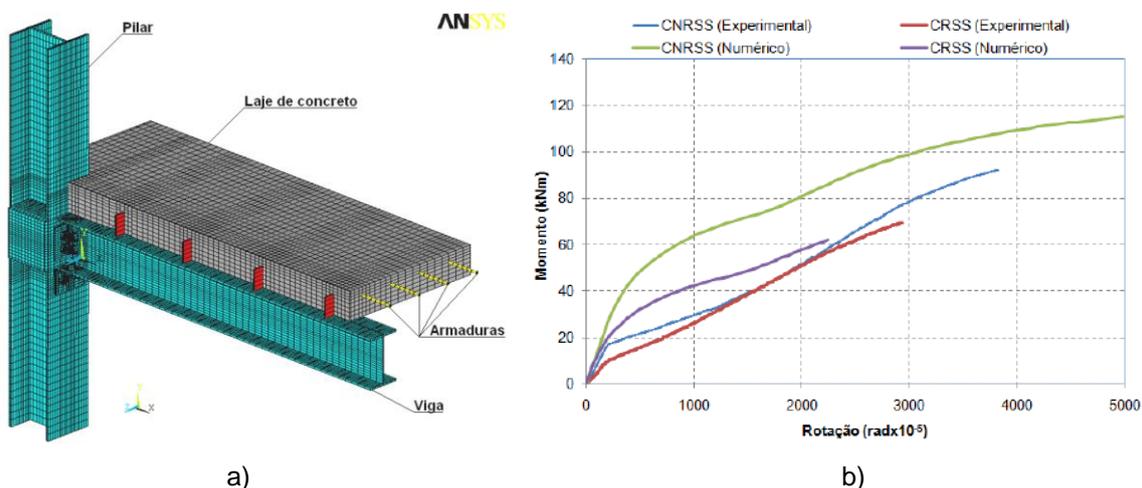
Fonte: Farias (2008)

Farias (2008) relata que o modelo numérico apresentou comportamento mais rígido que o modelo experimental, para todos os componentes da ligação. Os resultados de deslizamento relativo do concreto foram bastante satisfatórios, pois apresentaram coerência e se aproximaram bastante dos valores do modelo experimental. Quanto à carga de ruptura, o valor obtido numericamente, apesar de menor que o experimental, foi bastante próximo deste (Figura 2.30b). O modelo numérico não atingiu nenhum modo de falha específico, porém neste patamar de carga não se conseguiu atender aos critérios de convergência. O autor acredita que, neste instante, a fissuração intensa da laje de concreto e a plastificação das armaduras contribuíram para a não convergência do modelo numérico.

A modelagem numérica desenvolvida por Bessa (2009), teve como objeto de estudo ligações mistas, internas e externas, com cantoneira de alma e de assento, modeladas por meio do pacote computacional *Ansys*<sup>®</sup>. Para a representação da viga, pilar, cantoneiras, parafusos e laje de concreto foram utilizados elementos volumétricos. Elementos de contato foram empregados para a representação das descontinuidades geométricas, elementos de

barra para os conectores de cisalhamento e armadura longitudinal (Figura 2.31a). Visando uma melhor consideração das características dos materiais envolvidos, o autor adotou diagramas multilíneares para o comportamento Tensão vs Deformação do aço e do concreto.

**Figura 2.31: Modelo numérico desenvolvido por Bessa (2009)**

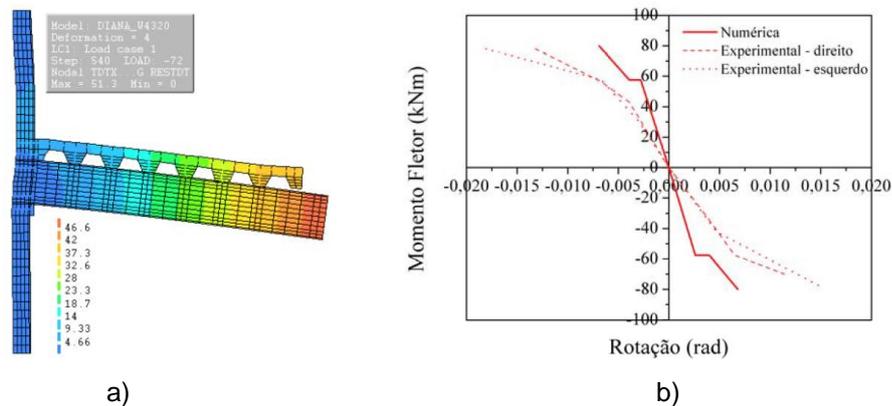


Fonte: Bessa (2009)

O autor salienta que o resultado obtido para a modelagem com a simetria apresentou a mesma precisão na comparação com modelos sem simetria, porém, com um tempo de processamento bem menor, por este possuir praticamente o dobro do número de elementos, nós e de graus de liberdade. Bessa (2009) destaca que houve uma significativa diferença na trajetória da curva dos modelos numéricos, em comparação aos respectivos protótipos experimentais, após o início da fissuração da laje. As curvas praticamente coincidem no trecho inicial e próximo do momento último da ligação (Figura 2.31b). O autor credits esse fenômeno à limitação do modelo numérico; no que se refere à representação do concreto quando tracionado.

Kataoka (2011) modelou a ligação mista composta por laje mista com fôrma de aço incorporada, chapa de topo parafusada e armadura de continuidade por luvas utilizando o pacote computacional *Diana*<sup>®</sup>. O modelo numérico, submetido a ações cíclicas, foi construído com elementos bidimensionais para o concreto e o aço, elementos de interface para o contato entre a chapa de topo e o pilar e entre a mesa superior da viga e da laje. O modelo constitutivo do concreto foi o *Concrete and Brittle Material*, indicado para materiais frágeis ou quase-frágeis, com distribuição da fissuração por meio do modelo *Total Strain*. Para o aço foi adotado o modelo *Metal* com os critérios de plasticidade de *von Mises*, sem a consideração do endurecimento ou encruamento. A interface foi discretizada com o modelo constitutivo de fissuração discreta e comportamento frágil. Os parafusos, a armadura da laje e os conectores de cisalhamento foram discretizados como *Reinforce* (Figura 2.32a).

**Figura 2.32: Detalhes do modelo numérico desenvolvido por Kataoka (2011)**

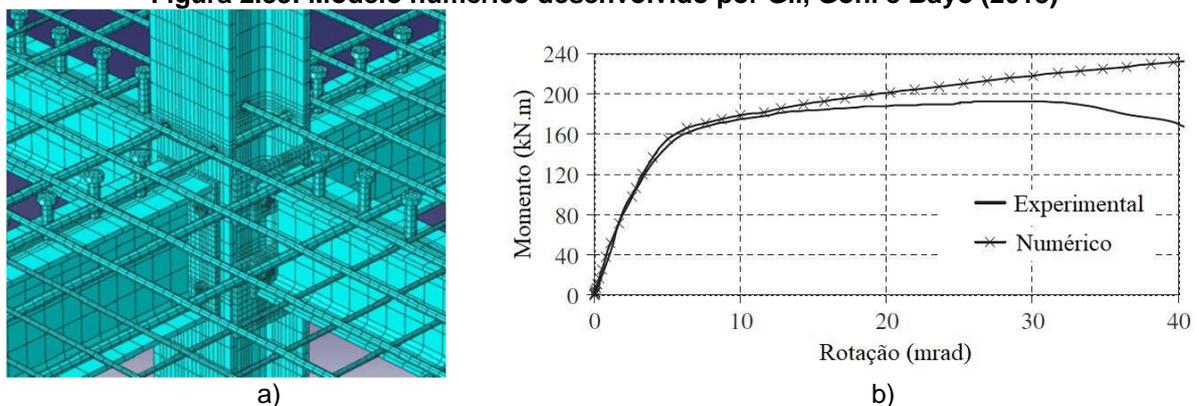


Fonte: Kataoka (2011)

Kataoka (2011) conclui que a modelagem bidimensional retratou de maneira satisfatória o comportamento das ligações estudadas (Figura 2.32b) proporcionando vantagens como facilidade e rapidez para compor o modelo e reduzindo tempo de processamento.

Gil, Goni e Bayo (2013) simularam modelos de ligações mistas internas com chapa de extremidade parafusadas submetidas a cargas assimétricas, utilizando o pacote computacional *Abaqus*<sup>®</sup>. Foram utilizados elementos sólidos com integração reduzida (C3D8R) para simular a laje de concreto, armadura, perfis da viga e coluna, parafusos e conectores de cisalhamento. A escolha do elemento C3D8R foi feita visando evitar o efeito *shear locking* (aumento da capacidade resistente) que é produzido com o elemento C3D8I. Para simular a interação laje-armadura e laje-conector de cisalhamento foi utilizado o comando *embedded region* e para as demais, interações de contato entre superfícies (Figura 2.33a).

**Figura 2.33: Modelo numérico desenvolvido por Gil, Goni e Bayo (2013)**

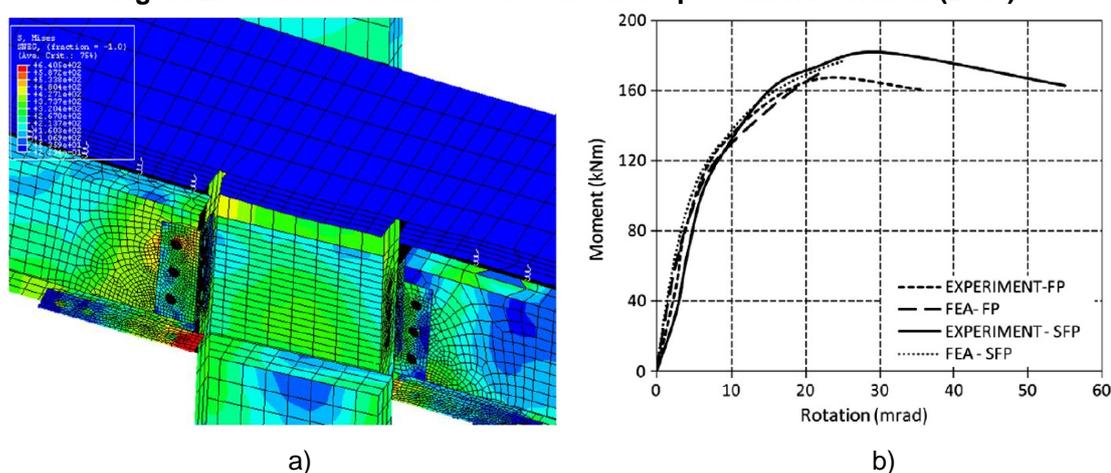


Fonte: Gil, Goni e Bayo (2013)

Gil, Goni e Bayo (2013) enfatizam que a rigidez e a capacidade resistente obtidos numericamente apresentaram boa precisão (Figura 2.33b). No entanto, a capacidade de rotação não foi adequadamente representada devido à impossibilidade do modelo utilizado de representar a falha do concreto.

Smitha e Kumar (2013) apresentam modelo numérico para ligações mistas com cantoneira de alma e de assento submetidas a ações sísmicas, desenvolvidas no pacote computacional *Abaqus*<sup>®</sup>. Os perfis de aço e a laje de concreto foram simulados usando elementos do tipo S4R e as barras da armadura por meio de taxas como uma camada de espessura constante inserida no elemento da laje de concreto. Soldas e parafusos foram modelados usando elementos CONN3D2. A interação parcial entre a laje de concreto e o perfil da viga foi modelado utilizando elementos de mola com comportamento não linear (Figura 2.34a). Para o aço foi adotado comportamento elásto-plástico com encruamento, enquanto que para o concreto Smitha e Kumar (2013) testaram três diferentes abordagens para modelar a laje: *Smearred Crack Model*, *Concrete Damaged Plasticity* e o modelo de material elástico-plástico. Os modelos *Smearred Crack Model* e *Concrete Damaged Plasticity* não puderam representar o comportamento da laje sob grandes deformações e, portanto, foi utilizado o modelo de comportamento elásto-plástico com encruamento.

**Figura 2.34: Modelo numérico desenvolvido por Smitha e Kumar (2013)**



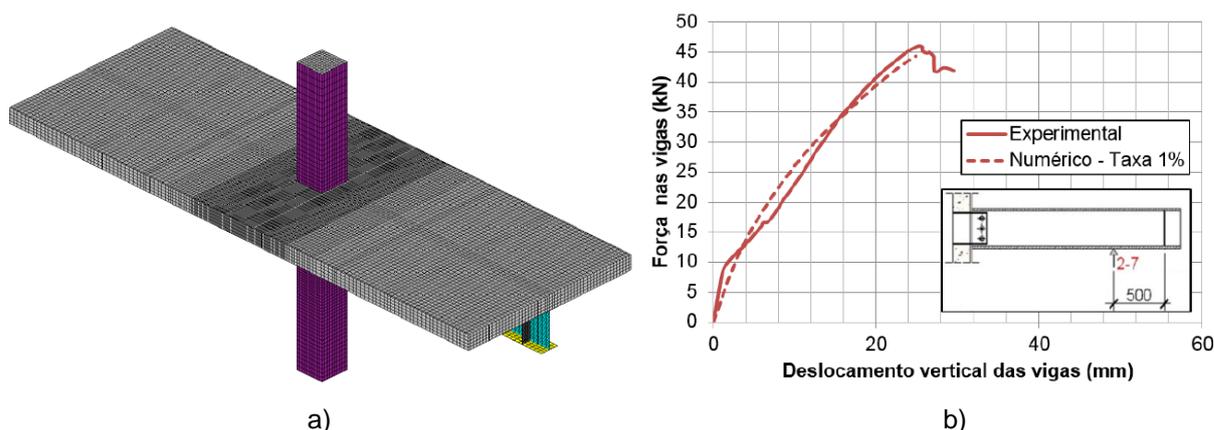
Fonte: Smitha e Kumar (2013)

Os autores destacam que o modelo numérico é capaz de prever, com precisão adequada, a relação Momento vs Rotação frente ações sísmicas (Figura 2.34b). Os locais de falha observados nos ensaios experimentais também foram encontrados nos modelos numéricos.

Dando continuidade ao estudo de De Nardin (2007), Santos (2014) realizou modelagem numérica de uma ligação mista utilizando o pacote computacional *Ansys*<sup>®</sup>. Santos

(2014) salienta que por conta da complexidade na representação do comportamento estrutural da ligação mista com chapa passante, priorizou-se a utilização de um modelo tridimensional, a fim de simular de forma mais realista o comportamento da ligação e gerar, por consequência, resultados mais próximos dos obtidos experimentalmente. O núcleo do pilar e a laje foram modelados com elementos sólidos, os perfis da viga e do pilar de casca e os parafusos e armadura com elementos de viga (Figura 2.35a). A interação viga-laje foi considerada total por meio do acoplamento dos nós externos da mesa superior com a laje. Para as armaduras foi adotado o modelo constitutivo elasto-plástico perfeito; para os perfis, chapa passante e parafusos foi utilizado o modelo constitutivo utilizado por Maggi (2004). O comportamento do concreto à compressão foi modelado utilizando o modelo do Eurocode 2 e a para o concreto a tração modelo *Concrete* do *Ansys*<sup>®</sup> que tem como base o modelo de *Willan e Warnke*, permitindo a simulação da fissuração do concreto quando submetido a tensões de tração.

**Figura 2.35: Modelo numérico desenvolvido por Santos (2014)**



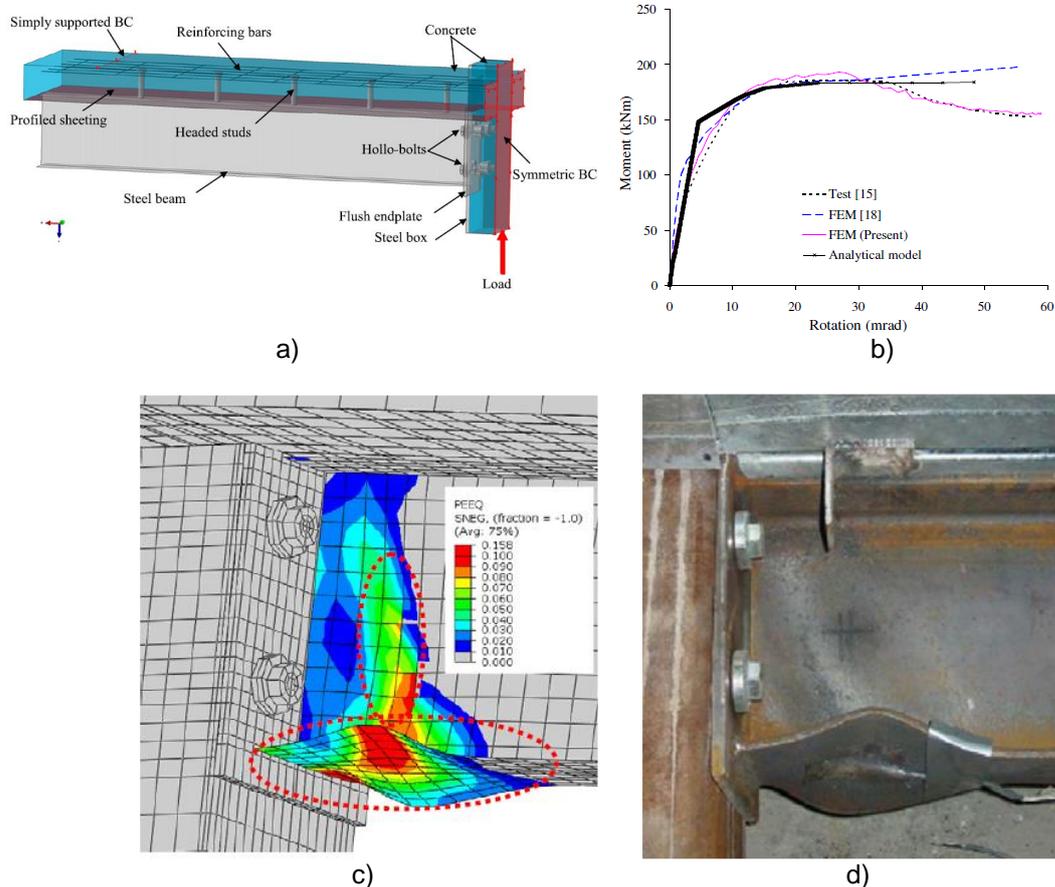
Fonte: Santos (2014)

Em virtude da complexidade do modelo de ligação e pelas simplificações adotadas, o modelo foi validado apenas com base nas curvas Força vs Deslocamento Vertical da viga mista (Figura 2.35b). Assim, na análise paramétrica foi possível avaliar somente o comportamento das ligações quanto à relação Força vs Deslocamento vertical.

A ligação ensaiada por Loh, Uy e Bradford (2006), apresentada no item 2.3, foi modelada numericamente por Thai e Uy (2015) por meio do pacote computacional *Abaqus*<sup>®</sup>. Os conectores de cisalhamento, chapa de extremidade, parafusos, núcleo de concreto do pilar, laje de concreto e perfil do pilar foram modelados com elementos sólidos C3D8R. Já para o perfil da viga e fôrma da laje mista foi empregado o elemento de casca S4R e a armadura foi representada por elementos de treliça T3D2. O comportamento não linear dos materiais foi considerado por curvas multilineares Tensão vs Deformação. O contato entre os elementos foi considerado por meio do *contact* e do comando de restrição *tie*, enquanto que

a armadura e os conectores foram imersos no concreto da laje utilizando *embedded region*. Devido à simetria da geometria e do carregamento, apenas metade da ligação foi modelada (Figura 2.36a).

**Figura 2.36: Modelo numérico desenvolvido por Thai e Uy (2015)**



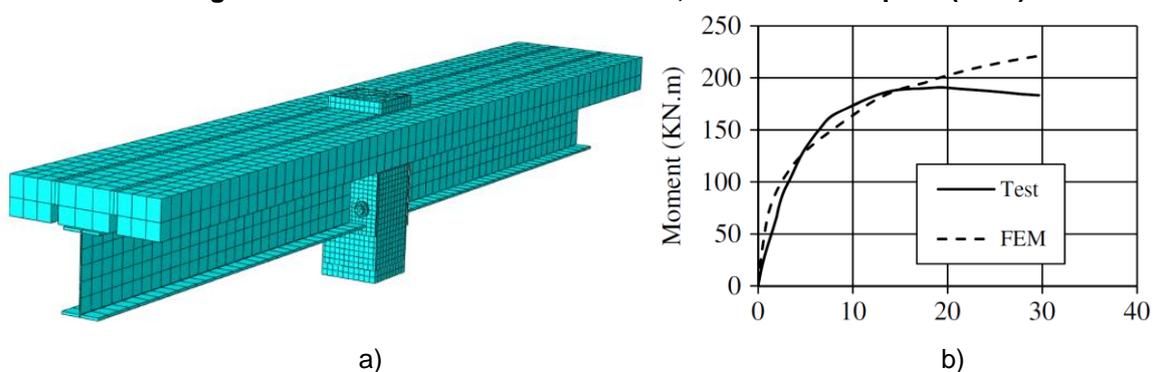
Fonte: Thai e Uy (2015)

Thai e Uy (2015) salientam que o modelo numérico prediz muito bem a rigidez inicial e o momento último (Figura 2.36b), bem como o comportamento pós-flambagem (Figura 2.336c e Figura 2.36d). O modelo também prevê razoavelmente o modo de falha da ligação, que se deu por fissuração da laje de concreto de concreto ao redor da região da ligação e flambagem local da mesa inferior.

Ataei, Bradford e Valipour (2015) também modelaram a ligação de Loh, Uy e Bradford (2006). Ao contrário de Thai e Uy (2015), esses autores utilizaram elementos sólidos com oito nós e integração reduzida (C3D8R) em todos os componentes, com exceção das barras da armadura nas quais foi utilizado o elemento de treliça T3D2 (Figura 2.37a). Os resultados experimentais mostram que não há separação entre a cabeça do parafuso e a chapa de extremidade, nem entre a porca do parafuso e a face interna do pilar. Portanto, foi utilizado comando *tie* para acoplar esses componentes. O mesmo comando foi usado para simular o acoplamento entre os conectores de cisalhamento e a mesa superior do perfil da viga e entre

a viga de aço e a chapa de extremidade. Para simular a interação entre a mesa superior da viga de aço e a parte inferior da fôrma de aço da laje foi utilizado a interação de contato com coeficiente de atrito igual a 0,1. Já entre a fôrma de aço e a parte inferior da laje de concreto e entre o perfil e o núcleo de concreto do pilar foi utilizado um coeficiente de atrito igual a 0,25. Os conectores e a armadura foram incorporados à laje de concreto por meio do *embedded region*. Esta técnica fornece uma ligação perfeita entre o aço da armadura e o concreto circundante. O comportamento do aço foi representado com comportamento elásto-plástico com critério de falha de *von Mises* e o concreto utilizando *Concrete Damaged Plasticity (CDP)* com modelo constitutivo de Carreira e Chu (1985).

**Figura 2.37: Modelo numérico de Ataei, Bradford e Valipour (2015)**

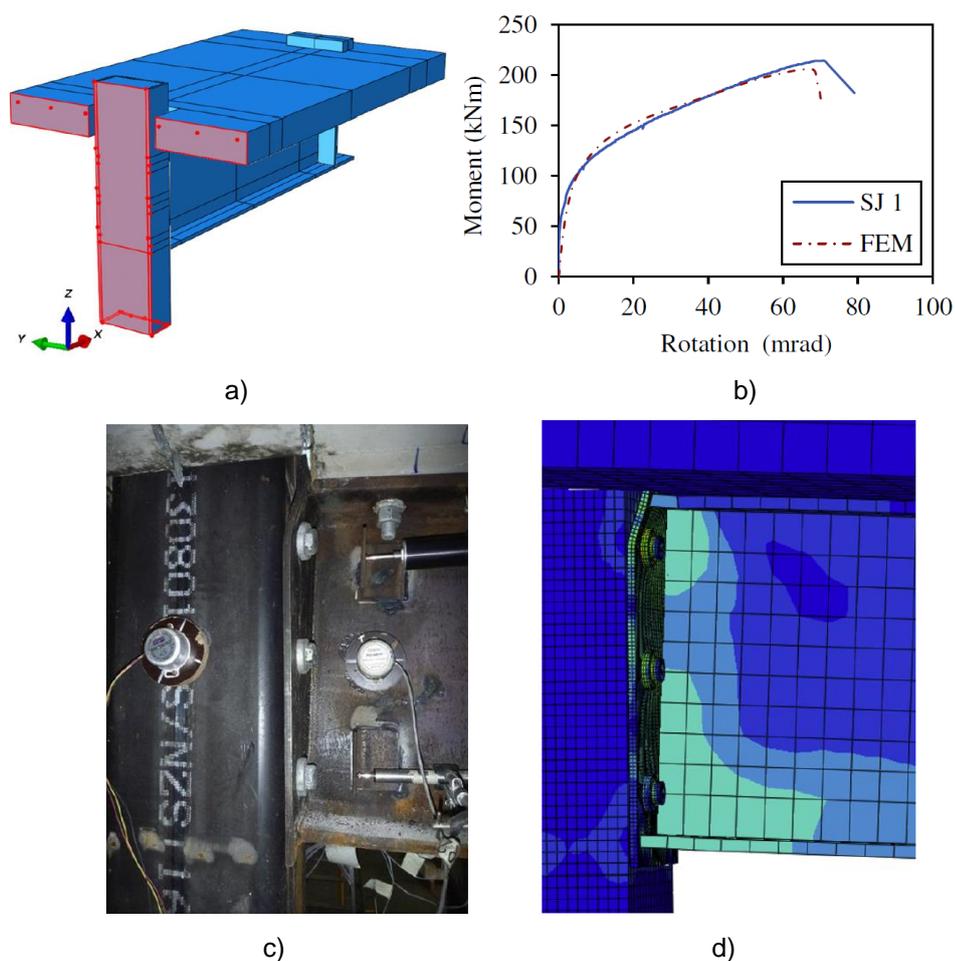


Fonte: Ataei, Bradford e Valipour (2015)

O modelo numérico representou adequadamente a resposta global das ligações, curva Momento vs Rotação (Figura 2.37b) bem como deformação da armadura e modo de falha (ATAEI, BRADFORD e VALIPOUR, 2015).

Complementando o estudo de Ataei, Bradford e Valipour (2015), Ataei e Bradford (2016) desenvolveram, no pacote computacional *Abaqus*<sup>®</sup>, o modelo numérico da ligação com o objetivo de estudar o comportamento e os modos de falha da ligação. Para isso, com exceção da armadura, todos os componentes foram modelados usando os elementos sólidos de 8 nós com integração reduzida (C3D8R). A armadura de aço foi modelada com elementos de treliça (T3D2) os quais tem aproximação linear do deslocamento, dois nós e três graus de liberdade a translação. Devido à simetria dos modelos e a fim de reduzir o tempo de processamento foi utilizado plano de simetria (Figura 2.38a). A não linearidade do aço foi considerada por meio de curvas multilíneas Tensão vs Deformação obtidas nos ensaios de caracterização. O concreto foi modelado utilizando o modelo *Concrete Damaged Plasticity (CDP)* e relação Tensão vs Deformação proposta por Carreira e Chu (1985).

Figura 2.38: Modelo numérico desenvolvido por Ataei e Bradford (2016)



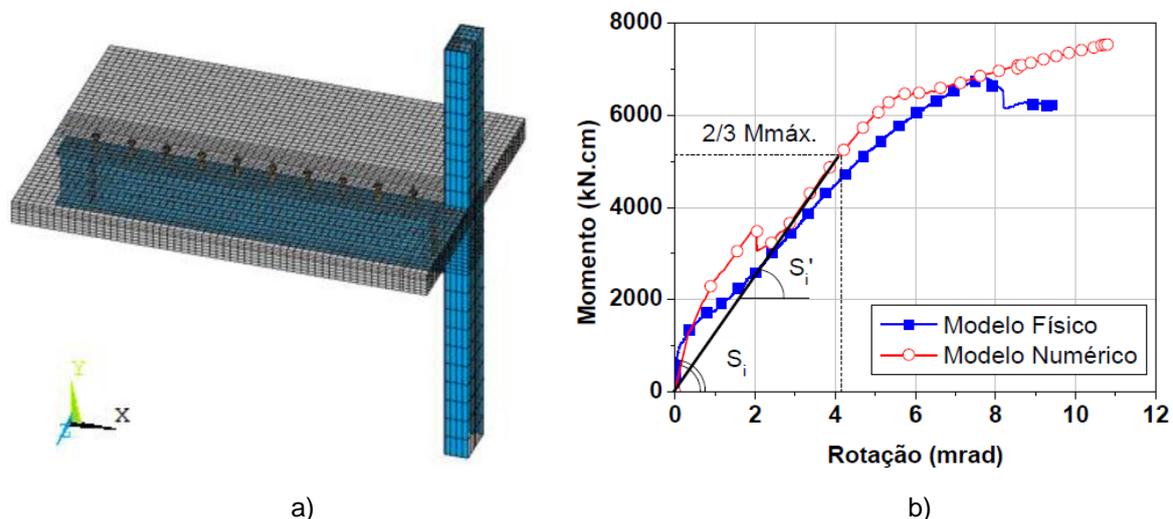
Fonte: Ataei e Bradford (2015)

O contato foi considerado utilizado o modo *surface-to-surface*. As formulações *Hard* e *Penalty* foram utilizadas, respectivamente, nas direções normal e tangencial ao plano da superfície. Um coeficiente de atrito de 0,45 foi utilizado na interface entre a laje de concreto pré-moldado e a viga de aço e 0,25 para as demais superfícies de contato. Os contatos entre a laje de concreto pré-moldada e a armadura, entre a laje de concreto pré-moldada e os parafusos e entre o núcleo de concreto do pilar e os parafusos de expansão foram considerados por meio do *embedded region*. A vinculação *tie* foi usada para conectar a viga de aço à chapa de extremidade. A validação do modelo desenvolvido por Ataei e Bradford (2016) se deu por meio da relação Momento vs Rotação e houve boa concordância na previsão do comportamento da ligação (Figura 2.38b). Além disso, o modelo conseguiu prever o modo de falha com precisão (Figura 2.38c e Figura 2.38d).

Assim como Santos (2014), Tineo (2016) também desenvolveu modelo numérico de uma ligação ensaiada por De Nardin (2007). Tineo (2016) discretizou os conectores de cisalhamento por meio de elementos de viga, considerou o contato entre aço-concreto

utilizando o par de contato *Contac173* e *Targe170* e simulou a armadura da laje por meio de taxas (Figura 2.39a).

**Figura 2.39: Modelo numérico desenvolvido por Santos (2016)**

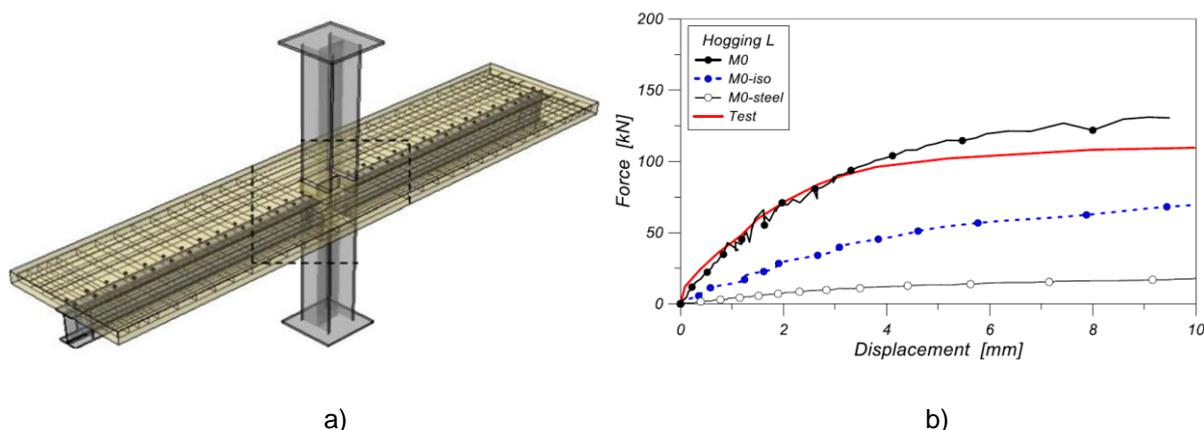


Fonte: Tineo (2016)

A curva Momento vs Rotação apresentou boa representatividade em relação ao resultado experimental e o modelo foi considerado válido para representar o comportamento da ligação mista com chapa passante (Figura 2.39b). Na análise paramétrica foi avaliada a influência de parâmetros geométricos e de resistência dos materiais, sendo que a altura da laje e a taxa de armadura resultaram nos maiores aumentos percentuais de momento máximo resistente. Porém, os maiores aumentos no momento resistente das ligações com as menores variações percentuais ocorreram em função da variação do diâmetro dos parafusos. Já a rigidez inicial apresentou maiores percentuais de variação na altura da laje e no diâmetro dos parafusos.

Recentemente, Amadio, Bedon e Fasan (2017) também divulgaram resultados de modelos numéricos correspondentes à ligação ensaiada por Puhali, Smotlak e Zandonini (1990). O modelo numérico foi utilizado para avaliar os efeitos da interação laje-pilar no desempenho global da ligação mista (Figura 2.40a). Com exceção da armadura, que foi simulada com o elemento B31, todos componentes da ligação foram discretizados com elementos sólidos do tipo C3D8R. Para reproduzir a interação total, os conectores de cisalhamento e a armadura foram totalmente embutidos na laje de concreto por meio do *embedded region*. Foram atribuídas características mecânicas ao contato nas direções normal e tangencial. Para o contato aço-aço foi utilizado coeficiente de atrito zero, enquanto que para aço-concreto o valor foi de 0,5. A não linearidade física do concreto da laje foi considerada utilizando modelo *Concrete Damaged Plasticity (CDP)*.

**Figura 2.40: Detalhes do modelo numérico de Amadio, Bedon e Fasan (2017)**



Fonte: Amadio, Bedon e Fasan (2017)

Nota-se que o modelo de Amadio, Bedon e Fasan (2017) teve boa concordância com o modelo experimental até a carga próxima de 100kN, mostrando comportamento mais rígido para valores maiores (Figura 2.40b).

Amadio et al. (2017) apresentam o modelo numérico para prever o comportamento global e local de ligações mistas soldadas submetidas a cargas sísmicas. O modelo numérico, implementado no *Abaqus*<sup>®</sup>, utilizou elementos tetraédricos C3D4 para simular todos elementos, com exceção da armadura que foi discretizada com elementos B31. Os conectores de cisalhamento e a armadura foram incorporados à laje de concreto utilizando o comando *embedded region*. Todos os elementos soldados foram acoplados por meio do comando *tie*. O comportamento dos componentes de aço foi representado por modelo elasto-plástico enquanto que o comportamento do concreto foi simulado utilizando o *Concrete Damaged Plasticity (CDP)*. Os resultados do modelo numérico foram bastante representativos do comportamento observado experimentalmente tanto em termos globais quanto locais.

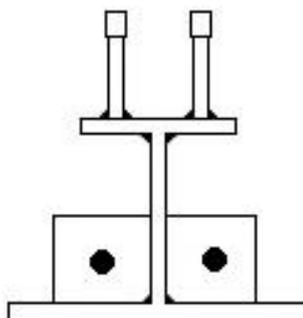
## 2.5 Ligações mistas em pisos mistos de pequena altura

Há um número bastante reduzido de estudos sobre o comportamento das ligações mistas pertencentes ao piso misto de pequena altura. Isso porque o procedimento usual quando se estuda os pisos mistos de pequena altura é dar ênfase ao comportamento do piso em si, ou ao comportamento da viga mista. A consequência disso é que quase não há estudos voltados exclusivamente para a ligação entre o piso misto de pequena altura e o pilar.

Para Bernuzzi, Gadotti e Zandonini (1995) o conhecimento acerca das ligações do piso misto convencional não pode ser, *a priori*, utilizado ou adaptado para o piso misto de pequena altura, isso porque esse último é fortemente influenciado tanto pelo comportamento à flexão como pelas interações entre os elementos na zona nodal e também pelo fato de a viga estar embutida na laje de concreto. Nesse sentido, Bernuzzi, Gadotti e Zandonini (1995) avaliaram,

de forma experimental, o comportamento das ligações com chapa de extremidade parcial pertencentes ao piso misto de pequena altura (Figura 2.41). As variáveis avaliadas foram a seção do pilar (seção I assimétrica e quadrada preenchida com concreto), a taxa de armadura da laje (variando entre 0,2 e 0,5) e a disposição de ligação (cruciforme e “T”).

**Figura 2.41 Seção investigada por Bernuzzi, Gadotti e Zandonini (1995)**

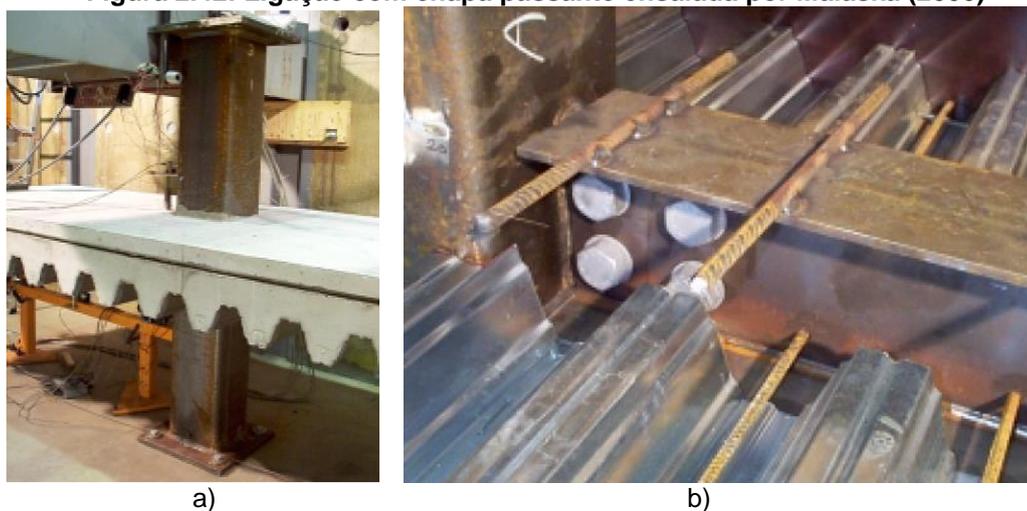


Fonte: Adaptado de Bernuzzi, Gadotti e Zandonini (1995)

Os autores salientam que a geometria da seção do pilar pode afetar visivelmente a resposta das ligações tipo “T” devido aos diferentes mecanismos que regem a transferência de forças da ligação para o pilar bem como a deformação do pilar.

A consideração da laje no comportamento da ligação mista implica em semicontinuidade da viga. Malaska (2000) destaca que essa semicontinuidade aumenta a rigidez à flexão das vigas permitindo o uso de vigas mais baixas, maior vão livre entre os pilares, melhor desempenho das vigas em condições de serviço, redução das fissuras, deslocamentos e problemas com vibração do piso. Para avaliar a influência da laje no comportamento das ligações viga-pilar Malaska (2000) realizou ensaios experimentais variando os seguintes parâmetros: taxa de armadura das lajes, relação força cortante/momento fletor e resistência do concreto da laje. O modelo cruciforme utilizado era composto por uma viga mista com perfil de aço assimétrico, laje mista com forma de aço incorporada e pilar misto preenchido de seção quadrada; o conjunto laje-viga era arranjado na forma de piso misto de pequena altura pois a laje era apoiada sobre a mesa inferior do perfil I assimétrico (Figura 2.42b). A ligação entre a viga e o pilar se deu por meio de uma chapa passante que atravessava o pilar misto, já o perfil assimétrico era conectado à chapa passante por meio de duas linhas de parafusos na alma da viga. O comportamento conjunto foi obtido utilizando barras com diâmetro de 16 mm e comprimento de 500 mm, soldados na face superior da mesa superior (Figura 2.42b).

**Figura 2.42: Ligação com chapa passante ensaiada por Malaska (2000)**



Fonte: Malaska (2000)

Os resultados experimentais não indicaram a ruptura de nenhum dos componentes da ligação e nem dos elementos conectados e, por isso, foram interrompidos quando os deslocamentos da viga atingiram valores elevados (MALASKA, 2000). Em todos os modelos ensaiados foram observados deslizamentos insignificantes entre a laje e a viga, o que confirma a interação total aço-concreto. Todas as curvas Momento vs Rotação apresentaram altos valores de rigidez rotacional e momento resistente permitindo classificar a ligação ensaiada como rígida e de resistência parcial. O autor conclui salientando que a resistência do concreto e a relação cortante/momento não alteraram as características da ligação.

No Brasil, De Nardin e El Debs (2012) foram pioneiras no estudo das ligações mistas pertencentes ao piso misto de pequena altura. Em seu estudo foram ensaiadas ligações vigapilar semelhantes à de Malaska (2000) nas quais a ligação se dava por uma chapa passante que atravessava o pilar misto e era conectada à alma da viga por parafusos, porém a ligação de De Nardin e El Debs (2012) contava com uma única linha de três parafusos e o comportamento conjunto, entre a viga e a laje mista, foi obtido por meio de conectores de cisalhamento soldados na mesa superior (Figura 2.43).

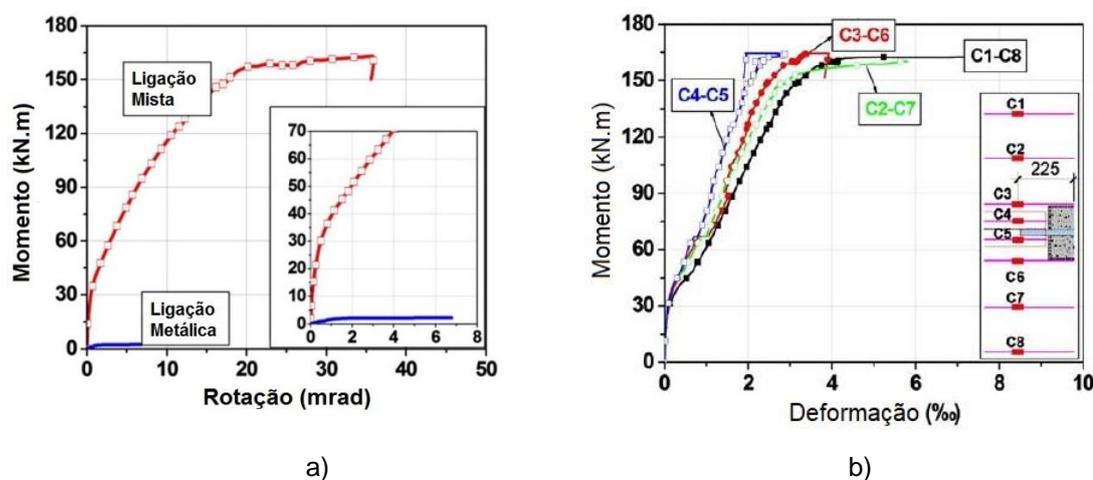
**Figura 2.43: Modelo ensaiado por De Nardin e El Debs (2012)**



Fonte: Adaptado de De Nardin e El Debs (2012)

A ligação mista apresentou comportamento não linear em quase todas as etapas de carregamento, principalmente após o início da fissuração do concreto da laje. De Nardin e El Debs (2012) reforçam que a presença da laje mista modificou completamente o comportamento da ligação e contribuiu significativamente para o mecanismo de transferência de momentos entre a viga e o pilar, fato esse que pode ser observado pela Figura 2.44a. Além disso, quase nenhum deslizamento aço-concreto foi verificado na interface entre a laje mista e a viga de aço na extremidade livre, confirmando a interação total aço-concreto.

**Figura 2.44: Resultados de De Nardin e El Debs (2012)**



Fonte: Adaptado de De Nardin e El Debs (2012)

O modo de falha observado foi o escoamento das barras longitudinais, principalmente das barras posicionadas numa largura igual à largura do pilar (Figura 2.44b); De Nardin e El Debs (2012) ainda concluem que as barras de aço são mais eficazes se distribuídas nesta região.

## 2.6 Considerações finais

Diante do que foi apresentado na revisão bibliográfica é possível perceber que o piso misto de pequena altura permite diversas combinações entre a viga mista e a laje. Esse sistema apresenta vantagens como a redução da altura total do piso devido ao embutimento total ou parcial da viga na laje, confere grande resistência ao fogo e contribui para o aumento da capacidade resistente do perfil de aço às instabilidades locais. Percebe-se que a maioria dos estudos sobre o piso misto de pequena altura dá ênfase ao comportamento do piso em si, ou ao comportamento da viga mista revestida ou parcialmente revestida.

Quanto às ligações mistas, nota-se que a presença da laje altera bastante o comportamento da ligação, aumentando o momento resistente, a rigidez e a capacidade rotacional. Os principais parâmetros que definem o comportamento mecânico de uma ligação

mista são o momento resistente, a rigidez e a capacidade de rotação. Estes parâmetros são obtidos a partir da curva Momento vs Rotação. Por possuir vários componentes com comportamento não-linear, cada componente tem limitações específicas, tornando difícil prever qual modo de falha ocorrerá na ligação.

A utilização do pilar preenchido combinado com a ligação mista traz vantagens tanto estruturais como construtivas. Apesar de ser uma combinação que vem ganhando cada vez mais espaço na construção civil, nota-se que há poucos estudos envolvendo ligações mistas e pilares mistos.

Já a modelagem numérica tem se mostrado uma ferramenta muito poderosa no estudo das ligações mistas. Este recurso combinado com a investigação experimental, torna possível reduzir o número de ensaios, definir quais parâmetros deveriam ser analisados experimentalmente e complementar resultados experimentais ampliando a abrangência dos modelos físicos. Nota-se que em muitos casos é possível fazer simplificações nos modelos numéricos sem comprometer os resultados. A consideração das não linearidades e das superfícies de contato tornam o modelo numérico mais representativo. Entretanto, isso gera um custo computacional muito maior.

Em relação aos estudos sobre o comportamento das ligações viga-pilar envolvendo os pisos mistos de pequena altura, nota-se que são bastante raros tanto no Brasil quanto no exterior, tornando o conhecimento acerca deste tema bastante limitado e indicando a necessidade de mais estudos.

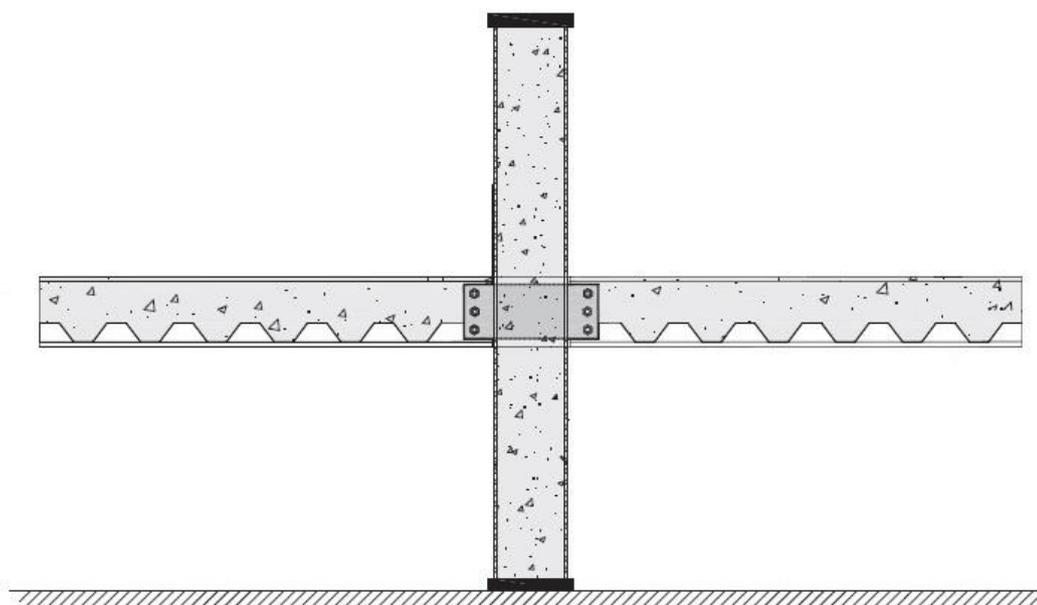
# 3 MODELAGEM NUMÉRICA

A modelagem numérica é uma alternativa muito utilizada na análise de estruturas devido ao seu menor custo se comparada à realização de ensaios em modelos físicos. No entanto, esta metodologia necessita ser validada com resultados experimentais. Desta forma, neste capítulo são apresentados sucintamente os detalhes do modelo físico de De Nardin e El Debs (2012) utilizado para validar o modelo numérico desenvolvido no presente estudo. Na sequência, são apresentados detalhes das análises realizadas até a obtenção do modelo numérico que melhor representa o modelo físico, incluindo os diversos modelos constitutivos para representar o comportamento dos materiais, a discretização do contato entre os materiais, parâmetros do modelo *Concrete Damaged Plasticity (CDP)* e método de aplicação do carregamento.

## 3.1 Modelo de referência

O modelo ensaiado por De Nardin e El Debs (2012) era composto por dois elementos de viga, um pilar misto preenchido, uma laje mista com fôrma de aço incorporada e uma ligação viga-pilar por meio de uma chapa passante parafusada na alma do perfil I da viga por uma única linha com 3 parafusos (Figura 3.1).

**Figura 3.1: Representação esquemática do modelo ensaiado por De Nardin e El Debs (2012)**



Fonte: Adaptado de De Nardin e El Debs (2012)

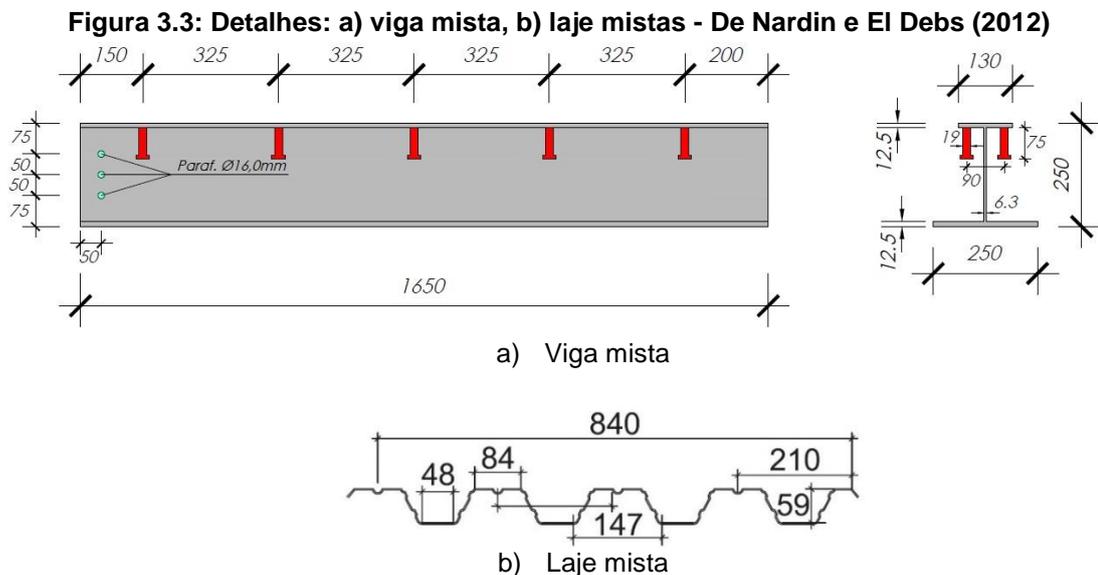
### 3.1.1 Geometria dos componentes e propriedades dos materiais

O pilar misto com seção tubular quadrada foi obtido a partir da soldagem de dois perfis tipo U, de aço tipo SAE 1020, com seção transversal de 200 × 100 × 6,3 mm e 1950 mm de comprimento, com uma abertura central por onde passava a chapa passante (Figura 3.2), e preenchido com concreto classe C70.



Fonte: Adaptado de De Nardin e El Debs (2012)

As vigas mistas eram formadas por um perfil I assimétrico soldado, de aço A-36, com 1650 mm de comprimento cada. Foram realizados três furos de 16 mm de diâmetro na alma do perfil I e esses foram utilizados para realizar a ligação entre a chapa passante e a viga. Os conectores de cisalhamento, do tipo pino com cabeça, com 75 mm de altura e 19 mm de diâmetro foram soldados na mesa superior com espaçamento de centro a centro igual a 325 mm, como mostrado na Figura 3.3. A posição dos conectores foi determinada em estudo específico para tal cujos resultados são apresentados em De Nardin e El Debs (2009). Devido à falta de comercialização, no Brasil, de fôrmas de aço próprias para o piso misto de pequena altura, foram utilizadas as fôrmas disponíveis no mercado brasileiro (Figura 3.3b).

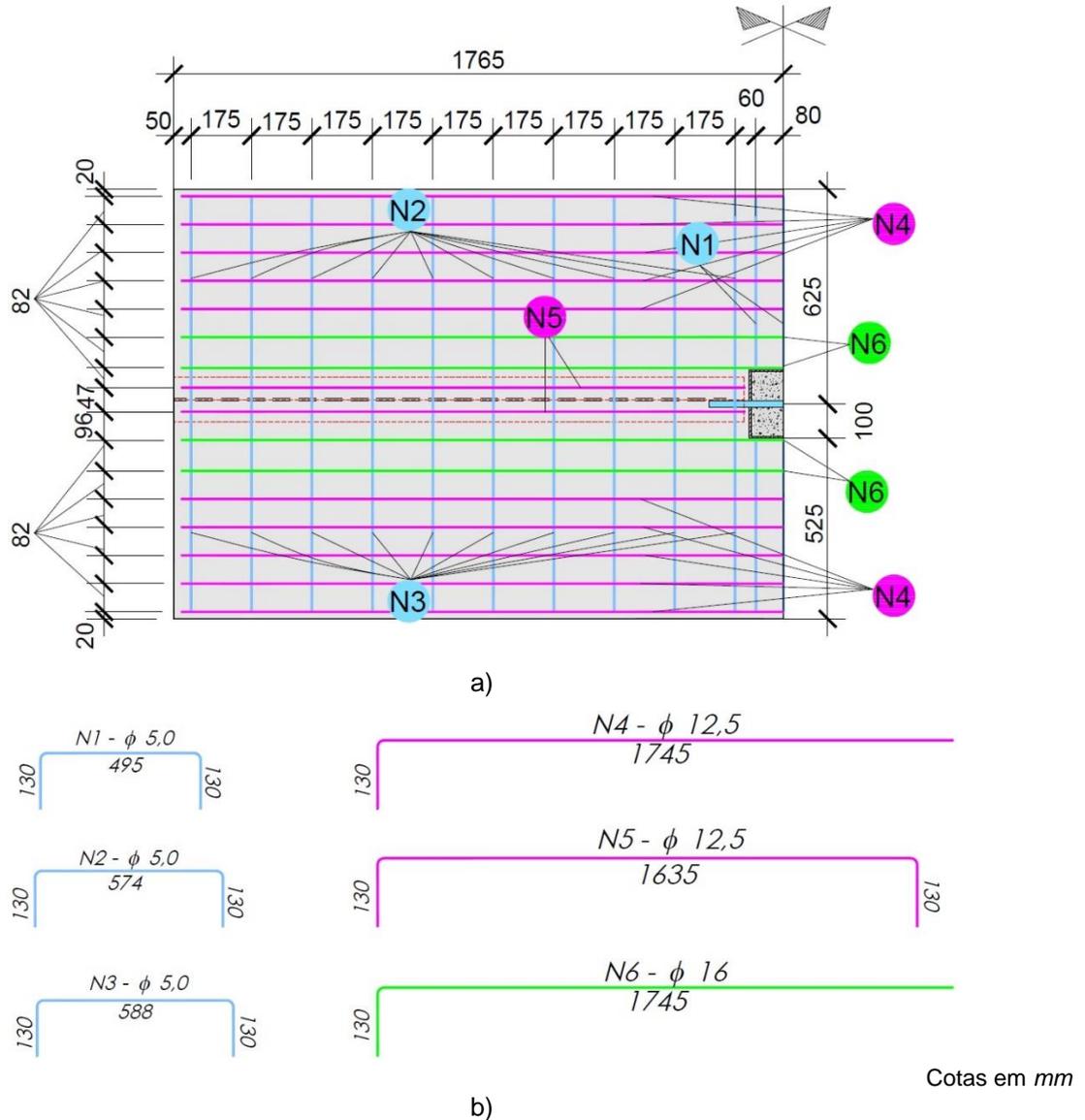


Cotas em mm

Fonte: Adaptado de De Nardin e El Debs (2012)

A armadura longitudinal do piso foi composta por  $4\phi 16$  mm e  $14\phi 12,5$  mm que foram dispostos ao longo das vigas em ambos os lados do pilar misto (Figura 3.4). Barras de aço de  $\phi 5$  mm foram posicionadas transversalmente e distribuídas em ambos os lados do pilar.

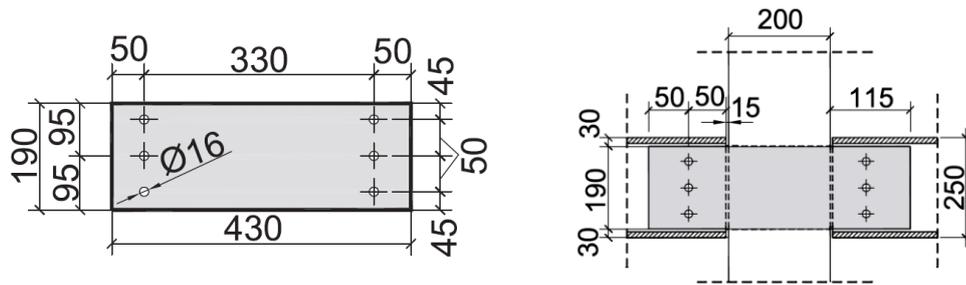
**Figura 3.4: Detalhes da laje mista de De Nardin e El Debs (2012)**



Fonte: Adaptado de De Nardin e El Debs (2012)

A chapa passante utilizada como elemento de ligação viga-pilar possuía 430 mm de comprimento, 19 mm de espessura e 190 mm de altura; parafusos de 16 mm, em aço ASTM A-325, dispostos em uma única linha (Figura 3.5) conectavam o piso mistos ao pilar preenchido. A chapa passante, assim como os perfis assimétricos, foram confeccionados em aço A-36.

**Figura 3.5: Detalhes da chapa passante de De Nardin e El Debs (2012)**



Cotas em mm

Fonte: De Nardin e El Debs (2012)

A Tabela 3.1 apresenta os valores médios das principais propriedades mecânicas dos materiais que compõem o modelo físico. Todos os valores mostrados correspondem a valores médios e foram determinados experimentalmente.

**Tabela 3.1: Propriedades mecânicas dos materiais**

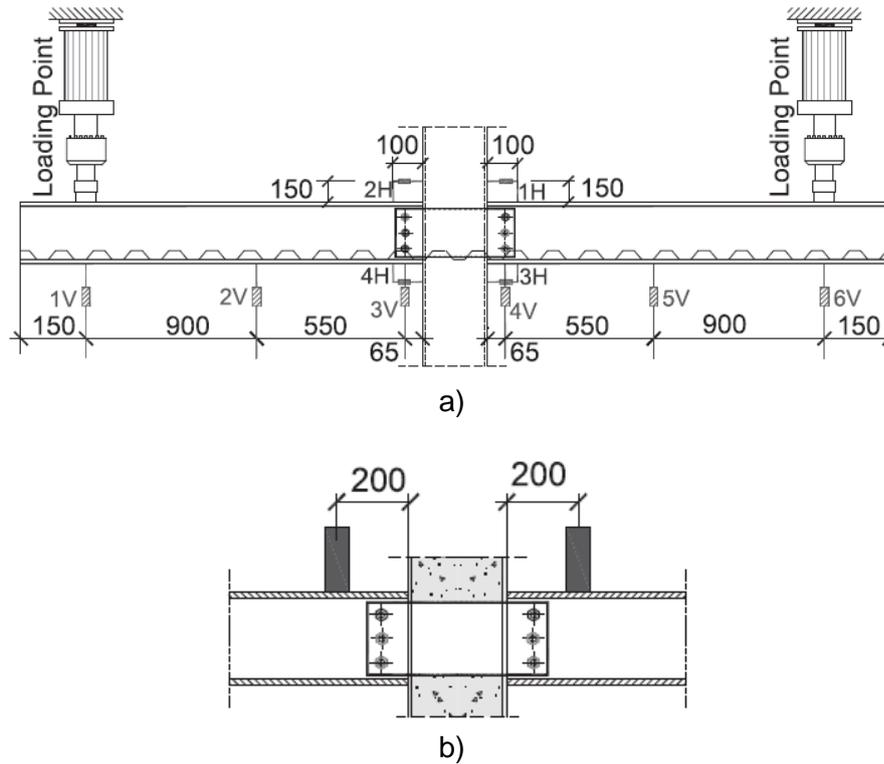
<i>Pilar</i>		<i>Laje</i>		<i>Viga</i>		<i>Parafuso</i>	<i>Chapa</i>
<i>Aço</i>	<i>Concreto</i>	<i>Aço</i>	<i>Concreto</i>	<i>Mesa</i>	<i>Alma</i>		
$f_y = 253$	$f_c = 69$	$f_y = 593$	$f_c = 30,1$	$f_y = 305$	$f_y = 297$	$f_y = 702$	$f_y = 287$
	$f_t = 3,5$	$\varepsilon_y = 2,58\%$	$f_t = 2,1$	$f_u = 420$	$f_u = 410$	$f_u = 911$	$f_u = 399$
	$E_c = 38,090$		$E_c = 28,220$				
<i>Unidade em MPa</i>							

Fonte: Adaptado De Nardin e El Debs (2012)

### 3.1.2 Instrumentação

O sistema completo continha 73 pontos de medição e permitiu monitorar tanto a resposta global como o comportamento local do modelo. Para isso foram utilizados extensômetros elétricos de resistência, inclinômetros, transdutores de deslocamento (LVDT) e células de carga. No presente estudo são apresentados apenas os detalhes mais relevantes da instrumentação. Em relação à resposta global, o sistema de instrumentação permitiu avaliar os deslocamentos das vigas por meio de seis transdutores que avaliaram deslocamento verticais (1V a 6V) ao longo das vigas e quatro transdutores posicionados horizontalmente (1H a 4H), como mostra a Figura 3.6a. As medidas de deslocamento horizontal foram utilizadas para avaliar a rotação da ligação. A rotação da ligação também foi avaliada por meio de dois inclinômetros posicionados sobre as vigas (Figura 3.6b).

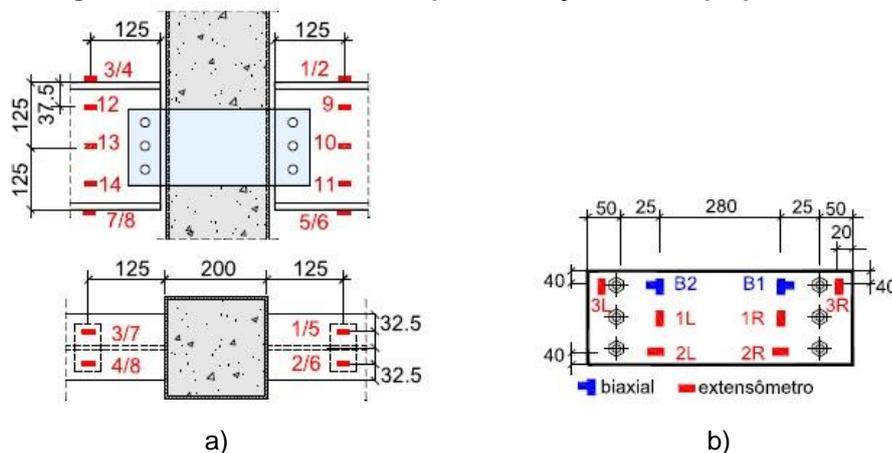
Figura 3.6: Posição dos medidores de deslocamento vertical, horizontal e inclinômetros.



Fonte: De Nardin e El Debs (2012)

Para a resposta local foram utilizados extensômetros elétricos de resistência nas mesas e na alma do perfil de aço, na chapa passante e nas barras de aço da laje. Dezoito extensômetros foram utilizados nas vigas de aço, a fim de avaliar as deformações durante o ensaio (Figura 3.7a). Na chapa passante foram medidas deformações verticais e horizontais usando extensômetros colocados como indicado a Figura 3.7b. Os resultados de deformação obtidos mostraram que a chapa passante não apresentou deformações significativas e permaneceu em regime elástico até a fase final de ensaio.

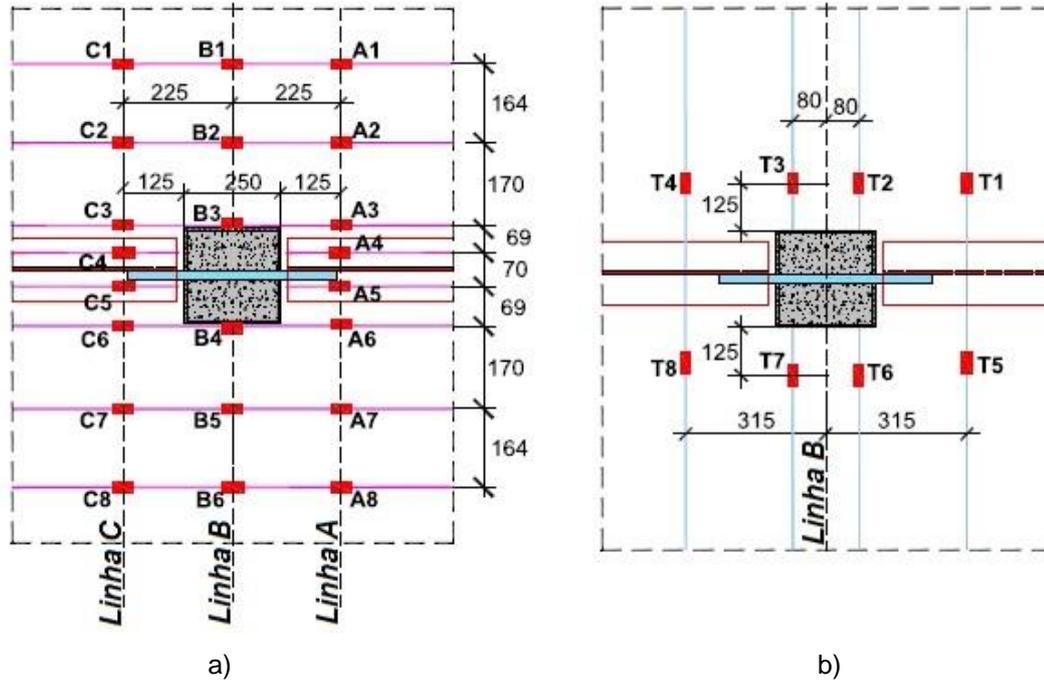
Figura 3.7: Extensômetros no perfil de aço e na chapa passante



Fonte: De Nardin e El Debs (2012)

Para avaliar as deformações axiais nas armaduras da laje mista foram utilizados vinte e seis extensômetros colados em diversas barras longitudinais e transversais em vários pontos. Os extensômetros colocados a 125 mm da face externa do pilar misto (Figura 3.8a) permitiram avaliar as deformações nas barras longitudinais na mesma posição das vigas de aço. Também foram dispostos extensômetros em algumas barras (Figura 3.8b).

**Figura 3.8: Posição dos medidores de deformações nas barras longitudinais e transversais**

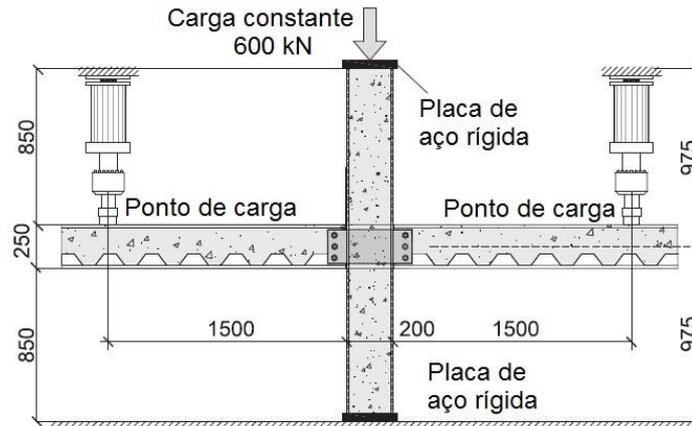


Fonte: De Nardin e El Debs (2012)

### 3.1.3 Esquema de ensaio e carregamentos

No modelo físico foi aplicada uma força axial de compressão no pilar misto e duas forças verticais nas extremidades das vigas (Figura 3.9). A força aplicada no pilar foi de cerca de 600 kN e manteve-se constante durante todo o ensaio visando estabilizar o modelo e simular o efeito de pavimentos superiores. Essa força representa aproximadamente 20% da capacidade do pilar a compressão centrada e foi estimada usando os procedimentos da ABNT NBR 8800 (2008). As duas forças concentradas verticais e variáveis foram aplicadas nas vigas por meio de atuadores hidráulicos servo-controlados com capacidade de 500 kN. Essas forças variaram de forma crescente ao longo do ensaio até que se esgotasse a capacidade de carga da ligação. As forças nas vigas foram aplicadas a 1500 mm da face do pilar utilizando controle de deslocamento.

**Figura 3.9: Esquema de carregamento**



Fonte: Adaptado de De Nardin e El Debs (2012)

O ensaio foi conduzido até que se observasse o esgotamento da capacidade resistente da ligação. Não foi observada a ruptura de nenhum dos componentes da ligação e o modo de falha se caracterizou por escoamento da armadura negativa da ligação e fissuração intensa do concreto da laje (Figura 3.10).

**Figura 3.10: Configuração final do modelo de De Nardin e El Debs (2012)**



Fonte: Adaptado de De Nardin e El Debs (2012)

Uma vez apresentados os detalhes do modelo físico, a seguir são apresentados os detalhes da construção do modelo numérico.

## 3.2 Modelo numérico

Muitos fenômenos que ocorrem na engenharia como tensões, transferência de calor, escoamento de fluido, eletromagnetismo, propagação de ondas, entre outros, tem comportamento complexo e sua descrição só é possível por meio de equações diferenciais parciais. Em geral, é impossível solucionar essas equações manualmente com auxílio de métodos analíticos. Assim, é necessário lançar mão de métodos numéricos para obter soluções aproximadas. Neste sentido, o Método dos Elementos Finitos se mostra uma das ferramentas mais indicadas para solução e análises de tais problemas.

De acordo com Fish e Belytschko (2009) o esquema de solução de problemas que utilizam o Método dos Elementos Finitos é dividido em cinco etapas:

- Pré-processamento: subdivisão do problema em elementos finitos
- Formulação dos elementos: desenvolvimento das equações para os elementos
- Montagem: obtenção do sistema global de equações a partir das equações individuais dos elementos
- Resolução das equações
- Pós-processamento: determinação dos parâmetros de interesse como tensões, deformações e a visualização das configurações deformadas.

No presente trabalho, o modelo numérico foi desenvolvido no pacote computacional *Abaqus® v.2017*, módulo *Standard*, que permite a construção, simulação e visualização das respostas dos problemas e utiliza o Método dos Elementos Finitos.

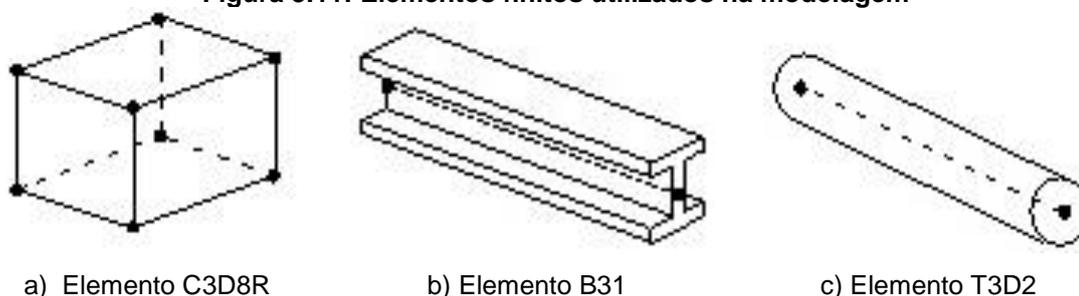
### 3.2.1 Elementos finitos

A escolha dos elementos finitos que compõem um modelo numérico é uma etapa de suma importância. Isto porque o elemento finito utilizado para representar cada componente deve ter suas características as mais próximas possível do componente real. Assim, para simular os perfis da viga, pilar, chapa passante, parafusos, laje de concreto e o núcleo de concreto do pilar preenchido foram utilizados elementos sólidos lineares do tipo C3D8R (Figura 3.11a). Este elemento possui oito nós, com três graus de liberdade por nó, referentes às translações segundo os eixos X, Y e Z e formulação com integração reduzida. A escolha deste elemento se deu pela capacidade de fornecer bons resultados, apresentar menor custo computacional e evitar o aumento da capacidade resistente, efeito *shear locking*, fato este destacado por Fu, Lam e Ye (2007), Gil, Goni e Bayo (2013), Rocha (2016) e Amadio, Bedon e Fasan (2017). Assim como feito por Rocha (2016), no presente estudo também foi utilizado mais de um elemento na espessura dos componentes fletidos a fim de compensar as deformações excessivas (efeito *hourglassing*).

Por ser um elemento linear e esbelto, os conectores de cisalhamento foram discretizados com elementos *Beam* do tipo B31, tridimensionais com um ponto de interpolação (Figura 3.11b). Este elemento foi escolhido por apresentar deformações axiais, mudança de curvatura e torção. A principal vantagem é que os elementos *Beam* são geometricamente simples e proporcionam bons resultados.

A armadura da laje foi discretizada por meio de elementos *Truss* do tipo T3D2 (Figura 3.11c). Este tipo de elemento foi escolhido para discretizar a armadura por apresentar comportamento semelhante ao das barras de aço, ou seja, resistir predominantemente a esforços axiais.

**Figura 3.11: Elementos finitos utilizados na modelagem**



a) Elemento C3D8R

b) Elemento B31

c) Elemento T3D2

Fonte: *Abaqus*® (2013)

## 3.2.2 Relações Constitutivas

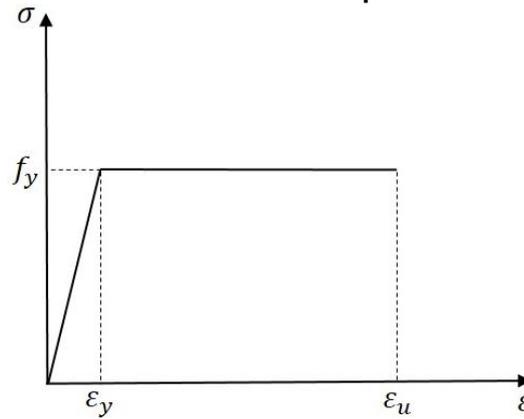
Por meio dos modelos constitutivos é possível reproduzir o comportamento Tensão vs Deformação dos materiais quando submetidos à esforços, e assim considerar a não linearidade física nos modelos numéricos. Como elencado, um dos objetivos é avaliar a influência dos modelos constitutivos sobre o comportamento do modelo numérico. Para isto, foram selecionados três modelos constitutivos para o concreto e três para o aço.

### 3.2.2.1 Modelos constitutivos para o aço

A fim de avaliar a influência do modelo constitutivo do aço sobre o comportamento do modelo numérico, foram testados os modelos de Sherbourne e Bahaari (1996), Maggi (2004) e Almeida (2012) para os perfis da viga, pilar, parafusos, conectores de cisalhamento e chapa passante. Nesse item cada um desses modelos é detalhadamente descrito.

Para o aço das armaduras foi adotado somente o modelo constitutivo elasto-plástico perfeito (Figura 3.12) com  $\varepsilon_y$  e  $f_y$  apresentados na Tabela 1 e deformação máxima ( $\varepsilon_u$ ) de 10‰.

**Figura 3.12: Modelo constitutivo para as armaduras**



Fonte: Autor (2018)

O módulo de elasticidade foi adotado igual a 200 GPa para todos os elementos. Além disso, os valores de tensões e deformações nominais foram corrigidos de acordo com o EN-1-4 (1993), para considerar a tensão e a deformação real. Essa correção foi realizada por meio das equações (1) e (2).

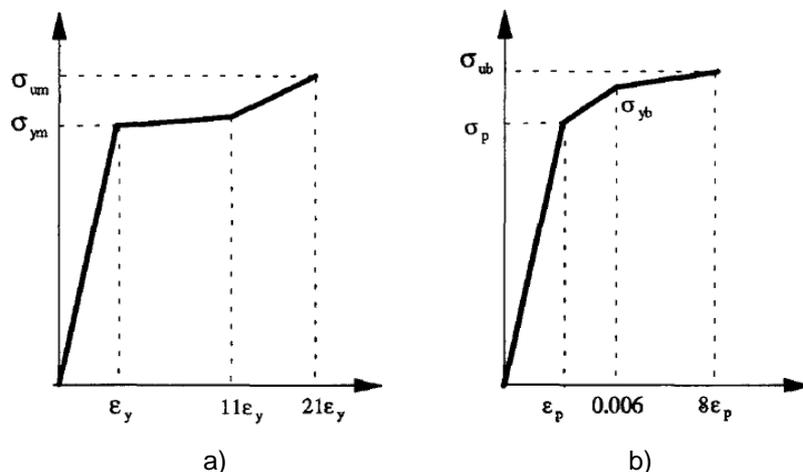
$$\sigma_{real} = \sigma(1 + \epsilon) \quad (\text{Eq. 1})$$

$$\epsilon_{real} = \ln(1 + \epsilon) \quad (\text{Eq. 2})$$

- **Modelos de Sherbourne e Bahaari (1996)**

O modelo trilinear com encruamento proposto por Sherbourne e Bahaari (1996) e mostrado na Figura 3.13a foi testado no aço dos perfis da viga, pilar e chapa passante. Já para os parafusos e conectores de cisalhamento foi utilizado o modelo constitutivo mostrado na Figura 3.13b.

**Figura 3.13: Modelos constitutivos de Sherbourne e Bahaari (1996)**

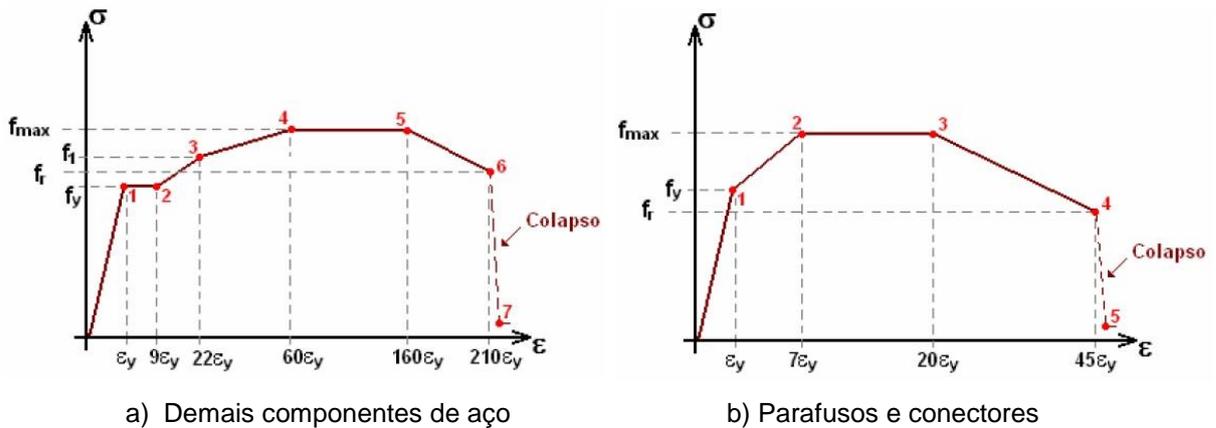


Fonte: Sherbourne e Bahaari (1996)

- **Modelos de Maggi (2004)**

O modelo utilizado por Maggi (2004), multilinear com plastificação e encruamento (Figura 3.14a), também foi avaliado para os perfis da viga, pilar e chapa passante, com valores de  $f_1$ ,  $f_r$  e  $f_{max}$  obtidos pelas expressões (3), (4) e (5), respectivamente. Para os parafusos e conectores de cisalhamento foi avaliado o uso do modelo multilinear com encruamento mostrado na Figura 3.14b, com valores de  $f_r$  e  $f_{max}$  obtidos pelas expressões (6) e (7), respectivamente.

**Figura 3.14: Modelo de Maggi (2004) para perfis e chapa passante**



a) Demais componentes de aço

b) Parafusos e conectores

Fonte: Maggi (2004)

$$f_1 = f_y + 0,5 \cdot (f_u - f_y) \quad (\text{Eq. 3})$$

$$f_r = f_y + 0,2 \cdot (f_u - f_y) \quad (\text{Eq. 4})$$

$$f_{max} = f_u \quad (\text{Eq. 5})$$

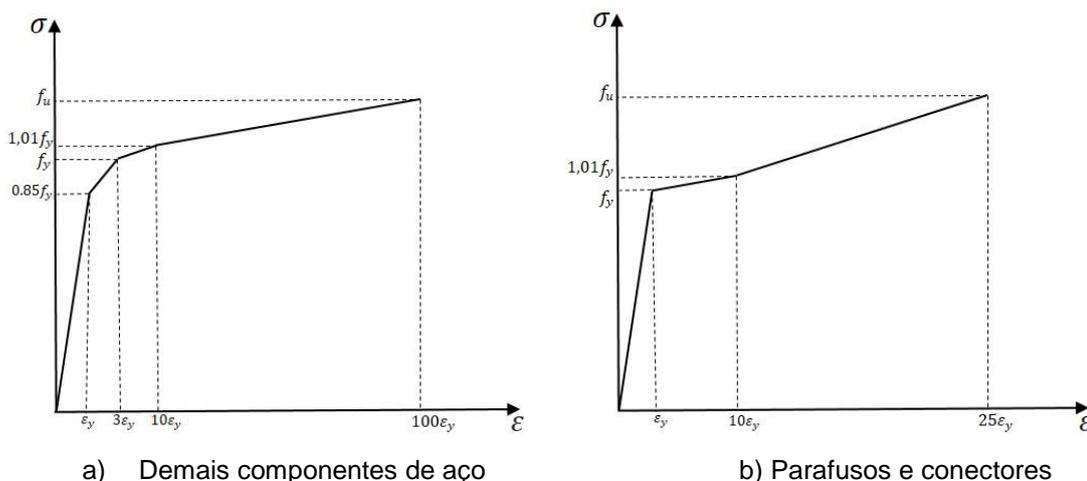
$$f_r = f_y - 0,15 \cdot (f_u - f_y) \quad (\text{Eq. 6})$$

$$f_{max} = f_y + 0,25 \cdot (f_u - f_y) \quad (\text{Eq. 7})$$

- **Modelos de Almeida (2012)**

A eficiência do modelo de Almeida (2012), mostrado na Figura 3.15a, foi avaliado para os perfis da viga, pilar e chapa passante. Para os parafusos e conectores de cisalhamento foi avaliado o modelo trilinear com encruamento isotrópico (Figura 3.15b).

**Figura 3.15: Modelos constitutivos de Almeida (2012)**



Fonte: Adaptado de Almeida (2012)

### 3.2.2.2 Modelo constitutivo para o concreto

Para simular o comportamento do concreto existe na biblioteca do *Abaqus*<sup>®</sup> o *Concrete Damaged Plasticity (CDP)*, modelo baseado na Teoria da Plasticidade e na Mecânica do Dano que simula a perda de rigidez do concreto após atingir a resistência máxima. Os parâmetros que definem a plasticidade do modelo CDP são: ângulo de dilatação ( $\psi$ ), excentricidade ( $e$ ), viscoplasticidade ( $v$ ), proporção das distâncias entre o eixo hidrostático e o meridiano de compressão e o meridiano de tração na seção transversal ( $K$ ) e a razão entre a resistência à compressão no estado biaxial e uniaxial ( $f_{b0}/f_{c0}$ ).

Fisicamente, o ângulo de dilatação ( $\psi$ ) é interpretado como o ângulo de atrito interno do concreto; usualmente se utiliza valores entre  $36^\circ \leq \psi \leq 40^\circ$ , no presente estudo foi adotado igual a  $36^\circ$ .

A excentricidade ( $e$ ) é o comprimento (medido ao longo do eixo hidrostático) do segmento entre o vértice da hipérbole e a interseção das assíntotas dessa hipérbole, obtido pela relação  $f_t/f_c$  (JANKOWIAK e LODYGOWSKI, 2005). Kirchhof (2004) destaca que a excentricidade não possui sentido físico mas pode contribuir para a convergência do modelo numérico. Assim, para avaliar a influência da excentricidade sobre o modelo numérico foram utilizados os seguintes valores: 0,0697, 0,25, 0,50.

Já a viscoplasticidade ( $v$ ) é um parâmetro que regulariza as equações constitutivas a fim de melhorar a convergência dos modelos de materiais que consideram a perda de rigidez. Na análise de estruturas com concreto usualmente adota-se valores entre 0 e 0,001. A fim de avaliar a interferência de tal parâmetro sobre o modelo numérico, foram investigados os valores: 0,1, 0,01 e 0,001.

Para estruturas de concreto a proporção das distâncias entre o eixo hidrostático e os meridianos de compressão e de tração na seção transversal, os manuais do pacote computacional *Abaqus*<sup>®</sup> recomendam adotar  $K = 2/3$  e assumir a razão  $f_{b0}/f_{c0}$  igual a 1,16.

O modelo de dano do concreto é dividido em dano à compressão e dano à tração. Tanto o dano à compressão, calculado por meio da Eq. 8, como o dano à tração, obtido por meio da Eq. 9, são funções da tensão plástica.

$$D_c = 1 - \frac{\sigma_c}{f_{cm}} \quad (\text{Eq. 8})$$

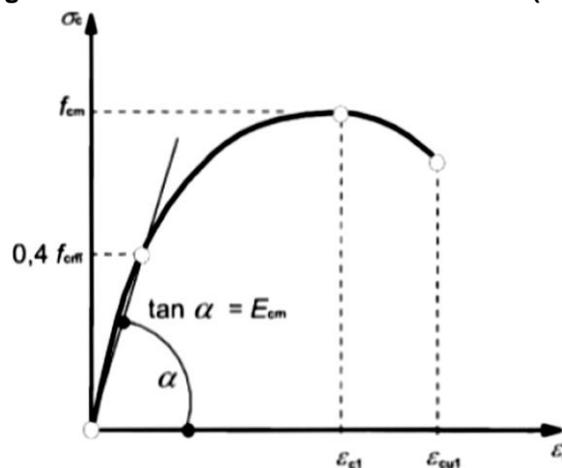
$$D_t = 1 - \frac{\sigma_t}{f_{ctm}} \quad (\text{Eq. 9})$$

Para avaliar a influência do modelo constitutivo do concreto da laje sobre o comportamento do modelo numérico, foram investigados os modelos constitutivos do EN-1-1 (1992), Carreira e Chu (1985), Carreira e Chu (1986), Guo (2013) e Silva (2013). O concreto do pilar misto preenchido foi considerado elástico linear para todas as simulações devido ao nível de tensões a que o mesmo esteve submetido durante todo o ensaio.

- **Modelo do EN-1-1 (1992) e Silva (2013)**

O modelo constitutivo para o concreto à compressão do EN-1-1 (1992) é representado por uma curva parabólica (Figura 3.16).

**Figura 3.16: Modelo constitutivo do EN-1-1 (1992)**



Fonte: EN-1-1 (1992)

A curva mostrada na Figura 3.16 e que descreve a relação Tensão vs Deformação de concretos comprimidos é descrita pela Eq. 10.

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta} \quad (\text{Eq. 10})$$

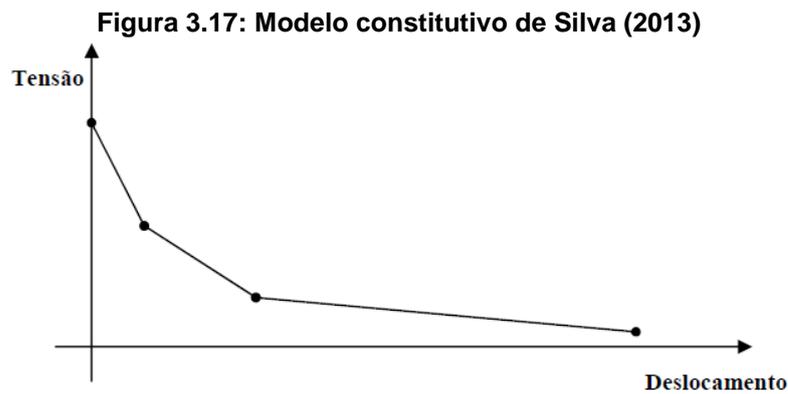
Onde:

$$\eta = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1}}$$

$$\varepsilon_{c1}(\text{‰}) = 0,7f_{cm}^{0,31} < 2,8$$

$$k = \frac{1,05E_{cm}|\varepsilon_{c1}|}{f_{cm}}$$

Já o modelo constitutivo de Silva (2013) representa o comportamento do concreto à tração, na fase pós-pico, pela relação Tensão vs Deslocamento (Figura 3.17).



Fonte: Silva (2013)

Os pontos necessários para descrever o modelo de Silva (2013) são apresentados na Tabela 3.2.

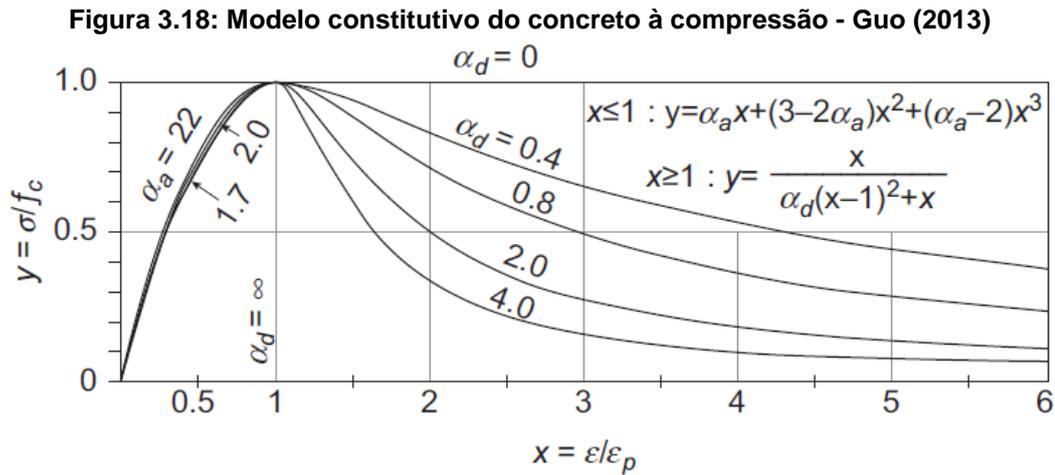
**Tabela 3.2: Pontos utilizados na relação Tensão vs Deslocamento pós-pico de Silva (2013)**

$\sigma_t$ (MPa)	$u$ (mm)
$f_{ctm}$	0,00
$0,60f_{ctm}$	0,05
$0,30f_{ctm}$	0,15
$0,05f_{ctm}$	0,50

Fonte: Adaptado de Silva (2013)

- **Modelo de Guo (2013)**

Guo (2013) propõe duas equações para descrever o comportamento Tensão vs Deformação do concreto submetido à compressão (Figura 3.18); em ambas o formato da curva nos trechos ascendente e descende é influenciado pelo parâmetros  $\alpha_a$  e  $\alpha_d$  respectivamente.



O parâmetro  $\alpha_a$  pode ser obtido por meio da Eq. 11 ou dos valores apresentados na Tabela 3.3.

$$\alpha_a = E_0 \cdot \frac{\varepsilon_p}{f_c} \quad (\text{Eq. 11})$$

Com  $\varepsilon_p = 2,01 \cdot 10^{-3}$

Já o parâmetro  $\alpha_d$  por possuir variação muito grande ( $0 \leq \alpha_d \leq \infty$ ), dispõe de valores tabelados para concretos com as classes de resistência mais usuais (Tabela 3.3).

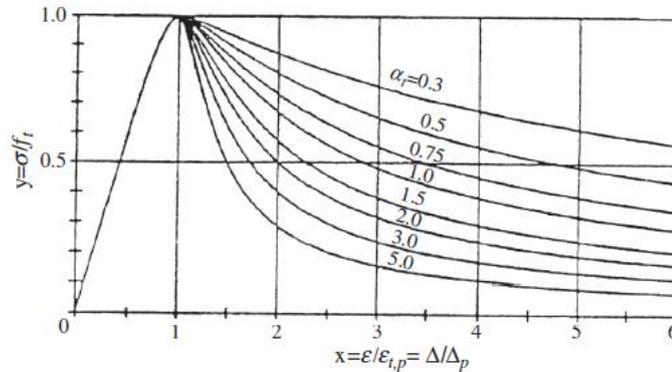
**Tabela 3.3: Valores dos parâmetros  $\alpha_a$  e  $\alpha_d$**

Classe do concreto	Classe do cimento	$\alpha_a$	$\alpha_d$	$\varepsilon_p (10^{-3})$
C20 e C30	32,5	2,2	0,4	1,40
	42,5	1,7	0,8	1,60
C40	42,5	1,7	2,0	1,80

Fonte: Adaptado de Guo (2013)

O comportamento do concreto a tração também é descrito por meio de duas equações, Eq. 12 e Eq. 13, e o formato da curva é alterado somente pelo parâmetro  $\alpha_t$  (Figura 3.19).

**Figura 3.19: Modelo constitutivo do concreto à tração - Guo (2013)**



Fonte: Guo (2013)

$$x \leq 1 \quad y = 1,2x - 0,2x^6 \quad (\text{Eq. 12})$$

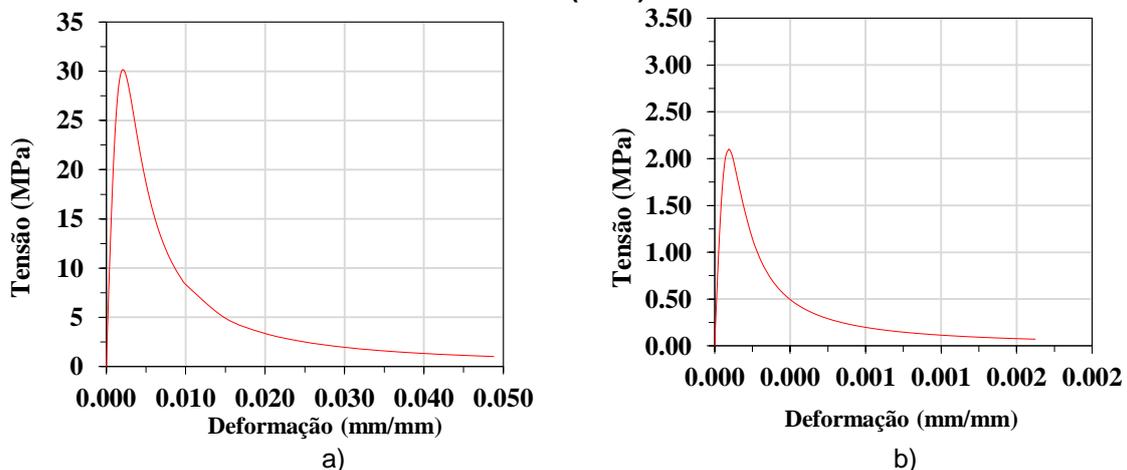
$$x \geq 1 \quad y = \frac{x}{\alpha_t(x-1)^{1,7} + x} \quad (\text{Eq. 13})$$

Com  $\alpha_t = 0,312f_t^2$ .

- **Modelo de Carreira e Chu (1985) e Carreira e Chu (1986)**

Carreira e Chu (1985) descrevem o comportamento do concreto submetido à compressão por uma única equação, Eq. 14. Esta equação é capaz de descrever o comportamento Tensão vs Deformação do concreto submetido à compressão nos trechos ascendente e descendente (Figura 3.20a). O modelo de Carreira e Chu (1986) para o concreto à tração, mostrado na Figura 3.20b, também é descrito por uma única equação (Eq. 15).

**Figura 3.20: Modelos constitutivos do concreto: a) Carreira e Chu (1985), b) Carreira e Chu (1986)**



Fonte: Autor (2018)

$$\frac{f_c}{f'_c} = \frac{\beta(\varepsilon/\varepsilon'_c)}{\beta - 1 + (\varepsilon/\varepsilon'_c)^\beta} \quad (\text{Eq. 14})$$

$$\frac{f_t}{f'_t} = \frac{\beta(\varepsilon/\varepsilon'_t)}{\beta - 1 + (\varepsilon/\varepsilon'_t)^\beta} \quad (\text{Eq. 15})$$

Com  $\beta = \left[ \frac{f'_c}{32,4} \right]^3 + 1,5$  [MPa]

### 3.2.3 Acoplamentos e condições de contorno

No pacote computacional *Abaqus*<sup>®</sup> o modelo é construído pelo acoplamento de várias partes, em que os acoplamentos são vinculações de graus de liberdade dos nós entre regiões do modelo. Isto é, vincula-se graus de liberdade do nó de um elemento ao nó de outro elemento do modelo de modo que os dois apresentem o mesmo comportamento.

Como os conectores de cisalhamento foram eletrofundidos na viga, a simulação desta vinculação se deu por meio da ferramenta *merge*. Este acoplamento permite unir duas peças resultando em uma peça com geometria única, mas podendo ter diferentes elementos finitos e materiais.

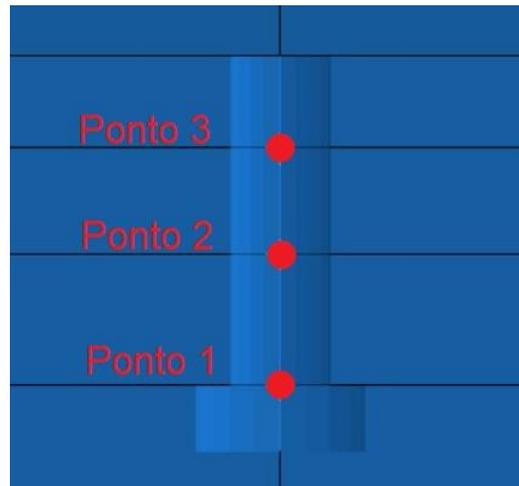
O comando *tie* foi utilizado para vincular alguns elementos com vistas a representar a não separação dos seguintes elementos:

- entre os parafusos e a chapa passante;
- entre a chapa passante e o núcleo de concreto do pilar preenchido;
- entre os parafusos e o perfil da viga; e
- entre o perfil do pilar e o núcleo de concreto do pilar preenchido.

A vinculação entre a armadura e a laje de concreto se deu pelo comando *embedded region*, que vincula os graus de liberdade de translação da armadura aos do concreto da laje.

Para simular o comportamento conjunto dos materiais aço e concreto foi utilizado o comando *tie* pontual. Foram vinculados três pontos do conector de cisalhamento à laje, sendo um ponto da cabeça e dois do corpo (Figura 3.21). O comando *tie* foi utilizado porque permite a transferência de tensões entres os dois elementos sem que haja separação ou escorregamento relativo, simulando a interação total entre os materiais, observada no modelo físico. Foi avaliada a influência do número de pontos do conector vinculados à laje de concreto considerando um, dois ou três pontos.

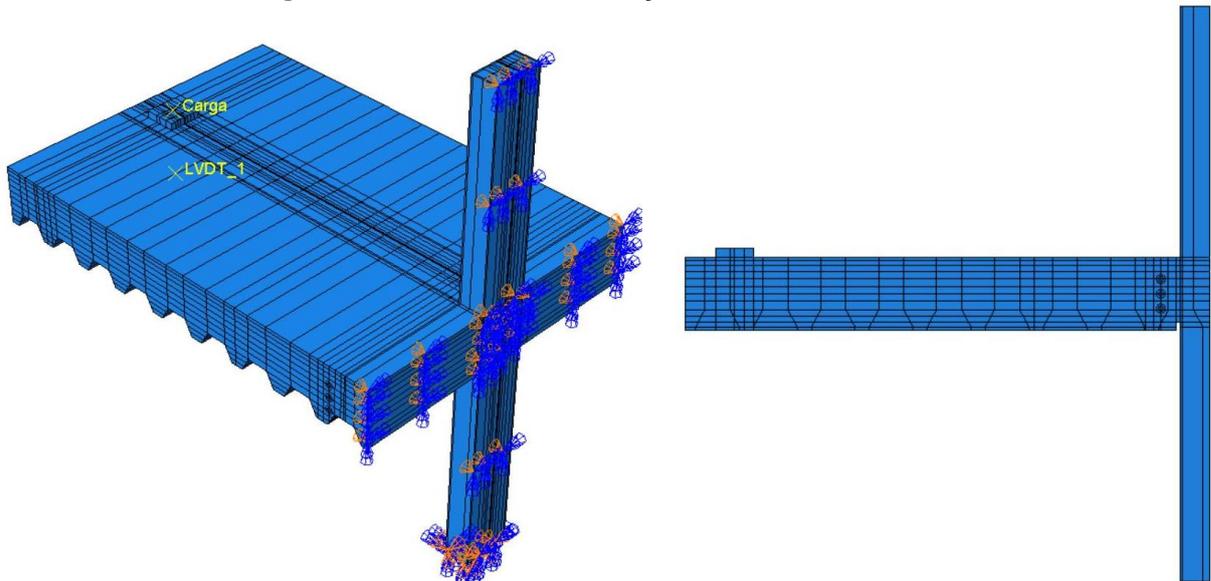
**Figura 3.21: Pontos de acoplamento entre conector de cisalhamento e laje de concreto**



Fonte: Autor (2018)

Para simular a vinculação da base do pilar, os deslocamentos e as rotações em todas as direções foram restringidos por meio do comando *encastre*. Como o modelo físico apresenta simetria de geometria e carregamento na direção *x*, direção longitudinal das vigas, foi realizada a modelagem de metade do modelo e utilizado o comando *XSYMM* (Figura 3.22). Deste modo, foi possível reduzir a quantidade de elementos e, conseqüentemente, o tempo de processamento.

**Figura 3.22: Simetria e vinculação do modelo numérico**



Fonte: Autor (2018)

### 3.2.4 Contato entre os componentes

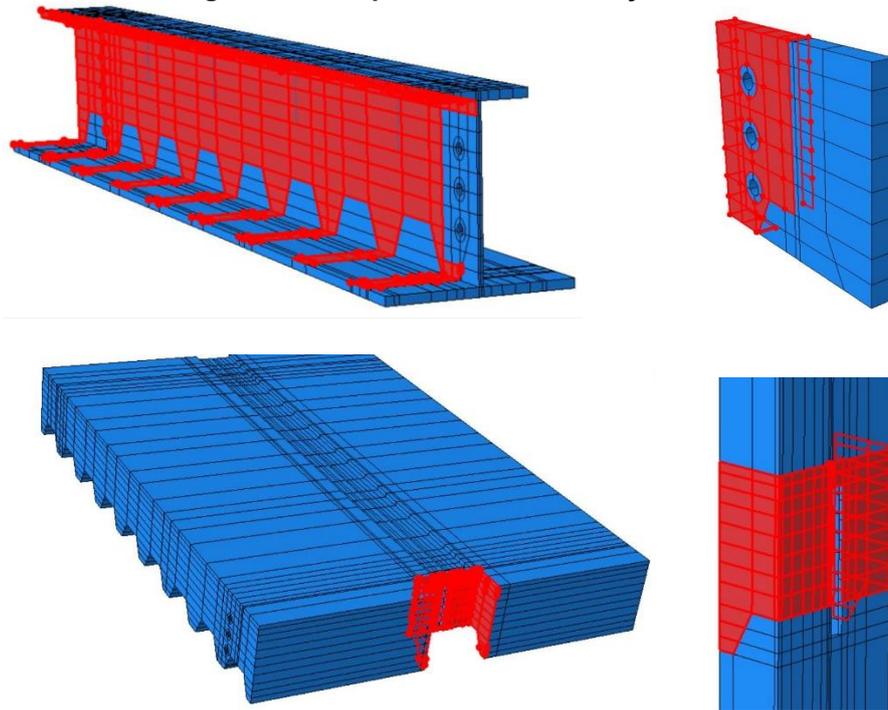
O pacote computacional *Abaqus*<sup>®</sup> permite a consideração de uma gama de interações entre os componentes como contato, acústica, transferência de calor, entre outras. A consideração dos contatos torna o modelo numérico muito mais realista, entretanto a característica não linear dos modelos de contato aumenta substancialmente o custo computacional. As regiões de contato são definidas por meio de propriedades mecânicas, térmicas e elétricas. Por se tratar de um estudo com foco no comportamento mecânico da ligação viga-pilar, a interação entre componentes do modelo numérico considera somente parâmetros referentes a propriedades mecânicas.

O comportamento mecânico das interações de contato é caracterizado por meio de vários parâmetros como comportamento na direção normal e tangencial, amortecimento, dano, fratura, entre outros. Dentre estes, os mais relevantes para o modelo numérico desenvolvido são o comportamento nas direções normal e tangencial à superfície de contato. Ainda, como o modelo possui dois tipos de materiais, aço e concreto, é necessário desenvolver dois tipos de interação de contato, aço-aço e aço-concreto.

Para a interação aço-aço a direção tangencial foi caracterizada com a formulação de fricção *frictionless*, ou seja, sem atrito para permitir que as superfícies em contato deslizem livremente. A direção normal foi caracterizada pela formulação *hard* com método de aplicação de restrição *Augmented Lagrange*, com a possibilidade de separação das superfícies quando submetidas à tração e transmissão completa de tensões sem penetração quando comprimidas. Já na interação aço-concreto, a direção tangencial foi caracterizada com a formulação de fricção *penalty* com as seguintes variações no coeficiente de atrito: 0, 0,25, 0,50 e 0,75; a direção normal foi caracterizada com a mesma formulação da interação aço-aço.

A atribuição das interações de contato entre corpos pode ser realizada por meio de três abordagens: contato geral, pares de contato ou elementos de contato. No caso da ligação em estudo foram utilizados pares de contato devido à maior facilidade em atribuir as interações às superfícies.

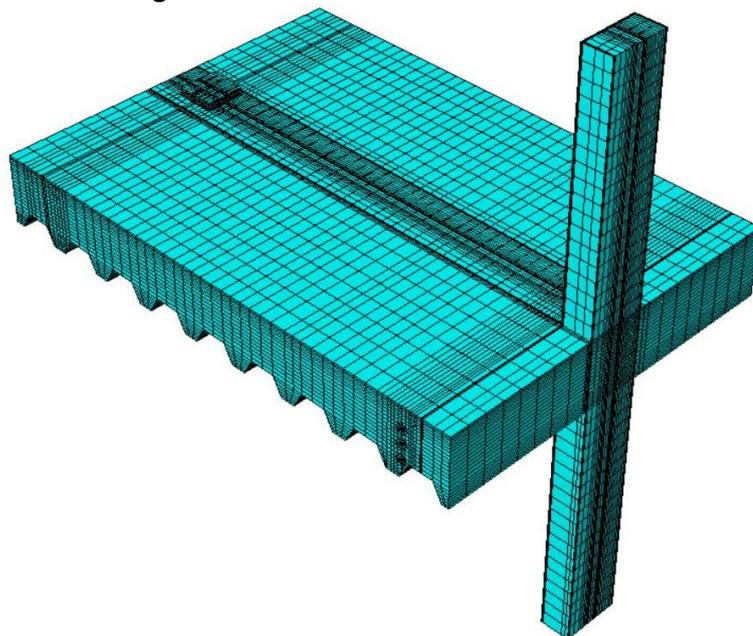
Tendo em vista que o modelo possui inúmeras interações de contato entre os componentes da ligação (viga-laje, viga-chapa, viga-parafuso, parafuso-chapa, laje-pilar, parafuso-laje), todas superfícies dos componentes que tem a possibilidade de entrar em contato foram definidas no *Assembly*. Essa definição das superfícies facilita atribuir as interações de contato às superfícies (Figura 3.23).

**Figura 3.23: Superfícies com interação de contato**

Fonte: Autor (2018)

### 3.2.5 Malha

Para obter resultados representativos é necessária uma malha com bom refinamento e elementos regulares. Deste modo, os componentes da ligação foram particionados até se obter malhas regulares e coincidentes. A geração das malhas se deu por meio da técnica *Sweep* com algoritmo *Medial Axis* (Figura 3.24).

**Figura 3.24: Malha do modelo numérico**

Fonte: Autor (2018)

A quantidade de elementos finitos em cada componente da ligação é listada na Tabela 3.4.

**Tabela 3.4: Quantidade de elementos finito por componente da ligação**

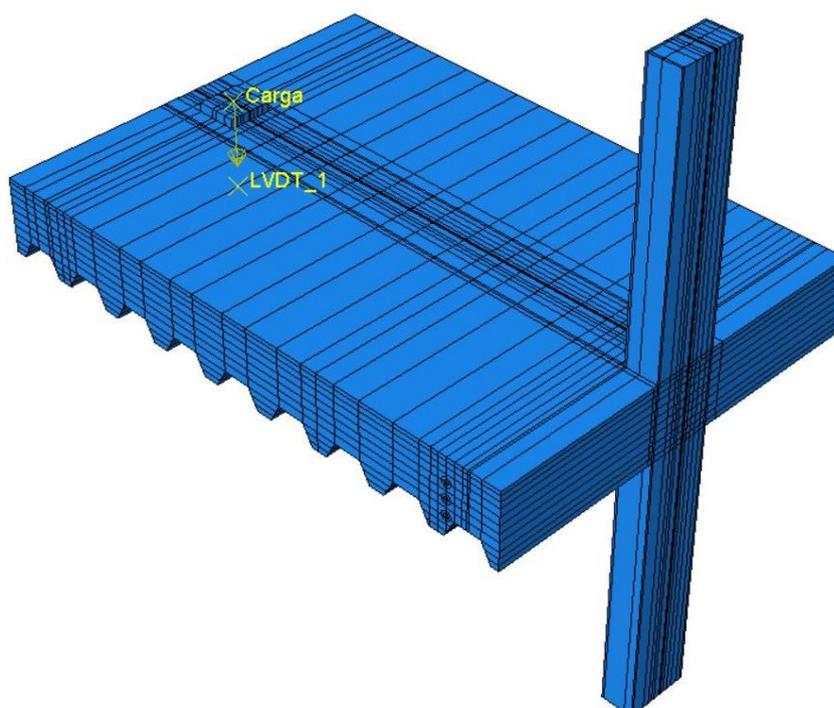
<i>Componente</i>	<i>Quantidade de elementos</i>
Chapa passante	520
Concreto do pilar	3444
Laje	46248
Parafuso	176
Perfil do pilar	3476
Perfil da viga	8169
Armadura	2548
Conector de cisalhamento	4

Fonte: Autor (2018)

### 3.2.6 Carregamento

Para aplicação do carregamento foram avaliadas duas possibilidades: aplicação de deslocamentos e de força. Ambos foram aplicados em forma de incrementos com valor inicial de 0,01, mínimo de  $1,10E^{-10}$  e máximo de 0,1 aplicados a uma distância de 1500 mm da face externa o pilar (Figura 3.25). Esses valores de incrementos foram adotados por apresentarem melhor convergência.

**Figura 3.25: Aplicação da carga**



Fonte: Autor (2018)

A aplicação dos deslocamentos e da carga foi realizada utilizando placas de carga acopladas na face externa da mesa superior da viga mista por meio do comando *tie*. Isto foi feito para evitar concentrações de tensões decorrentes da aplicação direta na viga. Além disso, a força de compressão no pilar misto preenchido não foi aplicada, uma vez essa tinha como objetivo estabilizar o modelo físico e não se mostrou relevante na simulação numérica.

No próximo capítulo são apresentados os resultados obtidos na análise numérica desenvolvida considerando os detalhes e modelos constitutivos aqui apresentados.

# 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo são apresentados os resultados das simulações numéricas realizadas considerando os parâmetros descritos no Capítulo 3; as análises foram realizadas até a obtenção de um modelo numérico que representasse satisfatoriamente o modelo físico de De Nardin e El Debs (2012). Foram avaliados parâmetros como modelo constitutivo dos materiais, consideração das interações de contato, parâmetros de plasticidade do modelo *Concrete Damaged Plasticity* (doravante denotado pela sigla CDP), tipo de solução das equações diferenciais e o tipo de carregamento. A validação do modelo numérico se deu por meio da comparação entre a curva Momento vs Rotação do modelo físico de De Nardin e El Debs (2012) com a do modelo numérico desenvolvido, além dos valores de momento último ( $M_u$ ) e rigidez ( $K_i$ ).

## 4.1 Influência do modelo constitutivo dos materiais com aderência perfeita

Por tratar-se de um modelo com alto grau de complexidade devido ao grande número de interações de contato e não linearidades físicas, buscou-se, primeiramente, avaliar a influência dos modelos constitutivos dos materiais sobre a resposta do modelo numérico. Para isto, foi necessário retirar os conectores de cisalhamento, desprezar as interações de contato e considerar aderência perfeita entre os componentes da ligação por meio da ferramenta de acoplamento *tie*.

Na avaliação da influência do modelo constitutivo do aço, foram mantidos fixos o modelo constitutivo do EN-1-1 (1992) para o concreto à compressão e o modelo de Silva (2013) para o concreto à tração. Os valores dos parâmetros de plasticidade do concreto (CDP) também se mantiveram constantes nessa etapa (Tabela 4.1).

**Tabela 4.1: Parâmetros de plasticidade do CDP**

$\psi$	$e$	$\nu$	$K$	$f_{b0}/f_{c0}$
36°	0,0697	0,001	2/3	1,16

Fonte: Autor (2018)

Deste modo, para avaliar a influência dos modelos constitutivos do aço foram feitas as combinações apresentadas na Tabela 4.2.

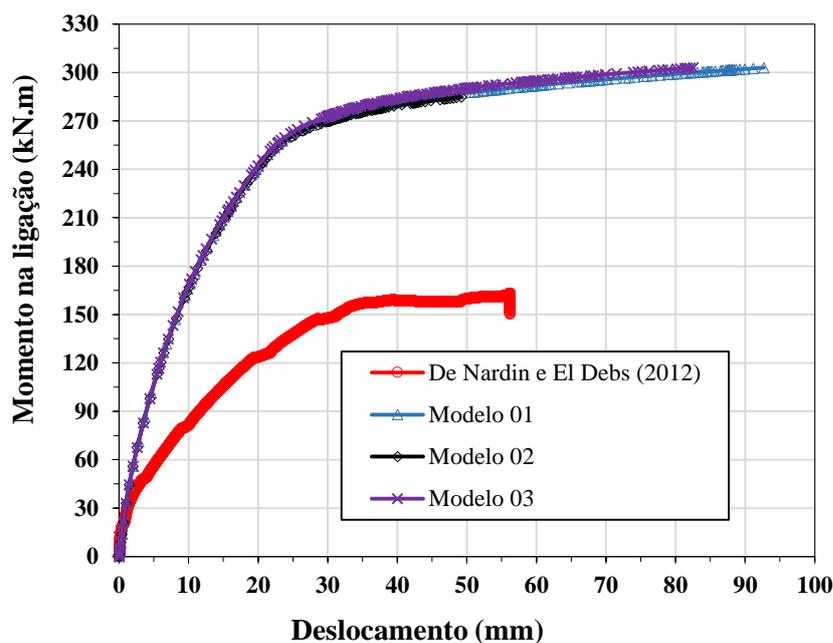
Tabela 4.2: Modelos numéricos para avaliação dos modelos constitutivos do aço

<i>Modelo</i>	<i>Modelo do aço</i>	<i>Modelo do concreto à compressão</i>	<i>Modelo do concreto à tração</i>
Modelo 01	Maggi (2004)	EN 1992-1-1	Silva (2013)
Modelo 02	Sherbourne e Bahaari (1996)	EN 1992-1-1	Silva (2013)
Modelo 03	Almeida (2012)	EN 1992-1-1	Silva (2013)

Fonte: Autor (2018)

Os modelos constitutivos foram implementados e constatou-se que as variações nos mesmos resultaram em diferença desconsideráveis na resposta Momento vs Deslocamento, com deslocamentos medidos à 1515 mm da face externa do pilar; mas, nenhum dos três modelos constitutivos avaliados resultou em comportamento próximo dos observados no modelo físico, apresentando comportamento muito mais rígido que o modelo físico (Figura 4.1).

Figura 4.1: Comparação dos modelos constitutivos aço



Fonte: Autor (2018)

Mesmo apresentando comportamento muito semelhantes entre si, optou-se pela utilização do modelo constitutivo de Maggi (2004) - Modelo 1- para as simulações posteriores. Essa escolha ocorreu porque com esse modelo constitutivo o modelo numérico avançou bastante e conseguiu descrever o comportamento do modelo físico até o colapso apresentando um trecho elástico linear, escoamento e plastificação (Figura 4.1). Assim, para a etapa seguinte que é avaliar a influência do modelo constitutivo do concreto foi adotado o modelo constitutivo de Maggi (2004) para todos os componentes de aço, com exceção da

armadura que se manteve com modelo elasto-plástico perfeito em todas as simulações. Nessa nova etapa também foram mantidos os parâmetros de plasticidade do concreto (CPD) já apresentados na Tabela 4.1. Nessa nova rodada de análises, agora voltada para avaliação do modelo constitutivo do concreto, foram feitas as combinações apresentadas na Tabela 4.3. Os parâmetros correspondentes a cada modelo foram apresentados no item 3.2.2.2.

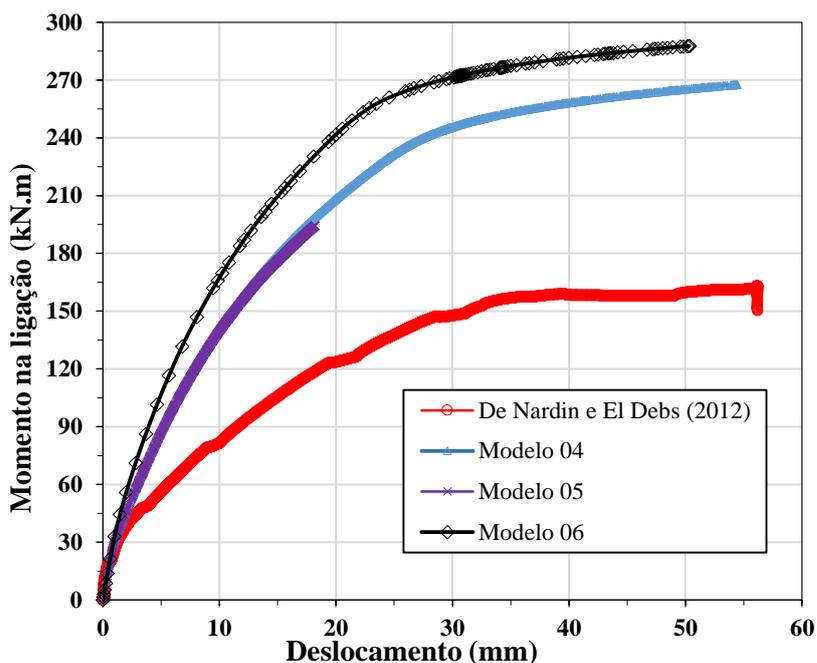
**Tabela 4.3: Variação dos modelos constitutivos do concreto**

<i>Modelo</i>	<i>Modelo do aço</i>	<i>Modelo concreto à compressão</i>	<i>Modelo concreto à tração</i>
Modelo 04	Maggi (2004)	Guo (2013)	Guo (2013)
Modelo 05	Maggi (2004)	Carreira e Chu (1985)	Carreira e Chu (1986)
Modelo 06	Maggi (2004)	EN 1992-1-1	Silva (2013)

Fonte: Autor (2018)

Observou-se que as variações no modelo constitutivo do concreto exerceram influência considerável na resposta do modelo numérico. Também percebe-se que a utilização do modelo constitutivo do EN-1-1 (1992) combinado com o modelo de Silva (2013) – Modelo 06 – resultou em comportamento mais rígido que as demais combinações. Outro fato observado foi a convergência: a combinação dos modelos de Carreira e Chu (1985) e Carreira e Chu (1986) – Modelo 05 – apresentou grande dificuldade, levando o modelo a interromper a simulação com aproximadamente 65% da carga aplicada (Figura 4.2).

**Figura 4.2: Influência do modelo constitutivo do concreto**



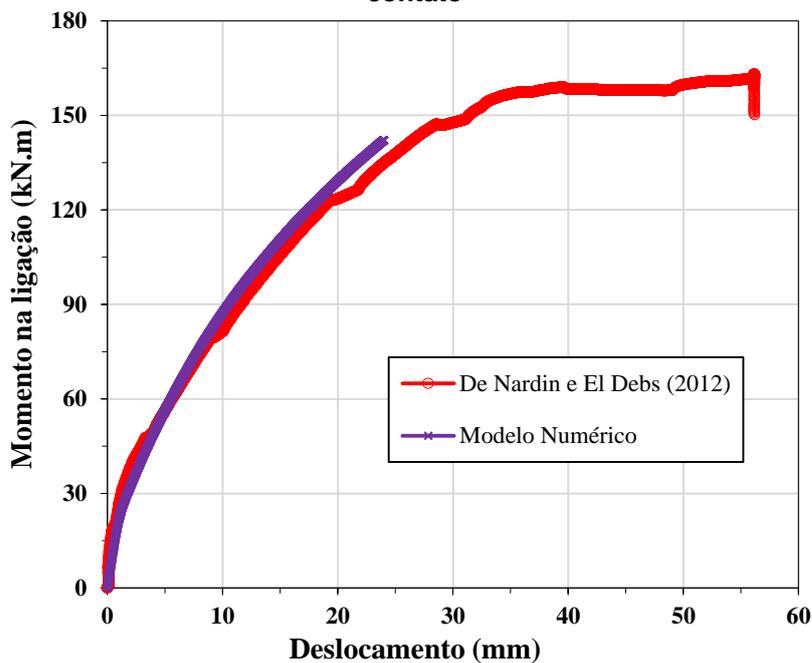
Fonte: Autor (2018)

Diante dos resultados obtidos com as variações dos modelos constitutivos de aço e concreto, optou-se por utilizar o modelo de Maggi (2004) para os elementos de aço, elasto-plástico perfeito para as armaduras e o modelo de Guo (2013) para o concreto. No decorrer das análises desenvolvidas até aqui foi observado que a consideração da aderência total por meio do comando *tie* tornou o modelo numérico muito mais rígido que o experimental (Figura 4.1 e Figura 4.2). Esse comportamento mostrou a necessidade da discretizar os conectores de cisalhamento e considerar as interações de contato no modelo numérico a fim de melhorar sua representatividade.

## **4.2 Consideração das interações de contato**

Inicialmente, as interações de contato foram consideradas, conforme descrito no item 3.2.4, com coeficiente de atrito aço-concreto igual a 0,50. Este valor foi adotado por Amadio, Bedon e Fasan (2017) em simulações de ligações mistas com chapa de extremidade de altura parcial e apresentou bons resultados. A discretização dos conectores de cisalhamento foi feita conforme o item 3.2.1 e o comportamento conjunto entre os materiais foi representado por meio da vinculação dos conectores de cisalhamento à laje, conforme item 3.2.3. Porém, inicialmente, os conectores de cisalhamento foram vinculados à laje utilizando o comando *tie* em um ponto entre a cabeça do conector e a laje. Entretanto, essa vinculação do conector levou o modelo a apresentar problemas de convergência e a simulação foi interrompida nos primeiros incrementos de carga. Visando melhorar a estabilidade e a convergência do modelo numérico, foi acrescentado mais um ponto de vinculação entre os conectores de cisalhamento e a laje, também por meio da ferramenta *tie*. Com essa mudança o modelo numérico apresentou melhoras e a aplicação de carga evoluiu até cerca de 27% da carga e a simulação foi interrompida. A nova tentativa feita foi acrescentar um terceiro ponto de vinculação entre os conectores de cisalhamento e a laje. Com a inserção desse terceiro ponto de vinculação entre os conectores de cisalhamento e a laje de concreto, o modelo tornou-se muito mais estável e sua convergência possibilitou a aplicação de cerca de 85% da carga resultando na curva mostrada na Figura 4.3.

Figura 4.3: Comparação do modelo numérico e experimental considerando as interações de contato

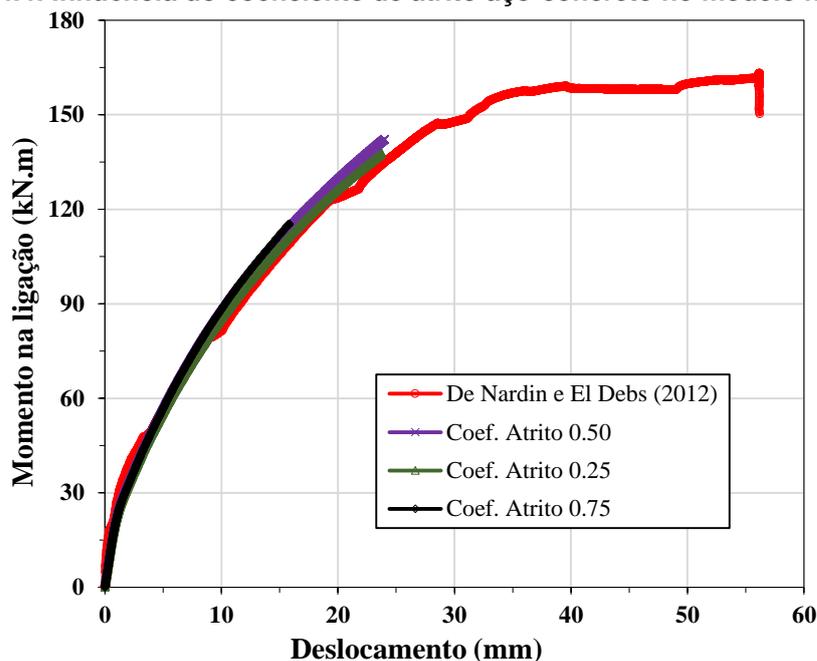


Fonte: Autor (2018)

Percebe-se que com a discretização dos conectores de cisalhamento e a consideração das interações de contato, o comportamento do modelo numérico apresentou boa concordância com o modelo físico. Entretanto, o modelo numérico mostrou dificuldades de convergência antes de atingir o momento último experimental que foi de 164,7 kN.m (Figura 4.3).

A fim de melhorar a convergência do modelo numérico e fazê-lo alcançar um pouco mais foi avaliada a influência do coeficiente de atrito considerando-se os valores de 0,25 e 0,75 além do valor de 0,50 já avaliado. O valor de 0,25 foi empregado por Gil e Bayo (2008) e Gil, Goni e Bayo (2013) em simulações de ligações mistas apresentando bons resultados. Já o valor de 0,75 foi escolhido por estar próximo do valor de coeficiente de atrito aço-concreto obtido por McCormick et al. (2009).

**Figura 4.4: Influência do coeficiente de atrito aço-concreto no modelo numérico**



Fonte: Autor (2018)

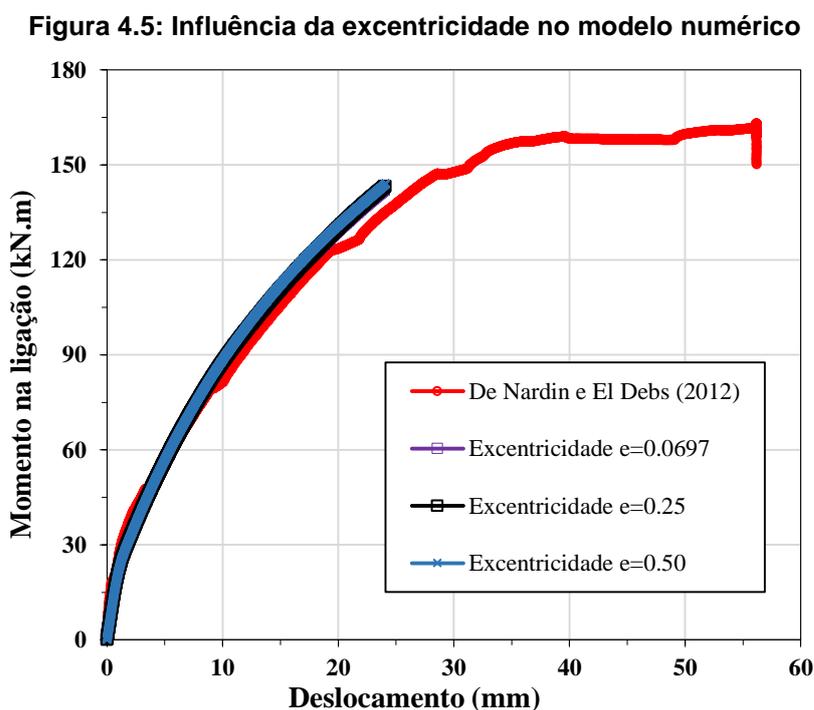
A partir dos resultados mostrados na Figura 4.4 verifica-se que a melhor resposta foi obtida para coeficiente de atrito aço-concreto igual a 0,25 pois houve melhora significativa na convergência do modelo numérico. Já o coeficiente de atrito igual a 0,75 tornou o modelo numérico levemente mais rígido, além de apresentar maior dificuldade de convergência (Figura 4.4). Assim, nas análises posteriores foi adotado coeficiente de atrito aço-concreto igual a 0,25.

### 4.3 Influência dos parâmetros de plasticidade do CDP

Uma vez definidos os parâmetros iniciais que resultaram num modelo numérico que representa adequadamente a resposta do modelo físico até um nível de aproximadamente 75% do momento máximo experimental, a próxima etapa foi o ajuste de alguns parâmetros a fim de fazer o modelo numérico avançar mais e representar toda a fase de carregamento do modelo físico. Aqui vale lembrar que o modelo numérico atual tem os conectores de cisalhamento discretizados e vinculados por 3 pontos à laje de concreto, o comportamento dos elementos de aço é representado por um modelo multilinear (MAGGI, 2004), armaduras com modelo elasto-plástico perfeito, concreto por Guo (2013) e as interações foram discretizadas considerando coeficiente de atrito igual a 0,25.

O primeiro passo para isso foi avaliar a influência dos parâmetros relacionados à plasticidade do concreto (*Concrete Damaged Plasticity – CDP*). Como observado por Kirchof (2004), os aspectos de convergência da modelagem numérica podem estar relacionados a possíveis limitações do modelo de dano *Concrete Damaged Plasticity* quando associado a

elementos C3D8R. Uma saída para melhorar a convergência do modelo numérico é a alteração dos parâmetros de plasticidade do concreto. Assim, foram realizadas simulações com variação nos parâmetros de excentricidade ( $e$ ) e viscoplasticidade ( $v$ ). Kirchhof (2004) salienta que a excentricidade ( $e$ ), obtida pela relação  $f_t/f_c$ , não possui sentido físico e sua variação é um artifício numérico para identificar e ajustar possíveis limitações do modelo *Concrete Damaged Plasticity*. Assim, a fim de tentar melhorar a convergência do modelo numérico foram avaliados os seguintes valores de excentricidade: 0,0697; 0,25 e 0,50, também avaliados por Kirchhof (2004).



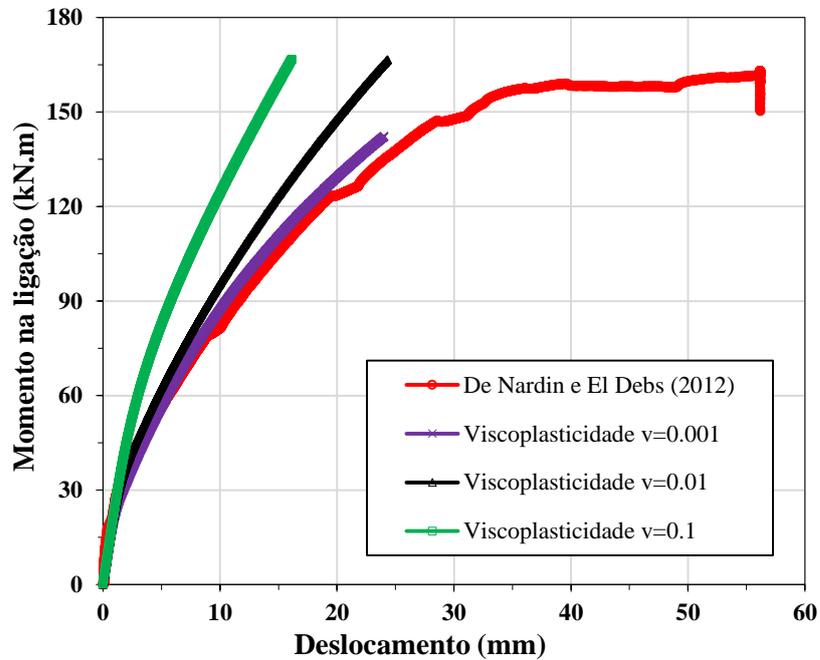
Fonte: Autor (2018)

Comparando os resultados numéricos e experimental, observa-se que a variação na excentricidade teve influência insignificante no modelo numérico, tanto na convergência quanto no comportamento global (Figura 4.5). Em função disso, optou-se por manter o valor de 0,0697 para a excentricidade.

O manual do *Abaqus*<sup>®</sup> destaca que materiais que tem degradação da rigidez, como é o caso do concreto, muitas vezes apresentam dificuldades de convergência em análises numéricas. Uma técnica para superar essas dificuldades de convergência é a regularização viscoplástica das equações constitutivas, que faz com que a rigidez tangencial do material se torne positiva para incrementos suficientemente pequenos. Como padrão, o *Abaqus*<sup>®</sup> adota valor de viscoplasticidade igual a zero, de modo que nenhuma regularização viscoplástica é realizada. Entretanto, ao adotar zero o modelo numérico apresentou severos problemas de

convergência e interrompeu a análise nos primeiros incrementos. Uma tentativa então foi feita variando a viscoplasticidade e adotando valores iguais a 0,1, 0,01 e 0,001.

**Figura 4.6: Influência da viscoplasticidade no modelo numérico**



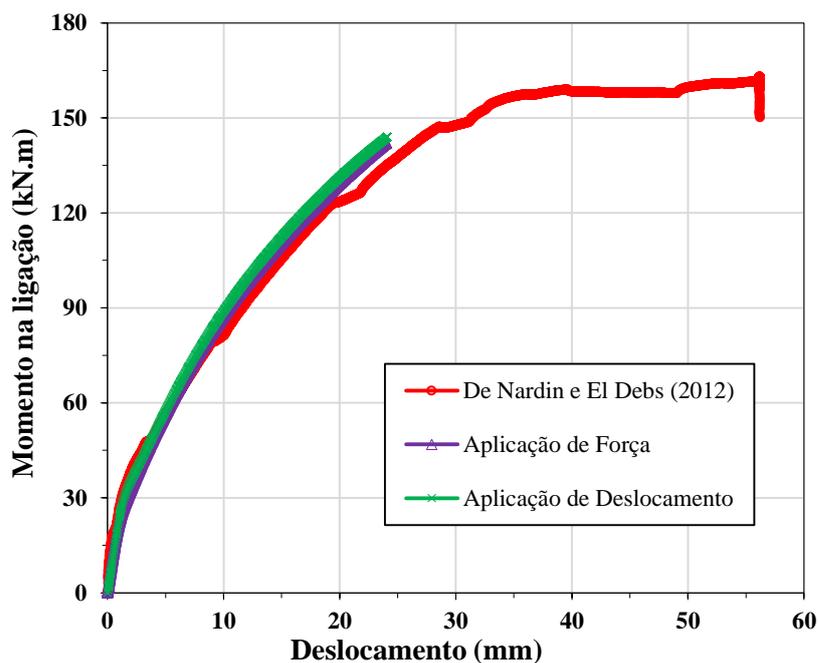
Fonte: Autor (2018)

Ao contrário da excentricidade, a viscoplasticidade exerceu grande influência tanto na convergência quanto no comportamento global do modelo numérico. Com o aumento da viscoplasticidade o modelo apresentou melhorias na convergência, porém ocorreu também um acréscimo da rigidez, causando grande discrepância entre o comportamento do modelo numérico e do experimental (Figura 4.6). A partir desses resultados foi adotada viscoplasticidade igual a 0,001, já adotada nos resultados anteriores.

#### 4.4 Influência do método de aplicação do carregamento

Em simulações para avaliação do comportamento mecânico de estruturas o pacote computacional *Abaqus*<sup>®</sup> permite a aplicação de deslocamentos e/ou força. A fim de avaliar a influência de aplicar força ou deslocamento foram realizadas duas simulações com incremento inicial de 0,01, valor mínimo de  $1,10E-10$  e máximo de 0,1.

**Figura 4.7: Influência do método de aplicação de carregamento**



Fonte: Autor (2018)

Os resultados, mostrado na Figura 4.7 indicam que houve diferenças irrelevantes entre os resultados obtidos e optou-se por continuar as análises considerando a aplicação de força.

#### 4.5 Ajuste do modelo final

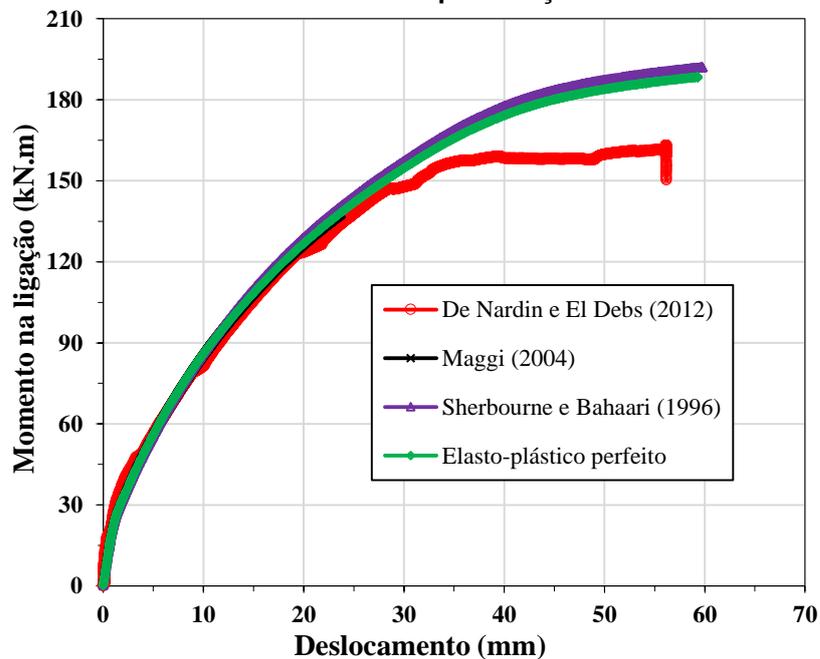
Visto que as avaliações realizadas até em relação ao modelo numérico não apresentaram melhorias na convergência buscou-se informações adicionais no manual do pacote computacional *Abaqus*<sup>®</sup> a fim de melhorar a convergência do modelo e evitar a interrupção do processamento.

O manual de utilização do pacote computacional *Abaqus*<sup>®</sup>, em sua seção *Job Diagnostics*, aponta que uma das razões para que a análise seja encerrada é por não encontrar uma solução convergente para o incremento mínimo utilizado. Esse fato poderia ter sido causado por:

- uso de elementos inadequados
- definição de restrições conflitantes
- não restrição do modelo
- dados de material
- sistema físico instável (flambagem)
- compressão de materiais incompressíveis altamente confinados (borracha).

Dentre as possíveis causas apontadas acreditou-se que aquela referente aos dados de material poderia ser uma causa provável. Assim, a fim de melhorar a convergência foram realizadas novas simulações utilizando para o aço os modelos constitutivos propostos por Sherbourne e Bahaari (1996) e o modelo elasto-plástico perfeito, ambos apresentados no item 3.2.2.1. Dessa nova análise resultaram os gráficos mostrados na Figura 4.8, onde se observa que o modelo constitutivo elasto-plástico perfeito aplicado a todos os componentes de aço proporcionou grande melhora na convergência do modelo numérico. Entretanto, o novo modelo numérico apresentou comportamento mais rígido que o experimental no trecho plástico.

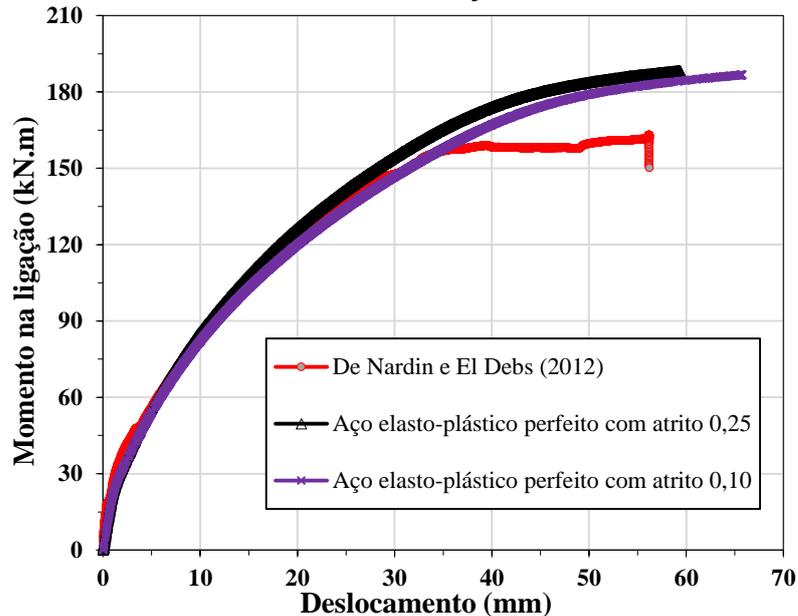
**Figura 4.8: Curva Momento vs Deslocamento do modelo numérico com diferentes modelos constitutivos para o aço**



Fonte: Autor (2018)

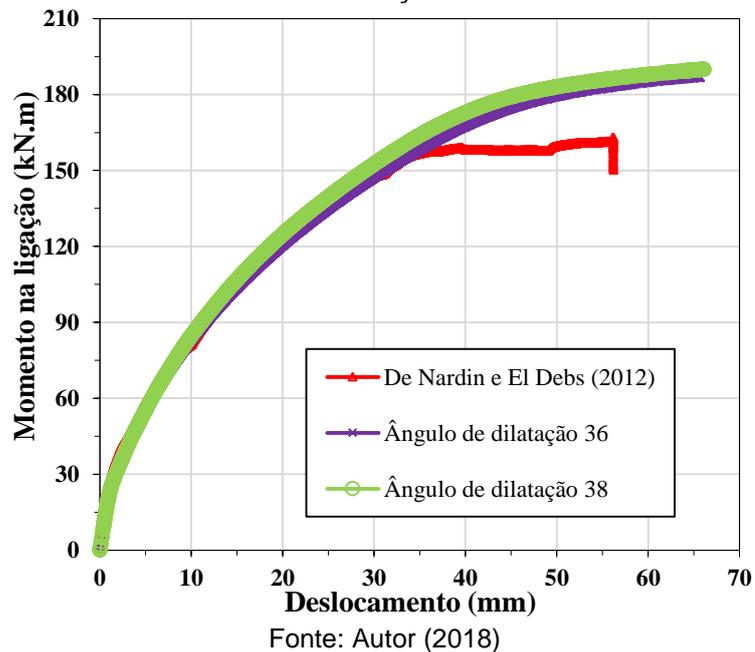
Com o problema de convergência superado, próximo passo foi melhorar a representatividade do modelo numérico no trecho plástico. Partindo do modelo constitutivo elasto-plástico perfeito para todos componentes de aço, o próximo passo foi reavaliar a influência do coeficiente de atrito aço-concreto, nessa nova análise tomando igual a 0,10 (Figura 4.9).

**Figura 4.9: Curva Momento vs Deslocamento do modelo numérico com alteração no coeficiente de atrito aço-concreto**



Comparando os resultados numérico e experimental observa-se que a redução do coeficiente de atrito aço-concreto teve pouca influência no modelo numérico, tornando-o levemente menos rígido no trecho elástico (Figura 4.9) e se mantendo mais rígido no trecho plástico. Em função disso, optou-se por manter o coeficiente de atrito aço-concreto igual a 0,10 e avaliar a influência do ângulo de dilatação na resposta do modelo numérico. Para essa análise foi adotando ângulo de dilatação igual a  $38^\circ$  e o resultado obtido é mostrado na Figura 4.10.

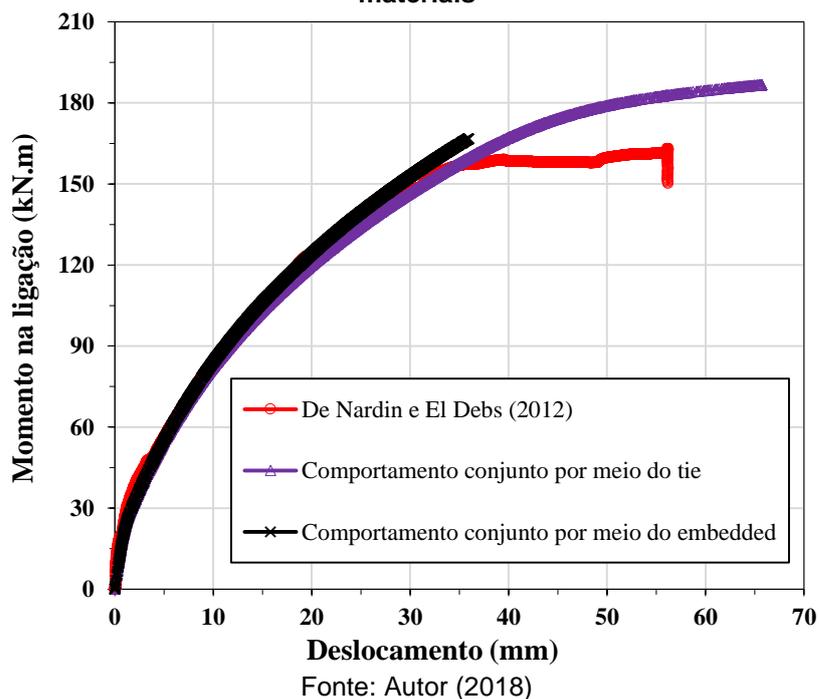
**Figura 4.10: Curva Momento vs Deslocamento do modelo numérico com variação no ângulo de dilatação**



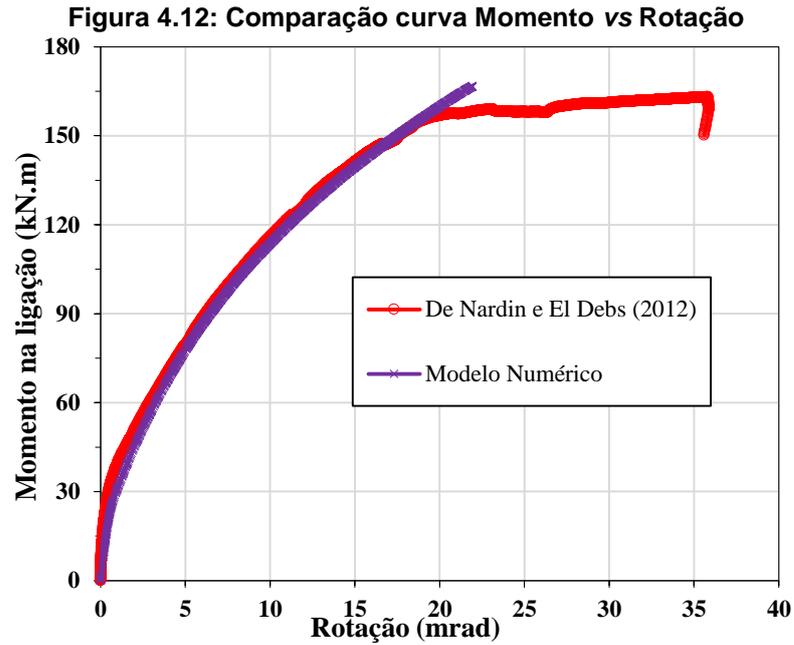
A Figura 4.10 ilustra que o aumento do ângulo de dilatação tornou a resposta do modelo numérico levemente mais rígida. Assim, optou-se por manter o ângulo de dilatação igual a 36°.

Visto que as variações feitas não modificaram significativamente a resposta do modelo numérico, optou-se por avaliar a forma como o comportamento conjunto dos materiais foi representado na modelagem. Assim, os pontos de vinculação feitos entre a laje de concreto e os conectores de cisalhamento (item 3.2.3) foram retirados e o comportamento conjunto entre os materiais foi realizado por meio da imersão dos conectores de cisalhamento na laje com o comando *embedded region*. Este método de simulação do comportamento conjunto apresentou bons resultados nas modelagens desenvolvidas por Ataei, Bradford e Valipour (2015) e Amadio, Bedon e Fasan (2017). Os resultados dessa alteração são apresentados na Figura 4.11.

**Figura 4.11: Comparação entre os métodos de simulação do comportamento conjunto entre os materiais**

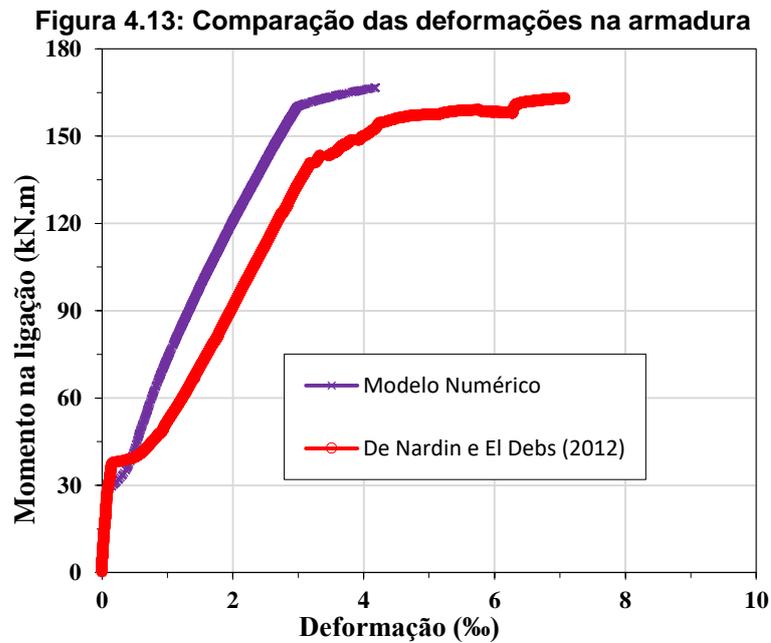


Analisando a Figura 4.11 é possível constatar que a simulação do comportamento conjunto por meio do *embedded region* apresentou boa concordância com o modelo físico. Nota-se que a simulação foi interrompida quando o modelo numérico atingiu 166,5 kN.m, muito próximo do atingido pelo modelo físico que foi de 164,7 kN.m. A fim de melhor avaliar a correlação desse modelo numérico com o físico, foi traçado o gráfico Momento vs Rotação da ligação para o modelo numérico (Figura 4.12), e se observa que o modelo numérico apresenta boa representatividade também em relação à rotação.



Fonte: Autor (2018)

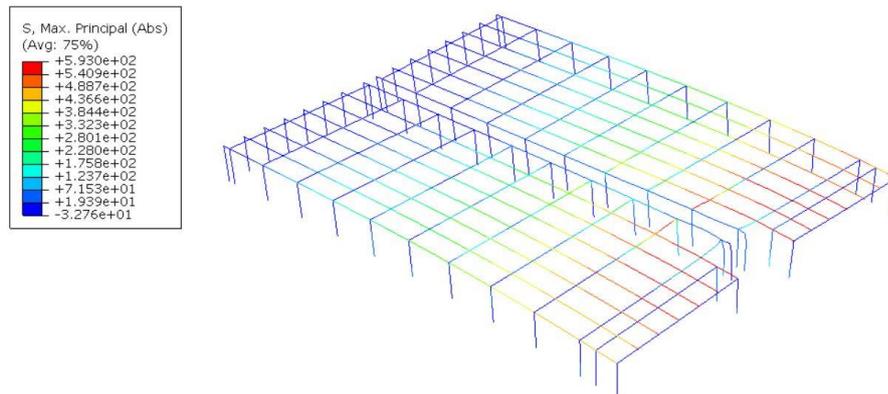
Analisando o comportamento do modelo numérico quanto às deformações na armadura verifica-se que embora o modelo não tenha avançado a ponto de representar toda a curva experimental, a interrupção da simulação ocorreu para um nível de carregamento em que o aço da armadura já apresentava deformações plásticas, caracterizando adequadamente o modo de falha observado no modelo físico (Figura 4.13).



Fonte: Autor (2018)

Quando materiais discretizados por modelos de plasticidade perfeita atingem a tensão de plasticidade, o pacote computacional *Abaqus*<sup>®</sup> extrapola a curva Tensão vs Deformação por uma reta horizontal, na qual a deformação plástica aumenta sem acréscimo de tensão; neste caso, a rigidez se mantém nula. Se a extrapolação acontece em um único elemento a simulação é executada sem problemas. Porém, quando vários elementos do modelo ultrapassam o regime plástico a simulação é interrompida indicando que a carga aplicada não é resistida pelo material. Ao analisar o panorama de tensões principais no modelo numérico para o último incremento de força aplicado é possível perceber que a tensão última na armadura atinge 593 MPa em vários elementos da armadura (Figura 4.14). Esse valor de tensão é exatamente o obtido experimentalmente para a resistência ao escoamento da armadura. Verifica-se também que as maiores tensões ocorrem nas barras longitudinais mais próximas do pilar. A intensidade das tensões vai diminuindo à medida que aumenta a distância em relação ao eixo de simetria.

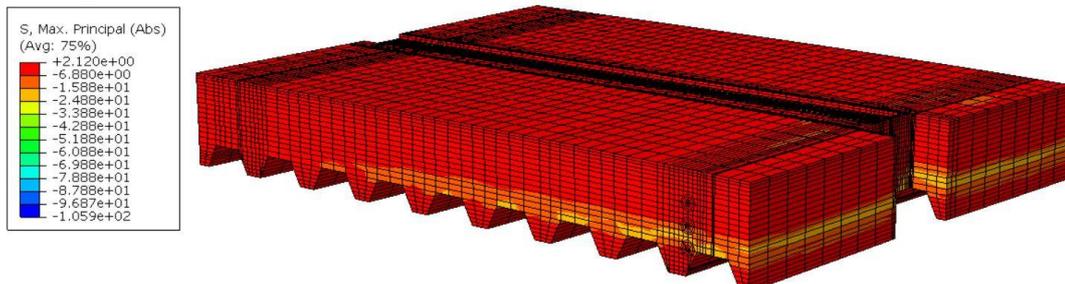
**Figura 4.14: Panorama de tensões na armadura para o último incremento de força**



Fonte: Autor (2018)

O panorama de tensões na laje de concreto (Figura 4.15) permitiu identificar claramente a região tracionada (parte superior da laje) e a região comprimida (parte inferior). Na região tracionada as tensões atingiram valores da ordem de 2,12 MPa quando a simulação foi interrompida, indicando que o material chegou ao seu limite de resistência (Tabela 3.1).

**Figura 4.15: Panorama de tensões na laje para o último incremento de força**

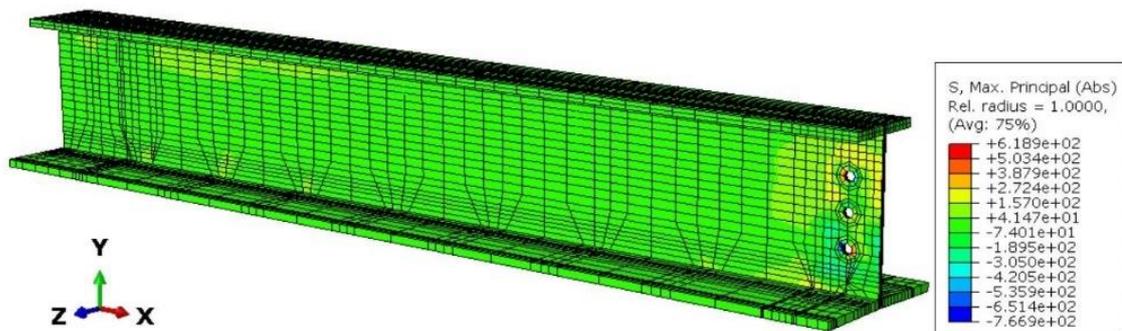


Fonte: Autor (2018)

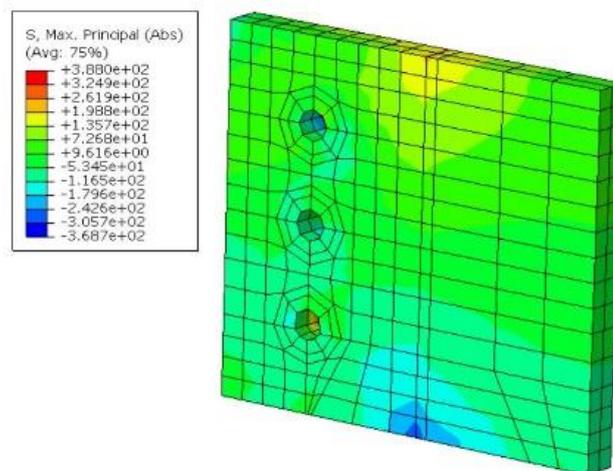
Assim, observando as Figuras 4.13 e 4.14 constata-se que a interrupção da simulação se deu pelo escoamento da armadura, mesmo modo de falha observado no modelo físico de De Nardin e El Debs (2012). Ou seja, os panoramas de tensões no concreto e na armadura corroboram a boa representatividade do modelo numérico em relação aos resultados experimentais.

Já o perfil de aço da viga (Figura 4.16a) e a chapa passante (Figura 4.16b) apresentaram níveis de tensão baixos, bem abaixo da resistência ao escoamento dos materiais (Tabela 3.1), indicando que estes componentes foram pouco solicitados. Esse comportamento também foi observado por De Nardin e El Debs (2012) no modelo experimental, visto que o perfil da viga e a chapa passante apresentaram deformações insignificantes.

**Figura 4.16: Panorama de tensões no perfil da viga e na chapa passante para o último incremento de força**



a)



b)

Fonte: Autor (2018)

Visto a boa concordância em nível global (Figura 4.12), local (Figura 4.13) e boa representatividade do modo de falha, o modelo numérico desenvolvido foi considerado válido para representar o comportamento do modelo físico de De Nardin e El Debs (2012). Deste modo, o modelo numérico validado possui geometria conforme item 3.3.3, elementos finitos conforme item 3.2.1, elementos de aço representados pelo modelo constitutivo elasto-plástico perfeito e valores de resistência conforme Tabela 3.1, modelo constitutivo de Guo (2013) para o concreto e parâmetros de plasticidade conforme Tabela 4.1, interações de contato conforme item 3.2.4 e coeficiente de atrito aço-concreto igual a 0,10. A vinculação entre armadura e laje de concreto e comportamento conjunto entre os materiais foram representados pelo comando *embedded region* e a força foi aplicada em incrementos com valor inicial 0,01, valor mínimo de  $1,10E^{-10}$  e máximo de 0,1.

Com o modelo numérico validado é possível obter os principais parâmetros que definem o comportamento mecânico da ligação mista a partir dos valores mostrados na Figura 4.12. Por apresentar comportamento altamente não linear a ABNT NBR 8800 (2008) e o EN-3-1-8 (2005) recomendam que a rigidez rotacional seja calculada a 2/3 do momento máximo. Assim, a Tabela 4.4 apresenta os valores dos principais parâmetros extraídos das curvas Momento vs Rotação experimental de De Nardin e El Debs (2012) e do modelo numérico desenvolvido no presente estudo.

**Tabela 4.4: Valores de momento, rotação e rigidez do modelo numérico e experimental**

<b>Modelo</b>	<b>Momento Último (kN.m)</b>	<b>2/3 Momento Último (kN.m)</b>	<b><math>\Delta</math> (%)</b>	<b>Rotação (mrad)</b>	<b><math>\Delta</math> (%)</b>	<b>Rigidez (kN.m/mrad)</b>	<b><math>\Delta</math> (%)</b>
Experimental	163,00	108,67	+2,15	8,87	+8,00	12,25	-5,47
Numérico	166,50	111,00		9,58		11,58	

Fonte: Autor (2018)

Tomando o modelo experimental como referência, verificam-se diferenças percentuais insignificantes para os valores de momento último, rotação e rigidez rotação. Portanto, a partir dos resultados da Tabela 4.4 conclui-se que o modelo numérico representa de maneira bastante satisfatória tanto o comportamento quanto os principais parâmetros numéricos que representam o modelo físico. A partir desses resultados conclui-se que o modelo numérico pode ser utilizado para avaliar parâmetros geométricos e de resistência dos materiais que não foram avaliados experimentalmente.

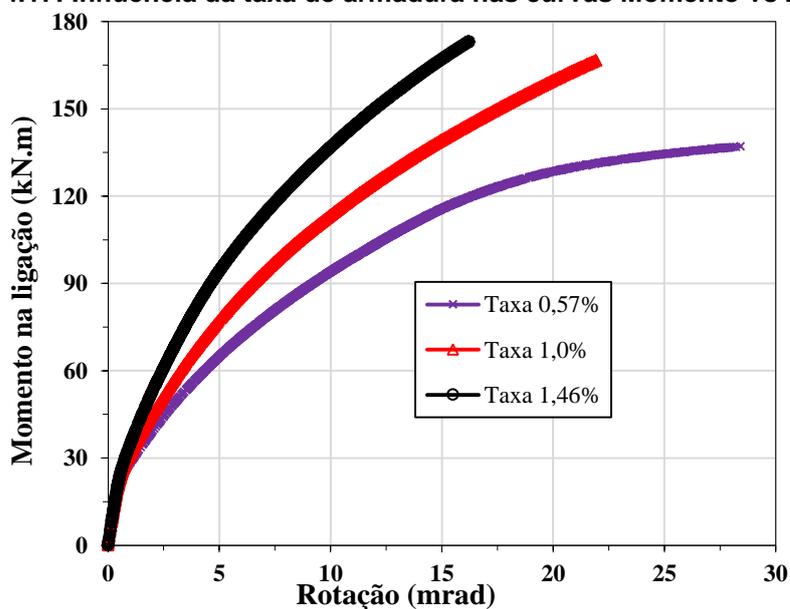
A seguir são apresentados resultados de uma breve análise paramétrica na qual foi investigada a influência da taxa de armadura sobre o comportamento, a rigidez e o momento último da ligação mista.

## 4.6 Análise paramétrica

Com a validação do modelo numérico é possível realizar a análise paramétrica a fim de avaliar a influência de outros parâmetros no comportamento da ligação. Entretanto, visto o grande custo computacional no processamento das simulações foi possível verificar somente a influência da taxa de armadura negativa sobre o comportamento da ligação mista envolvendo o pilar preenchido e o piso misto de pequena altura. Aqui cabe destacar que cada modelo numérico demandava cerca de 24 horas de processamento. Em função disso, apenas o parâmetro taxa de armadura foi avaliado e a escolha se deu com base nos resultados encontrados na revisão bibliográfica e que apontavam para esse como o principal parâmetro. Naturalmente, outros parâmetros poderiam influenciar de forma significativa mas não foram avaliados no presente estudo.

Para a variação da taxa de armadura da laje foi modificado o diâmetro das barras a fim de resultar em taxas de 0,57% e 1,46%, além da taxa de 1,0% já utilizada no modelo inicial. Na Figura 4.17 são apresentadas as curvas Momento vs Rotação para as três taxas de armadura analisadas no presente estudos. Percebe-se uma relação direta entre a taxa de armadura e seus efeitos na resposta do modelo numérico. Portanto, os resultados apresentados na Figura 4.17 indicam que a variação na taxa de armadura altera significativamente o comportamento Momento vs Rotação da ligação mista.

Figura 4.17: Influência da taxa de armadura nas curvas Momento vs Rotação



Fonte: Autor (2018)

A influência da taxa de armadura também pode ser observada nos valores de momento último, rotação e rigidez (Tabela 4.5). Os resultados numéricos mostram que uma redução de 43% na taxa de armadura da laje (reduzindo de 1% para 0,57%) implica em redução de 17,6% no momento resistente, 1,14% na rotação e 16,7% na rigidez inicial. Ou seja, reduzir a taxa

de armadura provoca redução em todos os parâmetros aqui avaliados, sendo mais significativa a redução que ocorre na rigidez rotacional inicial.

**Tabela 4.5: Influência da taxa de armadura no comportamento da ligação**

<i>Taxa (%)</i>	<i>Momento Último (kN.m)</i>	<i>2/3 Momento Último (kN.m)</i>	<i>Rotação (mrad)</i>	<i>Rigidez (kN.m/mrad)</i>
0,57 (-43%)	137,13 (-17,6%)	91,42	9,47 (-1,14%)	9,65 (-16,7)
1,00	166,50	111,00	9,58	11,58
1,46 (+46%)	173,07 (+3,95%)	115,38	7,21 (-24,73%)	16,00 (+38,2%)

Fonte: Autor (2018)

Em contrapartida, quando a taxa de armadura é aumentada em 46% em relação ao modelo de referência (1%), ocorre aumento no momento resistente e na rigidez inicial e redução considerável da rotação. Deste modo, conclui-se que acréscimos na taxa de armadura proporcionam ganho no momento último e na rigidez inicial, porém a rotação diminui; por outro lado, quando a taxa de armadura negativa é diminuída para 0,57% há uma variação muito pequena na rotação.

# 5 CONCLUSÕES

Os estudos envolvendo os pisos mistos de pequena altura usualmente estão voltados para a avaliação do comportamento da viga mista parcialmente revestida. Por outro lado, as ligações mistas estudadas contemplam ligações entre pilares, comumente de aço, e vigas mistas convencionais. O panorama atual mostra que há poucos estudos voltados para as ligações mistas entre pilares preenchidos e vigas mistas e, mais escassos ainda são os estudos de ligações mistas entre o pilar preenchido e o piso de pequena altura.

Diante do que foi apresentado ao longo de todo trabalho, o sistema de piso misto de pequena altura apresenta vantagens que contribuem significativamente, tanto em termos estruturais como construtivos, para projetos de estruturas mistas.

Assim, o presente estudo teve como objetivo principal o desenvolvimento de um modelo numérico representativo do comportamento Momento vs Rotação de uma ligação mista envolvendo pilar misto preenchido e piso misto de pequena altura. Para esse fim foi utilizado o pacote computacional *Abaqus*<sup>®</sup> e a validação do modelo numérico foi feita a partir da comparação de seus resultados com aqueles obtidos por De Nardin e El Debs (2012).

Em relação ao modelo considerando a aderência perfeita entre os materiais percebe-se que tal consideração torna o modelo muito mais rígido. Este comportamento é atribuído ao uso da vinculação tipo *tie*, isso porque tal vinculação não permite o movimento relativo entre duas superfícies. Também nota-se que o modelo constitutivo do concreto exerceu grande influência sobre o comportamento global do modelo numérico. Isso mostrou a necessidade de discretizar os conectores de cisalhamento e considerar as interações de contato no modelo numérico de forma mais realista.

Com a consideração das interações de contato o modelo numérico apresentou boa concordância com o modelo físico. Entretanto, o modelo numérico apresentou dificuldade de convergência. A fim de solucionar tal problema foi avaliada a influência dos parâmetros de plasticidade do modelo *Concrete Damaged Plasticity (CDP)*. Com isso, foi possível observar que o aumento da excentricidade ( $e$ ) e do ângulo de dilatação ( $\psi$ ) exercem pouca influência sobre o comportamento global da ligação e da convergência. Já acréscimos na viscoplasticidade ( $\nu$ ) melhoram a convergência, porém aumentam substancialmente a rigidez da ligação causando grande discrepância entre o comportamento do modelo numérico e experimental. O problema da convergência foi superado ao se utilizar o modelo constitutivo elasto-plástico perfeito para os elementos de aço.

Quanto à simulação do comportamento conjunto entre os materiais o modelo numérico em que tal comportamento se deu por meio do comando *embedded region* mostrou melhor

representatividade. O modelo numérico final apresentou resultados satisfatórios, sendo possível validá-lo para a curva Momento vs Rotação e para valores de momento resistente e rigidez inicial.

Durante o desenvolvimento do modelo numérico, algumas dificuldades foram encontradas, dentre elas destacam-se a dificuldade de convergência devido ao alto grau de não linearidades envolvidas e o grande custo computacional. Em algumas simulações foram gastas mais de 25 horas de processamento. Esse custo computacional ocasionou a seleção de um único parâmetro para análise de sua influência: a taxa de armadura negativa da laje de concreto. A seleção desse parâmetro se baseou nos resultados numéricos e experimentais encontrados na literatura e que apontam para a taxa de armadura como sendo o parâmetro mais relevante e mais investigado tanto numericamente quanto experimentalmente. Para esse breve estudo foram consideradas duas taxas adicionais de armadura, uma inferior (taxa de 0,57%) e outra superior (taxa de 1,46%) ao modelo de referência (taxa igual a 1%).

Em relação à análise paramétrica foi observado que a variação na taxa de armadura altera significativamente o comportamento Momento vs Rotação da ligação. O acréscimo na taxa de armadura proporciona aumento do momento resistente e da rigidez rotacional ao passo que reduz a rotação da ligação mista. Portanto, se o objetivo for aumentar o momento resistente, o estudo aqui realizado mostra que uma forma de obter esse resultado é aumentando a taxa de armadura; o mesmo ocorre caso a necessidade seja aumentar a rigidez rotacional. No entanto, o ganho nesses dois parâmetros traz a redução da rotação da ligação, o que é um resultado esperado pois o aumento da taxa de armadura traz aumento da rigidez e, por consequência, redução da rotação viga-pilar.

Assim, de maneira geral, o objetivo inicial de desenvolver um modelo numérico que reproduza o comportamento real da ligação viga-pilar envolvendo o piso misto de pequena altura e o pilar preenchido de seção quadrada foi atingido e o modelo numérico se mostrou uma excelente ferramenta para estudos posteriores.

Como sugestão para trabalhos futuros aponta-se:

- Avaliar a influência de parâmetros geométricos e de resistência no comportamento da ligação
- Investigar um modelo numérico mais simplificado a fim de possibilitar redução no tempo de processamento e permitir ampliar as análises paramétricas.
- Avaliar a influência da discretização dos conectores de cisalhamento por meio de elementos sólidos e o impacto dessa nova forma de discretização na resposta do modelo e no tempo de processamento.

## 6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AHMED, B.; LI, T. Q.; NETHERCOT, D. A. Modelling composite connection response. In **Connections in Steel Structures: Behaviour, Strength and Design**, 1995, Trento. Proceedings of the Third International Workshop, ed. R. Bjorhovde, A. Colson and R. Zandonini, 29-31 May 1995, p. 259-268.
- ALMEIDA, P. H. F. **Estudo numérico de um dispositivo de transferência de cargas em pilares mistos tubulares preenchidos com concreto**. 2012, 135p. Dissertação (Mestrado em Estruturas) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2012.
- AMADIO, C.; BEDON, C.; FASAN, M. Numerical assessment of slab-interaction effects on the behaviour of steel-concrete composite joints. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 139, p. 397–410, 2017.
- AMADIO, C.; BEDON, C.; FASAN, M.; PECCE, M.R. Refined numerical modelling for the structural assessment of steel-concrete composite beam-to-column joints under seismic loads. **Engineering Structures**, v. 138, p. 394–409, 2017.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800:2008**. Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.
- ATAEI, A.; BRADFORD, M. A.; VALIPOUR, H. R. Experimental study of flush end plate beam-to-CFST column composite joints with deconstructable bolted shear connectors. **Engineering Structures**, v. 99, p. 616–630, 2015.
- ATAEI, A.; BRADFORD, M. A.; VALIPOUR, H. R. Moment-rotation model for blind-bolted flush end-plate connections in composite frame structures. **Journal Structural Engineering**, v.141, p. 401–421, 2015.
- ATAEI, A.; BRADFORD, M. A. Numerical study of deconstructable flush end plate composite joints to concrete-filled steel tubular columns. **Structures**, v. 8, p. 130–143, 2016.
- BAILEY, C. G. The behaviour of asymmetric slim floor steel beams in fire. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 50, n. 3, p. 235–257, 1999.
- BARROS, M. O. **Análise e dimensionamento de pavimentos mistos slim floor**. 2011, 106p. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Ciência e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 2011.
- BERNUZZI, C.; GADOTTI, F.; ZANDONINI, R. Semi-continuity in slim floor steel-concrete composite systems. In: **Proceedings of the 1<sup>st</sup> European Conference on Steel Structures**. 1995, Athens, p. 287-294.
- BESSA, W. O. **Análise experimental e numérica de ligações viga mista-pilar com cantoneira de alma e assento – pavimento tipo e ligações isoladas**. 2009, 266p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.
- BOTH, C.; FELLINGER, J. H. H.; TWILT, L. Shallow floor construction with deep composite deck: From fire tests to simple calculation rules. **Heron**, v. 42, n. 3, p. 145–158, 1997.
- CARREIRA, D.J.; CHU, K. H. Stress-strain relationship for plain concrete in compression. **ACI Journal**, v. 82, p. 797–804, 1985.
- CARREIRA, D.J.; CHU, K. H. Stress-strain relationship for reinforced concrete in tension. **ACI Journal**, v. 83, p. 21–28, 1986.
- CAVALCANTI, L. A. **Estudo teórico-experimental da contribuição da armadura para a capacidade resistente de vigas parcialmente revestidas**. 2010, 143p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.
- CHEN, S.; LIMAZIE, T.; TAN, J. Flexural behavior of shallow cellular composite floor beams with innovative shear connections. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 106, p. 329–346, 2015.

- DE NARDIN, S. **Estudo teórico-experimental de pilares mistos preenchidos com concreto de alta resistência**. 1999, 148p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.
- DE NARDIN, S.; EL DEBS, A. L. H. C. Study of partially encased composite beams with innovative position of stud bolts. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 65, n. 2, p. 342–350, 2009.
- DE NARDIN, S. **Investigação de dispositivos de ligação entre pilares preenchidos e vigas mistas em pavimentos mistos delgados**. 2007. 154p. Relatório científico n. 04 – pós-doutorado Processo Fapesp no. 02/14209-4. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- DE NARDIN, S.; EL DEBS, A. L. H. C. Composite connections in slim-floor system: An experimental study. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 68, n. 1, p. 78–88, 2012.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1992-1-1: Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings**. Brussels, 2004. 225p.
- \_\_\_\_\_. **EN1993-1-8**. Eurocode 3: Design of structures - Part 1-8: Design of joints. Brussels, 2005.
- \_\_\_\_\_. **EN1993-1-4**. Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-4: General rules - Supplementary rules for stainless steels. Brussels, 2006.
- ESLAMI, M.; NAMBA, H. Rotation capacity of composite beam connected to RHS column, experimental test results. **Steel and Composite Structures**, v. 22, n. 1, p. 141–159, 2016.
- FARIAS, R. S. **Estudo teórico-experimental do efeito da laje na transferência de forças em ligações viga-pilar**. 2008, 138p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.
- FIGUEIREDO, L. M. F. **Ligações mistas viga-pilar - Análise teórica e experimental**. 2004, 253p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.
- FIGUEIREDO, L. M. F.; GONÇALVES, R. M. Comportamento de ligações mistas viga-pilar. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**, p. 95–116, 2007.
- FISH, J.; BELYTSCHKO, T. Um primeiro curso em elementos finitos. 1 ed. Rio de Janeiro: LTC, 2000.
- FU, F.; LAM, D.; YE, J. Parametric study of semi-rigid composite connection with 3-D finite element approach. **Engineering Structures**, v. 29, p. 888–898, 2007.
- FRIEDRICH, J. T. **Análise Teórico - Experimental de Pisos Mistos de Pequena Altura**. 2012. 128p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.
- GIL, B.; BAYO, E. An alternative design for internal and external semi-rigid composite joints. Part II: Finite elemento modelling and analytical study. **Engineering Structures**, v. 30, p. 232–246, 2008.
- GIL, B.; GONI, R.; BAYO, E. Experimental and numerical validation of a new design for three-dimensional semi-rigid composite joints. **Engineering Structures**, v. 48, p. 55–69, 2013.
- GIZEJOWSKI, M.; KOZLOWSKI, A.; LORENC, W. Modelling of the nonlinear behaviour of steel-concrete composite beams and beam-to-column joints – from theory to practice. In: **The 12<sup>th</sup> International Conference on Metal Structures**. 2011, Wroclaw, p. 4-29.
- GUO, Z. Principles of reinforced concrete. 1 ed. Oxford: Elsevier, 2013.
- HAJJAR, J.F.; LEON, R.T.; GUSTAFSON, M.A.; SHIELD, C.K. Seismic response of composite moment-resisting connection. **Journal of Structural Engineering**, v. 124, n. 8, p. 877–885, 1998.
- JANKOWIAK, T.; LODYGOWSKI, T. Identification of parameters of concrete damage plasticity constitutive model. **Foundations of Civil and Environmental Engineering**, v. 06, p. 53–69, 2005.
- JURADO, M. G. **Estudio del comportamiento estructural de los forjados tipo “slim floor” bajo cargas de servicio**. 2008. 154p. Tesis (Doctorado) – Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 2008.

- KATAOKA, M. N. **Estudo do comportamento de ligações viga-pilar preenchido submetido a ações cíclicas**. 2011. 192p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.
- KIRCHHOF, L. D. **Uma contribuição ao estudo de vigas mistas aço-concreto simplesmente apoiadas em temperatura ambiente e em situação de incêndio**. 2004, 143p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.
- LAWSON, R. M.; MULLETT, D. L.; RACKHAM, J. W. Design of Asymmetric "Slimflor" Beams using Deep Composite Decking. The Steel Construction Institute, Publication 175, 1997.
- LIMAZIE, T.; CHEN, S. Numerical procedure for nonlinear behavior analysis of composite slim floor beams. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 106, p. 209–219, 2015.
- LIMAZIE, T.; CHEN, S. FE modeling and numerical investigation of shallow cellular composite floor beams. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 119, p. 190–201, 2016.
- LOH, H. Y.; UY, B.; BRADFORD, M. A. The effects of partial shear connection in composite flush end plate joints Part I - experimental study. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 62, p. 378–390, 2006.
- MA, Z.; MAKELAINEN, P. Behaviour of composite slim floor structures in fire. **Journal of Structural Engineering**, v. 126, n. JULY, p. 830–837, 2000.
- MAGGI, Y. I. **Análise do comportamento estrutural de ligações parafusadas viga-pilar com chapa de topo estendida**. 2004, 269p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.
- MALASKA, M. **Behaviour of a semi-continuous beam-column connection for composite slim floors**. 102p. Thesis (Doctorate) - Helsinki University of Technology, Helsinki., 2000.
- MULLETT, D. L.; LAWSON, R. M. Slim floor Construction Using Deep Decking. The Steel Construction Institute, Publication 127, 1993.
- MCCORMICK, J.; NAGAE, T.; IKENAGA, M.; ZHANG, P.; KATSUO, M.; NAKASHIMA, M. Investigation of the sliding behavior between steel and mortar for seismic applications in structures. **Earthquake Engineering and Structural Dynamics**, v. 38, p. 1401–1419, 2009.
- NÁDASKÝ, P. Steel-Concrete Composite Beams for Slim Floors – Specific Design Features in Scope of Steel Frames Design. **Procedia Engineering**, v. 40, n. 0, p. 274–279, 2012.
- PUHALI, R.; SMOTLAK, I.; ZANDONINI, R. Semi-rigid composite action: experimental analysis and suitable model. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 15, p. 121–151, 1990.
- RAMOS, A. L. **Análise numérica de pisos mistos aço-concreto de pequena altura**. 2010, 138p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.
- RACKHAM, J.W.; HICKS, S.J.; NEWMAN, G.M. Design OF Asymmetric Slimflor Beams with Precast Concrete Slabs. The Steel Construction Institute, Publication 342, 2006.
- ROCHA, F. M. **Modelos numéricos de vigas mistas de aço e concreto pertencentes a sistemas de pisos mistos de pequena altura em situação de incêndio**. 2012, 267p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.
- ROCHA, F. M. **Pilares de aço e mistos de aço e concreto inseridos em paredes em situação de incêndio**. 2016, 262p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2016.
- ROEDER, C.; MACRAE, G.; WATERS, C. Seismic behavior of steel braced frame connections to composite columns. **Connections in Steel Structure**, p. 51–62, 2000.
- SALVATORE, W.; BURSI, O. S.; LUCCHESI, D. Design, testing and analysis of high ductile partial-strength steel-concrete composite beam-to-column joints. **Computer and Structures**, v. 83, p. 2334–2352, 2005.
- SANTOS, T. J. **Análise numérica de uma ligação mista viga-pilar com chapa passante**. 2014. 159p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2014.
- SILVA, L. S.; SIMÕES, R. D.; CRUZ, P. J. S. Experimental behaviour of end-plate beam-to-column composite joints under monotonical loading. **Engineering Structures**, v. 23, p. 1383–1409, 2001.

- SILVA, H. P. **Simulação Numérica do Comportamento de Conectores de Cisalhamento Tipo Crestbond**. 2013, 109p. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2013.
- SOMMER, R. M. R. **Análise de vibrações em pisos mistos aço/concreto**. 2002. 140p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte., 2002.
- SOUZA, P. T. **Análise teórica e experimental de pisos mistos de pequena altura compostos por vigas metálicas e lajes alveolares de concreto**. 2016. 154p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2016.
- SHERBOURNE, A.N.; BAHAAARI, M.R. 3D simulation of bolted connections to unstiffened columns – I. T-stub connections. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 40, p. 169–187, 1996.
- SMITHA, M.S.; KUMAR, S.R.S. Steel-concrete composite flange plate connections – finite element modeling and parametric studies. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 82, p. 164–176, 2013.
- TEO, T. H. **Design appraisal of steel-concrete composite joints**. 222p. Thesis (Doctorate) – Department of Civil Engineering, National University of Singapore, Singapore, 2003.
- TINEO, R. P. **Ligação mista viga-pilar preenchido com chapa passante: modelagem numérica e análise paramétrica**. 2016. 154p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2016.
- TURNER, M. J.; CLOUGH, R. W.; MARTIN, H. C.; TOPP, L. J. Stiffness and deflection analysis of complex structures. **Journal of the Aeronautical Sciences**, v. 23, n. 9, p. 805–854, 1956.
- TRISTÃO, G. A. **Análise teórica e experimental de ligações viga mista-pilar de extremidade com cantoneiras de assento e alma**. 2006, 273p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.
- THAI, H.; UY, B. Finite element modelling of blind bolted composite joints. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 112, p. 339–353, 2015.
- THAI, H.; UY, B.; ASLANI, F. Behaviour of bolted endplate composite joints to square and circular CFST columns. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 131, p. 68–82, 2017.
- WANG, J.; ZHANG, H.; JIANG, Z. Thin-Walled Structures Seismic behavior of blind bolted end plate composite joints to CFTST columns. **Thin Walled Structures**, v. 108, p. 256–269, 2016.
- WANG, Y.; LU, Y.; SHI, Y.; ZHANG, R. Loading capacity of composite slim frame beams. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 65, n. 3, p. 650–661, 2009.